



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
كلية العلوم و التكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie
قسم الهندسة و المدنية و المعمارية
Département Génie Civil et Architecture



N° d'ordre : M...../GCA/2017

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Année universitaire : 2016 / 2017

Filière : Génie Civil

Spécialité : (construction en béton armé)

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT EN R+08 A USAGE
D'HABITATION +COMMERCE + PARKING AU SOUS SOL**

Présenté par :

1. Melle. NEGGAZ Raihana

Soutenu le..../..../2017 devant le jury composé de :

Président :

Examineur:

Encadreur : Mer.BENDANI Abdelakrim

sommaire

Chapitre I : Introduction :

I.1 . Introduction	1
I.2 . Présentation De L'ouvrage Et Hypothèses De Calcul	1
I.3.Délai Estimatif De La Réalisation	3
I.4.Caractéristiques De La Structure	3
I.5. Taux De Travail Du Sol	5
I.6. Caractéristiques Mécaniques Des Matériaux	5
I.7. Etats Limites	8
I.8. Méthode De Travail	11

Chapitre II : Pré-dimensionnement Des Eléments Structuraux

II.1.Introduction	12
II.2. Pré-Dimensionnement Des Poutres	12
II.3. Pré-Dimensionnement Des Poteaux	13
II.4. Pré-Dimensionnement Des Planchers	29
II.5. Pré-Dimensionnement Des Voiles	35

Chapitre II : Etude Des Planchers

III.1.Introduction	38
III . 2.Etude Du Plancher à Dalle Peine.....	38
III . 3.Etude Du Plancher à Corps Creux.....	53

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux.

IV.1. Etude De l'Acrotère	82
IV.2. Etude De l'Escalier	86
IV.3. Etude Des Balcons	100
IV.4. Etude de l'ascenseur	106

Chapitre V : Etude Dynamique Et Sismique .

V.1. Introduction	121
V.2. Définition Du Séisme	121
V.3. Considérations De Bases	123
V.4. Choix De La Méthode De Calcul	123
V.5. Spectre De Réponse De Calcul	124
V.6. Calcul De La Force Statique Equivalent Par La Méthode Dynamique Modale Spectrale	128
V.7. Modélisation De La Structure	131
V.8. Caractéristiques Géométriques Et Massiques De La Structure	134
V.9. vérifications diverses	137

Chapitre VI : Etude Au Vent .

VI.1. Introduction	141
VI.2. Application Du RNV99	141
VI.3. Action Du Vent Sur La Construction	142
VI.4. Conclusion	152

Chapitre VII : Etude Des Eléments De Contreventements .

VII.1. Introduction	153
VII.2 .Rôle De Contreventement	153
VII.3 Etude Des Eléments De Contreventements	153
VII.3.1.Etude Des portiques	153
VII.3.6.1. Ferrailage Des Poutres	160
VII. 3.6.2 . Ferrailage Des Poteaux	171
VII.3 .2.Etude Des voiles	166

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

VIII.1. Introduction	170
VIII.2. Etude Du Voile Périphérique	170
VIII.3. Etude Des Fondations	202
VIII.3. 1.Choix De Type De Fondation	202
VIII.3.2.Combinaison De Calcul	203
VIII.3.3.Calcul Des Semelles Isolées	203
VIII.3.4.Vérifications	204
VIII.3.5. Etude du Radier Général	204
VIII.3.6. Caractéristiques Géométriques Et Massiques Du Radier.....	209
VIII.3.7. Vérification De La Stabilité Du Radier	210
VIII.3.8. Ferrailage Du Radier	212
VIII.3.9. Etude Du Déborde Du Radier	219
VIII.3.10. Ferrailage Des Nervures	220

Chapitre IX : Conclusion

IX.. Conclusion	227
-----------------------	-----

Annexe

Plan De Situation Du Projet	228
Vu En Plan De Sous-sol I	229
Vu En Plan De Sous-sol II	230
Vu En Plan De R.D.C Et 1 ^{er} . Etage	231
Vu En Plan De Etage Courant	232
Coupe BB	233

1.1. Introduction :

Chez certains professionnels – surtout les architectes – on considère encore que la sécurité parasismique des bâtiments est uniquement une question de calcul et de dimensionnement de la structure porteuse par l'ingénieur civil. Ceci n'est de loin pas le cas! La conception et l'exécution de la structure porteuse et des éléments non porteurs jouent un rôle au moins aussi important. C'est pourquoi les principes de base pour la conception parasismique des bâtiments sont présentés ici. Ils concernent le plus souvent à part Pour la sécurité parasismique de nouveaux bâtiments, les principes déterminants à suivre pour la conception et la réalisation de :

- la structure porteuse et des éléments de construction non porteurs;

(Cloisons intermédiaires, éléments de façade, Etc.) Pour :

- la sécurité en cas de séisme (comportement à la rupture)
- la vulnérabilité sismique (endommagement) sont exposés.

Des calculs et un dimensionnement aussi élaborés soient-ils, ne peuvent pas compenser les erreurs ou les défauts "parasismiques" de conception et d'exécution de la structure porteuse et des éléments non porteurs.

Une conception et une exécution parasismique appropriées n'entraînent en général pas ou peu de surcoût pour les nouvelles constructions. Ceci reste valable même lors de l'application de méthodes modernes de calculs et de dimensionnement, en particulier le dimensionnement en capacité orienté en déformation.

Il est indispensable de respecter les principes de base pour la conception et la réalisation exposée ci-après, cependant cela n'est pas suffisant. Des calculs et un dimensionnement appropriés sont également indispensables. Alors que l'architecte et l'ingénieur civil participent tous deux à l'élaboration du projet ainsi qu'à certains aspects la construction, les quelques principes de base de calculs et de dimensionnement qui suit s'adressent essentiellement à l'ingénieur civil. Le respect de ces principes par l'ingénieur civil sera le plus souvent largement compensé par une économie des coûts de construction égale le travail de l'architecte et celui de l'ingénieur civil.

1.2. Présentation De L'ouvrage Et Hypothèses De Calcul :**1. 2.1. Présentation Du Projet :**

Notre projet consiste à la réalisation d'une tour multifonctionnelle de R+08 + Sou Sol comportant :

- un parking au premier niveau de sous sol.

- un centre commercial dans le deuxième niveau de sous sol ;R.D.C 1er.et 2eme.etages.
- 28 logements de type F3 de 3eme. Niveau jusqu'au 8eme. Niveau.

1.2.2. Détails Architectural Du Bâtiment :

De bas en haut :

- Sous-sol : compose de deux niveaux :
 - Sous-sol « 2 » [NIV:-6,32] : réservé au parking de 440,85m² forme un espace pouvant recueillir en moyenne de 30 UVP extensible pour des occasions exceptionnelles 34 UVP.
 - Sous-sol « 1 » [NIV:-3,06] : contenue 03 locaux commerciaux ; une salle de prière ; un local Technique ; un bureau ; un rangement; espace de circulation et un sanitaire.
- R.D.C [NIV:+3,91] : constitue de 10 locaux commerciaux; un local Technique ; un bureau ; espace de circulation et un sanitaire.
- 1er.etage [NIV:+7,65]: constitue de 11 locaux commerciaux; un bureau ; espace de circulation et un sanitaire.
- 2eme.etage [NIV:+11,39]: constitue de 13 locaux commerciaux; un bureau ; espace de circulation et un sanitaire.
- De 3eme.etage [NIV:+14,79] au 8eme.etage [NIV:+31,79]: consacre à des appartements de type F3 dont chaque étage contient 04 logements.
- Terrasse Inaccessible [NIV:+34,79] : comporte seulement la cage d'escalier et l'ascenseur.

Figure I.2.2. : Vue en plan 3D du Projet



1.2.3.. Localisation :

Notre projet situé dans territoire de l'arrondissement urbain de la Wilaya de Mostaganem au centre ville de la wilaya, l'assiette du terrain sur laquelle est prévu ce projet est d'une superficie de 568,57 m², et est limitée comme suit :

- Au nord : Habitation.
- Au sud : Habitation.
- A l'est : Voie.
- A l'ouest : Voie.

1.3. Délai Estimatif De La Réalisation :

- Une durée de réalisation estimée à 24 mois.

1.4. Caractéristiques De La Structure :**1.4.1. Dimensions en élévation :**

- Hauteur totale de bâtiment H = 31,79 m.
- Hauteur de RDC..... h = 3,91 m.
- Hauteur de 1er. Etage h = 3,74 m.
- Hauteur de 2eme. Etage h = 3,74 m.
- Hauteur d'étage courant h = 3,40 m.
- Hauteur d'étage sous sol 1 h = 3,06 m.
- Hauteur d'étage sous sol 2 h = 3,26 m.

1.4.2. Dimensions en plans:

Notre projet est de forme trapèze rectangle dans les dimensions sont les suivantes :

- Longueur totale de la grande base L GB = 33,90 m.
- Longueur totale de la petite base L PB = 32,60 m
- Largeur totale L trans=17,10 m.

1.4.3. Classification de l'ouvrage selon leur importance : notre ouvrage est classé dans le groupe 2 (ouvrages d'importance moyenne).

1.4.4. Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par les règles parasismiques Algériennes 99/version 2003 comme zone de faible sismicité (zone IIa)
- Le site est considéré comme ferme (S2).
- Contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2,50$ bar.

1.4.5. Définition des éléments de l'ouvrage :

Ossature : Cet ouvrage est en béton armé et pour qu'il résiste à l'effort du séisme, le RPA 99/03 exige que pour toute structures dépassent une hauteur de 08 mètres en zone IIa , le type de contreventement sera un contreventement mixte (voile- portique) ou voile.

Plancher : C'est une aire généralement plane destinée à séparer entre les niveaux, on distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

Escalier : Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre de type « Escalier droit » qui sera réalisé en béton armé coulé sur place

Maçonnerie : On distingue :

- Mur extérieur (double cloison).
- Mur intérieur (simple cloison).

Balcon : dans notre structure les balcons ne sont pas de forme rectangulaire.

Contreventement : La stabilité et le contreventement du bâtiment sont assurés par le système auto stable (poteau poutre) dans les deux sens longitudinaux et transversaux.

1.4. Taux de travail du sol :

1.4.1. Le béton armé: Le béton et l'acier entrant dans la construction de notre projet sont conformes aux prescriptions du R.P.A 99 qu'aux règles techniques de conceptions et de calcul des ouvrages et à tous les règlements applicables en Algérie.

1.4.2. La stabilité: Le stabilité de notre structure est assurée par système auto stable des portiques (poteaux – poutre) en béton armé.

1.4.3. Les planchers: Tous les planchers seront réalisés en corps creux avec une table de compression et à poutrelles coulées sur place en outre les planchers terrasse est inaccessible muni d'une pente 2% pour permettre l'évacuation des eaux pluviales.

1.4.4. Les escaliers: - Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins de type droit constitue par deux volée avec palier de repos.

- Les éléments d'escaliers seront tous coulés sur places.

1.4.5. Maçonnerie: - Les murs extérieurs sont faits en double cloison en briques de 15cm d'épaisseur avec un vide d'air de 5cm.

- Les murs entre chambres sont faits en simples cloisons de 10cm d'épaisseur.

1.4.6. Revêtement : -Enduits en ciment pour les faces extérieurs des murs de façades ainsi que des murs intérieurs.

- Carrelage pour les planchers.

- Marches et contre marche en granito pour les escaliers
- Enduit en plâtre sous plafonds.
- Céramique pour les sanitaires.

1.4.7. Isolation: - L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.

- L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour les planchers terrasse, et par le vide d'air pour les murs extérieur.

1.4.8. Fondation: - Une adaptation $\sigma_{sol}=2,50$ bars, des semelles isolées et des semelles filantes.

- Le poids spécifique du terrain $\gamma=1,69$ t/m³
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi=24^{\circ}$.
- La cohésion $C=0$ (sol pulvérulent).

1.5. Taux de travail du sol : Les essais de la mécanique des sols (M.D.S) on a fait une adaptation pour une contrainte de sol $\sigma_s=2,50$ bars.

1.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

1.6.1. Le béton: Le béton est un matériau constitue par le mélange du ciment granulats (sables gravillons) et d'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armature) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

- La composition d'un mètre cube de béton courant est la suivante :

350 kg de ciment CPA 325

400 L de sable $d_g \leq 5$ mm

800 L de gravillons $d_g \leq 25$ mm

175 L d'eau de gâchage

La préparation du béton sera faite mécaniquement à l'aide d'une bétonnière ou d'une central à béton.

1.6.1.1. Résistance mécanique :

a) Résistance caractéristique à la compression: Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression cette dernière elle est donnée à $\ll J \gg$ jour en fonction de la résistance à l'age de 28 jours par les formules suivantes :

$$\text{Pour } j \leq 28 \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 40 \text{MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{cj} > 40 \text{MPa} \end{array} \right.$$

Pour $j \leq 60$: $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$

b) Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique au béton à << J >> jours est conventionnellement définie par la relation

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{cj} \text{ Pour } f_{ij}=25 \text{ MPa}$$

1.6.1.2. Déformations et contraintes de calcul : Etat limite ultime de résistance Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit : <parabole rectangle> et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire

Diagramme parabole – rectangle : C'est un diagramme déformations contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

σ_{bc} : Contrainte de compression béton

$$f_{bc} = 0,85 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

ε_{bc} : déformation du béton en compression

f_{bc} : contrainte de calcul pour $2\text{‰} < \varepsilon_{bc} < 3,5\text{‰}$

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton à <<j>> jour

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,5$ cas générale

$\gamma_b = 1,15$ cas de combinaisons accidentelles

1.6.1.3. Contrainte admissible de cisaillement :

$\bar{\tau}_u = \min (0,2f_{cj} / \gamma_b, 5MPa)$ fissuration peu préjudiciable.

$\bar{\tau}_u = \min (0,15f_{cj} / \gamma_b, 4MPa)$ fissuration peu préjudiciable ou très préjudiciable.

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d}$$

Avec b_0 : largeur de la pièce

d : hauteur utile

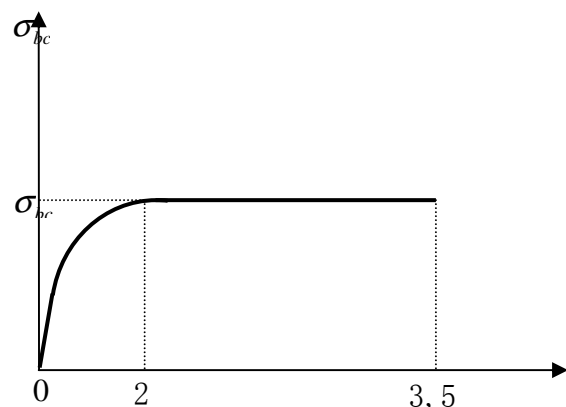
1.6.1.4. Module de déformation

longitudinale du béton :

Module de déformation instantanée

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

Pour $f_{c28} = 25MPa$ $E_{j28} = 32164,2MPa$



Module de déformation différée

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

Pour $f_{c28} = 25MPa$ $E_{j28} = 10818,9MPa$

1.6.1.5. Coefficient de poisson :

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$$

Avec: $(\Delta d / d)$: déformation relative transversale

$(\Delta L / L)$: Déformation relative longitudinal.

Il est pris égal à : $\nu = 0,2$ pour E.L.S (béton non fissuré)

$\nu = 0,0$ pour E.L.U (béton fissuré).

1.6.2. Les aciers :**Pois volumique:**

Le matériau acier est un alliage Fer+Carbone en faible pourcentage les aciers pour béton armé sont ceux de :

Nuance douce pour 0,15 à 0,25 % de carbone

Nuance mi-dure et dure pour 0,25 à 0,40 % de carbone

Dans la pratique on utilise les nuances d'aciers suivants

Acier naturel FeE 215, FeE 235

Acier à haute adhérence FeE 400, FeE 500

Treillis soudés de maille $150 \times 150 \text{ mm}^2$ avec $\phi = 3,5mm$ TSL FeE 500

1.6.3. Diagramme déformation-contrainte de calcul :

$$\sigma_s = f(\epsilon \text{‰})$$

Dans les calculs relatifs aux états limités. On introduit un coefficient de sécurité γ_s . qui a les valeurs suivantes:

$$\gamma_s = 1,15 \text{ cas général}$$

$$\gamma_s = 1,00 \text{ cas des combinaisons accidentelles}$$

Pour notre étude on utilise des aciers FeE 400

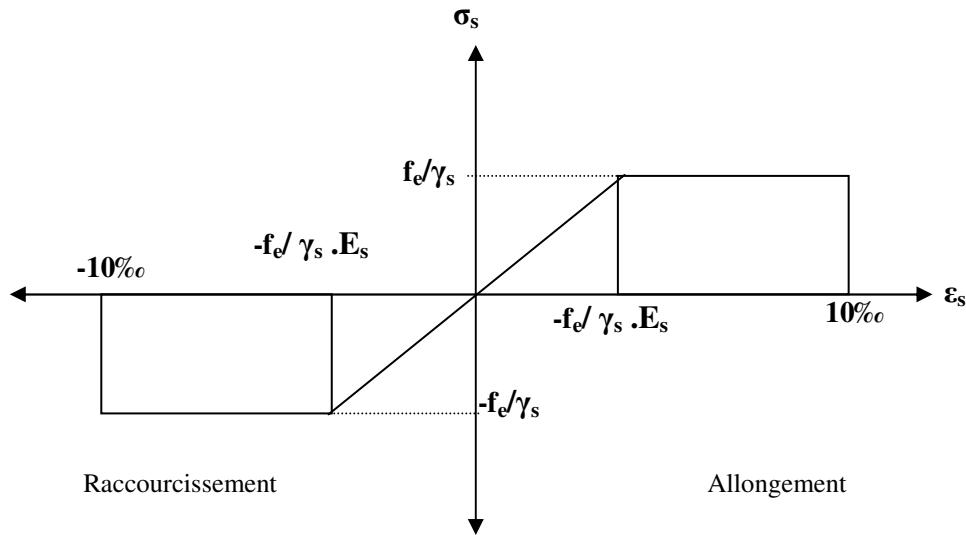
Diagramme déformation contrainte :

Selon le BAEL $\sigma_s = F(\epsilon \text{‰})$

Avec : γ_s coefficient de sécurité $\begin{cases} \gamma_s = 1 \text{ pour un cas accidentel} \\ \gamma_s = 1,15 \text{ pour un cas courant.} \end{cases}$

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

$$\epsilon_s = \frac{f_e}{E_s \cdot \gamma_s} = \frac{400}{1,15 \cdot 200 \cdot 10^3} = 1,74 \cdot 10^{-3}$$



1.6.4. Contraintes limitées de traction des armatures :

- Fissuration peu préjudiciable $\bar{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation
- Fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \text{ Mpa})$
- Fissuration très préjudiciable $\bar{\sigma}_{st} = \min(0,5 f_e, 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \text{ Mpa})$

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour ronds lisses

$\eta = 1,6$ pour la haute adhérence avec $\varnothing \geq 6 \text{ mm}$

$\eta = 1,3$ pour la haute adhérence avec $\varnothing < 6 \text{ mm}$

Poids volumique:

Béton armé $\longrightarrow \gamma_b = 25 \text{ KN} / \text{m}^3$

Béton non armé $\longrightarrow \gamma_b = 22 \text{ KN} / \text{m}^3$

Acier $\longrightarrow \gamma_s = 28,5 \text{ KN} / \text{m}^3$

1.7. Etats limites: Suivant les règles B.A.E.L on distingue deux états de calcul:

- Etat limite ultime de résistance E.L.U.R.
- Etat limite de service E.L.S.

1.7. 1.E.L.U.R:

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorée et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées, ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algérienne (R.P.A 99).

On doit par ailleurs vérifier que E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

a. Hypothèses de calcul :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton
- la résistance du béton à la traction est négligée.
- Le raccourcissement du béton est limité à :

$$\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰} \text{ en flexion composé}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \text{ en compression simple}$$

- L'allongement de l'acier est limité à : $\varepsilon_s = 10\text{‰}$
- Les diagrammes déformation-contrainte sont définis pour :
 - Le béton en compression
 - L'acier en traction et en compression.

b. règle des trois pivots :

On fonction des sollicitations normales. La rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

Par écrasement du béton comprimé par épuisement de la résistance de l'armature tendue.

Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.

La déformation est représentée par une droite passant par l'un des pointes A,B ou C appelés pivots.

pivot	domaine	Déformations limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10‰
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3,5‰
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2‰

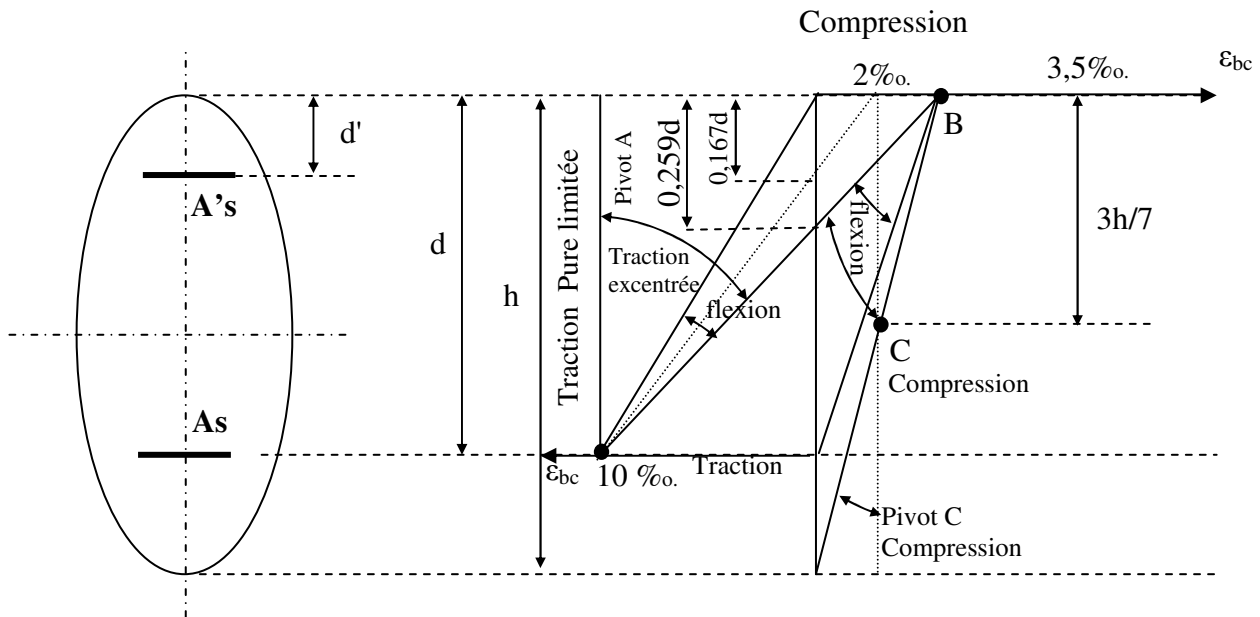


Diagramme des déformations limites de la section

1.7.1. E.L.S :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorés) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites.

a. Hypothèses de calcul (1) :

Les sections droites restent planes

Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton

Le béton tendu est néglige

Les contraintes sont proportionnelles aux déformations :

$$\sigma_{bc} = E_b \epsilon_{bc} ; \quad \sigma_s = E_s \epsilon_s$$

Par convention η correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton.

$$\eta = E_s / E_b = 15 \ll \text{Coefficient d'équivalence} \gg$$

b. Sollicitation de calcul vis-à-vis des états limite :

Etat limite ultime :

Les sollicitation de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante : 1,35 G+1,5Q

Etat limité de service :

Combinaison d'action suivante : G+Q

S'il y'a intervention des efforts horizontaux dus aux séismes.

Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{array}{l} G + Q + E \\ G + Q \pm 1,2E \\ 0,8G + E \end{array} \quad \text{avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} G : \text{charge permanente} \\ Q : \text{charge d'exploitation} \\ E : \text{effort de séisme.} \end{array} \right.$$

1.8. Méthode de travail :

Notre travail structuré est comme suit:

- * Etude préliminaire sur le pré-dimensionnement des éléments horizontaux : poutres, chaînages
planchers des éléments verticaux : poteaux.
- * Un calcul complet et détaillé des différents éléments non structuraux :
Acrotère, Balcons, Escaliers.
- * Etude sismique bien précisée.
- * Etude des éléments de contreventement.
- * Etude des différents éléments de l'infrastructure qui assuré l'équilibre de la structure : voile
périphérique, longrines, fondations.

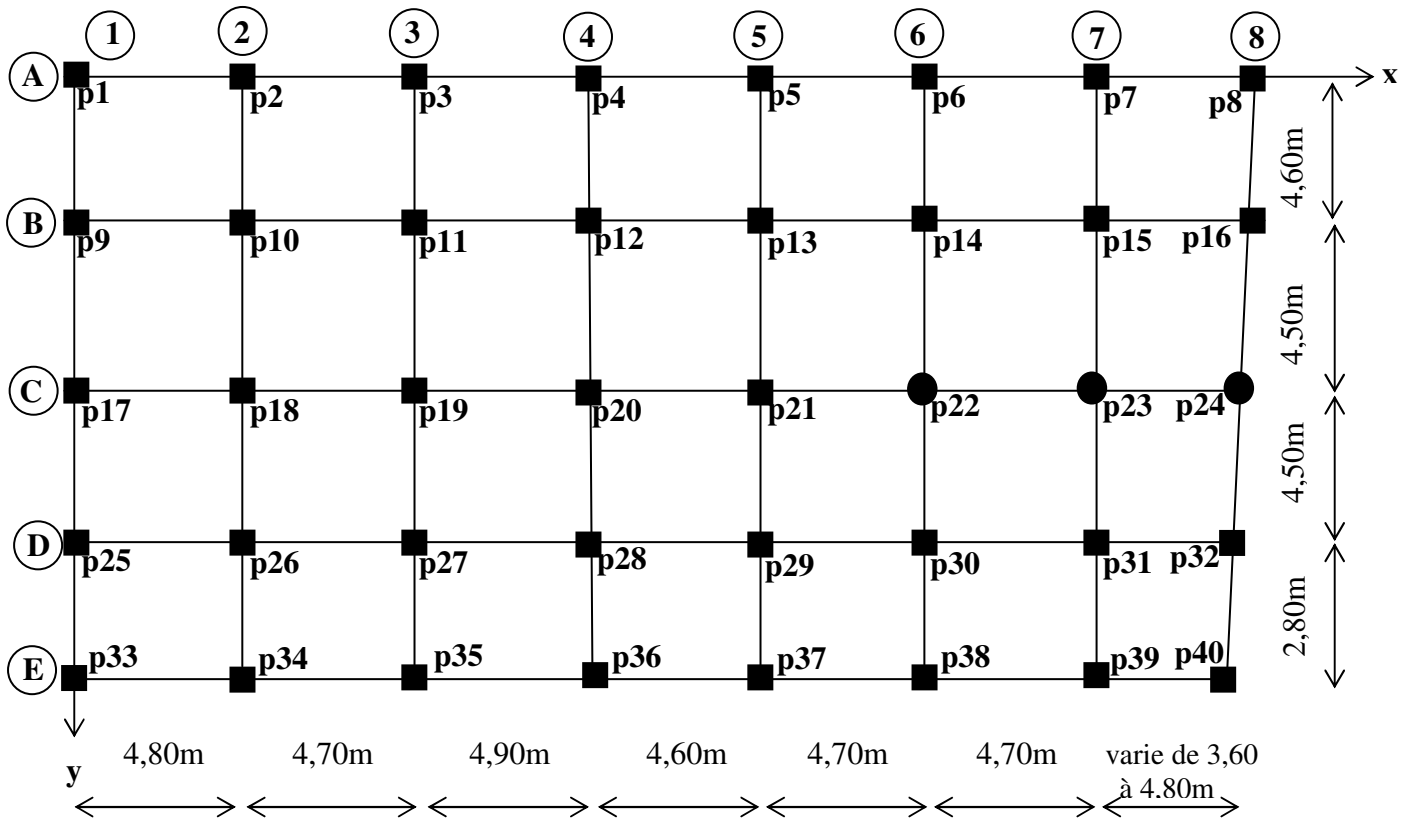
II.1. INTRODUCTION

Le pré-dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape préliminaire dans un projet de génie civil.

Le pré-dimensionnement de la structure se base sur le principe de la descente des charges verticales et les règles qui sont mentionnées dans les règlements **RPA99 /version 2003, BAEL 91 version 99** et **CBA 93**.

Le pré-dimensionnement de ces éléments est présenté dans les paragraphes subséquents.

Figure II.1. : Schéma des entraxes de la structure



II.2. PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, dont les dimensions transversales sont faibles vis-à-vis de la portée ; leurs rôles est de transmettre aux poteaux ; les efforts dus aux charges transmises par les planchers.

Leurs pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL91 (modifié 99), les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (RPA99) ; les deux étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

▪ **Selon les règles BAEL 91**

- d'après le critère de la flèche on a la hauteur h doit être :
$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$0,3 h \leq b \leq 0,7 h$$

▪ **Selon le RPA 99(ver .03) pour la zone IIa**

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30cm$
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20cm$
- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

Avec :

b : La largeur de la poutre doit être :

L_{\max} : La plus grande portée entre axes d'appuis.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

II.2.1. Poutres principales

Dans notre structure la longueur maximum de la poutre à considérer :

$L_{\max} = 4,90 \text{ m}$

Selon BAEL91 :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10}$$

$$32,67 \leq h \leq 49,00 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

$$12,00 \leq b \leq 28,00 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

➤ Les dimensions retenus pour les poutres principales : **$b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$** .

▪ **Vérification selon le RPA99 :**

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} = 1,3 \leq 4$$

\Rightarrow } les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées

II.2.2. Poutres secondaires :

$$L_{\max} = 4,60\text{m}$$

▪ Selon BAEL91

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10}$$

$$30,67 \leq h \leq 46,00 \text{ cm} \Rightarrow h = 40\text{cm}$$

$$12,00 \leq b \leq 28,00 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

➤ Les dimensions retenus pour les poutres secondaires : **b x h = (30x 40) cm²**

▪ Vérification selon le RPA99

$$\left. \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = 1,3 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées}$$

II.3. PRE-DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

a. Principe

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

b. Étapes de pré-dimensionnement (calcul)

- Application de la loi de dégression des charges
- Calcul des poteaux (la surface reprise par chaque poteau ; Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau ; La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau).
- Vérification de la section du béton opté vis à vis les conditions minimales imposées par le « **RPA99 version 2003** » ; vérification préliminaire de l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement du béton et Vérification de sa résistance.

II.3.1. Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq ($n \geq 5$) on applique la loi suivante :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par [DTR B.C.2.2].}$$

Avec :

n : nombre d'étage.

Q₀ : la surcharge d'exploitation du terrasse inaccessible avec : Q₀=1KN/m²

Q₁ ; Q₂ ; Q₃ ; Q₄ ; Q₅ ; Q₆ : les surcharges d'exploitation des planchers à usage d'habitation

Avec : Q₁= Q₂= Q₃= Q₄= Q₅= Q₆=1,50KN/m²

Q₇;Q₈ ; Q₉;Q₁₀ : les surcharges d'exploitation du sous-sol 1 et 2 ; R.D.C et 1^{er}. Étage à usage commercial

Avec : Q₇= Q₈= Q₉= Q₁₀=5,00KN/m²

Loi de dégression :

a. Dégression des surcharges d'exploitation :

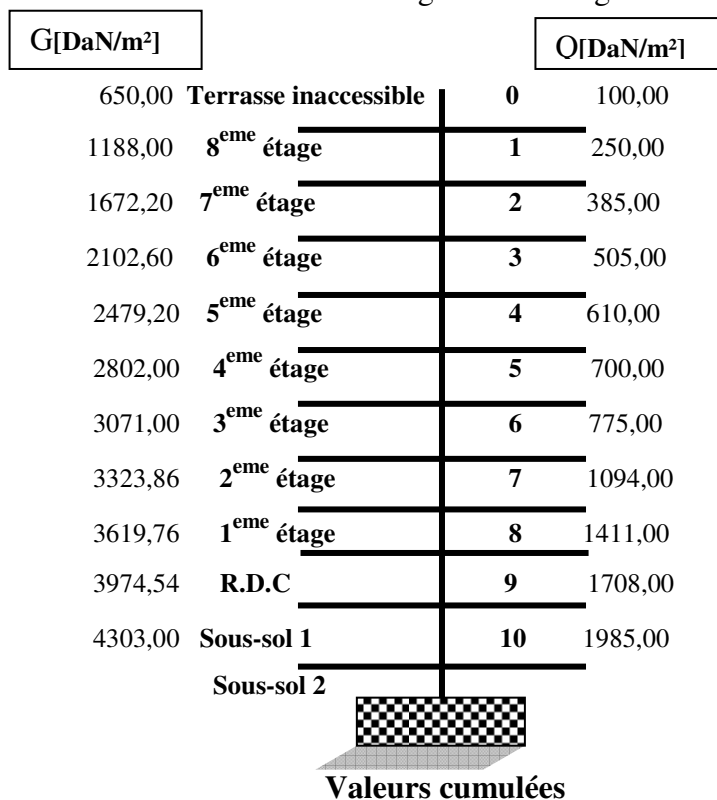
Niveau des planchers	Surcharge Q _n	Σ Surcharge	Σ Surcharge [DaN/m ²]
30,79	Q ₀	Σ ₀ =Q ₀	100,00
28,39	Q ₁	Σ ₁ =Q ₀ +Q ₁	250,00
24,99	Q ₂	Σ ₂ =Q ₀ +0,95(Q ₁ +Q ₂)	385,00
21, 59	Q ₃	Σ ₃ =Q ₀ +0,90(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	505,00
18,19	Q ₄	Σ ₄ =Q ₀ +0,85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	610,00
14,79	Q ₅	Σ ₅ =Q ₀ +0,80(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	700,00
11,39	Q ₆	Σ ₆ =Q ₀ +0,75(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)	775,00
7.65	Q ₇	Σ ₇ =Q ₀ +0,71 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆ +Q ₇)	1094,00
3.91	Q ₈	Σ ₈ =Q ₀ +0,69(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆ +Q ₇ +Q ₈)	1411,00
-3.06	Q ₉	Σ ₉ =Q ₀ +0,67(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆ +Q ₇ + Q ₈ +Q ₉)	1708,00
-6.32	Q ₁₀	Σ ₁₀ =Q ₀ +0,65(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆ +Q ₇ + Q ₈ +Q ₉ +Q ₁₀)	1985,00

Tableau II.3.1. a.: Dégression des surcharges d'exploitation

b. Dégression des charges permanente : (Tableau II.3.1.b)

Niveau des planchers	Charge G_n	Σ Charge	Σ Charge [DaN/m ²]
8eme. Etage	G_0	$\Sigma_0=G_0$	650,00
7eme.Etage	G_1	$\Sigma_1=G_0+G_1$	1188,00
6eme. Etage	G_2	$\Sigma_2=G_0+0,95(G_1+G_2)$	1672,20
5eme. Etage	G_3	$\Sigma_3=G_0+0,90(G_1+G_2+G_3)$	2102,60
4eme. Etage	G_4	$\Sigma_4=G_0+0,85(G_1+G_2+G_3+G_4)$	2479,20
3eme.Etage	G_5	$\Sigma_5=G_0+0,80(G_1+G_2+G_3+G_4+G_5)$	2802,00
2eme.Etage	G_6	$\Sigma_6=G_0+0,75(G_1+G_2+G_3+G_4+G_5+G_6)$	3071,00
1 ^{er} . Etage	G_7	$\Sigma_7=G_0+0,71(G_1+G_2+G_3+G_4+G_5+G_6+G_7)$	3323,86
R.D.C	G_8	$\Sigma_8=G_0+0,69(G_1+G_2+G_3+G_4+G_5+G_6+G_7+G_8)$	3619,76
Sous-sol 2	G_9	$\Sigma_9=G_0+0,67(G_1+G_2+G_3+G_4+G_5+G_6+G_7+G_8+G_9)$	3974,54
Sous-sol 2	G_{10}	$\Sigma_{10}=G_0+0,65(G_1+G_2+G_3+G_4+G_5+G_6+G_7+G_8+G_9+G_{10})$	4303,00

Figure II.3.1. : Schéma d'évaluation des charges et surcharges suivant la dégression



II.3.2. Dimensionnement des poteaux :

Le pré-dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression

simple par la formule suivante : $N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots (1) \text{ Art (B-8-4-1)}$

Avec :

N_u : effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q ;

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

λ : élancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.

l_f : longueur de flambement ;

i : rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

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

- Section rectangulaire :

$$\left. \begin{array}{l} I = \frac{b \cdot h^3}{12} \\ B = a \cdot b \end{array} \right\} \Rightarrow i = \frac{a}{\sqrt{12}} \Rightarrow \lambda = \frac{l_f \cdot \sqrt{12}}{a}$$

- Section circulaire :

$$\left. \begin{array}{l} I = \frac{\pi \cdot a^4}{64} \\ B = \frac{\pi \cdot a^2}{4} \end{array} \right\} \Rightarrow i = \frac{a}{4} \Rightarrow \lambda = \frac{4 \cdot l_f}{a}$$

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

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

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

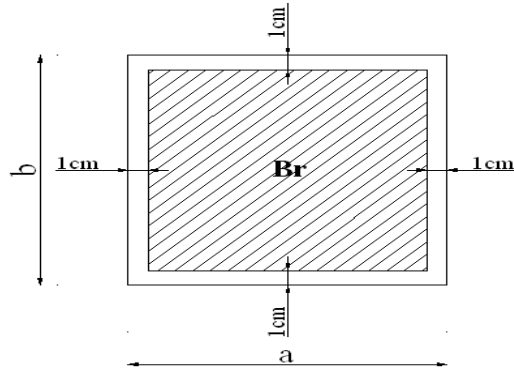
f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=25\text{MPa}$).

A_s : section d'acier comprimée.

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

a. Section réduite de poteau rectangulaire : $Br = (a-0,02)(b-0,02)$ [m²].

Figure II.3.2.1: Section réduite du poteau rectangulaire



a. Section réduite de poteau circulaire : $B = \frac{\pi \cdot (a - 2)^2}{4}$ [m²].

➤ Selon le « BAEL 91 modifié 99 »

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

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

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

Pour que toutes les armatures participent à la résistance on prend $\lambda = 35 \Rightarrow \alpha = 0,708 \approx 0.71$

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

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,064 N_u$$

Calcul de la surface offerte du poteau

Le calcul est basé sur la surface offerte au poteau le plus sollicité, la surface offerte à ce poteau est :

$$S = \left(\frac{A}{2} + \frac{B}{2} \right) \left(\frac{C}{2} + \frac{D}{2} \right)$$

Avec :

A et B dans le sens des poutres principales

C et D dans le sens des poutres secondaires

Les poteaux les plus sollicités dans notre cas sont :

Poteau central (P7) S=21,84 m²

Poteau de rive (P3) S=11,04 m²

Poteau d'angle (P1) S=05,52 m²

Les poteaux seront calculés en compression centrée :

$$G_{total} = \sum G_i = G_{pp} + G_{ps} + S \cdot G_{PC}$$

$$Q_{total} = S \cdot \sum Q_i$$

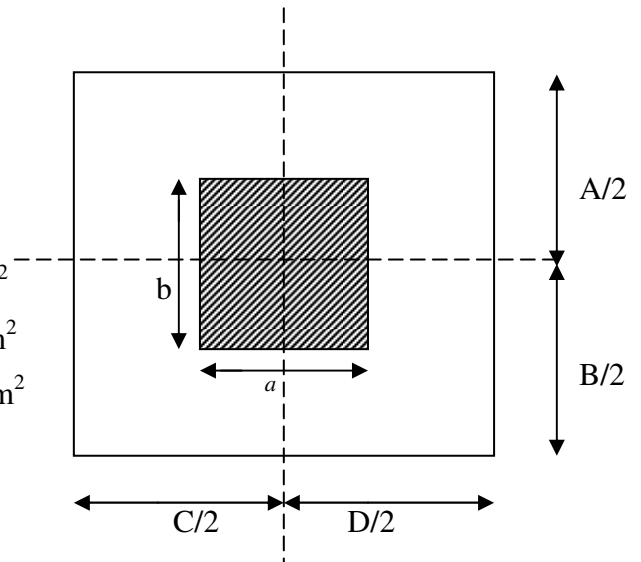


Figure II.3.2.3: Surface offerte du poteau

G_{pp} : Poids propre des poutres principales ; avec : $G_{pp} = b \cdot h \cdot \rho_b \cdot n \cdot \left(\frac{A}{2} + \frac{B}{2} \right)$

G_{ps} : Poids propre des poutres secondaires; avec : $G_{ps} = b \cdot h \cdot \rho_b \cdot n \cdot \left(\frac{C}{2} + \frac{D}{2} \right)$

G_{PC} : Charge permanente du plancher considérée après la dégression ; avec : $G_{PC} = \sum G_n$

- Les poteaux d'angle et de rive vont être majorés par 10%, par contre les poteaux centraux par 15% des charges permanentes et d'exploitation résultantes (Article B 8.1.1 BAEL91).

$$\left. \begin{array}{l} N_G = 1.1 G_{total} \\ N_Q = 1.1 Q_{total} \end{array} \right\} \text{ Pour poteaux de rive et d'angle}$$

$$\left. \begin{array}{l} N_G = 1.15 G_{total} \\ N_Q = 1.15 Q_{total} \end{array} \right\} \text{ Pour poteaux centraux}$$

Et on aussi :

$$Nu = 1,35N_G + 1,5 N_Q$$

II.3.4. Vérification :**a. Le minimum requis par « RPA99 version 2003 »**

Pour une zone sismique IIa, on doit avoir au minimum :

- Section rectangulaire :

$$\begin{cases} * \text{Min}(a;b) \geq 25\text{cm} \\ * \text{Min}(a;b) \geq \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{cases}$$

- Section circulaires :

$$\begin{cases} * D \geq 30\text{cm} \\ * D \geq \frac{h_e}{15} \end{cases}$$

Avec :

($a ; b$) : dimensions de la section rectangulaire du poteau.

D : diamètre du poteau de section circulaires

h_e : hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée ($a=b$).

b. Vérification de critère de résistance :

$$\frac{Nu}{B} \leq f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$$

II.3.5. Vérifications spécifiques:**a. Sollicitation normales : (RPA99/Version 2003 Article 7.4.3.1)**

Outre les vérifications prescrit par le CBA et dans le but d'éviter ou délimiter le risque de rupture fragiles sous sollicitations d'ensembles dues au séismes ; l'effort normale de compression est limiter par la condition suivante :

$$v = \frac{Nd}{Bc \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

Où :

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

Bc : l'aire (section brute) du poteau.

Fc28 : la résistance caractéristique du béton des pièces comprimées à 28 jours,

b. Sollicitation Tangentiels : (RPA99/Version 2003 Article7.4.3.2)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton ρ sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}}; \text{ avec } : \overline{\tau_{bu}} = \tau_d \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$\overline{\tau_{bu}} = \tau_d \cdot f_{c28}$$

où τ_d est égal à 0,075 si l'élançement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire

Dans le cas de remplissage en maçonnerie ne régnant pas sur toute la hauteur d'un poteau (présence d'ouvertures en vasistas par exemple), la hauteur de calcul de l'élançement géométrique sera celle de l'ouverture.

Elançement géométrique du poteau : **(RPA99/Version 2003 Article7.4.4.1)**

$$\lambda_g : \text{élançement géométrique du poteau} \Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}.$$

Avec :

l_f : longueur de flambement ;

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

et :

$$\tau_{bu} = \frac{T_{\max}}{b \cdot d}$$

D'où : T_{\max} : l'effort de traction maximum ; b : largeur de poteau et d : la hauteur utile du poteau
d=0,9.h

II.3.6. Les tableaux récapitulatifs des différents types de poteaux :

II.3.6.1. Poteaux rectangulaires :

a. Les poteaux centraux : Poteau central le plus sollicité (P11) S=21,84 m²

Niveau	1 ^{er} Etage	2 ^{ème} Etage	3 ^{ème} Etage	4 ^{ème} Etage	5 ^{ème} Etage	6 ^{ème} Etage	7 ^{ème} Etage	8 ^{ème} Etage	9 ^{ème} Etage	10 ^{ème} Etage	11 ^{ème} Etage	1 ^{er} Etage	RDC	Sol 01	Sol 02
G ₁ (D ₀ -N)	630,00	1 188,00	1 672,00	2 102,60	2 479,20	2 802,00	3 071,00	3 323,36	3 619,76	3 974,54	4 308,00				
Q ₁ (D ₀ -N)	100,00	250,00	385,00	505,00	610,00	700,00	775,00	1 094,00	1 411,00	1 708,00	1 985,00				
Q ₂ (D ₀ -N)	1 440,00	2 880,00	4 320,00	5 760,00	7 200,00	8 640,00	10 080,00	11 520,00	12 960,00	14 400,00	15 840,00				
G ₂ (D ₀ -N)	1 365,00	2 730,00	4 095,00	5 460,00	6 825,00	8 190,00	9 555,00	10 920,00	12 285,00	13 650,00	15 015,00				
Σ(G ₁ +D ₀ -N)	17 001,00	31 555,92	44 935,85	57 140,78	68 170,73	78 025,68	86 705,64	95 033,10	104 300,56	114 853,95	124 832,52				
Σ(O ₁ +D ₀ -N)	2 184,00	5 460,00	8 408,40	11 020,20	13 302,40	15 288,00	16 926,00	18 465,72	20 541,88	22 181,24	23 383,80				
N ₁ (D ₀ -N)	19 551,15	36 289,31	51 676,23	65 711,90	78 396,34	89 729,53	99 711,40	109 288,07	119 945,64	132 082,05	143 557,40				
N ₂ (D ₀ -N)	2 511,60	6 279,00	9 669,66	12 683,58	15 320,76	17 581,20	19 464,90	21 476,90	23 498,68	25 498,13	27 455,26				
N ₃ (D ₀ -N)	30 161,45	58 409,07	84 267,39	107 786,44	128 816,20	147 506,67	163 807,86	188 754,25	215 084,63	242 657,95	268 585,38				
N ₄ -N ₂ (D ₀ -N)															
N ₂ -N ₁ -N ₃	22 062,75	42 568,31	61 345,89	78 395,48	93 717,10	107 300,73	119 176,39	136 764,97	155 384,32	174 980,17	193 412,66				
a [cm]	23,53	23,53	23,53	23,53	23,53	23,53	23,53	23,53	23,53	23,53	23,53	25,88	27,06	21,18	22,56
b [cm]	15,91	21,36	25,26	28,30	30,75	32,77	34,42	36,81	39,15	41,46	43,52				
CHON[cm]a-b	45,00	45,00	45,00	50,00	50,00	50,00	50,00	55,00	55,00	55,00	55,00				
B [cm ²]	2025,00	2025,00	2025,00	2500,00	2500,00	2500,00	2500,00	3025,00	3025,00	3025,00	3025,00				
N ₂ B [MgN]	1,49	2,38	4,16	4,31	5,15	5,90	6,55	6,24	7,11	8,02	8,38				
verification	valable	valable	valable	valable	valable	valable	valable	valable	valable	valable	valable				
N ₄ B[F ₂ 8]	0,044	0,084	0,121	0,125	0,150	0,172	0,191	0,181	0,205	0,231	0,256				
verification	valable	valable	valable	valable	valable	valable	valable	valable	valable	valable	valable				

Tableau II.3.6.1.a : calcul des poteaux centraux

b. Les poteaux de rive : Poteau de rive le plus sollicité (P3) $S=11,04 \text{ m}^2$

	8eme Etage	7.eme Etage	6.eme Etage	5.eme Etage	4.eme Etage	3.eme Etage	2.eme Etage	1 ^{er} . Etage	DDC	niveau n+01	Sous niveau n-02
G_n (DaN)	650,00	1 188,00	1 672,20	2 102,60	2 479,20	2 802,00	3 071,00	3 323,86	3 619,76	3 974,54	4 303,00
Q_n (DaN)	100,00	250,00	385,00	505,00	610,00	700,00	775,00	1 094,00	1 411,00	1 708,00	1 985,00
Q_{eq} (DaN)	1 440,00	2 880,00	4 320,00	5 760,00	7 200,00	8 640,00	10 080,00	11 520,00	12 960,00	14 400,00	15 840,00
Q_{red} (DaN)	690,00	1 380,00	2 070,00	2 760,00	3 450,00	4 140,00	4 830,00	5 520,00	6 210,00	6 900,00	7 590,00
Σ (total) (DaN)	9 306,00	17 375,52	24 851,09	31 792,70	38 020,37	43 714,08	48 818,84	53 795,41	59 192,15	65 178,92	70 935,11
Σ (total) (DaN)	1 104,00	2 760,00	4 250,40	5 575,20	6 794,40	7 728,00	8 556,00	12 077,76	15 577,44	18 856,92	21 914,40
$N_{u(DaN)}$	10 236,60	19 113,07	27 336,20	34 905,97	41 822,46	48 085,49	53 695,22	59 108,96	65 045,37	71 696,81	78 028,65
$N_{u(DaN)}$	1 214,40	3 036,00	4 675,44	6 132,72	7 407,84	8 500,80	9 411,60	13 285,54	17 135,18	20 741,95	24 105,80
$N_{u(DaN)}$	15 641,01	30 356,65	43 917,03	56 322,15	67 572,01	77 666,61	86 605,95	99 725,39	113 514,02	127 903,69	141 497,4
$N_{u} - N_{u(DaN)}$ $N_{u(DaN)}$	11 451,00	22 149,07	32 011,64	41 038,69	49 230,29	56 586,59	63 106,82	72 394,40	82 180,55	92 438,07	102 194,47
a [cm]	23,53	23,53	23,53	23,53	23,53	23,53	23,53	25,88	27,06	21,18	22,56
b [cm]	12,02	15,96	18,79	21,01	22,83	24,33	25,58	27,30	28,99	30,65	32,14
CHOIX [cm]x[b]	45,00	45,00	45,00	50,00	50,00	50,00	50,00	55,00	55,00	55,00	55,00
B [cm ²]	2025,00	2025,00	2025,00	2500,00	2500,00	2500,00	2500,00	3025,00	3025,00	3025,00	3025,00
$N_{u(B)}$ (DaN)	0,85	1,50	2,17	2,25	2,70	3,11	3,46	3,30	3,75	4,23	4,68
Verification	valable	valable	valable	valable	valable	valable	valable	valable	valable	valable	valable
$N_{u(B)}$ (DaN)	0,023	0,044	0,063	0,066	0,079	0,091	0,101	0,096	0,109	0,122	0,135
Verification	valable	valable	valable	valable	valable	valable	valable	valable	valable	valable	valable

Tableau II.3.6.1.b.: calcul des poteaux de rive

+

c. Les poteaux d'angle : Poteau d'angle le plus sollicité (P1) S = 05.52 m²

Niveau	8ème Etage	7ème Etage	6ème Etage	5ème Etage	4ème Etage	3ème Etage	2ème Etage	1 ^{er} Etage	RDC	sol1	Sol2
G₁ (DaN)	650,00	1 188,00	1 672,20	2 102,60	2 479,20	2 802,00	3 071,00	3 323,86	3 619,76	3 974,54	4 303,00
G₂ (DaN)	100,00	250,00	385,00	505,00	610,00	700,00	775,00	1 024,00	1 411,00	1 708,00	1 985,00
G₃ (DaN)	720,00	1 440,00	2 160,00	2 880,00	3 600,00	4 320,00	5 760,00	6 480,00	7 200,00	7 920,00	7 920,00
G₄ (DaN)	690,00	1 380,00	2 070,00	2 760,00	3 450,00	4 140,00	4 830,00	5 520,00	6 210,00	6 900,00	7 590,00
ΣG_{total} (DaN)	4 998,00	9 377,96	460,54	17 246,95	20 735,18	23 927,04	27 541,92	30 347,71	33 391,08	759,46	39 262,56
ΣG_{total} (DaN)	552,00	1 380,00	2 125,20	2 787,60	3 367,20	3 864,00	4 278,00	6 038,88	7 788,72	9 428,16	10 957,20
N₁ (DaN)	5 497,90	10 315,54	14 806,60	18 970,90	22 808,70	26 319,74	30 296,11	33 382,48	36 730,18	43 541	43 188,82
N₂ (DaN)	607,20	1 518,00	2 337,72	3 066,36	3 703,92	4 250,40	4 705,80	6 442,77	8 567,59	10	12 052,92
N₃ (DaN)	8 332,88	16 202,97	23 495,49	30 210,87	36 347,63	41 907,25	47 958,45	55 030,90	62 437,19	144,26	76 384,28
N₄-N₅ (DaN)	6 105,00	11 833,54	17 144,9	22 037,35	26 512,62	30 570,14	35 001,91	40 025,25	45 297,77	806,38	55 241,74
a [cm]	23,53	23,53	23,53	23,53	23,53	23,53	23,53	25,88	27,06	21,18	22,56
b [cm]	9,31	12,20	14,28	15,92	17,27	18,40	19,54	20,79	22,02	23,22	24,14
CHOIX [cm²a-b]	45,00	45,00	45,00	50,00	50,00	50,00	50,00	55,00	55,00	55,00	55,00
B [cm²]	2025,00	2025,00	2025,00	2500,00	2500,00	2500,00	2500,00	3025,00	3025,00	3025,00	3025,00
N₄/B (DaN)	0,41	0,80	1,16	1,21	1,45	1,68	1,92	1,82	2,06	2,32	2,53
Verfication	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
N₅/B (DaN)	0,012	0,023	0,034	0,035	0,042	0,049	0,056	0,053	0,060	0,067	0,073
Verfication	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓

Tableau II.3.6.1.c : calcul des poteaux rectangulaires d'angle

II.3.6.2. Poteaux circulaires :

a. Les poteaux centraux : Poteau central le plus sollicité (P22) S=21,15 m²

	8ème Etage	7ème Etage	6ème Etage	5ème Etage	4ème Etage	3ème Etage	2ème Etage	1 ^{er} Etage	RDC	niveau n+1	Sol
Sol											
G₁(D₀N)	650,00	1 188,00	1 672,20	2 102,60	2 479,20	2 802,00	3 071,00	3 323,86	3 619,76	3 974,54	4 303,00
G₂(D₀N)	100,00	250,00	385,00	505,00	610,00	700,00	775,00	1 094,00	1 411,00	1 708,00	1 985,00
G₃(D₀N)	1 440,00	2 880,00	4 320,00	5 760,00	7 200,00	8 640,00	10 080,00	11 520,00	12 960,00	14 400,00	15 840,00
G₄(D₀N)	1 365,00	2 730,00	4 095,00	5 460,00	6 825,00	8 190,00	9 555,00	10 920,00	12 285,00	13 650,00	15 015,00
E_{total}(D₀N)	16 552,50	30 736,20	43 782,03	55 689,99	66 460,08	76 092,30	84 586,65	92 739,64	101 802,92	112 111,52	121 863,45
E_{total}(D₀N)	2 115,00	5 287,50	8 142,75	10 680,75	12 901,50	14 805,00	16 391,25	23 188,10	29 842,65	36 124,20	41 982,75
N₀(D₀N)	19 035,38	35 346,63	50 340,33	64 043,49	76 429,09	87 506,15	97 274,65	106 650,58	117 079,36	128 928,25	140 149,97
N₀(D₀N)	2 432,25	6 080,63	9 364,16	12 282,86	14 836,73	17 025,75	18 849,94	26 608,32	34 319,05	41 542,33	48 280,16
N₀(D₀N)	29 346,13	56 838,89	82 017,85	104 883,00	125 494,31	143 671,92	159 595,63	183 891,51	209 527,61	236 387,38	261 613,25
N₀-N₀(D₀N)											
N₀-N₀(D₀N)	21 467,63	41 427,26	59 713,50	76 326,35	91 265,82	104 591,90	116 124,59	133 259,40	151 392,41	170 471,08	188 423,13
D [cm]	17,47	23,53	27,86	31,24	33,93	36,22	38,07	40,72	43,33	45,90	48,13
CHOIX D [cm]	45,00	45,00	45,00	50,00	50,00	50,00	50,00	55,00	55,00	55,00	55,00
B [cm²]	1589,63	1589,63	1589,63	1962,50	1962,50	1962,50	1962,50	2374,63	2374,63	2374,63	2374,63
N₀B (D₀N)	1,85	3,58	5,16	5,34	6,39	7,32	8,13	7,74	8,82	9,95	11,02
Verification	valable	valable	valable	valable	valable	valable	valable	valable	valable	valable	valable
N₀B/B₀	0,054	0,104	0,150	0,156	0,186	0,213	0,237	0,224	0,255	0,287	0,317
Verification	valable	valable	valable	valable	valable	valable	valable	valable	valable	valable	C.N.V

Tableau II.3.6.2.a. : calcul des poteaux circulaires centraux

+

b. Les poteaux de rive : Poteau de rive le plus sollicité (P24) $S=9,34 \text{ m}^2$

Niveau	8ème Etage	7ème Etage	6ème Etage	5ème Etage	4ème Etage	3ème Etage	2ème Etage	1 ^{er} Etage	RDC	sol	Sol	
Q_u [DaN]	600,00	1180,00	1870,00	2160,00	2470,00	2800,00	2971,00	3200,00	3410,00	1000,00	1411,00	1700,00
Q_s [DaN]	100,00	200,00	300,00	300,00	400,00	500,00	500,00	500,00	500,00	500,00	500,00	
Q_{sup} [DaN]	1400,00	2380,00	4370,00	2760,00	7200,00	3300,00	10000,00	11200,00	12600,00	14400,00	12400,00	
Q_{inf} [DaN]	0,00	1380,00	2870,00	2760,00	2400,00	4100,00	4300,00	2300,00	4200,00	4800,00	7200,00	
Σ (G_{sup}+Q_{sup}) [DaN]	2801,00	3760,00	5240,00	3060,00	7700,00	3800,00	4330,00	4400,00	2660,00	2940,00	4960,00	
Σ (G_{inf}+Q_{inf}) [DaN]	800,00	2380,00	2380,00	4760,00	2900,00	7200,00	7200,00	10217,00	12170,00	12000,00	18200,00	
N_u [DaN]	1007,00	2000,00	2820,00	2000,00	4000,00	7100,00	7000,00	11200,00	14400,00	17200,00	20000,00	
N_u [DaN]	13710,00	20000,00	20000,00	40000,00	20000,00	80000,00	70000,00	100000,00	100000,00	110000,00	120000,00	
N_u-N_u [DaN]												
N_u-N_u-N_u	10000,00	10000,00	20160,00	20160,00	40320,00	20000,00	20160,00	60320,00	70720,00	81120,00	90720,00	
D [cm]	12,00	10,74	10,74	22,11	20,04	22,00	27,00	20,00	20,00	20,00	20,00	
CHOIX [cm] D	42,00	42,00	42,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	
B [cm²]	1200,00	1200,00	1200,00	1000,00	1000,00	1000,00	1000,00	1000,00	2070,00	2070,00	2070,00	
N_u/B [DaN]	1,15	2,20	2,10	2,00	4,00	7,00	7,00	4,10	7,00	8,00	11,00	
Verification	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	
N_u/B^{2/3}	0,002	0,010	0,011	0,014	0,030	0,100	0,110	0,100	0,100	0,100	0,100	
Verification	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	ok	

Tableau II.3.6.2.b : calcul des poteaux circulaires de rive

II.3.7. Vérifications spécifiques :

a. Les poteaux rectangulaires:

Niveau	Contraintes Normales				Contraintes Tangentielles			
	B [cm ²]	Nd[KN]	fc28 [KN/cm ²]	$\frac{Nd}{Bc \cdot f_{c28}} \leq 0,30$	Tmax	τ_{bu}	$\overline{\tau_{bu}}$	$\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}}$
8eme. Etage	45X45	0220,1	2,50	0,0435	091,19	0,50	1,42	C.V
7.eme.Etage	45X45	0324,3	2,50	0,0641	109,84	0,60	1,42	C.V
6.eme.Etage	45X45	0460,01	2,50	0,0909	115,81	0,64	1,42	C.V
5.eme.Etage	45X45	0613,88	2,50	0,0982	140,24	0,62	1,28	C.V
4.eme.Etage	50X50	0750,61	2,50	0,1201	146,33	0,65	1,28	C.V
3.eme.Etage	50X50	0900,06	2,50	0,1440	142,24	0,63	1,28	C.V
2.eme.Etage	50X50	1064,61	2,50	0,1703	134,78	0,60	1,40	C.V
1.eme.Etage	50X50	1371,56	2,50	0,1814	-313,57	-1,15	1,28	C..V
RDC	55X55	1929,3	2,50	0,2551	259,49	1,40	1,33	C.N..V
Sous-sol 01	55X55	1751,78	2,50	0,2316	-130,74	-1,48	1,04	C.N.V
Sous-sol 02	55X55	2038,62	2,50	0,2696	-254,34	-0,93	0,78	C.N.V

b. Les poteaux circulaires :

Niveau	Contraintes Normales				Contraintes Tangentielles			
	B [cm ²]	Nd[KN]	fc28 [KN/cm ²]	$\frac{Nd}{Bc \cdot f_{c28}} \leq 0,30$	Tmax	τ_{bu}	$\overline{\tau_{bu}}$	$\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}}$
8eme. Etage	45X45	0137,49	2,50	0,0346	-044,73	-0,31	1,42	C.V
7.eme.Etage	45X45	0260,7	2,50	0,0656	-039,68	-0,28	1,42	C.V
6.eme.Etage	45X45	0385,44	2,50	0,0970	-038,77	-0,27	1,42	C.V
5.eme.Etage	45X45	0514,58	2,50	0,1049	-051,28	-0,29	1,28	C.V
4.eme.Etage	50X50	0645,3	2,50	0,1315	-047,63	-0,27	1,28	C.V
3.eme.Etage	50X50	0778,75	2,50	0,1587	-044,32	-0,25	1,28	C.V
2.eme.Etage	50X50	0865,31	2,50	0,1764	043,74	0,25	1,40	C.V
1.eme.Etage	50X50	0996,97	2,50	0,1679	043,76	0,20	1,28	C.V
RDC	55X55	1135,31	2,50	0,1912	039,99	1,19	1,12	C.N.V
Sous-sol 01	55X55	1337,32	2,50	0,2253	-125,75	-1,59	1,04	C.N.V
Sous-sol 02	55X55	1608,63	2,50	0,2710	-212,23	-0,99	0,78	C.N.V

Niveau	POTEAUX RECTANGULAIRES				POTEAUX CIRCULAIRES		
	CENTRALE (axb) [cm ²]	RIVE (axb) [cm ²]	ANGLE (axb) [cm ²]	CHOIX FINAL [cm ²]	CENTRALE	RIVE	CHOIX FINAL [cm]
08	40X45	40X40	35X45	40X45	45	40	45
07	40X45	40X40	35X45	40X45	45	40	45
06	40X50	40X45	40X45	40X50	50	45	50
05	40X50	40X45	40X45	40X50	50	40	50
04	50X55	50X50	50X50	50X55	55	45	55
03	50X60	50X50	50X50	50X60	60	55	60
02	50X60	50X55	50X55	50X60	60	50	60
01	50X65	50X60	50X60	50X65	65	60	65
RDC	50X65	50X60	50X60	50X65	65	55	65
Sous-sol 1	50X70	50X70	50X65	50X70	70	65	70
Sous-sol 2	50X70	50X70	50X65	50X70	70	65	70

Tableau II.3: Tableau récapitulatif des sections des poteaux

II.4. PRE-DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis ; ils sont conçus afin de supporter leurs poids propres et les charges d'exploitation ; assurer l'isolation thermique et phonique et assurer la transmission des charges aux éléments de contreventements.

II.4.1. Plancher à corps creux

Ce plancher est constitué d'éléments résistants, ce sont les poutrelles en béton armé, et des éléments de coffrage qui sont les corps creux. Après la mise en place d'un ferrailage complémentaire, une dalle de répartition est coulée sur place (corps creux).

Le Pré-dimensionnement des planchers est régi par la condition de flèche qui limite sa déformation à des valeurs raisonnables sans nuire à l'exploitation du plancher en question.

