

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique

Université A. MIRA, - Bejaïa –
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Pour obtenir le titre de Master en Génie Civil

Option : Matériaux et Structure

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENTS (R+8+S. SOL) EN BETON ARME
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL**

Présenté par

MR. RACHID FAHEM

MR. OUATAH ABDELHALIM

SOUTENU LE 20- 09 – 2012

DEVANT LE JURY COMPOSE DE :

MR. BELHAMDI

MR. OURABAH

MR. BOUROUBA Promoteur

Remerciements

Nous tenons à remercier vivement notre promoteur Monsieur BOUROUBA, enseignant à l'université de Bejaia pour nous avoir suivi durant la réalisation de ce modeste travail, les conseils qu'il nous a prodigués, pour la confiance qu'il nous a accordée, sa disponibilité et la patience dont il fait preuve nous a été d'un apport précieux pour l'accomplissement de ce travail.

Nous remercions aussi les membres de jurys qui nous font l'honneur d'avoir accepté de juger ce modeste travail.

Nos remerciements vont également à tous ceux qui nous ont aidés à la réalisation de ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce mémoire :

A mes très chers parents qui m'ont beaucoup aidé.

A mes frères MASSINISSA, ZOUBIR et sa femme.

A mes très chers sœurs NACIRA, FOUZIA et leurs époux SALAH, SALIM.

A mes cousins, mes cousines et à toute la famille.

A mes très chers amis : NABIL, CHICHI, TARIK, BILAL, RAZIK, SOUFIANE, AMIROUCHE.

Particulièrement a mon binôme HALIM.

A tous ceux que je connais de prêt ou de loin.

R/FAHEM

Dédicaces

Je dédie ce mémoire :

A mes très chers parents qui m'ont beaucoup aidé.

A mes frères MASSINA, KHALED et FADI.

A mes très chères sœurs, SALIMA, DJAHIDA, KARIMA, et leurs époux MOHAND, SAID, MOURAD, et très chère sœur YASSINIA.

A mes cousins, mes cousines et à toute la famille.

A mes très chers amis : CHABANE, OUAHIB, AZDINE, HAMIDA, NABIL, CHICHI, TARIK, BILAL, RAZIK, SOUFIANE, AMIROUCHE.

Particulièrement à mon binôme FAHEM.

A tous ceux que je connais de prêt ou de loin.

OUATAH A/HALIM

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE.....	1	
CHAPITRE 1	GENERALITES.....	2
1.1	PRESENTATION DE L'OUVRAGE :	2
1.2	IMPLANTATION DE L'OUVRAGE :	2
1.3	CARACTERISTIQUE DE SITE :	3
1.4	CARACTERISTIQUE ARCHITECTURALES :	3
1.5	USAGE DE BATIMENT :	3
1.6	CARACTERISTIQUE STRUCTURAL :	3
1.7	ACTION ET SOLLICITATIONS :	4
1.8	HYPOTHESES DE CALCUL :	6
CHAPITRE 2	PRE DIMENSIONNEMENT DES	
ELEMENTS.....	7	
2.1	PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX.....	7
2.1.1	Plancher à corps creux :	7
2.1.2	Dalle pleine :	8
2.1.3	Les poutres :	8
2.1.4	Les voiles :	9
2.1.5	Les escaliers :	10
2.1.6	Toiture:	13
2.1.7	Les poteaux :	14
2.2	EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES:.....	15
2.2.1	Les planchers	15
2.2.2	Les murs :	16
2.2.3	Les escaliers :	16
2.3	DESCENTE DE CHARGE :	17
2.4	LES VERIFICATIONS :	20
2.4.1	Vérification des poteaux :	20
2.4.2	Conclusion :	22
CHAPITRE 3	ETUDES DES ELEMENTS NON	
STRUCTURAUX.....	23	
3.1	CALCUL DES PLANCHERS :	23
3.1.1	Plancher à corps creux :	24
3.1.2	Plancher à dalle pleine :	44
3.2	L'ACROTERE :	49
3.3	ETUDE DE L'ESCALIER :	53
3.4	ETUDE DE L'ASCENSEUR	65

CHAPITRE 4	ETUDE DYNAMIQUE.....	73
4.1	METHODES DE CALCUL :	75
4.1.1	Méthode d'analyses modale spectrale	75
4.1.2	Méthode d'analyse par accélérogramme:	79
4.2	DISPOSITION DES VOILES :	80
4.3	INTERPRETATION DES RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE :	81
4.3.1	Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :	81
4.3.2	Vérification de la période :	86
4.3.3	Justification de l'interaction voiles portiques :	86
4.3.4	Vérification de l'effort normale réduit :	88
4.4	VERIFICATION VIS -A -VIS DES DEPLACEMENTS :	88
4.5	JUSTIFICATION VIS AVIS DE L'EFFET P- Δ (RPA99/VERSION 2003 (ARTI5.9)) :	89
4.6	JUSTIFICATION DE LA LARGEUR DES JOINTS SISMIQUES :	90
CHAPITRE5	CALCUL DES ELEMENTS STRUCTURAUX	
92		
5.1	ETUDE DES POUTRES :	92
5.2	ETUDE DES POTEAUX :	101
5.3	ETUDE DES VOILES :	112
CHAPITRE 6 :	ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE....	123
6.1	CHOIX DE TYPE DE FONDATION :	123
6.1.1	Semelle isolée :	124
6.1.2	Semelle filantes :	125
6.1.3	Radier général	126
6.2	ETUDE DES MURS DE SOUTENEMENTS (VOILES PERIPHERIQUES).....	138
6.3	MUR DE SOUTENEMENT AVEC UNE CHARGE REPARTIE :	138
	CONCLUSION GENERALE.....	143
BIBLIOGRAPHIE.....		165
ANNEXE A		166
ANNEXE B		167
ANNEXE C		168
ANNEXE C		170

TABLE DES FIGURES

Figure 1. Coupe transversale d'une poutre	8
Figure 2. Coupe verticale d'un voile	9
Figure 3. Coupe verticale d'un escalier	10
Figure 4. Les Différents Types d'escalier	10
Figure 5. Les différentes coupes d'escaliers à trois volées.....	12
Figure 6. Coupe d'escalier à deux volées	13
Figure 7. Coupe transversale de plancher étage courant	15
Figure 8. Coupe transversale de plancher terrasse	15
Figure 9. Coupe transversale de plancher à dalle pleine	15
Figure 10. Murs intérieurs.....	16
Figure 11. Murs extérieurs	16
Figure 12. Schéma de la dégression de charge	18
Figure 13. Schéma de la descente de charge.....	18
Figure 14. Surface afférente au niveau 6 ^{ème} étage	18
Figure 15. Surface afférente de RDC à 5 ^{ème}	18
Figure 16. Schéma statique d'une poutrelle.....	26
Figure 18. Les Moments sur une poutre à plus de deux travées.....	27
Figure 19. Les Moments sur une poutre à deux travées	27
Figure 20. L'Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées	27
Figure 21. Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot.....	28
Figure 22. Exemple de calcul d'une poutrelle	29
Figure 23. Coupe transversale d'une poutrelle	30
Figure 24. Les schémas de ferrailage des poutrelles.....	43
Figure 25. Schéma de ferrailage des dalles des balcons	46
Figure 26. Schéma de ferrailage de dalle sur trois appuis.....	49
Figure 27. Coupe transversale de l'acrotère.....	49
Figure 28. Schéma statique de l'acrotère	50
Figure 29. Schéma de ferrailage de l'acrotère	53
Figure 30. Schéma statique d'escalier.....	54
Figure 31. Schéma de ferrailage des volées 1 et 3	61
Figure 32. Schéma de ferrailage de la volée 2.....	61

Figure 33. Schéma statique de poutre brisé	62
Figure 34. Schéma statique d'une poutre brisé.....	62
Figure 35. Schéma de ferrailage de Poutre brisée.....	65
Figure 36. Schéma de la dalle et sa surface d'impact.....	68
Figure 37. Schéma de ferrailage de la dalle	72
Figure 38. Spectre de réponse	79
Figure 39. Schéma de disposition des voiles	81
Figure 40. Translation suivant (xx').....	83
Figure 41. Translation suivant (yy').....	84
Figure 42. Rotation autour de (zz')	85
Figure 43. Poutre secondaire	94
Figure 44. Poutre principales.....	94
Figure 45. Longueur de recouvrement.....	97
Figure 46. Schéma de ferrailage d'une poutre principale.....	99
Figure 47. Schéma de ferrailage d'une poutre secondaire	99
Figure 48. Ferrailage des poutres.....	100
Figure 49. Zone nodale	102
Figure 50. Section d'un poteau	107
Figure 51. Zone nodale	8
Figure 52. Coupe longitudinale	110
Figure 53. Coupe transversale.....	112
Figure 54. Ferrailage du linteau	113
Figure 55. Schéma de ferrailage du voile sous sol VY1	122
Figure 56. Linteau.....	122
Figure 57. Semelle isolée.....	125
Figure 58. Schéma du poinçonnement	127
Figure 59. Ferrailage de radier	131
Figure 60. Schéma statique de la nervure intermédiaire $x-x'$	132
Figure 61. Schéma statique de la nervure intermédiaire $y-y'$	135
Figure 62. Schéma du mur adossé.....	138
Figure 63. La répartition des contraintes sur le mur	139
Figure 64. Dalle sur quatre appuis	140
Figure 65. Ferrailage de mur adossé.....	142

INTRODUCTION GENERALE

Jusqu'à nos jours, des constructeurs et des ingénieurs en génie civil sont censé investir tout leur savoir faire dans l'étude et la conception des d'ouvrages.

Continuent leurs recherches dans le domaine de la construction afin d'aboutir à des méthodes de calcul précises tout en tenant compte des différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité, assurer la durabilité et le confort.

Afin de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation. Il est prévu de procéder à l'étude génie civil d'un ouvrage prenant en compte les aspects et le règlement parasismiques régissant la région de l'implantation de cet ouvrage.

Pour ce faire, nous avons choisi un bâtiment en R+8+un sous sol+un entre sol avec ossature mixte en béton armée dont le travail est organisé en six chapitres.

Après avoir présenté le projet et les principes de calcul vis-à-vis des règlements au premier chapitre, on a pré dimensionner les éléments de bâtiments aux chapitre deux.

Au chapitre trois, nous avons calculé tous les éléments secondaires tel que les planchers, les escaliers et l'acrotère. Ensuite on a effectué une étude dynamique de notre structure avec la mise en place des voiles porteurs dans le quatrième chapitre afin de trouver un bon comportement de notre structure. Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du RPA99. Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel SAP2000. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux (poutre, voiles, poteaux) seront exposer au chapitre cinq et enfin l'étude des fondations et les murs soutènements feront l'objet de sixième chapitre.

CHAPITRE 1

GENERALITES

Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des données et des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui dans son étude pour obtenir une structure à la fois sécuritaires et économiques. A cet effet, ce chapitre donne les caractéristiques des matériaux utilisés pour la réalisation de notre structure ainsi qu'une description de cette dernière.

1.1 Présentation de l'ouvrage :

Le projet faisant l'objet de notre mémoire fin de cycle consiste à étudier un bâtiment (R+8+sous sol+entre sol) en béton armé à usage mixtes.

Cet ouvrage est implanté à Bejaia au lieu dit « quartes chemins ». Il est classé selon le group d'usage[2], dans la zone IIa, zone de moyenne sismicité d'après le Règlement Parasismique Algérien.

1.2 Implantation de l'ouvrage :

Les limites de ce projet sont les suivantes

- ✓ Au nord par la rue des frères TABET ;
- ✓ Au sud par une tuilerie ;
- ✓ A l'ouest par la propriété Tiab Mohamed ;
- ✓ A l'est par la propriété Merabet Mohamed.

1.3 Caractéristique de site :

D'après le rapport du sol établi par le laboratoire national de l'Habitat et de la construction (LNHC), le sol présente une faible résistance plutôt faible en surface. Il est constitué essentiellement d'alluvions anciennes du niveau inférieur. On rencontre des limons marneux graveleux après la couche de remblais de 2,00 mètre d'épaisseur. En profondeur on trouve des marnes imprégnées de vase.

La contrainte admissible du sol à prendre dans le calcul de fondation est de 1,3bars pour

Une profondeur d'ancrage 3.00m par apport à la cote du terrain actuel.

1.4 Caractéristique architecturales :

Ce bâtiment à une forme rectangulaire d'une hauteur totale de 27,57 m ;

- ✓ La longueur de l'ouvrage 39,75m ;
- ✓ La largeur de l'ouvrage 22,2m ;
- ✓ La hauteur de sous sol 4,32m ;
- ✓ La hauteur d'étages courants 3,06m.

1.5 Usage de bâtiment :

Outre la cage d'escalier et la cage d'ascenseur, chaque étage a un usage bien précis :

- ✓ Parking (sous sol) ;
- ✓ Commercial (RDC, entre sol, et l'étage 01 et l'étage 02);
- ✓ Habitation pour le reste des étages (six appartements pour chaque étage de type F2 et F3 pour les étages (03, 04,05) ; quatre appartements de type F2 pour l'étage 06 ; deux appartements de type F4 pour le dernier étage.

1.6 Caractéristique structural :

- ✓ **Ossatures** : Vu que la structure dépasse 14 mètre (zone IIa), le RPA exige un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques voiles.
- ✓ **Plancher** : les planchers des différents niveaux de notre structure seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression, armée d'un treillis soudé rendant l'ensemble monolithique. Sauf les balcons sont conçus en dalle pleine en béton armé coulé sur place.

- ✓ **Escalier** : notre structure comprend deux types d'escalier le premier formé de deux volets séparés par un palier de repos, l'autre est formé de trois volets séparés par deux paliers de repos. Ils sont réalisés en béton armé à marche et contre marche pleine.
- ✓ **La maçonnerie**: les murs extérieurs sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses, de 15 et 10 cm d'épaisseur, séparés par une lame d'air de 5 cm. Les murs intérieurs sont réalisés en cloisons de 10 cm d'épaisseur.
- ✓ **Fondation** : les fondations sont dimensionnées en fonction des descentes de charge et du taux de travail du sol, elles sont réalisées en béton armé.
- ✓ **Les voiles périphériques** : sont réalisés en béton armé.
- ✓ **Le dallage** : le dallage constitue le plancher du sous-sol et il est réalisé sur terre pleine
- ✓ **Terrasse et toitures** : dans notre projet, on a
 - Une moitié faite en terrasse inaccessibles
 - Une autre moitié et faite en tuile

1.7 Action et sollicitations :

Action :

Les actions sont des forces et des couples dues aux charges appliquées (permanentes, d'exploitations, climatiques, etc.) aux déformations imposées à une construction (variation de température, tassement d'appuis, etc....), on distingue trois types d'action :

Actions permanentes (G) : des actions en générale de ou poids propre, il convient de tenir compte de tous les éléments (revêtements, étanchéité, cloison, poussés des terres, etc.....), leur intensité est constante.

Action variables (Q) : des actions dont l'intensité varie fréquemment et de façon important dans le temps, on distingue notamment :

- ✓ Les surcharges d'exploitations ;
- ✓ Charges climatiques.

Action accidentelle (FA) : des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement, avec une faible durée d'application (séisme, explosion, choc,...etc.).

Combinaison des actions :

Les sollicitations à considérer dans les calculs : (les moments fléchissant, les efforts tranchants, les efforts normaux) résultant des combinaisons d'action définie ci après et avec les notations suivantes :

G_{\max} : L'ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{\min} : L'ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : Action variable dite de base.

$Q_{i(i>1)}$: Action variable dite d'accompagnement.

Combinaison à considérer pour l'ELU

Situation durables : (ou transitoire ELS) :

$$1,35 \times G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{q1} Q_1 + \sum 1,3 \times \psi_{0i} \times Q_i \dots\dots\dots \text{CBA93.}$$

$$\gamma_{q1} = 1,5: \text{Cas générale}$$

$\gamma_{q1} = 1,35$: Cas de température ; charges routières, bâtiments agricole a faible densité d'occupation humaine.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération des valeurs d'évaluation d'occupation.

$$\psi_{0i} = 0,77: \text{Vent, neige} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (article D.1.2, 3).}$$

$$\psi_{0i} = 0,6: \text{Variation uniforme de la température}$$

Situation accidentelle :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} \times Q_1 + \sum \psi_{2i} \times Q_i$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} \times Q_i$: Valeur quasi permanente d'une action variable.

$$\begin{cases} \psi_1 = 0,2 : \text{vent} \\ \psi_1 = 0,15 : \text{neige pour altitude} < 500\text{ml} \\ \psi_1 = 0,3 : \text{neige pour altitude} > 500\text{ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \psi_2 = 0,5 : \text{variation uniforme de température} \\ \psi_2 = 0 : \text{vent, neige pour altitude} < 500\text{ml, et variation unioforme de température} \\ \psi_2 = 0,1 : \text{neige pour altitude} > 500\text{ml} \end{cases}$$

Combinaison d'action donnée par le RPA99

$$G+Q\mp E ;$$

$$0,8G\mp E ;$$

$$G+Q\mp 1,2E \text{ pour les poteaux.}$$

Combinaison d'action a considérés à l'ELS

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} \times Q_i \dots\dots\dots\text{CBA93.}$$

1.8 Hypothèses de calcul :

- ✓ La résistance a la compression à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$
- ✓ La résistance a la traction $f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$
- ✓ $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{F_{cj}} = 10818,805$ (module de déformation différée)
- ✓ $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{F_{cj}} = 32164,195$ (module de longitudinale instantanée de béton)
- ✓ $f_e = 400 \text{ MPA}$
- ✓ $f_{bu} = 14,2 \text{ MPA}$
- ✓ Coefficient de poisson :
 - $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitation a l'ELU
 - $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformation a l'ELS

CHAPITRE 2

PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Introduction :

Le pré dimensionnement à pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dues aux charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure sera conforme aux règlements BAEL91, RPA99version2003 et le CBA93.

2.1 Pré dimensionnement des éléments non structuraux

2.1.1 Plancher à corps creux :

Le pré dimensionnement se fait avec la vérification de la condition de rigidité suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad \text{CBA93.art:B6.8.4.2.4.} \quad \text{Avec:}$$

- h_t : épaisseur du plancher
- L_{\max} : la portée maximale entre nus d'appuis des poutres principales.

Notre cas : $L_{\max} = 430\text{cm}$.

$$\text{Donc : } h_t \geq \frac{430}{22,5} = 19,11\text{cm}$$

On adopte : $h_t = 20\text{cm}$. Avec :

- 16cm : hauteur de corps creux.
- 04cm : hauteur de dalle de compression.

2.1.2 Dalle pleine :

Condition de résistance à la flexion : formulaire du béton 1 Art : IV.2.3...

Cette condition dépend du type de dalle (condition d'appui).

- Pour une dalle reposant sur deux ou quatre appui avec $\alpha = \frac{L_x}{L_y} < 0,4$: $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$

- Pour une dalle reposant sur trois ou quatre appui avec $\alpha = \frac{L_x}{L_y} > 0,4$: $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Dalle	Lx (cm)	Ly (cm)	$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$		$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$	
				$\frac{L_x}{35}$	$\frac{L_x}{30}$	$\frac{L_x}{50}$	$\frac{L_x}{40}$
Sur deux Appui	205	205	1 > 0,4			4,1	5,125
Sur trois Appui	100	430	0,232 < 0,4	2,85	3,33		

Condition de coupe feu :

- $h \geq 07\text{cm}$ pour une heure de coupe de feu ;
- $h \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe de feu.

D'après les résultats on peut adopter une épaisseur de 12cm pour les tous les types des dalles.

2.1.3 Les poutres :

La condition à satisfaire pour la hauteur des poutres principales et secondaires est

la suivante : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$ (BAEL91)

- L_{\max} : La plus grande portée des poutres ;
- h : la hauteur total de la poutre ;
- b : la largeur de la poutre.

Exigences du RPA99 :RPA.art .7.5.1.

Selon le RPA99 (version2003), les valeurs de b et h

doivent vérifier les conditions suivantes :

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4$
- $b_{\max} \leq 1,5 \times h + b_1$

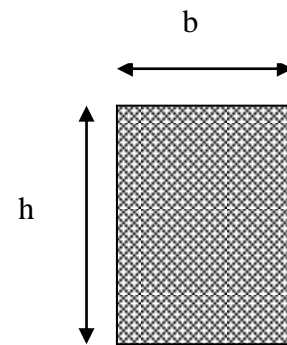


Figure 1. Coupe transversale d'une poutre

2.1.3.1 Poutres principales :

$$L_{\max} = 490\text{cm}$$

$$\frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10} \Rightarrow 32,66 \leq h \leq 49\text{cm.}$$

On adopte : **h = 40cm** et **b = 30cm**.

2.1.3.2 Poutres secondaires :

$$L_{\max} = 430\text{cm}$$

$$\frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10} \Rightarrow 28,66 \leq h \leq 43\text{cm.}$$

On adopte : **h = 40cm** et **b = 30cm**.

Vérification exigences du RPA99 :

- $b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$ vérifiée.
- $h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm}$ vérifiée.
- $\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4$ vérifiée.

Tout les conditions sont vérifiées, alors on adopte la section suivante pour les poutres principales et les poutres secondaires: $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

2.1.4 Les voiles :

Les conditions des voiles doivent satisfaire

les conditions de **RPA.art .7.7.1** :

- $a \geq 15 \text{ cm}$
- $a \geq \frac{h_e}{20}$
- $L \geq 4a$

Avec :

- h_e : hauteur libre d'étage
- a : épaisseur de voile.
- L : longueur du voile.

- $h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm} \Rightarrow a = 13,3 \text{ cm.}$ (Étage courant)

- $h_e = 432 - 20 = 412 \text{ cm} \Rightarrow a = 20,6 \text{ cm.}$ (Sous sol)

On adopte : **a = 15 cm** et **$L \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$** (étage courant)

: **a = 22 cm** et **$L \geq 4 \times 22 = 88 \text{ cm}$** (sous sol)

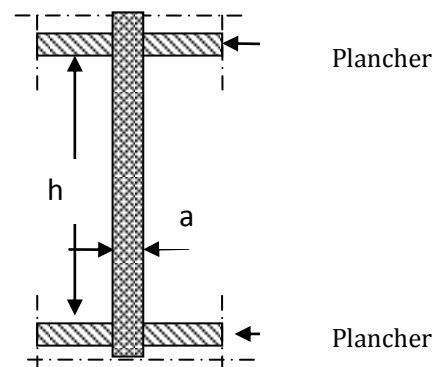


Figure 2. Coupe verticale d'un voile

2.1.5 Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession des marches qui sert à relier les divers niveaux d'une structure. L'escalier peut être en béton armé (coulé sur place ou préfabriqué), en bois ou métallique.

Pratiquement :

- h : la hauteur des contre marches se situe entre 14 et 18cm.
- g : la largeur des marches se situe entre 25 et 32cm.

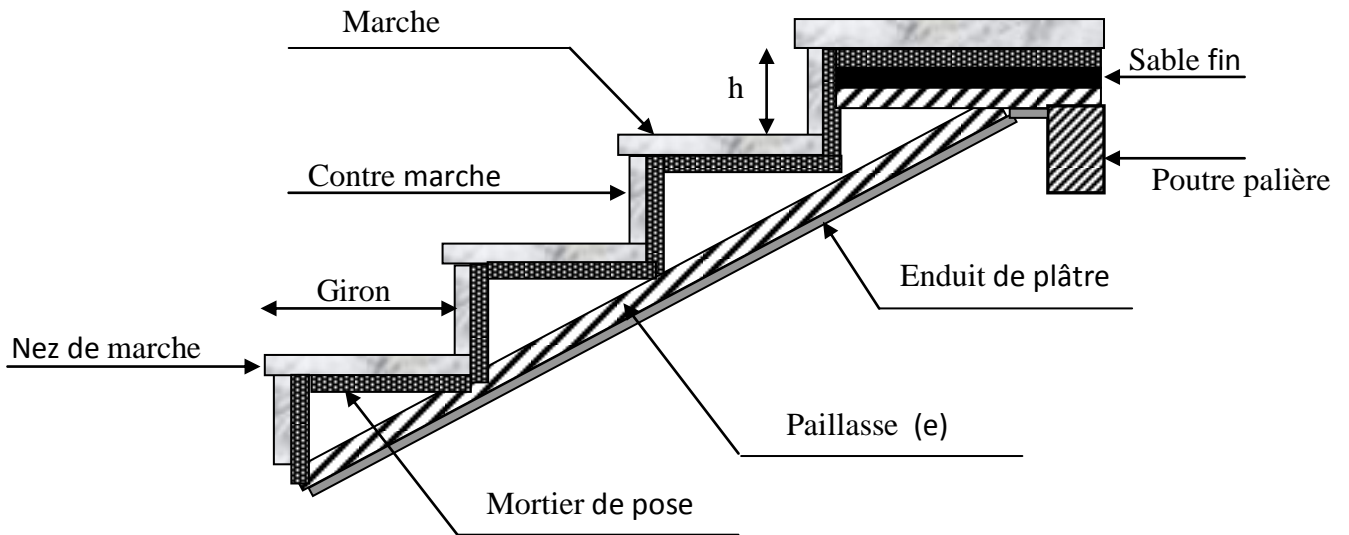
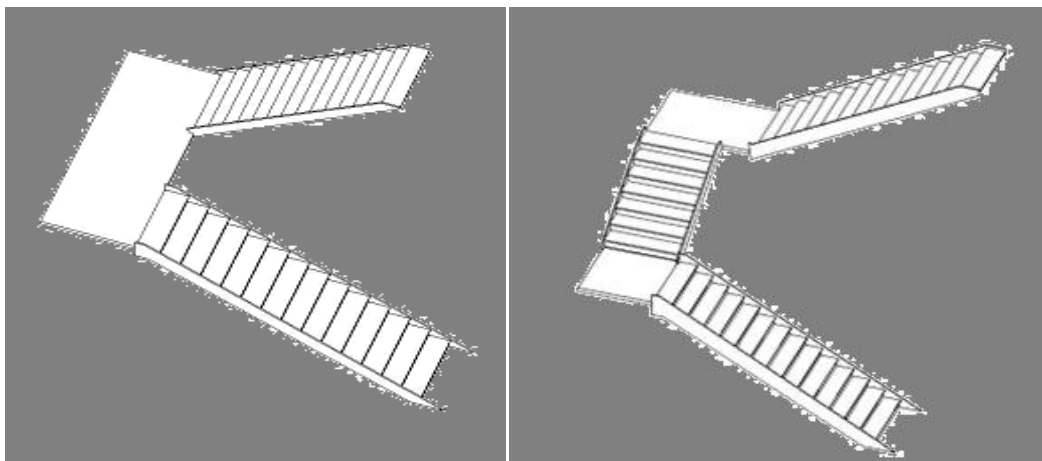


Figure 3. Coupe verticale d'un escalier

Notre cas : on distingue dans notre projet deux types d'escalier.



Type2 : escalier droits à deux volées

Type1: escalier droits à trois volées

Figure 4. Les Différents Types d'escalier

Pour déterminé les valeurs de <<g et h>> on utilise la relation de **BLANDEL** qui est la suivante :

$$59 \leq g+2 \times h \leq 66 \text{cm} \dots \dots \dots (1).$$

$$\text{avec: } \begin{cases} g = \frac{L_0}{n-1} \\ h = \frac{H_0}{n} \end{cases} \implies \begin{cases} n: \text{nombre de contre marche.} \\ n - 1: \text{nombre de marche.} \end{cases}$$

On remplace (g et h) dans (1) on trouve :

$$64 \times n^2 - (64 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0.$$

Avec : H_0 : hauteur de la volée.

L_0 : longueur de la volée.

Épaisseur de la paillese: l'épaisseur de la paillese est donnée par les deux conditions :

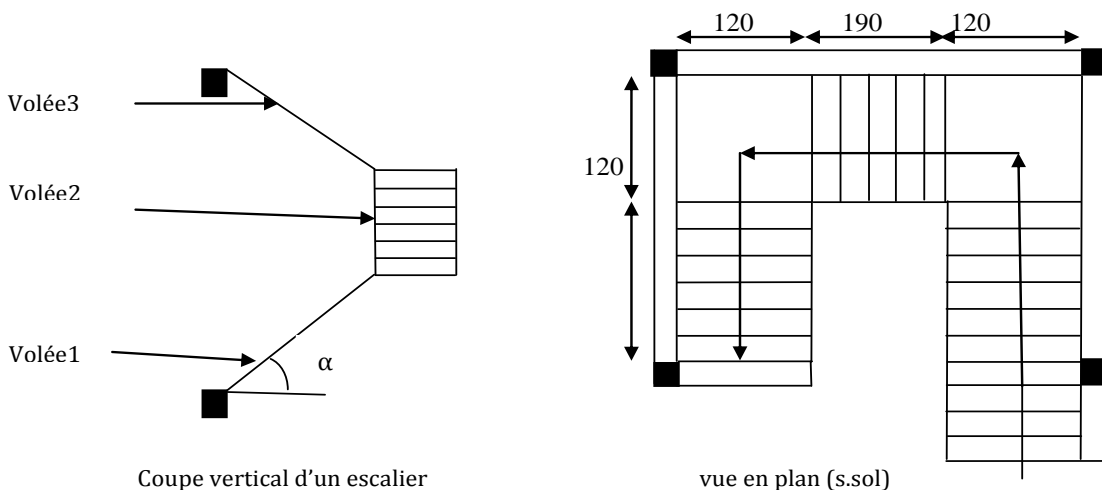
- $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$
- $\frac{L_x}{50} \leq e_p \leq \frac{L_x}{40}$ Valable pour la deuxième volée de type1
- $e_p \geq 11 \text{cm}$ (deux heures de coupe feu).

L : la longueur développée tel que: $L = L_P + L_V = L_P + \sqrt{H_0^2 + L_0^2}$

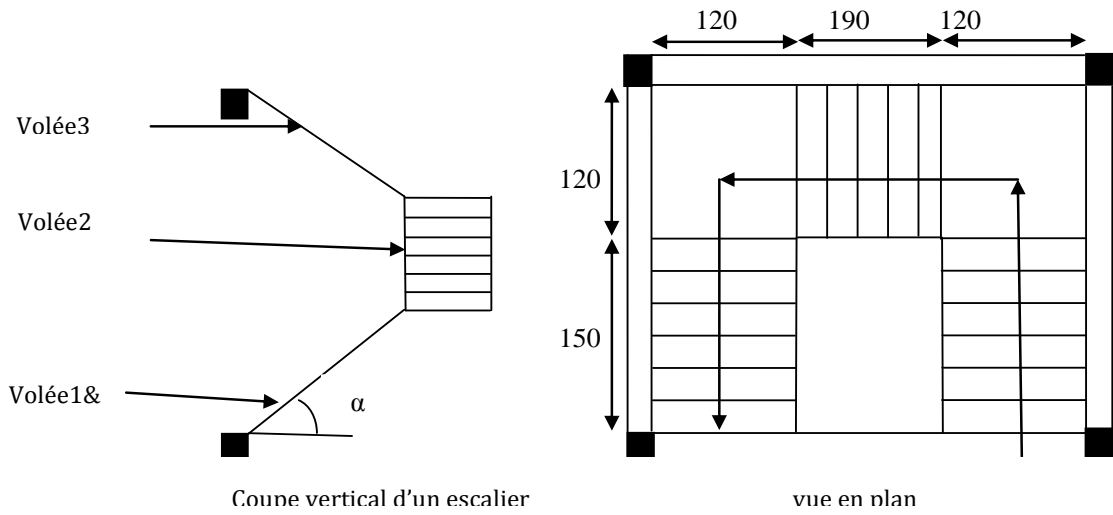
L_x : la petit porté de la paillese.

Type 1 : on a Trois cas d'escalier à trois volées et à double palier de repos, avec les dimensions qui changent.

1^{ème} cas :



2^{ème} cas : au niveau des étages courants.



3^{ème} Cas :

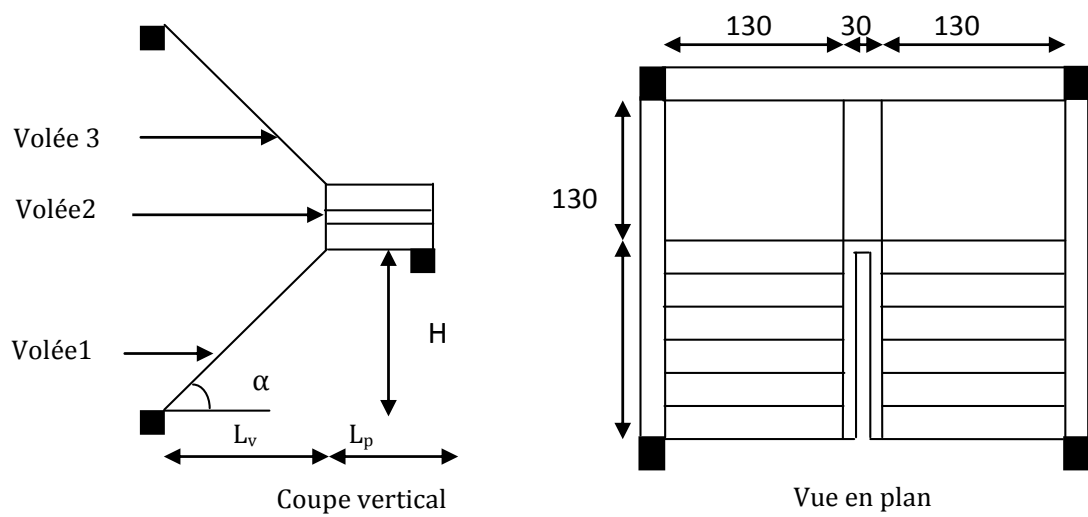


Figure 5. Les différentes coupes d'escaliers à trois volées

Type2 : est un escalier droit à deux volées en bois, se trouvant au niveau de 6^{ème} étage.

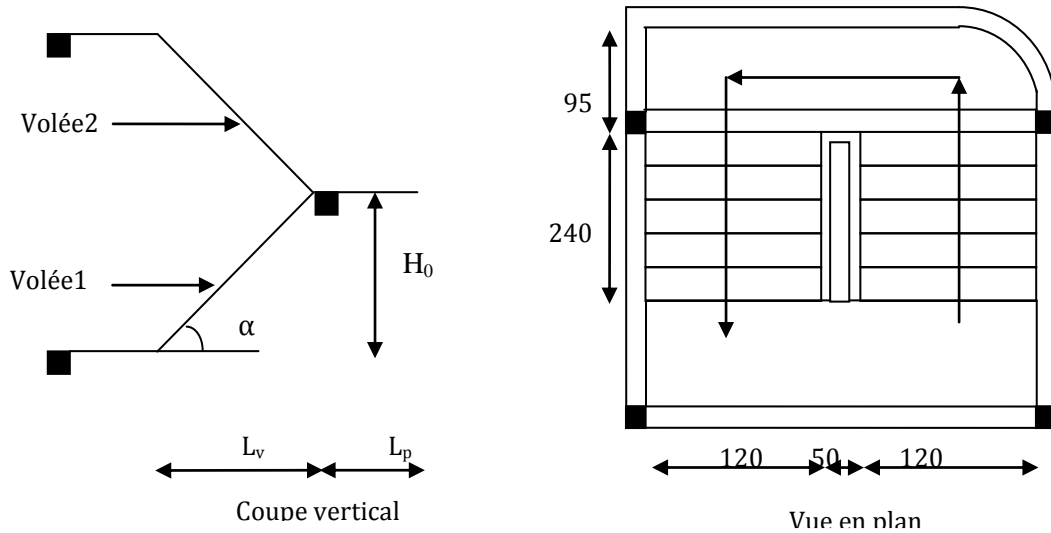


Figure 6. Coupe d'escalier à deux volées

Les résultats de calcul sont donnée donne le tableau suivant :

			H0(cm)	L0(cm)	n	h(cm)	g(cm)	α(°)	L (cm)	Ep(cm)
Type 1	1ere Cas	Volée1	162	240	10	16,2	26,67	34,02	409	18
		Volée2	162	190	9	18	23,75	40,45	120	12
		Volée 3	108	150	7	18	30	35,75	304,8	14
	2 ^{ème} Cas	Volée1	102	150	6	17	30	34,21	301,4	14
		Volée2	102	180	7	14,57	30	29,54	120	12
		Volée3	102	150	6	17	30	34,21	301,4	14
	3 ^{ème} Cas	Volée1	136	210	8	17	30	32,92	380	12
		Volée2	34	30	2	17	30	48,57	165	12
		Volée3	136	210	8	17	30	32,92	380	12
Type 2	1 ^{ère} Cas	Volée1	153	240	9	17	30	32,51	380	16
		Volée2	153	240	9	17	30	32,51	380	16

2.1.6 Toiture:

Dans notre projet, on a une toiture qui constitue de :

Tuiles mécanique à emboitement : $g=0,45\text{KN/m}^2$

Voligeage sapin : $g=0,10\text{KN/m}^2$

La charge permanente : $G_t= 0,55\text{KN/m}^2$

La charge d'exploitation : $Q=1\text{KN/m}^2$

2.1.7 Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification des trois critères suivant :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme (flambement) est la plus déterminante.
- Les règles **RPA.7.1**.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon RPA99 (version2003), **RPA.art.7.4.1** doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone **II_a**:

- $\min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\min (b_1, h_1) \geq 20 \text{ cm}$
- $0,25 < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Avec : - b_1 : base de la section transversale de poteau

- h_1 : hauteur de la section transversale de poteau.

On adopte préalablement les sections des poteaux comme suit :

55*60 cm² → Sous sol

50*55 cm² → RDC

45*50 cm² → Entre sol et étage 1

40*45 cm² → Etages 2 et 3

35*40 cm² → Etages 4 et 5

30*35 cm² → Etages 6 et 7

2.2 Evaluation des charges et surcharges:

2.2.1 Les planchers

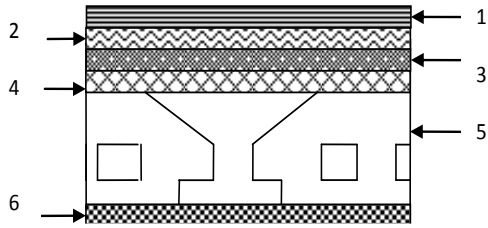


Figure 8. Coupe transversale de plancher terrasse

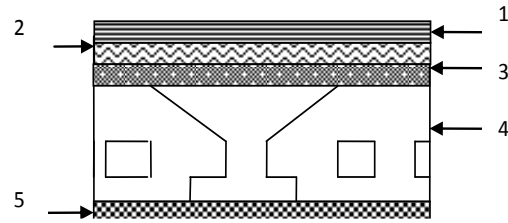


Figure 7. Coupe transversale de plancher étage courant

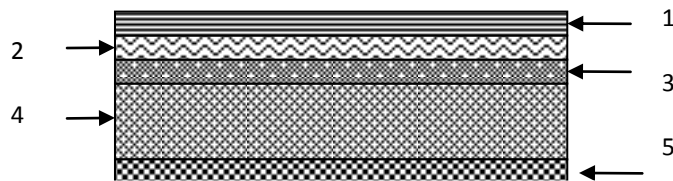


Figure 9. Coupe transversale de plancher à dalle pleine

Tableau récapitulatif :

plancher	réfèrent	Désignation	Poids volumique (KN/m3)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m2)	Surcharges Q (KN/m2)
Terrasse inaccessible	1	Gravillon de protection	20	0.05	1.00	1
	2	Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12	
	3	Forme de pente	22	0.10	2.20	
	4	Isolation thermique	4	0.04	0.16	
	5	Plancher à corps creux (16+4)	/	0,20	2.85	
	6	Enduit de plâtre	10	0.01	0.1	
Total					6.43	
Plancher Courant a usage d'habitation et commerciale Et terrasse accessible	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	1.5 pour le plancher d'habitation
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Plancher à corps creux (16+4)			2.85	5 pour le plancher de commerce
	5	Enduit de plâtre	10	0.015	0.15	
	6	Cloison de distribution	9	0.1	0.9	
Total					5.10	

Dalle pleine balcon	1	Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40	3.5 pour les balcons
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Dalle pleine	25	0.12	3	5 pour le plancher commercial (RDC)
	5	Enduit de plâtre	20	0.02	0.40	
Total					4.56	

2.2.2 Les murs :

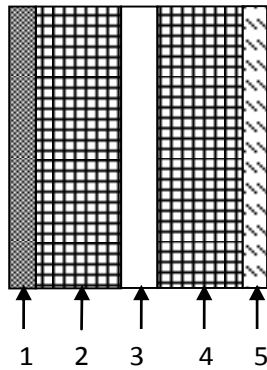


Figure 11. Murs extérieurs

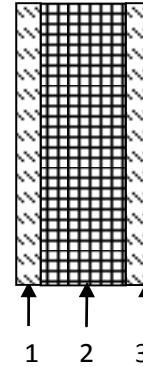


Figure 10. Murs intérieurs

Tableau récapitulatif :

Type de murs	Référent	Désignation	Poids volumique (KN/m3)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m2)
Murs extérieurs	1	Enduit de ciment	20	0.02	0.4
	2	Brique creuse	9	0.15	1.35
	3	Lame d'aire		0.05	
	4	Brique creuse	9	0.1	0.9
	5	Enduit de plâtre	10	0.015	0.15
Total					2.8
Murs intérieurs	1	Enduit de plâtre	10	0.015	0.15
	2	Brique creuse	9	0.1	0.9
	3	Enduit de plâtre	10	0.015	0.15
Total					1.2

2.2.3 Les escaliers :

a) Charges sur la volée :

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m3)	Poids "G"(KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontale	0,02	22	0,44
Revêtement en carrelage verticale	0,02×h/g	22	0,25
Mortier de pose horizontale	0,015	20	0,30
Mortier de pose verticale	0,015×h/g	20	0,17

Marches	$h/2$	22	1,87
Volée	$0,15/\cos\alpha$	25	4,53
Enduit en ciment	2	20	0,40
Grade corps	/	/	0,60
			$\Sigma=8,56$

b) Charge du palier :

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,015	20	0,30
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle pleine	0,12	25	3,00
Enduit en ciment	0,02	20	0,4
			$\Sigma=4,50$

2.3 Descente de charge :

La descente de charge est le cheminement suivi par l'ensemble des charges pour aboutir aux fondations et enfin au sol, son but est de pouvoir estimer la part des charges, et surcharges revenant à chaque poteau et puis le pré dimensionnement à la compression centrée.