, on utilise la condition de la flèche suivante : $h_t \geq L/22,50$

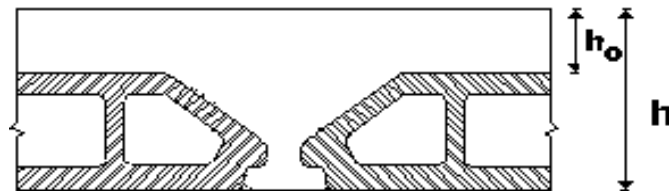


Figure II.3.2.4: Coupe transversale D'un plancher à corps creux

$h_t = h$: Hauteur (épaisseur) totale du plancher ;

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ;

h_1 : épaisseur du corps creux et

L : la plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

$L = 460 - 30 = 430$ cm

Où : 490: est la plus grande portée entre axe.

40 : est la hauteur de la poutre principale.

$$h_t \geq 430/22,5 = 19,11 \text{ cm}$$

➤ On prend : $h_t = (16+4)$ cm.

Avec :

- $h_0 = 4$ cm : épaisseur de la table de compression;

- $h_1 = 16$ cm : épaisseur due corps creux.

Descente des charges :

a. Plancher terrasse (inaccessible) : (16+4)

N°	Elément	Epaisseur Ep (cm)	Poids Volumique ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
01	Gravillon roulés de protection	04	20	0,80
02	Etanchéité multicouche	2	06	0,12
03	Forme de pente en béton armé	11	22	2,42
04	Isolation thermique (liège)	4	4	0,16
05	Dalle de compression	4	/	2,80
06	Corps creux	16		
07	Enduit en plâtre	2	10	0,20
Charge Permanente G_0				6,50
Charge d'Exploitation (Terrasse non accessible sauf entretien) Q_0				1,00

Tableau II.8.a.: Tableau descente des charges de plancher terrasse inaccessible

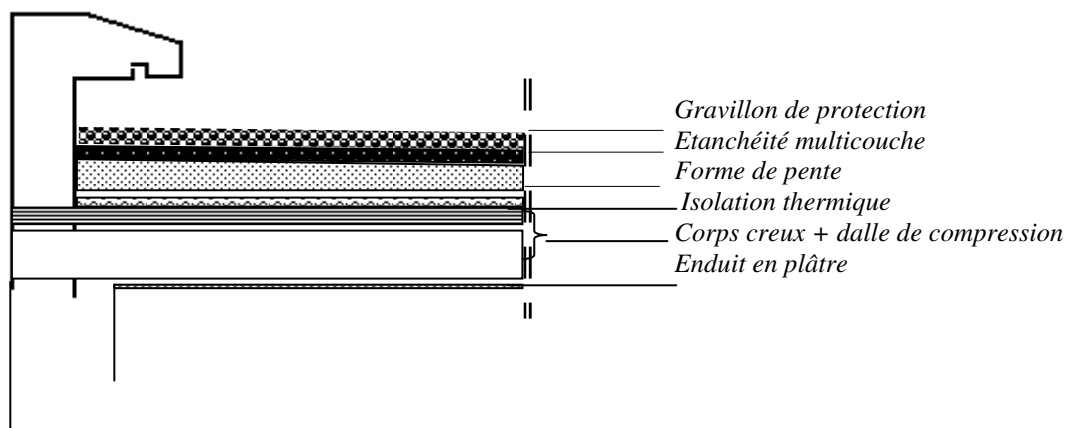


Figure II.3.2.5.a.: Coupe transversale d'un plancher terrasse

b. Plancher haut étage courant :

N°	Elément	Epaisseur Ep (cm)	Poids Volumique ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	2	22	0,44
02	Mortier de pose	2	20	0,40
03	Lit de sable	3	18	0,54
04	Cloison légère	/	/	1,00
05	Dalle de compression	4	/	2,80
06	corps creux	16		
07	Enduit en plâtre	2	10	0,20
Charge Permanente $G_1 = G_2 = G_3 = G_4 = G_5 = G_6$				5,38
Charge d'Exploitation $Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6$				1,50

Tableau II.8.b.: Tableau descente des charges de plancher étage courant

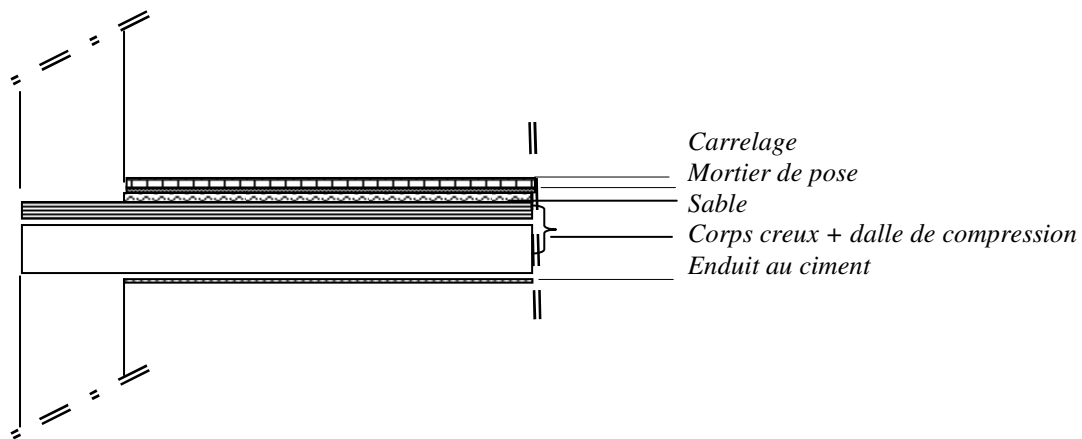


Figure II.3.2.5.b.: Coupe transversale d'un plancher étage courant

c. Plancher haut RDC ;1^{er} Etage :

N°	Elément	Epaisseur Ep (cm)	Poids Volumique ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	2	22	0,44
02	Mortier de pose	2	20	0,40
03	Lit de sable	3	18	0,54
04	Cloison légère	/	/	1,00
05	Dalle de compression	4	/	2,80
06	corps creux	16		
07	Enduit en plâtre	2	10	0,20
Charge Permanente			$G_7 = G_8$	5,38
Charge d'Exploitation (Usage commercial)			$Q_7 = Q_8$	5,00

d. Plancher haut sous-sol « I » et« II »:

N°	Elément	Epaisseur Ep (cm)	Poids Volumique ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	2	22	0,44
02	Mortier de pose	2	20	0,40
03	Lit de sable	3	18	0,54
04	Cloison légère	/	/	1,00
06	Dalle pleine (16cm)	16	25	4,00
07	Enduit en plâtre	2	10	0,20
Charge Permanente			$G_9 = G_{10}$	6,58
Charge d'Exploitation (Usage commercial)			$Q_9 = Q_{10}$	5,00

e. Balcon :

N°	Elément	Epaisseur Ep (cm)	Poids Volumique ρ (DaN/m ³)	G (KN/m ²)
01	revêtement en carrelage	2	22	0,44
02	Mortier de pose	2	20	0,40
03	Lit de sable	3	18	0,54
04	Dalle en béton armé	15	25	3,75
05	Enduit en plâtre	2	10	0,20
Charge Permanente			G_{b1c}	5,33

Charge d'Exploitation Q_{blc}	3,50
---	-------------

f. Mur extérieur en double cloisons :

N°	Elément	Epaisseur Ep (cm)	Poids Volumique ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
01	Enduit extérieur en ciment	2	18	0,36
02	Briques creuses	15	9	1,30
03	lame d'air	5	/	/
04	Briques creuses	10	9	0,90
05	Enduit intérieur en plâtre	1,5	10	0,15
Charge Permanente G_{mext}				2,71

g. Mur intérieur :

N°	Elément	Epaisseur Ep (cm)	Poids Volumique ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
01	Enduit extérieur en plâtre	1,5	10	0,15
02	Briques creuses	10	9	0,90
03	Enduit intérieur en plâtre	1,5	10	0,15
Charge Permanente G_{mint}				1,20

II.4.2. Plancher a dalle pleine :**Pré-dimensionnement des dalles pleines:**

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

a) Condition de la résistance à la flexion :

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité, la hauteur de la dalle est donnée par :

- $\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \Rightarrow$ La dalle porte suivant un seul sens $\Rightarrow h_d = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) \times L_x$
- $0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \Rightarrow$ La dalle porte suivant les deux directions $\Rightarrow h_d = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40}\right) \times L_x$

L_x : La plus petite portée du panneau de dalle $L_x = 4,60$

L_y : La plus grande portée du panneau de dalle $L_y = 4,90$

Donc : $\rho = \frac{4,60}{4,90} = 0,93 \Rightarrow \rho > 0,40 \Rightarrow$ La dalle porte suivant les deux directions

$$\Rightarrow h_d = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40}\right) \times L_x$$

$$\Rightarrow h_d = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right) \times 460 = (13,14 \div 15,33) \dots\dots\dots(1)$$

b. Condition de flèche :

Nous devons vérifier les conditions suivantes (CBA93 : B65.3) :

- $f_{\max} \leq \frac{L_{\max}}{500} \Rightarrow$ Si la portée L_{\max} est au plus égale à 5 m.
- $f_{\max} \leq 0,5cm + \frac{L_{\max}}{1000} \Rightarrow$ Si la portée L_{\max} est supérieure à 5 m.

Dans notre cas on a : $L_{\max} = 4,90$ m

$$f_{\max} = \frac{q.L_x^4}{384.E.I} \leq \frac{L_{\max}}{500}$$

$$h_d \geq \left(\frac{60.q.L_x^4}{384.E.\left(\frac{L_{\max}}{500}\right)} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Avec :

- $I = \frac{b.e^3}{12}$
- $E = 10721,40$ MPa
- $G = 6,58$ kN/m² \Rightarrow Charge permanente.
- $Q = 5,00$ kN/m \Rightarrow Charge d'exploitation.

D'ou : $e \geq 15,49$ cm(2)

c. Condition d'isolation acoustique :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Contre les bruits aériens ; } 2500 \text{ } 350 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow = 14 \text{ cm} \\ \text{Contre les bruits impacts ; } 2500 \text{ } 400 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow = 16 \text{ cm} \end{array} \right\} \dots\dots\dots(3)$$

d. Condition de sécurité en matière d'incendie :

$$\left. \begin{array}{l} h_d = 7 \text{ cm Pour 1 heure de coupe de feu.} \\ h_d = 11 \text{ cm Pour 2 heures de coupe de feu} \end{array} \right\} \dots\dots\dots(4)$$

Alors de (1) ; (2) ; (3) ; (4) ; l'épaisseur de la dalle satisfait aux différentes conditions précédentes on adoptera : $h_d = \max (14;16 ;11)$

On prend : $h_d = 16 \text{ cm}$

II.5. PRE-DIMENSIONNEMENT DES VOILES

Pré - dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du RPA91 qui servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations ;

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.

Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.

D'après le RPA.99version 2003 article7.7.1« les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4a$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

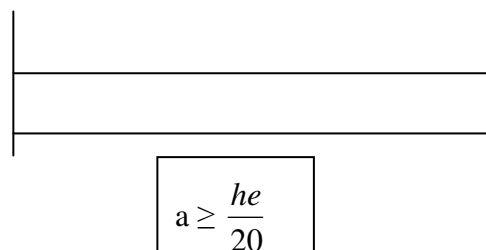


Figure II.5.1.: Vue en plan des voiles

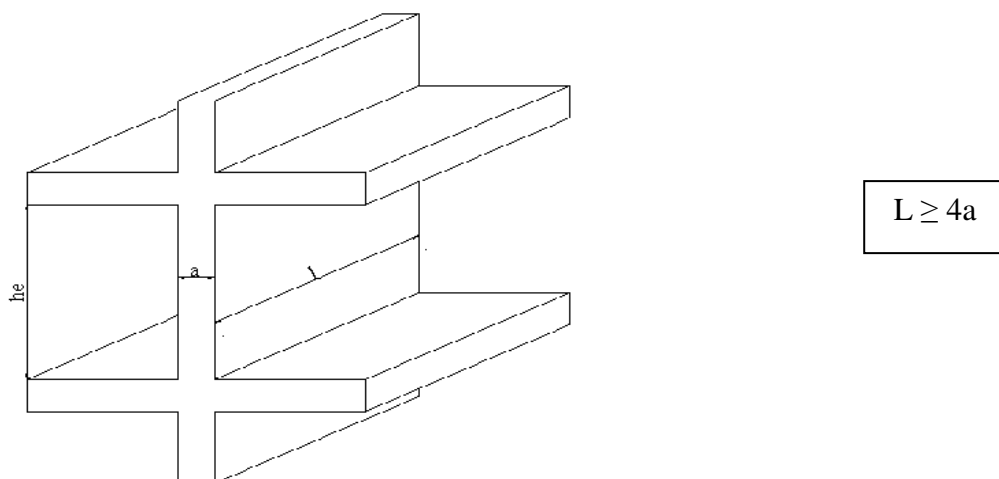


Figure II.5.2.: Coupe sur voile en élévation

II.5.1 Pré-dimensionnement des voiles de contreventement

D'après l'article 7.7.1 ; RPA99 version2003 : $a \geq \max (15 \text{ cm} ; he / 20)$

Avec :

he : hauteur d'étage.

a: épaisseur de voile

Dans notre cas :

- Pour le S.S 1 $h_e = (3,26-0,40)=2,86m.$
- Pour le S.S 2 $h_e = (3,06-0,40)= 2,66m.$
- Pour le R.D.C $h_e = (3,91-0,40)=3,51m.$
- Pour le 1^{er}. Et 2^{eme}. Étage $h_e = (3,74-0,40)=3,34m.$
- Pour le 3^{eme}. au 8^{eme}. Étage $h_e = (3,40-0,40)=3,00m.$

Donc :

- Pour le S.S 1 $a \geq \max (15 \text{ cm} ; 14,30)\text{cm} \Rightarrow a \geq 15,00 \text{ cm}.$
- Pour le S.S 1 $a \geq \max (15 \text{ cm} ; 13,30)\text{cm} \Rightarrow a \geq 15,00 \text{ cm}.$
- Pour le R.D.C $a \geq \max (15 \text{ cm} ; 17,55)\text{cm} \Rightarrow a \geq 17,55 \text{ cm}.$
- Pour le 1^{er}. 2^{eme}. Étage $a \geq \max (15 \text{ cm} ; 16,70)\text{cm} \Rightarrow a \geq 16,70 \text{ cm}.$
- Pour le 3^{eme}. au 8^{eme}. Étage $a \geq \max (15 \text{ cm} ; 15,00)\text{cm} \Rightarrow a \geq 15,00 \text{ cm}.$

On opte : **a = 20 cm**

a. Vérification au flambement

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,7 \cdot h_e}{i} \text{ Et on a } : i = \left(\frac{I_{\min}}{B} \right)^{1/2}$$

Avec :

i: Rayon de giration;

Imin: Inertie minimale;

B: La section du voile.

$$\text{Donc } : i = \left(\frac{I_{\min}}{B} \right)^{1/2} = \left(\frac{368 \times 20^3}{12 \times 368 \times 20} \right)^{1/2} = 5,77 \text{ cm}.$$

$$\lambda = \frac{0,7 \times 3,21}{5,77} = 10,70 \quad \lambda \leq 35 \Rightarrow \text{le voile ne flambe pas.}$$

II.5.2. Pré-dimensionnement du voile périphérique du sous-sol :

Les voiles périphériques sont dimensionnés comme des dalles pleines à cause de la poussée des terres :

$$a \geq h_e/25 \quad (\text{Article 7.7.1}).$$

Avec :

Sous –sol 1

h_e : Hauteur libre du sous sol ; $h_e = 3,26\text{m}$.

$a \geq 3,26/25 = 13,04\text{ cm}$

Sous –sol 2

h_e : Hauteur libre du sous sol ; $h_e = 3,06\text{m}$.

$a \geq 3,06/25 = 12,24\text{ cm}$

Donc on adopte un voile d'épaisseur **a = 20 cm.**

Selon le "RPA99" l'épaisseur minimale du voile périphérique est de l'ordre de 15 cm
 $a = 20\text{ cm}$ (Article 10.1.2) condition vérifiée .

II.5.3. Voiles d'ascenseur :

Pour les cages d'ascenseur, on adoptera une épaisseur du voile : **a = 15 cm.**

Niveau \ Elément	Poutres principales	Poutres secondaires	Poteaux	Plancher	Voile
sous-sol 2	30x40	30x40	50X70	Dalle pleine e=16cm	e=20cm
sous-sol 1	30x40	30x40	50X70	Dalle pleine e=16cm	e=20cm
R.D.C	30x40	30x40	50X65	Corps creux 16+04	e=20cm
1 ^{er} . Etage	30x40	30x40	50X65	Corps creux 16+04	e=20cm
2eme. Etage	30x40	30x40	50X60	Corps creux 16+04	e=20cm
3eme. Etage	30x40	30x40	50X60	Corps creux 16+04	e=20cm
4eme. Etage	30x40	30x40	40X55	Corps creux 16+04	e=20cm
5eme. Etage	30x40	30x40	40X50	Corps creux 16+04	e=20cm
6eme. Etage	30x40	30x40	40X50	Corps creux 16+04	e=20cm
7eme. Etage	30x40	30x40	40X45	Corps creux 16+04	e=20cm
8eme. Etage	30x40	30x40	40X45	Corps creux 16+04	e=20cm

Tableau II.5.1.: Tableau récapitulatifs de prés-dimensionnements des éléments structuraux

III.1.Introduction

Le plancher est une partie horizontale de la construction dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur ; ils séparent les différents niveaux d'un bâtiment et a deux fonctions principales, l'une de résister car ils supportent la totalité des charges permanentes et d'exploitation ; et l'autre d'isolation en isolant thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre construction on peut distinguer deux type de plancher :

- Plancher à corps creux pour le plancher haut RDC et 1^{er}. Etage jusqu'au dernier niveau.
- Plancher à dalle pleine pour le plancher haut sous-sol 1 et sous-sol 2.

III.2. Etude du plancher à dalle pleine :

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

III.2. 1.Méthode de calcul

La méthode de calcul dépend de la valeur $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

- Pour $\rho < 0,4$; les dalles portent dans un seul sens (Fig.III.2.1.1)
- Pour $0,4 \leq \rho \leq 1$; les dalles portent selon deux directions (Fig.III.2.1.1)

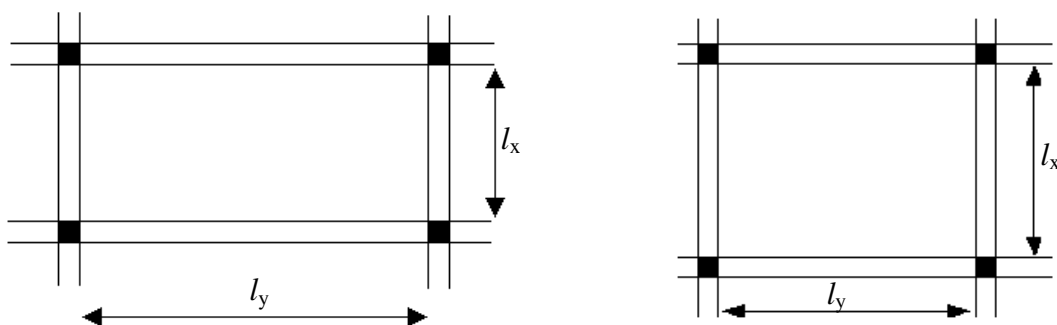


Figure III.2.1.1. : Panneaux des dalles pleines

La dalle de notre structure porte dans deux directions \Rightarrow le calcul se fait en flexion simple ; Le principe de calcul est déterminé sur les points suivants :

- La dalle est considérée comme reposant sur 4 côtés ;
- Considérons 2 bandes :

L'une de largeur « dx » et l'autre de longueur « dy » ;

Et une charge élémentaire P appliquée sur la partie commune aux deux bandes .

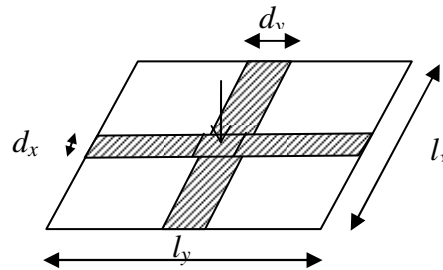


Figure.III.2.1.2 : Charge élémentaire P appliquée sur une partie

Constatations :

Sous l'effet de la charge chaque bande se déforme

- Chaque bande est soulagée par une série de bandes élastiques prenant appui sur les rives ;
- Les lignes de rupture déterminées par essai de chargement figurent en traits interrompus (voir Fig.III.1,2,4.)

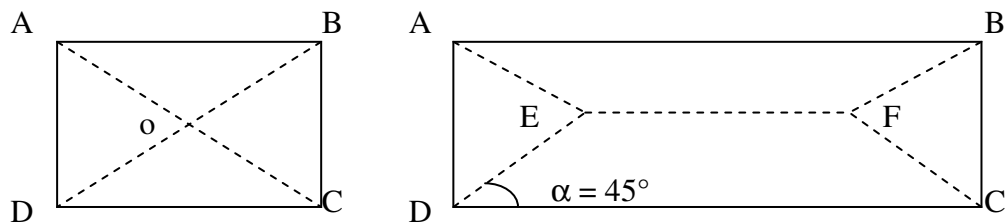


Figure III.2.1.3 : Les lignes de rupture déterminées par essai de chargement

Conclusion

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

III.2. 2.Evaluation des moments

Les moments sur appuis et en travée sont estimés forfaitairement par la méthode suivante :

A – combinaison fondamentale

E.L.U.R. :

$$q'_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot P$$

$$q'_u = 1,35 \times 6,58 + 1,5 \times 5,00 = 16,38 \text{Kn/m}^2.$$

On calcule la charge par unité de d'aire donc pour une bande de 1m de largeur

$$q_u = q'_u \times 1 = 16,38 \text{Kn/ml}$$

E.L.S :

$$q'_{ser} = G + P$$

$$q'_{seru} = 6,58 + 5,00 = 11,58 \text{Kn/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur $q_{ser} = q'_{ser} \times 1 = 11,58 \text{Kn/ml}$

B -Calcul des moments de flexion maximaux M_x et M_y :

d'après l'annexe E3 du BAEL91le calcul se fait par panneau sous les sollicitations suivantes :

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

Avec :

μ_x et μ_y sont des coefficients de réduction donnés en fonction du rapport l_x / l_y .

et ν coefficient de poisson à l'état limite ultime de résistance ou de service

[BAEL 91/ annexe E3]

C -Affectation de fraction forfaitaire de M_{ox} et M_{oy} selon le processus suivant :

[BAEL 91 / A.8.2,32]

- Pour les panneaux intermédiaires :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 M_{0x} \\ M_{ty} = 0,75 M_{0y} \end{cases} \quad \text{Moments en travée}$$

$$\begin{cases} M_{ax} = - 0,5 M_{0x} \\ M_{ay} = - 0,5 M_{0y} \end{cases} \quad \text{Moments en appuis}$$

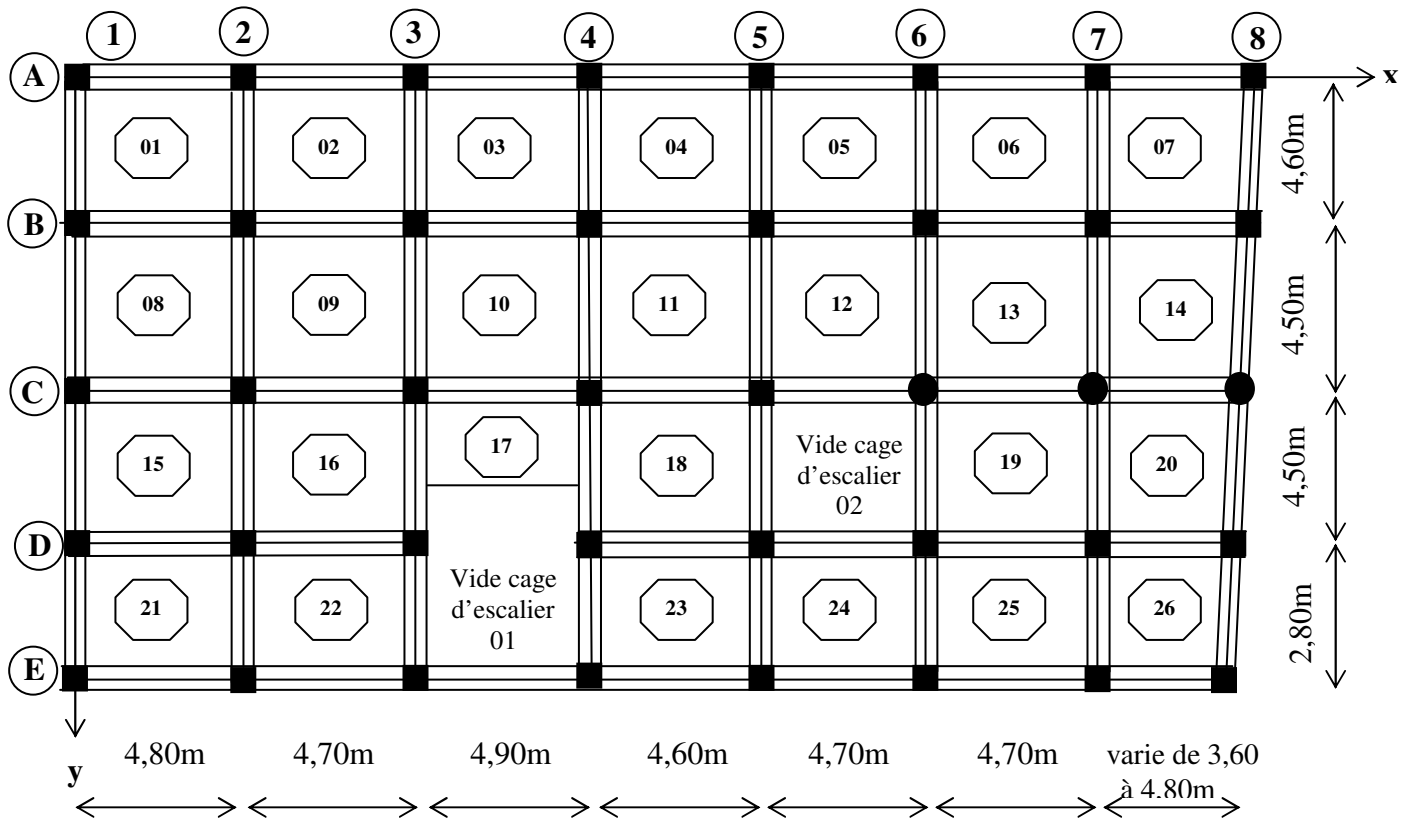
- Pour les panneaux de rive :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_{0x} \\ M_{ty} = 0,85 M_{0y} \end{cases} \quad \Rightarrow \text{Moments en travée}$$

$$\begin{cases} M_{aix} = - 0,5 M_{0x} \\ M_{aiy} = - 0,5 M_{0y} \end{cases} \quad \Rightarrow \text{Moments sur appuis intermédiaires}$$

$$\begin{cases} M_{arx} = - 0,3 M_{0x} \\ M_{ary} = - 0,3 M_{0y} \end{cases} \quad \Rightarrow \text{Moments sur appuis de rive}$$

Figure III.2.2.C. Schéma des panneaux de calcul de la dalle pleine



Les types des panneaux sont classés suivant le mode d'encastrement comme suit :

- **Type (1) :** (Panneaux continus au-delà de leurs appuis) ;
Les panneaux : 09 ;10 ;11 ; 12 ;13 ;16 ;18 ;19
- **Type (2) :** (Panneaux de rive dont deux appuis assurent un encastrement partiel) ;
Les panneaux : 02 ; 03 ;04 ;05 ; 06 ;14 ;17 ;20 ;08 ;15 ;22 ;23 ;24 ;25
- Type (3) :** (Panneaux de rive dont un seul appui assure un encastrement partiel) ;
Les panneaux : 01 ;07 ;21 ;26

Tableau III.2.2.1. Moments de flexion en travées (Mx et My)

Panneau	lx [m]	ly [m]	ρ	ELU q'u=16,38 Kn/m				q'ser=11,58 Kn/m			
				μ_x	μ_y	M_x^u [Kn.m]	M_y^u [Kn.m]	μ_x	μ_y	M_x^u [Kn.m]	M_y^u [Kn.m]
01	4,30	4,50	0,96	0,0410	0,8875	10,55	9,37	0,0483	0,9236	8,79	8,12
02	4,30	4,40	0,98	0,0368	1	9,47	9,47	0,441	1	8,03	8,03
03	4,30	4,60	0,93	0,0456	0,7834	11,74	9,20	0,0528	0,08502	9,61	8,17
04	4,30	4,30	1	0,0368	1	9,47	9,47	0,441	1	8,03	8,03
05	4,30	4,40	0,98	0,0368	1	9,47	9,47	0,441	1	8,03	8,03
06	4,30	4,40	0,98	0,0368	1	9,47	9,47	0,441	1	8,03	8,03
07	4,30	4,50	0,96	0,0410	0,8875	10,55	9,37	0,0483	0,9236	8,79	8,12
08	4,20	4,50	0,93	0,0456	0,7834	11,20	8,77	0,0528	0,08502	9,17	9,79
09	4,20	4,40	0,95	0,0410	0,8875	8,89	7,89	0,0483	0,9236	7,40	6,83
10	4,20	4,60	0,91	0,0456	0,7834	9,88	7,74	0,0528	0,08502	8,09	6,88
11	4,20	4,30	0,98	0,0368	1	7,97	7,97	0,441	1	6,76	6,76
12	4,20	4,40	0,95	0,0410	0,8875	8,89	7,89	0,0483	0,9236	7,40	6,83
13	4,20	4,40	0,95	0,0410	0,8875	8,89	7,89	0,0483	0,9236	7,40	6,83
14	4,20	4,48	0,94	0,0410	0,8875	10,07	8,94	0,0483	0,9236	8,39	7,75
15	2,37	4,60	0,52	0,0966	0,2500	7,55	1,89	0,1000	0,3671	5,53	2,03
16	4,20	4,40	0,95	0,0410	0,8875	8,89	7,89	0,0483	0,9236	7,40	6,83
17	2,37	4,60	0,52	0,0966	0,2500	7,55	1,89	0,1000	0,3671	5,53	2,03
18	4,20	4,30	0,98	0,0368	1	7,97	7,97	0,441	1	6,76	6,76
19	2,50	4,40	0,57	0,0368	0,2948	3,20	0,94	0,0870	0,4672	5,35	2,50
20	4,20	4,20	1,00	0,0368	1,0000	9,04	9,04	0,0441	1,0000	7,66	7,66
21	2,50	4,50	0,56	0,0894	0,2500	7,78	1,94	0,0936	0,4150	5,76	2,39
22	2,50	4,40	0,57	0,0368	0,2948	3,20	0,94	0,0870	0,4672	5,35	2,50
23	2,50	4,30	0,58	0,0822	0,2948	7,15	2,11	0,0870	0,4672	5,35	2,50
24	2,50	4,40	0,57	0,0368	0,2948	3,20	0,94	0,0870	0,4672	5,35	2,50
25	2,50	4,40	0,57	0,0368	0,2948	3,20	0,94	0,0870	0,4672	5,35	2,50
26	2,50	3,97	0,63	0,0822	0,2948	7,15	2,11	0,0870	0,4672	5,35	2,50

Tableau III.2.2.2. Moments de flexion sur appuis (Max et May)

Panneau	lx [m]	ly [m]	ELU				ELS			
			M_{xe}^u [Kn.m]	M_{xw}^u [Kn.m]	M_{ye}^u [Kn.m]	M_{yw}^u [Kn.m]	M_{xe}^{ser} [Kn.m]	M_{xw}^{ser} [Kn.m]	M_{ye}^{ser} [Kn.m]	M_{yw}^{ser} [Kn.m]
01	4,30	4,50	3,16	5,60	4,73	2,81	2,63	4,58	4,06	2,74
02	4,30	4,40	2,84	4,73	4,73	4,73	2,41	4,01	4,01	4,01
03	4,30	4,60	3,52	5,87	4,73	4,73	2,88	4,80	4,08	4,08
04	4,30	4,30	2,84	4,73	4,73	4,73	2,41	4,01	4,01	4,01
05	4,30	4,40	2,84	4,73	4,73	4,73	2,41	4,01	4,01	4,01
06	4,30	4,40	2,84	4,73	4,73	4,73	2,41	4,01	4,01	4,01
07	4,30	4,50	3,16	5,27	2,81	4,68	2,64	4,39	2,44	4,06
08	4,20	4,50	5,60	5,60	4,38	2,63	4,58	4,58	8,89	2,94
09	4,20	4,40	4,73	4,44	4,30	3,89	4,01	3,70	4,04	4,58
10	4,20	4,60	5,87	4,94	3,98	3,94	4,80	4,04	3,44	3,44
11	4,20	4,30	4,73	3,98	3,99	3,98	4,01	3,38	4,01	3,38
12	4,20	4,40	4,73	4,44	4,30	3,89	4,01	3,70	4,04	4,58
13	4,20	4,40	4,73	4,44	4,30	3,89	4,01	3,70	4,04	4,58
14	4,20	4,48	5,27	5,03	4,68	4,52	2,64	4,19	2,32	3,87
15	4,20	4,50	5,60	5,60	4,38	2,63	4,58	4,58	4,89	2,94
16	4,20	4,40	4,44	4,44	3,94	4,38	3,70	3,70	3,41	4,89
17	2,37	4,60	4,94	2,26	0,94	3,94	4,04	1,66	1,01	3,41
18	4,20	4,30	3,98	3,98	2,39	3,98	3,38	3,38	3,38	2,02
19	4,20	4,40	4,44	4,44	3,94	4,38	3,70	3,70	3,41	4,89
20	4,20	4,20	5,03	4,52	4,52	4,52	3,87	3,83	2,30	3,87
21	2,50	4,50	5,60	2,33	0,97	0,58	4,58	1,73	1,25	0,72
22	2,50	4,40	4,44	1,17	0,47	1,05	3,70	1,60	1,25	1,25
23	2,50	4,30	3,98	1,17	1,05	0,63	3,38	2,02	0,75	1,25
24	2,50	4,40	4,44	1,17	0,47	1,05	3,70	1,60	1,25	1,25
25	2,50	4,40	4,44	1,17	0,47	1,05	3,70	1,60	1,25	1,25
26	2,50	3,97	4,52	2,14	4,52	6,33	3,83	1,60	0,75	3,83

Tableau III.2.2.3. tableau récapitulatif des moments fléchissant maximum

SENS	X-X		Y-Y	
	E.L.U.R	E.L.S	E.L.U.R	E.L.S
COMBINAISON				
Moments en travée [Kn.m]	11,74	09,61	09,47	09,79
Moments sur appuis [Kn.m]	06,62	04,80	06,33	08,89

III.2.3. Calcul des Ferrailage :

A. Sens X-X :

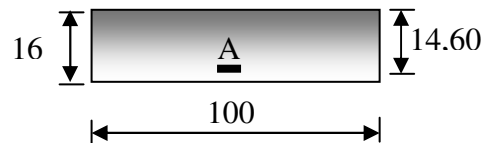


Figure III.2.2.7 : Section de calcul en travée(x-x)

A.1. En travée :

$$\text{ELU : } M_{t\max,x}^u = 11,74 \text{ Kn.m}$$

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

$$u = \mu = \frac{M_{tx}^u}{b \cdot d_x^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{11,74 \times 10^3}{100(14,60)^2 \cdot 14,17} = 0,0388 \leq u_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u}) = 0,0495; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 14,31 \text{ cm}$$

$$A_{cal} = \frac{M_{ar\max}}{Z \sigma_s} = \frac{11,74 \times 10^3}{14,31(348)} = 2,36 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

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

$$A_{min} = 0,0008bh = 0,0008 \cdot 100 \cdot 16$$

$$A_{min} = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{max} = \max(A_{min}; A_{cal}) = \max(2,36; 1,28)$$

$$A_{max} = 2,36 \text{ cm}^2$$

Soit : $5T10 = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$\text{Et l'écartement des armatures : } \delta \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

ELS : $M_{t_{max,x}}^{ser} = 09,61Kn.m$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A'
- Acier FeE400

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{11,74}{09,61} = 1,22$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,11 + 0,25 = 0,36 > \alpha = 0,0495$$

$$\sigma_b = 14,17MPa \implies \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \text{ Fissuration peu nuisible}$$

Conclusion

Les armatures calculés à E.L.U.R sont maintenus et aucune vérification pour σ_s

A.2.En appuis

ELU : $M_{a_{max,x}}^u = 06,62Kn.m$

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

$$u = \mu = \frac{M_{a_{max}}^u}{b \cdot d_x^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{6,62 \times 10^3}{100(14,60)^2 14,17} = 0,0219 \leq u_l = 0,392 \implies A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u}) = 0,0277; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 14,44cm$$

$$A_{cal} = \frac{M_{a_{max}}^u}{Z\sigma_s} = \frac{6,62 \times 10^3}{14,844(348)} = 1,32cm^2$$

Condition de non fragilité :

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

$$A_{min} = 0,0008bh = 0,0008 \cdot 100 \cdot 16 = 1,28$$

$$A_{min} = 1,28cm^2/ml$$

$$A_{max} = \max(A_{min}; A_{cal}) = (1,32; 1,28)$$

Soit : **4T10=3,14 cm²**

Et l'écartement des armatures : $\delta \leq \min(3h_d; 33cm) = 33cm \rightarrow e = 25cm$

ELS : $M_{a_{max,x}}^{ser} = 04,80Kn.m$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A'
- Acier FeE400

$$\implies \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \implies \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{6,62}{4,80} = 1,38$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,19 + 0,25 = 0,44 > \alpha = 0,0277$$

$$\sigma_b = 14,17 \text{MPa} \implies \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \text{ Fissuration peu nuisible}$$

Conclusion

- Les armatures calculés à E.L.U.R sont maintenus et aucune vérification pour σ_s

B. Sens Y-Y

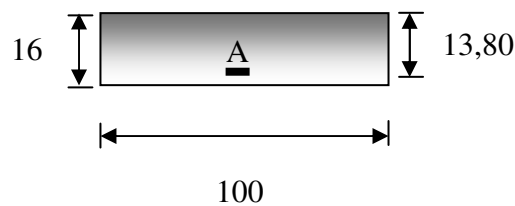


Figure III.2.2.8: Section de calcul en travée(y-y)

B.1.En Travée

$$\text{ELU : } M_{t,\max y}^u = 09,47 \text{ Kn.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_{t,\max y}^u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{9,47 \times 10^3}{100(13,80)^2 14,17} = 0,0351 \leq \mu_l = 0,392 \implies A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0446; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 13,55 \text{cm}$$

$$A_{cal} = \frac{M_{t,\max y}^u}{Z \sigma_s} = \frac{9,47 \times 10^3}{13,55(348)} = 2,01 \text{cm}^2$$

Condition de nom fragilité

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

$$A_{min} = 0,0008bh = 0,0008 \cdot 100 \cdot 16$$

$$A_{min} = 1,28 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{max} = \max(A_{min}; A_{cal}) = \max(2,01; 1,28)$$

$$A_{max} = 2,01 \text{cm}^2$$

Soit : **4T10 = 3,93cm²/ml**

Et l'écartement des armatures : $\delta \leq \min(3h_f; 33 \text{cm}) = 33 \text{cm} \rightarrow e = 25 \text{cm}$

$$\text{ELS : } M_{t_{\max y}}^{\text{ser}} = 09,61 \text{Kn.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_{t_{\max y}}^u}{M_{t_y}^{\text{ser}}} = \frac{9,47}{9,79} = 0,97$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = -0,016 + 0,25 = 0,233 > \alpha = 0,0446$$

$$\sigma_b = 14,17 \text{MPa} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \text{ Fissuration peu nuisible}$$

Conclusion

- Les armatures calculés à E.L.U.R sont maintenus et aucune vérification pour σ_s

B.2.En appuis

$$\text{ELU : } M_{a_{\max y}}^u = 06,33 \text{Kn.m}$$

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

$$u = \mu = \frac{M_{a_{\max y}}^u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{6,33 \times 10^3}{100(13,80)^2 14,17} = 0,0234 \leq u_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u}) = 0,0296; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 13,63 \text{cm}$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_{a_{\max y}}^u}{Z \sigma_s} = \frac{6,33 \times 10^3}{13,63(348)} = 1,33 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

-Condition de nom fragilité

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

$$A_{\text{min}} = 0,0008bh = 0,0008 \cdot 100 \cdot 16 = 1,28$$

$$A_{\text{min}} = 1,28 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\text{max}} = \max(A_{\text{min}} ; A_{\text{cal}}) = (1,33 ; 1,28)$$

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

$$\text{Et l'écartement des armatures : } \delta \leq \min(3h_d; 33 \text{cm}) = 33 \text{cm} \rightarrow e = 25 \text{cm}$$

$$\text{ELS : } M_{a_{\max y}}^{ser} = 08,89 \text{ Kn.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_{a_{\max y}}^u}{M_{a_{\max y}}^{ser}} = \frac{6,33}{8,89} = 0,71$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = -0,14 + 0,25 = 0,106 > \alpha = 0,0296$$

$$\sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \implies \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \text{ Fissuration peu nuisible}$$

Conclusion

- Les armatures calculés à E.L.U.R sont maintenus et aucune vérification pour σ_s

III.2.4. Vérifications :

a. Espacement :

➤ Travée :

- Sens x-x : $esp = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée
- Sens y-y : $esp = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée

➤ Appuis :

- Sens x-x : $esp = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée
- Sens y-y : $esp = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée

b. vérification de l'effort tranchant :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci dessous est vérifiée :

On fait cette vérification pour le panneau le plus sollicité $L_x = 4,30 \text{ m}$; $L_y = 4,60 \text{ m}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau} = 0,05 \cdot f_{c28}$$

Avec :

$$T_u = \frac{P_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_x + L_y} = \frac{16,43 \times 4,30 \times 4,60}{2 \times 4,30 + 4,60} = 24,62 \text{ kN}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{24,62 \times 10^3}{100 \times 14,40} = 0,171 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,171 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

c. Vérification à l'ELS :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	SENS	M _{ser} [kN.M]	A _s [cm ²]	σ _{bc} [Mpa]	σ̄ _{bc} [Mpa]	Observation
En travée	x-x	09,61	2,36	5,41	15	condition vérifiée
	y-y	09,79	2,36	5,47	15	condition vérifiée
En appui	x-x	04,80	2,01	3,66	15	condition vérifiée
	y-y	08,89	2,01	5,18	15	condition vérifiée

Tableau III.2.4.c.: Vérification des contraintes à l'ELS

d. Vérification de la flèche :

Suivant les règles B.A.E.L.91, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre associée à un hourdi ou une dalle pleine si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées pour le panneau le plus sollicité L_x=4,30m ; L_y=4,60m :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{22,50} \right) \Rightarrow \left(\frac{16}{430} = 0,0372 \right) < \left(\frac{1}{22,50} = 0,044 \right) \dots\dots\dots \text{Condition non Vérifiée} \\ \left(\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{lx}}{15M_{0x}} \right) \Rightarrow \left(\frac{16}{430} = 0,0372 \right) > \left(\frac{9,61}{15(26,76)} = 0,0239 \right) \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \\ \left(\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{3,14}{100(14,40)} = 0,00218 \right) < \left(\frac{3,6}{400} = 0,090 \right) \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

Avec : $M_0 = M_{0ser} = 11,58 \cdot \frac{(4,30)^2}{8} = 26,76 \text{ KN.m}$

$$M_t = M_{t_{\max ser}} = 9,61 \text{ KN.m}$$

Puisque la première condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f_t = (f_{g_v} - f_{j_i}) + (f_{p_i} - f_{g_i})$$

Avec :

f_{g_v} : La flèche maximale due aux charges permanentes après mise en place des cloisons (g),

$$\text{sous charge de longue durée d'application avec : } f_{g_v} = \frac{M_g \times l^2}{10E_v \times I_{f_{g_v}}}$$

f_{j_i} : La flèche maximale due aux charges permanentes avant mise en place des cloisons (j),

$$\text{sous charge de faible durée d'application avec } f_{j_i} = \frac{M_j \times l^2}{10E_i \times I_{f_{j_i}}}$$

f_{p_i} : La flèche maximale due aux charges totales ($P = g + Q$), sous charge de faible durée

$$\text{d'application avec } f_{p_i} = \frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{f_{p_i}}}$$

f_{g_i} : La flèche maximale due aux charges permanentes après mise en place des cloisons (g)

$$\text{sous charge de faible durée d'application avec } f_{g_i} = \frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{f_{g_i}}}$$

et :

Δf_t : La flèche totale.

M: Le moment de flexion dans la section étudiée pour l'état de service considéré ;

l: La portée du panneau le plus défavorable;

E_i : Le module d'élasticité longitudinal pour les déformations instantanées ; $E_{i28} = 32164,19 \text{ Mpa}$.

E_v : Le module d'élasticité longitudinal pour les déformations différées; $E_{v28} = 10818,86 \text{ Mpa}$

I_0 : Le moment d'inertie de la section homogène (avec : $n = 15$) ; par rapport à un axe passant par le C.D.G et

Flèche admissible :

$$\Delta f_{t,\max} = \frac{l}{500} \quad \text{Si } l \leq 5,00 \text{ m}$$

$$\Delta f_{t,\max} = \frac{l}{500} + 0,5 \text{ cm} \quad \text{Si } l \geq 5,00 \text{ m}$$

Pour le présent projet ; nous avons :

$$g = 658 \text{ daN/m}^2 \xrightarrow{\text{bande } 1 \text{ ml}} g = 658 \text{ daN / ml}$$

$$j = 658 - 75 = 583 \text{ daN/m}^2 \xrightarrow{\text{bande/ml}} j = 583 \text{ daN/ml}$$

$$P = 658 + 500 = 1158 \text{ daN/m}^2 \xrightarrow{\text{bande/ml}} p = 1158 \text{ daN/ml}$$

Calcul des moments fléchissant :

$$M_g^s = 0,85 \cdot \mu_{xs} \cdot g \cdot l_x^2 = 0,85 \times 0,0483 \times 658 \times 4,30^2 = 499,49 \text{ daN.m}$$

$$M_j^s = 0,85 \cdot \mu_{xs} \cdot j \cdot l_x^2 = 0,85 \times 0,0483 \times 583 \times 4,30^2 = 442,56 \text{ daN.m}$$

$$M_p^s = 0,85 \cdot \mu_{xs} \cdot P \cdot l_x^2 = 0,85 \times 0,0483 \times 1158 \times 4,30^2 = 879,04 \text{ daN.m}$$

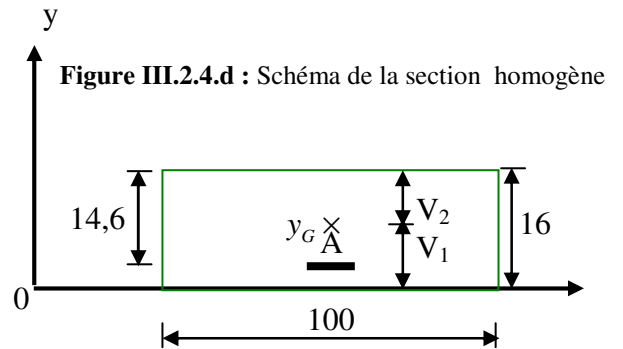
Calcul du moment d'inertie (I₀) :

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} \quad n = 15$$

$$y_G = \frac{(100 \times 16 \times 8,0) + (15 \times 2,36 \times 1,4)}{100 \times 16 + 15 \times 2,36} = 7,86 \text{ cm}$$

D'où : $V_1 = y_G = 7,86 \text{ cm}$
 $V_2 = h_d - V_1 = 16 - 7,86 = 8,14 \text{ cm}$

$$I_0 = \frac{100 \times 7,86^3}{3} + \frac{100 \times 8,14^3}{3} + 15 \times 2,36 \times (7,86 - 1,4)^2 = 17907,57 \text{ cm}^4$$



Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations (σ_s) :

$$\sigma_s = \frac{M^s}{A_{adopt} \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho_1 = 100 \rho = 100 \cdot \frac{A}{b_0 \cdot d} = 100 \times \frac{2,36}{100 \times 14,6} = 0,162$$

$$\rho_1 = 0,162 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,939$$

Donc :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M^s}{A_{adopt} \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{2}{5} \lambda_i \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M^s}{A_{adopt} \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad (\mu \geq 0)$$

Et on a aussi :

$$I_f = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} : \text{Le moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées ;}$$

$I_v = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu}$: Le moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée ;

Les charges	j [N/m]	g[N/m]	P [N/ml]
Ms [N. m]	4425,60	4994,90	8790,40
β_1	0,939	0,939	0,939
λ_i	33,03	33,03	—
λ_v	—	—	12,36
σ_s [Mpa]	136,78	154,38	271,69
μ	-0,28	-0,24	-0,29
I_{vg} [cm4]	—	-10017,46	—
I_{ig} [cm4]	-2843,62	—	—
I_{ij} [cm4]	—	-2388,14	—
I_{ip} [cm4]	—	—	-2296,19
F_{gv}	—	-0,097	—
F_{ji}	-0,12	—	—
F_{pi}	—	—	-0,25
F_{gi}	—	-0,11	—

Tableau III.2.4.d.: Tableau récapitulatif de calcul de la flèche .

Flèche admissible :

$$l = 4,60m < 5,00m \Rightarrow \Delta f_{t,max} = \frac{l}{500} = \frac{460}{500} = 0,92cm$$

$$\Delta f_t = [-0,097 - (-0,12)] + [-0,25 - (-0,11)] = -0,117 cm$$

$\Delta f_t < \Delta f_{t,max}$ condition vérifiée.

SENS	Taveé		Appui	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
A _s [cm ²]	2,36	2,36	2,01	2,01
A _s ' [cm ²]	0,00	0,00	0,00	0,00
Choix[cm ²]	5T10	5T10	4T10	4T10
A _{adp} [cm ²]	3,93	3,93	3,14	3,14
Espacement [cm]	20	20	25	25

Tableau III.2.4. : Récapitulatif du ferrailage de la dalle pleine dans les deux sens

III.3. Etude du plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (Poutrelles), et par des éléments de remplissage (corps creux), avec une dalle de compression.

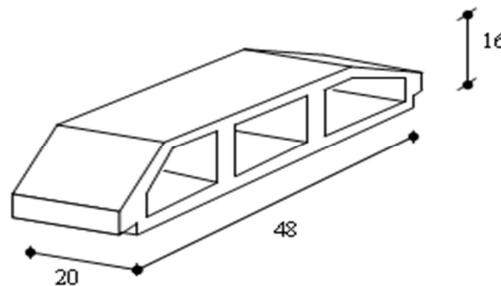


Figure III.3 : Corps creux.

On opte un plancher à corps creux pour les plancher haut RDC et 1^{er}. Etage jusqu'au dernier puisque la surcharge modérée ($Q < 5 \text{ KN/m}^2$).

Les poutrelles sont continues et disposées suivant la petite portée travaillant à la flexion simple dans une seule direction.

III.3.1. Calcul des poutrelles :

III.3.1.1. Dimensionnement des poutrelles :

Après le coulage de la dalle de compression la poutrelle est considérée comme une section en T :

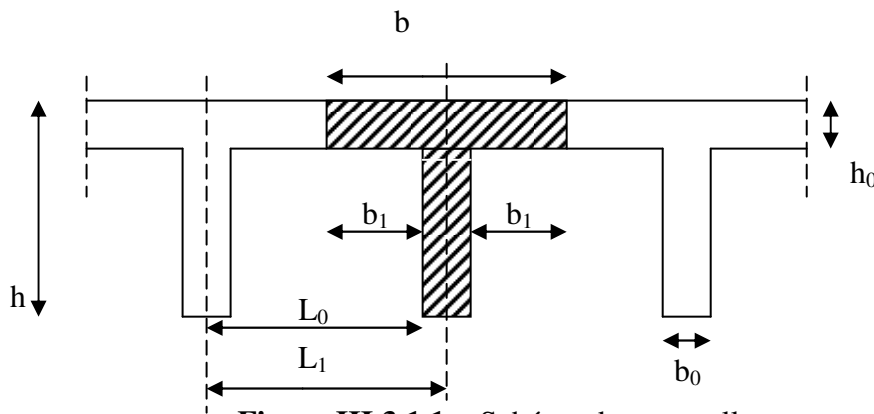


Figure III.3.1.1. : Schéma des poutrelles.

La hauteur totale de la nervure est égale à la hauteur du plancher $h_t = 20 \text{ cm}$

L'épaisseur de la table est égale à $h_0 = 4 \text{ cm}$

La largeur de la nervure est égale à $b_0 = 12 \text{ cm}$

La longueur maximale d'une poutrelle est $L = 4,60 - 0,30 = 4,30 \text{ m}$

Calcul de la largeur « b » :

➤ **Selon le BAEL 91 :**

$0,2 d \leq b_0 \leq 0,4d$ on prend $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$b_1 < \frac{b - b_0}{2} = \min \begin{cases} b_1 = \frac{L}{10} = \frac{4,25}{10} = 42,50 \text{ cm} \\ b_1 = \frac{L_1 - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26,50 \text{ cm} \\ h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \Rightarrow 4,00 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32,00 \text{ cm} \end{cases}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 26,50 \text{ cm} \Rightarrow b = 2(26,5) + 12 = 65,00 \text{ cm}$$

On prend $b = 65 \text{ cm}$

III.3.1.2. Ferrailage de la dalle de compression :

Les corps creux coulés en place sur les entrevous doivent comporter un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser : (BAEL 91/B, 6, 8, 428)

- ❖ 20 cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles
- ❖ 33 cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Les sections de ces armatures doivent satisfaites aux conditions suivantes :

- Si : $Ln \leq 50 \text{ cm}$ alors : $A_{\perp} = \frac{200}{f_e}$ [cm²/ml].
- Si : $50 \leq Ln \leq 80 \text{ cm}$ alor : $A_{\perp} = \frac{200}{f_e} \times 0,02Ln = 4 \frac{Ln}{f_e}$ [cm²/ml]

Les armatures parallèles aux nervures, doivent avoir une section : $A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$ [cm²/ml]

Avec :

Ln : Entre axes des nervures.

f_e : Limite d'élasticité en [Mpa]

Armatures perpendiculaires aux nervures :

On a : $50 \leq Ln = 60 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq 4 \frac{Ln}{f_e} \Rightarrow$

On prendra

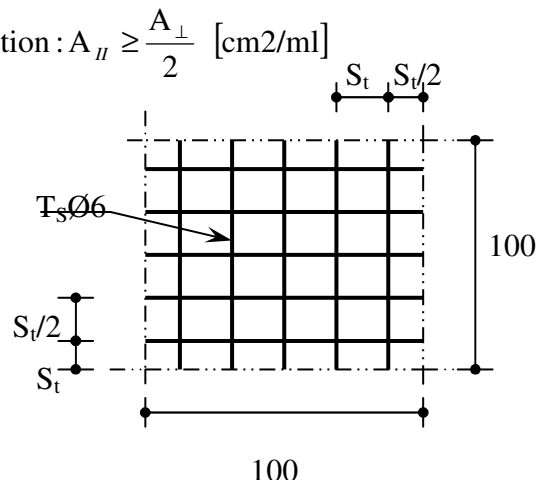


Figure III.3.1.2.: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

$$\phi = 60\text{mm} \Rightarrow fe = 400\text{MPa} \Rightarrow A_{\perp} \geq 4 \cdot \frac{60}{400} = 0,60 ,$$

$$5\phi 6 / \text{ml} \rightarrow A_{\perp} = 1,41\text{cm}^2/\text{ml}$$

Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$A_{//} \geq \frac{1,41}{2} = 0,70 \text{ [cm}^2/\text{ml]} \quad 5\phi 6 \rightarrow A_{//} = 1,41\text{cm} \rightarrow (e = 20 \text{ cm})$$

Choix : on adoptera un T.S $\phi 6$ de mailles (20×20) cm².

III.3.1.3.Calcul des sollicitations :

Méthode de calcul

Le règlement de calcul BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite la méthode forfaitaire, cette méthode est applicable aux constructions à surcharges modérées si les conditions suivantes sont remplies :

- 1) la surcharge d’exploitation : $Q \leq \max (2G, 5 \text{ KN/m}^2)$
- 2) les moments d’inertie des sections transversales sont identiques le long de la poutre.
- 3) le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25 c'est-à-dire $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$
- 4) la fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé et de ses revêtements.

Vérification des conditions d’application de la méthode forfaitaire :

1) Charge d’exploitation modérée :

Plancher	G[KN/M ²]	Q[KN/M ²]	2G[KN/M ²]
Terrasse inaccessible	6,50	1,00	13,00
Etage courant	5,38	1,50	10,76
RDC	5,38	5,00	10,76

2) Poutrelles à inerties constantes (Condition vérifiée)

3) Le rapport des portées successives est compris entre 0.8 et 1.25

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 < \frac{280}{450} = 0,62 < 1.25 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \\ 0.8 < \frac{450}{450} = 1,00 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

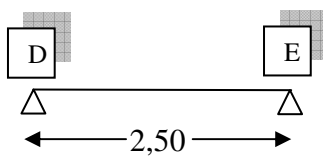
$$0.8 < \frac{450}{460} = 0,97 < 1.25 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

4) la fissuration est peu préjudiciable au niveau des étages courants ; RDC et sous-sol mais pour le plancher terrasse inaccessible la fissuration est considérée comme préjudiciable.

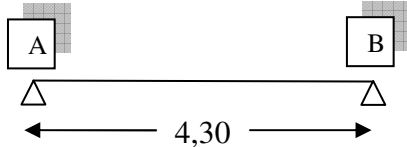
Conclusion : la fissuration est peu préjudiciable au niveau des étages courants ; sous-sol et du RDC mais pour le plancher terrasse la fissuration est considérée comme préjudiciable et la différence de longueur entre les Portées supérieure a 25% ; par conséquent, et cet effet il est recommandé d'appliquer la méthode des trois moments pour le calcul des sollicitations du plancher terrasse inaccessibles et d'utiliser la méthode de Caquot minorée qui consiste à prendre $g' = 2g/3$ pour les planchers hauts RDC et étages courants.

Calcul des sollicitations : dans notre structure on distingue deux types de poutrelles :

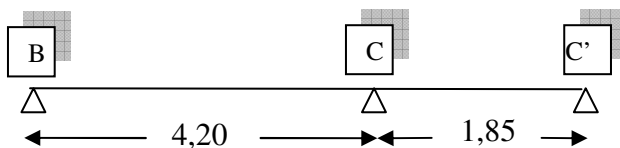
Type 01 :



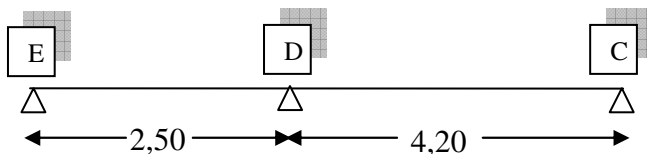
Type 02 :



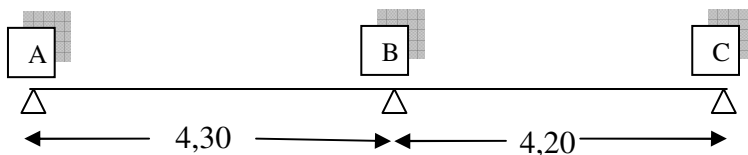
Type 03

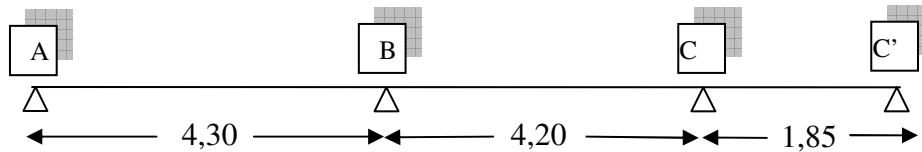
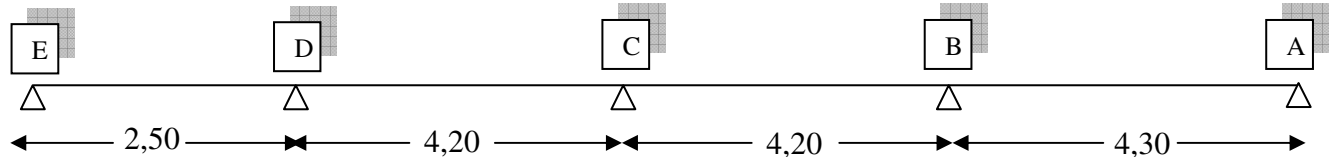


Type 04



Type 05



Type 06**Type 07**

Les types des poutrelles adoptés pour chaque niveau sont les suivants :

- Plancher haut R.D.C : poutrelles de type 1 ;2 ;5 ;6 ; 7
- Plancher haut 1^{er}.etage :poutrelles de type 5 ;6 ;7
- Plancher haut 2^{eme} jusqu'au 7^{eme}.etage : poutrelles de type 3 ;5 ;7
- Plancher haut 8^{eme} (Terrasse) : poutrelles de type 3 ;4 ;5 ;7

La charge par mètre linéaire :

Plancher	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	Qu=1,35G+1,50Q [KN/ml]	Qser=G+Q [KN/ml]	Qu'=0,65Qu [KN/ml]	Qser' =0,65Qser [KN/ml]
Plancher Terrasse Inaccessible	6,50	1,00	10,27	7,50	6,68	4,87
Plancher Etage Courant	5,38	1,50	9,51	6,88	6,18	4,47
Plancher haut RDC Et 1 ^{er} .Etage	5,38	5,00	14,76	10,33	9,60	6,75

c.1] – Plancher terrasse inaccessible :

Vu que la fissuration est préjudiciable et la différence de longueur entre les Portées successives supérieure à 25% ; on utilise la méthode des trois moments qui peut être utilisée pour chaque cas de charge, pour le calcul des moments sur appuis ; on utilise la formule suivante :

$$M_{i-1} + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + L_{i+1}.M_{i+1} = -6 \left(\frac{S_{i-1}}{L_i} + \frac{S_{i+1}}{L_{i+1}} \right)$$

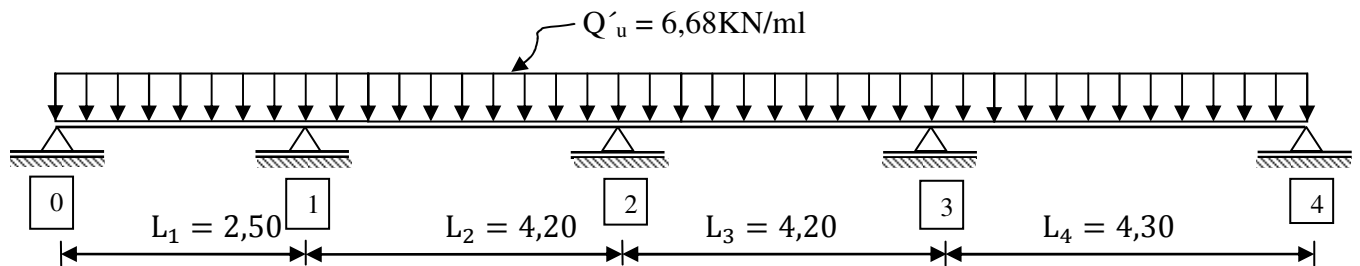
Avec : Mi ; Mi-1 ; Mi+1 : les moments sur appuis (inconnues hyperstatiques) ;
Li ; Li+1 : les portées des travées ;

Si-1 ; Si+1 : les moments statique des diagrammes des moments fléchissant de travées isostatiques indépendantes

Exemple de calcul : On prend comme exemple de calcul les type 7

E.L.U.R :

Type 07 :



On considère la portée représentée sur la figure qui est soumise à un chargement uniformément répartie $Q'u = 6,68\text{KN/ml}$

On a : pour $i = 1 \Rightarrow M_0 L_1 + 2M_1(L_1 + L_2) + M_2 L_2 = -6\left(\frac{S_0}{L_1} + \frac{S_2}{L_2}\right) \dots\dots\dots (1)$

Pour $i = 2 \Rightarrow M_1 L_2 + 2M_2(L_2 + L_3) + M_3 L_3 = -6\left(\frac{S_1}{L_2} + \frac{S_3}{L_3}\right) \dots\dots\dots (2)$

Pour $i = 3 \Rightarrow M_2 L_3 + 2M_3(L_3 + L_4) + M_4 L_4 = -6\left(\frac{S_2}{L_3} + \frac{S_4}{L_4}\right) \dots\dots\dots (3)$

Et on à pour les appuis de rive les moments sont données par :

$$M_0 = 0,2 \cdot \frac{Q'_u L_1^2}{8} = 0,2 \cdot \frac{6,68(2,50)^2}{8} = 1,04\text{KN.m}$$

$$M_4 = 0,2 \cdot \frac{Q'_u L_4^2}{8} = 0,2 \cdot \frac{6,68(4,30)^2}{8} = 3,08\text{KN.m}$$

Les moments maximum des traves isostatiques indépendantes de référence sont :

$$M'_0 = \frac{Q_u \cdot L_1^2}{8} = \frac{6,68(2,50)^2}{8} = 5,21\text{KN.m}$$

$$M'_1 = \frac{Q_u \cdot L_1^2}{8} = \frac{6,68(4,20)^2}{8} = 14,72\text{KN.m}$$

$$M'_2 = \frac{Q_u \cdot L_2^2}{8} = \frac{6,68(4,20)^2}{8} = 14,72\text{KN.m}$$

$$M'_3 = \frac{Q_u \cdot L_3^2}{8} = \frac{6,68(4,30)^2}{8} = 15,44 \text{ KN.m}$$

Les moments statiques sont :

$$S_0 = A_0 \cdot a_0 = \frac{2}{3} \cdot M'_0 \cdot L_1 \cdot \frac{L_1}{2} = \frac{2}{3} \cdot 5,21 \cdot 2,50 \cdot \frac{2,50}{2} = 10,85 \text{ KN.m}^3$$

$$S_1 = A_1 \cdot a_1 = A_0 \cdot a_0 = \frac{2}{3} \cdot M'_0 \cdot L_1 \cdot \frac{L_1}{2} = \frac{2}{3} \cdot 5,21 \cdot 2,50 \cdot \frac{2,50}{2} = 10,85 \text{ KN.m}^3$$

$$S_2 = A_2 \cdot a_2 = \frac{2}{3} \cdot M'_2 \cdot L_2 \cdot \frac{L_2}{2} = \frac{2}{3} \cdot 14,72 \cdot 4,20 \cdot \frac{4,20}{2} = 86,55 \text{ KN.m}^3$$

$$S_3 = A_3 \cdot a_3 = \frac{2}{3} \cdot M'_3 \cdot L_3 \cdot \frac{L_3}{2} = \frac{2}{3} \cdot 14,72 \cdot 4,20 \cdot \frac{4,20}{2} = 86,55 \text{ KN.m}^3$$

$$S_4 = A_3 \cdot a_3 = \frac{2}{3} \cdot M'_3 \cdot L_3 \cdot \frac{L_3}{2} = \frac{2}{3} \cdot 15,44 \cdot 4,30 \cdot \frac{4,30}{2} = 95,16 \text{ KN.m}^3$$

Avec :

A_i (i=1 ; 2 ; 3 ; 4) : l'aire du digramme du moment fléchissant des traves isostatiques de référence .

a_i (i=1 ; 2 ; 3 ; 4) : la distance entre le centre de gravité du diagramme du moment fléchissant des traves isostatiques de référence et l'appui i .