✓ **La loi de dégression :**

Comme il est rare que toutes les surcharges agissent simultanément sur tous les planchers des bâtiments à étages, à usage d'habitation, on applique pour leur détermination la dégression, cette loi consiste à réduire les surcharges à chaque étage de 10% par étage jusqu'à $(0,5.S)$, sauf pour le dernier et avant dernier niveau.

NB : pour les étages à usage commercial (sous sol, RDC), la dégression ne s'applique pas, on prend en considération la totalité de la surcharge.

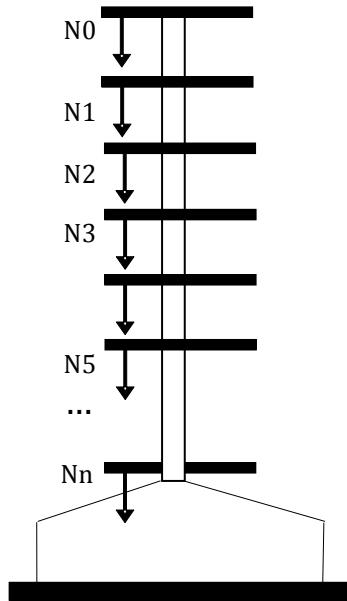


Figure 13. Schéma de la descente de charge

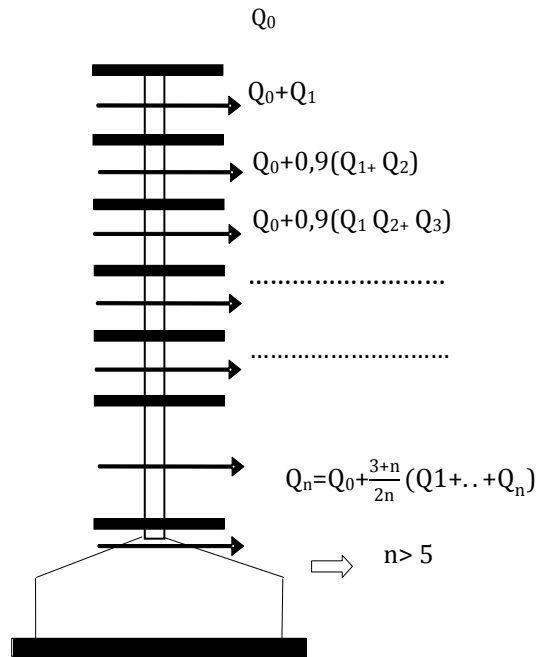


Figure 12. Schéma de la dégression de charge

✓ **Les surfaces afférentes du poteau central F5 :**

Surface au niveau de 7^{ème} étage :

$$S_{\text{toiture}} = 2,45 \times 2,2 = 5,39 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{c creux}} = 4,085 \text{ m}^2$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{1,5}{6,05} = \frac{y}{2,15} \Rightarrow y = 0,533 \text{ m}$$

$$S_{\text{mur ext}} = \frac{0,533 \times 2,15}{2} = 0,573 \text{ m}^2$$

Surface au niveau de 6^{ème} étage :

$$S_{\text{toiture}} = 1,775 \times 4,55 = 8,08 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{mur}} = 1,775 \times 1,6 = 2,84 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{c creux}} = 16,68 \text{ m}^2$$

Surface au niveau de RDC à 5^{ème} étage :

$$S_{\text{c creux}} = 16,68$$

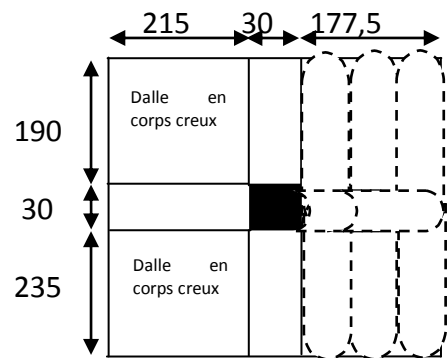


Figure 14. Surface afférente au niveau 6^{ème} étage

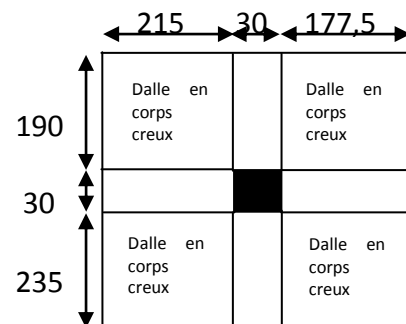


Figure 15. Surface afférente de RDC à 5^{ème}

Tableau récapitulatif de la descente charges :

	Eléments	Surfaces (m2)	Charge permanente G(KN)	Charge d'exploitation Q(KN) sans dégressio n	Q(KN) Avec dégressio n
N0	Toiture :	$2,45 \times 2,2 = 5,390$	$0,55 \times 5,390 = 2,964$	$1 \times 5,39 = 5,390$	
	Mur extérieurs:	$\frac{0,533 \times 2,15}{2} = 0,573$	$2,8 \times 0,5736 = 1,606$		
		Σ	4,570	5,390	5,390
N1	Venant de N0 :		4,570	5,390	
	Plancher supérieur :	$4,25 \times 2,15 = 9,1375$	$6,43 \times 9,137 = 58,754$	$1 \times 9,137 = 9,137$	
	Toiture :	$4,55 \times 1,775 = 8,080$	$8,08 \times 0,55 = 4,444$	$1 \times 8,08 = 8,080$	
	Poutres :	$0,30 \times 6,40 = 1,920$	$25 \times 1,92 \times 0,4 = 19,200$		
	Poteaux :	$0,3 \times 0,35 = 0,105$	$25 \times 0,105 \times 3,06 = 08,033$		
	Mur extérieurs:	$4,25 \times 2,66 + 2,84 = 14,145$	$2,8 \times 14,145 = 39,606$		
		Σ	134,607	22,607	22,607
N2	Venant de N1		134,607	22,607	
	Pla courant	$4,25 \times 2,15 = 9,137$	$5,10 \times 9,137 = 46,600$		
	Plancher inaccessible	$4,25 \times 1,77 = 7,544$	$6,43 \times 7,54 = 48,506$	$1,5 \times 9,137 = 13,70$	
	Poutres	$8,175 \times 0,3 = 2,452$	$25 \times 2,45 \times 0,4 = 24,525$	$1 \times 7,54 = 7,544$	
	Poteaux	$0,3 \times 0,35 = 0,105$	$25 \times 0,105 \times 3,06 = 8,033$		
			Σ	262,271	43,851
N3	Venant de N2		262,271	43,851	
	Plancher courant	$4,25 \times 3,925 = 16,680$	$5,1 \times 16,68 = 85,068$	$1,5 \times 16,68 = 25,02$	
	Poutres	$8,175 \times 0,3 = 2,452$	$25 \times 2,452 \times 0,4 = 24,520$		
	Poteaux	$0,35 \times 0,4 = 0,140$	$25 \times 0,14 \times 3,06 = 10,710$		
		Σ	382,569	68,871	62,523
N4	Venant de N3		382,569	68,871	
	Plancher courant	$4,25 \times 3,925 = 16,68$	$5,1 \times 16,68 = 85,068$	$1,5 \times 16,68 = 25,02$	
	Poutres	$8,175 \times 0,3 = 2,452$	$25 \times 2,452 \times 0,4 = 24,520$		
	Poteaux	$0,35 \times 0,4 = 0,140$	$25 \times 0,14 \times 3,06 = 10,710$		
		Σ	502,867	93,891	80,616
N5	Venant de N4		502,867	93,891	
	Plancher courant	$4,25 \times 3,925 = 16,68$	$5,1 \times 16,68 = 85,068$	$1,5 \times 16,68 = 25,02$	
	Poutres	$8,175 \times 0,3 = 2,452$	$25 \times 2,452 \times 0,4 = 24,520$		
	Poteaux	$0,4 \times 0,45 = 0,180$	$25 \times 0,18 \times 3,06 = 13,770$		
		Σ	626,225	118,911	96,206
N6	Venant de N5		626,225	118,911	
	Plancher courant	$4,25 \times 3,925 = 16,680$	$5,1 \times 16,68 = 85,068$	$1,5 \times 16,68 = 25,02$	
	Poutres	$8,175 \times 0,3 = 2,452$	$25 \times 2,452 \times 0,4 = 24,520$		
	Poteaux	$0,4 \times 0,45 = 0,180$	$25 \times 0,18 \times 3,06 = 13,770$		
		Σ	749,583	143,931	109,581
N7	Venant de N6		749,583	143,931	
	Plancher commerce Poutres	$4,25 \times 3,925 = 16,68$ $8,175 \times 0,3 = 2,452$	$5,1 \times 16,68 = 85,068$ $25 \times 2,452 \times 0,4 = 24,520$	$5 \times 16,68 = 83,40$	

	Poteaux	$0,45 \times 0,5 = 0,225$	$25 \times 0,225 \times 3,06 = 17,210$		
		Σ	876,381	227,331	164,190
N8	Venant de N7		876,381	227,331	
	Plancher courant	$4,25 \times 3,925 = 16,680$	$5,1 \times 16,68 = 85,068$	$5 \times 16,68 = 83,40$	
	Poutres	$8,175 \times 0,3 = 02,452$	$25 \times 2,452 \times 0,4 = 24,520$		
	Poteaux	$0,45 \times 0,5 = 00,225$	$25 \times 0,225 \times 3,06 = 17,210$		
		Σ	1003,179	310,731	215,573
N9	Venant de N8		1003,179	310,731	
	Plancher courant	$4,25 \times 3,925 = 16,680$	$5,1 \times 16,68 = 85,068$	$5 \times 16,68 = 83,40$	
	Poutres	$8,175 \times 0,3 = 02,452$	$25 \times 2,452 \times 0,4 = 24,520$		
	Poteaux	$0,5 \times 0,55 = 00,275$	$25 \times 0,275 \times 3,06 = 21,040$		
		Σ	1133,807	394,131	264,804
N10	Venant de N9		1133,807	394,131	
	Plancher courant	$4,25 \times 3,925 = 16,680$	$5,1 \times 16,68 = 85,068$	$5 \times 16,68 = 83,40$	
	Poutres	$8,175 \times 0,3 = 02,452$	$25 \times 2,452 \times 0,4 = 24,520$		
	Poteaux	$0,55 \times 0,6 = 0,33$	$25 \times 0,33 \times 4,32 = 35,640$		
		Σ	1279,035	477,531	312,281

L'effort normal ultime revenant au poteau central (F5)(voir le plan) :

$$N_u = 1,35 \times 1279,035 + 1,5 \times 312,281 = 2195,119 \text{ KN.}$$

D'après le BAEL91 (art : 8.1.2) l'effort normal du poteau le plus sollicité doit être majoré de 10%.

Donc on aura : $N_u = 2414,631 \text{ KN.}$

2.4 Les vérifications :

2.4.1 Vérification des poteaux :

2.4.1.1 Vérification à la compression simple du poteau centrale(F5)

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0,25 \times f_{c28} \quad \text{avec } B : \text{section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0,6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{2414,631 \times 10^{-3}}{0,6 \times 25} = 0,161 \text{ m}^2$$

On a : $B = 0,55 \times 0,6 = 0,33 \text{ m}^2 \geq 0,161 \text{ m}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Ce tableau résume les vérifications à la compression simple de tous les niveaux :

Niveaux	Nu	sections	Condition B > B calculé		Observation
			B	B calculé	
S.sol	2414,631	55×60	0,330	0,161	vérifiée
RDC	2120,630	50×55	0,275	0,141	vérifiée
E.S+1ere étage	1845,416	45×50	0,225	0,123	vérifiée

2ème+3ème étage	1293,939	40×45	0,180	0,086	vérifiée
4ème+5ème étage	0879,774	35×40	0,140	0,058	vérifiée
6ème+7ème étage	0458,653	30×35	0,105	0,030	vérifiée

2.4.1.2 Vérification des conditions du RPA :

- $\min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$vérifiée.
- $\min (b_1, h_1) \geq 20 \text{ cm}$vérifiée.
- $0,25 < \frac{b_1}{h_1} < 4$ vérifiée.

2.4.1.3 Vérification au flambement :

D'après le (CBA93), on doit faire la vérification suivante :

$$Nu \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{(Art B.8.4.1)}$$

B_r : section réduite du béton.

A_s : section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers.

α : coefficient en fonction de l'élancement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70 \end{cases} \quad \Leftrightarrow \lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : longueur de flambement défini par : **BAEL91.art :B.8.3.**

l_0 : longueur de poteau défini par : **BAEL91.art :B.8.3.2.**

i : rayon de giration. $\Leftrightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : moment d'inertie. $\Leftrightarrow I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

✓ Vérification du Poteau sous sol:

$l_f = 0,7 \times l_0$ défini par: **BAEL91.art :B.8.3.3.**

$\Leftrightarrow l_f = 0,7 \times 4,32 = 3,024 \text{ m}$.

$B = 0,55 \times 0,6 = 0,33 \text{ m}^2$.

$I = \frac{0,6 \times 0,55^3}{12} = 8,31 \times 10^{-3} \text{ m}^4$.

$i = \sqrt{\frac{0,0099}{0,33}} = 0,158$.

$$\lambda = \frac{3,024}{0,158} = 19,04 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1+0,2 \times \left(\frac{19,04}{35}\right)^2} = 0,802$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier B_r :

$$B_r \geq \frac{Nu}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \Rightarrow Br \geq \frac{2414,631 \times 10^{-3}}{0,802 \times \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 0,136 \text{m}^2 \dots \dots \dots (1).$$

Or nous avons:

$$B_r = (55-2) \times (60-2) \times 10^{-4} = 0,307 \text{m}^2 \dots \dots \dots (2).$$

De (1) et (2) : $0,307 > 0,136$ donc le Poteau ne risqué pas de flamber.

Tableau de calcul B_r :

Niveaux	B(m ²)	B _r (m ²)	l ₀ (m)	i	λ	α	$B_r = \frac{Nu}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$
Sous sol	0,330	0,307	4,32	0,17	17,47	0,809	0,136
RDC	0,27	0,254	3,06	0,16	13,55	0,825	0,119
E.sol et 1 ^{ere}	0,225	0,206	3,06	0,14	14,875	0,820	0,104
2 ^{eme} et 3 ^{eme}	0,180	0,163	3,06	0,13	16,477	0,813	0,073
4 ^{eme} et 5 ^{eme}	0,140	0,125	3,06	0,12	18,626	0,802	0,049
6 ^{eme} et 7 ^{eme}	0,105	0,092	3,06	0,10	21,208	0,792	0,026

Tableau résume les vérifications au flambement des poteaux à tous les niveaux :

Niveaux	Nu	sections	Condition $B_r > B_r$ calculé		Observation
			B_r	B_r calculé	
S.sol	2414,631	55*60	0,307	0,136	vérifiée
RDC	2120,630	50*55	0,254	0,119	vérifiée
E.S+1 ^{ere} étage	1845,416	45*50	0,206	0,104	vérifiée
2 ^{eme} +3 ^{eme} étage	1293,939	40*45	0,163	0,073	vérifiée
4 ^{eme} +5 ^{eme} étage	0879,774	35*40	0,125	0,049	vérifiée
6 ^{eme} +7 ^{eme} étage	0458,653	30*35	0,105	0,026	vérifiée

2.4.2 Conclusion :

Après avoir fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les dimensions suivantes :

- Sous sol : 55×60 cm².
- RDC : 50×55 cm².
- Entre sol et étage 1 : 45×50 cm².
- Etages 2 et 3 : 40×45 cm².
- Etages 4 et 5 : 35×40 cm².
- Etages 6 et 7 : 30×35cm².

CHAPITRE 3

ETUDES DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Introduction :

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : élément principaux qui contribue aux contreventements directs, et élément secondaire qui ne contribuent pas directement au contreventement.

L'objectif de ce chapitre est l'étude des éléments secondaires tel que : les différents planchers, escaliers, acrotère, l'ascenseur.

3.1 Calcul des planchers :

Définition : les planchers sont généralement des aires planes destinées à limiter les étages et à supporter les revêtements des sols, leurs fonctions principales sont :

La résistance, ils doivent supporter leur poids propres et les surcharges d'exploitation.

Participe à la reprise des efforts horizontaux.

Assurer une isolation acoustique et thermique.

3.1.1 Plancher à corps creux :

✓ **La disposition et Pré dimensionnement des poutrelles :**

Les poutrelles sont des sections en (T) en béton armé, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

❖ **La disposition :**

Le choix du sens porteur est dicté par deux critères :

Le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche.

Le critère de la continuité (là ou il y a plus d'appuis).

❖ **Le dimensionnement :**

Le dimensionnement des poutrelles se fait comme suit :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left[\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10} \right]$$

Avec : $b_0 = (0,4; 0,6) \times (h_t = 20\text{cm}) = (8, 12) \text{ cm}$

On adopte: $b_0 = 10 \text{ cm}$ tel que :

h_t : hauteur de plancher.

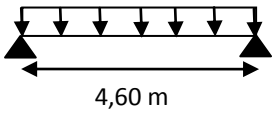
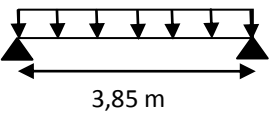
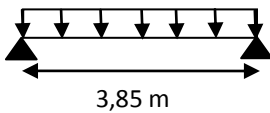
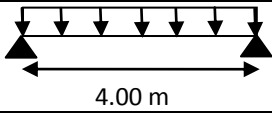
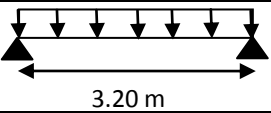
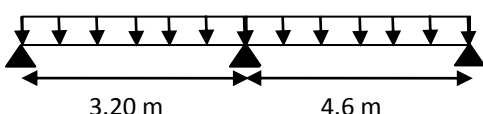
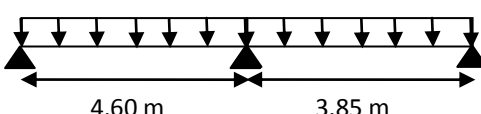
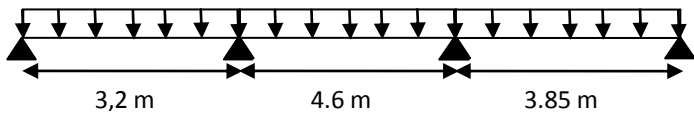
L_x : distance entre nus d'appuis des poutrelles.

L_y : distance entre nus d'appuis poutres secondaires.

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min \left[\frac{55}{2}, \frac{490}{10} \right] = [27,5, 49]$$

$\Rightarrow b = 2 \times 27,5 + 10 = 65\text{cm}$. On opt: $b = 65 \text{ cm}$.

✓ **Le déférent type des poutrelles :**

types	Schéma statique
	Poutrelles du Plancher terrasse inaccessible
Type1	1°)  2°)  3°) 
	Poutrelles du Plancher à usage d'habitation
Type1	1°)  2°) 
Type2	1°)  2°) 
Type3	

Type5	
	Poutrelles du Plancher à usage commercial
Type1	1°) 2°)
Type2	1°) 2°)
Type3	1°) 2°)
Type4	1°) 2°)
Type5	

✓ **Méthode de calcul des sollicitations :**

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

A) Méthode forfaitaire (annexe E.1 du BAEL):

A.1) Domaine d'application (BAEL91.art: B.6.210) :

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées.

- Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \left[2G, 5 \frac{KN}{m^2} \right]$.
- Le rapport entre deux travées successives: $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$.
- Le moment d'inertie sur toutes les travées constant.

- Fissuration peu nuisible(F.P.N).

A.2) Exposée de la méthode :

Le principe consiste à autoriser le transfert de moment entre les sections sur appuis, et en travées et réciproquement.

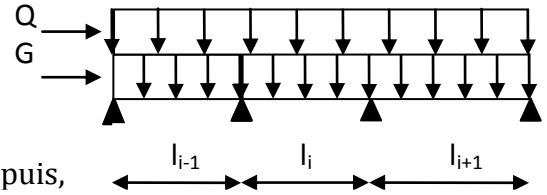


Figure 16. Schéma statique d'une poutrelle

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie Q et soit :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \quad \text{Avec : } \alpha = \text{coefficient traduisant l'importance de } \frac{Q}{Q+G} .$$

A.3) Évaluation des moments :

Le moment en travée M_t et en appui que se soit adroite (M_d) ou à gauche (M_g) doivent satisfaire :

- $M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0]$
- $M_t \geq (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2}$ Cas d'une travée intermédiaire.
- $M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2}$ Cas d'une travée de rive.

La valeur absolue de chaque moment en appui intermédiaire doit être au moins égal à :

- $0,6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $0,5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0,4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Avec : M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré.

Remarque : les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage)

Seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $(-0,15M_0)$.

Tel que : $M_0 = \max (M_0^1, \dots, M_0^n)$.

Avec : - n : nombre de travée d'une poutre.

- M_0 : moment isostatique ($M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$).

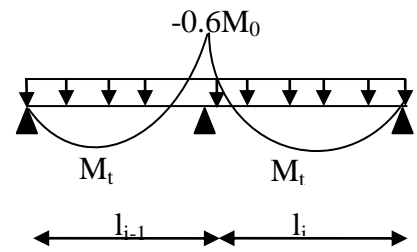
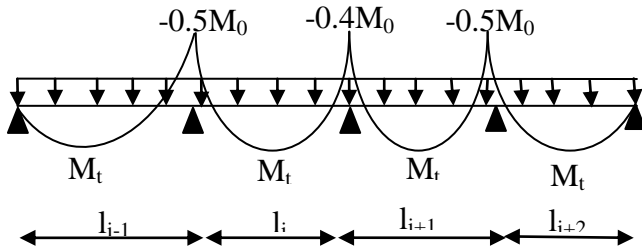


Figure 18. Les Moments sur une poutre à plus de deux travées

Figure 18. Les Moments sur une poutre à deux travées

A.4) Evaluation des efforts tranchants :

Les efforts tranchants soit évalués :

- ✓ Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15% s'il s'agit d'une poutre à deux travées.
- 10% s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

- ✓ Soit par la méthode de RDM :

Compte tenu de continuité : $V_U = V_{U0}$ (isostatique) + $(\frac{M_d - M_g}{l_i})$.

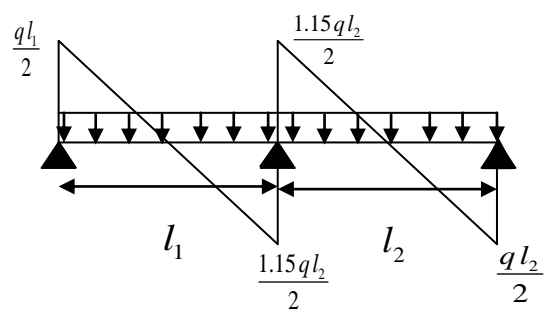
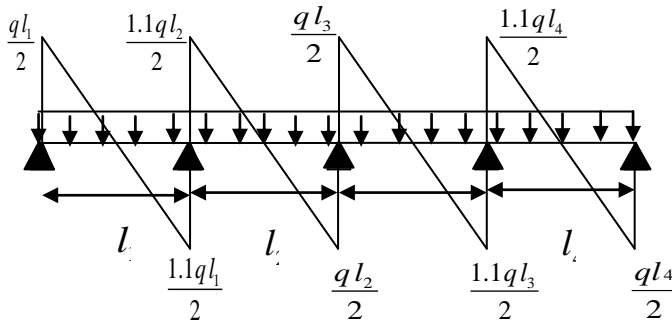


Figure 19. L'Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées

Figure 21 L'Effort tranchant sur une poutre à 2 travées

B. Méthode de Caquot : (annexe E2 du BAEL) :

Condition d'application cette méthode est appliquée lorsqu'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, et s'applique essentiellement aux planchers à charge d'exploitation relativement élevée tel que : $Q > [2G, 5 \frac{KN}{m^2}]$.

Le principe de cette méthode est basé sur la méthode de trois moments que Caquot a simplifiée et corrigée pour tenir compte l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

B.1 Exposé de la méthode :

B.1.1 Evaluation des moments :

✓ **Moment sur appuis (M_i) :**

$$M_i = -\frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{0,85 \times (l'_g + l'_d)}$$

tel que: $\begin{cases} l'_g \text{ et } l'_d : \text{longueur fictives.} \\ q_g \text{ et } q_d : \text{chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.} \end{cases}$

$l' = \begin{cases} 0,8L : \text{Travée intermédiaire.} \\ L : \text{Travée de rive.} \end{cases}$

✓ **Moment en travée (M_t) :**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{x}{l}\right) = \frac{q_x}{2} \times (1-x) \times M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times$$

$$\left(\frac{x}{l}\right) \frac{dM_t(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -q \times x + q \times \frac{1}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l} =$$

$$\Rightarrow x = \frac{\frac{q \times l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l}}{q}$$

$$M_{\max} = M(x).$$

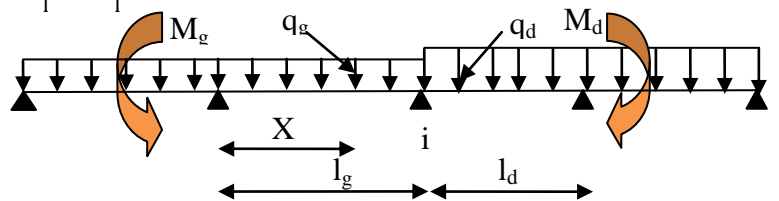


Figure 20. Paramètres utilisés dans la méthode de Caquot

B.1.2 Evaluation des efforts tranchants :

$$V = \frac{P_U \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

Avec : M_d : moment en appui de droit de la travée considérée.

M_g : moment en appui de gauche de la travée considérée.

l_i : portée de la travée.

c) Calcul des charges revenant aux poutrelles :

Type de Plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b(m)	ELU	ELS
				qu= (1,35G+1,5Q) × b (KN/ml)	qs= (G+Q) × b (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6,43	1,0	0,65	6,617	4,829
Plancher étage courant Et terrasse accessible	5,10	1,5	0,65	5,937	4,290
Plancher étage commercial	5,10	5,0	0,65	9,350	6,565

Avec b : largeur de la table des poutrelles.

Application :

Dans ce qui suit nous exposons un exemple de calcul détaillé des poutrelles pour étage commercial (type2).

D'après la vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire sur la poutrelle, on remarque que cette méthode n'est pas applicable, car le rapport

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25].$$

Donc on applique la méthode **Caquot minorée**.

À l'ELU :

✓ **Les moments aux appuis :**

$$G = 5,1 \text{ KN/m}^2, \quad Q = 5 \text{ KN/m}^2.$$

Pour le calcul des moments aux appuis dans la méthode de Caquot minorée il doit réduire la charge permanente (G).

$$\text{Soit : } G' = 2/3 G = 0,666 \times 5,10 \Rightarrow G' = 3,4 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1,35 \times G' + 1,5 \times Q) \times b$$

$$\Rightarrow P_u = (1,35 \times 3,4 + 1,5 \times 5) \times 0,65 = 7,859 \text{ KN/m}$$

$$M_i = - \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)}.$$

Avec : $l' = \begin{cases} 0,8L : \text{Travée intermédiaire.} \\ L : \text{Travée de rive.} \end{cases}$

$$M_A = M_D = 0$$

$$l'_g = L_{AB} = 4,00 \text{ m}$$

$$l'_d = 0,8 \times L_{BC} = 2,56 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_B = - \frac{7,859 \times 4^3 + 7,859 \times 2,56^3}{8,5 \times (4 + 2,56)} = -11,385 \text{ KN.m}$$

$$M_C = - \frac{7,859 \times 2,56^3 + 7,859 \times 4,6^3}{8,5 \times (2,56 + 4,6)} = -14,736 \text{ KN.m}$$

✓ **Moments en travées :**

$$P_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times b = 9,35 \text{ KN/m}$$

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$\Rightarrow M_0(x) = \frac{P_u \times x(x)}{2} (l - x)$$

$$\frac{dM_t(x)}{dx} = 0 \Leftrightarrow -P_u \times (x) + P_u \times \frac{1}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times l}$$

➤ **Travée AB :**

$$x_1 = \frac{4}{2} - \frac{0 + 11,385}{9,35 \times 4} = 1,696 \text{ m} \Rightarrow M_0(1,696) = \frac{9,35 \times (1,696)}{2} (4 - 1,696) = 18,268 \text{ KN.m}$$

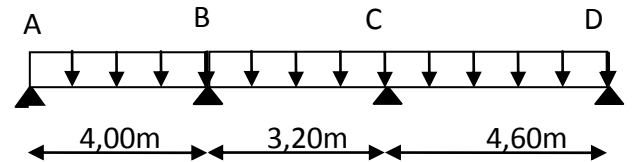


Figure 21. Exemple de calcul d'une poutrelle

$$M_t(1,696) = 18,268 + 0 + (-11,385) \times \left(\frac{1,696}{4}\right) \Rightarrow M_t(1,696) = 13,441 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée BC :**

$$x_1 = \frac{3,2}{2} - \frac{-11,385 + 14,736}{9,35 \times 3,2} = 1,488 \text{ m} \Rightarrow M_0(1,488) = \frac{9,35 \times (1,488)}{2} (3,21,488) = 11,910 \text{ KN.m}$$

$$M_t(1,488) = 11,91 + (-11,385) \times \left(1 - \frac{1,488}{3,2}\right) + (-14,736) \times \left(\frac{1,488}{3,2}\right)$$

$$\Rightarrow M_t(1,488) = -1,033 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée CD :**

$$x_1 = \frac{4,6}{2} - \frac{-14,736 + 0}{9,35 \times 4,6} = 2,643 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_0(2,643) = \frac{9,35 \times (2,643)}{2} (4,6 - 2,643) = 24,1810 \text{ KN.m}$$

$$M_t(1,488) = 24,181 + (-14,736) \times \left(1 - \frac{2,643}{4,6}\right) + 0 \Rightarrow M_t(2,643) = 17,912 \text{ KN.m}$$

✓ **Evaluation des efforts tranchant:**

$$V = \frac{P_U \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

➤ **Travée AB :**

$$V_A = \left[\frac{9,35 \times 4}{2} + \frac{-11,385 - 0}{4} \right] = 15,854 \text{ KN.}$$

$$V_B = - \left[\frac{9,35 \times 4}{2} + \frac{0 + 11,385}{4} \right] = -21,546 \text{ KN.}$$

➤ **Travée BC :**

$$V_B = \left[\frac{9,35 \times 3,2}{2} + \frac{-14,736 + 11,385}{3,2} \right] = 13,913 \text{ KN.}$$

$$V_C = - \left[\frac{9,35 \times 3,2}{2} + \frac{0 + 14,736}{3,2} \right] = -10,355 \text{ KN.}$$

➤ **Travée CD :**

$$V_C = \left[\frac{9,35 \times 4,6}{2} + \frac{14,736 - 0}{4,6} \right] = 24,708 \text{ KN.}$$

$$V_D = - \left[\frac{9,35 \times 4,6}{2} + \frac{0 - 14,736}{4,6} \right] = -18,302 \text{ KN.}$$

À l'ELS:

✓ **Moments aux appuis :**

$$P_s = (G + Q) \times b = (3,4 + 5) \times 0,65 \Rightarrow P_s = 5,46 \text{ KN/m}^2$$

$$M_A = M_D = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_B = - \frac{5,46 \times 4^3 + 5,46 \times 2,56^3}{8,5 \times (4 + 2,56)} = -7,91 \text{ KN.m}$$

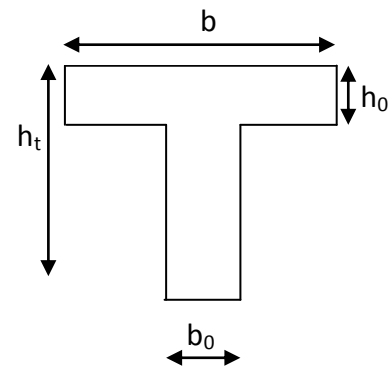


Figure 22. Coupe transversale d'une poutrelle

$$MC = -\frac{5,46 \times 2,56^3 + 5,46 \times 4,6^3}{8,5 \times (2,56 + 4,6)} = -10,237 \text{ KN.m}$$

✓ **Moments en travées :**

$$P_s = (G+Q) \times b = (5,1+5) \times 0,65 \Rightarrow P_s = 6,565 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Travée AB :**

$$x_1 = \frac{4}{2} - \frac{0+7,91}{6,565 \times 4} = 1,699 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_0(1,699) = \frac{6,565 \times (1,699)}{2} (4 - 1,699) = 12,833 \text{ KN.m}$$

$$M_t(1,699) = 12,833 + 0 + (-7,91) \times \left(\frac{1,699}{4}\right)$$

$$\Rightarrow M_t(1,699) = 9,474 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée BC :**

$$X_1 = \frac{3,2}{2} - \frac{-7,91+10,238}{6,565 \times 3,2} = 1,489 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_0(1,489) = \frac{6,565 \times (1,489)}{2} (3,2 - 1,489) = 8,362 \text{ KN.m}$$

$$M_t(1,489) = 8,362 + (-7,91) \times \left(1 - \frac{1,489}{3,2}\right) + (-10,238) \times \left(\frac{1,489}{3,2}\right)$$

$$\Rightarrow M_t(1,489) = -0,631 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée CD :**

$$X_1 = \frac{4,6}{2} - \frac{-10,238+0}{6,565 \times 4,6} = 2,639 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_0(2,639) = \frac{6,565 \times (2,639)}{2} (4,6 - 2,639) = 16,99 \text{ KN.m}$$

$$M_t(2,639) = 16,99 + (-10,238) \times \left(1 - \frac{2,639}{4,6}\right) + 0$$

$$\Rightarrow M_t(2,639) = 12,625 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Schéma de calcul				ELU	ELS
Evaluation des moments fléchissant (KN.m)	Moments aux appuis	Rive	A et D	-02,740	02,605
		intermédiaire	B	-11,385	-07,910
			C	-14,736	-10,237
	Moments en travées	Travée A-B		13,441	09,473
		Travée B-C		-01,034	00,630
		Travée C-D		17,912	12,623
Evaluation des	Travée A-B		A	15,850	

efforts tranchants (méthode RDM) (KN)		B	-21,540
	Travée B-C	B	13,913
		C	-10,355
	Travée C-D	C	24,708
		D	-18,302

Ferrailage :

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple, et avec les sollicitations suivantes : $M_t^{max} = 17,912\text{KN.m}$, $M_{a.int}^{max} = -14,736\text{KN.m}$

$M_{a.rive}^{max} = -3,71\text{KN.m}$, $V^{max} = 24,708\text{KN}$.

$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times (d - \frac{h_0}{2})$

Si $M_t^{max} \leq M_{tu} \Rightarrow$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre passe par la table de compression, on calcul une section rectangulaire ($b \times h$).

Si $M_t^{max} > M_{tu} \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$b = 65\text{cm}$

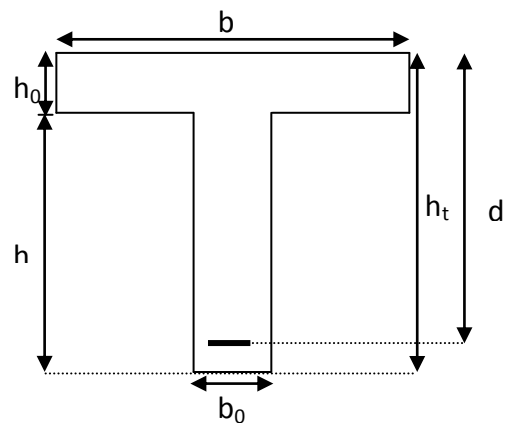
$h_0 = 4\text{cm}$

$h = 16\text{cm}$

$h_t = 20\text{cm}$

$b_0 = 10\text{cm}$

$d = 18\text{cm}$



- **Ferrailage longitudinal :**

✓ **En travée :**

$M_t^{max} = 17,912\text{KN.m}$

$M_{tu} = 14,2 \times 103 \times 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - \frac{0,04}{2}) \Rightarrow M_{tu} = 59,072 \text{KN.m}$

$M_t^{max} = 17,912\text{KN.m} \leq M_{tu} = 59,072 \text{KN.m}$

\Rightarrow L'axe neutre passé par la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b \times h$).

$\mu_{bu} = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$

$$\mu_{bu} = \frac{17,912 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,0598 \text{KN} \cdot \text{m} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\text{‰} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0,077$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,077) = 0,174 \text{m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} = \frac{17,912 \times 10^{-3}}{348 \times 0,174} \Rightarrow A_t = 2,95 \text{cm}^2$$

✓ **Appui intermédiaires :** Au niveau de l'appui la table est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance \Rightarrow La section étudié est $b_0 \times h$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = 0.32 \\ \alpha = 0.5 \\ z = 0.144 \text{m} \end{array} \right.$$

$$A_a = 2.94 \text{ cm}^2$$

✓ **Appuis rive:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = 0.081 \\ \alpha = 0.105 \\ z = 0.172 \text{m} \end{array} \right.$$

$$A_a = 0.62 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$\text{> Travée: } A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{cm}^2 \leq A_t$$

$$\text{> Appuis: } A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 0,217 \text{cm}^2 \leq A_a$$

Donc pour vérifier cette condition, on opte le ferrailage suivant :

$$\left\{ \begin{array}{ll} A_t = 2\text{H}12 + 1\text{H}A10 = 3,05 \text{cm}^2 & \text{en travée} \\ A_a^{\text{riv}} = 1\text{H}A10 = 0.79 \text{cm}^2 & \text{en appui de rive} \\ A_a^{\text{int}} = 3\text{H}A12 = 3.39 \text{cm}^2 & \text{en appui intermédiaire} \end{array} \right.$$

• **Ferrailage transversale :**

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

La fissuration peu nuisible $\Rightarrow \tau_u^- = \min((0.13f_{c28}; 4\text{MPa})) = 3.25\text{MPa}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{24,708 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 1,372 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 1.372 \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement.