On a le système d'équation suivant :

$$13,40 M_1 + 4,20 M_2 = -152,28 \dots\dots\dots (1)$$

$$4,20 M_1 + 16,80 M_2 + 4,20 M_3 = -139,14 \dots\dots\dots (2)$$

$$4,20 M_2 + 17,00 M_3 = -269,67 \dots\dots\dots (3)$$

On divise l'équation (1)/13,40 et l'équation (2)/4,20 on obtient :

$$M_1 + 0,31 M_2 = -11,36 \dots\dots\dots (4)$$

$$M_1 + 4M_2 + M_3 = -33,13 \dots\dots\dots (5)$$

(4)-(5) on trouve :

$$-3,69 M_2 - M_3 = 21,77 \dots\dots\dots (6)$$

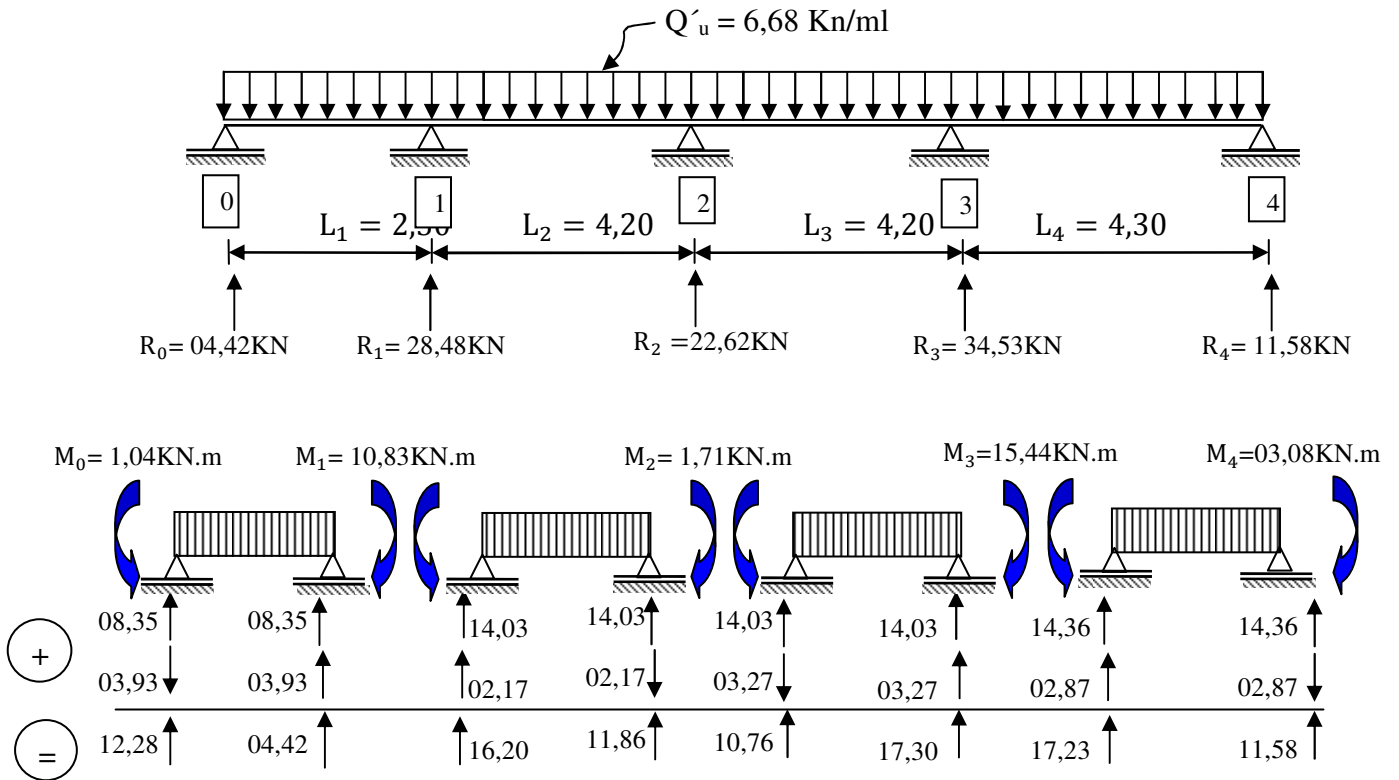
Et après la résolution de ce système d'équation on trouve :

$$M_1 = -10,83 \text{ KN/m}$$

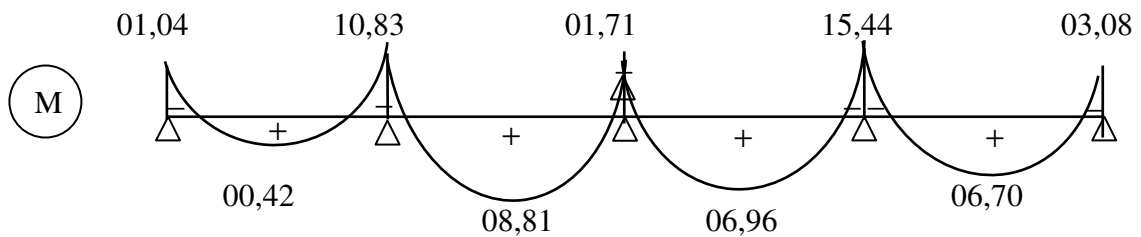
$$M_2 = -01,71 \text{ KN/m}$$

$$M_3 = -15,44 \text{ KN/m}$$

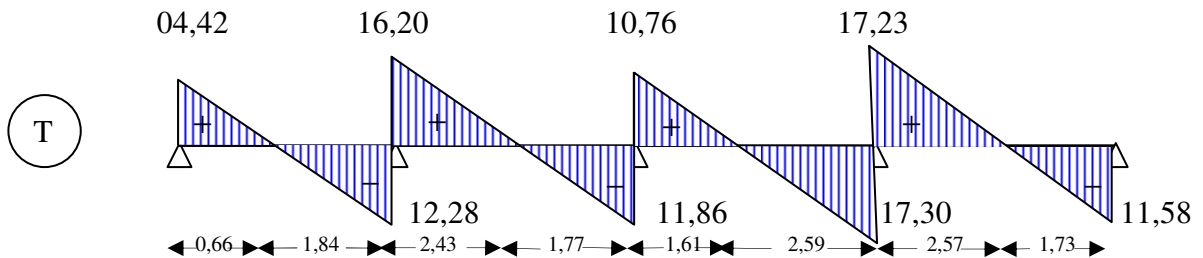
➤ **Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants:**



a. Diagramme des moments fléchissant: M [KN.m]

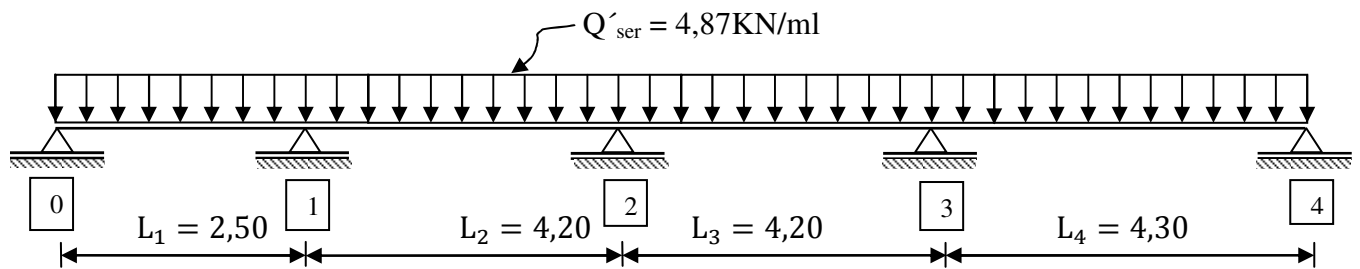


b. Diagramme des efforts tranchants [KN]



E.L.S :

Type 07 :



On considère la portée représentée sur la figure qui est soumise à un chargement uniformément répartie $Q'_{ser} = 4,87\text{KN/ml}$

On a : pour $i = 1 \Rightarrow M_0 L_1 + 2M_1(L_1 + L_2) + M_2 L_2 = -6\left(\frac{S_0}{L_1} + \frac{S_2}{L_2}\right) \dots\dots\dots(1)$

Pour $i = 2 \Rightarrow M_1 L_2 + 2M_2(L_2 + L_3) + M_3 L_3 = -6\left(\frac{S_1}{L_2} + \frac{S_3}{L_3}\right) \dots\dots\dots(2)$

Pour $i = 3 \Rightarrow M_2 L_3 + 2M_3(L_3 + L_4) + M_4 L_4 = -6\left(\frac{S_2}{L_3} + \frac{S_4}{L_4}\right) \dots\dots\dots(3)$

Et on à pour les appuis de rive les moments sont données par :

$$M_0 = 0,2 \cdot \frac{Q'_{ser} L_1^2}{8} = 0,2 \cdot \frac{4,87 \cdot (2,50)^2}{8} = 0,76\text{KN.m}$$

$$M_4 = 0,2 \cdot \frac{Q'_{ser} L_4^2}{8} = 0,2 \cdot \frac{4,87 \cdot (4,30)^2}{8} = 2,25\text{KN.m}$$

Les moments maximum des traves isostatiques indépendantes de référence sont :

$$M'_0 = \frac{Q'_{ser} \cdot L_1^2}{8} = \frac{4,87 \cdot (2,50)^2}{8} = 03,80\text{KN.m}$$

$$M'_1 = \frac{Q'_{ser} \cdot L_1^2}{8} = \frac{4,87 \cdot (2,50)^2}{8} = 03,80\text{KN.m}$$

$$M'_2 = \frac{Q'_{ser} \cdot L_2^2}{8} = \frac{4,87 \cdot (4,20)^2}{8} = 10,74\text{KN.m}$$

$$M'_3 = \frac{Q'_{ser} \cdot L_3^2}{8} = \frac{4,87 \cdot (4,20)^2}{8} = 10,74\text{KN.m}$$

$$M'_4 = \frac{Q'_{ser} \cdot L_4^2}{8} = \frac{4,87 \cdot (4,30)^2}{8} = 11,25\text{KN.m}$$

Les moments statiques sont :

$$S_0 = A_0 \cdot a_0 = \frac{2}{3} \cdot M'_0 \cdot L_1 \cdot \frac{L_1}{2} = \frac{2}{3} \cdot 3,80 \cdot 2,50 \cdot \frac{2,50}{2} = 7,92\text{KN.m}^3$$

$$S_1 = A_1 \cdot a_1 = A_0 \cdot a_0 = \frac{2}{3} \cdot M'_0 \cdot L_1 \cdot \frac{L_1}{2} = \frac{2}{3} \cdot 3,80 \cdot 2,50 \cdot \frac{2,50}{2} = 7,92 \text{ KN} \cdot \text{m}^3$$

$$S_2 = A_2 \cdot a_2 = \frac{2}{3} \cdot M'_2 \cdot L_2 \cdot \frac{L_2}{2} = \frac{2}{3} \cdot 10,74 \cdot 4,20 \cdot \frac{4,20}{2} = 63,15 \text{ KN} \cdot \text{m}^3$$

$$S_3 = A_3 \cdot a_3 = \frac{2}{3} \cdot M'_3 \cdot L_3 \cdot \frac{L_3}{2} = \frac{2}{3} \cdot 10,74 \cdot 4,20 \cdot \frac{4,20}{2} = 63,15 \text{ KN} \cdot \text{m}^3$$

$$S_4 = A_4 \cdot a_4 = \frac{2}{3} \cdot M'_4 \cdot L_4 \cdot \frac{L_4}{2} = \frac{2}{3} \cdot 11,25 \cdot 4,30 \cdot \frac{4,30}{2} = 69,34 \text{ KN} \cdot \text{m}^3$$

Avec :

A_i (i=1 ; 2 ; 3 ;4) : l'aire du digramme du moment fléchissant des travées isostatiques de référence .

a_i (i=1 ;2 ;3 ;4) : la distance entre le centre de gravité du diagramme du moment fléchissant des travées isostatiques de référence et l'appui i .

On à le système d'équation suivant :

$$13,40 M_1 + 4,20M_2 = -111,12 \dots\dots\dots (1)$$

$$4,20 M_1 + 16,80M_2 + 4,20M_3 = -101,53 \dots\dots\dots (2)$$

$$4,20 M_2 + 17,00M_3 = -196,64 \dots\dots\dots (3)$$

On divise l'équation (1)/13,40 et l'équation (2)/4.20 on obtient :

$$M_1 + 0,31 M_2 = -08,29 \dots\dots\dots (4)$$

$$M_1 + 4M_2 + M_3 = -24,17 \dots\dots\dots (5)$$

(5) -(4) on trouve :

$$3,69M_2 + M_3 = -15,88 \dots\dots\dots (6)$$

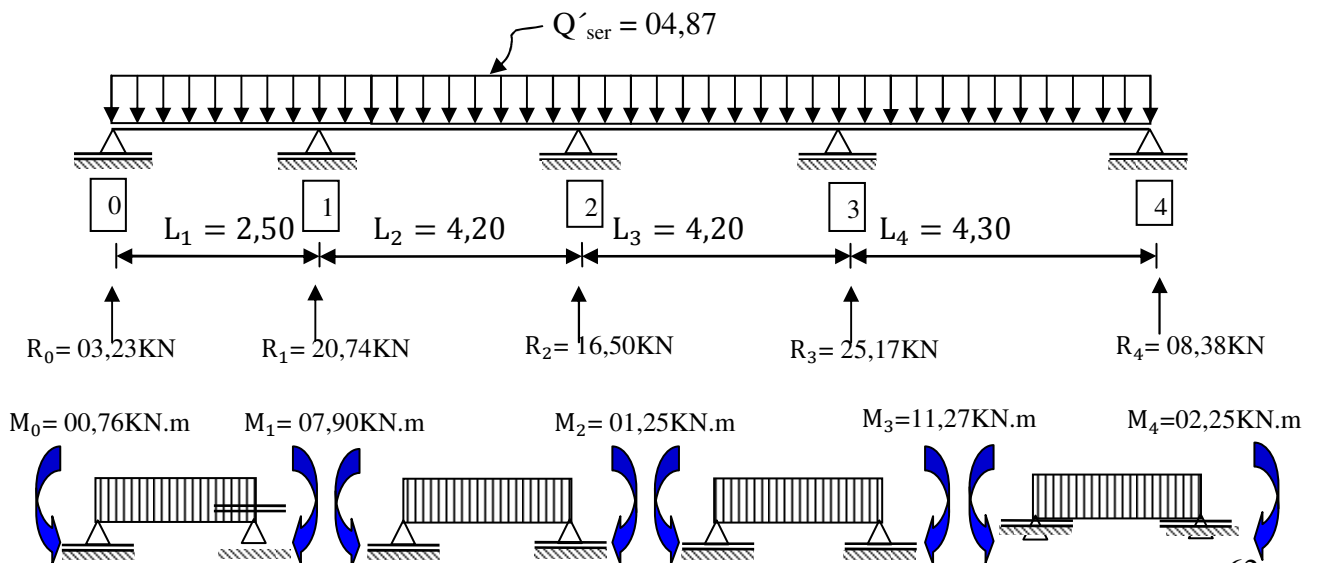
Et après la résolution de ce système d'équation on trouve :

$$M_1 = -07,90 \text{ KN/m}$$

$$M_2 = -01,25 \text{ KN/m}$$

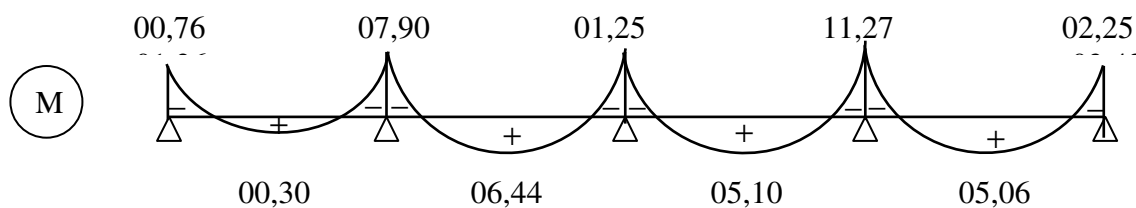
$$M_3 = -11,27 \text{ KN/m}$$

➤ **Diagramme des moments fléchissant et les efforts tranchants:**

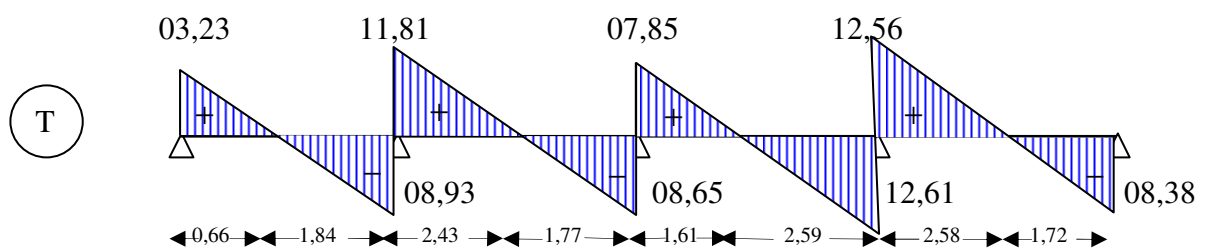


↑	↑	↑ 10,23	10,23	↑	↑ 10,23	10,23	↑	↑ 10,47	10,47
↓	↑	↑ 01,58	01,58	↓	↓ 02,38	02,38	↑	↑ 02,09	02,09
⊕									
⊖	↑	↑ 11,81	08,65	↑	↑ 07,85	12,61	↑	↑ 12,56	08,38

a. Diagramme des moments fléchissant: M [KN.m]



b. Diagramme des efforts tranchants : T[KN]



c.2] – Plancher haut R.D.C et étage courant :

Vu que la fissuration est peu préjudiciable et puisque la condition de rapport des travées successives n'est pas remplis; on utilise la méthode de Caquot minoré .

Principe de la méthode de Caquot :

La méthode de calcul proposée par Albert Caquot part du postulat que les moments sur appuis sont provoqués par les charges se trouvant sur les travées voisines à gauche(w) et à droite (e) à l'appui considéré ; On détache de chaque coté des appuis des travées fictives de longueur l'_w et l'_e

l'_w ou $l'_e = 0,8l_i$ → pour les travées de intermediaires

l'_w ou $l'_e = l_i$ → pour les travées de rives sans console

▪ Moment en appuis :

$$M_i = -\frac{q_w^r \cdot l_w'^2}{8,5} \cdot \frac{l_w'}{I_w + I_e} - \frac{q_e^r \cdot l_e'^2}{8,5} \cdot \frac{l_e'}{I_w + I_e}$$

Calcul des moments d'inertie:

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i}$$

$$I_1 = \frac{b \cdot v_2^3}{3} - \frac{(b - b_0)(v_2 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 \cdot v_1^3}{3}$$

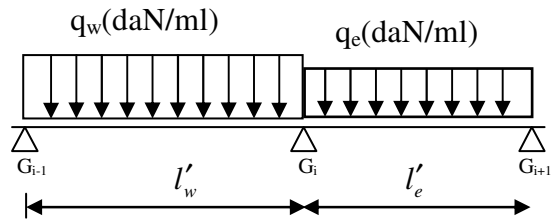


Figure III.2.1.3.c.2.: Section de calcul

Avec :

La charge ultime réduite : $q_u^r = 1,35 \cdot \left(\frac{2}{3}G\right) + 1,5P$

Et :

La charge de service réduite : $q_s^r = \left(\frac{2}{3}G\right) + P$

Moment d'inertie de travée I :

Si I = cte le long de la poutre, on obtient la formulation suivante :

$$M_i = -\frac{q_w^r \cdot l_w'^3 + q_e^r \cdot l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')}$$

Moment en travée et l'effort tranchant :

$$T(x) = \left(\frac{ql_i}{2} - qx\right) + \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i}$$

$$M(x) = \left(\frac{ql_i}{2} \cdot x - q \frac{x^2}{2}\right) + \left(\frac{M_{i-1} - M_i}{l_i}\right) \cdot x - M_{i-1}$$

Moment maximum :

$$X = \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i \cdot q} + \frac{l_i}{2}$$

M_{i-1} et M_i : Moment sur appui en valeur absolue et

X : abscisse correspond au moment maximum en travée

Exemple d'application de la méthode de Caquot Minorée :

On prend le type 07 comme exemple de calcul avec : $q_{u,,}^r = 4,61\text{KKN/ml}$

$$q_{ser}^r = 3,30\text{KKN/ml}$$

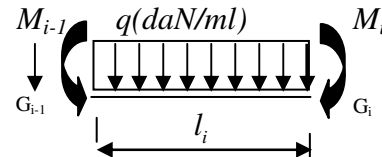
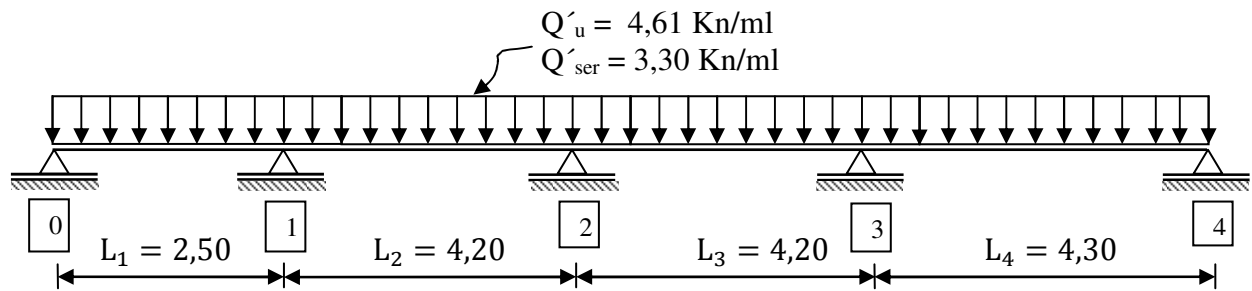


Figure II.2.1.3.c.2.: Section de calcul



a. Calcul des moments d'inertie:

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i}$$

$$I = \frac{b_1 \cdot v_2^3}{3} - \frac{(b_1 - b_0)(v_2 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 \cdot v_1^3}{3}$$

$$V_1 = \frac{(20 \cdot 12) \cdot 10 + (4 \cdot 65) \cdot 18}{(20 \cdot 12) + (4 \cdot 65)} = 14,16 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 14,16 = 5,84 \text{ cm}$$

$$I = \frac{65 \cdot 5,84^3}{3} - \frac{(65 - 12)(5,84 - 4)^3}{3} + \frac{12 \cdot 14,16^3}{3}$$

$$I = 15782,18 \text{ cm}^4$$

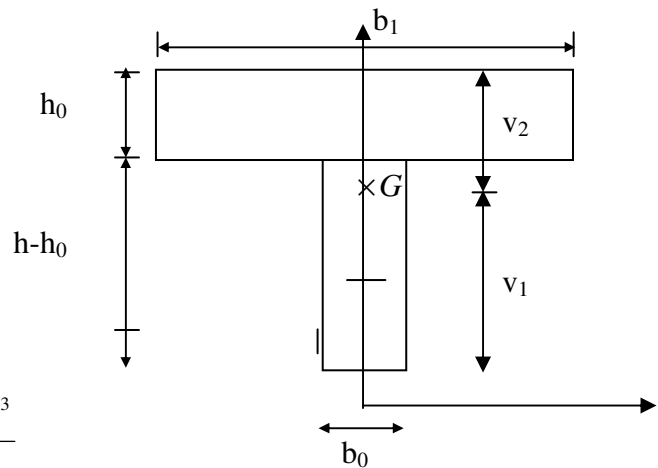
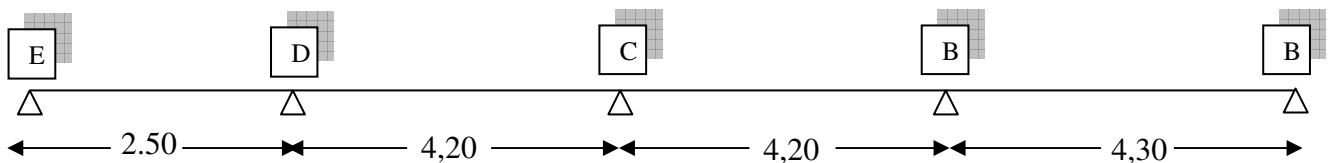


Figure II.2.1.3.c.2: Section de calcul

Schéma statique :

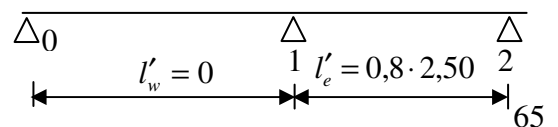


Moments fléchissant sur appuis :

Appuis de rive (1)

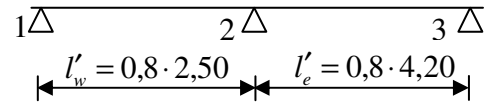
E.L.U.R :

$$M_1 = -\frac{q_e^r \cdot l_e'^3}{8,5 l_e'} = -\frac{4,61 \cdot (0,8 \cdot 2,50)^3}{8,5(0,8 \cdot 2,50)} = -2,16 \text{ KN.m}$$



E.L.S :

$$M_1 = -\frac{q_e^r \cdot l_e'^3}{8,5l_e'} = -\frac{3,30 \cdot (0,8 \cdot 2,50)^3}{8,5(0,8 \cdot 2,50)} = -1,55 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaire (2)**E.L.U.R :**

$$M_i = -\frac{q_w^r \cdot l_w'^3 + q_e^r \cdot l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')}$$

$$M_2 = -\frac{4,61(0,8 \cdot 2,50)^3 + 7,89(0,8 \cdot 4,20)^3}{8,5(0,8 \cdot 2,50 + 0,8 \cdot 4,20)}$$

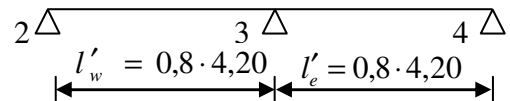
$$M_2 = -4,65 \text{ KN.m}$$

E.L.S

$$M_i = -\frac{q_w^r \cdot l_w'^3 + q_e^r \cdot l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')}$$

$$M_2 = -\frac{3,30(0,8 \cdot 2,50)^3 + 3,30(0,8 \cdot 4,20)^3}{8,5(0,8 \cdot 2,50 + 0,8 \cdot 4,20)}$$

$$M_2 = -3,33 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaire (3)**E.L.U.R :**

$$M_i = -\frac{q_w^r \cdot l_w'^3 + q_e^r \cdot l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')}$$

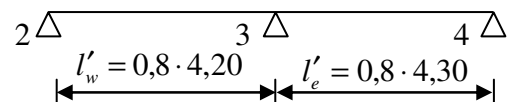
$$M_3 = -\frac{4,61(0,8 \cdot 4,20)^3 + 4,61(0,8 \cdot 4,20)^3}{8,5(0,8 \cdot 4,20 + 0,8 \cdot 4,20)}$$

$$M_3 = -6,12 \text{ KN.m}$$

E.L.S

$$M_3 = -\frac{3,30(0,8 \cdot 4,20)^3 + 3,30(0,8 \cdot 4,20)^3}{8,5(0,8 \cdot 4,20 + 0,8 \cdot 4,20)}$$

$$M_3 = 4,39 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaire (4)**E.L.U.R :**

$$M_i = -\frac{q_w^r \cdot l_w'^3 + q_e^r \cdot l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')}$$

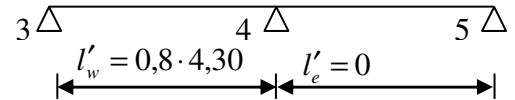
$$M_4 = -\frac{4,61(0,8,4,20)^3 + 4,61(0,8,4,30)^3}{8,5(0,8,4,20 + 0,8,4,30)}$$

$$M_4 = 6,27 \text{ KN.m}$$

E.L.S

$$M_4 = -\frac{3,30(0,8,4,20)^3 + 3,30(0,8,4,30)^3}{8,5(0,8,4,20 + 0,8,4,30)}$$

$$M_4 = 4,50 \text{ KN.m}$$



Appuis de rive (5)

E.L.U.R :

$$M_5 = -\frac{q_w^r \cdot l_w'^3}{8,5l_w'} = -\frac{4,61 \cdot (0,8 \cdot 4,30)^3}{8,5(0,8,4,30)} = -6,42 \text{ KN.m}$$

E.L.S

$$M_5 = -\frac{q_w^r \cdot l_w'^3}{8,5l_w'} = -\frac{3,30 \cdot (0,8 \cdot 4,30)^3}{8,5(0,8,4,30)} = -4,60 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant (T) :

Travées de rive (A-B) :

$$T(x) = \left(\frac{4,61 \cdot 2,50}{2} - 4,61x \right) + \frac{2,16 - 4,65}{2,50}$$

$$\text{pour } x = 0 \Rightarrow T_a(x) = \left(\frac{4,61 \cdot 2,50}{2} \right) + \frac{2,16 - 4,65}{2,50} = 4,77 \text{ KN}$$

$$\text{pour } x = 2,50 \Rightarrow T_b = \left(\frac{4,61 \cdot 2,50}{2} - 4,61 \cdot 2,50 \right) + \frac{2,15 - 4,65}{2,50} = -6,76 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 1,03 \text{ m}$$

Le moment en travée est donnée par la formule suivante :

$$M(x) = \left(\frac{ql_i}{2} \cdot x - q \frac{x^2}{2} \right) + \left(\frac{M_{i-1} - M_i}{l_i} \right) \cdot x - M_{i-1}$$

Donc le moment fléchissant maximum de cette travée est :

$$M_t = \left(\frac{4,61 \cdot 2,50}{2} \cdot 1,03 - 4,61 \cdot \frac{(1,03)^2}{2} \right) + \left(\frac{2,15 - 4,65}{2,50} \right) \cdot 1,03 - 2,15$$

$$M_t = 0,31 \text{ KN.m}$$

Travées de rive (B-C) :

$$T(x) = \left(\frac{4,61 \cdot 4,20}{2} - 4,61x \right) + \frac{4,65 - 6,12}{4,20}$$

$$\text{pour } x = 0 \Rightarrow T_b = \left(\frac{4,61 \cdot 4,20}{2} \right) + \frac{4,65 - 6,12}{4,20} = 9,33 \text{ KN}$$

$$\text{pour } x = 4,20 \Rightarrow T_c = \left(\frac{4,61 \cdot 4,20}{2} - 4,61 \cdot 4,20 \right) + \frac{4,65 - 6,12}{4,20} = -10,03 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 2,02 \text{ m}$$

Donc le moment fléchissant maximum de cette travée est :

$$M_t = \left(\frac{4,61 \cdot 4,20}{2} \cdot 2,02 - 4,61 \cdot \frac{(2,02)^2}{2} \right) + \left(\frac{4,65 - 6,12}{4,20} \right) \cdot 2,02 - 4,65$$

$$M_t = 4,79 \text{ KN.m}$$

Travées de rive (C-D) :

$$T(x) = \left(\frac{4,61 \cdot 4,20}{2} - 4,61x \right) + \frac{6,12 - 6,27}{4,20}$$

$$\text{pour } x = 0 \Rightarrow T_c = 9,65 \text{ KN}$$

$$\text{pour } x = 4,20 \Rightarrow T_d = -9,72 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 2,09 \text{ m}$$

Donc le moment fléchissant maximum de cette travée est :

$$M_t = \left(\frac{4,61 \cdot 4,20}{2} \cdot 2,09 - 4,61 \cdot \frac{(2,09)^2}{2} \right) + \left(\frac{6,12 - 6,27}{4,20} \right) \cdot 2,09 - 6,12$$

$$M_t = 3,97 \text{ KN.m}$$

Travées de rive (D-E) :

$$T(x) = \left(\frac{4,61 \cdot 4,30}{2} - 4,61x \right) + \frac{6,27 - 6,42}{4,30}$$

$$\text{pour } x = 0 \Rightarrow T_d = 9,88 \text{ KN}$$

$$\text{pour } x = 4,20 \Rightarrow T_e = -9,94 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 2,14 \text{ m}$$

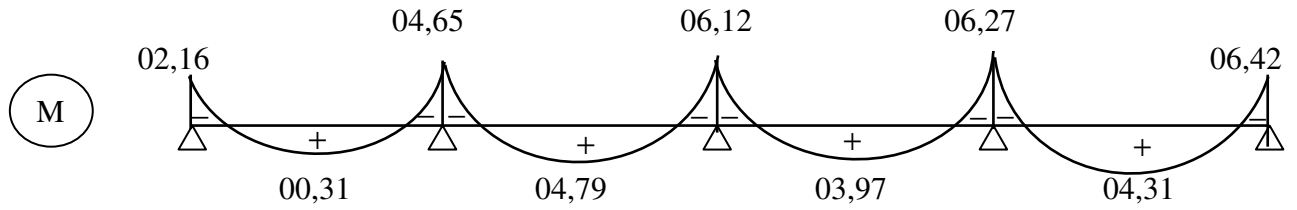
Donc le moment fléchissant maximum de cette travée est :

$$M_t = \left(\frac{4,61 \cdot 4,30}{2} \cdot 2,14 - 4,61 \cdot \frac{(2,14)^2}{2} \right) + \left(\frac{6,27 - 6,42}{4,30} \right) \cdot 2,14 - 6,27$$

$$M_t = 4,31 \text{ KN.m}$$

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à E.L.U.R. :

a. Diagramme des moments fléchissant : M [KN.m]



b. Diagramme des les efforts: T [KN]

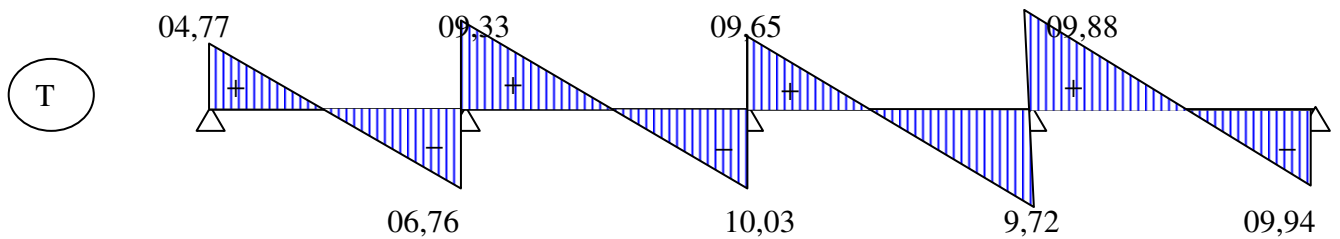
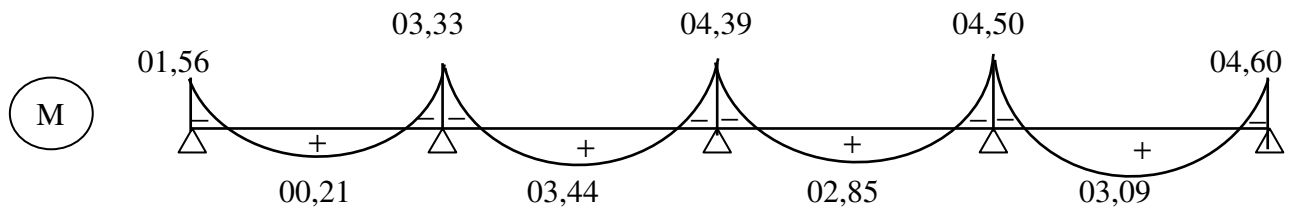
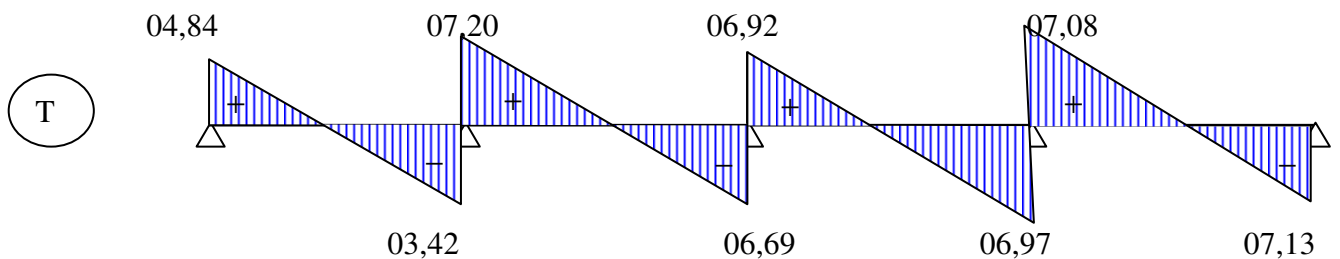


Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à E.L.S. :

a. Diagramme des moments fléchissant : M [KN.m]



b. Diagramme des les efforts: T [KN]



N.B : On suivants les mêmes étapes pour le calcule des sollicitations résultants aux niveaux des planchers haut R.D.C et étage courant pour les types des poutrelles restants on trouvant les résultats résumé ci-dessous :

Tableau III.3.1.3.:Sollicitations des poutrelles de plancher Terrasse inaccessible

Etats		E.L.U.R				E.L.S			
Plancher		Type 03	Type 04	Type 05	Type 07	Type03	Type 04	Type 05	Type 07
Sollicitations	Travée ou appuis								
Ma [KN.m] (moment sur appui)	a	/	/	6,35	6,65	/	/	4,60	4,83
	b	6,35	/	6,65	6,50	4,60	/	4,72	4,72
	c	4,78	6,35	6,65	6,35	3,47	4,60	4,43	4,60
	d	1,23	4,82	/	4,82	-0,89	3,50	/	3,50
	e	/	6,35	/	2,25	/	1,63	/	1,63
Mt [KN.m] (moment en travée)	AB	/	/	4,11	5,64	/	/	2,98	3,24
	BC	4,99	/	4,47	4,11	3,62	/	3,24	2,98
	CD	-058	4,97	/	4,97	-0,42	3,60	/	3,60
	DE	/	0,31	/	0,31	/	0,23	/	0,23
Tw [KN] (effort tranchant à gauche de la travée)	AB	/	/	10,77	10,24	/	/	7,31	7,43
	BC	10,41	/	10,31	10,00	7,55	/	7,48	7,25
	CD	6,34	9,67	/	9,67	4,60	7,02	/	7,02
	DE	/	4,94	/	4,94	/	3,59	/	3,59
Te [KN] (effort tranchant à gauche de la travée)	AB	/	/	-10,00	-7,00	/	/	-7,25	-7,48
	BC	-9,66	/	-10,24	-10,40	-7,01	/	-7,43	-7,31
	CD	-2,50	-10,40	/	-10,07	-1,81	-7,54	/	-7,54
	DE	/	-7,00	/	-10,31	/	-5,09	/	-5,08

Tableau III.3.1.3.: Sollicitations des poutrelles de plancher haut RDC et 1^{er} Etage

Etats		E.L.U.R					E.L.S				
Plancher		Type 01	Type 02	Type 05	Type 06	Type 07	Type 01	Type 02	Type 05	Type 06	Type 07
Sollicitations	Travée ou appuis										
Ma [KN.m] (moment sur appui)	a	/	11,77	11,77	11,77	1,17	/	7,77	7,77	7,77	7,77
	b	/	11,17	10,91	10,91	10,91	/	7,77	7,59	7,59	7,59
	c	/	/	10,66	8,03	10,66	/	/	7,41	1,41	7,41
	d	3,78	/	/	/	8,09	2,63	/	/	/	5,63
	e	3,78	/	/	/	3,78	2,63	/	/	/	2,63
Mt [KN.m] (moment en travée)	AB	/	7,37	7,50	7,50	7,50	/	5,13	5,22	5,22	5,22
	BC	/	/	6,90	8,25	6,90	/	/	4,80	5,74	4,80
	CD	/	/	/	0,97	8,34	/	/	/	0,67	5,80
	DE	2,49	/	/	/	2,17	1,73	/	/	/	0,36
Tw [KN] (effort tranchant à gauche de la travée)	AB	/	17,27	17,31	17,31	17,19	/	12,00	12,04	12,04	11,76
	BC	/	/	16,91	17,53	6,78	/	/	11,76	12,20	11,68
	CD	/	/	/	10,64	16,24	/	/	/	7,40	11,30
	DE	10,03	/	/	/	8,30	6,98	/	/	/	5,78/
Te [KN] (effort tranchant à gauche de la travée)	AB	/	-17,27	-17,19	-17,19	-17,31	/	-12,00	-11,96	-11,96	-12,04
	BC	/	/	-16,78	-16,16	-16,91	/	/	-11,68	-11,24	-11,76
	CD	/	/	/	-4,20	-17,46	/	/	/	-2,92	-12,15
	DE	-10,03	/	/	/	-11,75	-6,98	/	/	/	-8,18

Tableau III.3.1.3.: Sollicitations des poutrelles de plancher haut 2^{me}. Jusqu'à 7eme niveau

Etats		E.L.U.R			E.L.S		
Plancher		Type 03	Type 05	Type 07	Type 03	Type 05	Type 07
Sollicitations	Travée ou appuis						
Ma [KN.m] (moment sur appui)	a	/	6,42	6,42	/	4,60	4,60
	b	6,12	6,27	6,27	4,39	4,50	4,50
	c	4,61	6,12	6,12	3,31	4,39	4,39
	d	1,19	/	4,65	0,85	/	3,33
	e	/	/	2,17	/	/	1,56
Mt [KN.m] (moment en travée)	AB	/	4,31	4,31	/	3,09	3,09
	BC	4,81	3,97	3,97	3,45	2,85	2,85
	CD	0,56	/	4,27	0,40	/	3,44
	DE	/	/	0,30	/	/	0,21
Tw [KN] (effort tranchant à gauche de la travée)	AB	/	9,94	9,88	/	7,13	4,84
	BC	10,04	9,72	9,65	7,20	6,97	7,20
	CD	6,12	/	9,33	4,39	/	6,92
	DE	/	/	4,77	/	/	7,08
Te [KN] (effort tranchant à gauche de la travée)	AB	/	-9,88	-6,75	/	-7,08	-3,42
	BC	-9,32	-9,65	-10,03	-6,69	-6,92	-6,69
	CD	-2,41	/	-9,72	-1,73	/	-6,97
	DE	/	/	-9,94	/	/	-7,13

III.3.2. Ferrailage des poutrelles :

Nous ferrailons une poutrelle comme une section en T soumise à la flexion simple à l'E.L.U.R puis nous vérifions le béton et les sections d'armatures à l'E.L.S

Le moment équilibré par la table de compression est :

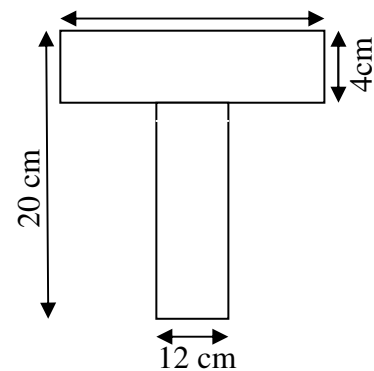
$$M_{tab} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$\text{avec : } \sigma_{bc} = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5}$$

$$\sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$\text{donc : } M_{tab} = 65 \times 4 \times 14,17 \left(18 - \frac{4}{2} \right) \cdot 10^{-3}$$

$$M_{tab} = 58,95 \text{ KN.m}$$



Exemple de calcul : on prend les poutrelles du plancher terrasse comme exemple de calcul

A] Plancher terrasse inaccessible :

Les moments maximaux à l'E.L.U.R sont :

En travée $\longrightarrow M_t \max = 05,64 \text{ KN.m}$

Sur appuis intermédiaire $\longrightarrow M_{ai} \max = 06,65 \text{ KN.m}$

Sur appuis de rive $\longrightarrow M_{ar} \max = 06,65 \text{ KN.m}$

Calcul de ferrailage :

Exemple de calcul :

➤ armatures inférieures (en travée) :

a. E.L.U.R :

$M_t \max = 05,64 \text{ KN.m}$; $M_{tab} = 58.95 \text{ KN.m}$

$M_{tab} > M_t \max \Rightarrow$ l'axe neutre se trouve dans la table ; la section en T est considérée comme une section rectangulaire (65x20) cm².

$$u = \frac{M_t \max}{b d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{5,64 \cdot (10^3)}{65(18)^2 \cdot 14,17} = 0,0189 < u_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

A' : Section de l'armature comprimée

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u}) = 0,0238 \quad ; \quad Z = d(1 - 0,4\alpha) = 17,83 \text{ cm} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_t \max}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{5,64 \cdot (10^3)}{17,83 \cdot (348)} = 0,91 \text{ cm}^2$$

Vérification de condition de non fragilité : selon le B.A.E.L. 91 on a :

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_t 28}{f_e} = 0,23(65)18 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \{ A_{\min} ; A_{cal} \} = \max \{ 1,41 ; 0,91 \} [\text{cm}^2] = 1,41 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{adop} = 1\text{T}8 + 2\text{T}10 = 2,07 \text{ cm}^2$

b. armatures supérieures (sur appuis)

b.1. Appuis de rive : $M_{ar} \max = 06,65 \text{ KN.m}$

$$u = \frac{M_{ar} \max}{b_0 d^2 \sigma_{bc}} = \frac{6,65 \cdot (10^3)}{12(18)^2 14,17} = 0,121 < u_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

A' : Section de l'armature comprimée

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u}) = 0,161 \quad ; \quad Z = d(1 - 0,4\alpha) = 16,84 \text{ cm} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_{ar} \max}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{6,65 \cdot (10^3)}{16,84 \cdot (348)} = 1,14 \text{ cm}^2$$

b.2. Appuis intermédiaire : $M_{ar} \max = 0,65 \text{ KN.m}$

$$u = \frac{M_{at} \max}{b_0 d^2 \sigma_{bc}} = \frac{6,65 \cdot (10^3)}{12(18)^2 14,17} = 0,121 < u_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

A' : Section de l'armature comprimée

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u}) = 0,161 \quad ; \quad Z = d(1 - 0,4\alpha) = 16,84 \text{ cm} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_{ar} \max}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{6,65 \cdot (10^3)}{16,84 \cdot (348)} = 1,14 \text{ cm}^2$$

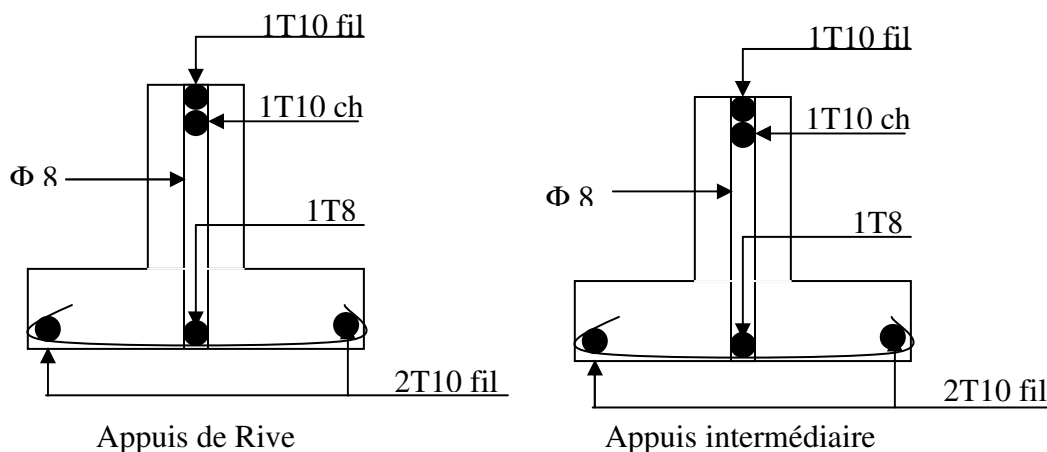
Vérification de condition de non fragilité : selon le B.A.E.L. 91 on a :

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(12)18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

Sur appuis de rive $\rightarrow A = 1,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$ on adopte $A_{adop} = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$

Sur appuis intermédiaire $\rightarrow A = 1,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$ on adopte $A_{adop} = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$

Figure III.3.2.a. : Schéma de disposition du ferrailage des poutres Terrasse inaccessible



Vérification des contraintes à L'E.L.S.:

Vérification au niveau de travées:

La contrainte dans le béton :

Position de l'axe neutre :

Soit « y » la distance entre le centre de gravité de la section homogène

$$S = \frac{by^2}{2} + 15(A' + A)y - 15(A'd' + Ad) = 0 \quad ; (A' = 0; A = 1,57\text{cm}^2; d = 18\text{cm}, n = 15, b = 65\text{cm})$$

$$S = \frac{by^2}{2} + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$S = 32,5y^2 + 23,55y - 423,9 = 0 \quad ; \sqrt{\Delta} = \pm 235,93 \quad \text{donc} \quad y = 3,27\text{cm}$$

$y = 3,27\text{cm} < 4\text{cm} \Rightarrow$ l'axe neutre se trouve dans la table de compression.

Le moment d'inertie est :

$$I_G = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y)^2 + nA'(y - c') \quad ; (A' = 0; A = 1,57\text{cm}^2 \quad d = 18\text{cm} \quad b = 65\text{cm} \quad y = 3,27\text{cm})$$

$$I_G = 5867,30\text{cm}^4$$

D'après le tableau

$$M_{t\text{ ser}} \text{ max} = 03,62\text{KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I_G} y = \frac{3,62 \times 10^3}{5867,30} \cdot 3,27 = 2,017 \approx 2,02\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,02\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{\text{ser}}(d - y)}{I} = 15 \cdot \frac{3,62 \cdot (18 - 3,27)}{5867,30} \cdot 10^3 = 136,32\text{MPa}$$

Puisque la fissuration est préjudiciable on a :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e \quad ; \quad 110 \sqrt{nf c_{28}} \right\} = \min \{ 266,67 \quad ; \quad 2130,14 \} = 266,67\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 136,32\text{MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 266,67\text{MPa} \Rightarrow \text{La quantité d'acier adoptée à L'E.L.U.R convient.}$$

Vérification au niveau des appuis:

La contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \text{ Avec } V_u : \text{l'effort tranchant maximal à L'E.L.U.R, } V_u = 10,77 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{10,77 \times 10^{-3}}{0,12(0,18)} = 0,4986 \approx 0,50\text{MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,50\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement, donc les armatures d'âmes sont droites.

Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = \min(5,71; 12; 10)$$

$$\phi_t \leq 5,71 \approx 6mm \text{ On prend } \phi_t = 0,57 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 6$$

Calcul de l'espace :

$$S_t \leq \min(0,9d; 40cm) \Rightarrow S_t \leq \min(18(0,9); 40cm)$$

$$S_t \leq \min(16,2cm; 40cm)$$

$$S_t \leq 16,2cm$$

D'après le RPA99 :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min(10\phi_t; 15cm) \Rightarrow S_t \leq \min(10(1cm); 15cm)$$

$$S_t \leq 10cm \quad \Rightarrow S_t = 10cm$$

$$\text{En zone courante : } S_t \leq 15\phi_L \Rightarrow S_t \leq 15(1cm)$$

$$\Rightarrow S_t = 15cm$$

Section des armatures minimales :

$$\frac{A_t f_e}{St.b_0 \sin \alpha} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0,40MPa\right\}; \sin \alpha = 1 \text{ Puisque les armatures droites.}$$

$$\frac{A_t f_e}{St.b_0} \geq \max\left\{\frac{0,49}{2}; 0,40MPa\right\} \Rightarrow A_t \geq 0,40 \frac{b_0 St}{f_e}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0,40 \cdot \frac{12(15)}{235} = 0,31cm^2$$

$$A_t = 0,57cm^2 > 0,31cm^2 \text{ Condition vérifiée}$$

Ancrage des armatures au niveau des appuis : (appuis intermédiaire)

$$T_u - \left[\frac{M_u}{Z}\right] = 10,77 - \frac{6,65}{0,162} = -30,30KN < 0 \Rightarrow \text{Pas de vérification de la section d'acier } A_s$$

Compression de la bielle d'about ;

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est

légèrement différent que 45°

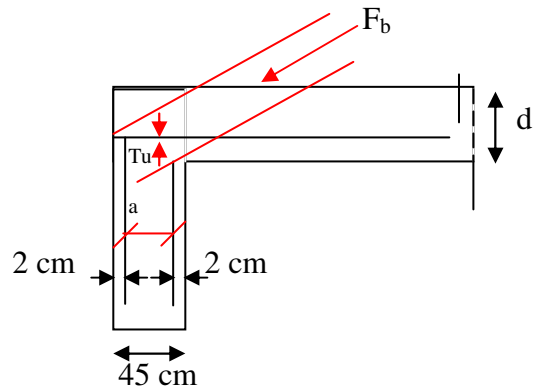
Donc on doit vérifier : $\bar{\sigma}_b \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = (ab) / \sqrt{2} \end{cases}$$

a : la largeur de l'appui de la bielle :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 f_{c28} b_0}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2(10,77)1,5}{0,8(25)12.10} = 0,013m$$



Et : $a = \min(a' ; 0,9d) = \min(26 \text{ cm} ; 16,20 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm}$

$a = 16,20 \text{ cm} > 1,30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

Entraînement des armatures :

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T}{n.Z.u} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28}$$

Avec : u : périmètre d'armature tendue ; $u = 2\pi \cdot \frac{10}{2} = 31,40 \text{ cm}$

n : nombre des armatures longitudinales tendus ; $n = 2$

T : Effort tranchant maximal ; $T = 10,77 \text{ KN}$

ψ_s : Coefficient de scellement pour H.A $\Rightarrow \psi_s = 1,5$; $Z = 0,9d = 16,2 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{10,77 \times 10}{2(31,40)16,20} = 0,106 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 1,5(2,1) = 3,15 \text{ MPa}$$
 Condition vérifiée.

Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit L_s est longueur qui doit voir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_{se} qui est supposée constante et égale à la valeur limite ultime :

$$\tau_{se} = 0,6\psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6(1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La largeur de scellement droit $L_s = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_e}{\tau_{se}} = 35,27 \text{ cm}$ avec Φ diamètre d'une barre.

$$L_s = \frac{1}{4} \cdot \frac{400}{2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

$L_s > b = 30 \text{ cm}$, on utilisera un ancrage courbe à 45° ; $r = 5,5 \Phi = 5,5(1 \text{ cm}) = 5,5 \text{ cm}$

Soit : $r = 6 \text{ cm}$

Vérification de la flèche :

Suivant les règles B.A.E.L.91, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si cette dernière est associée à un hourdi et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,50} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{460} = 0,0434 \right) < \left(\frac{1}{22,50} = 0,044 \right) \dots \dots \dots \text{Condition non Vérifiée} \\ \left(\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{460} = 0,0434 \right) > \left(\frac{5,80}{15(9,18)} = 0,0421 \right) \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée} \\ \left(\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{1,57}{12(18)} = 0,0073 \right) < \left(\frac{3,6}{400} = 0,09 \right) \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

Avec : $M_0 = M_{0ser} = 3,47 \cdot \frac{(4,60)^2}{8} = 9,18 \text{ KN.m}$

$$M_t = M_{tmaxser} = 5,80 \text{ KN.m}$$

Puisque la première condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f_t = (f_{gV} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

Les charges de calcul:

- La charge permanente après mise en place des cloisons :

$$G = 6,50 \text{ Kn / m}^2 \Rightarrow g = \left(\frac{2}{3} \cdot 6,50 \right) \cdot 0,65 = 2,81 \text{ Kn / m}$$

- La charge permanente avant mise en place des cloisons :

$$J = G - 75 = 6,50 - 0,75 = 5,75 \text{ Kn / m}^2 \Rightarrow j = \left(\frac{2}{3} \cdot 5,75 \right) \cdot 0,65 = 2,49 \text{ Kn / m}$$

- La charge totale

$$P_{ser} = G + Q = 6,50 + 1,00 = 7,50 \text{ Kn / m}^2 \Rightarrow \left[\left(\frac{2}{3} \cdot 6,50 \right) + 1,00 \right] \cdot 0,65 = 3,47 \text{ Kn / m}$$

Calcul des moments fléchissant:

$$M_j^s = 0,75M_{0j} = 0,75 \cdot 2,49 \cdot \frac{4,60^2}{8} = 4,94 \text{ KN.m}$$

$$M_g^s = 0,75M_{0g} = 0,75 \cdot 2,81 \cdot \frac{4,60^2}{8} = 5,57 \text{ KN.m}$$

$$M_p^s = 0,75M_{0p} = 0,75 \cdot 3,47 \cdot \frac{4,60^2}{8} = 6,88 \text{ KN.m}$$

Modules de déformations longitudinaux:

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10043,34 \text{ MPa}$$

Calcul du moment d'inertie (I0):

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} \quad n = 15$$

$$V_1 = \frac{(4 \cdot 65)2 + (20 \cdot 12) \cdot 18}{4 \cdot 65 + 20 \cdot 12} = 9,68 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 9,68 = 10,32 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \cdot V_1^3}{3} - \frac{(b - b_0)(V_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 \cdot V_2^3}{3} + n \cdot A(d - V_1)^2$$

$$I_0 = \frac{65 \cdot 9,68^3}{3} - \frac{(65 - 12)(9,68 - 4)^3}{3} + \frac{12 \cdot 10,32^3}{3} + 15 \cdot 1,57 \cdot (18 - 9,68)^2$$

$$I_0 = 22441,70 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{AB_1 d}$$

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \cdot \frac{A}{b_0 \cdot d} = 100 \cdot \frac{1,57}{12 \cdot 18} = 0,726 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,876$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_s^g}{AB_1 d} = \frac{5,57 \cdot (10)^3}{1,57 \cdot 0,876 \cdot 18} = 224,998 \approx 225 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_s^j}{AB_1 d} = \frac{4,94 \cdot (10)^3}{1,57 \cdot 0,876 \cdot 18} = 199,55 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_s^p}{AB_1 d} = \frac{6,88 \cdot (10)^3}{1,57 \cdot 0,876 \cdot 18} = 277,91 \text{ Mpa}$$

Calcul des μ_g , μ_j , et μ_p

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,10}{4 \cdot 0,011 \cdot 225 + 2,10} = 0,31$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{i28}}{4 \cdot 0,011 \cdot 199,55 + 2,10} = 0,33$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{i28}}{4 \cdot 0,011 \cdot 277,91 + 2,10} = 0,25$$

Calcul des moments d'inertie fictifs (If) :

$$I_f = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{i28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2 + 3 \frac{12}{65}) \cdot 0,011} = 3,74$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{i28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0,02 \cdot 2,1}{(2 + 3 \frac{12}{65}) \cdot 0,011} = 1,49$$

$$I_{fv} = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu_g} = 1,1 \frac{22441,70}{1 + 1,49 \cdot 0,31} = 16886,15 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu_g} = 1,1 \frac{22441,70}{1 + 3,74 \cdot 0,31} = 11431,82 \text{ cm}^4$$

$$I_{fj} = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_j \mu_j} = 1,1 \frac{22441,70}{1 + 3,74 \cdot 0,33} = 11049,08 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp} = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_p \mu_p} = 1,1 \frac{22441,70}{1 + 3,74 \cdot 0,25} = 12757,55 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches :

$$F_{gv} = \frac{M_g \ell^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{5,57 \cdot 4,60^2 \cdot 10^6}{10 \cdot 10043,35 \cdot 16886,15} = 0,069 \text{ cm}$$

$$F_{ji} = \frac{M_j \ell^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} = \frac{4,94 \cdot 4,60^2 \cdot 10^6}{10 \cdot 29859 \cdot 11049,08} = 0,032 \text{ cm}$$

$$F_{pi} = \frac{M_p \ell^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} = \frac{6,88 \cdot 4,60^2 \cdot 10^6}{10 \cdot 29859 \cdot 12757,55} = 0,040 \text{ cm}$$

$$F_{gi} = \frac{M_g \ell^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} = \frac{5,57 \cdot 4,60^2 \cdot 10^6}{10 \cdot 29859 \cdot 11431,82} = 0,034 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \Delta f_t &= (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \\ &= (0,069 - 0,032) + (0,040 - 0,034) = 0,043 \text{ cm} \end{aligned}$$

Conclusion :

$$\Delta f_t = 0,043 \text{ cm} < \Delta f_{t \max} = \frac{l}{500} = \frac{460}{500} = 0,92 \text{ cm} \quad \dots \quad \text{donc la flèche est vérifiée}$$

N.B : on suivant les mêmes étapes de calcul de ferrailage pour les poutrelles de plancher haut R.D.C. et l' étage courant on trouve les résultats résumé dans le tableau ci-dessous :

Plancher	travée	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
plancher Terrasse inaccessible	1,41 cm ² 2T10+1T8=2,07cm ²	1,14 2T10=1,57 cm ²	1,14 2T10=1,57 cm ²
Plancher haut 2eme.jusqua 7eme niveau	1,41 cm ² 2T10+1T8=2,07cm ²	1,14 2T10=1,57 cm ²	1,14 2T10=1,57 cm ²
Plancher haut RDC et 1^{er}. Etage	1,41 cm ² 2T10+1T8=2,07cm ²	2 ,14 2T12 = 2,26 cm ²	1,96 2T12 = 2,26 cm ²

Tableau III.3.2.:Récapitulatif de Ferrailage des poutrelles

Figure III.3.2.b : Schéma de disposition du ferrailage des poutrelles Plancher haut 2eme.jusqua 7eme niveau

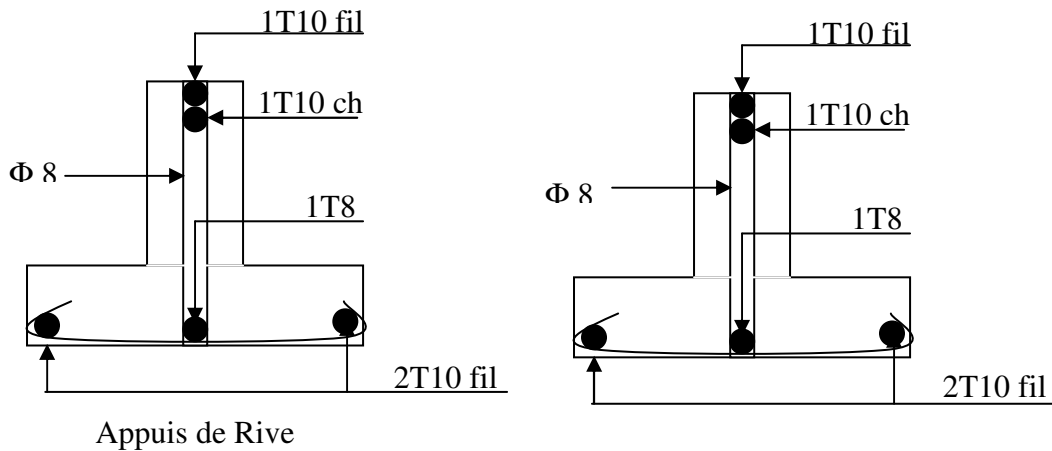
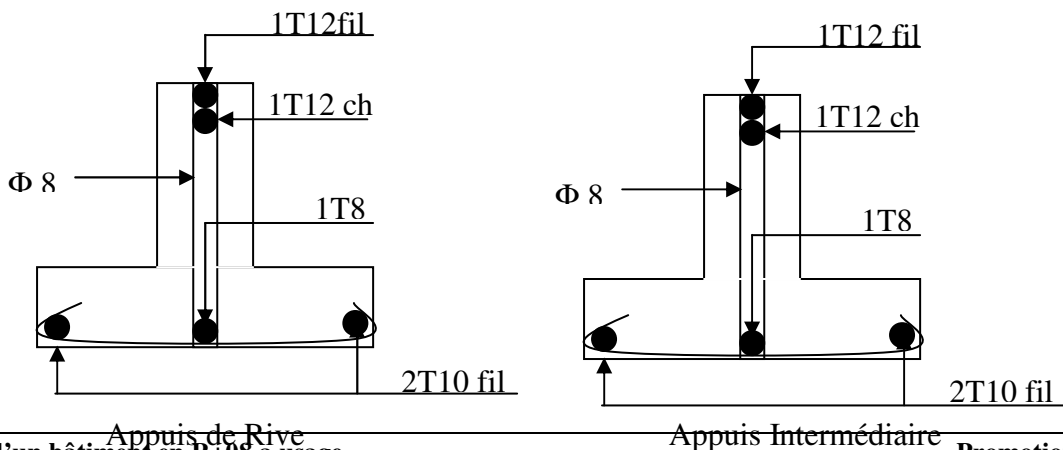


Figure III.3.2.c: Schéma de disposition du ferrailage des poutrelles Plancher haut RDC et 1^{er}. Etage



IV.1 Etude de l'acrotère :

a. Introduction :

L'acrotère est couronnement placé à la périphérie d'une terrasse, le rôle le plus déterminant est la sécurité totale en formant un écran pour toute chute, elle est assimilée à une console encadrée au niveau de sa base au plancher terrasse soumise à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante et au séisme qui créent un moment de reversement.

b. Caractéristiques :

La hauteur totale : $h = 60 \text{ cm}$

L'épaisseur : $e = 10 \text{ cm}$

le calcul se fera pour une bande de 1 ml

L'acrotère est exposée aux intempéries ce qui entraîne des fissures,

La fissuration est considérée préjudiciable.

c. Calcul des forces :

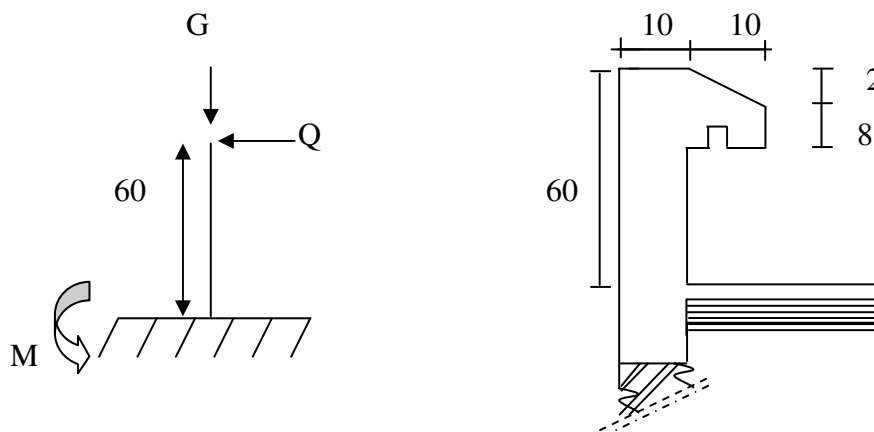


Figure IV.1.c : Dimensions de l'acrotère et schéma statique.

c.1. Charges et surcharges :

➤ poids propre

$$S = 0,1 \times 0,6 + \frac{(0,1 + 0,08)}{2} \times 0,1 \Rightarrow S = 0,069 \text{ m}^2$$

$$\text{Alors } G = S \times \gamma_b \Rightarrow G = 0,069 \times 25 = 1,725 \text{ KN / ml}$$

➤ Surcharge

Surcharge due à l'application de la main courante $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

$$\begin{cases} N_u = 1.35G = 1,35 \times 1,725 = 2,32 \text{ KN / ml} \\ M_u = 1,5Qh = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Excentricité** : $e = \frac{M}{N} = \frac{0,9}{2,32} \Rightarrow e = 0,388m$

La section d'encastrement sollicitée en flexion composée

➤ **Enrobage** : fissuration préjudiciable on prend $c'=2cm$

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c' \right)$$

$$M_u = 2,32 \left(0,388 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,97 KN.m$$

$$N_u (d - c') - M_u \leq (0,337h - 0,81c') b.h.f_{bc}$$

$$(0,337h - 0,81c')bh - f_{bc} = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02) \times 14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1 = 24,79 KN.m$$

$$- 0,8308 KN.m < 24,79 KN.m$$

Donc la section est partiellement comprimée (bxh)=(100x10)cm²

d. Calcul de ferrailage :

d.1. à l'E.L.U :

$$M_u = 0,97 KN.m$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,97 \times 10^3}{100 \times (9)^2 \times 14,17} = 0,0084 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,010; \beta = d(1 - 0,4\alpha) = 8,96cm$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{0,97 \times 10^3}{0,896 \times 9 \times 348} = 0,34 cm^2 \text{ (Flexion simple)}$$

$$A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,34 - \frac{2,32 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,27 cm^2 \text{ (Flexion composée)}$$

d.2. à l'ELS :

$$\begin{cases} M_{ser} = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 KN.m \\ N_{ser} = G = 1,725 KN/ml \end{cases}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{1,725} = 0,348m$$

$$\frac{h_t}{6} = 0,0166 \Rightarrow e > \frac{h_t}{6} \text{ Alors la section est partiellement comprimée}$$

$$M_{ser} = N_{ser} \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 1,725 \left(0,348 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,65205 KN.m$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_{e,110} \sqrt{\eta f_{t,j}} = 202 \text{ MPa}; \eta = 1,6 (H.A) \right.$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c,28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{ser}}{bd^2 \bar{\sigma}_s} = \frac{0,65205 \times 10^3}{100 \times (9)^2 \times 202} = 0,00039 < \mu_R = 0,0293 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu_s < 0,186 \rightarrow \text{pivot } A, \varepsilon = 10\%$$

$$\text{Du tableau } \begin{cases} K_1 = 127,9 \\ B_1 = 0,965 \end{cases}$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{202}{127,9} = 1,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$A_{sl} = \frac{M_{ser}}{B_1 d \bar{\sigma}_s} = \frac{625,05}{0,965 \times 9 \times 202} = 0,36 \text{ cm}^2 \text{ (Flexion simple)}$$

$$A_s = A_{sl} - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_s} = 0,36 - \frac{1,725}{202} = 0,35 \text{ cm}^2 \text{ (Flexion composée)}$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{s \text{ min}} = 1,00 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max\{A_s, A_{s \text{ min}}\} = 1,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } \begin{cases} 4\theta 10 / ml = 3,14 \text{ cm}^2 \\ S_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte } \begin{cases} 4\phi 8 / ml = 2,01 \text{ cm}^2 / ml \\ S_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ **Vérifications contraintes à l'ELS:**

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + n \times A_s (d - y) = 0$$

$$50y^2 - 47,1(9 - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 47,1y - 423,9 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 294,95 \rightarrow y = 2,47 \text{ cm}$$

Moment quadratique :

$$I_{st} = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2$$

$$I_{st} = \frac{100(2,47)^3}{3} + 15 \times 3,14(9 - 2,47)^2 \Rightarrow I = 2510,7 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{652,05}{2510,7} \times 2,47 = 0,642 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{652,05}{2510,7} \times (9 - 2,47) = 25,43 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b = 0,642 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = 25,43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \end{cases} \quad (\text{Vérifiées})$$

➤ **Vérification de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,0166 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = \min(2,5; 4) \text{ MPa} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,0166 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifiée})$$

➤ **Vérification du ferrailage vis à vis au séisme :**

D'après le RPA99 les éléments de la structure secondaires doivent être vérifiées sous l'action des forces horizontales :

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

A : coefficient d'accélération de zone : A = 0,15 (groupe 02 zone IIa).

C_p : facteur de force horizontale : C_p = 0,80 (élément en console)

W_p : poids propre de l'acrotère : W_p = G + P avec P_u = 0 ⇒ W_p = 1,725 kN/m

F_p : force horizontale pour les éléments secondaires des structures :

$$F_p = 4 \times 0,80 \times 0,15 \times 1,725 = 0,828 \text{ kN}$$

Il faut vérifier que $F_p \leq 1,5Q \Rightarrow 0,828kN < 1,500kN$ (vérifiée)

Donc le ferrailage calculé résiste bien aux efforts extérieurs.

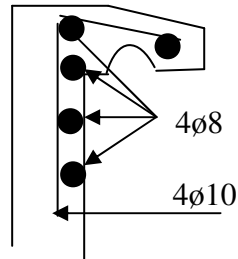


Figure IV.1.d : Schéma de ferrailage de l'acrotère

IV.2. Etude des escaliers

IV.2.1 Généralités :

Les escaliers sont des éléments importants, permettent l'accès vertical entre les différents étages de la structure, Ils sont disponibles, soit à titre de circulation principale, soit à titre de circulation de service ou de secours. Il permet de changer les niveaux avec un minimum des efforts et un maximum de sécurité.

ils sont soumis à des forces diverses (poids propre, les surcharges dues aux différents accès des personnes, équipements)

Ces charges peuvent entraîner des dommages divers dans la structure (déformations, fissurations ou même la ruine de l'escalier) pour éviter ce risque on doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage adopté.

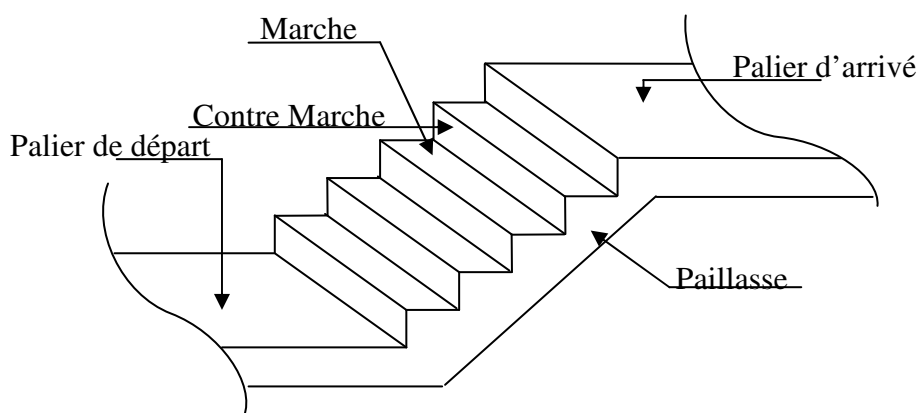


Figure IV.2.1 : Perspective d'escalier

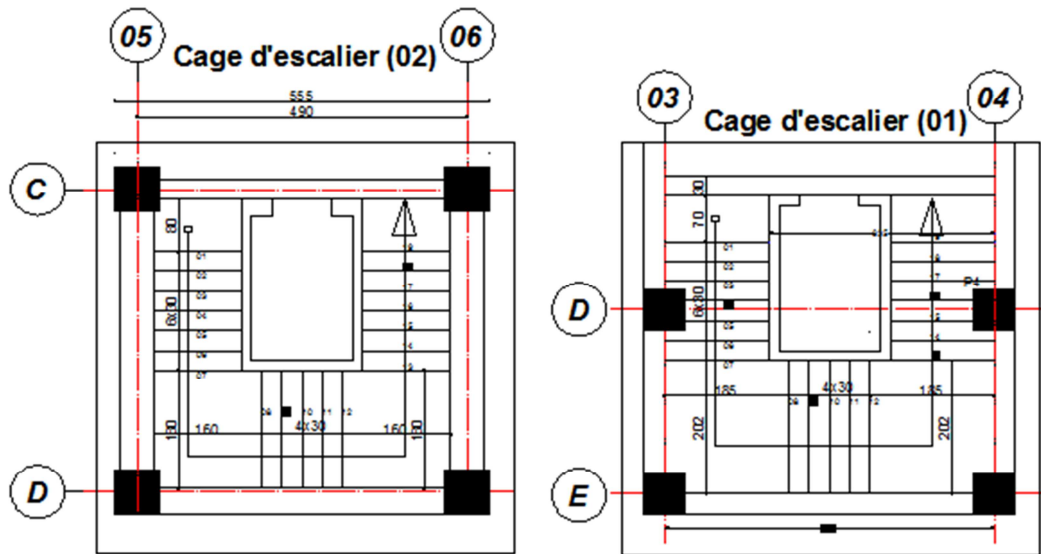


Figure IV.2.1.: Vue en plan des deux cage d’escalier

IV.2.3 Terminologie :

Un escalier se compose d’un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d’une marche «g» s’appelle le giron, «h» est la hauteur d’une marche, le mur qui limite l’escalier s’appelle mur d’échiffre.

Le plafond qui monte sous les marches s’appelle paillasse, la partie verticale d’une marche s’appelle le contre marche, la cage est le volume auquel situe l’escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite, courbe en hélicoïdale qu’on appelle le limon, la projection horizontale d’un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

IV.2.4. Type d’escalier :

Notre construction comporte un seul type d’escalier droit de passage possède trois volées avec deux paliers intermédiaires (palier de repos)

IV.2.5. Dimensions des escaliers :

Pour les dimensions des marches «g» et contre marche «h» on utilise généralement la formule de BLONDEL :

$$59 \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

h : le plus courant varie de 14 à 20 cm (17 en moyenne)

g : le plus courant varie de 22 à 33 cm (28 en moyenne)

On prend $2h+g = 62\text{cm}$

H : hauteur d'étage $H=n.h$

n: nombre de contre marches

L : la projection horizontale de la longueur totale du volée $L=(n-1)g$

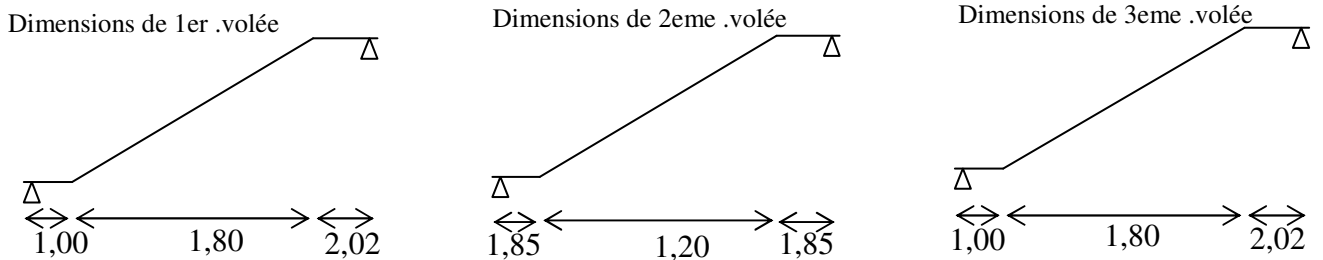
n doit être la racine de l'équation suivante :

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

IV.2.6. Etude d'un escalier à trois volées (étage courant) :

a.Escalier à trois volées :

Figure IV.2.6.a: Schéma statique des volées d'escalier



IV.2.7. Dimensionnement :

Le pré-dimensionnement des escaliers doit respecter la formule de '' BLONDEL ''

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

-g : Le giron (largeur d'une marche (cm)) et

-h : La hauteur de la marche (cm).

Généralement on prend $h=17\text{ cm}$; $g =30\text{ cm}$.

Détermination de nombres de marches :

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow n = \frac{H}{h} = \frac{320}{17} = 18,82 \approx 19$$

Donc le nombre de marche =18 marches

On aura 19 contres marches pour chaque étage (7 contre marches par volées 1 et 2, 5 contre marches pour volée 2.

➤ **Vérification de la formule de BLONDEL :**

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

$$59\text{cm} \leq 62\text{cm} \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

a. Volée 1 et 3 :

a. 1. Caractéristiques des volées :

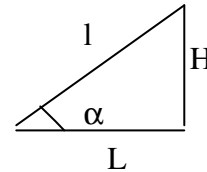
➤ **L'angle d'inclinaison de la paillasse :**

On a : $tg\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17 \times 7}{30 \times 6} = 0,6611 \Rightarrow \alpha = 33,47^\circ$

➤ **Détermination de l'épaisseur de la paillasse et du palier :**

On calcul (volée + palier) comme une poutre simplement appuyée sur deux appuis soumise à la flexion simple :

$l = \frac{L}{\cos\alpha} = \frac{180}{0,834} = 215,78 \approx 216,00cm$



➤ **Epaisseur de la paillasse :**

On a : $\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{215,78}{30} \leq e \leq \frac{215,78}{20}$
 $\Rightarrow 7,19 \leq e \leq 10,79$

On adopte $e = 12\text{ cm}$

➤ **Epaisseur de palier :**

$\cos\alpha = \frac{ep}{e} \Rightarrow ep = \frac{e}{\cos\alpha} = \frac{12}{0,834} = 14,38cm$
 $\Rightarrow e = 14cm$

a.2. Evaluation de la descente des charges :

➤ **palier :**

Revêtement en carrelage ($ep = 2\text{ cm}$)	$0,02 \times 22 = 0,44\text{KN/m}^2$
Mortier en ciment ($ep = 2\text{ cm}$).....	$0,02 \times 20 = 0,40\text{KN/m}^2$
lit de sable.....	$0,02 \times 18 = 0,34\text{KN/m}^2$
Poids propre du palier ($ep = 14\text{cm}$).....	$0,14 \times 25 = 3,5\text{KN/m}^2$
enduit en plâtre.....	$0,015 \times 10 = 0,15\text{ KN/m}^2$

 $G_1 = 4,83\text{KN/m}^2$
 $Q_1 = 2,5\text{ KN/m}^2$
 $P_1 = 1,35G_1 + 1,5Q_1 = 10,27\text{KN/m}^2$

➤ **la volée :**

revêtement en carrelage verticale ($ep = \frac{0.17}{0.30} \times 0,02 = 0,011cm$)... $0,011 \times 22 = 0,24KN/m^2$
mortier en ciment verticale ($ep = \frac{0.17}{0,30} \times 0,02 = 0,011cm$)..... $0,011 \times 20 = 0,23KN/m^2$
revêtement en carrelage horizontale ($ep = 2\text{ cm}$) $0,02 \times 22 = 0,44KN/m^2$
mortier en ciment horizontale ($ep = 2\text{ cm}$)..... $0,02 \times 20 = 0,40KN/m^2$
lit de sable ($ep = 2\text{ cm}$)..... $0,02 \times 18 = 0,34KN/m^2$
poids propre de la marche..... $\frac{0.17}{2} \times 22 = 1.87KN / m^2$
poids propre de la paillasse ($ep = 12cm$)..... $0,12 \times 25 = 3KN/m^2$
enduit en plâtre ($ep = \frac{e}{\cos \alpha} = \frac{0,015}{0.834} = 0,018cm$)..... $0,015 \times 10 = 0,18\text{ KN/m}^2$
garde corps..... $0,10\text{ KN/m}^2$

$$G_2 = 6,80KN/m^2$$

$$Q_2 = 2,5\text{ KN/m}^2$$

$$P_2 = 1,35G_2 + 1,5Q_2 = 12,93KN/m^2$$

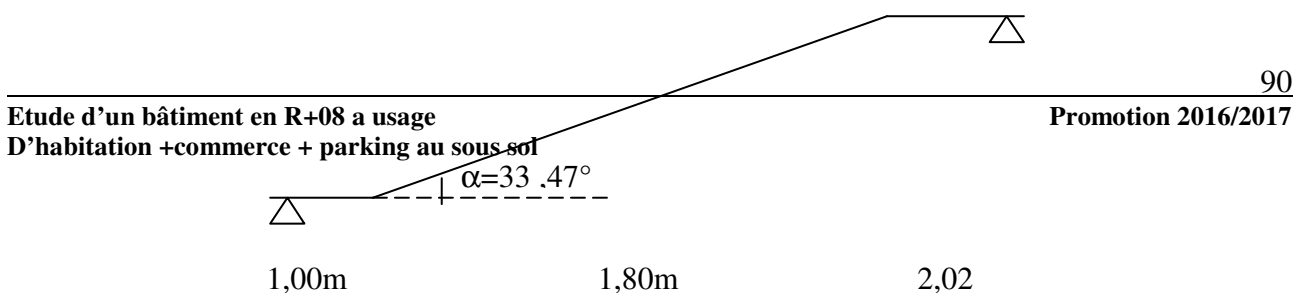
Pour le palier $q_1 = p_1 \times 1ml = 10,27\text{ KN/ml}$
 Pour la volée $q_2 = p_2 \times 1ml = 12,93\text{ KN/ml}$

a.3. Détermination des moments et des efforts tranchants :

$$\sum F/y = 0$$

$$R_A + R_B = 1,00q_1 + 1,80q_2 + 2,02q_1$$

Alors $R_A + R_B = 54,29\text{ KN}$



$$R_A$$

Figure IV.2.7.a.3.: Schéma statique de la volée

$$\sum M / A = 0$$

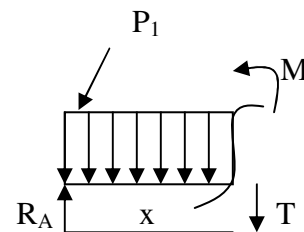
$$q_1 1,00 \left(\frac{1,00}{2} \right) + q_2 2,16 \left(1,00 + \frac{2,16}{2} \right) + q_1 2,02 \left(3,16 + \frac{2,02}{2} \right) = R_B \cdot 5,18$$

$$\text{Donc } \begin{cases} R_B = 28,90 \text{KN} \\ R_A = 25,38 \text{KN} \end{cases}$$

On étudie le système par la méthode des sections :

Section (1-1) : $0 \leq x \leq 1,00 \text{ m}$

$$\begin{cases} M(x) = R_A(x) - p_1 \frac{x^2}{2} \\ T(x) = R_A - p_1 x \end{cases}$$

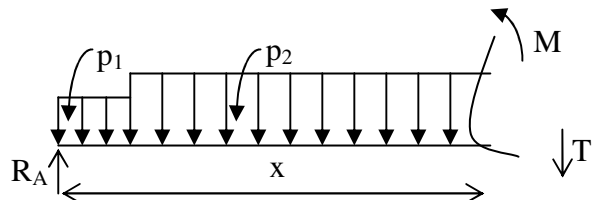


$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0,00 \text{KN.m} \\ T(0) = R_A = 25,38 \text{KN} \end{cases}$$

$$x = 1,00 \Rightarrow \begin{cases} M(1,00) = 20,24 \text{KN.m} \\ T(1,00) = 15,11 \text{KN} \end{cases}$$

Section (2-2) : $1,00 \leq x \leq 3,16 \text{m}$

$$\begin{cases} M(x) = R_A(x) - p_1 1,00(x-0,50) - p_2 \frac{(x-1,00)^2}{2} \\ T(x) = R_A - p_1 1,00 - p_2(x-1,00) \end{cases}$$



$$x = 1,00 \Rightarrow \begin{cases} M(1,00) = 20,24KN.m \\ T(1,00) = 15,11KN \end{cases}$$

$$x = 3,16 \Rightarrow \begin{cases} M(3,16) = 22,72KN.m \\ T(3,16) = -12,82KN \end{cases}$$

Calcul du moment maximal :

Mmax ⇒ T(x) est nul

$$T(x) = 0 \Rightarrow T(x) = R_A - 1,00P_1 - P_2(x - 1,00) = 0$$

$$\Rightarrow x = \frac{R_A - 1,00.P_1 + 2,16.P_2}{P_2}$$

Donc $\begin{cases} x = 2,17m \\ M_{max} = 29,07KN.m \end{cases}$

Section (3-3) : 3.15 ≤ x ≤ 4.35m

$$\begin{cases} M(x) = R_A(x) - p_1 1,00(x - 0,5) - p_2 2,16(x - 2,08) - p_1 \frac{(x - 3,16)^2}{2} \\ T(x) = R_A - 1,00P_1 - 2,16P_2 - (x - 3,16)P_1 \end{cases}$$

$$x = 3,16 \Rightarrow \begin{cases} M(3,16) = 22,72KN.m \\ T(3,16) = -12,82KN \end{cases}$$

$$x = 5,18 \Rightarrow \begin{cases} M(5,18) = -24,13KN.m \\ T(5,18) = -33,56KN \end{cases}$$

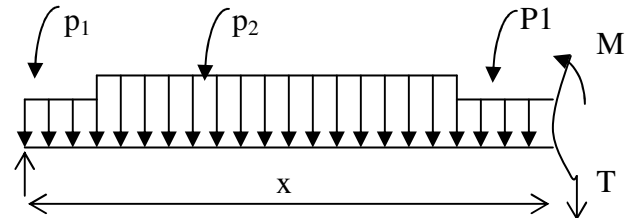
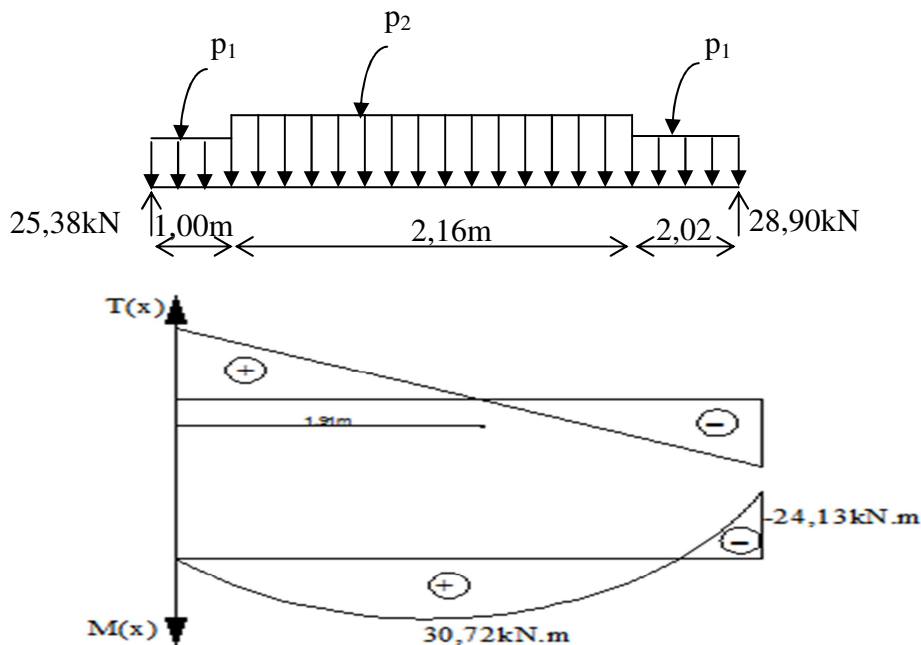


Figure IV.2.6.a.3.: diagramme du moment et du l'effort tranchant



a.4. Calcul de ferrailage :

On prend :

$$\text{Moment sur appuis} = M_a = 0,40 \text{ Mmax}$$

$$\text{Moment en travée} = M_t = 0,85 \text{ Mmax}$$

Le ferrailage se fait sur une section rectangulaire (b x h) soumise à la flexion simple

à l'E.L.U :

➤ **en travée** : b = 100cm ; h = 12cm ; d = 0,9h = 10,8cm

$$M_t = 0,85 \times 29,07 = 24,70 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{24,71 \times 10^3}{(10,8)^2 \times 100 \times 14,17} = 0,149 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,203; \beta = d(1 - 0,4\alpha) = 9,92 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{24,71 \times 10^3}{0,994 \times 10,8 \times 348} = 6,61 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Vérification de condition de non fragilité :

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

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times 100 \times 10,8 \times 2,1 / 400 = 1,30 \text{ cm}^2$$

Alors on adopte pour les travées : **6T12=6,79** cm²/ml > 1,3 cm² (vérifiée)

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_p}{4} \Rightarrow A_r \geq \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2 \text{ On adopte } \mathbf{3\Phi 10} \text{ p.m} = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **aux appuis** : b = 100cm ; h = 14cm ; d = 0,9h = 12,6cm/ml

$$M_a = 0,4 \times 29,07 = 11,63 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{11,63 \times 10^3}{(12,6)^2 \times 100 \times 14,17} = 0,051 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,065; \beta = d(1 - 0,4\alpha) = 12,27 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{11,63 \times 10^3}{1,227 \times 12,6 \times 348} = 2,16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Vérification de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = 0,23bd f_{t28} / f_e$$

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times 100 \times 12,6 \times 2,1 / 400 = 1,52 \text{ cm}^2$$

Alors on adopte pour les travées : **3T10=2,36** cm² > 1,52 cm² (vérifiée)

Armatures de répartition :

$$Ar = \frac{Ap}{4} = \frac{2,36}{4} = 0,59cm^2 / ml$$

Choix 3Φ8p.m=1,50 cm²/ml

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$1- \tau_u = \frac{T \max}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{fc_{28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16MPa$$

$$\tau_u = \frac{25,38}{100 \times 12,6} = 0,020MPa < \bar{\tau}_u = 1,16MPa$$

pas de reprise de bétonnage ; Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification au niveau des appuis :

$$A \geq \frac{1,15}{fe} (Vu + \frac{Ma}{0,9d})$$

$$A \geq \frac{1,15}{400.10^2} (25,38.10^3 + \frac{11,63.10^3}{0,9 \times 12,6}) = 0,76cm^2$$

As=2,36cm² > 0,76cm² (Vérifiée)

a.5. Calcul de la poutre palière :

Dimensionnement :

Considérons que la poutre palière étant appuyée sur deux poteaux, et dimensionnement la poutre suivant les règles du B.A.E.L91 et les règles de R.P.A99

selon le B.A.E.L.91 on a $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10}$

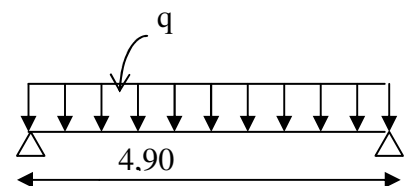
$$\Rightarrow 32,37cm \leq h \leq 49,00cm$$

selon R.P.A.99 : $\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$ on prend $\begin{cases} b = 30cm \\ h = 35cm \end{cases}$

Charges supportées par la poutre palière :

a/ poids propre de la poutre Gp=0,30x0,35x25 = 2,62KN/ml

b/ poids propre du mur (en brique). p1=2,15(3,20-0,35)=6,13KN/ml



On prend compte des ouvertures dans le mur , pourcentages des vides égale à 30%

$$\Rightarrow p = 6,13 \times 0,7 = 4,29 \text{ KN/ml}$$

c/ réaction du palier sur la poutre : $R_b = 25,38 \text{ KN/ml}$

$$q_u = 1.35G + 1.5P = 25,38 + 1,35 \times 2,62 + 1,5 \times 4,29 = 35,35 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = G + P = 4,29 + 2,62 + 20,23 = 27,14 \text{ KN/ml}$$

➤ **Calcul des moments :**

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{35,35 \times (4,90)^2}{8} = 106,09 \text{ KN.M}$$

en travée :

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 106,09 = 90,18 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{90,18 \times 10^3}{30 \times (31,50)^2 \times 14,17} = 0,214 < 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,304; \beta = d(1 - 0,4\alpha) = 27,67 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{90,18 \times 10^3}{2,767 \times 31,50 \times 348} = 2,97 \text{ cm}^2$$

aux appuis :

$$M_a = 0,4 M_0 = 0,4 \times 106,09 = 42,44 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{42,44 \times 10^3}{30(31,50)^2 14,17} = 0,100 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,132; \beta = d(1 - 0,4\alpha) = 29,84 \text{ cm}$$

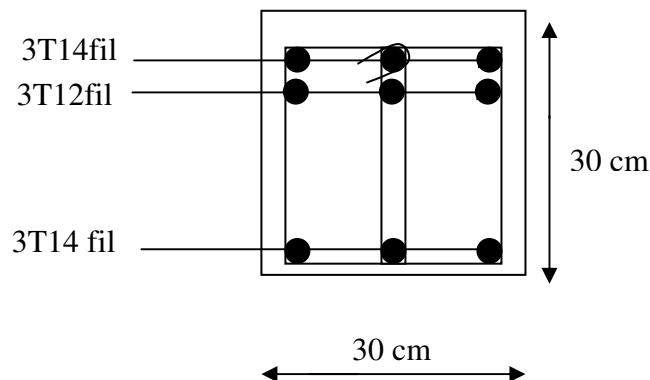
$$A_s = \frac{42,44 \times 10^3}{2,984 \times 31,50 \times 348} = 1,30 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0,23 b.d.f_{t28} / f_e = \frac{0,23 \times 30 \times 31,50 \times 2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } \begin{cases} \text{en travée : } 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} & (\text{condition vérifiée}) \\ \text{sur appuis : } 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} & (\text{condition vérifiée}) \end{cases}$$

Figure IV.2.a.5 : ferrailage de la poutre palière



➤ **Vérifications contraintes à l'ELS:**

$M_{ser} = 27,45 \text{ kN.m}$

position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + n \times A'_s (y - d') - n A_s (d - y) = 0 \quad , d' \text{ où } A'_s = 0$$

$$\frac{by^2}{2} + n \times A_s (d - y) = 0 \Rightarrow 15y^2 + 15 \times 4,62y - 15 \times 4,62 \times 31,50 = 0$$

$$15y^2 + 69,3y - 2182,95 = 0 ; \quad \sqrt{\Delta} = 369,48$$

$$Y = 9,97 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s (d - y)^2 = \frac{30(9,97)^3}{3} + 15 \times 4,62(31,50 - 9,97)^2$$

$$I = 42033,65 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes du béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{27,45 \times 10^3}{42033,65} \cdot 9,97 = 6,51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{Vérifiée})$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$V_u = \frac{q_u}{2} = \frac{35,35 \times 4,90}{2} \Rightarrow V_u = 86,60 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{86,60}{30 \times 31,50} = 0,091 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{Vérfiée})$$

Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_0\right) = \min\left(\frac{350}{35}, \frac{300}{10}, 16\right) = 10,00 \text{ mm}$$

On adopte $\phi_t = 10 \text{ mm}$

Espacement : $St \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 31,50; 40) = 28,35$

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

Vérification de condition de non fragilité :

$$\frac{At \cdot f_e}{b \cdot St} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) = \max\left(\frac{0,091}{2}; 0,40\right) = 0,40 \text{ MPa}$$

$$\frac{At \cdot 400}{30 \times 20} \geq 0,40 \Rightarrow At \geq 0,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } \begin{cases} 4\phi 8 = 1,51 \text{ cm}^2 > 0,6 \text{ cm}^2 \\ St = 20 \text{ cm} \end{cases} \quad (\text{vérifiée})$$

Contrainte d'adhérence :

$$\tau = \frac{T}{nZ\mu} < \bar{\tau}$$

$$T_{\max} = \frac{Ql}{2} = 86,60 \text{ KN}$$

n : nombre d'armatures longitudinales = 03

$$\mu : \text{Périmètre d'armatures tendues } \mu = 2\pi \frac{16}{2} = 50,24 \text{ mm}$$

$$Z = 0,9d = 0,9 \times 31,50 = 28,35 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{86600}{3 \times 28,35 \times 5,024 \times 10^2} = 2,026 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

Calcul de longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\phi}{4} - \frac{f_e}{\bar{\tau}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 3,333} = 42,00 \text{ cm}$$

Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l} = \frac{35}{490} = 0,071 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots (\text{vérifiée}) \\ \frac{h_t}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} \Rightarrow 0,071 > \frac{90,18}{10.106,09} = 0,085 \dots\dots\dots (\text{vérifiée}) \\ \frac{As}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \Rightarrow \frac{4,62}{30 \times 31,50} = 0,0049 < 0,0105 \dots\dots\dots (\text{vérifiée}) \end{array} \right.$$

b. Volée 2 :

b.1. Caractéristiques de la volée :

L'angle d'inclinaison de la pailasse :

$$\text{On a : } tg\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17 \times 5}{30 \times 4} = 0,70831 \Rightarrow \alpha = 35,31^\circ$$

Détermination de l'épaisseur de la pailasse et du palier :

$$l = \frac{L}{\cos\alpha} = \frac{120}{0,816} = 147,06 \text{ cm}$$

Epaisseur de la pailasse :

$$\begin{aligned} \text{On a : } \frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} &\Rightarrow \frac{147,06}{30} \leq e \leq \frac{147,06}{20} \\ &\Rightarrow 4,90 \leq e \leq 7,35 \end{aligned}$$

On adopte $e = 12 \text{ cm}$

Epaisseur de palier :

$$\cos\alpha = \frac{ep}{e} \Rightarrow ep = \frac{e}{\cos\alpha} = \frac{12}{0,857} = 14,70$$

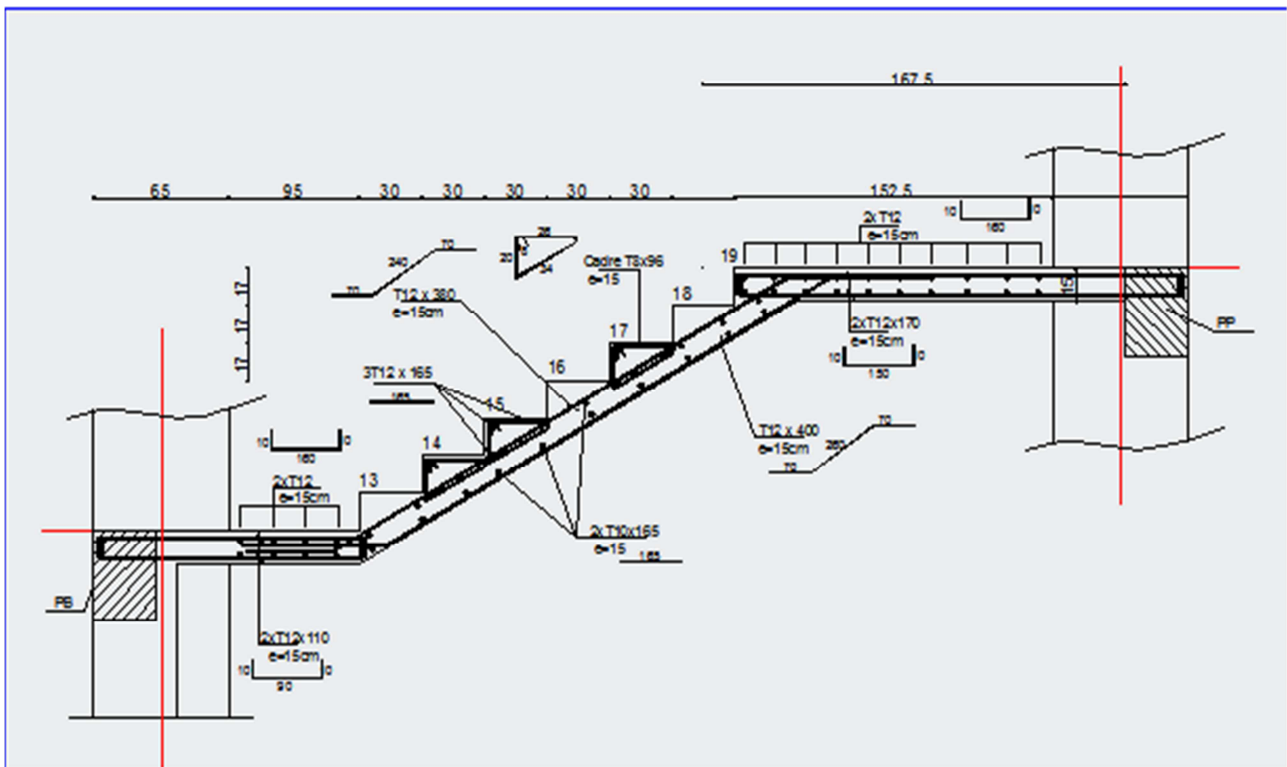
$$\Rightarrow e = 14 \text{ cm}$$

N.B : Calcul des sollicitations et du ferrailage de la 2eme.volée se fera comme celle de la 1^{ère}. et 3eme.volée, on résume les résultats dans le tableau suivant :

Tableau IV.2.b.2 : Récapitulatif du ferrailage des escaliers

	En travée		Aux appuis		Poutre palière	
	Arm. Principale	Arm. Répartition	Arm. Principale	Arm. Répartition	En travée	Aux appuis
Volée 1 et 3	6T12 (6,79 cm ²)	3Φ10p.m (2,36 cm ² /ml)	3T10 (2,36 cm ²)	3Φ8p.m (1,50 cm ² /ml)	3T14 (4,62 cm ²)	3T12 (3,39 cm ²)
Volée 2	6T12 (6,79 cm ²)	3Φ10p.m (2,36 cm ² /ml)	3T10 (2,36 cm ²)	3Φ8p.m (1,50 cm ² /ml)	3T14 (4,62 cm ²)	3T12 (3,39 cm ²)

Figure IV.2. : Exemple de Ferrailage d’escalier



IV.3 Etude des balcons :

IV.3.1. Généralités : Les balcons sont des éléments plans d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions se sont encastrés sur les poutres; sont calculés comme une console de 1m de largeur il s'agit d'une console sollicitée par (G, P, et Q) tels que :

G : charge permanente (balcon).

P : surcharge d'exploitation.

Q : charge concentrée due au poids du mur.

IV.3.2. Descente de charge :

N°	Elément	Epaisseur Ep (cm)	Poids Volumique ρ (DaN/m ³)	G (KN/m ²)
01	revêtement en carrelage	2	22	0,44
02	Mortier de pose	2	20	0,40
03	Lit de sable	3	18	0,54
04	Dalle en béton armé	15	25	3,75
05	Enduit en plâtre	2	10	0,20
Charge Permanente G_{blc}				5,33
Charge d'Exploitation Q_{blc}				3,50

Tableau III.3.2.: Tableau descente des charges du balcon

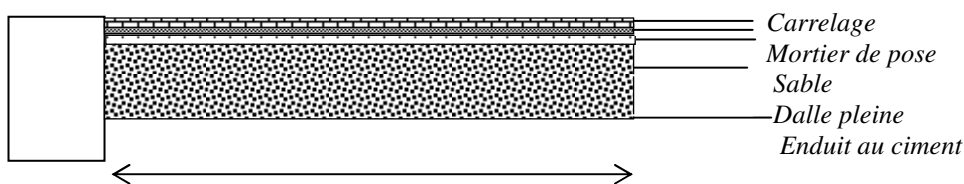


Figure IV.3. 2: Coupe sur balcon.

$$\text{à L'E.L.U.R} \rightarrow q_{\mu} = 1,35G + 1,5Q = 12,44 \text{KN/m}^2$$

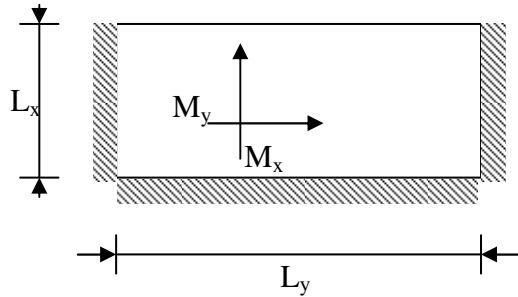
$$\text{à L'E.L.S} \rightarrow q_{ser} = G + Q = 8,83 \text{KN/m}^2$$

$$\text{Charge par mètre linéaire} \rightarrow q_{\mu} = 12,44(1ml) = 12,44 \text{KN/ml}$$

$$\rightarrow q_{ser} = 8,83(1ml) = 8,83 \text{KN/m}^2$$

IV.3.3.Type de balcon :

Dans notre cas on a un seule type de balcon de forme régulière encastrée sur trois cotés :



Type (1)

IV.3.4.Calcul de la charge concentrée due au poids du mur :

Mur extérieur :

$$ep = 10cm$$

$$g = 1,18KN / m^2$$

$$P_{mur} = 1,18 \times 1,2(1m) = 1,42KN$$

à l'E.L.U.R : $P_u = 1,35(1,42) = 1,912KN$

à l'E.L.S : $P_{ser} = 1,42KN$

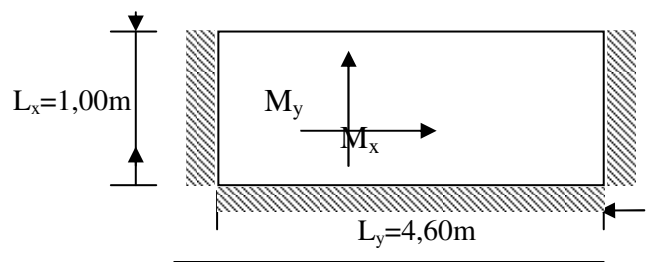
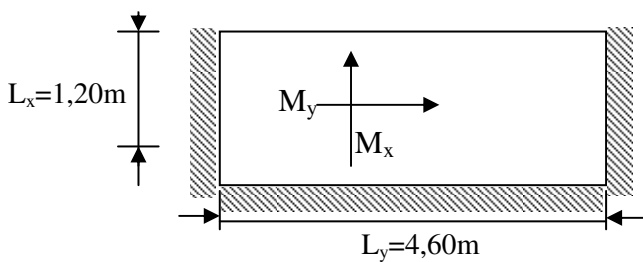
IV.3.5.calcul du balcon :

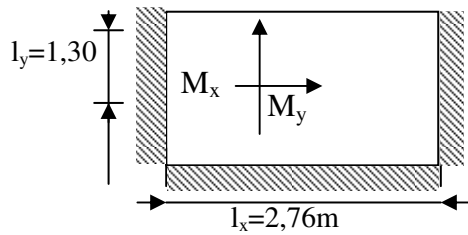
Ce type de balcon ce calcule comme une dalle pleine qui repose sur les trois appuis pour le calcule des moments on utilise les formules suivants :

Puisque on a $\frac{l_x}{2} \geq l_y \Rightarrow$

$$\begin{cases} M_y = q \cdot \frac{l_y^3}{6} \\ M_x = q \frac{l_y^2 l_x}{2} - q l_y^3 \times \frac{2}{3} \end{cases}$$

Type 01 :





Type 01 :

On prend le cas le plus défavorable avec :

$$l_y = 1,20\text{m}$$

$$l_x = 4,60\text{m}$$

$$\frac{l_x}{2} = 2,30\text{m}$$

$$\frac{l_x}{2} > l_y \text{ donc :}$$

à l'E.L.U.R : $l_y = 1,20\text{m}$

$$M_x = \frac{q_u l_y^3}{6} = \frac{12,44 \cdot (1,20)^3}{6} = 3,58\text{KN.m}$$

$$M_y = \frac{q_u l_x l_y^2}{2} + \frac{2q_u l_y^3}{3} = \frac{12,44 \cdot (1,20)^2 \cdot 4,60}{2} - 12,44 \cdot (1,20)^3 \cdot \frac{2}{3} = 26,87\text{KN.m}$$

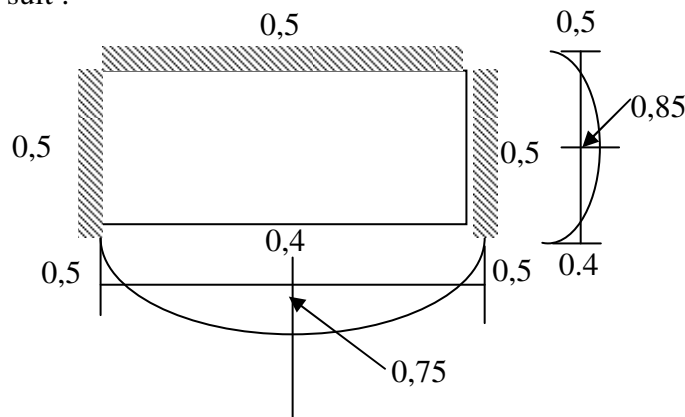
à l'E.L.S :

$$M_x = \frac{q_s l_y^3}{6} = \frac{8,83(1,20)^3}{6} = 2,54\text{KN.m}$$

$$M_y = \frac{q_s l_x l_y^2}{2} - \frac{2q_s l_y^3}{3} = \frac{8,83(1,20)^2 \cdot 4,60}{2} - 8,83 \cdot (1,20)^3 \cdot \frac{2}{3} = 19,07\text{KN.m}$$

B.1 Les moments sur appuis et en travées :

Sont calculés comme suit :



à l'E.L.U :

Sens I_x :

En travée : $M_t(x) = 0,75Mx = 2,69KN.m$

sur appui : $M_a(x) = 0,50 \cdot \max\{M_x, M_y\} = 0,50 \cdot \max\{3,58; 26,87\} = 13,43KN.m$

Sens I_y :

en travée : $M_t(y) = 0,85x M_y = 22,84KN.m$

sur appui : $M_a(y) = 0,5x \max\{M_x, M_y\} = 0,50 \cdot \max\{3,58; 26,87\} = 13,43KN.m$

à l'E.L.S :

Sens I_x :

en travée $M_t(x) = 0,75M_x = 1,90KN.m$

sur appui $M_a(y) = 0,5 \max\{M_x, M_y\} = 0,50 \cdot \max\{2,54; 19,07\} = 9,53KN.m$

Sens I_y :

en travée $M_t(y) = 0,85M_y = 16,21KN.m$

sur appui $M_a(y) = 0,5x \max\{M_x, M_y\} = 0,50 \cdot \max\{2,54; 19,07\} = 9,53KN.m$

B.2 Les efforts tranchants : sont calculés comme suit :

à l'E.L.U.R : $T = \frac{q_u l_x}{2} = 12,44x2,30 = 28,61KN.m$

à l'E.L.S : $T = \frac{q_{ser} l_x}{2} = 8,83x2,30 = 20,31KN.m$

B.3 Calcul de ferrailage :

1) En travée :

Sens I_x :

$$M_t(x) = 2,69N.m \quad ; \quad d = 13,50cm$$

$$\mu = \frac{M_t(x)}{bd^2\sigma_{bc}} = 0,0104 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 0,0131 \\ \beta = 13,43cm \\ \sigma_s = 348MPa \end{cases}$$

$$A_{tx} = \frac{M_t(x)}{Bd\sigma_s} = \frac{2,69x10^3}{1,343 \cdot (13,5) \cdot 348} = 0,43cm^2/ml$$

Sens l_y :

$$M_t(y) = 22,84 \text{KN.m} \quad , \quad d = 13,50 \text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_t(y)}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{22,84 \times 10^3}{100 \times (13,5)^2 \times 13,5} = 0,093 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 0,122 \\ \beta = 12,84 \text{cm} \\ \sigma_s = 348 \text{MPa} \end{cases}$$

$$A_{ty} = \frac{22,84 \times 10^3}{1,284 \times 13,50 \times 348} = 3,78 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Sur appui :

$$M_a(x) = M_a(y) = 9,53 \text{KN.m} \quad , \quad d = 13,5 \text{cm} \quad , \quad b = 100 \text{cm}$$

$$\mu = \frac{9,53 \times 10^3}{(13,50)^2 \times 100 \times 14,17} = 0,0146 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 0,0185 \\ \beta = 13,40 \text{cm} \\ \sigma_s = 348 \text{MPa} \end{cases}$$

$$A_{ax} = A_{ay} = \frac{9,53 \times 10^3}{13,5 \times 1,340 \times (348)} = 1,51 \text{cm}^2$$

Vérification de condition de non fragilité :

$$\text{Sens } l_y : FeE400 \Rightarrow A_{y\min} = 8h_0 = 1,20 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Sens l_x :

$$A_{x\min} = A_{y\min} = 3 - \alpha \quad ; \quad (\alpha = \frac{l_y}{l_x} = \frac{1,20}{4,60} = 0,26)$$

$$A_{x\min} = 1,20 \cdot \left(\frac{3 - 0,26}{2} \right)$$

$$A_{x\min} = 1,64 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Alors on adapte pour :

1- La travée :

$$\text{Sens } l_x \quad A_{lx} = 0,85 \text{cm}^2 / \text{ml} < A_{x\min} = 1,64 \text{cm}^2 \quad , \text{ on adopte } A_{lx} = 4T10 = 2,36 \text{cm}^2 / \text{ml} \quad ; St = 25$$

$$\text{Sens } l_y : A_{ly} = 3,78 \text{cm}^2 / \text{ml} > A_{y\min} = 1,64 \text{cm}^2 \quad , \text{ on adopte } A_{ly} = 4T12 = 4,52 \text{cm}^2 / \text{ml} \quad ; St = 25$$

IV.4. Etude de l'ascenseur :

IV.4.1. Définition :

Appareil élévateur installé à demeure, desservant des niveaux définis de l'immeuble, la constitution permet manifestement l'accès des personnes ; la cage d'ascenseur est généralement conçue à côté de celle d'escalier et composé de trois constituants principaux :

- Cabine : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter ;
- Treuil de levage de la poulie et
- Le contre poids.

IV.4.2. Etude de l'ascenseur :

D'après la norme française NF-P82-209 qui répartit les ascenseurs en cinq classes dont la classe I contient les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes, que l'on désignait auparavant sous le terme simple d'ascenseur, les Dimensions de la cabine (voir constitution des ascenseurs et monte charge P58/59).

C'est ainsi que la norme NF-P82-208 a adopté plusieurs types de cabine selon la charge à transporter, et pour un immeuble à usage d'habitation; On a opté pour un ascenseur de 08 personnes dont la charge maximale est d'environ 600 daN, donc; les dimensions sont :

- | | | |
|---|----------------------------|----------------------|
| ○ | Largeur de la cabine : | $L_c = 1,25\text{m}$ |
| ○ | Profondeur de la cabine : | $P_c = 1,90\text{m}$ |
| ○ | Largeur de la gaine : | $L_G = 1,50\text{m}$ |
| ○ | Profondeur de la gaine : | $P_G = 2,15\text{m}$ |
| ○ | Hauteur de la cabine : | $H_c = 2,20\text{m}$ |
| ○ | Largeur du passage libre : | $BT = 1,00\text{m}$ |
| ○ | Hauteur du passage libre : | $HT = 2,00\text{m}$ |
| ○ | Epaisseur de voile : | $e = 15\text{cm}$ |
| ○ | Hauteur de course : | $C = 35,19\text{m}$ |

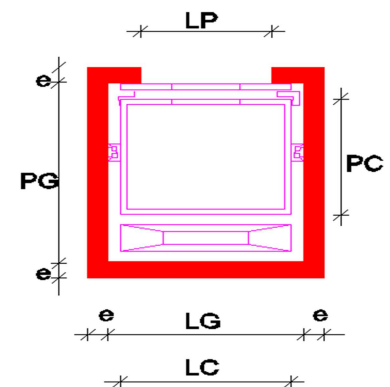


Figure. IV.4.1 : Dimensions De l'ascenseur

Remarque :

On dimensionne notre ascenseur, tout en assurant la protection contre le feu et le bruit, cela se réalise par une gaine d'ascenseur qui est en béton armé d'une épaisseur de 15cm et une dalle machine égale à 15cm ; et une gaine d'ascenseur de vitesse supérieure à 1 m/s.

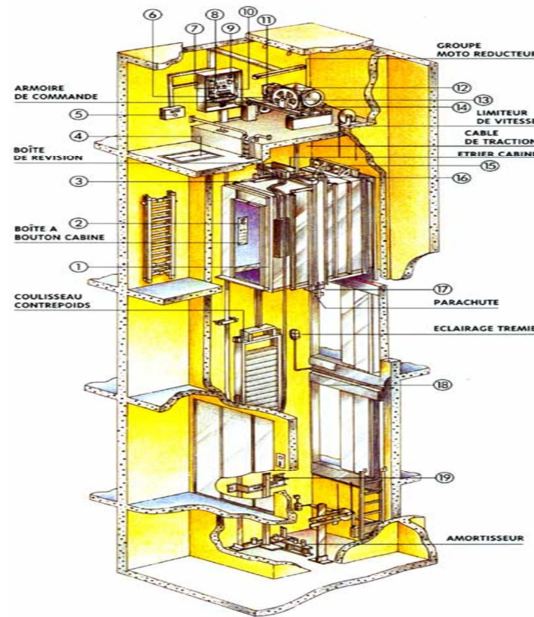
Surface utile minimale = $LC \times PC = 1.25 \times 1,90 = 2,37 \text{ m}^2$

- D'après la norme **NFP 82 – 208**. On a une charge nominale de 1000 Kg qui correspond à une surface utile maximale $2,4 \text{ m}^2$.

- Le nombre de passagers est le plus petit nombre obtenu de la manière suivante : le rapport de la charge nominale divisé par le poids moyen d'une personne qui est égale a : 75kg.
- $600/75 = 08$ personnes.

Les dimensions de l'ascenseur sont prises en assurant la protection contre le feu et le bruit, pour cela on prend l'épaisseur de la dalle machine égale à 15cm ; et une gaine d'ascenseur de vitesse supérieure à 1 m/s.

Figure IV.4.2 : Ascenseur électrique



IV.4.2.1. Descente de charge

a. Charge d'exploitation

$q = 600 \text{ DaN} \longrightarrow (08 \text{ Personnes})$

b. Charge permanente (NEP 82-210)

b.1.Masse de la cabine : est composé de la somme des masses suivantes :

b 1.1.Masse des côtés M_1 :

Surface lateral S_1

$S_1 = (2.L_c + P_c)H_c = (2.1,25 + 1,90)2,20 = 9,68m^2$

$M_1 = 11,50Kg/m^2 \text{ majoré de } 10\% (M_1 = (11,50 + 11,50.0,10)9,68 = 122,45Kg)$

b 1.2.Masse du plancher M_2 : La masse du plancher a raison de 70 daN/m² pour appareils de 300 a 600daN de charge :

$$S_2 = L_C \cdot P_C = 1,25 \cdot 1,90 = 2,37m^2$$

$$M_2 = 70 \cdot 2,37 = 166,25daN$$

b 1.3.Masse du toit M₃ : La masse du toit a raison de 20 daN/m² :

$$S_3 = L_C \cdot P_C = 1,25 \cdot 1,90 = 2,37m^2$$

$$M_3 = 20 \cdot 2,37 = 47,50daN$$

b 1.4.Masse de l'arcade M₄ : La masse de l'arcade à raison de partie fixe de 60 daN plus 60 daN/m de largeur de cabine de 300 daN à 600 daN de charge :

$$M_4 = 60 + (60daN/m \cdot L_C) = 60 + (60 \times 1,25) = 135daN$$

b .1.5.Masse du parachute M₅ : Parachute à prise amortie $\Rightarrow M_5 = 100daN$; ($V > 1m/s$)

b. 1.6.Masse des accessoires M₆ : $M_6 = 80daN$

b .1.7.Masse la porte de la cabine M₇ :Partie fixe de 80 daN plus 25 daN/m² de surface de porte

$$M_7 = 80 + (25 \cdot BT.HT) = 80 + (25 \cdot 1,00 \cdot 2,00) = 130daN$$

b .1.8.Masse des poulies de mouflages M₈ : Deux poulies

supplémentaires $\Rightarrow M_8 = 30 \cdot n = 30 \cdot 2 = 60daN$ ($n = 2$ poulies)

Donc le poids mort est égal à : $P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_7 + M_8$

$$P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 122,45 + 166,25 + 47,50 + 135 + 100 + 80 + 130 + 60 = 841,20daN$$

c. Masse du contre poids

$$P_p = P_m + \frac{q}{2} \quad ; \text{ avec : } P_p : \text{Contrepoids}$$

P_m : Poids mort

q : Charge en cabine

$$P_p = 841,20 + \frac{600}{2} = 1141,20daN$$

d. Masse du treuil : $M_g = 1200daN$

Remarque

Dans un ascenseur moderne, le contre poids (P_p) équilibre la demi-charge en cabine tandis que, la demi-charge restante et le poids mort (P_m) seront soulevées par le moteur.

e.Calcul de la charge de rupture Cr :

$$Cr = Cr1 \times n \times m \dots\dots\dots(1)$$

- Tel que :
- Cr : Charge de rupture totale
 - Cr1 : Charge de rupture d'un seul câble
 - n : Nombre de câbles
 - m : Nombre de mouflages

On sait que: $Cs = \frac{Cr}{M} \dots\dots\dots(2)$ où : Cs : Coefficient de sécurité

$$M = q + P_m + P_{c\grave{a}ble} \dots\dots\dots (3)$$

$P_{c\grave{a}ble}$ est négligeable par rapport aux poids mort P_m et charge de la cabine donc :

$$M = q + P_m$$

Généralement : $\begin{cases} C_s \geq 12 \\ \frac{D}{d} > 40 \end{cases}$ d'après la norme NF 82-210

Donc : $d = D/40 = 500/40 \rightarrow$ Tableau p99 du ascenseur et monte charged = 12,5mm

Avec : D : Diamètre de poulies de mouflages pris entre 400 et 800 mm D= 500 mm

d : Diamètre de câble

C_s : Coefficient de sécurité (abaque de détermination des suspentes) ; $C_s = 12$

C_r : charge de rupture effective.

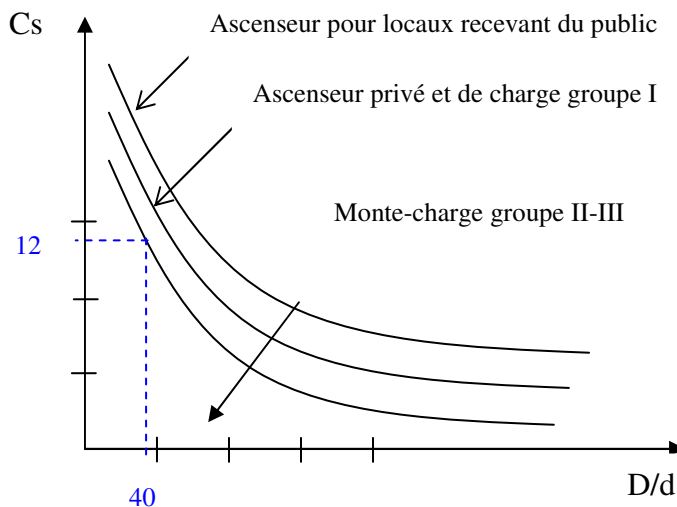


Figure IV.2.1.e : Abaque de détermination de suspentes.