✓ **Armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_1 \text{ min} ; h/35 ; b/10) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$\Rightarrow \Phi_t \leq \min (0,8 ; 20/35 ; 10/10) = 0.57 \text{ cm}$$

Soit : $\Phi_t = 6 \text{ mm}$.

On choisi un étrier $\Phi_t \Rightarrow A_t = 2\Phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$.

✓ **Espacement :**

$$St \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40\text{cm}) = 16.2\text{cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = \frac{0.57 \times 400}{10 \times 0.4} = 57\text{cm} \\ \frac{A_t \times 0.8f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_0(\tau_u - 0.3K \times f_{t28})} = 24.60\text{cm} \end{array} \right. \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$\alpha = 90^\circ$ flexion simple, armatures droites

Avec $K = 1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

Soit: $St = 15 \text{ cm}$.

• **Vérifications diverse :**

✓ **Vérification de la bielle :**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$

$$a \leq 0.9 \times d = 0.162 \text{ m soit : } a = 0.15 \text{ m}$$

$$\Rightarrow V_u = 24.708 \text{ kN} \leq 0.267 \times 150 \times 100 \times 25 \times 10^{-3} = 100,125 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{vérifie.}$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales :**

➤ **Appuis de rives :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 24.708 \times 10^{-3}}{400} = 0.71 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec } A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}}$$

$$A_l = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 + 1\text{HA}10 = 3.84 \text{ cm}^2 \geq 0,71 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifie.}$$

➤ **Appuis intermédiaires :**

On doit vérifier :

$$A_l \geq \left(V_U + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(24,708 \times 10^{-3} + \frac{-14,736 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18} \right) \times \frac{1,15}{400} < 0.$$

Donc aucune vérification à faire.

Vérification de la jonction table-nervure :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \overline{\tau_u} \quad \text{Avec : } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0.275\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{24.708 \times 10^{-3} \times 0.275}{0.9 \times 0.18 \times 0.04} = 1.613\text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min(0.13 \cdot f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

✓ **Vérification a l'ELS :**

Il ya lieu de vérifier :

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

➤ **Etat limites d'ouvertures des fissures :**

Les fissurations et peu préjudiciables donc pas de vérification

➤ **Etat limite de compression de béton :**

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

• **En travée :**

$$M_t^{max} = 12,623 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$H = \frac{b h_0^2}{2} - 15A(d-h_0)$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b h^2}{2} - 15A(d-h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 3,05 \times (18 - 4) = -120,5\text{cm} < 0$$

$H < 0 \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul de section en T

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [15 \times A + (b - b_0) \times h_0] \times y - 15 \times A \times d - (b - b_0) \times \frac{h_0}{2} = 0$$

$$5 \times y^2 + 265,75 + 1263,5 = 0$$

La résolution de cette équation donnée : $y = 4,392\text{cm}$

Le moment d'inertie(I) :

$$I = \frac{b_0}{3} \times y^2 + \frac{(b-b_0)}{3} \times (y - b_0)^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 10306,378\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12,623 \times 10^{-3}}{10306,378 \times 10^{-8}} \times 4,392 \times 10^{-2} = 5,378\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \text{vérifie.}$$

• **En appuis:**

$$M_a^{\max} = 10.237 \text{ KN.m}$$

$H = -1,205\text{m} < 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure, calcule d'une section en T

$$Y = 0,937\text{m}$$

$$I = 6529,34\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 14,69 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPA} \dots \text{Vérifie.}$$

➤ **Etat limite de déformation :**

D'après le BAEL91 et le CBA93 on passe à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{cases}$$

Pour notre cas on a : $h = 20\text{cm}$, $l = 460\text{cm}$

$\frac{h}{l} = \frac{20}{460} = 0,043 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$ La condition (1) n'est pas vérifiée, alors on doit faire le calcul de la flèche.

$$A_s = 3,05 \text{ cm}^2 ; y = 4,392 \text{ cm} ; I = 10306,378 \text{ cm}^4 ; d = 18\text{cm} ; l = 460\text{cm}$$

$$I_f = 1,1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda \times \mu} \text{ avec: } \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3 \times b_0}{b})} \times \frac{1}{\rho} & : \text{déformation instantanée.} \\ \lambda_i = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3 \times b_0}{b})} \times \frac{1}{\rho} = 0,4 \times \lambda_i & : \text{déformation différée.} \end{cases}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \sigma_s \times \rho + f_{t28}} ; \rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,05 \times 10^{-4}}{0,1 \times 0,18} = 0,0169$$

• **Calcul de I₀:**

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (v_1^3 + v_2^3) + 15 \times A_s \times (v_2 - d')^2 + (b - b_0) \times h_0 \times [\frac{h_0^2}{12} + (v_1 - \frac{h_0}{2})^2]$$

Avec : $d' = 2 \text{ cm}$ (enrobage).

$$v_1 = \frac{1}{B} \left[\left(\frac{b_0 \times h^2}{2} \right) + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right].$$

$$v_2 = h - v_1.$$

$$B = b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times A_s = 465.75 \text{ cm}^2.$$

$$v_1 = 7.007 \text{ cm} ; v_2 = 12.993 \text{ cm} ; I_0 = 19796 \text{ cm}^4.$$

• **Calcul de λ_i et λ_v :**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right)} \times \frac{1}{\rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 0,1}{0,65}\right)} \times \frac{1}{0,0169} = 2,524$$

$$\lambda_v = 0,4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1,009$$

• **Calcul de σ_s :**

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature pour le cas de charge considéré

$$\sigma_s = n \times k \times (d - y) ; \text{ Avec } n=15 .$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} ; \text{ Pour chaque cas :}$$

$$M_{ser}^i = 9 \times \left(\frac{q_i \times l^2}{128} \right) \rightarrow \text{pour une poutre continue}$$

$$M_{ser}^i = 0,75 \times \left(\frac{q_i \times l^2}{8} \right) \rightarrow \text{pour une dalle isostatique}$$

Notre application est poutre continue

$$M_{ser}^j = 9 \times \left(\frac{q_j \times l^2}{128} \right) , \text{ Avec } q_i \text{ charges permanentes avant la mise en place des}$$

cloisons

$$M_{ser}^g = 9 \times \left(\frac{q_g \times l^2}{128} \right) , \text{ Avec } q_g \text{ charges permanentes après la mise en place des}$$

cloisons.

$$M_{ser}^p = 9 \times \left(\frac{q_p \times l^2}{128} \right) , \text{ Avec } q_p \text{ charges permanentes et d'exploitations.}$$

$$k^j = \frac{M_{ser}^j}{I} ; \quad k^g = \frac{M_{ser}^g}{I} ; \quad k^p = \frac{M_{ser}^p}{I}$$

$$\begin{cases} q_j = 2,85 \times 0,65 = 1,8525 \text{KN/m.} \\ q_g = 5,1 \times 0,65 = 3,315 \text{KN/m.} \\ q_p = (5,1 + 5) \times 0,65 = 6,565 \text{KN/m.} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{\text{ser}}^j = 2,756 \text{KN.m.} \\ M_{\text{ser}}^g = 4,932 \text{KN.m.} \\ M_{\text{ser}}^p = 9,767 \text{KN.m.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_s^j = 54,634 \text{MPa.} \\ \sigma_s^g = 97,765 \text{MPa.} \\ \sigma_s^p = 193,437 \text{MPa} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_j = 0,3656 \text{MPa.} \\ \mu_g = 0,5781 \text{MPa.} \\ \mu_p = 0,7578 \text{MPa.} \end{cases}$$

$$I_f = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda \times \mu} \Rightarrow \begin{cases} I_{f_{ij}} = 1,132 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \\ I_{f_{ig}} = 0,886 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \\ I_{f_{ip}} = 0,748 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \\ I_{f_{ivg}} = 1,376 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \end{cases}$$

• **Calcul de E_i et E_v :**

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{MPa}; E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,4 \text{MPa}$$

$$\frac{4,932 \times 4,6^2}{10 \times 32164,2 \times 10^3 \times 0,8867 \times 10^{-4}} = 0,3628 \text{cm}$$

✓ **Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{\text{ser}}^j \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ij}}} = \frac{2,7569 \times 4,6^2}{10 \times 32164,2 \times 10^3 \times 1,1323 \times 10^{-4}} = 0,1589 \text{cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{\text{ser}}^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ig}}} = \frac{4,932 \times 4,6^2}{10 \times 32164,2 \times 10^3 \times 0,8867 \times 10^{-4}} = 0,3628 \text{cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{\text{ser}}^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ip}}} = \frac{9,7675 \times 4,6^2}{10 \times 32164,2 \times 10^3 \times 0,7484 \times 10^{-4}} = 0,851 \text{cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{\text{ser}}^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{ivg}}} = \frac{4,932 \times 4,6^2}{10 \times 10721,4 \times 10^3 \times 1,376 \times 10^{-4}} = 0,701 \text{cm}$$

Valeur limite de la flèche (CBA93.art : B.6.5.3)

Pour les éléments reposant sur deux appuis ou plus (poutre et dalle), la flèche est limitée à: $\frac{l}{500}$ si la portée $l \leq 5$ m.

$$\text{Si non à : } 0,5 + \frac{l}{1000}$$

$$\text{Dans notre cas on a: } l_{\text{max}} = 4,6 \text{ m} < 5 \text{ m} \Rightarrow f_{\text{adm}} = \frac{460}{500} = 0,92 \text{cm}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ij} + f_{ip} - f_{ig} = (0,701 - 0,1587 + 0,851 - 0,3628) = 1,031 \text{cm}$$

$\Rightarrow \Delta f \geq f_{adm} \Rightarrow$ la flèche n'est pas vérifiée. Donc il faut augmentée la section d'acier

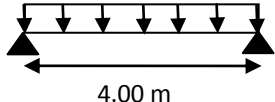
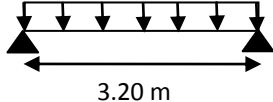
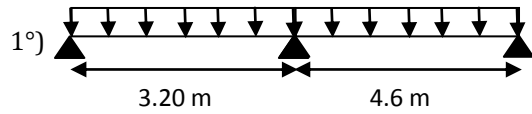
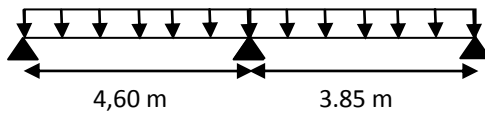
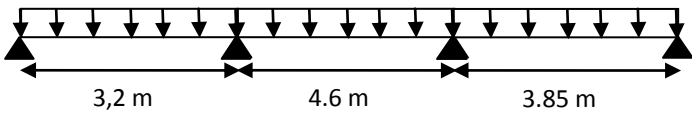
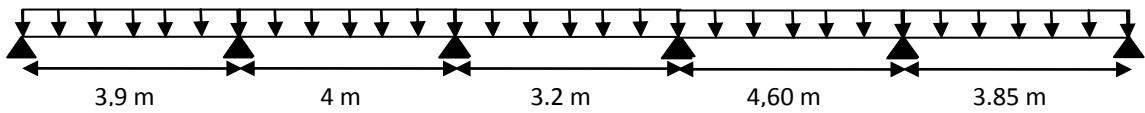
$A_s = 2HA12 + 1HA14 = 3,80\text{cm}^2$

$\Rightarrow \Delta f = 0,869 \Rightarrow f_{adm} = 0,92\text{cm} \dots \dots \dots$ la flèche est vérifié.

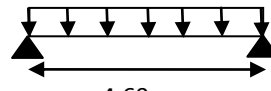
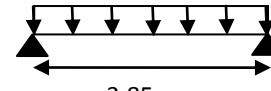
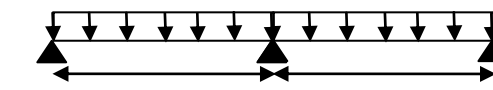
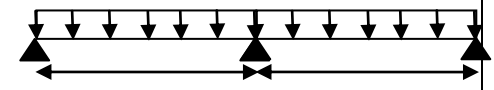
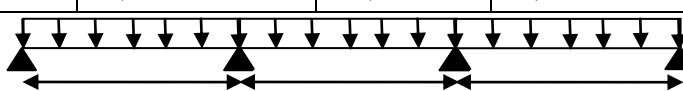
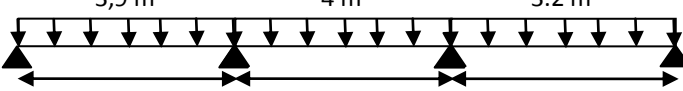
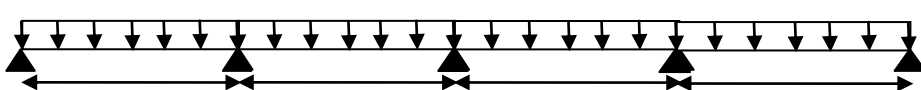
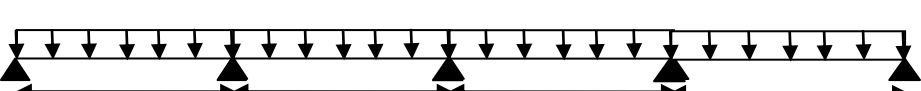
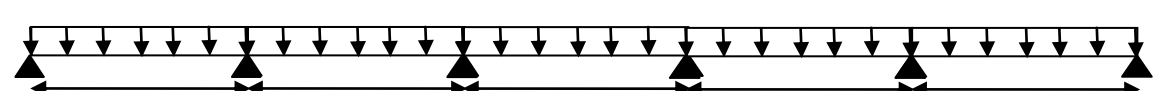
• **Ferrailage des autres types de poutrelle :**

✓ **Calcul des sollicitations de différents types de poutrelles :**

Les résultants de plancher à usage d'habitation sont regroupée dans le tableau suivant :

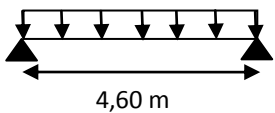
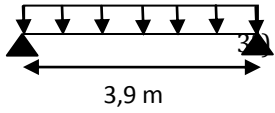
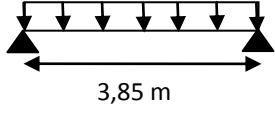
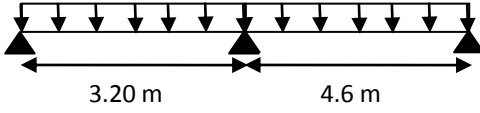
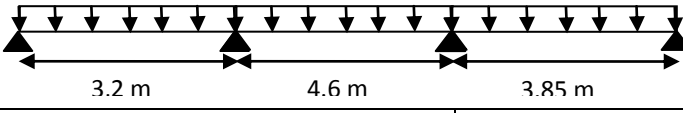
Plancher à usage d'habitation						
Type 1	1°) 		2°) 			
	N°	ELU			ELS	
		M_{appui}^{max} (KN.m)	$M_{Travée}^{max}$ (KN.m)	V^{max} (KN)	$M_{Travée}^{max}$ (KN.m)	M_{appui}^{max} (KN.m)
	1	-1,78	11,876	11,876	8,580	-1,290
2	-1,14	07,601	09,501	5,491	-0,824	
Type 2	1°) 		2°) 			
	N°	ELU			ELS	
		M_{appui}^{max} (KN.m)	$M_{Travée}^{max}$ (KN.m)	V^{max} (KN)	$M_{Travée}^{max}$ (KN.m)	M_{appui}^{max} (KN.m)
	1	-8,725	11,646	15,554	8,437	-6,25
2	-9,424	12,064	15,706	8,716	-6,808	
Type 3						
	ELU			ELS		
	M_{appui}^{max} (KN.m)	$M_{Travée}^{max}$ (KN.m)	V^{max} (KN)	$M_{Travée}^{max}$ (KN.m)	M_{appui}^{max} (KN.m)	
	-7,426	8,858	-13,907	-6,441	-5,32	
Type 5						
	ELU			ELS		
	M_{appui}^{max} (KN.m)	$M_{Travée}^{max}$ (KN.m)	V^{max} (KN)	$M_{Travée}^{max}$ (KN.m)	M_{appui}^{max} (KN.m)	
	-7,426	9,215	-14,058	6,697	-5,32	

Les résultants de plancher à usage commercial sont regroupée dans le tableau suivant :

Plancher à usage commercial								
Type 1	1°)		2°)					
								
	4.60 m		3.85 m					
	N°	ELU			ELS			
		$M_{\text{appui}}^{\text{max}}$ (KN.m)	$M_{\text{Travée}}^{\text{max}}$ (KN.m)	V^{max} (KN)	$M_{\text{Travée}}^{\text{max}}$ (KN.m)	$M_{\text{appui}}^{\text{max}}$ (KN.m)		
1	-3,709	24,731	21,505	17,364	-2,605			
2	-2,599	17,324	17,999	12,164	-1,825			
Type 2	1°)		2°)					
								
	4 m		3.2 m	4,6 m		3.85		
	N°	ELU			ELS			
		$M_{\text{appui}}^{\text{max}}$ (KN.m)	$M_{\text{Travée}}^{\text{max}}$ (KN.m)	V^{max} (KN)	$M_{\text{Travée}}^{\text{max}}$ (KN.m)	$M_{\text{appui}}^{\text{max}}$ (KN.m)		
1	-11,22	15,867	-21,505	11,141	-7,878			
2	-14,839	20,984	-24,731	14,734	-10,418			
Type 3	1)							
								
	3,9 m					4 m	3.2 m	
	2)							
								
4 m					3,2 m	4.6 m		
N°	ELU			ELS				
	$M_{\text{appui}}^{\text{max}}$ (KN.m)	$M_{\text{Travée}}^{\text{max}}$ (KN.m)	V^{max} (KN)	$M_{\text{Travée}}^{\text{max}}$ (KN.m)	$M_{\text{appui}}^{\text{max}}$ (KN.m)			
1C	-9,35	15,742	-20,57	11,053	-6,565			
2CM	-14,736	17,912	24,708	12,623	-10,237			
Type 4	1°)							
								
	3,9 m					4 m	3.2 m	4.60 m
	2°)							
								
4 m					3,2 m	4.6 m	3.85 m	
N°	ELU			ELS				
	$M_{\text{appui}}^{\text{max}}$ (KN.m)	$M_{\text{Travée}}^{\text{max}}$ (KN.m)	V^{max} (KN)	$M_{\text{Travée}}^{\text{max}}$ (KN.m)	$M_{\text{appui}}^{\text{max}}$ (KN.m)			
1	-14,736	17,912	24,708	12,623	-10,238			
2	13,126	13,441	-22,213	9,473	-9,119			
								
3,9 m					4 m	3.2 m	4,60 m	3.85 m

Type 5	ELU			ELS	
	$M_{\text{appui}}^{\text{max}}$ (KN.m)	$M_{\text{Travée}}^{\text{max}}$ (KN.m)	V^{max} (KN)	$M_{\text{Travée}}^{\text{max}}$ (KN.m)	$M_{\text{appui}}^{\text{max}}$ (KN.m)
	-13,126	13,26	-22,213	9,395	-9,119

Les résultats de plancher terrasse inaccessible sont regroupée dans le tableau suivant :

Plancher terrasse inaccessible						
Type 1	1°)  2°)  					
	N°	ELU			ELS	
		$M_{\text{appui}}^{\text{max}}$ (KN.m)	$M_{\text{Travée}}^{\text{max}}$ (KN.m)	V^{max} (KN)	$M_{\text{Travée}}^{\text{max}}$ (KN.m)	$M_{\text{appui}}^{\text{max}}$ (KN.m)
	1	-2,625	17,502	15,219	12,775	-1,916
	2	-1,887	12,581	12,903	9,183	-1,377
3	-1,834	12,26	12,738	8,949	-1,342	
Type 2	1°) 					
	N°	ELU			ELS	
		$M_{\text{appui}}^{\text{max}}$ (KN.m)	$M_{\text{Travée}}^{\text{max}}$ (KN.m)	V^{max} (KN)	$M_{\text{Travée}}^{\text{max}}$ (KN.m)	$M_{\text{appui}}^{\text{max}}$ (KN.m)
1	-9,296	13,163	17,24	9,626	-6,743	
Type 3	1°) 					
	N°	ELU			ELS	
		$M_{\text{appui}}^{\text{max}}$ (KN.m)	$M_{\text{Travée}}^{\text{max}}$ (KN.m)	V^{max} (KN)	$M_{\text{Travée}}^{\text{max}}$ (KN.m)	$M_{\text{appui}}^{\text{max}}$ (KN.m)
	1	-8,882	13,343	17,15	9,757	-6,443

✓ **Calcul de la section des aciers dans les différents types des poutrelles :**

Le ferrailage des poutrelles de différents planchers se fait par des poutrelles les plus sollicitant.