IV.4.2.2. Caractéristiques du câble

C_{r1} : Charge de rupture par câble en fonction du diamètre $C_{r1} = 8152 \text{ Kg}$

M_L : Masse linéaire ; $M_L = 0,515 \text{ Kg/m}$

Coefficient de sécurité de câblage = 0,85.

$$(2) \Rightarrow C_r = C_s \times M \times \frac{1}{0,85} = C_s (q + P_m) \times \frac{1}{0,85}$$

$$C_r = \frac{12 (600 + 841,21)}{0,85} = 13002,35 \text{ Kg} \Rightarrow n = \frac{C_r}{C_{r1} \times m} = \frac{13002,35}{8152 \times 2} = 0,797 \approx 1 \text{ câble}$$

C_r égal aussi : $C_r = C_{r1} \cdot n \cdot m$

m : type de mouflage brin

n : nombre de câble $n=1$

$d = 12,5 \text{ mm} \Rightarrow C_r(\text{cable}) = 8152 \text{ daN}$ (voir tableau suivant) :

∅ des câble (mm)	∅ des fils (mm)	Section (mm ²)	Masse linéaire M_L (daN/m)	Charge admissible Totale C_r (daN)
7,87				
9,48	0,5	21,05	0,203	3223
11,00	0,6	30,26	0,293	4650
12,6	0,7	41,27	0,396	6232
14,2	0,8	53,34	0,515	8152
15,5	0,9	67,98	0,656	10805
	1,0	83,84	0,810	12830

Tableau IV.4.2.2 : caractéristiques des câbles

a. Détermination des poids des câbles M_9 :

$$M_9 = M_L \cdot n \cdot C$$

$$M_9 = 0,515 \cdot 1 \cdot 35,19 = 18,12 \text{ daN}$$

$$(3) \Rightarrow M = 600 + 841,20 + 18,12 = 1459,32 \text{ daN.}$$

Vérification :

$$C_r = 8152 \times 2 \times 1 \times 0,85 = 13858,40 \text{ daN}$$

$$(2) \Rightarrow C_s = \frac{13858,40}{1459,32} = 9,49 < 12 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\text{Donc on prend } n=2 \Rightarrow M_9 = 0,515 \cdot 2 \cdot 35,19 = 36,24 \text{ daN}$$

$$\text{Et } M = 600 + 841,20 + 36,24 = 1477,44 \text{ daN}$$

Vérification :

$$C_r = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 277168,80 \text{ daN}$$

$$(2) \Rightarrow C_s = \frac{277168,80}{1477,44} = 18,76 > 12 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Résumé :

- Poids mort = 841,20 daN
- Masse du câble = 36,24 daN
- Masse du contre poids = 1141,20 daN
- Treuil en haut + moteur = 1200 daN
- G = 3218,64 daN

c. Combinaisons fondamentales :

ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 P = 1,35.3218,64 + 1,50.600 = 5245,16 \text{ daN}$

ELS : $q_s = G + P = 3218,64 + 600 = 3818,64 \text{ daN}$

IV.4.2.3. Etude du plancher :

a. Vérification de poinçonnement : Nombre d'appuis : 04 ,pour chacun des quatre appuis:

$$q_u^a = \frac{q_u}{4} \Rightarrow q_u^a = 1311,29 \text{ daN}$$

$$q_s^a = \frac{q_s}{4} \Rightarrow q_s^a = 954,66 \text{ daN}$$

D'après l'article A.5.2.4 du « BAEL91 » :

Si $q_u^a \leq \overline{Q_u} = \frac{0,045 \times U_c \times f_{c28} \times h}{\gamma_b}$ donc : les armature transversales ne sont pas nécessaires.

q_u^a : Charge ultime pour chaque appui;

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen;

h : Epaisseur de la dalle égal a 15 Cm;

U, V représentent les cotes du rectangle ($U//L_x$ et $V//L_y$) sur lequel la charge Q_u s'applique, compte tenu de la diffusion à 45degré dans le béton.

La surface impact ($a \times b$) est de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$U = a + 2.h/2 = 10 + 2 \times 15/2 \quad U = 25 \text{ Cm}$$

$$V = b + 2.h/2 = 10 + 2 \times 15/2 \quad V = 25 \text{ Cm}$$

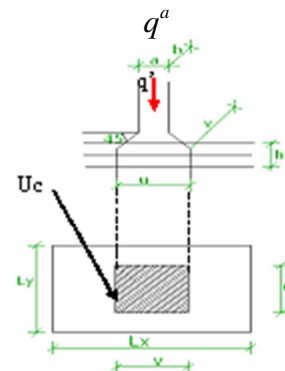


Figure IV.2.3: Schéma de la surface d'impact

Donc :

$$U_c = 2 \times [U+V] \Rightarrow U_c = 100 \text{ Cm}$$

$$q_u^a = 13112,9 \text{ daN} < \overline{Q_u} = \frac{0,045 \times 1000 \times 25 \times 150}{1,5} = 112500 \text{ N} \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc : La dalle résiste au poinçonnement

b. Calcul des sollicitations :

b.1. Sous la charge concentrée : L'étude des dalles soumise à des charges localisées sera fait à l'aide des abaques de « **Pigeaud** » et en plaçant les charges au centre, leurs moments seront :

$$M_x = q^a \times (M_1 + \nu \cdot M_2)$$

$$M_y = q^a \times (M_2 + \nu \cdot M_1) \text{ avec :}$$

ν : Coefficient de poisson qui égal à 0 a l' ELU, et à 0,2 a l' ELS.

M_1, M_2 sont données par l'abaque en fonction des rapports U/L_x et V/L_y avec : $\rho = l_x/l_y$

et : $l_x \leq l_y$

- notre dalle à une surface de (2,15 x 1,50) m²
- la charge q en m² : $q = F/u \cdot \nu$ ($u \cdot \nu$ dimension de rectangle d'impact.)

Donc :

E.L.U.R. :

$$M_{xu} = q_u^a \times M_1$$

$$M_{yu} = q_u^a \times M_2$$

E.L.S :

$$M_{xs} = q_s^a \times (M_1 + 0,2 \times M_2)$$

$$M_{ys} = q_s^a \times (M_2 + 0,2 \times M_1)$$

La charge daN/m² sera :

$$Q_u^a = \frac{q_u^a}{V \times U} = \frac{1311,29}{0,25^2} = 20980,64 \text{ daN/m}^2$$

$$Q_s^a = \frac{q_s^a}{V \times U} = \frac{954,60}{0,25^2} = 15273,60 \text{ daN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{150}{215} = 0,6976 \approx 0,70 > 0,40 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

- Lorsque la charge n'est pas concentrique, on procède de la façon suivante :
- Soit pour figure (4) une dalle de dimensions ($L_x \times L_y$) soumise a une charge concentrique (A) répartie sur un rectangle ($U \times V$).

- On divise la dalle en rectangles fictifs donnant les charges symétriques :
- 4 rectangles symétriques A, 2 rectangles symétriques B, 2 rectangles symétriques C et 1 rectangle au centre D.

Figure IV.4.2.3.b: Les panneaux de calcul de la dalle machine

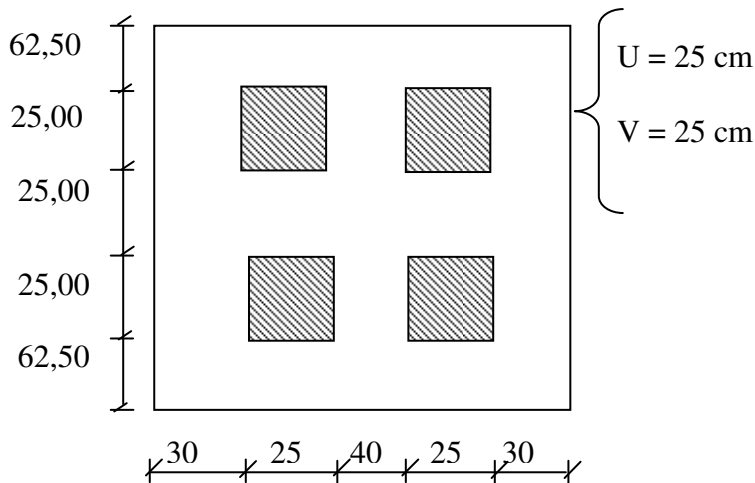
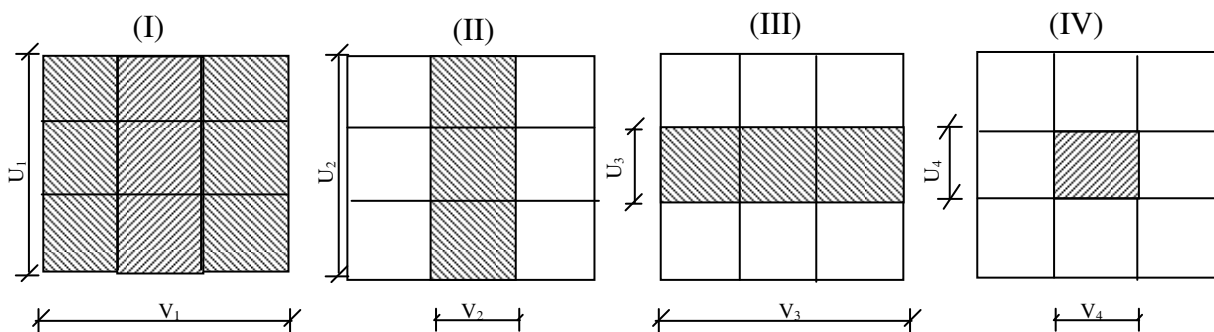


Figure IV.4.2.3.b.1.: Schémas pour calcul des moments dus aux charges concentrées



On cherche les moments produits par les rectangles :

$$I=U1xV1 \quad (\text{fig I})$$

$$II= U2xV2 \quad (\text{fig II})$$

$$III= U3xV3 \quad (\text{fig III})$$

$$IV= U4xV4 \quad (\text{fig IV})$$

Il est évident que les moments produits par la charge non concentrée A seront donnés par :

$$M_c : M_C = M_{(I)} - M_{(II)} - M_{(III)} + M_{(IV)}$$

Pour une bande de un mètre linéaire : $q = 20980,64 \text{ daN /ml}$; $L_x = 1,5$ et $L_y = 2,15$

P : charge totale de chaque rectangle : $p = q \times u \times v$

Tableau IV.4.2.3.b.1.: Tableau récapitulatif des résultats

Caractéristiques	I	II	III	IV
U(m)	0,90	0,90	0,40	0,40
V(m)	0,90	0,40	0,90	0,40
S(m ²)	0,81	0,36	0,36	0,16
U/Lx	0,60	0,60	0,27	0,27
V/Ly	0,42	0,18	0,42	0,18
M1	0,108	0,118	0,148	0,175
M2	0,680	0,105	0,880	0,130
$Q'_u = Q'_u \times S$ [daN]	16994,32	7553,03	7553,03	3356,90
$Q'_s = Q'_s \times S$ [daN]	12371,62	5498,50	5498,50	2443,78
$M_X^U / 4$ [daN.m]	35,40	38,68	48,52	57,37
$M_Y^U / 4$ [daN.m]	222,92	34,42	288,48	42,62
$M_X^S / 4$ [daN.m]	25,78	28,16	35,32	41,77
$M_Y^S / 4$ [daN.m]	162,29	25,06	210,03	31,03
M_{XC}^U [daN.m]	5,57			
M_{YC}^U [daN.m]	-57,37			
M_{XC}^S [daN.m]	4,06			
M_{YC}^S [daN.m]	-41,77			

b.2. Descente des charges :

Dalle machine : ($e_p = 15$ cm) $\Rightarrow G = 0,15 \cdot 2500 = 375 daN/m^2$

La dalle n'est pas accessible, alors la surcharge d'exploitation $P = 100 daN/m^2$

Combinaison fondamentale :

ELU

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

$$q_u = 1,35 \times 375 + 1,5 \times 100 = 656,25 daN/m^2$$

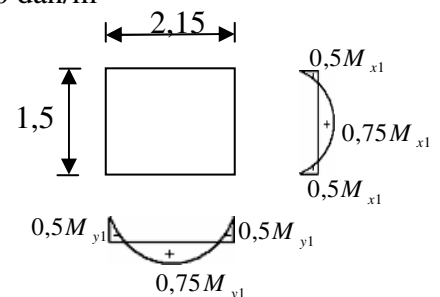


Figure IV.4.2.3.b.1.: dimensions de panneau 114

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = q_u \times 1,00 = 656,25 \text{ daN/ml}$$

ELS:

$$q_s = G + P$$

$$q_s = 375 + 100 = 475 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$q_s = q_s \times 1,00 = 475 \text{ daN/ml.}$$

Calcul des sollicitations

ELU :

$$\begin{cases} M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 & \text{suivant la direction } l_x \\ M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} & \text{suivant la direction } l_y \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} M_{xs} = \mu_{xs} \times q_s \times l_x^2 & \text{suivant la direction } l_x \\ M_{ys} = \mu_{ys} \times M_{xs} & \text{suivant la direction } l_y \end{cases}$$

Avec :

$$\zeta = \frac{Lx}{Ly} \quad \text{et} \quad \mu_x; \mu_y = f(\zeta, \nu)$$

ν : Coefficient de poisson

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

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

b.3. Calcul des moments due aux charges réparties :

ELU :

$$\zeta = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1,50}{2,15} = 0,69 \quad \text{tableau} \rightarrow \mu_x = 0,0684 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0,4320$$

$$M_x^u = 0,0684 \times 656,25 \times 1,50^2 = 100,99 \text{ daN.m}$$

$$M_y^u = 0,4320 \times 100,99 = 43,63 \text{ daN.m}$$

ELS :

$$\zeta = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1,50}{2,15} = 0,69 \quad \text{tableau} \rightarrow \mu_x = 0,0743 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0,5817$$

$$M_x^u = 0,0743 \times 475 \times 1,50^2 = 79,41 \text{ daN.M}$$

$$M_y^u = 0,5817 \times 79,41 = 46,19 \text{ daN.m}$$

b.4. Moments totaux sollicitant la dalle machine :

Ce sont les moments dus aux charges concentrées et les moments dus aux charges réparties

ELU :

$$M_{xt}^u = (M_{xc}^u + M_x^u) = (2340,90 + 702,80) \Rightarrow M_{xt}^u = 3043,70N$$

$$M_{yt}^u = (M_{yc}^u + M_y^u) = (1850,15 + 522,80) \Rightarrow M_{yt}^u = 2372,95N$$

ELS :

$$M_{xt}^s = (M_{xc}^s + M_x^s) = (1971,56 + 583,50) \Rightarrow M_{xt}^s = 2555,06N$$

$$M_{yt}^s = (M_{yc}^s + M_y^s) = (1686,03 + 479,40) \Rightarrow M_{yt}^s = 2165,43N$$

Moment max en travée : $M_t = 0,75 \times M_{xt}$

Moment max en appuis : $M_a = -0,5 \times M_{xt}$

Tableau IV.4.2.3.b.4.: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

Moment Panneau	M_{txu} [daN.m]	M_{txs} [daN.m]	M_{axu} [daN.m]	M_{axs} [daN.m]	M_{tyu} [daN.m]	M_{tys} [daN.m]	M_{ayu} [daN.m]	M_{ays}
(1)	75,75	59,56	50,50	39,70	32,72	34,64	21,82	23,10

c. Calcul du ferrillage de la dalle pleine

c.1.Sens X-X :

➤ **En travée :**

ELU : $M_{tx}^u = 75,75 \text{ daN.m}$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{75,75}{14,17 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,0293$$

$$\mu = 0,0293 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\epsilon_s = 10 > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0372$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,985$$

Détermination des armatures:

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{75,75}{348 \times 0,985 \times 13,5} = 1,64 \text{ cm}^2/ml$$

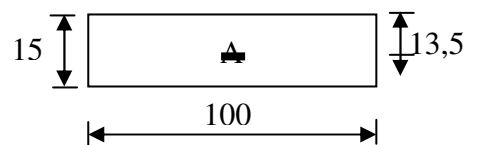


Figure IV.4.2.3.b.4.: Section de calcul

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

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

$$A_{\min} = 0,0008 \cdot b \cdot h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 15 = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 1,64 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures:

$$4\text{T}10/\text{ml} \longrightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm})$$

$$\text{ELS} : M_{tx}^s = 59,56 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \vphantom{\begin{matrix} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{matrix}} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^s} = \frac{75,75}{59,56} = 1,27$$

$$\frac{1,27-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,385 > \alpha = 0,0230$$

Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible
- $$\left. \vphantom{\begin{matrix} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{matrix}} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en l'ELU sont maintenues (Aucune vérification pour } \sigma_c \text{)}$$

➤ En appuis :

$$\text{ELU} : M_{ax}^u = 50,50 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{50,50}{14,17 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,01955$$

$$\mu = 0,01955 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,00247$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,990$$

Détermination des armatures:

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{50,50}{348 \times 0,990 \times 13,5} = 1,08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{\min} = 0,0008 \cdot b \cdot h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 15 = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_a = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures:

$$4\text{T}10/\text{ml} \longrightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

$$\text{ELS : } M_{ax}^s = 39,70 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^s} = \frac{50,50}{39,70} = 1,27$$

$$\frac{1,27-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,385 > \alpha = 0,0154$$

Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible
- $$\Rightarrow \text{Les armatures calculées en l'ELU sont maintenues (Aucune vérification pour } \sigma_s \text{)}$$

c.2. Sens Y-Y :**➤ En travée :**

$$\text{ELU : } M_{ty}^u = 32,72 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{32,72}{14,17 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,01267$$

$$\mu = 0,01267 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0159$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,994$$

Détermination des armatures:

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{32,72}{348 \times 0,994 \times 13,50} = 0,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{\min} = 0,0008 \cdot b \cdot h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 15 = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_a = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures:

$$4\text{T}10/\text{ml} \longrightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

ELS : $M_{ty}^s = 34,64 \text{ daN.m}$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^s} = \frac{32,72}{34,64} = 0,944$

$$\frac{0,944 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,222 > \alpha = 0,181$$

Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible
- $$\Rightarrow \text{Les armatures calculées en l'ELU sont maintenues (Aucune vérification pour } \sigma_s \text{)}$$

En appuis :

ELU : $M_{ax}^u = 21,82 \text{ daN.m}$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{21,82}{14,17 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,0084$$

$$\mu = 0,0084 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas } 1000\epsilon_s = 10 > 1000\epsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0106 \text{ et } \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,996$$

Détermination des armatures:

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{21,82}{348 \times 0,996 \times 13,5} = 0,46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{\min} = 0,0008 \cdot b \cdot h = 0,0008 \cdot 100 \cdot 13,5 = 1,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 1,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures:

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

$$(T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

ELS : $M_{ax}^s = 23,10 \text{ daN.m}$

▪ Flexion simple

▪ Section rectangulaire sans A'

▪ Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{▪ Flexion simple} \\ \text{▪ Section rectangulaire sans } A' \\ \text{▪ Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^s} = \frac{21,82}{23,10} = 0,944$

$$\frac{0,944-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,222 > \alpha = 0,011$$

Conclusion :

▪ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

▪ Fissuration peu nuisible

} \Rightarrow Les armatures calculées en l'ELU sont maintenues
(Aucune vérification pour σ_s)

Vérification du cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,05 f_{c28}$$

$$T_{\max} = q'_u + q_u \cdot \frac{L_x}{2}$$

$$= 12367,3 + 6562,5 \times \frac{1,5}{2} = 17289,17 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{17289,17}{100 \times 13,5 \times 100} = 0,13 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,13 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1 \text{ Mpa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

:

▪ $\frac{h_d}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} \Rightarrow \frac{h_d}{l_x} = \frac{15}{150} = 0,10 > \frac{228,28}{20 \times 304,37} = 0,037 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

▪ $\rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,15}{100 \times 13,5} = 0,0023 < \left(\frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \dots \right)$ condition vérifiée ; f_e en (MPa)

Puisque les 2 conditions sont vérifiées : la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.1.Introduction:

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent le nord de l'Algérie, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

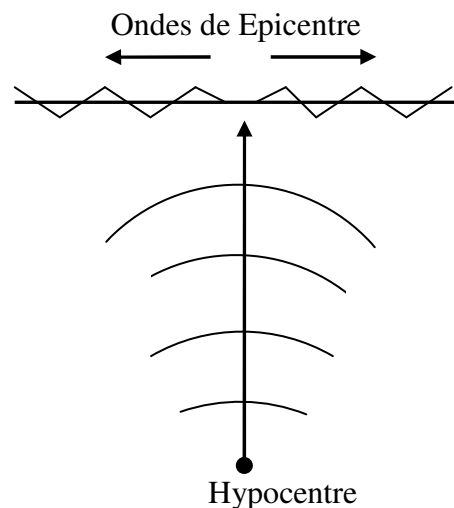
Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la plus importante prévention est la construction parasismique. La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

Le but de l'étude est de prévoir des mesures nécessaires à la conception et à l'exécution des constructions de façon à fournir un grand degré de résistance et de protection acceptable aux vies humaines et aux biens matériels, ainsi que de construire des structures qui ont la capacité d'absorber et dissiper l'énergie lors d'une secousse sismique.

Afin d'assurer cette protection parasismique, des règlements sont établis et appliqués en Algérie qui sont les règlements parasismiques algériens.

V.2. Définition de séisme :

Le séisme correspond à la rupture rapide d'une portion de faille de la croûte terrestre en un point situé à une certaine profondeur, foyer ou hypocentre. Il génère des vibrations élastiques qui se propagent dans les roches jusqu'à la surface du sol, le point de la surface de la terre le plus proche du foyer est appelé épiceutre.



FigV.1: Propagation de séisme.

Les séismes sont caractérisés par deux grandeurs: l'intensité et la magnitude.

- L'onde, partant de l'épicentre, se propage dans toutes les directions. Son intensité décroît au fur et à mesure qu'elle s'éloigne de l'épicentre. Elle est définie, en un point donné, suivant l'échelle macrosismique.
 - La magnitude correspond à la puissance du séisme. C'est une quantité logarithmique calculée par un sismographe. Elle est classée en neuf degrés sur l'échelle de Richter.
- Pour le calcul de ce dernier le **RPA99 /version2003** a prescrit deux méthodes :

V.2.1. Méthode statique équivalente :

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

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1 RPA99).

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité (tableau 4.4 RPA99.m2003).

R : coefficient de comportement (tableau 4.3 RPA99m.2003).

W : poids total de la structure.

La force sismique totale sera distribuée horizontalement et verticalement sur les différents éléments de la structure.

V.2.1. 1. Conditions d'application

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a. Régularité en plan

- Le bâtiment doit être symétrique suivant les deux axes orthogonaux.
- A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension face à l'effort de séisme.
- Le rapport longueur / largeur est inférieur à 4.
- La surface totale des ouvertures des planchers doit être inférieure à 15% de sa surface.

b. Régularité en élévation

- Le contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur discontinu, dont la largeur ne se transmette pas directement aux fondations.
- Les raideurs et masses des différents niveaux, restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.
- La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20%.
- La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1.5 fois la plus petite dimension.

V.2.2. 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.

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

V.3.Considérations de base :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Seul les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
- Les planchers doivent être infiniment rigides dans leurs plans (planchers indéformables horizontalement).

V.4.Choix de la méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage qui dépend des conditions d'application de chacune d'elles. Dans notre cas, Mostaganem est classée dans une zone de faible sismicité « **ZONE IIa** », ainsi que notre ouvrage étant un bâtiment classé en « **Groupe02** ».

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères (4.1.2.b) exigés par le **RPA99V2003**, quand à l'application de la méthode statique équivalente.

La hauteur de la structure est : $h = 31,79 > 30\text{m}$.

V.5.Spectre de réponse de calcul :

Selon le **RPA99/version2003** l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

▪ Classification du site :

Selon le **RPA99/version2003 article 3.3** ; les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol ferme (**Catégorie S2**).

a. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen : D

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

b. Périodes caractéristiques T1 ; T2 :

Pour un site type catégorie S2: **T1 = 0.15 s ; T2 = 0.4 s**

c. Facteur de correction d'amortissement η :

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,70$$

Avec :

Voiles en béton armé $\Rightarrow \xi = 10\%$

Portique en béton armé $\Rightarrow \xi = 7\%$

On prend : un pourcentage d'amortissement critique-moyenne $\xi = 8,5\%$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 8,50 \%$ pour un contreventement mixte ($\eta = 0,76$).

d. Période fondamentale (T) :

Selon le **RPA99/version2003 article 4.2.4** ;la période fondamentale de la structure est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$h_n = 41,51 \text{ m}$

L: Étant la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

D'où :

$$* T_x = 0,09h_n / \sqrt{L_x} \quad \text{avec} \quad L_x = 33,90 \text{ m} \quad \Rightarrow T_x = 0,642 \text{ s} \dots\dots(1)$$

$$* T_y = 0,09h_n / \sqrt{L_y} \quad \text{avec} \quad L_y = 17,10 \text{ m} \quad \Rightarrow T_y = 0,903 \text{ s} \dots\dots\dots(2)$$

On : $T_2=0,40 \text{ sec} \leq T_x = 0,642 \text{ sec} \leq 3,0 \text{ sec}$

$T_2=0,40 \text{ sec} \leq T_y = 0,903 \text{ sec} \leq 3,0 \text{ sec}$

Donc : $D_x = 2,5\eta(T_2/T_x)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_x = 1,386$

$D_y = 2,5\eta(T_2/T_y)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_y = 1,104$

Et on à aussi Selon le **RPA99/version2003 article 4.2.4** ; la period est donnée par la formule empirique suivante :

$$T = (C_T h_n)^{\frac{3}{4}}$$

Avec C_T : Coefficient t, fonction du systeme de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.de l' RPA99/vers ion 2003 dans notre cas $C_T = 0,05$

Donc: $T = (C_T h_n)^{\frac{3}{4}} = (0,05.41,51)^{\frac{3}{4}} = 1,729 \text{ s} \dots\dots\dots(3)$

On prend le minimum des valeurs données par(1) ;(2) et (3) :

T=0,64sec

Et Selon le **RPA99/version2003 article 4.2.4.b** la valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser cells' esteems' à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Dona la valeur de est donnée par : $T=1,30.T = 1,30.0,642=0,8346 \approx 0,84\text{sec}$

$$\mathbf{T=0,84\text{sec}}$$

e. Coefficient d'accélération de zone A :

Le coefficient d'accélération **A** est choisit suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment ; dans notre cas le groupe 2 (ouvrages d'importance moyenne); **A= 0,15**

f.Coefficient de comportement R :

Le contreventement mixte avec interaction ; **R =5**

g.Facteur de qualité Q :

Donné par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : les pénalités selon les critères de qualité q données au tableau 4.4 du RPA99V2003

q_1 : on doit avoir au moins trois travées avec un rapport de longueur inférieur à 1,5 ; critère non

vérifiée ; on une travée avec le rapport égal à : $\frac{460}{280} = 1,64 \Rightarrow P_1 = 0,05$

q_2 : redondance en plan ; on doit avoir en plan au moins 4 files de portiques, critère vérifiée, on a bien 5 files de portiques $\Rightarrow P_2 = 0$

q_3 : régularité en plan ; notre structure est classée irrégulière en plan $\Rightarrow P_3 = 0,05$

q_4 : régularité en élévation $\Rightarrow P_4 = 0$.

q_5 : contrôle de la qualité des matériaux ; on doit réaliser des essais sur les matériaux mis en œuvre , critère vérifié $\Rightarrow P_5 = 0$

q_6 : contrôle de la qualité d'exécution, critère vérifié $\Rightarrow P_6 = 0$

$$\Rightarrow Q = Q_x = Q_y = 1,10$$

Alors : **Q = 1,10**

h. poids de la structure :

La valeur de w comprend la totalité des charges permanentes (poids propre de la structure, poids des équipement fixes...)

Ainsi que 20% des surcharges d'exploitation (il s'agit d'un bâtiment d'habitation).

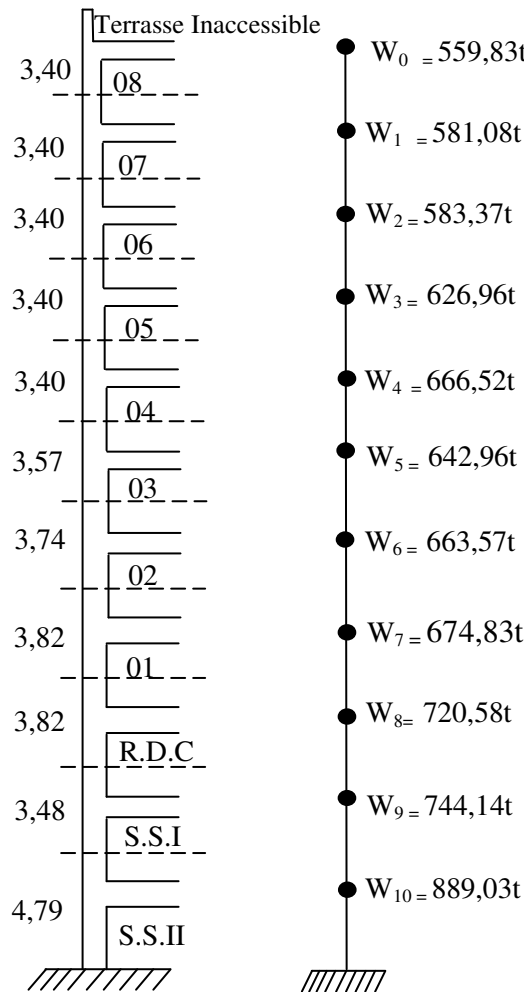
h.1.Exemple de calcul du poids du plancher haut sous-sol I

Niveau -3,06:

Element Constructif	Formule de calcul	Application numérique	Masse [t]
Plancher	$G \times S$	$0,558 \times 470,70$	262,65
Poteaux	$b \times h \times H \times n \times \gamma_{ba}$	$\left[(0,50 \times 0,70 \times 37) + \left(\frac{\pi \times 0,70^2}{4} \times 3 \right) \right] \times \left(\frac{2,66}{2} + 3,06 \right) \times 2,5$	154,79
Poutres principales	$b \times h \times \gamma_{ba} \times \sum L_i$	$0,3 \times 0,40 \times 2,5 \times 165,90$	49,77
Poutres secondaires	$b \times h \times \gamma_{ba} \times \sum L_i$	$0,3 \times 0,40 \times 2,5 \times 124,05$	37,21
voile	$H \cdot \sum L_i \times \gamma_{bc} \times e_{voile}$	$4,39 \cdot [(38,70 \times 0,20) + 2 \cdot (8,20 \times 0,15)] \times 2,50$	111,94
Balcon	$\sum S \times e_{voile} \times \gamma_{bc}$	$(10,65 + 1,60) \times 0,15 \times 2,50$	4,60
Murs extérieurs	$80 \% H \cdot \sum G \times L_i$	$0,8 \times 4,39 \cdot [(65,80 \times 0,271) + (34 \times 0,12)]$	76,94
Murs intérieurs	$80 \% H \cdot \sum G \times L_i$	$0,80 \times 4,39 \cdot (0,271 \times 20,50 + 0,12 \times 254,00)$	126,55
Cage d'escalier	$\sum (G_{voiles} + G_{paliers})$	$2 \cdot [(0,68 \times 4,80 \times 1,50) + (0,483 \times 1,80 \times 1,60 \times 2)]$	15,36
Charge Permanente G_0	$G_{acr} + G_{planc} + G_{P.P} + G_{P.S} + G_{Poi} + G_{Murs}$	$262,65 + 154,79 + 49,77 + 37,21 + 111,94 + 4,60 + 76,94 + 126,55 + 15,36$	839,81
Surcharge Q_0	$\sum (Q_{plancher} + Q_{escalier} + Q_{balcon})$	$0,50 \times 470,70 + 0,25 \times 25,92 + 0,35 \times 12,25$	246,12
Le poids W_0	$G_0 + 0,20 \cdot Q_0$	$839,81 + 0,20 \times 246,12$	889,03

N.B : on procède de la même méthode pour le calcul du poids des autres planchers et on trouve les résultats mentionnés ci-dessous :

Figure V.5.h.1. : Modélisation du bâtiment.



D'après le RPA99V2003 le poids total de la structure est égal à :

$$W = \sum_1^{10} W_i; \text{ donc: } W = 7352,87t$$

V.6. Calcul de la force statique équivalente par la méthode dynamique modale spectrale :

La force sismique totale à la base de la structure est donnée par la formule :

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

- Dans le sens des X $\Rightarrow V_x = \frac{0,15 \cdot 1,386 \cdot 1,10}{5} \cdot 7352,87 = 336,30t$

- Dans le sens des Y $\Rightarrow V_y = \frac{0,15 \cdot 1,104 \cdot 1,10}{5} \cdot 7352,87 = 267,88t$

V.6.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur:

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules:

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec:

F_t : la force concentrée au sommet de la structure ; $F_t = 0,07 T.V$

Et puisque on a $T = 0,64\text{sec} < 0,7\text{s} \rightarrow F_t = 0$

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule:

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=0}^{10} W_j h_j}$$

F_i : effort horizontal revenant au niveau (i)

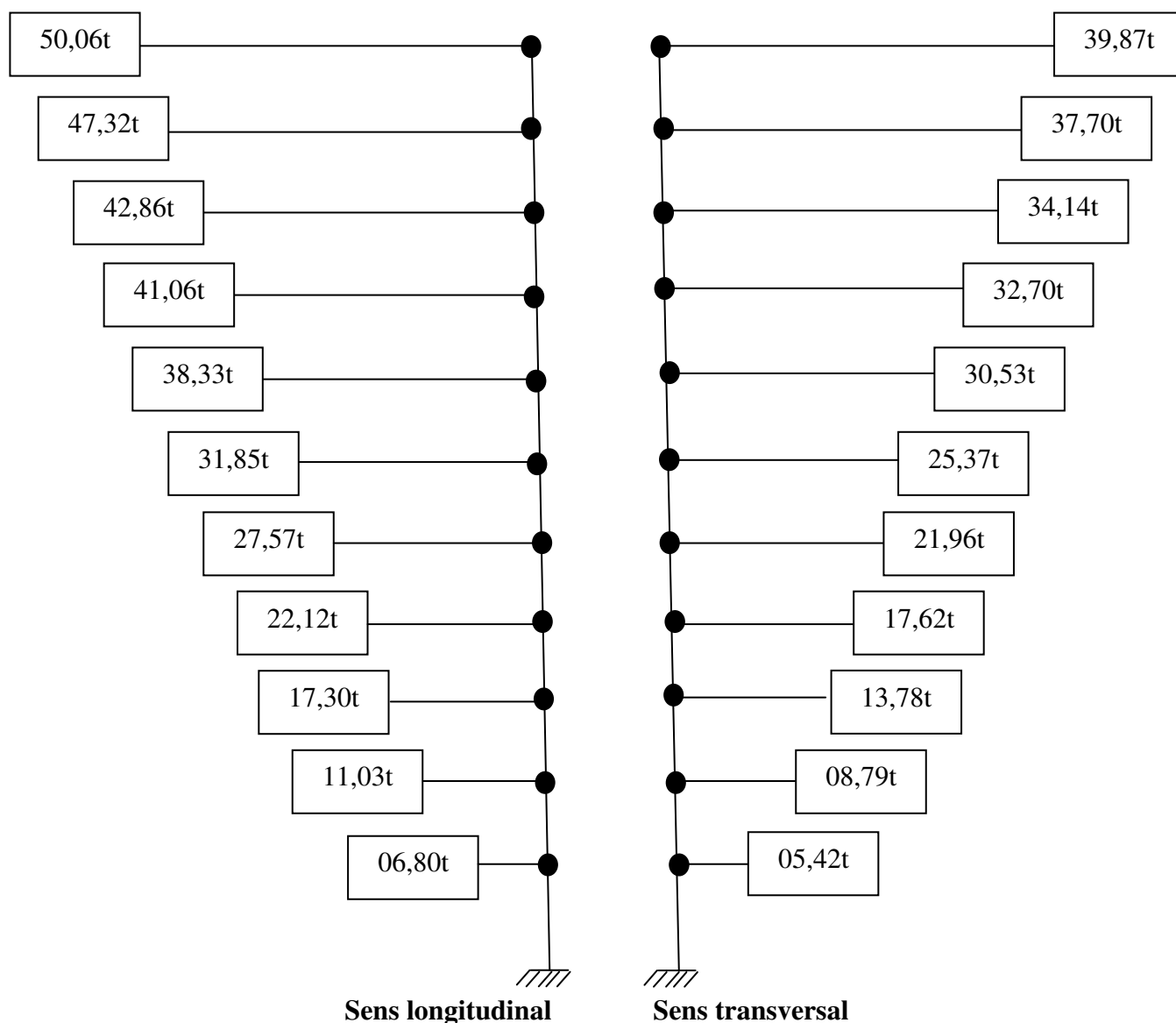
h_i : niveau du plancher où s'exerce la force (F_i)

h_j : niveau d'un plancher quelconque

W_i, W_j : poids revenant aux planchers.

$$\begin{aligned} \sum_{j=0}^{10} W_j h_j &= (3,26)889,03 + (6,32).744,14 + (10,23).720,58 + (13,97).674,83 + (17,71).663,57 \\ &+ (21,11).642,96 + 666,52.(24,51) + 626,96.(27,91) + 583,37.(31,31) + 581,08.(34,71) + 559,83.(38,11) = 14332940\text{t.m} \end{aligned}$$

Figure V.6.1. : Distribution des efforts sismiques dans chaque niveau dans les deux sens.



Selon le **RPA99V2003 article 4.3.6** la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si $V_t < 0,80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0,8 V/V_t$.

Tableau V.6.1.a.: Les Réactions à la base de la structure

	$\Sigma F_x [kN]$	$\Sigma F_y [kN]$
E_x	2785,44	506,68
E_y	506,72	2624,81

$$V_{X(Dynamique)} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = \sqrt{|2785,44|^2 + |506,68|^2} = 2831,15 \text{ kN}$$

$$V_{Y(Dynamique)} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = \sqrt{|506,72|^2 + |2624,81|^2} = 2673,27 \text{ kN}$$

Tableau V.6.1.b.: vérification de la résultante des efforts sismiques à la base de la structure

	$V_{Dynamique} [kN]$	$V_{Statique} [kN]$	$0,80.V_{Statique}$	$0,80.V_{Statique} \leq V_{Dynamique}$
E_x	2831,15	3363,00	2690,40	Condition vérifiée
E_y	2673,27	2678,80	2223,04	Condition vérifiée

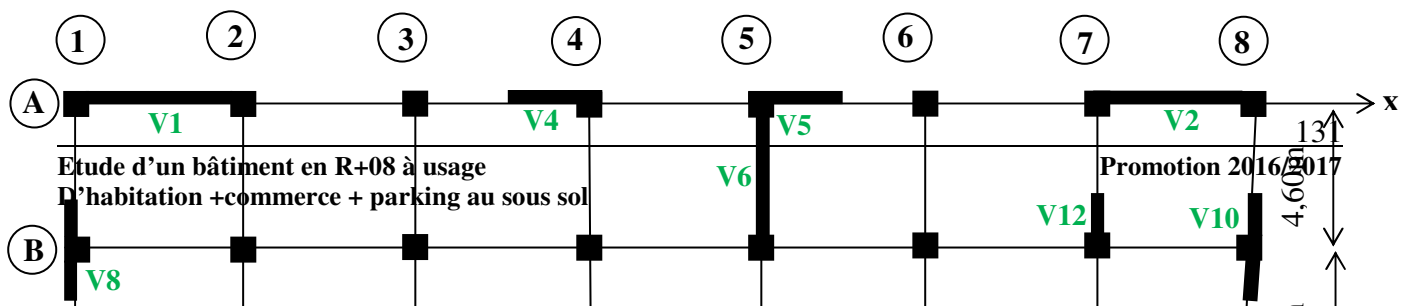
V.7. Modélisation de la structure :

Il est à présent clair que l’une des étapes incontournables lors d’une analyse dynamique d’une structure est sa modélisation adéquate.

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan et régulière en élévation, contreventée par un système mixte (portique voiles).

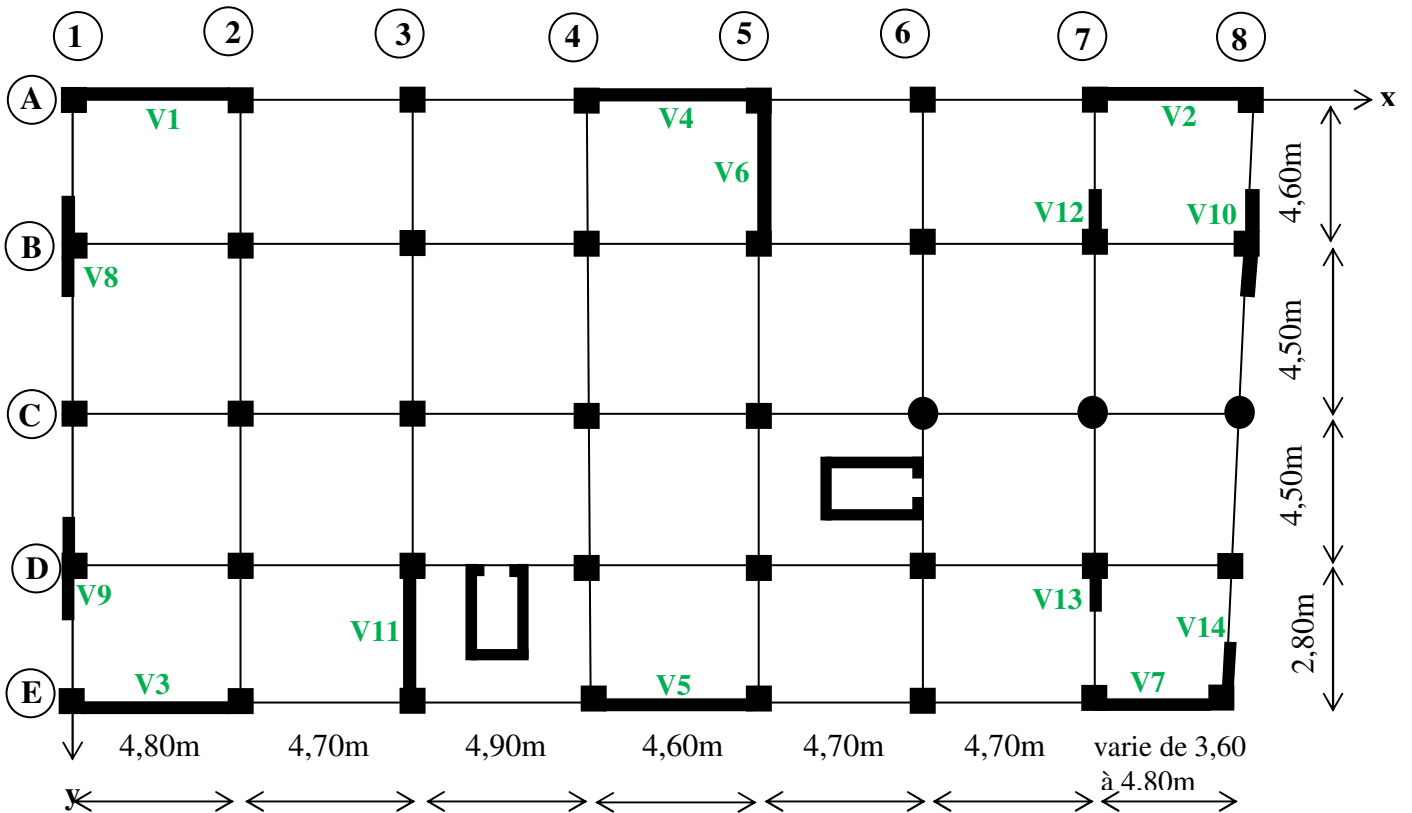
Notre structure a un parking au niveau du sous-sol, de plus elle présente une architecture (vue en plan) différente d’un niveau à l’autre. Tout cela complique de manière conséquente le choix du positionnement des voiles. En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.
- En respectant l’architecture et en suivant les critères ci-dessus on a opté pour les distributions suivantes :



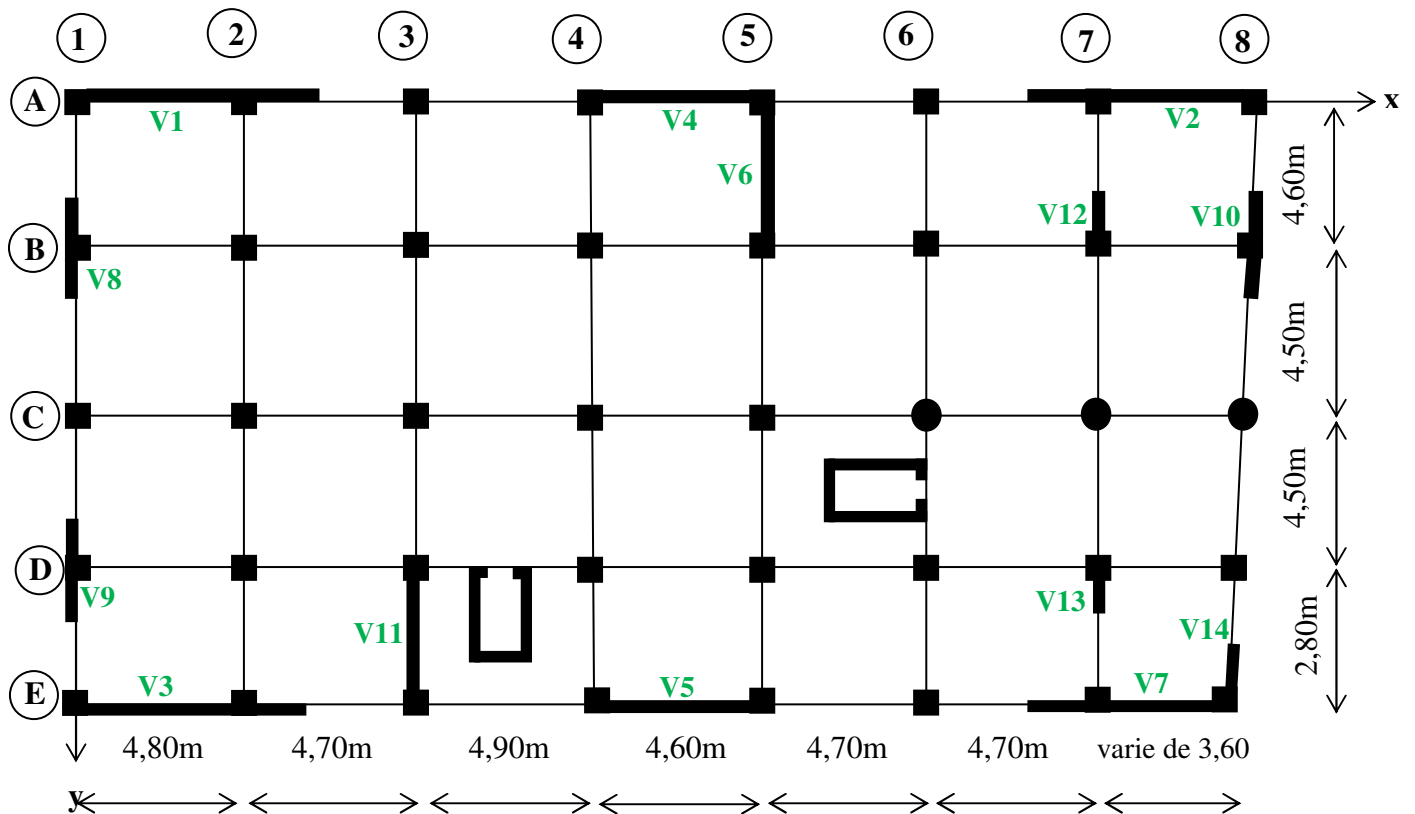
Variante 01 De La Disposition Des Voiles

$T=0,83\text{sec} < T=0,84\text{sec}$



Variante 02 De La Disposition Des Voiles

$T=0,80\text{sec} < T=0,84$



Variante 03 De La Disposition Des Voiles

$$T=0,79\text{sec} < T=0,84\text{sec}$$

Parmi les trios variantes en opte la deuxième variante qui permis d'avoir une faible période et plus économique tout on respectant l'aspect architectural de notre structure.

V.7.Caractéristiques géométriques des voiles :

Les voiles doivent respecter un certain nombre de dispositions constructives imposées par le règlement parasismique algérien (RPA99/version 2003). Le choix de l'épaisseur des voiles de contreventement et décrit dans le chapitre 3.

On a opté dans le pré-dimensionnement (Chapitre II.4 de la présente mémoire) les dimensions suivants des voiles :

$$V1= V2 = V3 (e=20 ;l=4,80)$$

$$V4= V5 = V6 (e=20 ;l=4,60)$$

$$V7 (e=20 ; l=3,60)$$

$$V8= V9= V10 (e=20 ; l=3,00)$$

$$V11 (e=25 ;l=2,80)$$

$$V12= V13 =V14 (e=25 ;l,50)$$

Et on a aussi les voiles périphérique autour des deux accesseurs qui ont participés aussi au contreventement intérieur de notre structure vu la difficulté de la création des voile de contreventement à l'intérieur avec une épaisseur de 15cm.

V.8. Caractéristiques géométriques et massique de la structure

V.8.1. Détermination des masses et centres de masse par étage :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i,

X_i , Y_i : coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global.

Tableaux V.8.1.a. : caractéristiques massiques

Niveau	Calcul Manuel	Calcul Automatique
	W [t]	W [t]
Sous-sol 2	0889,03	0897,80
Sous-sol 1	0744,14	0714,37
R.D.C	0720,58	0654,22
1er. Etage	0674,83	0677,25
2eme. Etage	0663,57	0668,82
3eme. Etage	0642,96	0421,99
4eme. Etage	0666,52	0686,92
5eme. Etage	0626,96	0659,04
6eme. Etage	0583,37	0652,02
7eme. Etage	0581,08	0606,01
8eme. Etage	0559,83	0697,70
TOTAL[t]	7352,87	7336,14

Tableaux V.8.1.b.: Caractéristiques géométriques

Niveau	Position du centre de masse			Position du centre de torsion		Excentricité calculé	
	Masse[t]	XG [m]	YG [m]	XCR[m]	YCR[m]	ex[m]	ey[m]
Sous-sol 2	0889,03	17,06	07,76	16,66	08,87	0,40	1,11
Sous-sol 1	0744,14	16,46	08,06	16,66	08,86	0,19	0,79
R.D.C	0720,58	16,58	07,43	16,81	09,41	0,24	1,98
1er. Etage	0674,83	16,56	07,40	16,90	09,24	0,34	1,85
2eme. Etage	0663,57	16,71	07,49	16,82	09,27	0,11	1,77
3eme. Etage	0642,96	16,64	09,55	16,58	09,57	0,06	0,02
4eme. Etage	0666,52	16,67	09,57	16,52	09,65	0,15	0,11
5eme. Etage	0626,96	16,65	09,54	16,58	09,66	0,07	0,12
6eme. Etage	0583,37	16,67	09,54	16,58	09,66	0,08	0,14
7eme. Etage	0581,08	16,68	09,52	16,59	09,70	0,10	0,17
8eme. Etage	0559,83	16,68	09,53	16,59	09,70	0,09	0,11

(XCR, YCR) : Coordonnées du centre de rigidité (ou de torsion.)

ex: excentricité théorique suivent x

ey: excentricité théorique suivent y

▪ **L'excentricité théorique :**

Dans notre cas (analyse tridimensionnelle) en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0,05 L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

Sens X : $e_{acc} = 0,05 \times 33,90 = 1,695m$

Sens Y : $e_{acc} = 0,05 \times 17,10 = 0,855m$

V.8.2. Nombre de modes à considérer :

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) :

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

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale a 90%au moins de la masse totale de la structure.

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

V.8.3. Résultats de l'analyse dynamique par programme autodesk analysis structural

Robotat 2009 :

Tableaux V.8.3.a. :Périodes et facteurs de participation modale :

Mode	Periode	ax (%)	ay (%)	Nature
1	0,80	0,89	53,54	Trans x
2	0,62	52,42	54,40	Trans y
3	0,56	52,63	54,69	torsion

Tableaux V.8.3. b. : Déplacement maximum absolu de chaque niveau :

Niveau	Déplacements maximums	
	Sens x	Sens y
Sous-sol 2	0,00	0,00
Sous-sol 1	0,30	0,00
R.D.C	0,20	0,10
1er. Etage	0,30	0,30
2eme. Etage	0,40	0,40
3eme. Etage	0,70	0,70
4eme. Etage	0,90	0,90
5eme. Etage	1,20	1,20
6eme. Etage	1,90	1,90
7eme. Etage	1,10	1,70
8eme. Etage	1,90	1,90

Tableaux V.8.3. c. : Les déplacements maximaux :

Direction	3DDL					
	Ux[cm]	Uy[cm]	Uz[rad. 10-3]	Rx[rad. 10-3]	Ry[rad. 10-3]	Rz[rad. 10-3]
Déplacement	1,8	2,1	-0,6	0,001	0,002	0,002

Tableaux V.8.3. d. : Les réactions à la base :

SPECTRE	F1[kN]	F2[kN]	F3[kN]	M1[KN.m]	M2[KN.m]	M3[KN.m]
EX	2785,44	506,68	0,00	10084,76	52262,21	27877,15
EY	506,72	2624,81	0,00	47713,71	10593,81	40689,43

V.9. Vérifications diverses :

V.9. 1.Vérification des déplacements latéraux inter-étages :

Sous l'action des forces horizontales, la structure subira des déplacements horizontaux et selon le

RPA99V2003 article 5.10 :

- les déplacements doivent être accumulés pour chaque élément de contreventement
- les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

- R: coefficient de comportement ; R = 5
- δ_{ek} : déplacement dus aux forces sismiques Fi (y compris de torsion).

les déplacements latéraux inter-étages doit nécessairement être vérifiée l'inégalité ci-dessous :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

- $\bar{\Delta} = 0,01h_e$
- h_e : représente la hauteur de l'étage.

Et :

$$\delta_K^x = R \times r_x \times \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R \times r_y \times \delta_{eK}^y$$

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

: Correspond au Δ_K^x

déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x' (idem dans le sens y-y, Δ_K^y).

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

D'après les résultats des calculs trouvés par le programme **autodesk robot structural analysis Professional 2009** ; On prend le déplacement maximum de chaque niveau et pour chaque combinaison accidentelle et on résume les résultats trouvés dans les deux tableau ci-dessous :

Tableau V.9. 1.a. : Tableau récapitulatifs des déplacements maximums des étages $\delta_{eK}^x [cm]$

Niveau Combinaison	Sous sol 2	Sous sol 1	R.D.C	1 ^{er} . Etage	2eme. Etage	3eme. Etage	4eme. Etage	5eme. Etage	6eme. Etage	7eme. Etage	8eme. Etage
Ex	0,00	0,00	0,00	0,10	0,20	0,40	0,60	0,70	1,90	1,10	1,30
Ey	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,10	0,10	0,10	0,20	0,20	0,30
G+Q+Ex	0,00	0,30	0,20	0,20	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,10	1,30
G+Q-Ex	0,00	0,30	0,20	0,00	-0,10	-0,20	-0,40	-0,50	-0,70	-0,90	-1,10
G+Q+Ey	0,00	0,30	0,20	0,10	0,00	0,10	0,10	0,10	0,20	0,20	0,30
G+Q-Ey	0,00	0,30	0,20	0,10	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,10	-0,10	0,10
G+Q+1,20Ex	0,00	0,30	0,20	0,20	0,30	0,50	0,70	0,90	1,10	1,40	1,60
G+Q-1,20Ex	0,00	0,20	0,20	0,20	0,20	0,40	0,60	0,80	0,90	1,10	1,30
G+Q+1,20Ey	0,00	0,30	0,20	0,20	-0,10	-0,20	-0,50	-0,70	-0,90	-1,10	-1,30
G+Q-1,20Ey	0,00	0,30	0,20	0,10	0,00	0,00	0,00	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10
0,8G +Ex	0,00	0,30	0,20	0,30	0,40	0,70	0,90	1,20	1,40	1,70	1,90
0,8G -Ex	0,00	0,20	0,20	0,00	-0,10	-0,20	-0,40	-0,50	-0,70	-0,90	-1,10
0,8G +Ey	0,00	0,20	0,20	0,10	0,00	0,10	0,10	0,10	0,20	0,20	0,30
0,8G -Ey	0,00	0,20	0,20	0,00	0,00	0,00	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10
$\bar{\Delta} [cm]$	3,26	3,06	3,91	3,74	3,74	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40
$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V

Tableau V.9. 1.b. : Tableau récapitulatifs des déplacements maximums des étages $\delta_{eK}^y [cm]$

Niveau Combinaison	Sous sol 2	Sous sol 1	R.D.C	1 ^{er} . Etage	2eme. Etage	3eme. Etage	4eme. Etage	5eme. Etage	6eme. Etage	7eme. Etage	8eme. Etage
Ex	0,00	0,00	0,00	0,00	0,10	0,10	0,10	0,10	0,20	0,20	0,30
Ey	0,00	0,00	0,00	0,20	0,30	0,50	0,80	1,00	1,20	0,40	1,60
G+Q+Ex	0,00	0,00	0,00	0,20	0,10	0,10	0,10	0,10	0,20	0,20	0,20
G+Q-Ex	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	0,00	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10
G+Q+Ey	0,00	0,00	0,10	0,30	0,30	0,50	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60
G+Q-Ey	0,00	0,00	0,00	0,10	-0,10	-0,20	-0,50	-0,60	-0,80	-1,00	-1,10
G+Q+1,20Ex	0,00	0,00	0,00	0,20	0,10	0,10	0,10	0,20	0,20	0,30	0,30
G+Q-1,20Ex	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	0,00	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10
G+Q+1,20Ey	0,00	0,00	0,10	0,30	0,40	0,70	0,90	1,20	1,40	1,70	1,90
G+Q-1,20Ey	0,00	0,00	0,00	0,10	-0,20	-0,30	-0,60	-0,80	-1,00	-1,20	-1,40
0,8G +Ex	0,00	0,00	0,00	0,20	0,10	0,10	0,10	0,10	0,20	0,20	0,30
0,8G -Ex	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	0,00	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10
0,8G +Ey	0,00	0,00	0,10	0,30	0,30	0,50	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60
0,8G -Ey	0,00	0,00	0,00	0,10	-0,10	-0,20	-0,50	-0,60	-0,80	-1,00	-1,20
$\bar{\Delta} [cm]$	3,26	3,06	3,91	3,74	3,74	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40
$\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V

V.9.2. Justification de l'effet P-Δ :

selon le **RPA99/version 2003 article 5.9** ;les effets du 2° ordre(ou effet **P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est s satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,10$$

PK: poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau "K" avec :

$$P_K = \sum (W_G + 0,2 W_Q)$$

VK: effort tranchant d'étage au niveau "K" (VK = ∑ Fi).0

ΔK: déplacement relatif du niveau "K" par rapport au niveau "K-1".

hK: hauteur de l'étage "K".

Si $0,10 \leq \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur:

$$\frac{1}{1 - \theta_K}$$

Si $\theta > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

▪ **Sens longitudinal :**

Niveau Combinaison	Sous sol 2	Sous sol 1	R.D.C	1 ^{er} . Etage	2eme. Etage	3eme. Etage	4eme. Etage	5eme. Etage	6eme. Etage	7eme. Etage	8eme. Etage
Ex	0,00	0,00	0,00	0,10	0,20	0,40	0,60	0,70	1, 90	1,10	1,30
Ey	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,10	0,10	0,10	0,20	0,20	0,30
G+Q+Ex	0,00	0,30	0,20	0,20	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,10	1,30
G+Q-Ex	0,00	0,30	0,20	0,00	-0,10	-0,20	-0,40	-0,50	-0, 70	-0,90	-1,10
G+Q+Ey	0,00	0,30	0,20	0,10	0,00	0,10	0,10	0,10	0,20	0,20	0,30
G+Q-Ey	0,00	0,30	0,20	0,10	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,10	-0,10	0,10
G+Q+1,20Ex	0,00	0,30	0,20	0,20	0,30	0,50	0,70	0,90	1,10	1,40	1,60
G+Q-1,20Ex	0,00	0,20	0,20	0,20	0,20	0,40	0,60	0,80	0,90	1,10	1,30
G+Q+1,20Ey	0,00	0,30	0,20	0,20	-0,10	-0,20	-0,50	-0,70	-0,90	-1,10	-1,30
G+Q-1,20Ey	0,00	0,30	0,20	0,10	0,00	0,00	0,00	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10
0,8G +Ex	0,00	0,30	0,20	0,30	0,40	0,70	0,90	1,20	1,40	1,70	1,90
0,8G -Ex	0,00	0,20	0,20	0,00	-0,10	-0,20	-0,40	-0,50	-0,70	-0,90	-1,10
0,8G +Ey	0,00	0,20	0,20	0,10	0,00	0,10	0,10	0,10	0,20	0,20	0,30
0,8G -Ey	0,00	0,20	0,20	0,00	0,00	0,00	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10	-0,10
Δ[cm]	3,26	3,06	3,91	3,74	3,74	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40
Δ ^x ≤ Δ̄	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V	C.V

Niveau	p[t]	Δ_K^x [m]	v_x [t]	h[m]	θ
Sous-sol 2	0889,03	0,00	258,62	3,26	0,0000
Sous-sol 1	0744,14	0,00	261,80	3,06	0,0000
R.D.C	0720,58	0,00	211,42	3,91	0,0000
1 ^{er} . Etage	0674,83	0,10	194,21	3,74	0,0009
2eme. Etage	0663,57	0,20	175,32	3,74	0,0020
3eme. Etage	0642,96	0,10	147,41	3,40	0,0013
4eme. Etage	0666,52	0,00	129,18	3,40	0,0000
5eme. Etage	0626,96	0,00	112,65	3,40	0,0000
6eme. Etage	0583,37	0,00	077,58	3,40	0,0000
7eme. Etage	0581,08	0,00	068,38	3,40	0,0000
8eme. Etage	0559,83	0,00	022,07	3,40	0,0000

$\theta < 0,1$ donc l'effet P- Δ est négligeable

▪ Sens transversal :

Niveau	p[t]	Δ_K^y [m]	v_y [t]	h	θ
Sous-sol 2	0889,03	0,00	42,50	3,26	0,0000
Sous-sol 1	0744,14	0,00	42,99	3,06	0,0000
R.D.C	0720,58	0,10	35,97	3,91	0,0000
1 ^{er} . Etage	0674,83	0,10	35,85	3,74	0,0050
2eme. Etage	0663,57	0,10	30,65	3,74	0,0116
3eme. Etage	0642,96	0,10	24,21	3,40	0,0078
4eme. Etage	0666,52	0,10	20,96	3,40	0,0000
5eme. Etage	0626,96	0,10	18,25	3,40	0,0000
6eme. Etage	0583,37	0,00	09,28	3,40	0,0000
7eme. Etage	0581,08	0,00	08,55	3,40	0,0000
8eme. Etage	0559,83	0,10	02,52	3,40	0,0000

$\theta < 0,1$ l'effet P- Δ est négligeable

Donc l'effet P- Δ est négligeable pour les deux directions.

V.9.3. Stabilité au renversement:

On doit vérifier que sous l'effet des forces sismiques le bâtiment ne se renverse pas:

$$M_s / M_r \geq F_s$$

Avec:

M_s : le moment stabilisant qui sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la structure.

Mr : le moment de renversement qui peut causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

$$M_r = \sum F_k \cdot L_k$$

$$M_s = W_T \cdot L$$

F_s : coefficient de sécurité , $F_s = 1,5$

F_k : effort sismique au niveau "k"

L_k : distance minimale entre le centre de gravité et les extrémités de la structure suivant la direction considérée.