Le ferrailage des autres types des poutrelles et résumée dans le tableau suivant :

Poutrelles	Type	N	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)
			En travée				En appui intermédiaire				En appui rive			
Plancher terrasse inaccessible	1	1	0,058	0,076	0,174	2,883	//	//	//	//	0,057	0,074	0,175	0,432
		2	0,411	0,052	0,176	2,001	//	//	//	//	0,042	0,053	0,176	0,312
Plancher à usage d'habitation	1	1	0,040	0,051	0,176	1,934	//	//	//	//	0,039	0,049	0,176	0,29
		2	0,025	0,033	0,178	1,230	//	//	//	//	0,025	0,031	0,177	0,184
	2	1	0,039	0,049	0,176	1,898	0,190	0,265	0,16	1,559	0,038	0,048	0,176	0,282
		2	0,040	0,052	0,176	1,967	0,205	0,290	0,159	1,703	0,051	0,066	0,175	0,386
	3	1	0,030	0,038	0,177	1,436	0,162	0,222	0,164	1,302	0,038	0,049	0,176	0,287
	5	1	0,031	0,039	0,177	1,495	0,162	0,222	0,164	1,302	0,038	0,049	0,176	0,28
Plancher à usage commercial	1	1	0,083	0,108	0,172	4,129	//	//	//	//	0,081	0,105	0,172	0,619
		2	0,058	0,075	0,175	2,853	//	//	//	//	0,057	0,073	0,175	0,428
	2	1	0,053	0,068	0,175	2,605	0,244	0,356	0,154	2,090	0,039	0,050	0,167	0,293
		2	0,070	0,091	0,173	3,478	0,323	0,507	0,143	2,973	0,081	0,105	0,172	0,618
	3	1	0,07	0,091	0,175	2,584	0,204	0,287	0,159	1,687	0,058	0,075	0,174	0,438
		2	0,06	0,077	0,174	2,952	0,321	0,502	0,143	2,945	0,078	0,103	0,173	0,603
	4	1	0,06	0,077	0,174	2,952	0,321	0,502	0,143	2,945	0,067	0,087	0,174	0,511
		2	0,045	0,058	0,176	2,197	0,286	0,432	0,148	2,149	0,05	0,064	0,175	0,377
	5	1	0,045	0,058	0,175	2,197	0,286	0,432	0,149	2,535	0,068	0,088	0,174	0,515

Le choix de type et nombre d'armatures adoptées pour le ferrailage des différents types de poutrelles au niveau de chaque étage et résumée dans le tableau suivant :

Poutrelles	type	position	Ferrailage longitudinal			Ferrailage transversal	
			Acal	Type des barres	A1(cm2)	At (cm2)	St (cm2)
Terrasse inaccessible	1	travée	2,883	2HA12+1HA10	3,05		
		Appui intermédiaire	0,000	/	/		
		Appui de rive	0,432	1HA10	0,79	2Ø6	15
Etages courants	1,2 3,5	travée	1,967	2HA12	2,26		
		Appui intermédiaire	1,703	2HA12	2,26		
		Appui de rive	0,386	1HA10	0,79	2Ø6	15
Etage commercial	1,2 3,4 5	travée	3,478	2HA12+1HA14	3,80		
		Appui intermédiaire	2,973	2HA14	3,08		
		Appui de rive	0,618	1HA12	1,13	2Ø6	15

• **Schéma de ferrailage :**

plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles	
	En travée et en Appuis de rive	En travée et en Appuis intermédiaire
Terrasse inaccessible		
Etage d'habitation		
Etage commercial		

Figure 23. Les schémas de ferrailage des poutrelles

✓ **Etude de la dalle de compression :**

➤ **Armatures perpendiculaires aux nervures :**

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Armatures parallèles aux nervures :

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

D'après le même article cité ci-dessus les espacements ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5/ml) pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- 33 cm (3/ml) pour les armatures parallèles à la nervure.

D'où on opte : un treillis soudé TS $\phi 5$ 150×150

3.1.2 Plancher à dalle pleine :

Dalle sur deux appuis :

$$l_x = 205\text{cm}$$

$$l_y = 205\text{cm}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille selon les deux sens}$$

✓ **Évaluation des charges :**

$$G = 4,56 \text{ KN/m}^2, \quad Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELU: } q_u = 1,35 \times 4,56 + 1,5 \times 3,5 = 11,406 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS: } q_s = 4,56 + 3,5 = 8,06 \text{ KN/m}$$

✓ **Calcul des sollicitations :**

ELU :

ELS :

$$\begin{cases} v = 0; \rho = 1 \\ \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\begin{cases} v = 0,2; \rho = 1 \\ \mu_x = 0,0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{0_u}^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0368 \times 11,406 \times 2,05^2 = \frac{1,764 \text{ KN}}{\text{ml}} \\ M_{0_u}^y = \mu_y \times M_{0_u}^x = 1 \times 1,764 = \frac{1,764 \text{ KN}}{\text{ml}} \\ M_{0_{\text{ser}}}^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0,0441 \times 8,06 \times 2,05^2 = \frac{1,493 \text{ KN}}{\text{ml}} \\ M_{0_{\text{ser}}}^y = \mu_y \times M_{0_{\text{ser}}}^x = 1 \times 1,493 = \frac{1,49 \text{ KN}}{\text{ml}} \end{cases}$$

✓ **Calcul des moments en travée en compte tenu de l'encastrement**

➤ **En travée**

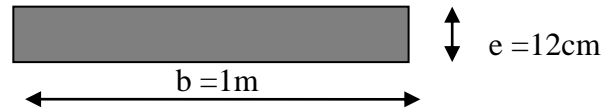
$$\begin{cases} M_u^x = 0,85 \times M_{0_u}^x = 1,499 \text{ KN/ml} \\ M_u^y = 0,85 \times M_{0_u}^y = 1,499 \text{ KN/ml} \\ M_{\text{ser}}^x = 0,85 \times M_{0_{\text{ser}}}^x = 1,27 \text{ KN/ml} \\ M_{\text{ser}}^y = 0,85 \times M_{0_{\text{ser}}}^y = 1,27 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

➤ **En appui**

$$\begin{cases} M_u^x = M_u^y = -0,5M_{0u} = -0,882\text{KN/ml} \\ M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0,5M_{0ser} = -0,746\text{KN/ml} \end{cases}$$

✓ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fait a la flexion simple pour une section de (1ml × 0,12m)



Le tableau suivant résume le calcul de ferraillage en travée et en appui :

		A cal (cm ² /ml)	A min (cm ² /ml)	A opt (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	Sens x	0,43	0,96	4HA8 = 2.01cm ²	25
	Sens y	0,43	0,96	4HA8 = 2.01cm ²	25
En appuis	Sens x	0.25	0,96	4HA8 = 2.01cm ²	25
	sens y				

Avec :

$$\begin{cases} A_{min}^x = 0,0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e = 0,96\text{cm}^2 \\ A_{min}^y = 0,0008 \times b \times e = 0,96\text{cm}^2 \end{cases}$$

✓ **Vérification divers :**

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

$$V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{3} = \frac{11,406 \times 2,05}{3} = 7,794\text{KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{1+\frac{\rho}{2}} = \frac{11,406 \times 2,05}{2} \times \frac{1}{1+\frac{1}{2}} = 7,794\text{KN}$$

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{7,794 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} = 0,078 \text{ MPA} \leq \tau_{adm} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPA}$$

Donc la condition est vérifier, c.à.d. pas d'armature transversale

➤ **Vérification des espacements :**

$$\begin{cases} s_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 \times e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ verifier (sens principale)} \\ s_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 \times e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \text{ verifier (sens secondaire)} \end{cases}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

Comme notre dalle se situ a l'extérieur (FN), donc on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton (σ_{bc}) et la contrainte de traction dans l'acier (σ_{st})

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201,63\text{MPa} \end{cases}$$

✓ Travée // l_x et l_y :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad_x = 0 \Rightarrow \frac{y^2}{2} + 15 \times 2,01 \times 10^{-4}y - 15 \times 2,01 \times 10^{-4} \times 0,1 = 0$$

On trouve : $y = 0,0217\text{m}$

➤ Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d_x - y)^2 = \frac{1}{3} \times 0,022^3 + 15 \times 2,01 \times 10^{-4} (0,1 - 0,022)^2 = 2189\text{cm}^4$$

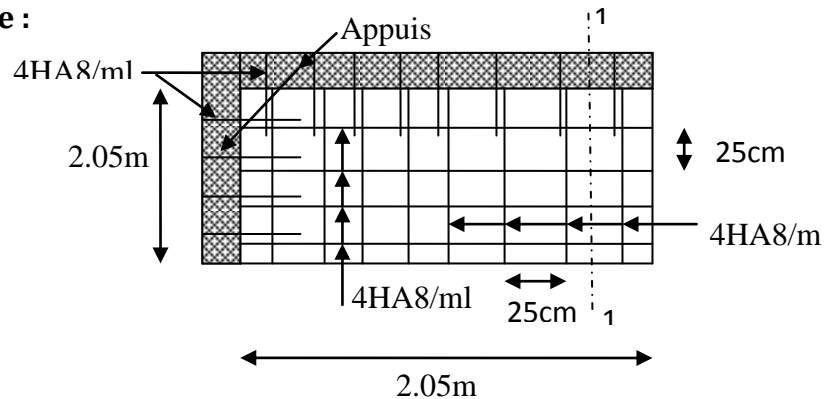
➤ Vérification des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{1,493 \times 10^{-3} \times 0,0217}{2189 \times 10^{-8}} = 1,48\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifie} \\ \sigma_{st} = 15 \frac{1,493 \times 10^{-3}}{2189 \times 10^{-8}} (0,1 - 0,0217) = 80,106\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 240\text{MPa} \dots \text{vérifie} \end{cases}$$

• Au niveau d'appui :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{0,746 \times 10^{-3} \times 0,0217}{2189 \times 10^{-8}} = 0,74\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifie} \\ \sigma_{st} = 15 \frac{0,746 \times 10^{-3}}{2189 \times 10^{-8}} (0,1 - 0,0217) = 40,026\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 240\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifie} \end{cases}$$

✓ Schéma de ferrailage :



Dalle sur trois appuis :

Figure 24. Schéma de ferrailage des dalles des balcons

Le calcul de ce type se fait selon la théorie des lignes de rupture

$$l_x = 100\text{cm}$$

$$l_y = 430\text{cm}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,23 < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille selon un seul sens}$$

✓ **Calcul de chargement :**

$G = 4,56 \text{ KN/m}^2, Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

ELU: $q_u = 1,35 \times 4,56 + 1,5 \times 3,5 = 11,406 \text{ KN/m}$

ELS: $q_s = 4,56 + 3,5 = 8,06 \text{ KN/m}$

$Q_g = 1 \text{ KN/ml}$ (la charge concentrée du au poids Propre de garde corps)

$Q_{gu} = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN/ml}$

✓ **Calcul des sollicitations :**

$l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow 100 \text{ cm} \leq \frac{430}{2} = 215 \text{ cm}$, On applique les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0u}^x = \frac{q_u \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times q_u \times l_x^3}{3} = \frac{11,406 \times 1^2 \times 4,3}{2} - \frac{2 \times 11,406 \times 1^3}{3} = 16,92 \text{ KN/ml} \\ M_{0u}^y = \frac{q_u \times l_x^3}{6} = \frac{11,406 \times 1^3}{6} = 1,90 \text{ KN/ml} \\ M_{0ser}^x = \frac{q_{us} \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times q_s \times l_x^3}{3} = \frac{8,06 \times 1^2 \times 4,3}{2} - \frac{2 \times 8,06 \times 1^3}{3} = 11,95 \text{ KN/ml} \\ M_{0ser}^y = \frac{q_{us} \times l_x^3}{6} = \frac{8,06 \times 1^3}{6} = 1,34 \text{ KN/ml} \\ V_u = q_u \times l_x + Q_{gu} = 11,406 \times 1 + 1,35 = 12,75 \text{ KN} \end{array} \right.$$

➤ **Prendre Calcul des moments en compte de l'encastrement :**

Sur la travée: $M_{tx} = 0,85 M_x^0$ et $M_{ty} = 0,85 M_y^0$.

Sur l'appui: $M_a = 0,3 M_x^0$.

Sollicitation	q(KN/m2)	Les moments (KN/m)				
		M_u^x	M_u^y	M_{tx}	M_{ty}	M_a
ELU	11,406	16,92	1,90	14,38	1,615	-5,076
ELS	8,06	11,95	1,34	10,15	1,14	-3,58

✓ **Ferraillage :**

Le calcul ce fait a la flexion simple

$b = 100 \text{ cm}, h = 12 \text{ cm}, d = 10 \text{ cm}, f_{bu} = 14,2 \text{ MPA}$

Eléments	Sens	Moments (KN.m)	μ_b	α	Z (m)	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A adopté (cm ²)
Travée	X-X	14,38	0,101	0,133	0,094	4,36	1,20	4T12=4,52
	Y-Y	1,615	0,0113	0,00142	0,099	0,46	1,20	4T8=2,01
Appui		5,076	0,0357	0,0455	0,0981	1,48	1,20	4T8=2,01

Avec : $A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,1 \times \frac{2,1}{400} = 1,20 \text{ cm}^2$

✓ **Vérification divers :**

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

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{12,75 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} = 0,127 \text{ MPA} \leq \tau_{adm} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPA}$$

Donc condition vérifier c a dire pas d'armature transversale

➤ **Vérification des espacements :**

$$\begin{cases} s_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 \times e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ verifier (sens principale)} \\ s_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 \times e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \text{ verifier (sens secondaire)} \end{cases}$$

✓ **Vérification des contraintes :**

Comme notre dalle se situ a l'extérieur (FN), donc on dit vérifier la contrainte de compression dans le béton (σ_{bc}) et la contrainte de traction dans l'acier (σ_{st})

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPA} \\ \sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max \left(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 240\text{MPA} \end{cases}$$

✓ **Travée // l_x :**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad_x = 0 \Rightarrow \frac{y^2}{2} + 15 \times 4,52 \times 10^{-4}y - 15 \times 4,52 \times 10^{-4} \times 0,1 = 0$$

On trouve : $y=0,0306\text{m}$

➤ **Calcul de I :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d_x - y)^2 = \frac{0,0306^3}{3} + 15 \times 4,52 \times 10^{-4}(0,1 - 0,0306)^2 = 4220,5\text{cm}^4$$

✓ **Vérification des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{11,95 \times 10^{-3} \times 0,0306}{4220,5 \times 10^{-8}} = 8,66\text{MPA} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPA} \dots \dots \dots \text{vérifié} \\ \sigma_{st} = 15 \frac{11,95 \times 10^{-3}}{4220,5 \times 10^{-8}} (0,1 - 0,0306) = 294,74\text{MPA} \leq \overline{\sigma}_{st} = 240 \text{ MPA} \dots \text{vérifié} \end{cases}$$

➤ **Travée // l_y :**

$$y = 0,0217 \text{ m}$$

$$I = 2189 \text{ cm}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{1,34 \times 10^{-3} \times 0,0217}{2189 \times 10^{-8}} = 1,32\text{MPA} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPA} \dots \dots \dots \text{vérifie} \\ \sigma_{st} = 15 \frac{1,34 \times 10^{-3}}{2189 \times 10^{-8}} (0,1 - 0,0217) = 71,89\text{MPA} \leq \overline{\sigma}_{st} = 240 \text{ MPA} \dots \dots \text{vérifie} \end{cases}$$

➤ **Au niveau d'appui :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{0,746 \times 10^{-3} \times 0,0217}{2189 \times 10^{-8}} = 0,74 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifie} \\ \sigma_{st} = 15 \frac{0,746 \times 10^{-3}}{2189 \times 10^{-8}} (0,1 - 0,0217) = 40,026 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 240 \text{MPa} \dots \text{vérifie} \end{array} \right.$$

✓ **Schéma de ferrailage :**

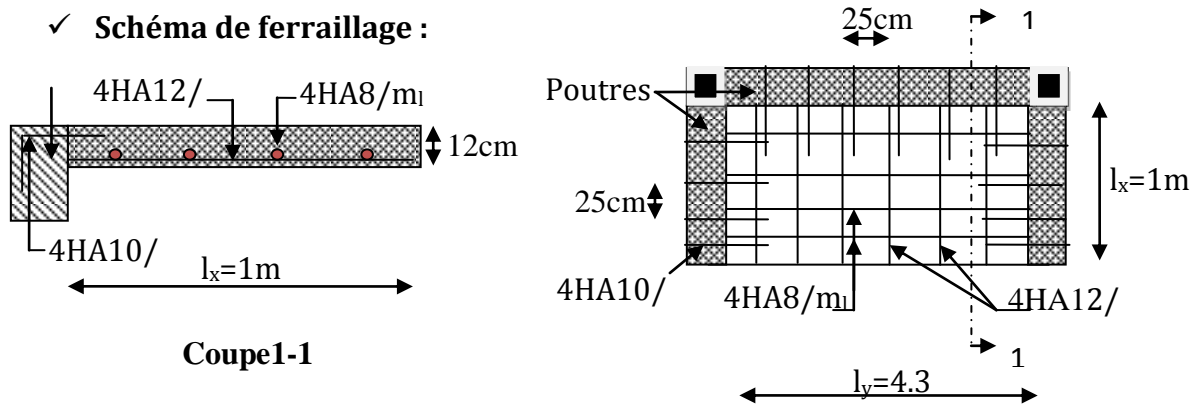


Figure 25. Schéma de ferrailage de dalle sur trois

3.2 L'acrotère :

L'acrotère est un élément placé à la périphérie de plancher terrasse, il est conçu pour la protection de l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher soumis a son poids propre (G), a une force latérale due à l'effort sismique et une surcharge latérale(Q) due à la main courante.

✓ **Hypothèse de calcul :**

- Le calcul se fait pour une bonde 1 m.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable
- Il est sollicité à la flexion composée.

✓ **Evaluation des charges et surcharge :**

$$S = 0,8 \times 0,1 + 0,07 \times 0,1 + \frac{(0,03 \times 0,1)}{2} = 0,0885 \text{m}^2$$

➤ **Poids propre de l'acrotère :**

$$G_1 = 25 \times 0,0885 \times 1 = 2,21 \text{KN}$$

➤ **Poids d'enduit en ciment extérieur et l'intérieur (ciment : e=2cm) :**

$$G_2 = (20 \times 0,02 \times 0,8 \times 1) \times 2 = 0,64 \text{KN}$$

$$Q = 1 \text{KN}$$

$$W = G_1 + G_2 = 2,21 + 0,64 = 2,85$$

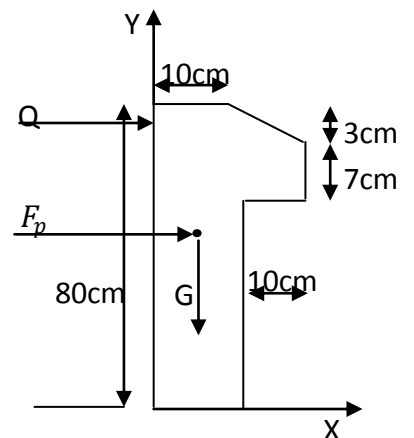


Figure 26. Coupe transversale de l'acrotère

➤ **La charge sismique :**

La force sismique F_p est donnée par la formule suivante :

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

A : coefficient d'accélération de zone donné par le tableau (4-1) du RPA99 (groupe d'usage 2, zonell_a, donc A= 0,15).