		Sens transversal		Sens longitudinal	
Niveau	L_{xk} (m)	L_{yk} (m)	F_{kx} (t)	F_{ky} (t)	
Sous-sol 2	33,20	16,40	258,62	42,50	
Sous-sol 1	33,20	16,40	261,80	42,99	
R.D.C	33,20	16,40	211,42	35,97	
1 ^{er} . Etage	33,20	16,40	194,21	35,85	
2 ^{eme} . Etage	36,00	16,40	175,32	30,65	
3 ^{eme} . Etage	36,00	16,40	147,41	24,21	
4 ^{eme} . Etage	36,00	16,40	129,18	20,96	
5 ^{eme} . Etage	36,00	16,40	112,65	18,25	
6 ^{eme} . Etage	36,00	16,40	077,58	09,28	
7 ^{eme} . Etage	36,00	16,40	068,38	08,55	
8 ^{eme} . Etage	36,00	16,40	022,07	02,52	

Sens longitudinal :

$$M_r = \sum F_{ky} \cdot L_k = 2228,186t.m$$

$$M_s = W_T \cdot L = 7336,14 \cdot (16,40 / 2) = 60156,348 t.m$$

$$M_s / M_r = 26,997 > F_s = 1,5 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Sens transversal :

$$M_r = \sum F_{kx} \cdot L_k = 28566,8522t.m$$

$$M_s = W_T \cdot L = 7336,14 \cdot (33,20 / 2) = 121779,92t.m$$

$$M_s / M_r = 4,26 > F_s = 1,5 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

FINALEMENT :

On peut dire que suivant le règlement parasismique algérienne **RPA99/version 2003** notre structure est stable dans le cas de présence d'action sismique .

VI.1.Introduction:

Les actions climatiques sont l'ensemble des charges agissant sur la structure dont l'origine est liée au climat comme :

- La neige.
- Le sable.
- Le vent.
- La température.

L'application de ces derniers peut être périodique (selon les saisons) ou permanent (nature du site).

Les actions climatiques sont données dans le **DTR : Règle NV99** et sont classées dans deux groupes d'actions verticale et horizontale

- Charge verticale (neige, sable).
- Charge horizontale (vent).

Le vent est assimilé à des forces statique appliqué à la construction ; Ces forces dépendent de la région, de l'altitude, et des dimensions la structure.

Les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage ; pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différents parois d'une structure.

VI.2. Application du R N V 99 :

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction.

Pour une construction rectangulaire, on considérera les deux directions du vent.

VI.3.Action du vent sur la construction :

VI.3.1.Vérification à la stabilité d'ensemble : Cette vérification s'effectue en faisant les étapes suivantes :

VI.3.1.1.Détermination du coefficient dynamique Cd :

Données relatives au site :

- **Catégorie du site :** Selon L'article 1.1.3 du chapitre 02 du R N V 99 notre ouvrage est classé dans la catégorie 1

- **Facteurs de site :**

D'Après le tableau 2.4 du chapitre 02 du R N V 99 notre ouvrage est classé dans la Zone IV qui caractérisé par les paramètres suivantes :

facteur de terrain. Kt	paramètre de rugosité Z0[m]	hauteur minimale Zmin[m]	coefficient ϵ
0,24	1	16	0,46

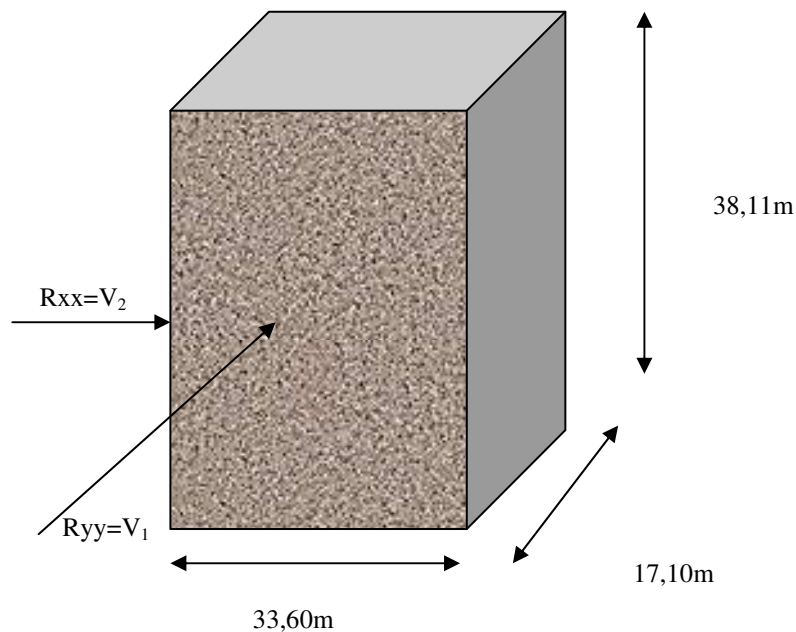
▪ **Coefficient de topographie C_t :**

D'Après le **tableau 2.5 du chapitre 02 du R N V 99** notre ouvrage se trouve dans un Site plat avec un coefficient de topographie $C_t=1$.

▪ **Pression dynamique de référence q_{ref} :**

D'Après le **tableau 2.3 du chapitre 02 du R N V 99** notre ouvrage est classé en Zone I avec une pression

dynamique de référence $q_{ref}=375 \text{ N/M}^2$.



RXX : La résultante des actions du vent sur les parois suivant la direction XX .

RYY : La résultante des actions du vent sur les parois suivant la direction YY .

Notre bâtiment étant en béton armé, la valeur de C_d doit être déterminée à l'aide de l'abaque donnée dans la figure 3.1 du RNV99.

▪ **Sens x-x :**

Pour $h = 38,11 \text{ m}$ et $b = 33,90 \text{ m}$.

D'Après l'abaque de la **figure 3.1 du Chapitre 03 du R N V 99** :

On aura : **$C_d = 0,94$**

▪ **Sens y-y :**

Pour $h = 38,11 \text{ m}$ et $b = 17,10 \text{ m}$.

Et on à aussi :

On aura : $C_d = 0,96$

Remarque : $C_d < 1,2$ la structure est peu sensible aux excitations dynamiques (**Chapitre 1 Art.3.1 du R N V 99**)

VI.3.1.2.Détermination de la pression dynamique q_{dyn} :

Selon **Chapitre 2 Art.3.2 du R N V 99** ; Pour une structure permanente la formule vaut :

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \cdot C_e(Z_j)$$

avec : $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$;

et : C_e est le Coefficient d'exposition au vent

a. Calcul du coefficient d'exposition au vent C_e :

Selon **Chapitre 2 Art.3.2 du R N V 99** ; la structure est peu sensible aux excitations dynamiques, C_e est donné par :

$$C_e(Z_i) = C_r(Z_i)^2 * C_t(Z_i)^2 * \left[1 + \frac{7K_t}{C_r(Z_i) * C_t(Z_i)} \right]$$

avec : $C_t(Z_j) = 1$.

Et : C_r est le coefficient de rugosité, il est définit par la loi logarithmique :

$$\begin{cases} C_r = K_t \ln\left(\frac{Z_j}{Z_0}\right) & \text{Pour } Z_{\min} = 16\text{m} \leq Z \leq 200 \text{ m} \\ C_r = K_t \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right) & \text{Pour } Z < Z_{\min} = 16 \text{ m} \end{cases}$$

Avec: K_t est le facteur de terrain ($K_t = 0,24$)

C_r est coefficient de rugosité donné par la formule suivante:

Z_{\min} est hauteur minimale ($Z_{\min} = 16\text{m}$)

Z_0 est paramètre de rugosité ($Z_0 = 1 \text{ m}$)

Z est hauteur considérée ($Z = 38,11 \text{ m}$)

$$C_r(z) = K_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,24 \times \ln\left(\frac{3,26}{1}\right)$$

$$\Rightarrow C_r(3,26) = 0,28$$

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_t}{C_t(z) \times C_r(z)} \right] = 1 \times 0,28^2 \times \left[1 + \frac{7 \times 0,24}{1 \times 0,28} \right]$$

$$C_e(3,26) = 0,55$$

$$q_{dyn} = q_{ref} \times C_e(3,26) = 375 \times 0,55$$

$$q_{dyn} = 206,25 \text{ N/m}^2$$

Tableau VI.3.1.2.a.: Les valeurs de pression dynamique suivant la hauteur de la construction

Niveau	Zj[m]	Cr	Ce	Qdyn [N/m ²]
Sous-sol 2	+3,26	0,28	0,55	206,25
Sous-sol 1	+6,32	0,44	0,93	348,75
R.D.C	+10,23	0,56	1,26	472,5
1 ^{er} . Etage	+13,97	0,63	1,45	543,75
2eme. Etage	+17,71	0,69	1,63	611,25
3eme. Etage	+21,11	0,73	1,75	656,25
4eme. Etage	+24,51	0,77	1,88	705
5eme. Etage	+27,91	0,80	1,98	742,5
6eme. Etage	+31,31	0,83	2,08	780
7eme. Etage	+34,71	0,85	2,15	806,25
8eme. Etage	+38,11	0,87	2,22	832,5

VI.3.1.3. Calcul des pressions :

VI.3.1.3.1. Vent selon direction V₁

a. Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Pour les parois verticales, il convient de les diviser comme l'indique la figure 5.1. Les valeurs de C_{pe,10} et C_{pe,1} sont données dans Selon **Chapitre 5 Art.1 du R N V 99**

Fig VI.2.3.: Vue en plan et en élévation paroi verticale.

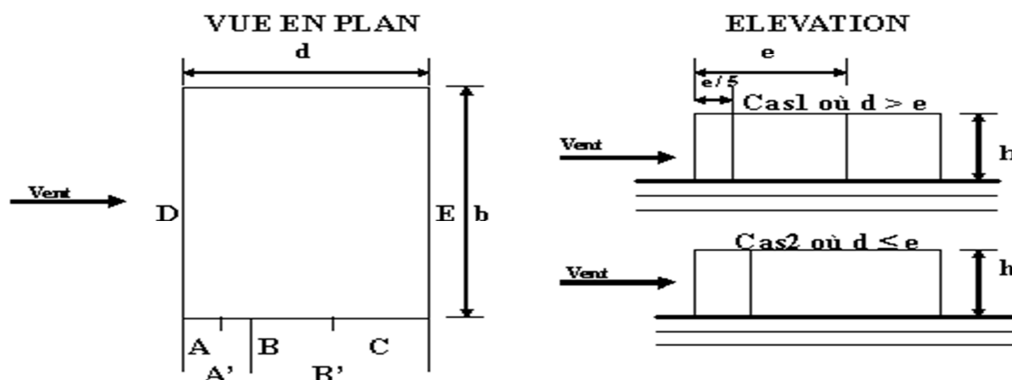


Tableau.V I.3.1.3.1.a. :Valeurs de C_{pe} Pour les parois verticales du bâtiment à base rectangulaire.

A,A'		B,B'		C		D		E	
C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}	C _{pe,10}	C _{pe,1}
-1	-1,3	-0,8	-1	-0,5	-0,5	0,8	1	-0,3	-0,3

a. 1.Parois verticales

Pour cette direction du vent V₁, b = 33,90 m ; d = 17,10 m ; e = Min (b ; 2h)

e =Min (33,90 ; 2*38,11) =33,90m ;

d=17,10m<e=33,90m⇒Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondants à ces zones sont portées sur le figure ci après

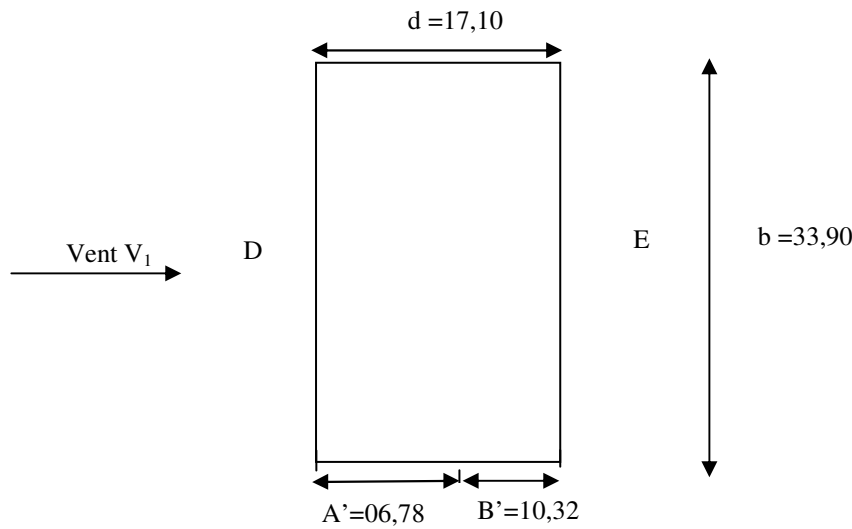


Figure VI.3.1.3.1.a.1.: C_{pe} Paroi verticale-Direction V₁

a.2. Toiture : Les zones de pression et les valeurs respective des coefficients de pression son portées sur la figure ci-dessous

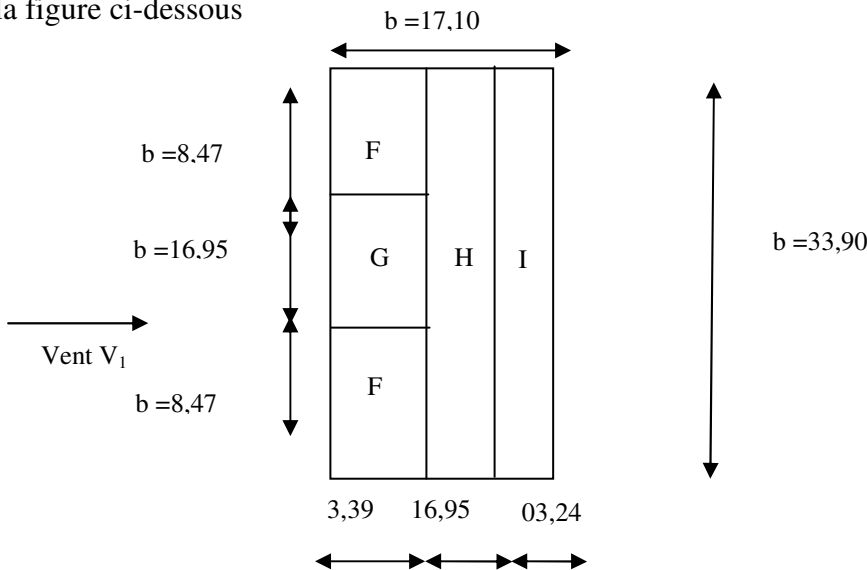


Figure VI.3.1.3.1.a.2.: C_{pe}-Toiture-Direction V₁

D'après l'article 1.1.1.2 Chapitre 5 du R N V 99 le coefficient de pression extérieure C_{pe} est égale au coefficient de pression pour une surface charge de 10m² carrée puisque dans notre cas tous les surfaces(S) charges des parois considérées sont supérieur à 10m²

$$C_{pe} = C_{pe,10}$$

b.Coefficients de pression intérieure C_{pi}

Le bâtiment est une construction étanche au vent, on utilise $C_{pi}=0,00$

c.Calcul des pressions

Les pressions q_i sont calculées à l'aide de la formule ce qui donne

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(z_j) (C_{pe} - C_{pi})$$

Avec : $C_d = 0,94$ et $C_{pi} = 0$

q _{dyn} [N/m ²]	A'			B'			D			E		
	C _{pe}	C _{pi}	q [N/m ²]	C _{pe}	C _{pi}	q [N/m ²]	C _{pe}	C _{pi}	q [N/m ²]	C _{pe}	C _{pi}	q [N/m ²]
206,25	-1	0	-193,88	-0,8	0	-155,10	+0,8	0	155,10	-0,3	0	-58,16
348,75	-1	0	-327,83	-0,8	0	-262,26	+0,8	0	262,26	-0,3	0	-98,35
472,5	-1	0	-444,15	-0,8	0	-355,32	+0,8	0	355,32	-0,3	0	-133,25
543,75	-1	0	-511,13	-0,8	0	-408,90	+0,8	0	408,90	-0,3	0	-153,34
611,25	-1	0	-574,58	-0,8	0	-459,66	+0,8	0	459,66	-0,3	0	-172,37
656,25	-1	0	-616,88	-0,8	0	-493,50	+0,8	0	493,50	-0,3	0	-185,06
705	-1	0	-662,70	-0,8	0	-530,16	+0,8	0	530,16	-0,3	0	-198,81
742,5	-1	0	-697,95	-0,8	0	-558,36	+0,8	0	558,36	-0,3	0	-209,39
780	-1	0	-733,20	-0,8	0	-586,56	+0,8	0	586,56	-0,3	0	-219,96
806,25	-1	0	-757,88	-0,8	0	-606,30	+0,8	0	606,30	-0,3	0	-227,36
832,5	-1	0	-782,55	-0,8	0	-626,04	+0,8	0	626,04	-0,3	0	-234,77

Tableau VI.3.1.3.1.c.1: Pression sur les parois verticales - Direction V₁

q _{dyn} [N/m ²]	F			G			H			I		
	C _{pe}	C _{pi}	q [N/m ²]	C _{pe}	C _{pi}	q [N/m ²]	C _{pe}	C _{pi}	q [N/m ²]	C _{pe}	C _{pi}	q [N/m ²]
832,50	-1,6	0,00	-1252,08	-1,1	0,00	-860,81	-0,7	0,00	-547,79	±0,20	0,00	±156,51

Tableau Tableau VI.3.1.3.1.c.2: Pression sur la Toiture plate- Direction V₁

VI.3.1.3.2. Vent selon direction V_2

a.1. Paroi verticales

Pour cette direction du vent V_2 , $b=17,10$ m ; $d=33,90$ m ; $h= 38,11$ m ; $e=\text{Min}(17,10 ; 2*381)= 17,10$ m. Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondants à ces zones sont portées sur la figure ci-après

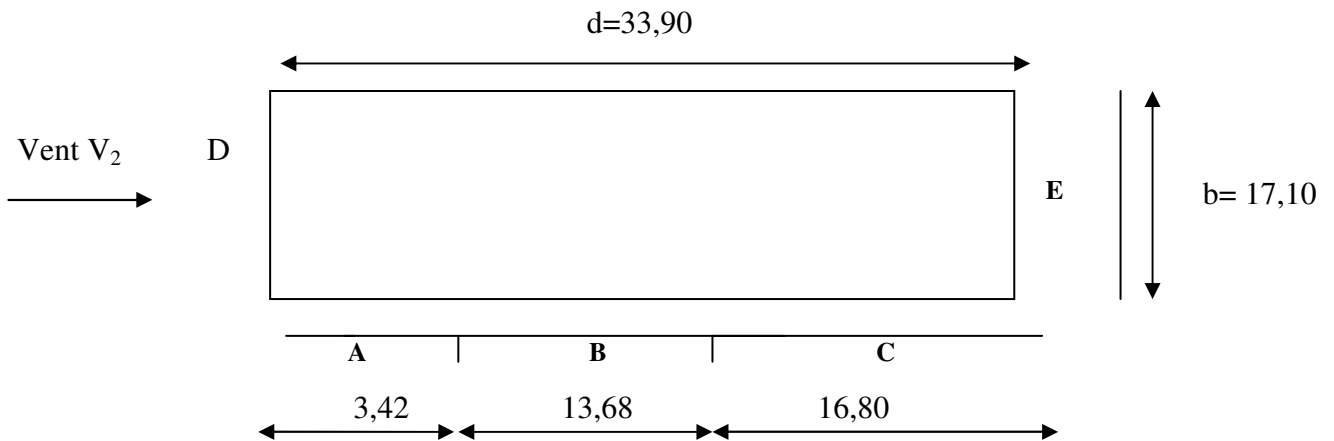


Figure VI.3.1.3.2.a.1. : C_{pe} parois verticales-direction V_2

On a :

$A = e/5=3,42$; $B = e - e/5=13,68$; $C = d-(A+B) =16,8$

a.2.Toiture

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients de pression sont portées sur la figure ci-après.

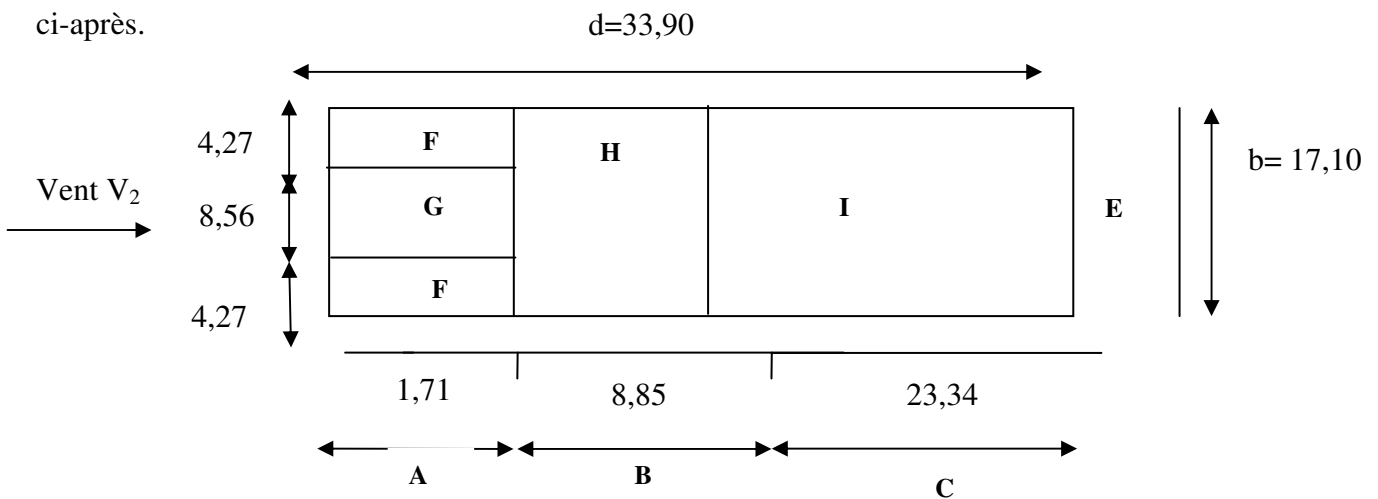


Fig.VI.3.1.3.2.a.2. : C_{pe} toiture plate-direction V_2

b.Coefficients de pression intérieure C_{pi}

Le bâtiment est une construction étanche au vent, on utilise $C_{pi}=0,00$

c.Calcul des pressions

Les pressions q_j sont calculées à l'aide de la formule ce qui donne :

$$q_j = C_d * q_{dyn}(z_j) * [C_{pe} - C_{pi}]$$

Les résultants sont donnés dans les tableaux ci-après

Avec : $C_d = 0,96$ et $C_{pi} = 0$

q _{dyn} [N/m ²]	A		B		C		D		E	
	C _{pe}	q [N/m ²]	C _{pe}	q [N/m ²]	C _{pe}	q [N/m ²]	C _{pe}	q [N/m ²]	C _{pe}	q [N/m ²]
206,25	-1	-198,00	-0,8	-158,40	-0,5	-99,00	0,8	158,40	-0,3	-59,40
348,75	-1	-334,80	-0,8	-267,84	-0,5	-167,40	0,8	267,84	-0,3	-100,44
472,5	-1	-453,60	-0,8	-362,88	-0,5	-226,80	0,8	362,88	-0,3	-136,08
543,75	-1	-522,00	-0,8	-417,60	-0,5	-261,00	0,8	417,60	-0,3	-156,60
611,25	-1	-586,80	-0,8	-469,44	-0,5	-293,40	0,8	469,44	-0,3	-176,04
656,25	-1	-630,00	-0,8	-504,00	-0,5	-315,00	0,8	504,00	-0,3	-189,00
705	-1	-676,80	-0,8	-541,44	-0,5	-338,40	0,8	541,44	-0,3	-203,04
742,5	-1	-712,80	-0,8	-570,24	-0,5	-356,40	0,8	570,24	-0,3	-213,84
780	-1	-748,80	-0,8	-599,04	-0,5	-374,40	0,8	599,04	-0,3	-224,64
806,25	-1	-774,00	-0,8	-619,20	-0,5	-387,00	0,8	619,20	-0,3	-232,20
832,5	-1	-799,20	-0,8	-639,36	-0,5	-399,60	0,8	639,36	-0,3	-239,76

Tableau.VI.3.1.3.2.c.1 : Pression sur les parois verticales - Direction V_2

q _{dyn} [N/m ²]	F			G			H			I		
	C _{pe}	C _{pi}	q [N/m ²]	C _{pe}	C _{pi}	q [N/m ²]	C _{pe}	C _{pi}	q [N/m ²]	C _{pe}	C _{pi}	q [N/m ²]
832,50	-1,6	0,00		-1,1	0,00	-879,12	-0,7	0,00		±0,20	0,00	±159,84
			-1278,72						-559,44			

Tableau.VI.3.1.3.2.c.2 : Pression sur la Toiture- Direction V_2

VI.3.2.Calcul des forces de frottement :

Les constructions pour les quelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles dont

le rapport $d/b \geq 3$, soit le rapport $h/b \geq 3$ ou b en (m) est la dimension de la construction perpendiculaire au vent, h (en m) est la hauteur de la construction, et d (en m) est la dimension de la construction parallèle au vent.

Dans notre cas, cette condition n'est pas vérifiée, alors on peut négliger les effets des forces de frottement.

VI.3.3. Détermination de la force résultante :

La force résultante R , se décompose en deux forces :

Une force globale horizontale F_w , qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et la composante horizontale des forces appliquées à l'acrotère.

Une force de soulèvement

La force résultante R est donnée par la formule suivante

$$R = \sum q_j \times S_j + \sum F \times f_{rj}$$

a. Excentricité de la force globale horizontale

Une excentricité "e" de la force globale horizontale F_w doit être introduite pour les constructions autres pour tenir compte de la torsion.

L'excentricité "e" de la force globale horizontale F_w doit être prise égale à: $e = \pm \frac{b}{10} m$

Avec b est la dimension à la base du maître couple (**Chapitre 2 Art.2.2.2 du R N V 99**)

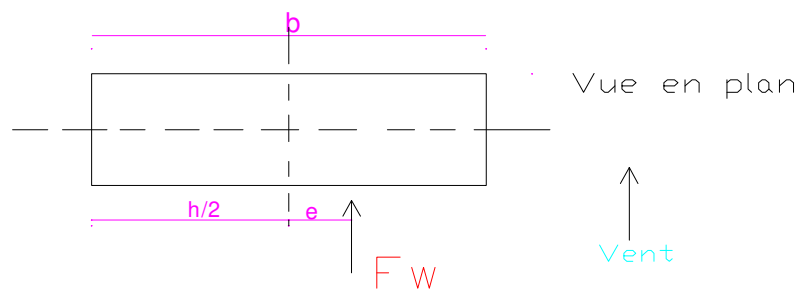


Fig. VI.3.3.a. : Excentricité de la force globale

Donc : l'excentricité de la force globale est :

$$L_x = b = 33,90 \text{ m} \Rightarrow e = \pm 3,3390 \text{ m}$$

$$L_y = b = 17,10 \text{ m} \Rightarrow e = \pm 1,710 \text{ m}$$

▪ Dans le sens de XX :

Zj[m]	Sj[m ²]	A'		B'		D		E	
		qj [N/m ²]	Rj [kN/m ²]	Qj [N/m ²]	Rj [kN/m ²]	Qj [N/m ²]	Rj [kN/m ²]	qj [N/m ²]	Rj [kN/m ²]
3,26	55,75	-193,88	-5,51	-154,76	-8,63	155,10	8,65	-58,16	-3,24
6,32	52,33	-327,83	-8,75	-261,88	-13,70	262,26	13,72	-98,35	-5,15
10,23	66,86	-444,15	-15,14	-354,65	-23,71	355,32	23,76	-133,25	-8,91
13,97	63,95	-511,13	-16,70	-409,04	-26,16	408,90	26,15	-153,34	-9,81
17,71	63,95	-574,58	-18,83	-461,25	-29,50	459,66	29,40	-172,37	-11,02
21,11	58,14	-616,88	-18,38	-495,21	-28,79	493,50	28,69	-185,06	-10,76
24,51	58,14	-662,70	-19,74	-531,99	-30,93	530,16	30,82	-198,81	-11,56
27,91	58,14	-697,95	-20,76	-559,49	-32,53	558,36	32,46	-209,39	-12,17
31,31	58,14	-733,20	-21,80	-587,49	-34,16	586,56	34,10	-219,96	-12,79
34,71	58,14	-757,88	-22,50	-606,30	-35,25	606,30	35,25	-227,36	-13,22
38,11	58,14	-782,55	-23,23	-626,04	-36,40	626,04	36,40	-234,77	-13,65
Somme		-191,33		-299,75		299,40		-112,28	

Tableau VI.3.3.1 : La force résultante sur les parois verticales - Direction V₁

Zj[m]	Sj[m ²]	F(S=28,71m ²)		G(S=57,46m ²)		H(S=574,60m ²)		I (S=109,84m ²)	
		qj [N/m ²]	Rj [kN/m ²]	qj [N/m ²]	Rj [kN/m ²]	qj [N/m ²]	Rj [kN/m ²]	qj [N/m ²]	Rj [kN/m ²]
38,11	58,14	-1252,08	-72,80	-860,81	-50,05	-547,79	-31,85	±156,51	+9,10

Tableau VI.3.3. 2 : La force résultante sur la Toiture- Direction V₁

▪ Dans le sens de YY :

Zj[m]	Sj[m ²]	A		B		C		D		E	
		qj [N/m ²]	Rj [kN/m ²]	qj [N/m ²]	Rj [kN/m ²]	qj [N/m ²]	Rj [kN/m ²]	qj [N/m ²]	Rj [kN/m ²]	qj [N/m ²]	Rj [kN/m ²]
3,26	110,51	-198,00	-21,88	-158,40	-17,50	-99,00	-10,94	158,40	17,50	-59,40	-6,56
6,32	103,73	-334,80	-34,73	-267,84	-27,78	-167,40	-17,36	267,84	27,78	-100,44	-10,42
10,23	132,5	-453,60	-60,10	-362,88	-48,08	-226,80	-30,05	362,88	48,08	-136,08	-18,03
13,97	126,79	-522,00	-66,18	-417,60	-52,95	-261,00	-33,09	417,60	52,95	-156,60	-19,86
17,71	126,78	-586,80	-74,39	-469,44	-59,52	-293,40	-37,20	469,44	59,52	-176,04	-22,32
21,11	115,26	-630,00	-72,61	-504,00	-58,09	-315,00	-36,31	504,00	58,09	-189,00	-21,78
24,51	115,26	-676,80	-78,01	-541,44	-62,41	-338,40	-39,00	541,44	62,41	-203,04	-23,40
27,91	115,26	-712,80	-82,16	-570,24	-65,73	-356,40	-41,08	570,24	65,73	-213,84	-24,65
31,31	115,26	-748,80	-86,31	-599,04	-69,05	-374,40	-43,15	599,04	69,05	-224,64	-25,89
34,71	115,26	-774,00	-89,21	-619,20	-71,37	-387,00	-44,61	619,20	71,37	-232,20	-26,76
38,11	115,26	-799,20	18,04	-639,36	18,04	-399,60	18,04	639,36	18,04	-239,76	18,04
Somme		-647,55		-514,43		-314,75		550,51		-181,64	

Tableau VI.3.3.3 : La force résultante sur les parois verticales - Direction V₂

Zj[m]	Sj[m ²]	F(S=7,30m ²)		G(S=14,64m ²)		H(S=151,33m ²)		I (S=399,11m ²)	
		qj [N/m ²]	Rj [kN/m ²]	qj [N/m ²]	Rj [kN/m ²]	qj [N/m ²]	Rj [kN/m ²]	qj [N/m ²]	Rj [kN/m ²]
38,11	115,26	-1278,72	-147,39	879,12	101,33	-559,44	-64,48	±159,84	±18,42

Tableau VI.3.3.4 : La force résultante sur la Toiture- Direction V₂

On résume les résultats trouvées dans les deux tableaux suivantes :

▪ **Sens (XX) :**

R_{xx(1)} [kN]	-0303,96
R_{xx(2)} [kN]	-0133,80

▪ **Sens (YY) :**

R_{yy(1)} [kN]	-1107,86
R_{yy(2)} [kN]	-0294,78

VI.3.Conclusion:

En comparant les actions du au vent à celles du au séisme, on remarque que les efforts sismiques sont plus importantes et vue que la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible, la suite de l'étude se fera en tenant compte uniquement des actions sismique.

VII.1.Introduction:

L'étude des éléments de contreventement nous a conduit de déterminer les différents sollicitations résultants sous les différentes charges verticales et horizontales aux niveaux de ses derniers ; le calcul se fait par le **programme autodesk analysés structural Robobat 2009** .

L'étude des éléments de contreventement doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

Notre système de contreventement est mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles .

VII.2.Rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- ✓ Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- ✓ De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

VII.3. l'Etudes des éléments de contreventement :

VII.3.1. l'Etudes des portiques :

VII.3.1.1.Définition : portique ou cadre rigide c' est une structure composée de poteaux et de poutres rigidement liés

VII.3.1.2.Combinaison de calcul :

a. Combinaisons fondamentales :

- $G + Q$ (ELS)
- $1.35G + 1.5 Q$ (ELU)

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} G : \text{Charge permanente} \\ Q : \text{Charge d'exploitation} \\ E : \text{Effort sismique} \end{array} \right.$$

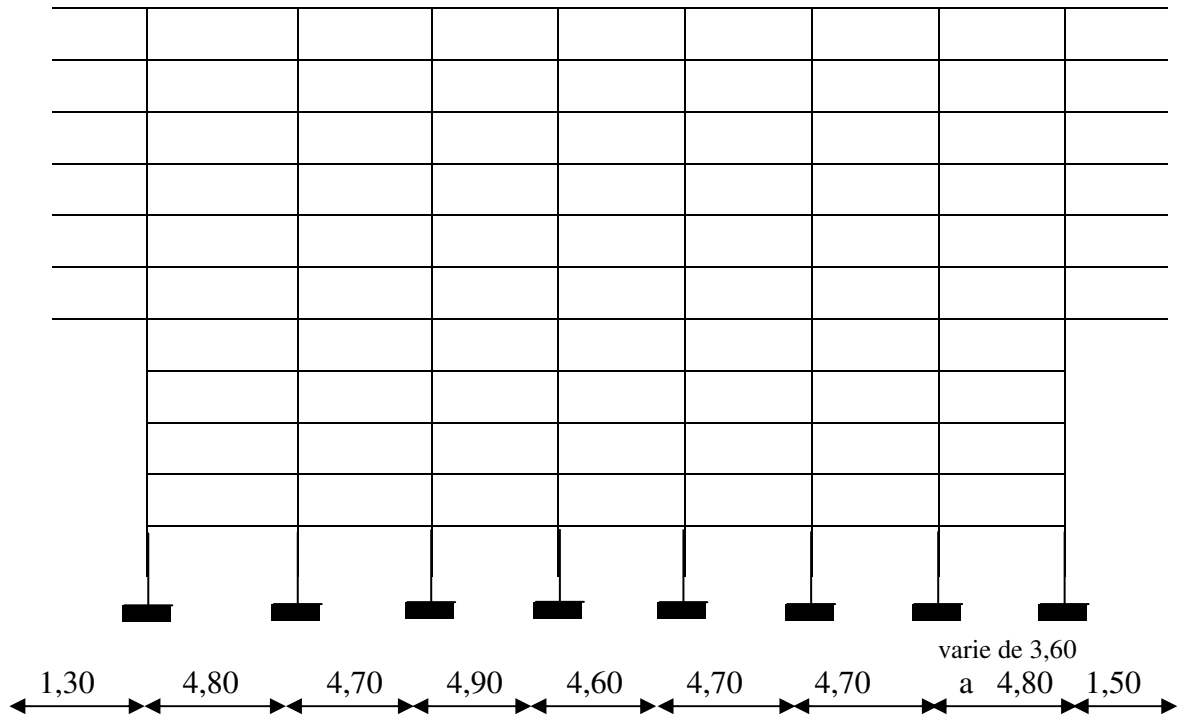
b. Combinaison accidentelles :

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

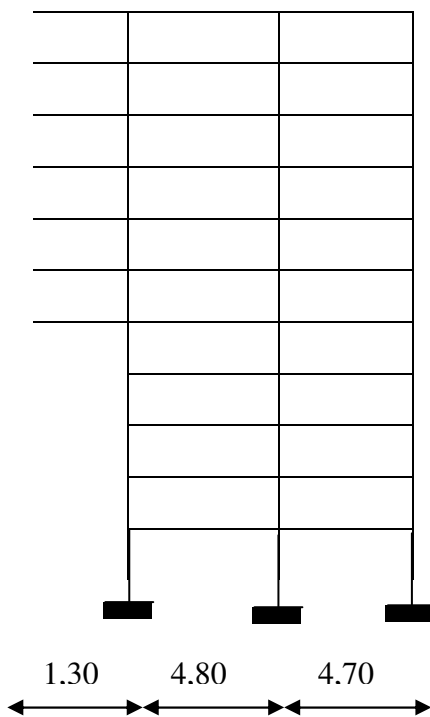
VII.3.1.3. Les différents types des portiques :

VII.3.1.3. 1..Sens transversale :

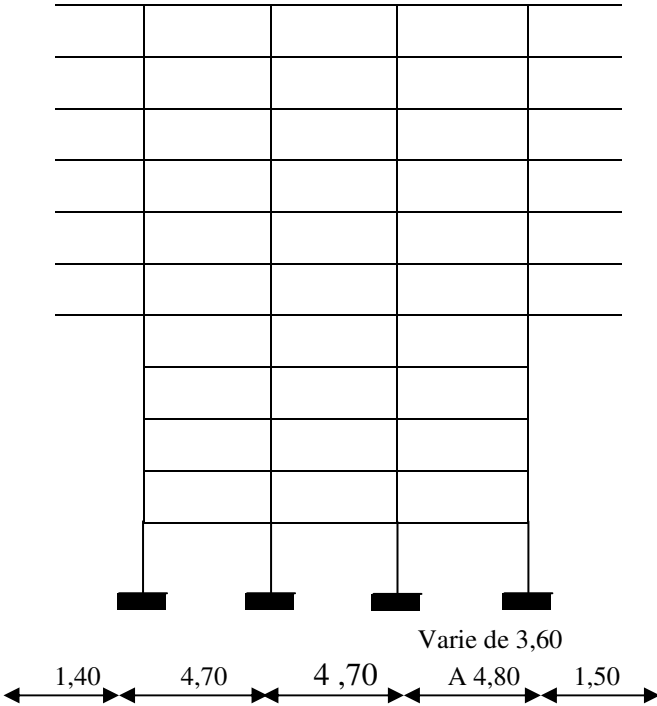
a. Portiques A, B, C et E :



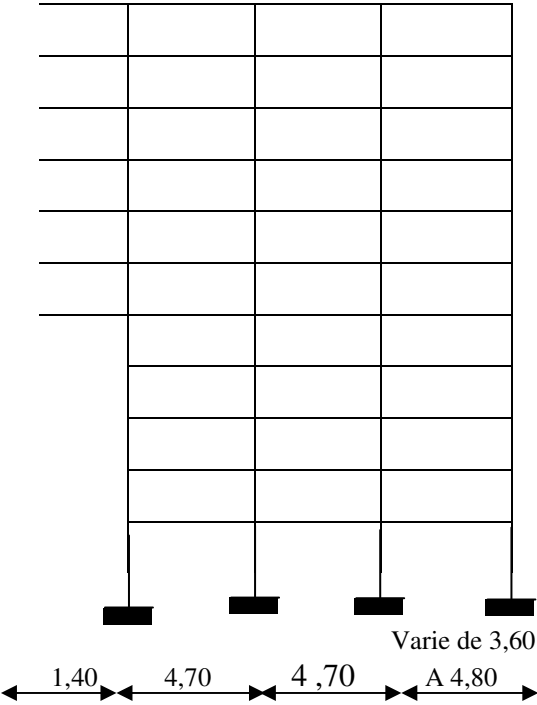
b. Portique D1 :



c. Portique D2 :

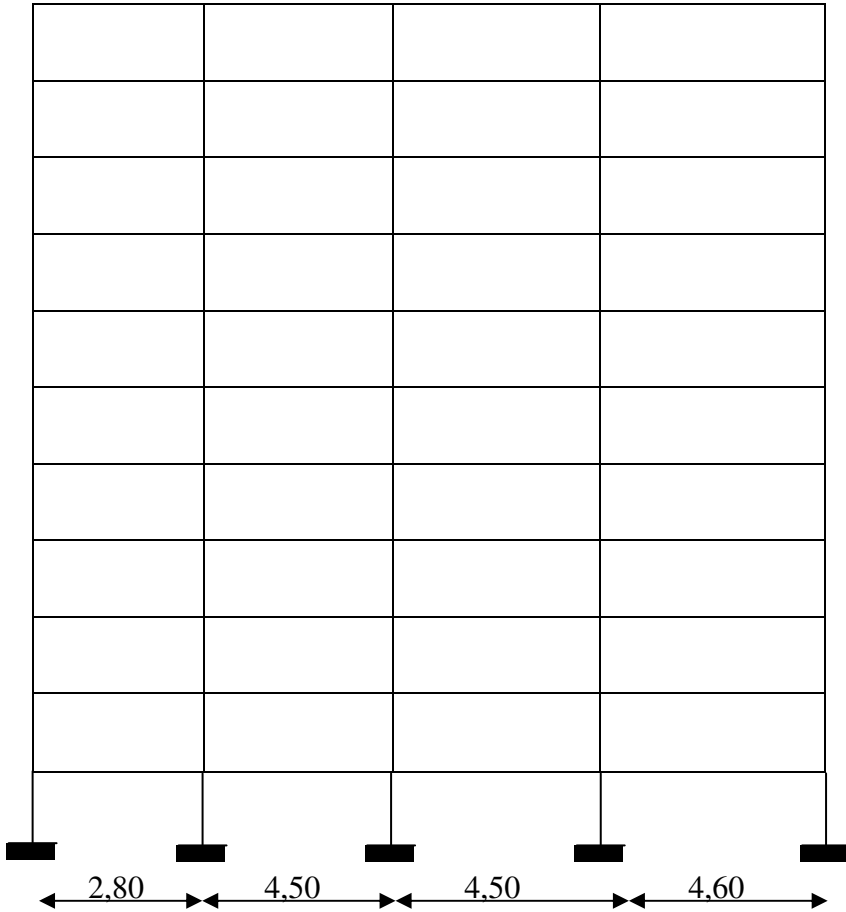


d. Portique D3 :

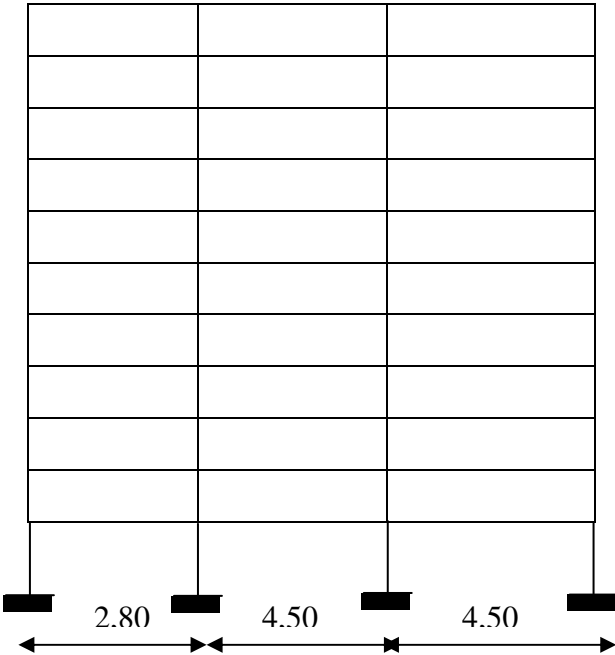


VII.3.1.3..2Longitudinale :

a. Portiques 1 ; 3 ; 4 ; 5 ; 6 ; 7 ; 8 :



b. Portique 2 :



VII.3.1.4. Calcul des charges verticales :**VII.3.1.4.1. Sens transversales :****a. Portique de rive A : $L=4,60/2=2,30m$**

Niveau	Charge $W_i(t/ml)$	Charge total(t/ml)	Surcharge $Q=q.L(t/ml)$
Terrasse	Plancher : $2,30 \times 0,650 = 1,49$ Poutre : $0,30 \times 0,40 \times 2,50 = 0,30$ Acrotère : $0,1725$	1,9625	$0,1 \times 2,30 = 0,230$
Etage courant	Plancher : $2,30 \times 0,538 = 1,2374$ Poutre : $0,30 \times 0,40 \times 2,50 = 0,30$ Mur extérieur : $0,271 \times 3,00 \times 0,7 = 0,5691$	2,1065	$0,15 \times 2,30 = 0,345$
1 ^{er} Etage 2eme Etage	Plancher : $2,30 \times 0,538 = 1,2374$ Poutre : $0,30 \times 0,40 \times 2,50 = 0,30$ Mur extérieur : $0,271 \times 3,34 \times 0,7 = 0,6336$	2,1710	$0,15 \times 2,30 = 0,345$
RDC	Plancher : $2,30 \times 0,538 = 1,2374$ Poutre : $0,30 \times 0,40 \times 2,50 = 0,30$ Mur extérieur : $0,271 \times 3,51 \times 0,7 = 0,6658$	2,2032	$0,50 \times 2,30 = 1,150$
Sous sol	Plancher : $2,30 \times 0,658 = 1,5134$ Poutre : $0,30 \times 0,40 \times 2,50 = 0,30$ Mur extérieur : $0,271 \times 2,66 \times 0,7 = 0,5046$	2,3180	$0,50 \times 2,30 = 1,150$

b. Portique intermédiaire B: $L=(4,60/2+4,50/2)=4,55m$

Niveau	Charge $W_i(t/ml)$	Charge total(t/ml)	Surcharge $Q=q.L(t/ml)$
Terrasse	Plancher : $4,55 \times 0,650 = 2,9575$ Poutre : $0,30 \times 0,40 \times 2,50 = 0,30$ Acrotère : $0,1725$	3,4300	$0,1 \times 4,55 = 0,4550$
Etage courant	Plancher : $4,55 \times 0,538 = 2,4479$ Poutre : $0,30 \times 0,40 \times 2,50 = 0,30$ Mur extérieur : $0,271 \times 3,00 \times 0,7 = 0,5691$	3,3170	$0,15 \times 4,55 = 0,6825$
1 ^{er} Etage 2eme Etage	Plancher : $4,55 \times 0,538 = 2,4479$ Poutre : $0,30 \times 0,40 \times 2,50 = 0,30$ Mur extérieur : $0,271 \times 3,34 \times 0,7 = 0,6336$	3,3815	$0,15 \times 4,55 = 0,6825$
RDC	Plancher : $4,55 \times 0,538 = 2,4479$ Poutre : $0,30 \times 0,40 \times 2,50 = 0,30$ Mur extérieur : $0,271 \times 3,51 \times 0,7 = 0,6658$	3,4137	$0,50 \times 4,55 = 2,2750$
Sous sol	Plancher : $4,55 \times 0,658 = 2,9939$ Poutre : $0,30 \times 0,40 \times 2,50 = 0,30$ Mur extérieur : $0,271 \times 2,66 \times 0,7 = 0,5046$	3,7985	$0,50 \times 4,55 = 2,2750$

VII.3.1.4.2. Sens longitudinale :

a. Portique de rive 1 : $L=4,80/2=2,40\text{m}$

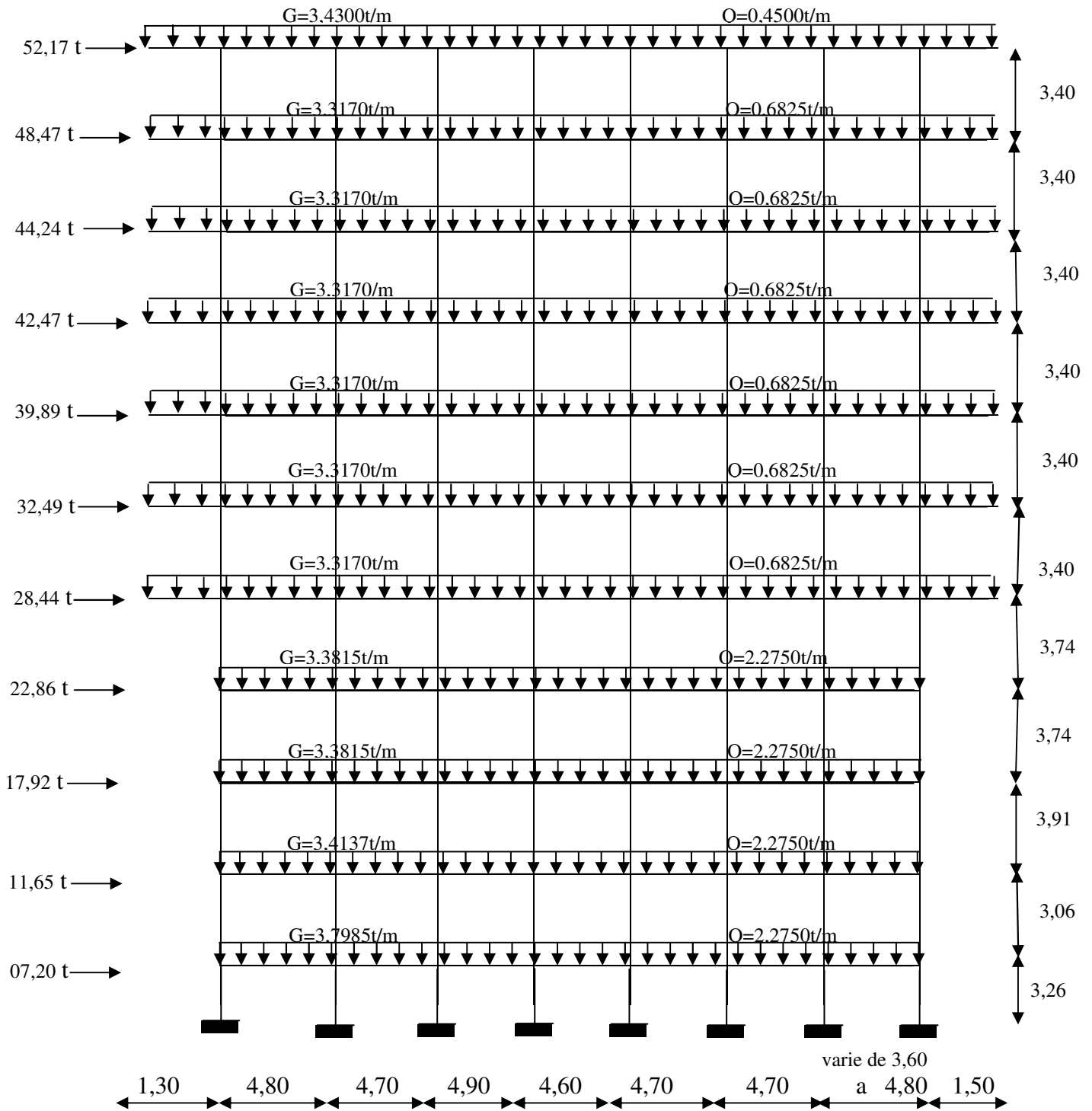
Niveau	Charge $W_i(\text{t/ml})$	Charge total(t/ml)	Surcharge $Q=q.L(\text{t/ml})$
Terrasse	Plancher : $2,40 \times 0,650 = 1,56$ Poutre : $0,30 \times 0,40 \times 2,50 = 0,30$ Acrotère : 0,1725	2,0325	$0,1 \times 2,40 = 0,240$
Etage courant	Plancher : $2,40 \times 0,538 = 1,2912$ Poutre : $0,30 \times 0,40 \times 2,50 = 0,30$ Mur extérieur : $0,271 \times 3,00 \times 0,7 = 0,5691$	2,1603	$0,15 \times 2,40 = 0,360$
1 ^{er} Etage 2eme Etage	Plancher : $2,40 \times 0,538 = 1,2912$ Poutre : $0,30 \times 0,40 \times 2,50 = 0,30$ Mur extérieur : $0,271 \times 3,34 \times 0,7 = 0,6336$	2,2248	$0,15 \times 2,40 = 0,360$
RDC	Plancher : $2,40 \times 0,538 = 1,2912$ Poutre : $0,30 \times 0,40 \times 2,50 = 0,30$ Mur extérieur : $0,271 \times 3,51 \times 0,7 = 0,6658$	2,2570	$0,50 \times 2,40 = 1,200$
Sous sol	Plancher : $2,40 \times 0,658 = 1,5792$ Poutre : $0,30 \times 0,40 \times 2,50 = 0,30$ Mur extérieur : $0,271 \times 2,66 \times 0,7 = 0,5046$	2,3838	$0,50 \times 2,40 = 1,200$

b. Portique intermédiaire 3: $L = (4,70/2 + 4,90/2) = 4,80\text{m}$

Niveau	Charge $W_i(\text{t/ml})$	Charge total(t/ml)	Surcharge $Q=q.L(\text{t/ml})$
Terrasse	Plancher : $4,80 \times 0,650 = 3,120$ Poutre : $0,30 \times 0,40 \times 2,50 = 0,30$ Acrotère : 0,1725	3,5925	$0,1 \times 4,80 = 0,4800$
Etage courant	Plancher : $4,80 \times 0,538 = 2,5824$ Poutre : $0,30 \times 0,40 \times 2,50 = 0,30$ Mur extérieur : $0,271 \times 3,00 \times 0,7 = 0,5691$	3,4515	$0,15 \times 4,80 = 0,7200$
1 ^{er} Etage 2eme Etage	Plancher : $4,80 \times 0,538 = 2,5824$ Poutre : $0,30 \times 0,40 \times 2,50 = 0,30$ Mur extérieur : $0,271 \times 3,34 \times 0,7 = 0,6336$	3,5160	$0,15 \times 4,80 = 0,7200$
RDC	Plancher : $4,80 \times 0,538 = 2,5824$ Poutre : $0,30 \times 0,40 \times 2,50 = 0,30$ Mur extérieur : $0,271 \times 3,51 \times 0,7 = 0,6658$	3,5482	$0,50 \times 4,80 = 2,400$
Sous sol	Plancher : $4,80 \times 0,658 = 3,1584$ Poutre : $0,30 \times 0,40 \times 2,50 = 0,30$ Mur extérieur : $0,271 \times 2,66 \times 0,7 = 0,5046$	3,9630	$0,50 \times 4,80 = 2,400$

VII.3.1.5. Exemple de modélisation d'une portique :

On prend comme exemple de modélisation des portiques ;le portique B du sens transversal :



VII.3.1.6. Calcul de Ferrailage :

L'étude de ferrailage des portiques se fait pour la combinaison la plus défavorable des charges verticales et horizontales résultants des trois combinaisons que nous avons étudiées :

Le choix du portique à ferrailer se portera sur le plus défavorable dans le sens longitudinal et transversal pour les autres portiques on optera le même ferrailage

pour la détermination des sections des armatures on compare les deux sollicitations

$$1.15 S_{p1} \text{ et } S_{p2}$$

1.15 $S_{p1} \geq S_{p2}$ on détermine les armatures sous S_{p1}

1.15 $S_{p1} \leq S_{p2}$ on détermine les armatures sous S_{p2} .

VII.3.1.6.1. Calcul ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants et un effort normale très faible , Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorable et considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

a. Les combinaisons de calcul :

- $1,35G + 1,5 Q$ sollicitation du 1er genre (S1) Selon CBA93
- $G + Q \pm E$ sollicitation du 2ème genre (S2) Selon RPA99
- $0,8 G \pm E$ sollicitation du 2ème genre (S2) Selon RPA99

combinaison ($1,35G+1,5Q$) nous permet de déterminer le moment maximum en travée.

La combinaison ($G + Q \pm E$) donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

La combinaison ($0,8 G \pm E$) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où $M > 0$ de déterminer le ferrailage au niveau des appuis.

Les armatures seront sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	Béton25			Acier (TYPE 1 FeF400)		
	γ_b	F_{c28} [MPA]	f_{bu} [MPA]	γ_s	Fe [MPA]	σ_s [MPA]
Durable	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

b. Calcul de ferrailage :

b.1. Poutres longitudinales (poutres principales) :

b.1.1.Ferrailage longitudinal :

➤ Ferrailage minimal :

d'après le RPA 99 on a :

Section d'armature minimale : $A_{\min}=0,5\% b.h. \Rightarrow A_{\max}=0,005 \times 30 \times 40 = 6,00 \text{cm}^2$

d'après CBA93 : (Condition De Non Fragilité)

$$A_s \quad A_{\min} = \frac{0,23 b.d.f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \frac{0,23 \cdot 30 \cdot 36,2,1}{400} = 1,30 \text{cm}^2$$

➤ Pourcentage maximal :

d'après RPA99 version 2003 :

Section d'armature maximale: $A_{\max1}=4\%b.h.$ (zone courante) $\Rightarrow A_{\max}=0,04 \times 30 \times 40 = 48,00 \text{cm}^2$

$$A_{\max2}=6\%b.h. \text{ (zone de recouvrement)} \Rightarrow A_{\max}=0,06 \times 30 \times 40 = 72,00 \text{cm}^2$$

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est : - 50ϕ en zone III

b.1.2. Ferrailage transversales :

Pour reprendre l'effort tranchant et limiter les fissures des armatures transversales sont disposées en cours successifs plans et normaux à l'axe longitudinal de la pièce. Dans chaque cour elles forment une ceinture continue sur le contour de la pièce et embrassent toutes les armatures longitudinales.

D'après RPA99/03 : L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée on prend le : $s = \text{minimum de } (h/4, 12\phi I)$

▪ En dehors de la zone nodale: $s \leq h/2$: La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une Section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés qu'il faut considérer.

L'Article (7.5.2.2) impose, une quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :
 $A_t = 0,003.S_t.b$

b.1.3.Vérification de la contrainte tangente :

Les règles CBA93 (A.5.1) considérant la contrainte tangente conventionnelle ou nominal comme étant : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$

V_u : effort tranchant à L'E.L.U.

b_0 : largeur de la poutre ou le poteau.

d : hauteur utile.

τ_u doit vérifier la condition :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min(0,13f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa} \quad (\text{fissuration peu nuisible}).$$

$$f_{cj} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = 3,25 \text{ Mpa}$$

b.1.4.Disposition constrictives :

Calcul de l'espacement : espacement S_t des cours d'armatures transversales :

CBA93 (A.5.1.2.2) :

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

Calcul de la section minimale : CBA93 l'art (A.5.1.2.2) nous donne la formule suivants :

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

b.1.5.Exemple de calcul (poutre principale terrasse inaccessible):

on prend le cas le plus défavorable

▪ **En travée:**

sous $S_2 \rightarrow M_2 = 33,73 \text{ kN.m}$

sous $S_1 \rightarrow M_1 = 30,24 \text{ kN.m}$

$$\frac{M_2}{M_1} = \frac{33,73}{30,24} = 1,11 < 1,5 \rightarrow \text{on fait le calcul sous S1}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{30,24 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,0457 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0,8856$$

$$\beta = 23,25 \text{ cm}$$

$$A_{s,cal} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{30,24 \times 10^3}{23,25 \times 348} = 3,74 \text{ cm}^2$$

Section minimale selon RPA : $A_{min} = 6,0 \text{ cm}^2$.

$$A_{s,adopté} = \max[A_{s,cal}; A_{min}] = 6,0 \text{ cm}^2.$$

On adopte **3T16+2T14= 9,11 cm²**

Vérification nécessaire pour les poutres :

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23b \times d \times f_{c28}/f_e = 0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1/400 = 3,10 \text{ cm}^2.$$

$A_{a,doté} > A_{min}$condition vérifiée.

➤ **Contrainte tangente**

$$V_u^{max} = 89,24 \text{ kN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{89,24}{0,30 \cdot 0,36 \cdot 10^3} = 0,82 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 4 \text{ MPA}) = 3,25 \text{ MPA}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ condition vérifiée.