C_p : Facteur de force horizontale donné par le tableau (6-1) du RPA 99 ($C_p = 0,8$)

W : poids propre de l'acrotère

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,85 = 1,36\text{KN}$$

✓ **Calcul des sollicitations :**

➤ **Calcul de centre de gravité :**

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} = 0,056\text{m} \\ Y_G = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0,433\text{m} \end{cases}$$

L'acrotère est sollicité par :

$$\begin{cases} N_G = 2,85\text{KN} \\ N_Q = 0\text{KN} \\ N_F = 0\text{KN} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} M_G = 0\text{KN.m} \\ M_Q = 1 \times 0,8 = 0,8\text{KN.m} \\ M_F = 1,36 \times 0,433 = 0,588\text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **Combinaison d'action :**

Le calcul de l'acrotère est se fait a la flexion composé Par une bonde de 1ml.

	RPA 99	ELU	ELS
sollicitations	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N (KN)	2,85	3,84	2,85
M (KN.m)	1,38	1,2	0,8

✓ **Calcul de l'excentricité de centre de pression :**

La combinaison a considéré est : 1,35G+1,5Q

$$\begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,2}{3,84} = 0,31\text{m} \\ \frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,016\text{m} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.} \end{cases}$$

La section est soumise à un effort de compression, elle doit être justifiée vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme conformément a l'article A.4.4 du BAEL91 en adoptant une excentricité total de calcul $e_2 = e_1 + e_a$

e_a : excentricité additionnelle .

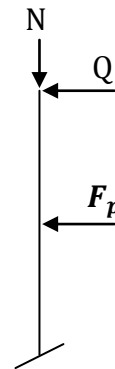


Figure 27. Schéma statique de l'acrotère

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{h}{250}\right) = 2\text{cm}.$$

e₁: excentricité due aux effets du premier ordre

e₃: excentricité due aux effet du second ordre , liés a la déformation de la structure

$$e_3 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \quad \text{Avec :}$$

α: Rapport du moment du premier ordre, due aux charges permanent et quasi permanent au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

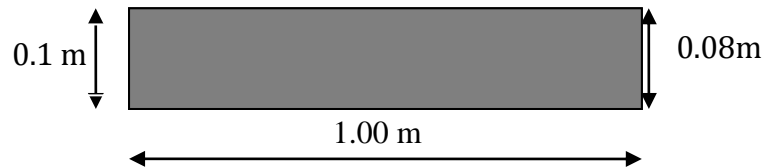
$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad ; \quad M_G = 0\text{KN.m} \Rightarrow \alpha = 0\text{KN.m}$$

∅: Rapport de déformation final due au fluage et au à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

$$l_f = 2 \times 0,8 = 1,6 \text{ cm}$$

$$e_3 = \frac{3 \times 160^2 \times (2 + 2 \times 0)}{10 \times 10^4} = 1,536\text{m} \quad \text{Donc : } e = e_1 + e_3 + e_a = 34,536\text{cm}$$

✓ **Ferraillage de la section :**



➤ **à l'ELU :**

Le ferraillage se fait par assimilation a la flexion simple, ($h / 6 > e_1$). Donc :

• **Armature principale :**

M_{ua} (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{adop} ($\frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$)
1.441	0.0158	0.0199	0.0793	0,52	0.966	4HA8=2.01

Tel que :

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right), \quad N_u = 3,84\text{KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 3,84 \times 0,34536 = 1,326\text{KN/m}$$

• **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502\text{cm}^2 \Rightarrow \text{On choisi : } 4\text{HA6}=1,13\text{cm}^2$$

✓ **Vérifications divers**

➤ **Les espacements :**

Les armatures principales : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33,33 \Rightarrow$ soit : $S_t = 30\text{cm}$

Les armatures secondaires : $S_t \leq \frac{80}{3} = 26,66 \Rightarrow$ soit : $S_t = 25\text{cm}$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$V_u = F_p + Q = 2,36\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1 \times f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2,36 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,08} = 0,295\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

➤ **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = K \times y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MP} \\ \sigma_{st} = \eta \times K \times (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e; 150\eta\right] = 240 \end{cases}$$

Avec :

$$\eta = 15; \quad K = \frac{N_{ser}}{I} \times y_c$$

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15[(A_s \times (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - d)^2]$$

Détermination de y_{ser} :

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0,8}{2,85} + \left(0,08 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,31\text{m}$$

$$c = d - e_a = 0,08 - 0,31 = -0,23\text{m}$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \quad (*)$$

Calcul de y_c :

$$P = -3 \times c^2 - 90A \times \frac{(c-d)}{b} + 90 \times A \times \frac{(d-c)}{b}$$

$$q = -2 \times c^3 - 90A \times \frac{(c-d)^2}{b} - 90 \times A \times \frac{(d-c)^2}{b}$$

$$\text{On a : } A = 0; \quad b = 1\text{m}; \quad A = 2,01 \times 10^{-4} \text{ m}^4; \quad c = -0,23$$

Donc on trouve :

$$P = -16,14 \times 10^{-2}$$

$$q = -24,74 \times 10^{-3}$$

$$4P^3 + 27q^2 = 4(-0,1614)^3 + 27(-0,02474)^2 = -0,00419 < 0$$

Il existe trois racine réelle pour l'équation (*) il faut choisir celle qui convient tel que :

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -23 \leq y_c \leq -0,13$$

$$\begin{cases} a = 2 \times \sqrt{\frac{-P}{3}} = 0,463 \\ \cos(\varnothing) = \frac{3q}{2P} \times \sqrt{\frac{-3}{P}} = 7,57^\circ \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} y_{c1} = a \times \cos\frac{\varnothing}{3} = 0,43 \\ y_{c2} = a \times \cos\left(\frac{\varnothing}{3} + 120\right) = -0,24 \\ y_{c3} = a \times \cos\left(\frac{\varnothing}{3} + 240\right) = -0,21 \end{cases}$$

y_c : Est considéré négative car le centre de pression se trouve au dessus de centre de l'axe neutre donc, $y_c = -0,21 \Rightarrow y_{ser} = 0,016m$

$$I = 1356,94 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{2,85}{1356,94 \times 10^{-8}} \times 0,21 = 4,41 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 44,1 \times 0,016 = 0,705 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \dots \dots \dots \text{vérifie} \\ \sigma_{st} = 15 \times 44,1 \times (0,08 - 0,016) = 42,34 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma}_{st} = 240 \dots \dots \dots \text{vérifie} \end{cases}$$

✓ **Schéma de ferrailage de l'acrotère :**

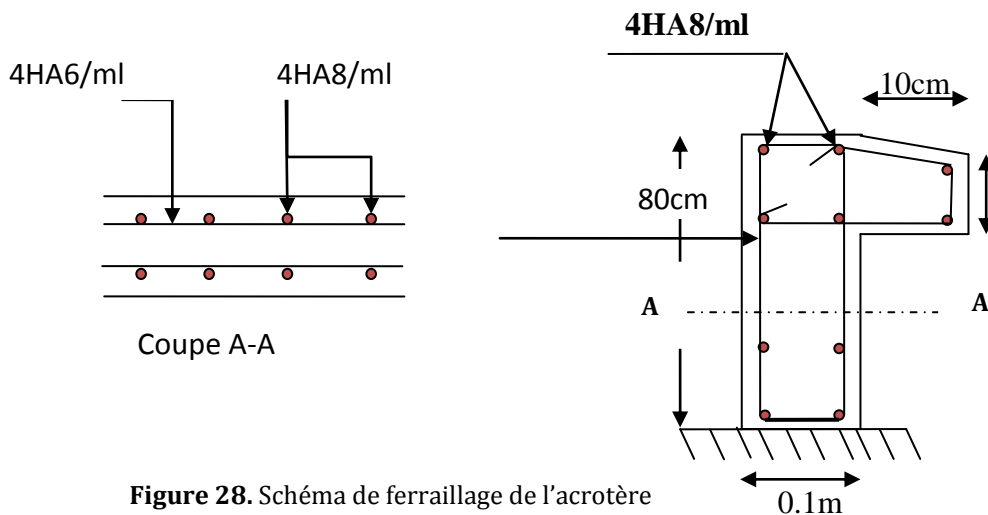


Figure 28. Schéma de ferrailage de l'acrotère

3.3 Etude de l'escalier :

L'étude consiste à déterminer les sollicitations dans l'escalier et le ferrailage nécessaire pour reprendre ces charges. Pour notre structure on a deux types d'escaliers le premier type est un escalier de trois volés (cas 1 ; cas 2).le deuxième type est un escalier a deux volé avec palée intermédiaire (cas 1 ; cas 2)

✓ **Calcul de l'escalier à trois volées type 1 (cas2) :**

➤ **Calcul de volée 1 et 3 :**

$$G_p = 4,50 \text{KN/m}^2$$

$$G_v = 8,56 \text{KN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{KN/m}^2$$

$$e = 12 \text{ cm.}$$

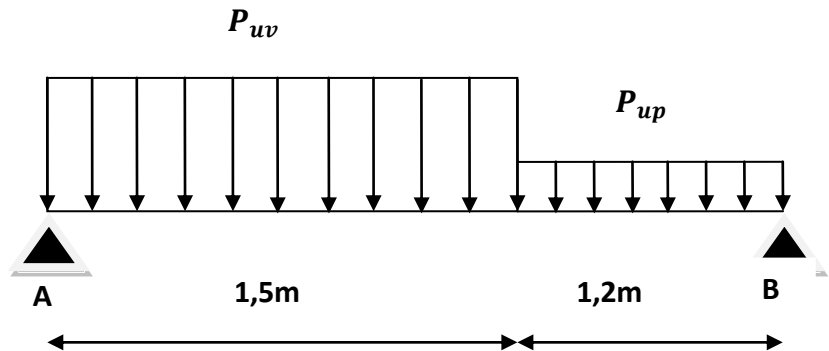


Figure 29. Schéma statique d'escalier

À L'ELU :

✓ **Combinaison de charge :**

$$P_{uv} = 1,35 \times G_v + 1,5Q_v = 1,35 \times 8,56 + 1,5 \times 2,5 = 15,306 \text{KN/ml}$$

$$P_{up} = 1,35 \times G_p + 1,5Q_p = 1,35 \times 4,50 + 1,5 \times 2,5 = 9,82 \text{KN/ml}$$

✓ **Calcul de sollicitation :**

➤ **Les réactions aux appuis**

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = \frac{(P_{uv} \times 1,5)(1,2 + 0,75) + P_{up} \times 1,2 \times (\frac{1,2}{2})}{2,70} = 19,20 \text{KN/ml}$$

D'autre part:

$$R_A + R_B = 34,74 \text{KN} \Rightarrow R_B = 15,54 \text{KN}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

$$0 \leq x \leq 1,5 \text{ml};$$

$$M_z = R_A \times x - P_{uv} \times \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} x = 0; M_z = 0 \text{KN.m} \\ x = 1,5; M_z = 11,58 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$1,5 \leq x \leq 2,70 \text{ml};$$

$$M_z = R_A \times x - P_{uv} \times (x - 0,75) \times 1,5 - P_{up} \times (x - 1,5)^2 \times 0,5$$

$$\Rightarrow \begin{cases} x = 1,5; M_z = 17,26 \text{KN.m} \\ x = 2,7; M_z = 14,92 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments en travée :**

$$\frac{dM_z}{dx} = 0 \Rightarrow x = 1,25m \Rightarrow M_0^{\max} = 12,042KN.m$$

$$\begin{cases} M_a = -0,5M_0^{\max} = 6,021KN.m \\ M_t = -0,75M_0^{\max} = 9,031KN.m \end{cases}$$

➤ **L'effort tranchant :**

$$V_{\max} = 19,20KN$$

A l'ELS :

$$q_{sv} = G_v + Q_v = 8,56 + 2,5 = 11,06KN/ml$$

$$q_{sp} = G_p + Q_p = 4,5 + 2,5 = 7KN/ml$$

$$\begin{cases} M_0^{\max} = 8,65KN.m \\ M_a = -0,5M_0^{\max} = 4,32KN.m \\ M_t = -0,75M_{\max} = 6,49KN.m \end{cases}$$

✓ **Le ferrailage :**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bonde de un mètre.les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A _{calculé} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)	s _t (cm)
appui	6,021	0,042	0,054	0,097	1,76	5HA8=2,51	20
travée	9,031	0,063	0,082	0,096	2,68	5HA10=3,93	20

➤ **Armature de répartition :**

En appui : $A_r^a = \frac{A_{adopté}}{4} = 0,63cm^2$

En travée : $A_r^t = \frac{A_{adopté}}{4} = 0,98cm^2$

Soit : $\begin{cases} A_r^a = \frac{5HA8}{ml} = 2,51cm^2 \\ A_r^t = 5HA8 = 2,51cm^2 \end{cases}$

➤ **Vérification divers :**

• **Vérification vis à vis de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,10 \times \frac{2,1}{400} = 1,20cm^2$$

En appui : $A_r = 2,51cm^2 > A_{\min} = 1,20cm^2$Vérifie.

En travée : $A_r = 3,93cm^2 > A_{\min} = 1,20cm^2$Vérifie.

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{19,20 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} = 0,192 \text{MPA}$$

La fissuration peut nuisible donc :

$$\overline{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28}; 4 \text{MPA}) = 3,25 \text{MPA}$$

$$\tau_u = 0,192 \text{MPA} \leq \overline{\tau}_u = 3,25 \text{MPA} \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

• **Vérification des espacements :**

Les armatures principales : $S_t = 20 < \min(3 \times e; 33 \text{cm}) = 33 \text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifie.}$

Les armatures secondaires : $S_t = 20 < \min(4 \times e; 33 \text{cm}) = 45 \text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifie.}$

• **Vérification des contraintes :**

La fissuration est peut nuisible la seul vérification est de vérifier la contrainte de compression du béton ne dépasse pas la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPA}$$

Après calcul, on trouve :

$$q_{sv} = G_v + Q_v = 11,06 \text{KN/ml}$$

$$q_{sp} = 7 \text{KN/ml}$$

$$R_a = 13,84 \text{KN}$$

$$R_B = 11,15 \text{KN}$$

$$V_s^{\max} = 13,84 \text{KN}$$

$$M_0^{\max} = 8,65 \text{KN. ml}$$

$$M_a = -0,5 M_0^{\max} = 4,32 \text{KN. ml}$$

$$M_t = -0,75 M_{\max} = 6,49 \text{KN. ml}$$

Calcul de y:

$$\frac{b}{2} y^2 + 15(A_s + A'_s) \times y - 15A(d \times A_s + d' \times A'_s) = 0.$$

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15[(A_s \times (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - d')^2].$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

localisation	M_{ser} (KN. ml)	I (m ⁴)	y (m ⁴)	σ_{bc} (MPA)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPA)
travée	4,32	$3,78 \cdot 10^{-5}$	0,0289	3,30	15
Appuis	6,49	$6,64 \cdot 10^{-5}$	0,024	2,50	15

✓ **Etat limite de déformation :**

• **Vérification de la flèche :**

La vérification est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

$\frac{h}{L} = \frac{12}{270} = 0,044 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots$ n'est pas Vérifié.

La Première condition n'est pas vérifiée, donc il faut vérifier la flèche.

La flèche totale est définie par BAEL91 comme suite :

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible est prise égale: $f_{adm} = \frac{L}{500}$, qui donne pour notre cas $f_{adm} = 0,54\text{cm}$

Données de calcul :

$y = 2,89\text{cm} , I = 3,78 \times 10^{-5}\text{cm}$

$E_i = 32164,2\text{MPa}$

$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,4\text{MPa}$

$A_s = 3,93\text{cm}^2$

Calcul des différents paramètres intervenant dans le calcul de la flèche :

$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s (V_2 + c)^2$

$V_1 = \frac{1}{B} \times (\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d) ; V_2 = h - V_1$

$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 100 \times 12 + 15 \times 3,93 = 1258,95\text{cm}^2$

$V_1 = 6,187\text{cm}$

$V_2 = 12 - 6,187 = 5,813\text{cm}$

$I_0 = 18040,44\text{cm}^4$

$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,93}{100 \times 10} = 0,00393$

$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{c28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 25}{0,00393 \times (2 + 3)} = 5,34$

$\lambda_v = 0,4 \times \lambda_i = 2,14$

✓ **Evaluation des moments :**

	J (KN/m ²)	g (KN/m ²)	q (KN/m ²)
volée	6,14	8,56	11,06
palier	3	4,5	7
M_{ser}	3,60	5,13	7,028

• **Calcul des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} (d-y)}{I} = 15 \times \frac{3,6 \times 10^{-3} (0,10 - 0,0289)}{3,78 \times 10^{-5}} = 86,335 \text{MPa} \\ \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} (d-y)}{I} = 15 \times \frac{5,13 \times 10^{-3} (0,10 - 0,0289)}{3,78 \times 10^{-5}} = 144,74 \text{MPa} \\ \sigma_{sq} = 15 \times \frac{M_{qser} (d-y)}{I} = 15 \times \frac{7,028 \times 10^{-3} (0,10 - 0,0289)}{3,78 \times 10^{-5}} = 198,29 \text{MPa} \end{cases}$$

• **Inertie fictive :**

$$\begin{cases} \mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00393 \times 86,335 + 2,1} = -0,063 \\ \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00393 \times 144,74 + 2,1} = 0,16 \\ \mu_q = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sq} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00393 \times 198,29 + 2,1} = 0,29 \end{cases}$$

Calcul de I :

$$I_f = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu} \Rightarrow \begin{cases} I_{fij} = 29905,18 \text{cm}^4 \\ I_{fig} = 10701,29 \text{cm}^4 \\ I_{fiq} = 7786,42 \text{cm}^4 \\ I_{fvg} = 147882,83 \text{cm}^4 \end{cases}$$

Calcul de f :

$$f_i = \frac{M \times L^2}{10 \times E_i \times I_f} \Rightarrow \begin{cases} f_{ij} = 0,027 \text{cm} \\ f_{ig} = 0,108 \text{cm} \\ f_{iq} = 0,204 \text{cm} \\ f_{gv} = 0,078 \text{cm} \end{cases}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{iq} - f_{ig} - f_{ij} = 0,078 + 0,204 - 0,108 - 0,027 = 0,147 \text{cm}$$

$$\Delta f = 0,147 \text{cm} < f_{adm} = 0,54 \text{cm} \Rightarrow \text{Donc : la flèche est vérifiée.}$$

✓ **Calcul de deuxième volé :**

Ce calcul se fait comme poutre continue sur deux appuis .les deux appuis étant la poutre brisé et le voile de la cage d'ascenseur.

L'ELU :

$$G_v = 8,56 \text{KN/ml}$$

$$Q = 2,5 \text{KN/ml}$$

✓ **Combinaison de charge :**

$$q_{uv} = 1,35 \times G_v + 1,5Q_v = 1,35 \times 8,56 + 1,5 \times 2,5 = 15,306 \text{KN/ml}$$

✓ **Calcul des sollicitations :**

$$R_A = R_B = \frac{q_{uv} \times L}{2} = 9,18 \text{KN}$$

$$M_0 = R_B \times \frac{L}{8} = \frac{q_{uv} \times L^2}{8} = 2,75 \text{KN}$$

$$\begin{cases} M_a = -0,5M_0^{\max} = -1,37 \text{KN.m} \\ M_t = -0,75M_0^{\max} = 2,066 \text{KN.m} \end{cases}$$

✓ **Le ferrailage : (Flexion simple)**

Zone	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{calculé}$ (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)	s_t (cm)
appui	1,37	0,0096	0,0121	0,0995	0,39	5HA8=2,51	20
travée	2,066	0,0145	0,0183	0,0992	0,60	5HA10=3,93	20

➤ **Vérification vis à vis de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,10 \times \frac{2,1}{400} = 1,20 \text{cm}^2 > A_{\text{cal}}$$

En appui : $A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

En travée : $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{9,18 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} = 0,0918 \text{MPA}$$

La fissuration peut nuisible donc :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28}; 4 \text{MPA}) = 3,25 \text{MPA}$$

$$\tau_u = 0,0918 \text{MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{MPA} \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

➤ **Armature de répartition :**

En appui : $A_r^a = \frac{A_{adopté}}{4} = 0,5 \text{cm}^2$

En travée : $A_r^t = \frac{A_{adopté}}{4} = 0,5 \text{cm}^2$

Soit: $\begin{cases} A_r^a = \frac{3HA6}{\text{ml}} = 0,85 \text{cm}^2 \\ A_r^t = 3HA6/\text{ml} = 0,85 \text{cm}^2 \end{cases}$

✓ **Vérification des espacements :**

Les armatures principales : $S_t = 20 < \min(3 \times e; 33cm) = 33cm$vérifie.