➤ **Vérifications des contraintes à l'ELS**

$$M_{ser} = 7,16 \text{ kN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$S = by^2/2 + nA'(y-c) + nA(y-d) = 0 \dots\dots(1)$$

$$A_s = 6,03 \text{ cm}^2 ; A'_s = 0$$

$$(1) \Leftrightarrow 15y^2 + 90,45y - 3256,20 = 0 \Rightarrow y = 11,41 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section :

$$I = by^3/3 + 15(A'_s(d-y)^2 + A_s(y-d)^2) = 30(11,41)^3 + 15(6,03(36-11,41)^2) = 36044,07 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = M_{ser} \cdot y / I = 7,16 \cdot 11,41 / 36044,07 = 2,26 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 2,26 < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min(\Phi_l ; ht/35 ; b/10)$$

$$\Phi_t \leq \min(1,6 ; 1,14 ; 3)$$

on prend $\Phi_t = 1,14 \text{ mm}$ on adopte $A_t = 3\Phi 8 = 1,51 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul L'espace :**

$$St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 32,40 \text{ cm}$$

$$St \leq h/2 = 15 \text{ cm} \quad \text{zone courante}$$

$$St \leq \min(10 \Phi_l ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm} \quad \text{zone nodale}$$

$$St \leq h/2 = 20 \text{ cm} \quad \text{zone courante}$$

$$\text{on prend } St = 15 \text{ cm} \quad \text{zone courante}$$

$$St = 10 \text{ cm} \quad \text{zone nodale}$$

➤ **Vérification de la section minimale d'armature transversale :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t f_e / St x b \cdot \sin \alpha \geq \max(\tau_u / 2 ; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,40 \text{ Mpa} \\ A_t \geq 0,40 (St b / f_e) \quad f_e = 214 \text{ Mpa (ronds lisse)} \\ A_t \geq 0,40 (15 \times 30 / 215) = 0,84 \text{ cm}^2 \\ A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > 0,84 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

➤ **Ancrage des armatures :**

$$\tau_s = 0,6 \psi s^2 f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

la longueur de scellement droit

$$l_s = \Phi_L f_e / 4 \tau_s = \Phi_L 400 / (4 \times 2,835) = 35,27 \Phi_L$$

$$\Phi_L = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l_s = 49,378 \text{ cm}$$

$$\Phi_L = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l_s = 42,324 \text{ cm}$$

la longueur dépassé la largeur de la poutre donc il faut courber les barres avec un rayon :

$$r = 5,5 \Phi_l = 5,5 \cdot 1,6 = 8,8 \text{ cm}$$

➤ **Vérification des contraintes d'adhérence :**

$$\overline{\tau}_{se} = \psi s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = T / n d \mu = 64,98 \cdot 1000 / 3,36 \times \pi \times 1,6 = 0,35 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0,35 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Longueur minimal de recouvrement :**

la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa

$$\Phi=1,4 \text{ cm} \rightarrow l_r \geq 56 \text{ cm}$$

$$\Phi=1,6 \text{ cm} \rightarrow l_r \geq 64 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

$$h/L > 1/16 \dots\dots\dots 40/490 = 0,082 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_s/bd < 4,2/f_e \dots\dots\dots 6,03/30 \times 36 = 0,00558 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$h/L > M_t/10M_0 \dots\dots\dots 40/490 = 0,082 > 4,6/10 \times 22,51 = 0,020 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

avec : M_t est le moment maximum en travée considéré à l'ELS

$$M_0 = (6,5+1) \cdot 4,9^2/8 = 22,51 \text{ kN.m}$$

▪ **sur appuis :**

$$\text{sous } S_1 \rightarrow M_1 = 83,48 \text{ kN.m}$$

$$\text{sous } S_2 \rightarrow M_2 = 78,40 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_2}{M_1} = \frac{78,40}{83,48} = 0,94 < 1,5 \rightarrow \text{on fait le calcul sous } S_1$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{83,48 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,151 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0,206$$

$$\beta = 33,04$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot \sigma_s} = \frac{83,48 \times 10^3}{33,04 \times 348} = 7,26 \text{ cm}^2$$

On adopte **3T14 fil = 4,62 cm²**

2T14ch = 3,08 cm²

➤ **Vérification nécessaire pour les poutres :**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23b \times d \times f_{c28}/f_e = 0,23 \times 30 \times 36 \times 2,1/400 = 1,30 \text{ cm}^2.$$

$A_{a,\text{doté}} > A_{\min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

➤ **Contrainte tangente**

$$V_u^{\max} = 105,91 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{105,91}{0,30 \cdot 0,36 \cdot 10^3} = 0,98 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa}$$

$\tau_u < \overline{\tau}_u \Rightarrow$ condition vérifiée pas de risque de cisaillement

➤ **Vérifications des contraintes à l'ELS**

$$M_{\text{ser}} = 60,31 \text{ kN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$S = by^2/2 + nA'(y-c) + nA(y-d) = 0 \quad \dots\dots(1)$$

$$A_s = 7,7 \text{ cm}^2$$

$$A's = 0$$

$$S = \frac{by^2}{2} + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$(1) \Leftrightarrow 15y^2 + 115,5y - 4158 = 0 \Rightarrow y = 13,24 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie de la section :

$$I = by^3/3 + 15(A's(d-y)^2 + A_s(y-d)^2) = (30/10) \cdot (13,24)^3 + 15 \cdot 7,7 \cdot (6,03(36-13,24)^2) = 66793,85 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = M_{\text{ser}} \cdot y / I = 60,31 \cdot 13,24 / 66793,85 = 1,19 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 1,19 < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min(\Phi_l ; ht/35 ; b/10)$$

$$\Phi_t \leq \min(1,4 ; 1,14 ; 3)$$

on prend $\Phi_t = 1,14 \text{ mm}$ on adopte $A_t = 3\Phi 8 = 1,51 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul L'espacement :**

$$St \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 32,40\text{cm}$$

$$St \leq h/2 = 15\text{cm} \quad \text{zone courante}$$

$$St \leq \min(10 \Phi_l ; 15\text{cm}) = 15\text{cm} \quad \text{zone nodale}$$

$$St \leq h/2 = 20\text{cm} \quad \text{zone courante}$$

on prend $St = 15 \text{ cm}$ zone courante

$$St = 10 \text{ cm} \quad \text{zone nodale}$$

➤ **Vérification de la section minimale d'armature transversale :**

$$\begin{cases} A_t f_e / St x b \cdot \sin \alpha \geq \max(\tau_u / 2 ; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,40 \text{ Mpa} \\ A_t \geq 0,40 (St b / f_e) \quad f_e = 214 \text{ Mpa (ronds lisse)} \end{cases}$$

$$A_t \geq 0,40(15 \times 30 / 215) = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > 0,84 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Ancrage des armatures :**

$$\tau_s = 0,6 \psi s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

la longueur de scellement droit

$$l_s = \Phi_L f_e / 4\tau_s = \Phi_L 400 / (4 \times 2,835) = 35,27 \Phi_L$$

$$\Phi_L = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l_s = 49,378 \text{ cm}$$

$$\Phi_L = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l_s = 42,324 \text{ cm}$$

la longueur dépassé la largeur de la poutre donc il faut courber les barres avec un rayon :

$$r = 5,5 \Phi_l = 5,5 \cdot 1,4 = 7,7 \text{ cm}$$

➤ **Vérification des contraintes d'adhérence :**

$$\bar{\tau}_{se} = \psi s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = T / n d \mu = 77,09 \cdot 1000 / 5,36 \times \pi \times 1,4 = 0,97 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0,97 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Longueur minimal de recouvrement :**

la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l_r \geq 56 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l_r \geq 64 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

$$h/L > 1/16 \dots\dots\dots 40/490 = 0,082 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_s / b d < 4,2 / f_e \dots\dots\dots 7,7 / 30 \times 36 = 0,0071 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$h/L > M_t / 10 M_0 \dots\dots\dots 40/490 = 0,082 > 11,53 / 10 \times 22,51 = 0,051 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

avec : **Mt est le moment maximum en travée considéré à l'ELS**

$$M_0 = (6,5 + 1) \cdot 4,9^2 / 8 = 22,51 \text{ kN.m}$$

On fait les mêmes étapes et les mêmes vérification prenant le cas le plus défavorable pour chaque niveau et on résume les résultats obtenus dans les tableaux ci-dessous :

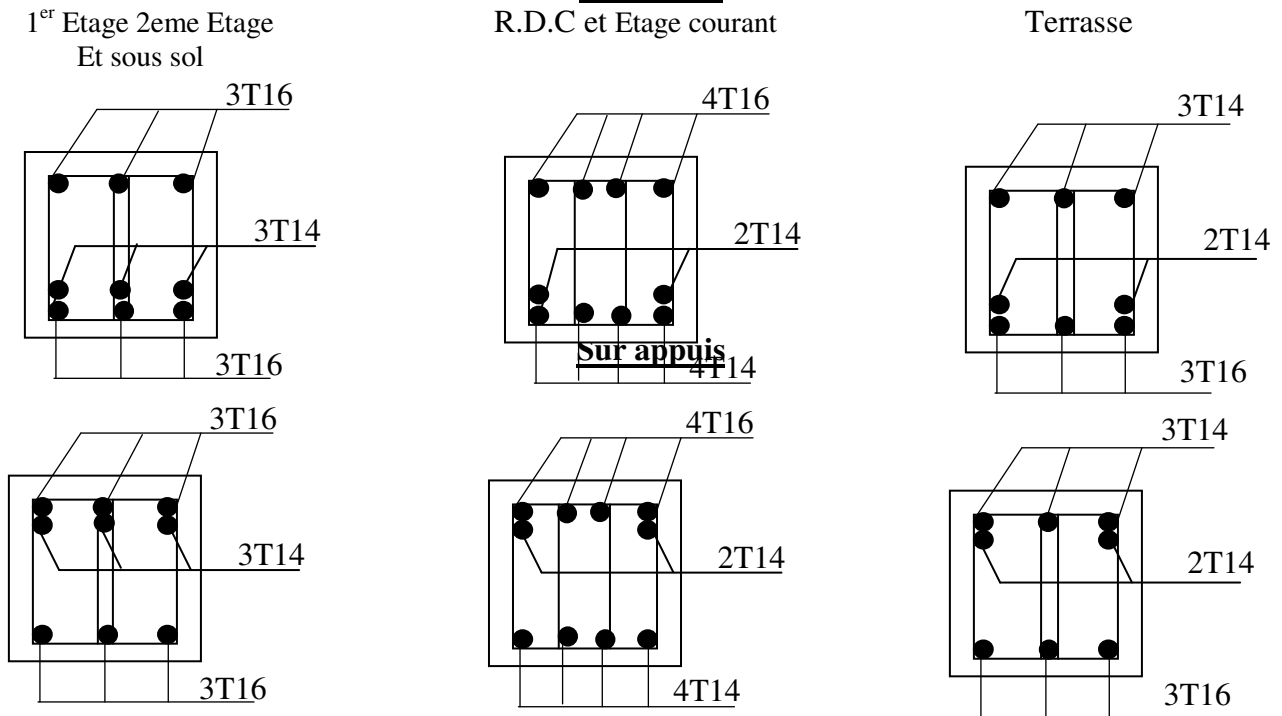
Tableau VII. 3.1.6.1. b.1.5. : Récapitulatif du calcul de ferrailage en travée
dans le sens longitudinale

Niveau	M _{adopté} [kN.m]	μ	α	β	A _{calculé} [cm ²]	A _{min} [cm ²]	A _{adopté} [cm ²]	Section [cm ²]
Terrasse	S1 : 30,24 S2 : 34,42	0,0549	0,0706	34,98	2,49	6,0	3T16+2T14	9,11
Etage courant	S1 : 52,95 S2 : 14,31	0,0961	0,1265	34,18	4,45	6,0	4T14+2T14	9,24
1 ^{er} Etage 2eme Etage	S1 : 52,78 S2 : 14,56	0,0958	0,1261	34,18	4,44	6,0	3T16+3T14	10,65
RDC	S1 : 52,95 S2 : 37,12	0,0961	0,1265	34,18	4,45	6,0	4T14+2T14	9,24
Sous sol	S1 : 46,15 S2 : 27,30	0,0838	0,1095	34,42	3,85	6,0	3T16+3T14	10,65

Tableau VII. 3.1.6.1. b.1.5. : Récapitulatif du calcul de ferrailage sur appuis
dans le sens longitudinale

Niveau	M _{adopté} [kN.m]	μ	α	β	A _{calculé} [cm ²]	A _{min} [cm ²]	A _{adopté} [cm ²]	Section [cm ²]
Terrasse	S1 : 83,48 S2 : 78,40	0,1515	0,2065	33,03	7,27	6,0	3T14fil+2T14ch	7,70
Etage courant	S1 : 117,91 S2 : 39,07	0,2140	0,3046	31,61	10,72	6,0	4T16fil+2T14ch	11,12
1 ^{er} Etage 2eme Etage	S1 : 112,36 S2 : 34,15	0,2039	0,2881	31,85	10,14	6,0	3T16fil+3T14ch	10,65
RDC	S1 : 117,91 S2 : 96,70	0,2140	0,3046	31,61	10,72	6,0	4T16fil+2T14ch	11,12
Sous sol	S1 : 112,90 S2 : 47,49	0,2049	0,2897	31,83	10,20	6,0	3T16fil+3T14ch	10,65

Figure VII. 3.1.6.1. b.1.: Schémas de Disposition Du Ferrailage Des Poutres Principales En Travée



b.2.Poutres transversales (poutres secondaires) :

On fait les mêmes étapes et la même vérification prenant le cas le plus défavorable pour chaque niveau et on résume les résultats obtenus dans les tableaux ci-dessous :

Tableau VII. 3.1.6.1. b.2.: Récapitulatif du calcul de ferrailage en travée dans le sens transversale

Niveau	M _{adopté} [kN.m]	μ	α	β	A _{calculé} [cm ²]	A _{min} [cm ²]	A _{adopté} [cm ²]	Section [cm ²]
Terrasse	S1 : 41,69 S2 : 48,39	0,0827	0,1080	34,44	3,80	6,0	3T16	6,03
Etage courant	S1 : 45,55 S2 : 45,55	0,0961	0,1265	34,18	4,45	6,0	3T16	6,03
1 ^{er} Etage 2eme Etage	S1 : 103,45 S2 : 119,37	0,1878	0,2622	32,22	9,23	6,0	3T16+3T12	9,42
RDC	S1 : 38,64 S2 : 38,64	0,0701	0,0910	34,69	3,20	6,0	3T14+2T12	6,88
Sous sol	S1 : 38,64 S2 : 27,51	0,0701	0,0910	34,69	3,20	6,0	3T14+2T12	6,88

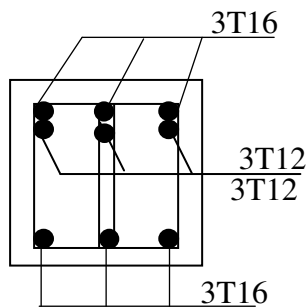
Tableau VII.3.6.1. b.2.: Récapitulatif du calcul de ferrailage sur appuis dans le sens transversale

Niveau	M _{adopté} [kN.m]	μ	α	β	A _{calculé} [cm ²]	A _{min} [cm ²]	A _{adopté} [cm ²]	Section [cm ²]
Terrasse	S1 : 45,23 S2 : 63,75	0,0821	0,1072	34,46	3,77	6,0	3T16+2T14	9,11
Etage courant	S1 : 49,56 S2 : 49,56	0,0900	0,1180	34,30	1,15	6,0	3T16+2T14	9,11
1 ^{er} Etage 2eme Etage	S1 : 59,24 S2 : 92,14	0,1672	0,2303	32,68	8,10	6,0	3T16fil+3T12ch	9,42
RDC	S1 : 75,71 S2 : 75,71	0,1374	0,1855	33,33	6,53	6,0	3T16+2T14	9,11
Sous sol	S1 : 75,71 S2 : 60,92	0,1374	0,1855	33,33	6,53	6,0	3T16+2T14	9,11

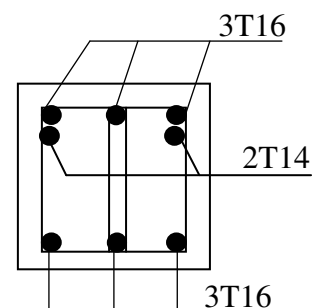
Figure VII. 3.1.6.1.b.2. : Schémas de Disposition Du Ferrailage Des Poutres Secondaires

Sur appuis

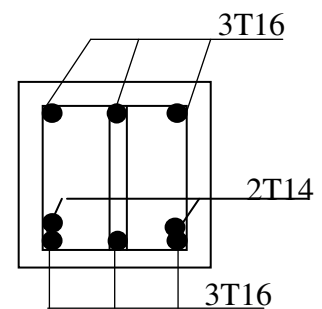
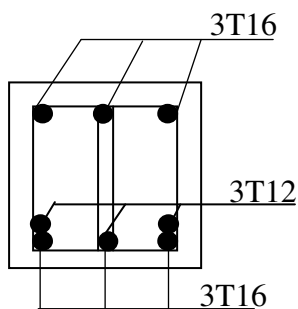
Etage courant



Terrasse 1^{er}. Et 2eme. Etage
R.D.C Et sous sol



En Travée



VII.3.6.2. Calcul de ferrailage des poteaux :

Le poteau est un élément porteur qui est soumis à un effort normal de compression, un effort tranchant et un moment de flexion à sa tête donc le poteau est soumis à la flexion composée et sera ferrillé suivant cette sollicitation.

les armatures sont déterminées suivantes trois combinaison (a), (b), (c)

$$G+Q \pm 1,2E \dots\dots\dots(a)$$

$$0,8G \pm E \dots\dots\dots(b)$$

$$1,35G+1,5Q \dots\dots\dots(c)$$

$$\text{combinaison (a)} \quad [N \text{ max}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_1$$

$$\text{combinaison (b)} \quad [N \text{ min}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_2$$

$$\text{combinaison (c)} \quad [M \text{ max}; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_3$$

a. Combinaisons des charges

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

- **Selon BAEL 91 :**

$$\text{E.L.U. : Situation durable : } 1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots (1)$$

- **Selon le R.P.A 99 :**

$$\text{Situation accidentelle (article 5.2 page 40) } G+Q+E \dots\dots\dots(2)$$

$$0,8G+E \dots\dots\dots(3)$$

La combinaison (2) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge (exploitation) est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (de 40% à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'effort internes à savoir :

$$1^{\text{ere}}) N^{\text{max}}, M^{\text{corr}}$$

$$2^{\text{eme}}) M^{\text{max}}, N^{\text{corr}}$$

$$3^{\text{eme}}) N^{\text{min}}, M^{\text{corr}}$$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au max des trois valeurs (cas plus défavorable).

b. Recommandations du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 48), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique II est limité par :

$$A_{max} = \frac{A_s}{bh} < 3\% \text{ en zone courante.}$$

$$A_{max} = \frac{A_s}{bh} < 6\% \text{ en zone recouvrement.}$$

$$A_{min} = A_s > 0,8 \%bh \text{ (zone IIa)}$$

- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50 \Phi_L$.
- La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 20 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

c. Les résultats du programme AUTODESK ANALYSES STRUCTURAL ROBOBAT 2009 :

Les résultats des efforts internes et le ferrailage des poteaux pour toutes les combinaisons, donnés par le **PROGRAMME AUTODESK ANALYSES STRUCTURAL ROBOBAT 2009** sont résumés dans les tableaux qui suivent :

- Poteaux 50x70: (sous-sol 01 et 02) .
- Poteaux 50x65 : (RDC et 1^{er} Etage) .
- Poteaux 50x60 : (2eme. et 3eme. Etage) .
- Poteaux 40x55 : (4eme. Etage) .
- Poteaux 40x50 : (5eme. et 6eme. Etage) .
- Poteaux 40x45 : (7eme. et 8eme. Etage) .

c.1. Les poteaux rectangulaires :

Niveau	Section [cm ²]	ELU 1,35 G+1,5Q					
		N ^{max} [kN]	M ^{corr} [kN.m]	M ^{max} [kN.m]	N ^{corr} [kN]	N ^{min} [kN]	M ^{corr} [kN.m]
sous-sol 01 et 02	50x70	2432,39	114,31	319,71	669,09	590,54	73,15
RDC et 1er Étage	50x65	1700,91	11,03	108,81	1482,97	1231,68	10,70
2eme. et 3eme. Étage	50x60	1161,67	45,95	16,33	1126,65	906,28	3,25
4eme. Étage	40x55	869,81	3,21	5,20	768,41	745,26	0,83
5eme. et 6eme. Étage	40x50	691,62	1,40	5,03	442,06	438,12	3,91
7eme. et 8eme. Étage	40x45	348,85	1,28	9,07	140,96	140,96	9,07

Tableau VII.3.6.2.c.1.: Efforts internes à l'ELU (Situation durable)

Niveau	Section [cm ²]	G+Q±E					
		N ^{max} [kN]	M ^{corr} [kN.m]	M ^{max} [kN.m]	N ^{corr} [kN]	N ^{min} [kN]	M ^{corr} [kN.m]
sous-sol 01 et 02	50x70	1199,37	53,55	342,44	616,49	340,32	105,85
RDC et 1er Étage	50x65	861,54	71,75	63,46	829,72	639,95	2,71
2eme. et 3eme. Étage	50x60	709,39	17,67	6,50	683,45	516,47	1,04
4eme. Étage	40x55	490,71	0,10	1,01	425,59	425,59	1,01
5eme. et 6eme. Étage	40x50	392,15	0,38	1,55	367,46	253,84	1,31
7eme. et 8eme. Étage	40x45	204,17	0,36	1,46	193,71	91,64	1,36

Tableau VII. 3.1.6.2.c.1.: Efforts internes sous G+Q±E

Niveau	Section [cm ²]	0,8G±E					
		N ^{max} [kN]	M ^{corr} [kN.m]	M ^{max} [kN.m]	N ^{corr} [kN]	N ^{min} [kN]	M ^{corr} [kN.m]
sous-sol 01 et 02	50x70	1199,37	53,55	342,44	616,49	340,32	105,85
RDC et 1er Étage	50x65	861,54	71,75	63,46	829,72	639,95	2,71
2eme. et 3eme. Étage	50x60	709,39	17,67	6,50	683,45	516,47	1,04
4eme. Étage	40x55	490,71	0,10	1,01	425,59	425,59	1,01
5eme. et 6eme. Étage	40x50	392,15	0,38	1,55	367,46	253,84	1,31
7eme. et 8eme. Étage	40x45	204,17	0,36	1,46	193,71	91,64	1,36

Tableau VII. 3.1.6.1.c c.1.: Efforts internes sous 0.8G±E

c.2.Les poteaux circulaires :

Niveau	Section [cm ²]	ELU 1,35 G+1,5Q					
		N ^{max} [kN]	M ^{corr} [kN.m]	M ^{max} [kN.m]	N ^{corr} [kN]	N ^{min} [kN]	M ^{corr} [kN.m]
sous-sol 01 et 02	☉70	2771,77	104,69	448,93	1028,52	8,86	790,69
RDC et 1er Étage	☉ 65	1937,88	4,16	81,94	929,02	516,61	10,94
2eme. et 3eme. Étage	☉ 60	1350,31	6,72	33,54	1040,08	346,90	18,40
4eme. Étage	☉ 55	928,03	6,13	37,62	481,26	253,47	14,34
5eme. et 6eme. Étage	☉ 50	859,29	3,98	24,26	276,13	123,62	11,88
7eme. et 8eme. Étage	☉ 45	372,89	6,20	34,72	62,34	1,62	0,43

Tableau VII.3.6.2.c.2. : Efforts internes à l'ELU (Situation durable)

Niveau	Section [cm ²]	G+Q±E					
		N ^{max} [kN]	M ^{corr} [kN.m]	M ^{max} [kN.m]	N ^{corr} [kN]	N ^{min} [kN]	M ^{corr} [kN.m]
sous-sol 01 et 02	☉70	2138,45	21,74	338,57	610,65	472,84	69,23
RDC et 1er Étage	☉ 65	1937,88	11,94	81,94	988,60	516,61	10,94
2eme. et 3eme. Étage	☉ 60	1350,31	6,72	33,54	1040,08	346,90	18,40
4eme. Étage	☉ 55	553,46	3,94	16,77	187,66	165,56	8,55
5eme. et 6eme. Étage	☉ 50	859,29	3,98	24,26	276,13	123,62	11,88
7eme. et 8eme. Étage	☉ 45	232,27	3,30	19,94	86,91	1,00	0,24

Tableau VII. 3.1.6.2.c.2. : Efforts internes sous G+Q±E

Niveau	Section [cm ²]	0,8G±E					
		N ^{max} [kN]	M ^{corr} [kN.m]	M ^{max} [kN.m]	N ^{corr} [kN]	N ^{min} [kN]	M ^{corr} [kN.m]
sous-sol 01 et 02	☉70	2138,45	21,74	338,57	610,65	472,84	69,23
RDC et 1er Étage	☉ 65	1937,88	11,94	81,94	988,60	516,61	10,94
2eme. et 3eme. Étage	☉ 60	1350,31	6,72	33,54	1040,08	346,90	18,40
4eme. Étage	☉ 55	553,46	3,94	16,77	187,66	165,56	8,55
5eme. et 6eme. Étage	☉ 50	859,29	3,98	24,26	276,13	123,62	11,88
7eme. et 8eme. Étage	☉ 45	232,27	3,30	19,94	86,91	1,00	0,24

Tableau VII. . 3.1.6.2.c.2. : Efforts internes sous 0,8G±E

d. Sections minimales exige par le RPA99/version2003 :

- poteaux 50x70 : (s/sol 01 et 02) $A_s = 28,00 \text{ cm}^2$
- Poteaux 50x65 : (RDC, 1^{ere}. étage) $A_s = 26,00 \text{ cm}^2$
- Poteaux 50x60 : (2^{eme} et 3^{eme} étage) $A_s = 24,00 \text{ cm}^2$
- Poteaux 40x55 : (4^{eme} étage) $A_s = 17,11 \text{ cm}^2$
- Poteaux 40x50 : (5^{eme} et 6^{eme} étage) $A_s = 16,00 \text{ cm}^2$
- Poteaux 40x45 : (7^{eme} et 8^{eme} étage) $A_s = 14,40 \text{ cm}^2$

e. Organigramme de calcul du ferrailage en flexion composée :

Soit la section du poteau suivante :

Avec :

N : effort normal

M :moment flechissant.

$d=0,9.h$

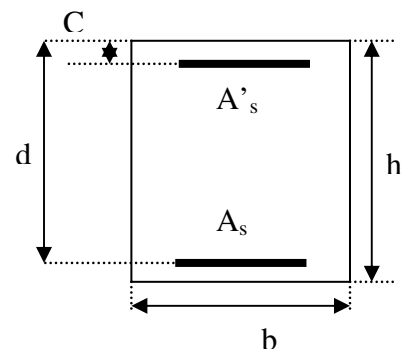


Figure VII.3.2.e: coupe sur section

f. Exemple de ferrailage :

Soit le poteau rectangulaire du sous sol 01 (dimensions : 50x70) (Zone IIa) :

$c = c' = 3 \text{ cm}$; Section = $50 \times 70 \text{ cm}^2$; acier Fe E400.

1^{ere} cas) $N_{\max} = 2432,39 \text{ kN}$; $M_{\text{corres}} = 114,31 \text{ kN.m}$ (1,35G+1,5Q)

2^{eme} cas) $M_{\max} = 342,34 \text{ kN.m}$; $N_{\text{corres}} = 616,49 \text{ kN}$ (G+Q+EX).

3^{eme} cas) $N_{\min} = 340,32 \text{ kN}$; $M_{\text{corres}} = 105,85 \text{ kN.m}$ (0,8G+EY)

Les poteaux sont ferrillés avec la section d'armature suivante :

$A_s = \max(A1, A2, A3, A_{\min})$

■ 1^{er} cas :

$N_{\max} = 2432,39 \text{ kN}$

$M_{\text{corres}} = 114,31 \text{ kN.m}$

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{114,31}{2432,39} = 0,047 \text{ m}$

$$e_a = \max(2\text{cm}; \frac{l}{250}) = \max(2\text{cm}; \frac{326}{250} = 1,304\text{cm}) = 0,02\text{m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0,067\text{m}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0,7 \cdot 3,26}{1} = 2,282 \dots\dots\dots \text{« } l_f: \text{ longueur de flambement »}$$

$$\max(15; 20 \times \frac{0,067}{1} = 1,34) = 15$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{2,282}{0,70} = 3,26 < 15 \Rightarrow \text{on peut considéré les effets du seconde ordre d'une manière forfaitaire}$$

$$\alpha = \frac{MG}{MG + MQ} = \frac{342,34}{342,34 + 24,73} = 0,933$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \times \varphi) = \frac{3 \times 2,282^2}{10^4 \times 0,70} (2 + 0,933 \times 2) = 0,0086\text{m}$$

Sollicitations corrigées pour le calcul sont :

$$N = 2432,39 \text{ kN}$$

$$M^{\text{corriger}} = 2432,39 \times (e_1 + e_2) = 2432,39 \times (0,0756) = 183,88 \text{ kN.m.}$$

$$f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$A = (0,337h - 0,81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}.$$

$$A = (0,337 \times 0,70 - 0,81 \times 0,03) \times 0,50 \times 0,70 \times 14,17$$

$$A = 1,049 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}.$$

$$\alpha = (d - h/2) = 0,63 - 0,70/2 = 0,28 \text{ m}$$

$$M_{ua} = M^{\text{corriger}} + N_u \times \alpha = 183,88 \cdot 10^{-3} + 2432,39 \cdot 10^{-3} \times 0,28 = 0,86 \text{ MN.m}$$

$$B = 2432,39 \cdot 10^{-3} \cdot (0,63 - 0,03) - 0,86 = 0,599 \text{ MN.m}$$

$$A > B; \mu_a = 0,382 > 0,186 \text{ domaine 2a, SPC}$$

$$\alpha = 0,643 \Rightarrow Z = 0,468 \text{ m}$$

$$\epsilon_s = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1}{\alpha} - 1 \right) = 7,65 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_{es} = 1,74 \cdot 10^{-3} < \epsilon_s = 1,94 \cdot 10^{-3} < 10 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma = 348 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right] = -69,37 \text{ cm}^2 < 0$$

▪ 2^{ème} cas:

$$M_{\max} = 342,34 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{corres}} = 616,49 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{342,34}{616,49} = 0,5553 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{l}{250} \right) = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{326}{250} = 1,304 \text{ cm} \right) = 0,02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0,5753 \text{ m}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0,73,26}{1} = 2,282 \dots\dots\dots \ll l_f: \text{longueur de flambement} \gg$$

$$\max \left(15; 20 \cdot \frac{0,5753}{1} = 0,966 \right) = 15$$

$$\frac{l_f}{h} = 3,26 < 15 \Rightarrow \text{on peut considérer les effets du seconde ordre d'une manière forfaitaire}$$

$$\alpha = \frac{MG}{MG + MQ} = \frac{342,34}{342,34 + 24,73} = 0,933$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \times \varphi) = \frac{3 \times 2,282^2}{10^4 \times 0,70} (2 + 0,933 \times 2) = 0,0086 \text{ m}$$

Sollicitations corrigées pour le calcul sont :

$$N = 616,49 \text{ KN}$$

$$M^{\text{corriger}} = 616,49 \times (e_1 + e_2) = 616,49 \times (0,5839) = 359,968 \text{ KN.m.}$$

$$A = (0,337h - 0,81c') \cdot h \cdot f_{bu} \quad f_{bu} = 18,47 \text{ MPa}$$

$$A = (0,337 \times 0,70 - 0,81 \times 0,03) \times 0,50 \times 0,70 \times 18,47$$

$$A = 0,93 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$\alpha = (d-h/2) = 0,63 - 0,70/2 = 0,28 \text{ m}$$

$$M_{ua} = M^{\text{corriger}} + N_u \times \alpha = 359,968 \cdot 10^{-3} + 616,49 \cdot 10^{-3} \times 0,28 = 0,53 \text{ MN.m}$$

$$B = 616,19 \cdot 10^{-3} \times (0,63 - 0,03) - 0,53 = -0,16 \text{ MN.m}$$

$A > B$; $\mu_a = 0,145 < 0,186$ **domaine1**, **SPC**

$$\alpha = 0,197 \Rightarrow Z = 0,580 \text{ m}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1}{\alpha} - 1 \right) = 14,25 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{es} = 1,74 \cdot 10^{-3} < \varepsilon_s = 14,25 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma = 400 \text{ MPa}$$

$$A_2 = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right] = -15,18 \text{ cm}^2 < 0 \text{ cm}^2$$

▪ **3^{eme} cas:**

$$N_{\min} = 340,32 \text{ KN.}$$

$$M_{\text{corres}} = 105,85 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{105,85}{340,32} = 0,311 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{l}{250} \right) = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{326}{250} = 1,304 \text{ cm} \right) = 0,02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0,331 \text{ m}$$

$$\frac{lf}{h} = \frac{0,7 \cdot 3,26}{1} = 3,26 \dots \dots \dots \ll l_f : \text{longueur de flambement} \gg$$

$$\max \left(15; 20 \cdot \frac{0,5753}{1} = 0,966 \right) = 15$$

$$\frac{lf}{h} = 3,26 < 15 \Rightarrow \text{on peu considérer les Effets du seconde ordre d'une manière forfaitaire}$$

$$\alpha = \frac{MG}{MG + MQ} = \frac{342,34}{342,34 + 24,73} = 0,933$$

$$e_2 = \frac{3 \times lf^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \times \varphi) = \frac{3 \times 2,282^2}{10^4 \times 0,70} (2 + 0,933 \times 2) = 0,0086 \text{ m}$$

Sollicitations corrigées pour le calcul sont :

$$N = 340,32 \text{ KN}$$

$$M^{\text{corriger}} = 340,32 \times (e_1 + e_2) = 340,32 \times (0,3396) = 115,59 \text{ KN.m.}$$

$$f_{bu} = 18,47 \text{ MPa}$$

$$A = (0,337h - 0,81c') \text{ b. h. } f_{bu}. \quad f_{bu} = 18,47 \text{ MPa}$$

$$A = (0,337 \times 0,70 - 0,81 \times 0,03) \times 0,50 \times 0,70 \times 18,47$$

$$A = 0,932 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$\alpha = (d-h/2) = 0,63 - 0,70/2 = 0,28 \text{ m}$$

$$M_{ua} = M^{\text{corriger}} + N_u \times \alpha = 115,57 \cdot 10^{-3} + 340,32 \cdot 10^{-3} \times 0,28 = 0,21 \text{ MN.m}$$

$$B = 340,32 \cdot 10^{-3} \cdot (0,63 - 0,03) - 0,21 = -0,006 \text{ MN.m}$$

$$A > B; \mu_a = 0,058 < 0,186 \text{ domaine 1, SPC}$$

$$\alpha = 0,074 \Rightarrow Z = 0,611 \text{ m}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1}{\alpha} - 1 \right) = 43,72 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{es} = 1,74 \cdot 10^{-3} < \varepsilon_s = 43,72 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma = 400 \text{ MPa}$$

$$A_3 = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right] = -8,42 \text{ cm}^2 < 0 \text{ cm}^2$$

Dispositions constructives exigées par le CBA 99 :

$$A_{s \text{ min}} = 0,1\% \cdot b \times h = 3,50 \text{ cm}^2$$

Dispositions constructives exigées par le RPA99V2003:

$$\text{-zone courante} \Rightarrow A_{\text{min}} = (0,80 \times b \times h) / 100 = 28,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{-zone de recouvrement} \Rightarrow A_{\text{max}} = (4 \times b \times h) / 100 = 140 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{max}} = (6 \times b \times h) / 100 = 210 \text{ cm}^2.$$

On adopte $A_s = \max(A_1, A_2, A_3, A_{\text{min}}) = A_{\text{min}} = 28,00 \text{ cm}^2$: **4HA20+10HA16** ;

$$\text{Soit : } A_s = 32,68 \text{ cm}^2$$

g. Détermination des armatures longitudinales :

La quantité de ferrailage des poteaux est montrée dans les tableaux suivants :

g.1.Poteaux rectangulaires :

Tableau VII. . 3.1.6.1.g.1. : Ferrailage obtenue par N_{max} et M_{corr}

Niveau	Section [cm ²]	N^{max} [kN]	M^{corr} [kN.m]	A [MN.m]	B [MN.m]	Section	A_{CAL} [cm ²]	A_{RPA} [cm ²]
sous-sol 01 et 02	50x70	2432,39	114,31	1,049	0,594	SPC	-69,41	28,00
RDC et 1er Étage	50x65	1700,91	011,03	0,897	0,441	SPC	-48,6	26,00
2eme. et 3eme. Étage	50x60	1161,67	045,95	0,756	0,233	SPC	-33,18	24,00
4eme. Étage	40x55	0869,81	003,21	0,502	0,183	SPC	-24,86	17,11
5eme. et 6eme. Étage	40x50	0691,62	001,40	0,409	0,129	SPC	-19,77	16,00
7eme. et 8eme. Étage	40x45	0348,85	001,28	0,325	0,055	SPC	-9,97	14,40

Tableau VII.3.6.2.g.1. : Ferrailage obtenu par M_{max} et N_{corr}

Niveau	Section [cm ²]	M_{max} [kN.m]	N_{corr} [kN]	A [MN.m]	B [MN.m]	Section	A_{CAL} [cm ²]	A_{RPA} [cm ²]
sous-sol 01 et 02	50x70	342,34	616,49	1,368	-0,163	SPC	-15,18	28,00
RDC et 1er Étage	50x65	108,81	1482,97	1,169	0,285	SPC	-36,82	26,00
2eme. et 3eme. Étage	50x60	016,33	1126,65	0,986	0,254	SPC	-28,01	24,00
4eme. Étage	40x55	005,20	0768,41	0,654	0,159	SPC	-19,1	17,11
5eme. et 6eme. Étage	40x50	005,03	0442,06	0,533	0,078	SPC	-10,99	16,00
7eme. et 8eme. Étage	40x45	009,07	0140,96	0,423	0,014	SPC	-03,5	14,40

Tableau VII.3.6.2.g.1. : Ferrailage obtenue par N_{min} et M_{corr}

Niveau	Section [cm ²]	N_{min} [kN.m]	M_{corr} [kN]	A [MN.m]	B [MN.m]	Section	A_{CAL} [cm ²]	A_{RPA} [cm ²]
sous-sol 01 et 02	50x70	340,32	105,85	1,369	-0,007	SPC	-8,42	28,00
RDC et 1er Étage	50x65	639,95	002,71	1,169	0,167	SPC	-15,92	26,00
2eme. et 3eme. Étage	50x60	516,47	001,04	0,986	0,123	SPC	-12,84	24,00
4eme. Étage	40x55	425,59	001,01	0,654	0,09	SPC	-10,58	17,11
5eme. et 6eme. Étage	40x50	253,84	001,31	0,533	0,046	SPC	-06,31	16,00
7eme. et 8eme. Étage	40x45	091,64	001,36	0,423	0,013	SPC	-02,28	14,40

g.2.Poteaux circulaires:

Tableau VII.3.6.2.g.2. : Ferrailage obtenue par N_{\max} et M_{corr}

Niveau	Section [cm ²]	N^{\max} [kN]	M^{corr} [kN.m]	A [MN.m]	B [MN.m]	Section	A_{CAL} [cm ²]	A_{RPA} [cm ²]
sous-sol 01 et 02	∅70	2771,77	104,69	1,469	0,703	SPC	-79,14	30,77
RDC et 1er Étage	∅ 65	1937,88	4,16	1,166	0,511	SPC	-55,38	26,53
2eme. et 3eme. Étage	∅ 60	1350,31	6,72	0,908	0,317	SPC	-38,59	22,61
4eme. Étage	∅ 55	928,03	6,13	0,690	0,192	SPC	-26,52	19,00
5eme. et 6eme. Étage	∅ 50	859,29	3,98	0,511	0,157	SPC	-24,55	15,70
7eme. et 8eme. Étage	∅ 45	372 ,89	6,20	0,365	0,054	SPC	-10,65	12,72

Tableau VII.3.6.2.g.2. : Ferrailage obtenu par M_{\max} et N_{corr}

Niveau	Section [cm ²]	M_{\max} [kN.m]	N_{corr} [kN]	A [MN.m]	B [MN.m]	Section	A_{CAL} [cm ²]	A_{RPA} [cm ²]
sous-sol 01 et 02	∅70	448,93	1028,52	1,469	-0,149	SPC	-29,16	30,77
RDC et 1er Étage	∅ 65	81,94	929,02	1,166	0,165	SPC	-26,51	26,53
2eme. et 3eme. Étage	∅ 60	33 ,54	1040,08	0,908	0,216	SPC	-29,71	22,61
4eme. Étage	∅ 55	37,62	481,26	0,690	0,065	SPC	-13,73	19,00
5eme. et 6eme. Étage	∅ 50	24,26	276,13	0,511	0,028	SPC	-7,88	15,70
7eme. et 8eme. Étage	∅ 45	34,72	62,34	0,365	-0,025	SPC	-1,76	12,72

Tableau VII.3.6.2.g.2. : Ferrailage obtenue par N_{min} et M_{corr}

Niveau	Section [cm ²]	Nmin [kN.m]	Mcorr [kN]	A [MN.m]	B [MN.m]	Section	A _{CAL} [cm ²]	A _{RPA} [cm ²]
sous-sol 01 et 02	☉70	8,86	790,69	1,469	-0,788	SPC	0,15	30,77
RDC et 1er Étage	☉ 65	516,61	10,94	1,166	0,126	SPC	-14,76	26,53
2eme. et 3eme. Étage	☉ 60	346,90	18,40	0,908	0,065	SPC	-9,91	22,61
4eme. Étage	☉ 55	253,47	14,34	0,690	0,040	SPC	-7,24	19,00
5eme. et 6eme. Étage	☉ 50	123,62	11,88	0,511	0,011	SPC	-3,53	15,70
7eme. et 8eme. Étage	☉ 45	1,62	0,43	0,365	0,000	SPC	-0,05	12,72

Remarque :

Les sections adoptées sont les sections minimales exigées par le RPA99/version 2003, parce que sont supérieures.

Tableau VII.3.6.2.g. : Choix des barres pour les poteaux rectangulaires

Niveau	Section [cm ²]	A _{RPA} [cm ²]	Choix des barres	A _{choisi} [cm ²]
sous-sol 01 et 02	50x70	28,00	4HA20+10HA16	32,68
RDC et 1er Étage	50x65	26,00	14HA16	28,15
2eme. et 3eme. Étage	50x60	24,00	6HA16+8HA14	24,37
4eme. Étage	40x55	17,11	4HA16+8HA14	20,35
5eme. et 6eme. Étage	40x50	16,00	4HA16+8HA14	20,35
7eme. et 8eme. Étage	40x45	14,40	12HA14	18,47

Figure VII.3.6.2.: Schéma de ferrailage des poteaux rectangulaires

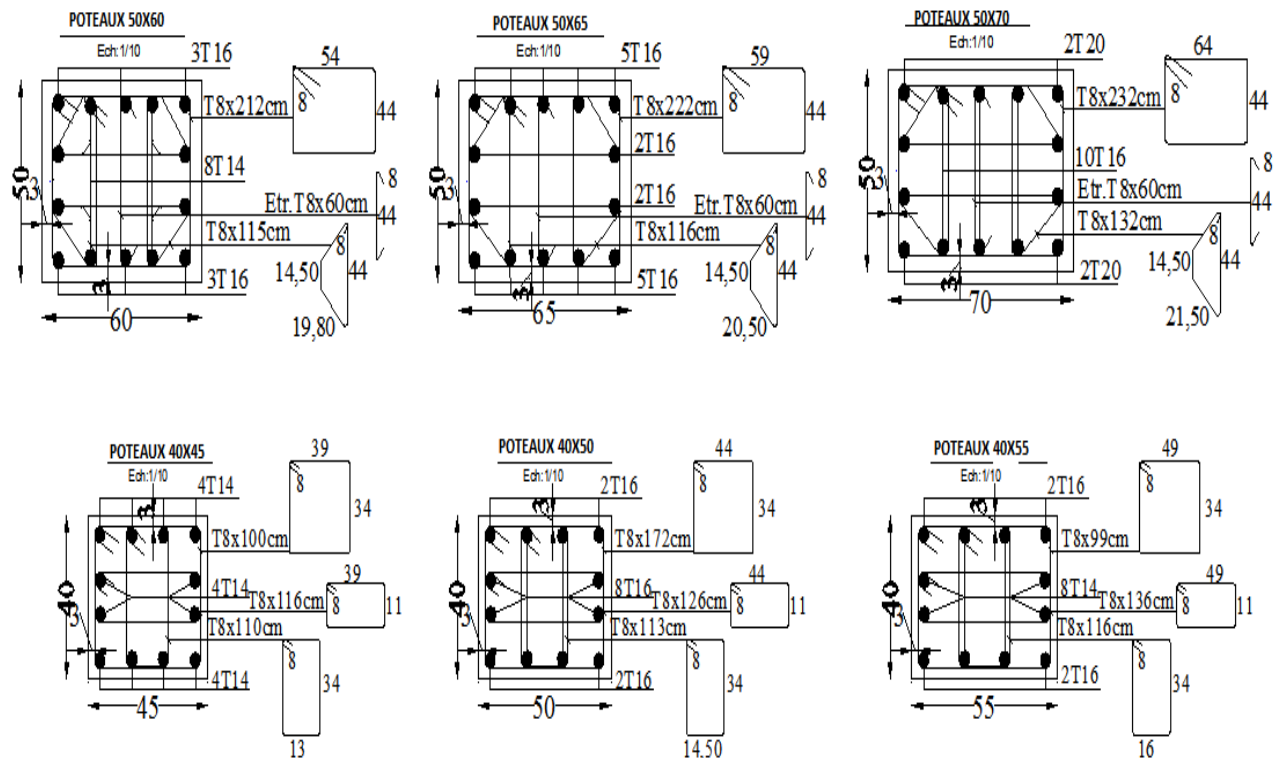
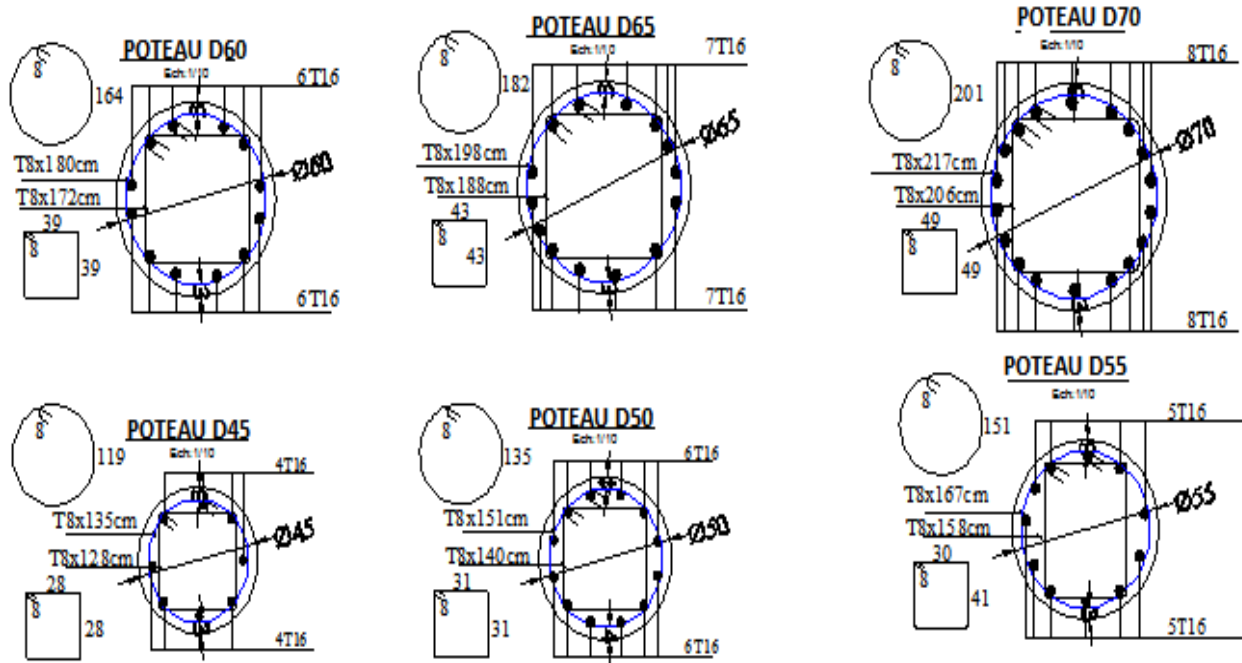


Tableau VII.3.6.2.g.: Choix des barres pour les poteaux circulaires

Niveau	Section [cm ²]	A _{RPA} [cm ²]	Choix des barres	A _{choisi} [cm ²]
sous-sol 01 et 02	∅ 70	30,77	16HA16	32,17
RDC et 1er Étage	∅ 65	26,53	14HA16	28,15
2eme. et 3eme. Étage	∅ 60	22,61	12HA16	24,13
4eme. Étage	∅ 55	19,00	10HA16	20,11
5eme. et 6eme. Étage	∅ 50	15,70	8HA16	16,08
7eme. et 8eme. Étage	∅ 45	12,72	7HA16	14,07

Figure VII.3.6.2.: Schéma de ferrailage des poteaux circulaires



h. Armatures transversales :

Vérification du poteau à l'effort tranchant.

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux.

$$V_{u_{max}} = 587,88KN$$

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

t : espacement des armatures transversales.

Espacement :

La valeur maximal est fixée comme suit :

En zone nodale (zone IIa)

$$t \leq \min(10 \phi L ; 15cm).$$

On prend une valeur de $t = 10cm$.

En zone courante :

$$t \leq 15\Phi_1$$

Φ : diamètre minimal longitudinal.

On prend la valeur de $t = 15$.

Détermination de ρ_a :

Calcul de l'élanement géométrique du poteau λ_g :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,70 \times 3,26}{0,70} = 3,26 \Rightarrow \rho_a = 2,50$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{0,70 \times 3,26}{0,70} = 3,26 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$\text{Pour } \rho_a = 2,5: \quad A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \cdot t = \frac{2,5 \cdot 587,88 \cdot 10^3 \cdot 10}{70 \times 400 \times 100} = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Pour } \rho_a = 3,75: \quad A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \cdot t = \frac{3,75 \times 587,88 \cdot 10^3 \cdot 10}{70 \times 400 \times 100} = 7,87 \text{ cm}^2$$

$A_t = 5,25 \text{ cm}^2$ soit 7 cadres de $\Phi 10$ $A_t = 5,50 \text{ cm}^2$

Vérification des cadres des armatures minimales :

$$\frac{A_t}{tb_1} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5. \\ 0,8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 3. \end{cases}$$

Dans notre cas $\lambda_g = 3,26 \Rightarrow \frac{A_t}{tb_1} = 0,75\% \geq 0,30\%$ Conditions vérifiées.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$V_{u_{\max}} = 587,88 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{587,88 \cdot 10^3}{70 \times 63} = 1,33 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0,13 f_{c28}, 4 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau < \bar{\tau}_{bu} \\ \tau < \bar{\tau} \end{array} \right\} \text{ Conditions vérifiées.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° , ayant une longueur de $10\phi_t = 10 \text{ cm}$.

i. Vérification à L' ELS

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- Les contraintes sont calculées à l' E LS sous les sollicitations de (N_{ser} , M_{ser})
- La fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier
- La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,60. f_{c28} = 15 \text{ MPA}$
- Les poteaux sont calculée en flexion composée, et pour calculée la contrainte σ_{bc} de chaque section il faut suivre l'organigramme du flexion composée suivant à l'ELS
- Nous avons des notions suivantes :

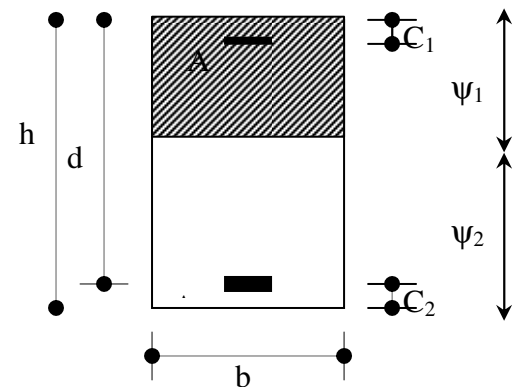
$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2)$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right]$$

$$V_2 = h - v_1$$

$$I = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15x(A_1(v_1 - c_1)^2 + A_2x(v_2 - c_2)^2)$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

i.1.Poteaux rectangulaires :

Niveau	Section [cm ²]	Ns [kN]	Ms [kN.m]	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
sous-sol 01 et 02	50x70	1986,22	77,62	7,52	15	vérifiée
RDC et 1er Étage	50x65	1409,32	8,74	4,08	15	vérifiée
2eme. et 3eme. Étage	50x60	993,80	4,82	3,20	15	vérifiée
4eme. Étage	40x55	989,76	4,77	2,85	15	vérifiée
5eme. et 6eme. Étage	40x50	622,93	3,03	3,13	15	vérifiée
7eme. et 8eme. Étage	40x45	291,25	4,66	3,17	15	vérifiée

i.2.Poteaux circulaires :

Niveau	Section [cm ²]	Ns [kN]	Ms [kN.m]	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
sous-sol 01 et 02	∅70	1741,51	54,12	8,33	15	vérifiée
RDC et 1er Étage	∅ 65	1218,75	8,90	6,16	15	vérifiée
2eme. et 3eme. Étage	∅ 60	845,40	32,40	4,88	15	vérifiée
4eme. Étage	∅ 55	628,94	0,55	3,10	15	vérifiée
5eme. et 6eme. Étage	∅ 50	500,28	0,96	3,17	15	vérifiée
7eme. et 8eme. Étage	∅ 45	252,95	0,87	2,62	15	vérifiée

VII.3.2.Ferraillage des voiles :

Les voiles ou les refends sont des plaques en béton armé dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur ; Ils travaillent à la flexion due à la poussée des terres (voile périphérique), comme ils peuvent résister aux efforts séismiques (efforts horizontaux) et aux efforts normaux de compression.

Les voiles seront ferraillés à l'aide des résultats donnés par **le Robot**.

a. Combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99 version 2003) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

b.Ferraillage des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

c. Prescriptions imposées par RPA 99/03 :**c.1. Aciers verticaux**

Le ferraillage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le **RPA99 /version2003** et décrites ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20%, de section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.
- A chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ($s_t \leq 15\text{cm}$).

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

c.2. Aciers horizontaux

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions présentées ci après :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

c. Règles générales :

Les armateurs transversaux doivent respectes les disposition suivent :

- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$$S \leq 1,5.e$$

Article 7.7.4.3 RPA99/version2003

$$S \leq 30\text{cm}$$

e : épaisseur du voile

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zone d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de la l'épaisseur du voile.
- Les longueur de recouvrement doivent être égales à :
 - **40Φ** pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possibles.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

f. Ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min\left(h_e; \frac{2L}{3}\right) \quad \text{Article 7.7.4 RPA 99/version 2003}$$

L : est la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

Pour le ferrailage on a partagé l'ouvrage en deux zones :

Zone I : s/sol01 et 02 - RDC-1^{er}. Etage- 2^{ème}. Etage

Zone II : de 3^{ème}. au 8^{ème}. étage.

VII.3.2.1. Méthode de calcul :

Pour la détermination des armatures des voiles en flexion composée on procédera de la manière suivante :

1- Détermination des sollicitations maximales.

2- Détermination de la nature de la section en flexion composée, trois cas peuvent se présenter suivant la position de centre de pression :

Section partiellement comprimée (S.P.C) :

Une section est dite partiellement comprimée si le centre de pression c se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures quelle que soit la nature de l'effort normal N compression ou traction.

Si le centre de compression c se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures, et l'effort normal est un effort de compression et la condition suivante vérifiée.

$$N \cdot (d - c_1) - M_1 \leq \left[0,337 - 0,81 \cdot \frac{c_1}{h} \right] \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_b$$

Donc le calcul peut être ramené à un calcul par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif :

$$M_1 = N \cdot e$$

Avec :

e : La distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armatures tendues.

On détermine alors A_1 et $A'1$ et on aura deux cas :

N : effort de compression : $A' = A'_1$

$$A = \max \left[A_1 - \frac{N}{\sigma_s} ; A_{\min} \right]$$

Avec :

$$A_{\min} = \frac{b_0 \cdot d \cdot f_{t28} \cdot (e_0 - 0.45 \cdot d)}{f_e \cdot (4.5 \cdot e_0 - 0.83 \cdot d)} \quad \text{Si : } N < 0$$

$$A_{\min} = \frac{b_0 \cdot d \cdot f_{t28} \cdot (e_0 + 0.45 \cdot d)}{f_e \cdot (4.5 \cdot e_0 - 0.83 \cdot d)} \quad \text{Si : } N > 0$$

Section entièrement tendue (S.E.T) :

Une section est entièrement tendue si N est un effort de traction et, le centre de pression c se trouve entre le segment des armatures, à cet effet on aura deux nappes d'armatures dont leurs sections seront comme suite :

$$A_1 = \frac{N \cdot (d - e)}{(d - c) \cdot \sigma_1} \quad A_2 = \frac{N}{\sigma_2} - A_1$$

Avec : $\sigma_1 = \sigma_2 = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Section entièrement comprimée :

La section est entièrement comprimée si l'effort normal N est un effort de compression, et le centre de pression se situe entre les armatures et, la condition suivante est vérifiée :

$$N \cdot (d - c_1) - M_1 \geq \left[0,337 - 0,81 \cdot \frac{c_1}{h} \right] \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_b$$

Les sections des armatures seront calculées comme suite :

1^{er} cas :

$$N \cdot (d - c_1) - M_1 \geq [0.5 \cdot h - c_1] \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b \Rightarrow A_2 \neq 0 \text{ cm}^2.$$

$$A_1 = \frac{M_1 - (d - 0.5 \cdot h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b}{(d - c) \cdot \sigma_2} ; A_2 = \frac{N - b \cdot h \cdot \sigma_b}{\sigma_2} - A_1$$

2^{eme} cas :

$$N \cdot (d - c_1) - M_1 \leq [0.5 \cdot h - c_1] \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b \Rightarrow A_2 = 0 \text{ cm}^2.$$

$$A_1 = \frac{M_1 - \psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b}{(d - c) \cdot \sigma_2} ; \psi = \frac{0.3571 + \frac{N \cdot (d - c) - 100 \cdot M_1}{100 \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h^2}}{0.8571 + \frac{c}{h}} ; \text{ Avec : } 0.8095 \leq \psi \leq 1$$

Tout en admettant que: - $N > 0$ est un effort de compression
- $N < 0$ est un effort de traction.

➤ **Section d'armature minimale "A_{min}"**

D'après le RPA 99/03 (Art 7.7.4.1)

$$A_{1min} = 0,2\%. L.e$$

➤ **Pourcentage minimale**

$$A_{smin} = 0,10\%.e.L$$

$$\text{Donc : } A_{SV} = \max(A_s, A_{min}, A_{RPA})$$

➤ **Espacement :**

En zone courante : $S_t \leq \min(1,5e ; 30) = 30$ cm.

soit : $S_t = 30$ cm.

En zone d'about : $S_{ta} = S_t/2 = 15$ cm.

Voir schéma du ferrailage

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VII.3.2.1.1: Résultat de ferrailage

Voile	V1		V2		V3	
	Zone I	Zone II	Zone I	Zone II	Zone I	Zone II
Largeur e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
longueur L (m)	4,80	4,80	4,80	4,80	4,80	4,80
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
N	185,32	38,11	189,06	21,23	181,42	22,45
M	2384,96	1008,30	2222,66	1056,56	2156,98	1021,66
T	641,18	472,12	510,78	383,86	586,25	426,92
σ_1	329,85	135,26	309,1	139,71	299,75	135,37
σ_2	-291,24	-127,32	-269,72	-135,29	-261,96	-130,69
L_t	2,55	2,47	2,56	2,44	2,56	2,44
L_c	2,25	2,33	2,24	2,36	2,24	2,36
A1[cm ² ml /face]	21,02	33,44	19,81	8,52	19,2	8,26
A2[cm ² ml /face]	16,39	29,63	15,08	7,99	14,66	7,7
A _{vj} [cm ml /face]	24,69	18,18	19,67	14,78	22,57	16,44
A _{min} [cm ² /ml /face]	10,2	9,31	8,95	9,45	8,26	9,43
A _{smin} [cm ² /ml /face]10%	9,6	9,6	9,6	9,6	9,6	9,6
A _{smin} [cm ² /ml /face] 15%	14,4	14,4	14,4	14,4	14,4	14,4
A _s [cm ² ml /face]	24,69	33,44	19,81	14,78	22,57	16,44
armatures d'about cm	12Φ16	12Φ16	12Φ16	12Φ16	12Φ16	12Φ16
armatures courantes cm	20Φ14	20Φ14	20Φ14	20Φ14	20Φ14	20Φ14

Tableau VII.3.2.1.2: Résultat de ferrailage

Voile	V4		V5		V6	
	Zone I	Zone II	Zone I	Zone II	Zone I	Zone II
Largeur e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
longueur L (m)	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
N	237,93	35,26	56,97	56,97	80,93	57,40
M	265,84	62,91	519,52	519,52	51938	443,73
T	302,75	212,46	316,14	316,14	299,45	279,72
σ_1	347,01	76,51	569,35	302,21	575,59	488,62
σ_2	-220,11	-57,70	-538,96	-298,18	-532,42	-458,01
L_t	63,55	12,75	79,85	79,85	92,43	69,15
L_c	-11,83	-5,09	-67,46	-67,46	-61,84	-56,67
A1[cm ² ml /face]	3,88	3,29	2,49	2,49	2,57	2,53
A2[cm ² ml /face]	0,72	1,31	2,11	2,11	2,03	2,07
A _{vj} [cm ml /face]	6,16	1,05	4,98	4,98	5,31	4,37
A _{min} [cm ² /ml /face]	0,21	0,17	3,55	3,55	3,28	2,94
A _{smin} [cm ² /ml /face]10%	11,66	8,18	12,17	12,17	11,53	10,77
A _{smin} [cm ² /ml /face] 15%	2,89	5,25	8,43	8,43	8,1	8,29
A _s [cm ²]	11,66	8,18	12 ,17	12 ,17	11,53	10,77
armatures d'about cm	12Φ14	12Φ14	12Φ14	12Φ14	12Φ14	12Φ14
armatures courantes cm	18Φ12	18Φ12	18Φ12	18Φ12	18Φ12	18Φ12

Tableau VII.3.2.1.3: Résultat de ferrailage

Voile	V7		V8		V9	
	Zone I	Zone II	Zone I	Zone II	Zone I	Zone II
Largeur e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
longueur L (m)	3,60	3,60	3,00	3,00	3,00	3,00
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
N	83,49	23,12	251,79	29,65	335,87	57,40
M	330,80	329,35	693,58	331,01	486,18	443,73
T	286,41	296,89	763,84	409,11	678,61	279,72
σ_1	88,17	79,45	273,16	115,28	218,04	157,48
σ_2	-64,98	-73,03	-189,23	-105,4	-106,08	-138,34
L_t	2,07	1,88	1,77	1,57	2,02	1,6
L_c	1,53	1,72	1,23	1,43	0,98	1,4
A1[cm ² ml /face]	4,57	3,73	12,1	4,52	11	6,29
A2[cm ² ml /face]	2,48	3,15	5,81	3,78	2,6	4,85
A_{vj} [cm ml /face]	11,03	11,43	29,41	15,75	26,13	10,77
A_{min} [cm ² /ml /face]	6,11	6,9	4,91	5,73	3,93	5,61
A_{smin} [cm ² /ml /face]10%	7,2	7,2	6	6	6	6
A_{smin} [cm ² /ml /face] 15%	10,8	10,8	9	9	9	9
A_s [cm ²]	11,03	11,43	29,41	15,75	26,13	10,77
armatures d'about cm	10Φ14	10Φ14	16Φ16	12Φ14	16Φ16	10Φ14
armatures courantes cm	14Φ12	14Φ12	14Φ14	08Φ16	14Φ14	08Φ16

Tableau VII.3.2.1.4: Résultat de ferrailage

Voile	V10		V11		V12	
	Zone I	Zone II	Zone I	Zone II	Zone I	Zone II
Largeur e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
longueur L (m)	3,00	3,00	2,80	2,80	1,50	1,50
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
N	136,47	20,47	43,79	38,04	80,93	57,40
M	486,82	278,39	580,60	132,94	519,38	413,94
T	552,98	366,71	394,80	172,04	299,45	259,38
σ_1	185,02	96,21	229,99	57,66	719,48	571,05
σ_2	-139,53	-89,39	-214,35	-44,08	-665,53	-532,79
L_t	1,71	1,56	1,45	1,59	0,78	0,78
L_c	1,29	1,44	1,35	1,21	0,72	0,72
A1[cm ² ml /face]	7,91	3,74	8,33	2,29	14,02	11,08
A2[cm ² ml /face]	4,5	3,23	7,24	1,34	11,99	9,64
A_{vj} [cm ml /face]	21,29	14,12	15,2	6,62	11,53	9,99
A_{min} [cm ² /ml /face]	5,16	5,78	5,4	4,85	2,88	2,9
A_{smin} [cm ² /ml /face]10%	6	6	5,6	5,6	3	3
A_{smin} [cm ² /ml /face] 15%	9	9	8,4	8,4	4,5	4,5
A_s [cm ²]	21,29	14,12	17,25	17,25	11,53	10,50
armatures d'about cm	16Φ16	10Φ14	12Φ14	12Φ14	10Φ14	10Φ14
armatures courantes cm	14Φ14	08Φ16	12Φ14	14Φ14	10Φ14	10Φ14

Tableau VII.3.2.1.5.: Résultat de ferrailage

Voile	V13		V14		V.accenseur	
	Zone I	Zone II	Zone I	Zone II	Zone I	Zone II
Largeur e (m)	0,20	0,20	0,20	0,20	0,15	0,15
longueur L (m)	1,50	1,50	1,50	1,50	1,80	1,80
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
N	168,90	35,41	175,66	130,03	171,83	125,09
M	105,99	61,40	300,17	125,47	386,17	122,95
T	335,23	320,90	401,44	301,49	336,46	215,68
σ_1	197,62	93,67	458,78	210,64	418,81	233,86
σ_2	-85,02	-70,06	-341,67	-123,95	-204,27	-165,55
L_t	1,05	0,86	0,86	0,94	1,21	1,05
L_c	0,45	0,64	0,64	0,56	0,59	0,75
A1[cm ² ml /face]	5,18	2,01	9,86	4,97	12,67	6,16
A2[cm ² ml /face]	0,96	1,12	5,47	1,72	3,01	3,09
A_{vj} [cm ml /face]	12,91	12,35	15,46	11,61	20,81	7,24
A_{min} [cm ² /ml /face]	1,8	2,57	2,56	2,22	2,36	2,98
A_{smin} [cm ² /ml /face] 10%	3	3	3	3	3,6	3,6
A_{smin} [cm ² /ml /face] 15%	4,5	4,5	4,5	4,5	5,4	5,4
A_s [cm ²]	5,18	3,75	12,95	8,30	12,95	8,30
armatures d'about cm	10Φ14	10Φ14	10Φ14	10Φ14	10Φ14	10Φ14
armatures courantes cm	10Φ14	10Φ14	10Φ14	10Φ14	10Φ14	10Φ14

VII.3.2.1.2.Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :

a .Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99/V2003).

➤ La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1,4 T_{cal}/b_0d$

Avec ;

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d: hauteur utile.

h:hauteur totale de la section brute.

➤ La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0,2f_{c28}$.

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

b. Calcul des armatures horizontales résistants à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot k}{0,8 \cdot f_e}$$

$k = 0$ en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

$K=1$ en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$K=1+3\sigma_{cm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de compression.

$K=1-10\sigma_{tm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage ; donc on prend $k=0$.

D'autre part le RPA99/version2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0,15% de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0,025f_{c28}$.

0,25% de la section du voile considérée si : $\tau_b > 0,025f_{c28}$.

c. Exemple d'application :

Voiles : $V_1 : T_{ca}=641,18\text{Kn}$.

$$\tau_u = 1,4 T_{cal}/b_0d$$

$$\tau_u = (1,4 \times (641,18 \cdot 10^3)) / (0,20 \times 4,30) = 0,83 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0,2f_{c28} = 5\text{MPa} \exists \tau_u = 0,83 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée (Pas de reprise de bétonnage).}$$

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \cdot f_e}$$

$$S_t \leq \min(1,5a, 30\text{cm}) \quad (\text{Art7.7.4.3 RPA99/V2003}).$$

Soit : $S_t = 30\text{cm}$.

$$A_t = 1,94 \text{ cm}^2$$

$A_{t\min}(RPA) = 1,2 \text{ cm}^2$

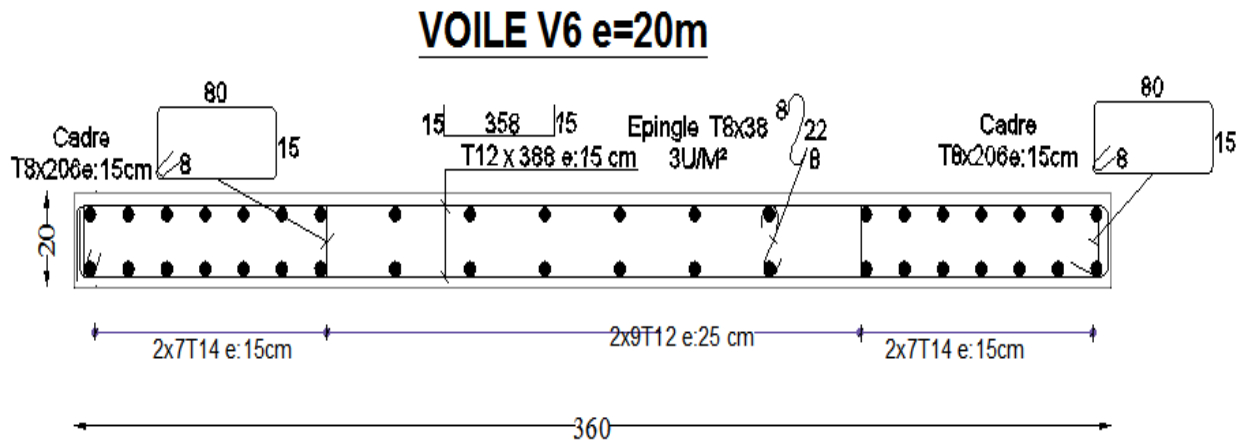
Soit: 5HA8/ml/face

Les résultats sont récapitulés dans le montre ci-dessous :

Tableau VII.3.2.1.2.: Résultat de ferrillage horizontal

Voiles	V (1)	V (2)	V (3)	V (4)	V (5)	V (6)	V (7)	V (8)	V (9)	V (10)	V (11)	V (12)	V (13)	V (14)	V ascenseur
h [m]	4,80	4,80	4,80	1,50	1,50	1,50	1,50	3,00	1,50	3,00	4,60	2,80	1,50	1,50	1,50
d [m]	4,32	4,32	4,32	1,35	1,35	1,35	1,35	2,70	1,35	2,70	1,14	2,52	1,35	1,35	1,35
T [kN]	641,18	510,78	586,25	302,75	316,14	299,45	296,89	763,84	678,61	552,98	394,80	299,45	335,23	335,23	335,23
τ [MPa]	0,831	0,662	0,760	1,256	1,311	1,242	1,232	1,584	2,815	1,147	1,939	0,665	1,391	1,391	1,391
$\bar{\tau}$ [MPa]	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
$\tau \leq \bar{\tau}$	oui	oui	oui	oui	oui	oui	oui	oui	oui	oui	oui	oui	oui	oui	oui
S _t [cm]	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
A _t [cm ²]	1,95	1,55	1,78	2,94	3,07	2,91	2,89	3,71	6,60	2,69	4,55	1,56	3,26	3,26	1,96
A _{tmin} [cm ²]	1,80	1,80	1,80	0,56	0,56	0,56	0,56	1,13	0,56	1,13	1,73	1,05	0,56	0,56	0,56
A _t [(cm ² /ml)]	1,95	1,80	1,80	2,94	3,07	2,91	2,89	3,71	6,60	2,69	4,55	1,56	3,26	3,26	1,96
Choix des barres/ml	4HA8	4HA8	4HA8	6HA8	4HA10	6HA8	6HA8	5HA10	6HA12	6HA8	5HA12	4HA8	5HA10	5HA10	4HA8

Figure VII.3.2.1.2. : Exemple Schéma de ferrillage de voile V6



VIII.1.Introduction:

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir la fonction suivante :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurer la liaison avec le sol et répartir les efforts.
- jouer un rôle d'appuis.
- Limiter les tassements différentiels à une valeur acceptable.

VIII.2.Etude du voile périphérique:

Les voiles périphériques constituent avec les fondations et les poteaux périphériques une caisse rigide qui résiste aux efforts tranchants dus au séisme.

D'après RPA99/version 2003 qui stipule d'après l'article 10.1.2. Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous Epaisseur ≥ 15 cm.

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Un recouvrement de 40ϕ pour les renforcements des angles.

Un voile périphérique est prévu autour du sous-sol 01 et 02 entre la fondation et le niveau du plancher RDC avec une hauteur $H=6,32$ m.

Dans notre projet le voile périphérique soumis à la poussée et butée des terres aux deux faces latérales.

a. Dimensionnement:

D'après le RPA 99/V2003, (chapitre II.5.2. du présent mémoire) on opte une épaisseur de 20cm pour le voile périphérique .

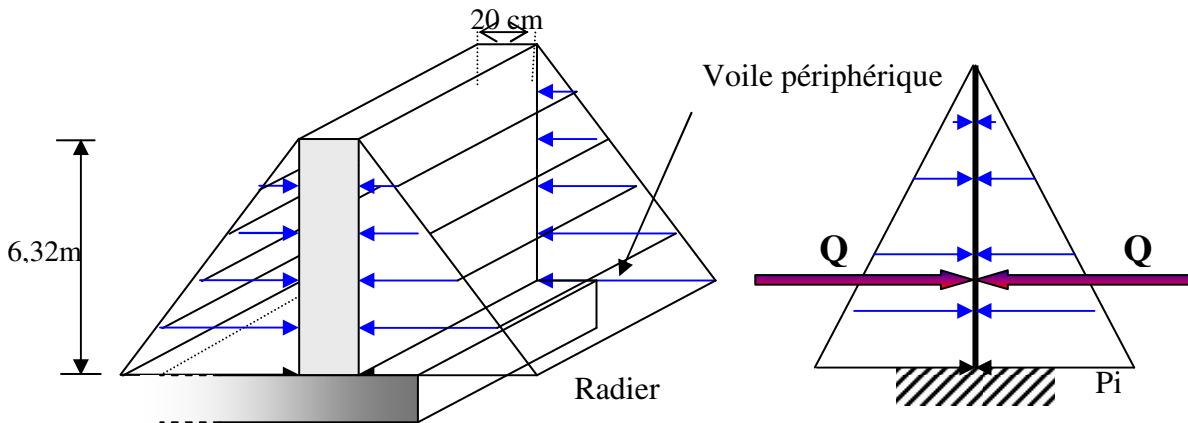


Figure VIII.1 : Schéma statique du voile périphérique

b. Ferrailage:

b.1. Calcul du ferrailage longitudinal :

Le voile périphérique est sollicité en flexion simple.

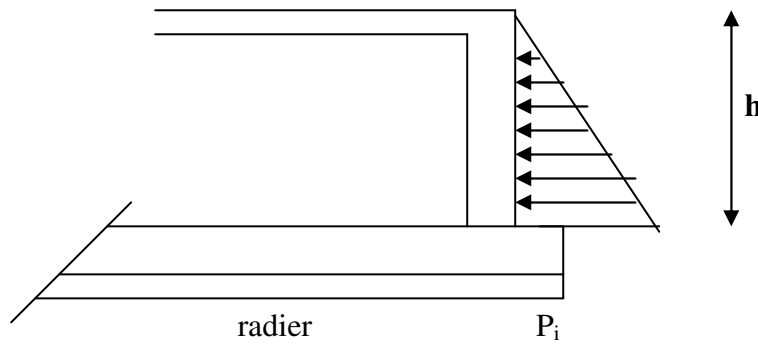


Figure VIII.2.b.1. : Schéma statique du voile périphérique

$H = 3,06$ m hauteur de sous-sol 01

$h_{vp} = 3,26$ m hauteur de sous-sol 02

$$h = h_{vp} - \frac{H}{2} = 3,26 - \frac{3,06}{2} \Rightarrow h = 1,73$$

$\Phi = 24^\circ$: l'angle du frottement du remblai.

γ_a : Poids spécifique du remblai ; $\gamma_a = 1,69$ t / m² .

on a :

$$M_{Max} = \frac{2 \times P \times h}{9 \times \sqrt{3}} \text{ avec : } P = \frac{P_i \times h}{2}$$

K_0 : coefficient de poussée (surface horizontale).

$$K_0 = tg^2 \left(\frac{\Pi}{4} - \frac{\Phi}{2} \right) \Rightarrow K_0 = 0,4217$$

$$P_i = \gamma_d \cdot h \cdot K_0 = 1,69 \cdot 1,73 \cdot 0,4217 = 1,23 \text{ t/m}$$

Donc: $P = 1,23 \cdot (h/2) = 1,07 \text{ t}$.

$$M_{\max} = \frac{2 \times 1,07 \times 2,5}{9 \times \sqrt{3}} = 0,34 \text{ t.m}$$

b.2. Calcul du ferrailage vertical:

Le ferrailage du voile périphérique se fera en fissuration très préjudiciable

à l'ELS :

$$M_{\text{ser}} = 0,34 \text{ t.m} = 3,40 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} (0,5 \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{ij}}) = \text{min}(200; 164,972) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 164,972 \text{ MPa}$$

Avec : $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{ij} = 2,1 \text{ MPa}$; $\eta = 1,6$ (acier à haute adhérence H A).

$$X = \frac{n \times \bar{\sigma}_{bc} \times d}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}$$

Avec: $n = 15$; $d = 0,9 \times h = 0,18 \text{ m}$

$$X = \frac{15 \times 15 \times 0,18}{15 \times 15 + 164,972} = 0,10 \text{ m}$$

$$\bar{M}_1 = \left(\frac{b \times \bar{\sigma}_{bc} \times X}{2} \right) \times \left(d - \frac{X}{3} \right) = 0,11 \text{ MN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = 3,40 \cdot 10^{-4} \text{ MN.m}$$

$$M_{\text{ser}} < \bar{M}_1 \Rightarrow A'_s = 0 \text{ (section sans armatures comprimées).}$$

$$A_s = M_{\text{ser}} / Z \times \bar{\sigma}_{st}$$

Avec: $Z = d - X/3 = 0,1467 \text{ m}$

$$A_s = \frac{3,40 \times 10^{-3}}{0,1467 \cdot 164,972} = 0,00014 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = 0,23 \cdot 18 \cdot 100 \cdot \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

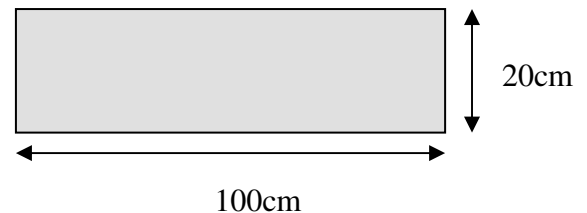


Figure VIII.3.2.b.2. : Coupe transversal sur voile périphérique

Conditions exigées par Le RPA99/version 2003 :

Les armatures longitudinales supérieures et inférieures ont une section : $AL \geq 0,10 \%$ dans les deux sens de la section transversale du béton avec un recouvrement de 40Φ pour le renforcement des angles.

$$A_l = 0,10\% \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_l = 0,10\% \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures verticales:

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

$$(T/ \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

Choix des armatures horizontales:

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

$$(T/ \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

Calcul du ferrailage horizontal:

On prendra la portée maximale entre les voiles qui sont perpendiculaire au voile périphérique donc: $L = 9,60 \text{ m}$

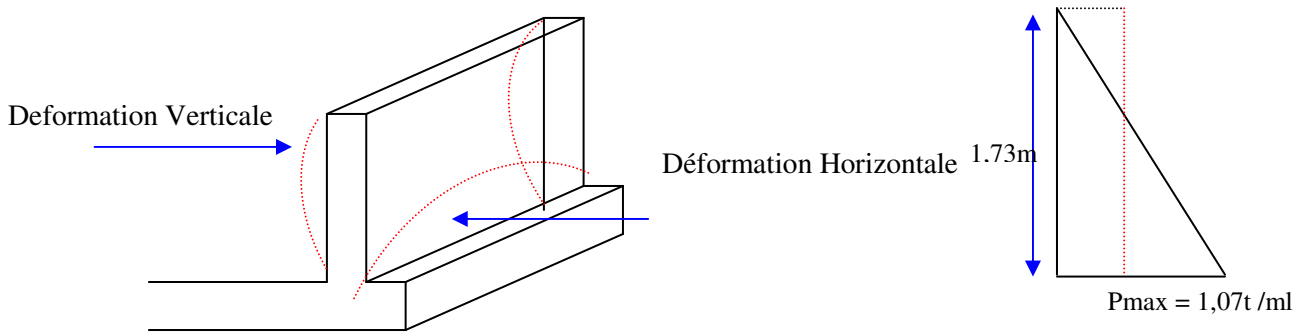


Figure III.2.b.2.: coupe transversal sur voile périphérique

$$p_{\text{moy}} = \frac{p_{\text{max}} + p_{\text{min}}}{2} = \frac{1,07 + 0}{2} = 0,53 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$p_{\text{moy}} = 0,53 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On prend : $M_t = 0,75M_0$; $M_e = M_w = 0,5M_0$

Vérification : on doit vérifier:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1,25M_0$$

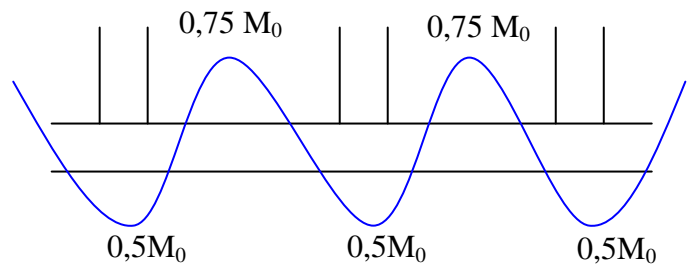


Figure III.2.b.2.: coupe transversal sur voile périphérique

Selon le BAEL91:

$$M_0 (0,75 + ((0,5+0,5)/2)) = 1,25 M_0$$

1,25 M₀ = 1,25 M₀ condition verifiée.

$$M_0 = \frac{P_{moy} \times L^2}{8}$$

$$M_0 = 6,10 \text{ t.m}$$

$$M_t = 4,58 \text{ t.m}$$

$$M_e = M_w = 0,5M_0 = 3,05 \text{ t.m}$$

En travée :

$$X=0,10 \text{ m et } Z=0,1467 \text{ m}$$

$$A_s = M_t / Z \times \bar{\sigma}_{st} = (4,58.10) / (0,1467 \times 164,972) = 18,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

A_s = 18,92 cm² / ml on prend: 10 H A 16 (20,11 cm²).

Sur appui:

$$X=0,10 \text{ m et } Z=0,1467 \text{ m}$$

$$A_s = M_t / Z \times \bar{\sigma}_{st} = (3,05.10) / (0,1467 \times 164,972) = 12,60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

A_s = 12,60 cm² / ml on prend: 7 H A 16 (14,06 cm²).

VIII.3. Etude Des Fondations

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission des charges de la superstructure à ce dernier. En cas de séisme, les fondations se déplacent en même temps que le sol.

Le choix du type de fondation est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Le type de structure.
- Les caractéristiques du sol.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation.

VIII.3.1. Choix du type de fondation :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise égal à 2,50 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles du type :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Radier général.

VIII.3.2. Combinaison de calcul:

L'étude des fondations se fait sous les combinaisons suivantes :

- Le dimensionnement et le ferrailage se fera sous la combinaison : $1,35G + 1,5 P$ et
- La vérification des semelles se fera sous la combinaison : $G + P \pm E$ et $0,8G \pm E$.

VIII.3.3. calcul des semelles :**a. Pré dimensionnement :****a.1. Semelle de centre (S18) :**

$$N = 2774 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{sol} = 2,50 \text{ bars}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{SOL} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \cdot B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{SOL}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

$$A = \left(\frac{a}{b} \right) \times B$$

$$\text{Avec : } a = 70 \text{ cm} \quad b = 70 \text{ cm} \Rightarrow A = (70/70) \cdot B$$

$$\Rightarrow A = B$$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{2774 \times 10}{0,25}} = 333,11 \approx 340 \text{ cm}$$

On prend : **B = A = 3,40 m**

Semelle de rive (S35) :

$$N = 1522,52 \text{ KN}$$

$$B \geq 246,78 \approx 250 \text{ cm}$$

On prend : **B = A = 2,50 m**

Semelle d'angle (S8) :

$$N = 1453,66 \text{ KN}$$

$$B \geq 241,13 \approx 245 \text{ cm}$$

On prend : **B = A = 2,45 m**

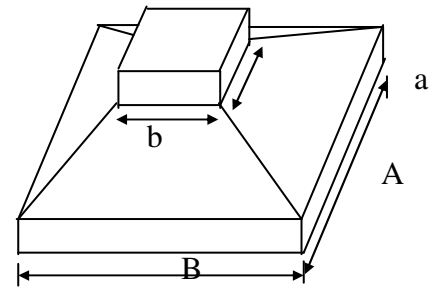


Figure VIII.3.3.a : semelle isolée

a.2. Calcul des surfaces revenant aux semelles isolées :

Les surfaces des semelles sont représentées sur le tableau suivant :

Type de SEMELLE	Semelles centraux	Semelles De rive	Semelles d'angle
S10à S15	3,40x3,40	/	/
S18à S23	3,40x3,40	/	/
S26à S31	3,40x3,40	/	/
S2à S7	/	2,50x2,50	/
S34à S39	/	2,50x2,50	/
S9; S1;7 S25	/	2,50x2,50	/
S16 ;S24; S32	/	2,50x2,50	/
S1; S8; S33; S40	/	/	2,45x2,45
∑Semelle	18X3,40x3,40=208,08	18x2,50x2,50=112,50	4x2,45x2,45=24,01
∑Totale	344,59m²		

Surface totale des semelles : $S_s = 344,59 \text{ m}^2$.

Surface total du bâtiment : $S_b = 568,57 \text{ m}^2$.

VIII.3.4.Verification:

$$S_s / S_b = 344,59 / 568,57 = 0,6061$$

$$S_s / S_b = 60,61 \% > 50 \%$$

Alors on déduit que la surface total des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit un chevauchement des semelles. Ceci qui nous amène à envisager un radier général comme fondation.Ce type de fondation presente plusieurs avantages qui sont :

1. L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
2. La réduction des tassements différentiels.
3. Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
4. La facilité de l'exécution.

VIII.3.5.Etude du radier général :

Le radier est assimilé à un plancher renversé reposant sur des nervures, qui à leur tour reposant sur les poteaux et les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

Dans le calcul suivant, on choisir le panneau le plus défavorable

a. Pré dimensionnement :

Le pré-dimensionnement du radier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous-pression, cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes:

- Condition forfaitaire;
- Condition de rigidité;
- Condition de non cisaillement;
- Condition de non poinçonnement.

a.1. Calcul de l'épaisseur du radier (h) :**Formule empirique**

L'épaisseur (h_t) du radier doit vérifier la condition suivante

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

L_{\max} : Distance maximale entre deux files successives ($L_{\max} = 4,90\text{m}$)

D'où : $h_t \geq 49,00\text{ cm}$ (1)

Condition forfaitaire

$$\frac{L}{8} \leq h_t \leq \frac{L}{5}$$

Avec :

L : est la plus grande portée entre deux poteaux ; $L = 4,90\text{m}$.

Donc : $61,25\text{cm} \leq h_t \leq 98,00\text{cm}$ (2)

Condition de la longueur élastique

On utilise un radier rigide $\Rightarrow L_e \geq 2 L_{\max} / \pi$

Avec :

$$L_e = [4EI / Kb]^{1/4} \geq 2 L_{\max} / \pi$$

Et :

L_e : Longueur élastique .

L_{\max} : Distance maximale entre deux files successives ($L_{\max} = 4,90\text{m}$).

E : Module d'élasticité du béton $E = 2.10^5 \text{ Kg/cm}^2$.

b : largeur de la dalle participante ($b = (4,90 + 4,70) / 2 = 4,80\text{m}$).

I : inertie de la nervure (pour des raisons économiques on considère une section en T)

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. : $0,5 \leq K \leq 12$ [kg/cm³]

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes:

- K = 0,5 [kg/cm³] Pour un très mauvais sol.
- K = 4 [kg/cm³] Pour un sol moyen (contraintes admissible 2 bars).
- K = 12 [kg/cm³] Pour un très bon sol

Pour notre cas on a un sol moyen (K=4kg/cm³)

$$D'ou` : ht \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L \max^4}{E \pi^4}} \quad (1) \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \cdot K}{E} \cdot \left(\frac{2 \cdot L}{\pi}\right)^4}$$

$$ht \geq 44,60 \text{ cm} \dots\dots\dots (3)$$

Condition de non cisaillement

Pour le panneau le plus défavorable

On a : $L_x=470 \text{ m} ; L_y=4,90 \text{ m}$

On sait que: Fissuration préjudiciable

Donc : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_s} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,50 \text{ Mpa}$

avec : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$

Et : $T = \max(T_{(x)} ; T_{(y)}) ; \quad h_t \geq \frac{T}{0,9 \times b \times \tau_u}$

$= 0,95 \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,70}{4,90}$

Puisque $0,4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \Rightarrow$ le radier porte selon deux directions (Fig.III.1.2.2).

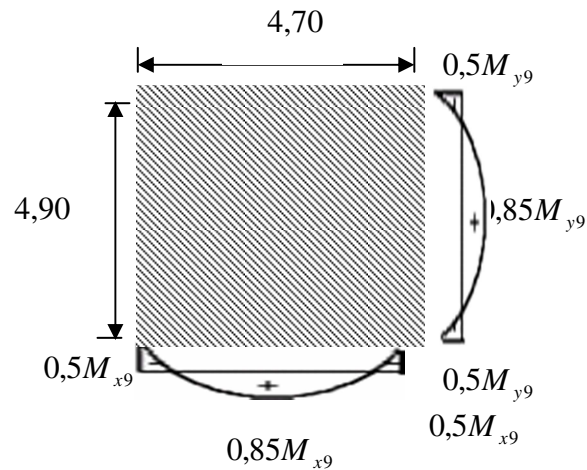
Avec :

$T = \max (T_x ; T_y)$

$; T_y = q \cdot \frac{l_y}{2} \cdot \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \quad T_x = q \cdot \frac{l_x}{2} \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$

et $N_u = 1,35 \cdot N_G + 1,5 \cdot N_Q \quad q = \frac{N_u}{S}$

$N_u = 1,35 \cdot 60003,65 + 1,5 \cdot 16454,32 = 105686,41 \text{ kN}$



$$S = \frac{Nu}{q} = 422,75m^2$$

$$q = \frac{10568641}{422,75} = 249,997 \approx 250 KN/m^2$$

$$T_x = 323,63KN$$

$$T_y = 267,76KN$$

$$ht \geq \frac{323630}{0,9 \cdot 1 \cdot 2,50 \cdot 10^4} = 14,38cm \dots\dots\dots (4)$$

Condition de non poinçonnement

Il faut que : $N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c,28}$

avec:

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier ;

h : Epaisseur du radier .

$$U_c = 2(a_1 + b_2) \Rightarrow \begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases}$$

N_u : la charge applique sur le poteau le plus sollicité à l'E.L.U.R soit $N_u = 2774kN$ et $a=b=70cm$

$$U_c = 2(a+b+2h) \Rightarrow 4,5h^2 + 3,15h - 2774 \geq 0 \quad 223,47$$

$$d'où : h \geq 24,48 \dots\dots\dots (5)$$

Pour satisfaire les cinq conditions précédemment, soit **ht =70 cm**

a.2.Hauteur des nervures (hN) :

Condition de coffrage (largeur de la nervure)

On opte pour une largeur de nervure $b_0 = 50cm$ (largeur des poteaux du sous sol 1 et 2)

➤ Si les charges sont transmises à la poutre (ici nervure ou dalle du radier), par l'intermédiaire de poteaux de largeur (a) non négligeable, on pourra admettre la répartition linéaire des contraintes

du sol sur une longueur totale de la semelle égale à $\frac{\pi}{2} L_e + a$

➤ Si l'entre axe des poteaux est inférieur à cette valeur, la poutre se calcule, alors, comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

Le projecteur pourra généralement choisir une section de poutre (hauteur de la semelle) telle que

cette condition soit remplie : $\frac{\pi}{2} L_e + a \geq L$ entre axe

Si l'entre axe des poteaux est supérieur à $\frac{\pi}{2} L_e + a$ le calcul devra être effectué conformément à la théorie de la poutre sur sol élastique.

Les résultats de calcul sont représentés au tableau ci-dessous:

hN [m]	1	1,3	1,3
h [m]	70	70	70
b0 [m]	70	50	70
I [m ⁴]	0,2947	0,1397	0,1397
Le [m]	1,87	2,67	2,76
$(\frac{\pi}{2} L_e + a)$ [m]	3,63	4,89	5,03
Entraxe L [m]	4,90	4,90	4,90
$(\frac{\pi}{2} L_e + a) a \geq L$	C.N.V	C.N.V	C.V

Le choix final

Afin de répondre aux conditions citées auparavant nous avons opté pour un radier nervuré d'une épaisseur de $h_t=70$ cm, avec des nervures d'une hauteur $h_N=130$ cm et d'une largeur $b=70$ cm. Les nervures seront disposées dans les deux sens afin de donner une rigidité uniforme au radier.

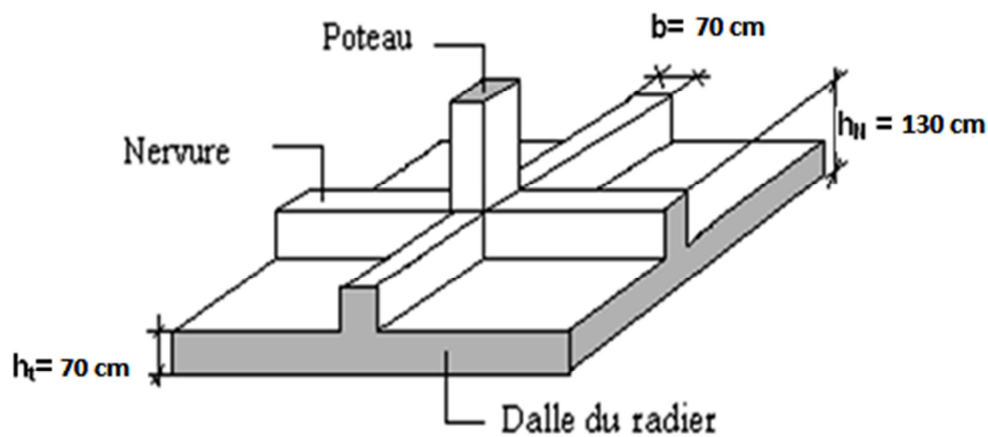


Figure VIII.3.5.a.: Dimension du radier nervuré.

a.2. Calcul de la surface du radier :

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$S \geq N_{\text{ser}} / \sigma_{\text{adm}} \quad \Rightarrow \quad N_{\text{ser}} / S \geq \sigma_{\text{adm}}$$

Avec :

$$N = G+Q = 76457,97\text{kN} = 7645,797\text{t.}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{adm}} = 25 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Donc : } S_{\text{min}} = 305,83 \text{ m}^2.$$

L'emprise totale du bâtiment est de : $568,57 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (d).

a.3. Calcul de débordement de radier (d) :

$$d \geq \max (h/2 ; 30\text{cm}) \Rightarrow d \geq \max (130/2 ; 30\text{cm}) = 65\text{cm}$$

on prend : **d=75cm**

$$\text{D'ou : } S_r = S_b + d. (A+B+C+D) = 568,57 + 0,75.(33,90+32,60+17,10+17,15) = 646,35 \text{ m}^2$$

S_r : Surface de radier.

S : Surface totale du bâtiment.

X : Longueur du bâtiment.

Y : Largeur du bâtiment.

Alors la surface de radier est $S_r = 646,35 \text{ m}^2$.

VIII.3.6. Caractéristiques géométriques et massiques du radier :

a. Position du centre de gravité :

$$\blacksquare X_G = 17,40 \text{ m}$$

$$\blacksquare Y_G = 9,40\text{m}$$

b. Moments d'inertie :

$$\blacksquare I_{xx} = 51809,3723 \text{ m}^4$$

$$\blacksquare I_{yy} = 175480,8202 \text{ m}^4$$

c. Les charges dues radier

c.1. poids total du radier

$$\text{Poids du radier sans les nervures : } G_{\text{RD}} = S_r \times \gamma_b = 646,35 \times 0,70 \times 2,5 = 1131,11\text{t} ;$$

$$\text{Poids des nervures : } G_{\text{NV}} = [(15,10 \times 8) + (35,40 + 35,05 + 34,75 + 34,40 + 34,10)] \times 0,60 \times 2,5 = 441,75\text{t};$$

Donc, le poids total du radier $G_R = 1572,86\text{t}$.

c.2. Surcharge appliqué sur radier

$$Q_{\text{RD}} = 5\text{Kn/M} = 5 \times 646,35 = 3231,75\text{kN} = 323,175\text{t.}$$

c.3. Le poids du remblai

$$G_{RD} = S_x \times \gamma_b = 77,40 \times 6,80 \times 1,69 = 889,50t$$

VIII.3.7. Vérification de La stabilité du radier :**VIII.3.7. 1. Vérification des contraintes sous le radier**

La vérification des contraintes sous le radier est menée sous les combinaisons suivantes :

E.L.S : G + Q

Accidentelle : 0,8G ± E

Accidentelle : G + Q ± E

On doit vérifier que :

$$\sigma_m < \bar{\sigma}_{sol} = 2,5 \text{ bar} \quad \text{pour les sollicitations de service}$$

$$\sigma_m < 1,5 \bar{\sigma}_{sol} = 3,75 \text{ bar} \quad \text{pour les sollicitations ultimes et accidentelles}$$

Avec :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} \cdot V_Y$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} \cdot V_Y$$

Et :

N: Effort normal dû aux charges verticales.

M_X : Effort de renversement dû au séisme autour de l'axe X.

M_Y : Effort de renversement dû au séisme autour de l'axe Y.

S : surface du radier $S_{rad} = 646,35 \text{ m}^2$

I_X ; I_Y : inertie du radier dans le sens X et Y respectivement

X_G ; Y_G : Coordonnées du centre de gravité du radier

A partir du **programme autodesk analysis structural 2009** on établit les valeurs des réactions des charges appliquées sur notre construction à la base pour chaque combinaison nécessaire et on ajoute le poids propre du radier y compris les nervures $GR = 15728,60kN$. et la charge d'exploitation appliqué sur celui-ci ; $QRD = 3231,75kN$; on trouve les résultats suivantes :

	N [kN]	Sens	M	σ_1	σ_2	σ_m	adm $\bar{\sigma}$	Vérification
			[kN.m]	[kN/m ²]]	[kN/m ²]]	[kN/m ²]]	[kN/m ²]	
ELS	10123 0,5	X	649708,5	340,96	-27,72	248,79	250,00	Condition vérifiée de compression
		Y	- 1666239, 57	67,36	245,87	111,99	250,00	
ELS	97115 ,42	X	614588,7 6	324,63	-24,13	237,44	250,00	Condition vérifiée de compression
		Y	- 1285479, 3	81,39	219,11	115,82	250,00	
G+Q+E	97115 ,42	X	667423,2 6	339,62	-39,12	244,94	250,00	Condition vérifiée de compression
		Y	- 1336804, 63	78,64	221,86	114,45	250,00	
0,8G±E	61943 ,48	X	437765,5	220,04	-28,37	157,94	250,00	Condition vérifiée de soulèvement
		Y	435797,8 7	72,49	119,18	84,16	250,00	

Tableau VIII.3.7. 1.: Vérification des contraintes sous le radier

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement et de compression .

VIII.3.7. 2.Vérification de la stabilité du radier au renversement

La vérification de la stabilité au renversement du radier est menée sous les combinaisons accidentelle : 0,8 G ± E

Le radier est sollicité par un effort normal venant des charges et surcharges de la structure et par un moment de renversement qui résulte de l'action sismique,

donc D'après le RPA99/Version2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si :

$$M_S \geq 1,5M_R \Rightarrow \frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$$

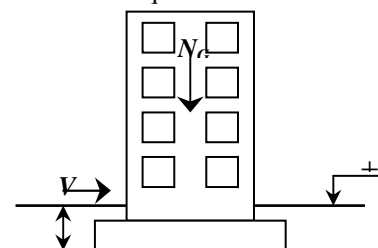
M_R : Moment dû au séisme.

M_S : Moment dû charge gravitaire.

M_{SY} = N_G. X_G

M_{SX} = N_G. Y_G

Figure IX.7.2.. : Schéma statique du bâtiment



N_G : Poids propre de la structure (y compris le poids propre du radier et du remblai $\gamma_{sol}=16,80$ KN/m³) $\rightarrow N_G=10431,33t=104313,32kN$.

Nous présentons dans le tableau **VIII.3.7. 2.**: les résultats de calcul.

X	N_G (KN)	$M_{Rl.m}$	$M_S(KN.m)$	$\frac{M_S}{M_R}$	$\geq 1,5$
Sens x	104313,32	437765,5	1815051,768	4,14	Vérifiée
Sens y	104313,32	435797,87	980545,208	2,25	Vérifiée

Tableau VIII.3.7. 2.: Résultats de calcul de la stabilité du radier

Conclusion: Notre structure est stable dans les deux sens et il n'y a pas de risque de renversement

VIII.3.7. 3.Vérification de l'effet de sous- pression:

On doit vérifier que sous l'effet de sous pression hydrostatique, le bâtiment ne soulève pas.

$$W \geq \alpha \gamma h S_r$$

Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier ; $W = W_{bat} + W_{rad} = 7749,176 + 323,175$

$$W = 8072,351t$$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1,5$).

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 1t/m^3$).

h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 7,50$ m).

S_r : Surface du radier ($S_r = 646,35$ m²)

$$\alpha \gamma h S_r = 1,5 \times 1 \times 7,50 \times 646,35 = 7271,4375t$$

$$\alpha \gamma h S_r = 7271,4375 t < 8072,351 t$$

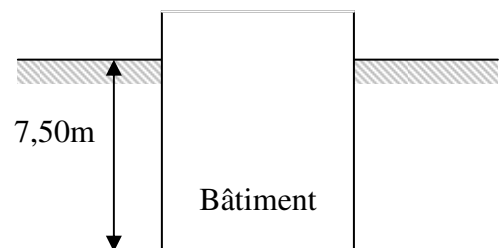


Figure III.3.7.3.: Ancrage du Batiment

La condition est vérifiée, il n'y a pas donc de risque de soulèvement

VIII.3.8.Ferraillage du radier :

Nous avons utilisé pour le ferraillage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé et immergé en eau douce (Art.A.5.33 BAEL91) dans les résultats sont donnés par les trois tableaux suivantes :

a. Détermination des sollicitations

Le radier sera calculé comme un plancher renversé appuyé sur les voiles longitudinaux et transversaux et les poutres noyées dans ce dernier.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés par la contrainte moyenne dans le sol et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés puis chargés par la contrainte moyenne du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_X , μ_Y qui dépendent du rapport ($\rho = L_X / L_Y$) et du coefficient de POISSON (ν), Pour cela on doit choisir quatre panneaux de radier qui sont les plus sollicités.

➤ L'E.L.U $\nu = 0$

➤ L'E.L.S $\nu = 0,2$

Si : $\rho < 0,4$ Dalle portant dans un seul sens.

Si : $\rho > 0,4$ Dalle portant dans les deux sens.

Si : $1 \geq \rho \geq 0,4$

$$M_X = \mu_X q L_X^2$$

$$M_Y = \mu_Y M_X$$

Si : $0 \leq \rho \leq 0,4$

$$M_X = q L_X^2 / 8$$

$$M_Y = 0$$

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante :

$$M_t + (M_W + M_E) / 2 \geq 1,25 M_0$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appui et en travée.

➤ **Pour les panneaux intermédiaires :**

Moment sur appui $M_E = M_W = 0,5 M_0$

Moment en travée $M_t = 0,75 M_0$

➤ **Pour les panneaux de rive :**

Moment sur appui $M_E = M_W = 0,4 M_0$

Moment en travée $M_t = 0,85 M_0$

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés. A cet effet, les contraintes prises en considération dans la suite des calculs sont :

b. Détermination des efforts :

ELU :

$$q_u = \frac{N_U}{S_{rod}} = \frac{107977,50}{646,35} = 167,06 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$q_u = 167,06 \text{ kN} / \text{m}^2 ; q_u = 16,71 \text{ t} / \text{m.ml}$$

LS :

$$q_{ser} = \max(\sigma_{ser} ; \sigma_m) = \max\left(\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rod}} ; \sigma_m\right)$$

$$q_{ser} = \max(150,25; 237,44)$$

$$q_{ser} = 237,44 \text{ kN} / \text{m}^2 ; q_{ser} = 23,74 \text{ kN} / \text{m.ml}$$

Figure VIII.3.8.b.: Schéma d'identification des panneaux les plus défavorables du radier

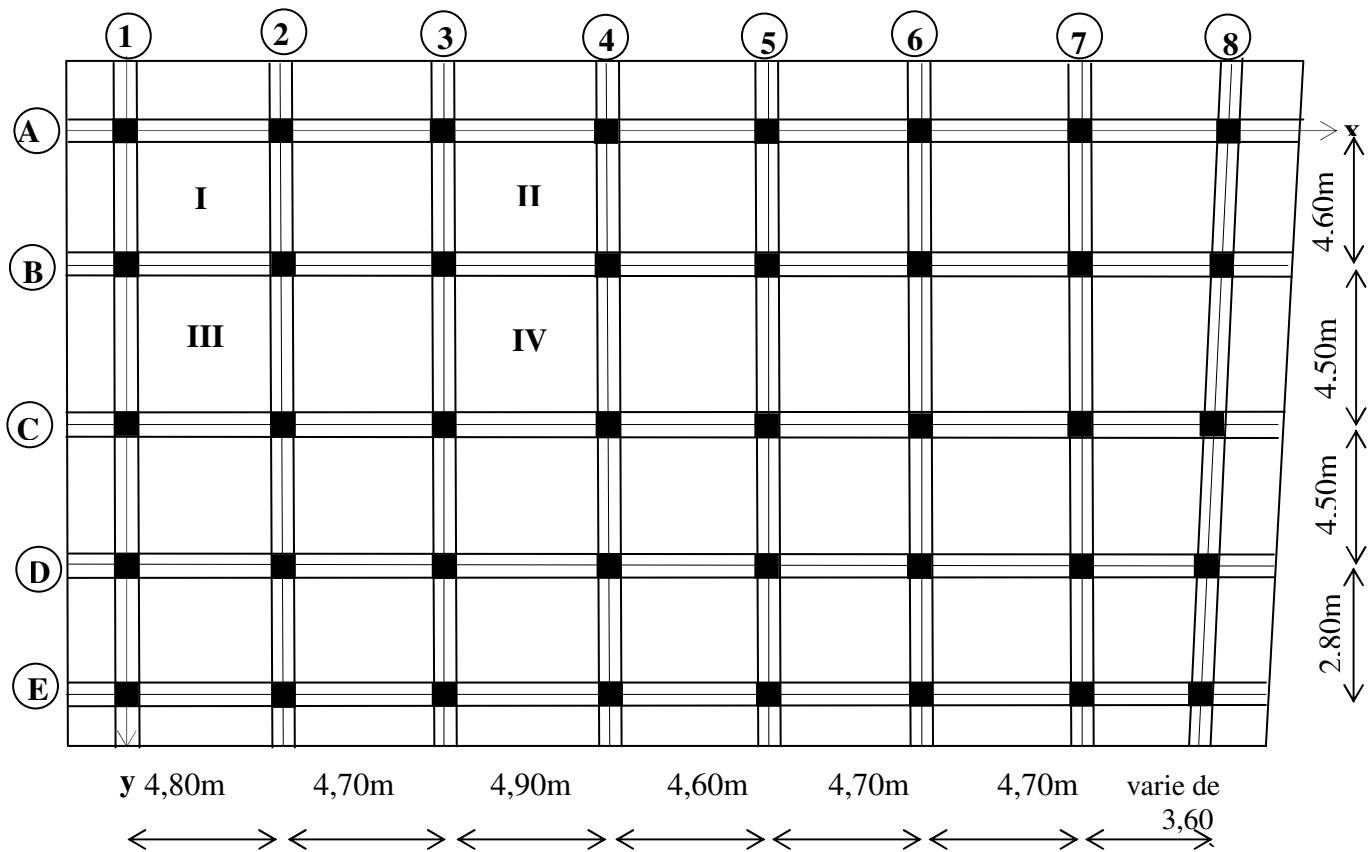


Tableau VIII.3.8.b.: Moments de flexion en travées (Mx et My)

Panneau	lx	ly		ELU q'u=16,71 t/m				ELS q'ser=23,74t/m			
				μ_x	μ_y	M_x^u [t/m]	M_y^u [t/m]	μ_x	μ_y	M_x^u [t/m]	M_y^u [t/m]
	4,60	4,80	0,96	0,0410	0,8875	12,32	10,94	0,0483	0,9236	20,62	19,05
I	4,60	4,90	0,94	0,0410	0,8875	12,32	10,94	0,0483	0,9236	20,62	19,05
II	4,50	4,80	0,94	0,0410	0,8875	11,79	10,47	0,0483	0,9236	19,74	18,23
V	4,50	4,90	0,92	0,0456	0,7834	13,12	10,27	0,0528	0,8502	21,58	18,34

Tableau VIX.3.8.b. : Moments de flexion sur appuis (Max et May)

Panneau	lx [m]	ly [m]		ELU				ELS			
				M_{xe}^u [t/m]	M_{xw}^u t/m]	M_{ye}^u [t/m]	M_{yw}^u [t/m]	M_{xe}^{ser} [t/m]	M_{xw}^{ser} [t/m]	M_{ye}^{ser} [t/m]	M_{yw}^{ser} [t/m]
	4,60	4,80	0,96	9,65	10,94	6,43	3,86	12,13	7,28	11,20	6,72
I	4,60	4,90	0,94	9,65	10,94	6,43	3,86	12,13	7,28	11,20	6,72
II	4,50	4,80	0,94	6,94	4,16	6,16	3,69	11,61	6,97	10,72	6,43
V	4,50	4,90	0,92	7,72	4,63	6,04	3,63	12,69	7,61	10,79	6,47

Tableau VIII.3.8.b. : tableau récapitulatif des moments fléchissant maximum

SENS	X-X		Y-Y	
	E.L.U.R	E.L.S	E.L.U. R	E.L.S
Moments en travée [t/m]	13,12	21,58	10,94	19,05
Moments sur appuis [t/m]	10,94	12,69	6,43	11,20

c.Calcul des sections d'armatures des panneaux du radier :

Exemple de calcul

Sens (X-X)

A l'E.L.U :

En travée

$$M_{lx}^u = 131,20 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{lx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{131200}{14,17 \times 100 \times (63)^2} = 0,0233 \Rightarrow \alpha = 0,0295 \text{ et } \beta = 0,988$$

$$A_{lx}^u = 6,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures:

$$4\text{T16/ml} \longrightarrow A = 8,04\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T16} \longrightarrow e = 25\text{cm}).$$

ELS :

$$M_{lx}^s = 215,80 \text{ KN.m}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \overline{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 110\sqrt{n \cdot f_{t28}}\right) = 201,63\text{MPa} \end{cases}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 8,04}{100} = 1,206\text{cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 8,04 \cdot 63}{100} = 151,956\text{cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,206 + \sqrt{(1,206)^2 + 151,956} = 11,18\text{cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (11,18)^3}{3} + 15 \cdot 8,04 \cdot (63 - 11,18)^2 = 370429,17\text{cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{215800}{370429,17} = 0,58$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,58 \cdot 11,18 = 6,48\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,58 \cdot (63 - 11,18) = 450,83\text{MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15\text{MPa} \\ \sigma_s > \overline{\sigma}_s = 201,63\text{MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l' ELU ne convient pas et} \\ \text{doivent être recalculé à l'ELS}$$

Détermination des armatures à l'ELS :

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{215800}{201,63 \cdot 100 \cdot (63)^2} = 0,00269$$

$$\mu_1 = 0,00269 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,9985 \\ \gamma_1 = 12,35 \end{cases}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = 5,928MPa < \bar{\sigma}_b = 12MPa \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{215800}{201,63 \cdot 0,9985 \cdot 63} = 17,01cm^2/ml$$

Choix des armatures:

$$9T16/ml \longrightarrow A = 18,11cm^2/ml$$

$$(T16 \longrightarrow e = 10cm).$$

On suivant les memes etapes pour le calcul des armatures sur appuis à l.E.L.U.R et à l' E.L.S sur appuis et en traves et dans les deux diracetions on trouve les resultants resumes sur le tableaue suivant :

T ableau VIX.3.8.c.: Récapitulatif de calcul des moments maximum des panneau les plus défavorables du radier

	SENS	X-X		Y-Y	
	COMBINAISON	E .L.U.R	E.L.S	E.L.U. R	E.L.S
Panneau I	En trave	5,69	16,25	5,04	15,01
	sur a ppuis	5,04	9,56	2,95	8,82
Panneau III	En trave	5,69	16,25	5,04	15,01
	sur a ppuis	5,04	9,56	2,95	8,82
Panneau IX	En trave	5,44	15,56	4,82	14,37
	sur a ppuis	3,19	9,15	2,83	8,44
Panneau XV	En trave	6 06	17,01	5,57	14,45
	sur a ppuis	3 55	10,00	2,77	8,50

Tableau VIII.3.8.c.: Ricapitulatif de choix final des armatures des panneaux les plus défavorables du radier

		X-X		Y-Y	
		En trave	sur appuis	En trave	sur appuis
Panneau I	As[cm²]	16,25	9,56	15,01	8,82
	As'[cm²]	0,00	0,00	0,00	0,00
	Asmin [cm²]	07,61	07,61	07,61	07,61
	As [cm²]choix	6T20=18,85	5T16=10,05	8T16=16,08	5T16=10,05
	St[cm]	20	25	15	25
Panneau II	As[cm²]	16,25	9,56	15,01	8,82
	As'[cm²]	0,00	0,00	0,00	0,00
	Asmin [cm²]	07,61	07,61	07,61	07,61
	As [cm²]choix	6T20=18,85	5T16=10,05	8T16=16,08	5T16=10,05
	St[cm]	20	25	21	25
Panneau III	As[cm²]	15,56	9,15	14,37	8,44
	As'[cm²]	0,00	0,00	0,00	0,00
	Asmin [cm²]	07,61	07,61	07,61	07,61
	As [cm²]choix	8T16=16,08	5T16=10,05	8T16=16,08	5T16=10,05
	St[cm]	25	25	15	25
Panneau IV	As[cm²]	17,01	10,00	14,45	8,50
	As'[cm²]	0,00	0,00	0,00	0,00
	Asmin [cm²]	07,61	07,61	07,61	07,61
	As [cm²]choix	6T20=18,85	5T16=10,05	8T16=16,08	5T16=10,05
	St[cm]	20	25	15	25

N.B : Pour une facilité et une rapidité d' exécution, on prend le ferrailage du panneau **PI** parce que c'est le panneau le plus sollicité.

Les armatures en partie supérieure sont constituées par :

Sens (y-y) :

Sur appuis : $As = 8,50$; Soit: 5T16=10,05 /ml; St =25 cm.

En travée : $As = 14,45$; Soit: 8T16=16,08 /ml; St =15 cm.

Sens (x-x):

Sur appuis : $As = 10,00$; Soit: 5T16=10,05 /ml; St =25 cm.

En travée : $As = 17,01$; Soit : 6T20=18,85 /ml ; St = 20 cm.

VIII.3.9. Etude du débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 75cm .Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de largeur de un mètre.

$b = 1 \text{ m}$

$h = 70 \text{ cm}$

$d = 0,9 h = 63 \text{ cm}$

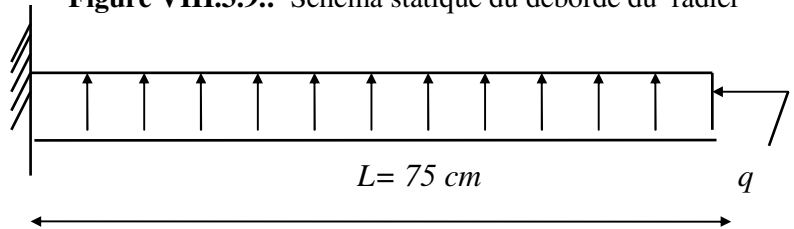
$q_u = 248,79 \text{ KN/m}^2 \times 1\text{ml}$

$q_{ser} = 237,44 \text{ KN/m}^2 \times 1\text{ml}$

$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$

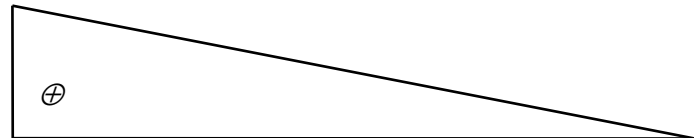
(t/ml))

Figure VIII.3.9.: Schéma statique du débord du radier

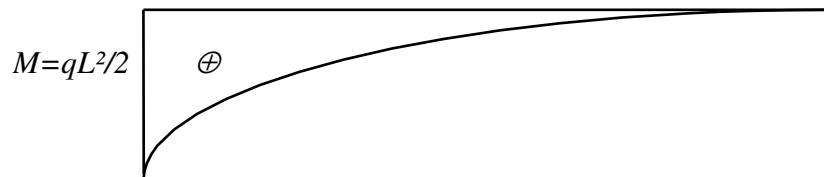


a. Calcul à l'ELU :

$T = q L$



$M_u = \frac{q_u L^2}{2} \Rightarrow M_u = 49,37 \text{ KN.m}$



Mu[kN.m]	d[m]	μ	Z [m]	As [cm ²]
49,37	0,63	0,0087	0,63	2,25

b. Calcul à l'ELS

$M_{ser} = \frac{q_{ser} L^2}{2} = 66,78 \text{ KN.m}$

Mser[kN.m]	d[m]	X	Z [m]	M_1	Nature de section	As [cm ²]	σ_{st}	$\overline{\sigma}_{bc}$
66,78	0,63	0,018	0,63	2,64	SSAC	2,25	201,63	15

c. vérifications :

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} \quad \text{Tel que} \quad \begin{cases} A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{tj}}{f_e} \\ A_s^{\min} = 7,61cm \end{cases}$$

d.Choix des barres du débord :

A_s [cm ²] (E.L.U.R)	A_s [cm ²] (E.L.S)	A_{\min} [cm ²]	Choix des barres	Esp [cm]	$A_{s \text{ rep}}$ [cm ²]	Esp [cm]	Esp [cm]
2,25	2,25	2,25	4T16 ($A_s=08,04$)	25	4T10 ($2,715cm^2$)	25cm	1,12

d.Vérification au cisaillement :

$$\tau_u < \tau_u = 0,05 f_{28}$$

avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} ; b = 1 \text{ m} ; d = 0,90h_r = 0,63 \text{ m.}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = 0,054 \text{ MN.}$$

$$\tau_u = \frac{0,054}{0,63} = 0,0857 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \tau_u = 1,25 \dots\dots\dots \text{ condition vérifiée.}$$

VIII.3.10.Ferraillage de nervure :

a.determination des sollicitations :

On assimile les nervures du radier aux poutres ,donc pour le calcul on utilise la method des trios moments (**BAEL91 modifier 99**) et on distingue trios types des poutres apparentes :

- ✓ Poutres aux sens principales supportant des charges trapézoïdales;
- ✓ Poutres aux sens secondaires supportant des charges trapézoïdales .
- ✓ Poutres aux sens secondaires supportant des charges triangulaires.

Poutre principale :

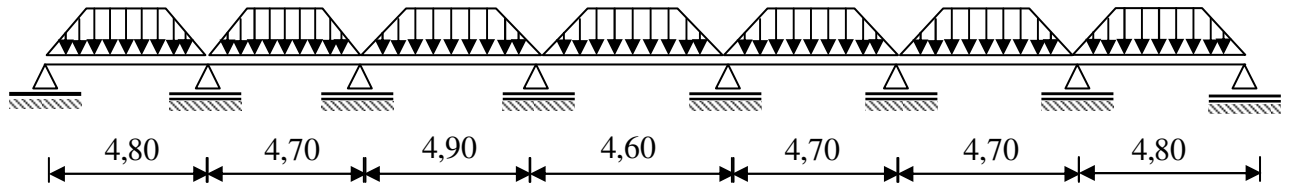


Figure VIII.3.9. : Distribution des charges sur les poutres aux sens principales

Poutre secondaire :

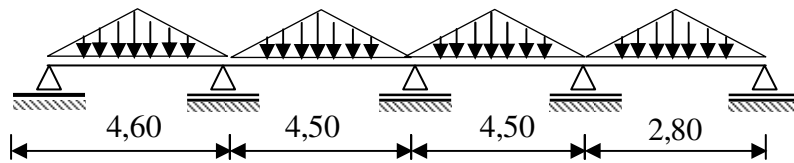


Figure VIII.3.9. : Distribution des charges sur les poutres aux sens secondaires

On utilise la methode des trois moments on utilisant la formule suivante :

$$M_{i-1} + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + L_{i+1}.M_{i+1} = -6\left(\frac{S_{i-1}}{L_i} + \frac{S_{i+1}}{L_{i+1}}\right)$$

Avec : M_i ; M_{i-1} ; M_{i+1} : les moments sur appuis (inconnues hyperstatiques) ;

L_i ; L_{i+1} : les portées des travées ;

S_{i-1} ; S_{i+1} : les moments statique des diagrammes des moments fléchissant

b.Calcul de frrailage :

b.1.Calcul des moments fléchissant :

b.1.1.Charge équivalente :

➤ **Poutres principales :**

ELU :

$$q_{1u} = \left[248,79 \times \frac{4,90 + 1,70}{2} \right] \times \frac{2}{4,90} = 335,10 \text{ KN / m}$$

ELS :

$$q_{1ser} = \left[237,44 \times \frac{4,90 + 1,7}{2} \right] \times \frac{2}{4,90} = 319,82 \text{ KN / m}$$

ACC :

$$q_{1accr} = \left[157,94 \times \frac{4,90 + 1,7}{2} \right] \times \frac{2}{4,90} = 212,73 \text{ KN/m}$$

➤ **Poutres secondaires :**

ELU :

$$q_{1u} = \left[248,79 \times \frac{4,60}{2} \right] \times \frac{2}{248,79} = 248,79 \text{ KN/m}$$

ELS :

$$q_{1ser} = \left[237,44 \times \frac{4,60}{2} \right] \times \frac{2}{4,60} = 237,44 \text{ KN/m}$$

S.A :

$$q_{1ser} = \left[157,94 \times \frac{4,60}{2} \right] \times \frac{2}{4,60} = 157,94 \text{ KN/m}$$

b.2.Les Armatures longitudinale :

Après le calcul (voir le chapitre 03 pour plus détaillé sur la méthode des trois moments) et on trouve les résultats résumé dans le tableau suivant :

	M_u	μ	α	Z	A_s^{cal} [cm²]	Choix	A_s^{adp} [cm²]
Travée	1112,85	0,1 14	0,153	109,85	29,11	5T20 fil= 15,71 cm ² 7T16ch =14,07 cm ²	29,78
Appui	1213,56	0,1 25	0,167	109,15	31,94	5T20 fil=15,71 cm ² 2T20+5T16ch =16,33 cm ²	32,04

Tableau VIII.3.9.b.1: Ferrailage longitudinal des nervures à ELU

➤ **Recommandations du RPA99 V2003:**

On vérifie que : $A_{smin} \leq A_s \leq A_{smax}$

A_s : la section maximum des armatures longitudinales le long de la poutre .

A_{smin} : la section minimum des armatures en toute section de la poutre recommandée par RPA99/version2003.

$$A_{smin} = 0,5\% \cdot (b \cdot h) \text{ (cm}^2\text{)} = 32,50 \text{ cm}^2$$

A_{smax} : la section total maximum des aciers longitudinaux.

$$A_s \text{max} = 4\% \cdot (b \cdot h) \text{ (cm}^2\text{)} = 260 \text{cm}^2$$

➤ **Ferrailage minimal d'après CBA93 : (Condition De Non Fragilité)**

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

Avec : $f_{t28} = 2,1 \text{MPa}$; $f_e = 400 \text{MPa}$

$$A_s \geq A_s^{\text{min}} = 7,06 \text{cm}^2 \Rightarrow C.V$$

ZONE	As(cm2)	Asmin [cm ²]	Asmax [cm ²]	Observation
Appuis	34,18	7,06	260	Condition vérifiée
Travée	34,18			

Tableau VIII.3.9.b.1: vérification des recommandations de l'RPA99V2003 (nervures)

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS:**

La fissuration est considérée préjudiciable.

$$\text{On doit vérifiée que : } \begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma_t = \sigma_s + \sigma_t \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{MPa} \end{cases}$$

ZONE	E.L.S					Observation
	M [Kn.m]	σ_{bc} [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	σ_s [Mpa]	$\bar{\sigma}_s$ [Mpa]	
Appuis	1142,1 1	9,84	15	230,7 9	250	Condition vérifiée
Travée	1201,5 3	10,18	15	231,4 1	250	Condition vérifiée

Tableau VIII.3.9.b.1: Vérification des contraintes des nervures à l'ELS

➤ **Disposition constructives :**

Le règlement **BAEL91 modifié en 99** prévoit des armatures de peau dès que l'on dépasse une hauteur de 60 cm ; c'est le cas pour nos poutres (nervures) dont $h = 2 \text{m}$.

$A_p = 2 \times (1 \text{ cm}^2/\text{m} \times 2)$. (Fissuration préjudiciable)

$$A_p = 4 \text{ cm}^2$$

Par paroi on prend : **4T12** (4,52 cm²)

- **Vérification de l'effort tranchant :**
- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = 2417,87 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 1,03 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b.2. Calcul des armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

- **Selon le BAEL 91 modifié 99:**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1: \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right) \end{array} \right.$$

- **Selon le RPA 99 modifié en 2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_i \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_i; \frac{b}{10}\right) = 2\text{cm}$$

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et de nuance FeE50 ($f_e=500\text{MPa}$).

les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

ZON E	BAE L	RPA	CHOI X	Atmin		choix	
	St[c m]	St[c m]	St[cm]	BAEL	RPA	At [cm ²]	St[c m]
N	40	24	20	2,68	3,00	5T10(3,93)	20
C	40	100	25	3,35	3,75	5T10(3,93)	25

Tableau VIX.3.9.b.2: Calcul des armatures transversales des nervures.

➤ **Arrêt des barres :**

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$

Avec : $L = \text{Max} (L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$.

➤ **Recouvrement des armatures longitudinales :**

$L_r = 50\varnothing$ (zone III).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- $\varnothing=25\text{mm} \dots\dots\dots L_r=125\text{cm}$
- $\varnothing=20\text{mm} \dots\dots\dots L_r=100\text{cm}$

b.3. Armature de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses

Pour les bâtiments courant on a $3\text{cm}^2 / \text{m}$ pour les armatures de peau

$$A_p = 3 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \times 1,4 = 4,2 \text{cm}^2 \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

Donc on prend $4\text{T}14 = 4,52 \text{cm}^2$

Figure VIII.3.9.b.: Schémas de ferrailage des nervures

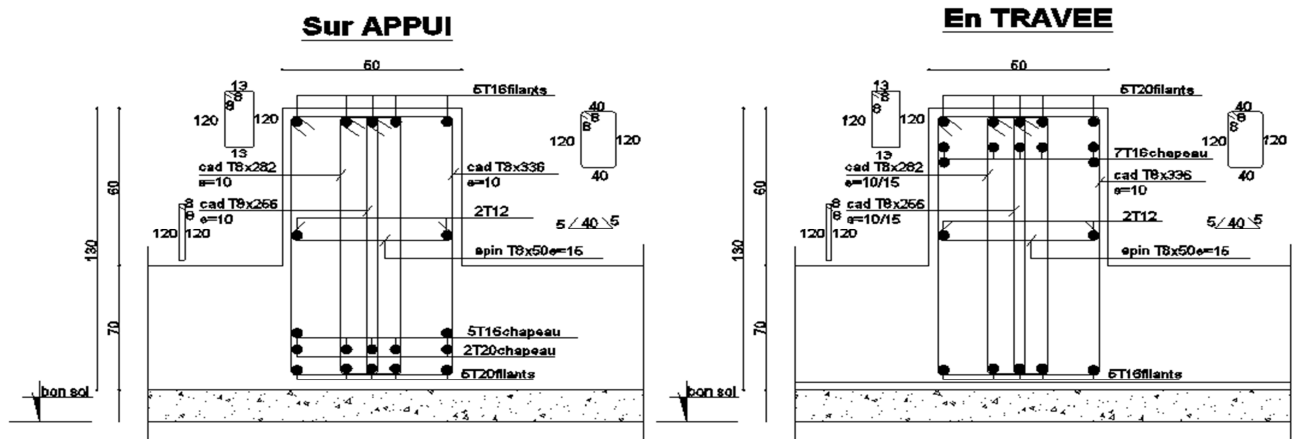
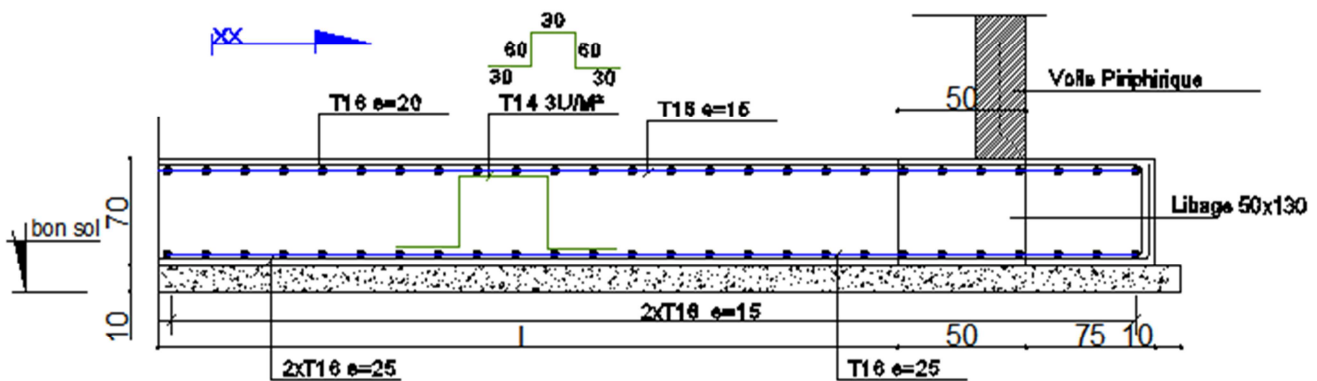


Figure VIII.3.8.c.: Schéma de Ferrailage du radier a



Conclusion

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même l'application des règlements et de certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Et pour la réalisation d'une construction dans une zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on recherche aussitôt après, la disposition convenable des éléments de contreventement.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.