Les armatures secondaires : $S_t = 20 < \min(4 \times e; 33cm) = 45cm$vérifie.

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$$

Après calcul, on trouve :

$$q_{sv} = G_v + Q_v = 11,06KN/ml$$

$$M_{0max} = 2KN.m$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b}{2}y^2 + 15(A_s + \dot{A}_s) \times y - 15A(d \times A_s + \dot{d} \times \dot{A}_s) = 0.$$

$$I = \frac{b}{3}y_{ser}^3 + 15[(A_s \times (d - y_{ser})^2 + \dot{A}_s(y_{ser} - \dot{d})^2]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

localisation	M_{ser} (KN. ml)	I (m4)	y (m4)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)
travée	1,5	2,189 10-5	0,0213	1,45	15
Appuis	1	2,189 10-5	0,0213	0,97	15

➤ **Etat limite de déformation :**

• **Vérification de la flèche**

La vérification est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

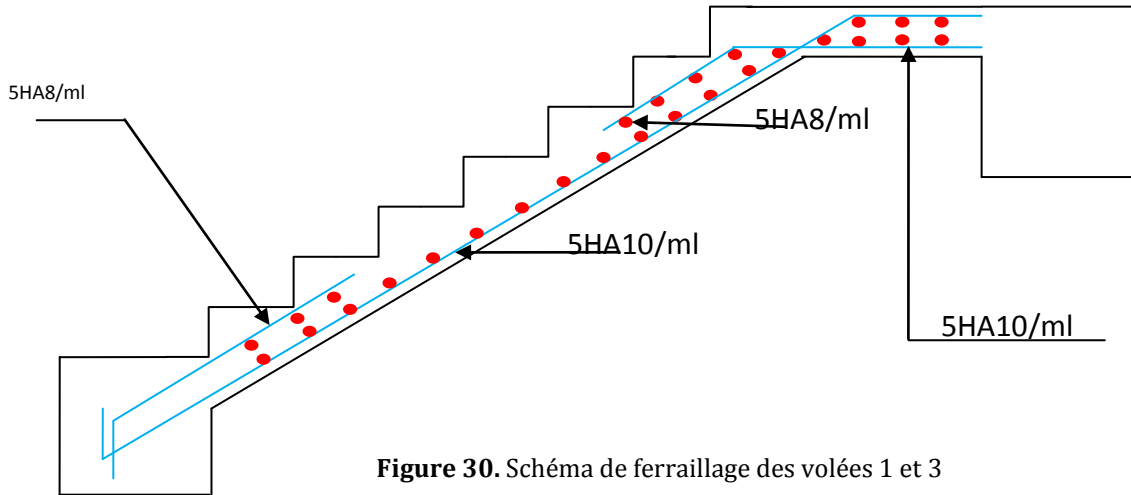
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{12}{120} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

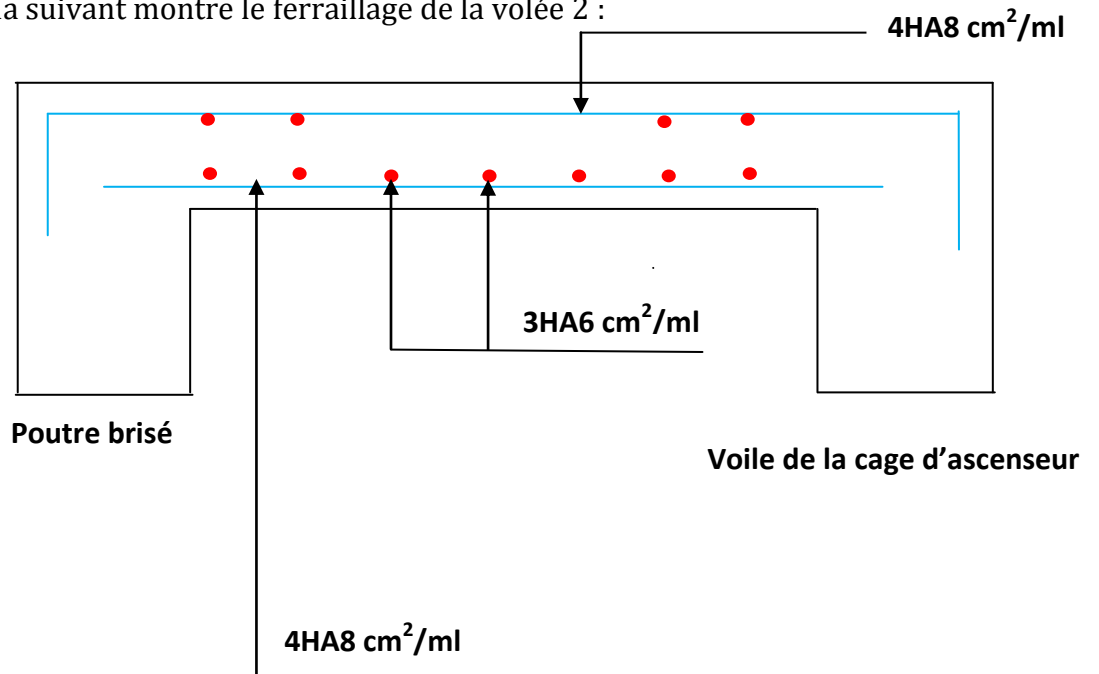
$$\frac{h}{L} = \frac{12}{120} = 0,1 > \frac{1,5}{10 \times 2} = 0,075 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2,01}{100 \times 10} = 0,002 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc ce n'est pas nécessaire de vérifier la flèche



Le schéma suivant montre le ferrailage de la volée 2 :



✓ **Calcul de la poutre brisé :**

Notre poutre palière est une poutre brisé .elle est soumise a sont poids propre, au charge transmise par les escaliers sous forme de réaction d'appui ainsi qu'au moment de torsions. Son calcul se fait comme suite :

✓ **Dimensionnement :**

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

Soit: h=35 cm et b=30cm

La poutre brisé est soumise a la flexion simple, outre il est soumise a la torsion

Calcul a la flexion simple

$$g_0 = 25 \times 0,3 \times 0,35 = 2,625 \text{KN/ml}$$

$$g_1 = \frac{25 \times 0,3 \times 0,35}{\cos 29,54} = 3,017 \text{KN/ml}$$

g_0 : étant le poids propre de la partie horizontale

g_1 : étant le poids propre de la partie inclinée

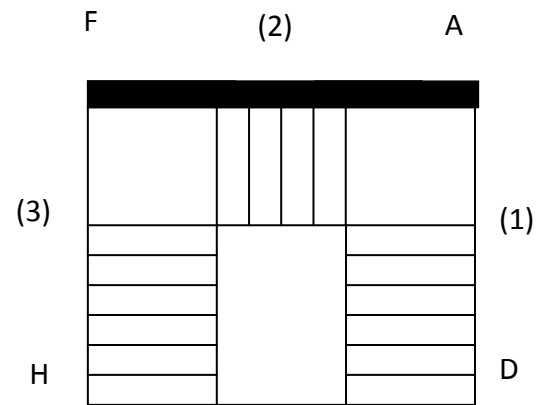


Figure 32. Schéma statique de poutre brisé

✓ **Calcul des sollicitations :**

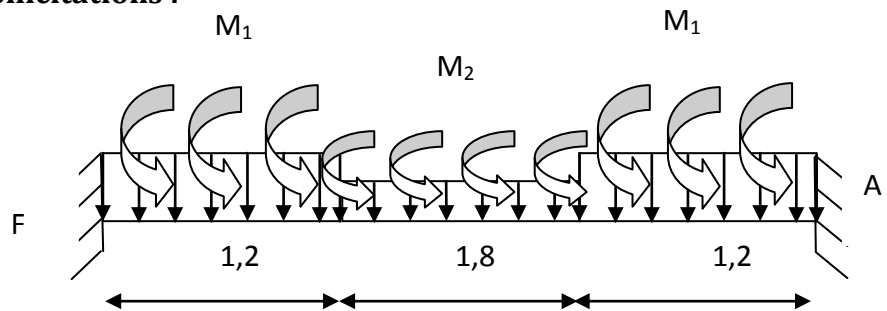


Figure 33. Schéma statique d'une poutre brisé

En plus de son poids propre elle est soumise aux charges transmises par l'escalier

$R_c = 19,20 \text{KN/ml}$: Charge ramené par la partie (DA) et(HF)

$R_p = 9,18 \text{KN/ml}$: Charge ramenée par la volée 2

$$0 \leq x \leq 1,2 \text{m}$$

$$\sum M_{/F} = 0 \Rightarrow R_A = \frac{(R_c + 1,35g_0) \times 1,2 \times 3,6 + (R_p + 1,35g_1) \times 1,8 \times 2,1 + (R_c + 1,35g_0) \times \frac{1,2^2}{2}}{4,2} = 39,22 \text{KN.}$$

Par raison de symétrie: $R_A = R_B = 39,22 \text{KN}$.

M_0 : Se trouve a mi travée de la poutre.

$$M_0 = 2,1R_A - [(R_c + 1,35g_0) \times 1,2 \times 1,5 + (R_p + 1,35g_1) \times \frac{0,56^2}{2}].$$

$$M_0 = 2,1 \times 39,22 - \left[(19,2 + 1,35 \times 2,625) \times 1,2 \times 1,5 + (9,18 + 1,35 \times 3,017) \times \frac{0,9^2}{2} \right]$$

$$M_0 = 36,055 \text{KN/ml}$$

$$V_u = 39,22 \text{KN}$$

Le tableau suivant résume les résultats le calcul des moments et leur ferrailage correspond ainsi que la contrainte de cisaillement

	Moments (KN .ml)	A _{calculé} (cm ²)	τ _{FsMPA}
En travée	0,85M ₀ = 30,64	2,76	
En appui	0,4M ₀ = 14,42	1,27	

✓ **Vérification**

L'ELU

➤ **Vérification vis à vis de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,3 \times 0,33 \times \frac{2,1}{400} = 1,20 \text{cm}^2$$

En appui : $A_r = \frac{1,27 \text{cm}^2}{\text{ml}} > A_{\min} = \frac{1,20 \text{cm}^2}{\text{ml}}$ Vérifie.

En travée : $A_t = A_r = 2,76 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} > A_{\min} = \frac{1,20 \text{cm}^2}{\text{ml}}$ Vérifie.

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{39,22 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,33} = 0,39 \text{MPA}$$

La fissuration peut nuisible donc :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28}; 4 \text{MPA}) = 3,25 \text{MPA}$$

$\tau_u = 0,39 \text{MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{MPA}$ Vérifie.

➤ **Calcul des armatures transversales a la flexion simple :**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_l^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 12 \text{mm} ; \text{On adopte : } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0,3 \times f_{tj})}{0,8 f_e} = \frac{0,3 \times 0,15 \times (0,39 - 0,3 \times 2,1)}{0,8 \times 400} = -3,375 \times 10^{-5}$$

$$A_t \leq 0$$

$$A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{400} = \frac{0,4 \times 0,3 \times 0,15}{400} = 0,45$$

On adopte : $A_t = 0,50 \text{cm}^2$

➤ **Calcul a la torsion :**

La poutre est soumise à trois moments de torsion uniformément répartie due aux différentes parties de l'escalier.

$$M_1 = 6,021 \text{ KN. ml, Du à la partie (AD) et (FH).}$$

$$M_2 = 1,37 \text{ KN. ml, du à la volée (2)}$$

➤ **Le moment de torsion max est concentré aux extrémités :**

$$M_{T_{\max}} = 2 \times M_1 \times 1,2 + M_2 \times 1,8 = 16,91 \text{ KN/ml}$$

✓ **Ferraillage:**

Le moment de torsion $M_{T_{\max}}$ est le moment statique au niveau de l'appui B.

L'expérience a montré que lorsqu'il s'agit d'une section pleine le noyau ne joue aucun rôle à l'ELU c'est pourquoi On remplace la section pleine par une section fictive.

Le principe consiste à remplacer la section réelle par une section creuse d'épaisseur égale à 1/6 du diamètre de cercle qu'il est d'inscrire dans le contour intérieur de la section réelle de la poutre (**BAEL article 3.2**).

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2$$

U : aire de la section creuse

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(30 - 5) + (35 - 5)] = 110 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_T \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{16,91 \times 10^{-3} \times 1,10}{2 \times 0,075 \times 348} = 3,56 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des contraintes de cisaillement du a la torsion :**

$$\tau_{\text{utor}} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{16,91 \times 10^{-3}}{2 \times 0,075 \times 0,05} = 2,25 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{C28}; 4 \text{ MPA}) = 3,25 \text{ MPA}$$

$$\tau_{\text{utor}} = 2,25 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{vérifie.}$$

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

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2} = \sqrt{0,39^2 + 2,25^2} = 2,28 \text{ MPA} \dots \text{Vérifie} \quad \text{BAEL91 (article I .III)}$$

➤ **Calcul des armatures transversales a la torsion :**

On fixe l'espacement comme suite :

En travée : $s_t = 20\text{cm}$

$$A_t = \frac{M_T \times s_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{16,91 \times 0,20}{2 \times 0,075 \times 348} = 0,64\text{cm}^2$$

En appui : $s_t = 10\text{cm}$

$$A_t = \frac{M_T \times s_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{16,91 \times 0,10}{2 \times 0,075 \times 348} = 0,32\text{cm}^2$$

✓ **Choix des armatures :**

La section totales des armatures a adoptée est :

En travée : $A_{\text{travée}} = \frac{1}{2} \times A_L(\text{tor}) + A_L(\text{flexion}) = \frac{1}{2} \times 3,56 + 2,76 = 4,54\text{ cm}^2$

On opte pour : 3HA16=6,03 cm²

En appui : $A_{\text{appui}} = \frac{1}{2} \times A_L(\text{tor}) + A_L(\text{flexion}) = \frac{1}{2} \times 3,56 + 1,27 = 3,05\text{ cm}^2$

On opte pour : 2HA14+1HA12 = 4,21cm²

Donc la section d'armature transversale total a prendre en travée et en appui est :

$A_t = 0,5 + 0,64 = 1,14\text{cm}^2$, on opte pour un cadre Ø8 et un étrier Ø8 = 2,01cm²

✓ **Schéma de ferrailage :**

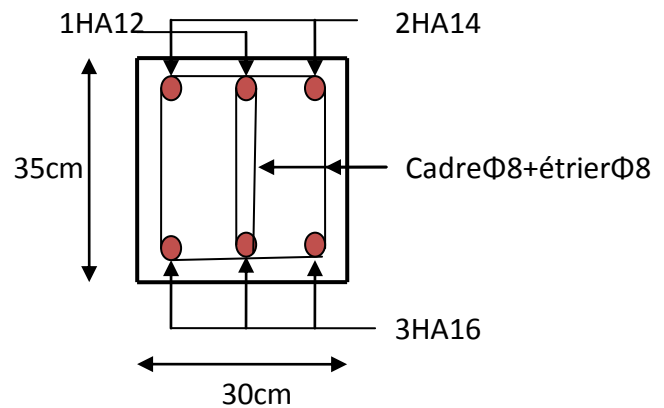


Figure 34. Schéma de ferrailage de Poutre brisée

3.4 Etude de l'ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargement vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière vertical dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

Dans notre bâtiment on opte pour un ascenseur de 8 personnes ayant la caractéristique suivante :

DM : la charge due a l'ascenseur = 82 KN

PM : la charge due a la machine = 15KN

FC : poids de la cuvette = 102KN

La vitesse minimale = 1 m/s

Les dimensions de la cabine BK × TK× HK=(110× 140 × 220) cm³

Les dimensions de la gaine : BS = 1 = 180 cm

TS = 210 cm

✓ Etude de la dalle pleine de locale des machines :

➤ Evolution des charges et surcharges :

La dalle reprend des charges importantes, alors on prend une épaisseur h=20 cm.

La charge nominale = 6,3KN

P= PM+ DM+ charge nominal = 15+82+6,3= 103,3KN

Poids propre de la dalle et de revêtements

On a un revêtement en béton d'épaisseur (e=5cm)

G= 25×0,2+22×0,05= 6,1 KN

Q=1KN/m²

$$\begin{cases} q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6,1 + 1,5 \times 1 = \frac{9,735\text{KN}}{\text{ml}} \\ q_s = G + Q = 6,1 + 1 = 7,1\text{KN/ml} \end{cases}$$

Charges uniformément répartis :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \Rightarrow \rho = \frac{1,5}{1,7} = 0,88 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant deux sens}$$

➤ Les sollicitations :

A l'ELU (v=0)

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0476 \\ \mu_y = 0,7438 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0476 \times 9,735 \times 1,5^2 = 1,042\text{KN. ml} \\ M_y = \mu_y \times M_x = 0,7438 \times 1,042 = 0,775\text{KN. ml} \end{cases}$$

➤ Moment en travée

$$M_t^x = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 1,042 = 0,885\text{KN.ml}$$

$$M_t^y = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 0,775 = 0,658\text{KN.ml}$$

➤ **Moment en appui :**

$$M_a^x = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 1,042 = 0,312 \text{ KN.m}$$

✓ **Ferraillage:**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bonde de 1ml, le diamètre des barres utilisé doit être

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

On prend des barres de $\phi = 12 \text{ mm}$ pour le ferraillage et on aura donc :

$$\begin{cases} d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) \Rightarrow d_x = 20 - \left(\frac{1,2}{2} + 2\right) = 17,4 \text{ cm} \\ d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + e + \phi\right) \Rightarrow d_y = 20 - \left(\frac{1,2}{2} + 2 + 1,2\right) = 16,2 \text{ cm} \end{cases}$$

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	M_t (KN .ml)	M_a (KN .ml)	$A_{t\text{calculé}}$ (cm^2)	$A_{a\text{calculé}}$ (cm^2)	$A_{t\text{adopté}}$ (cm^2)	$A_{a\text{adopté}}$ (cm^2)	S_t (cm)
Sens (xx)	0,885	0,312	0,14	0,051	5HA8=2,51	5HA8=2,51	20
Sens (yy)	0,658	0,312	0,11	0,056	5HA8=2,51	5HA8=2,51	20

✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

➤ **En travée :**

$$\text{Sens xx : } A_{\min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) bh = 0,0008 \times \left(\frac{3-0,88}{2}\right) \times 100 \times 20 = 1,7 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{adopté}} = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,7 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Sens yy: } A_{\min} = \rho_0 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En appui :** $A_{\min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) bh = 1,7 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow A_{\text{adopté}} = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,7 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

✓ **Espacement des armatures :**

Les armatures principales : $S_t = 20 < \min(3 \times h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots \text{Vérifiée.}$

Les armatures secondaires: $S_t = 20 < \min(4 \times h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots\dots \text{vérifiée.}$

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

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2 \times \left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} = \frac{9,735 \times 1,5}{2 \times \left(1 + \frac{0,88}{2}\right)} = 5,703 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{5,703 \times 10^{-3}}{1 \times 0,174} = 0,0327 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPA}$$

✓ **Vérification a l'ELS :**

• **Etats limites de compression de béton :**

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

Calcul de y : $\frac{b}{2}y^2 + 15(A_s + \dot{A}_s) \times y - 15A(d \times A_s + \dot{d} \times \dot{A}_s) = 0.$

$$I = \frac{b}{3}y_{ser}^3 + 15[(A_s \times (d - y_{ser})^2 + \dot{A}_s(y_{ser} - \dot{d})^2]$$

$q_s = 7,1\text{KN/ml}$

A l'ELS : (v=2)

localisation	sens	M_x (KN.ml)	M_{ser} (KN.ml)	A (cm)	Y (cm)	I Cm3	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (KN.ml)	observation
travée	xx	0,872	0,7412	2,51	3,26	9375,511	0,257	15	Vérifié
travée	yy	$M_y=0,716$	0,6086	2,51	3,13	7453,7	0,255	15	vérifié
appui	/	0,872	0,261	2,51	3,26	9375,511	0,257	15	vérifié

Cas de charges concentrées :

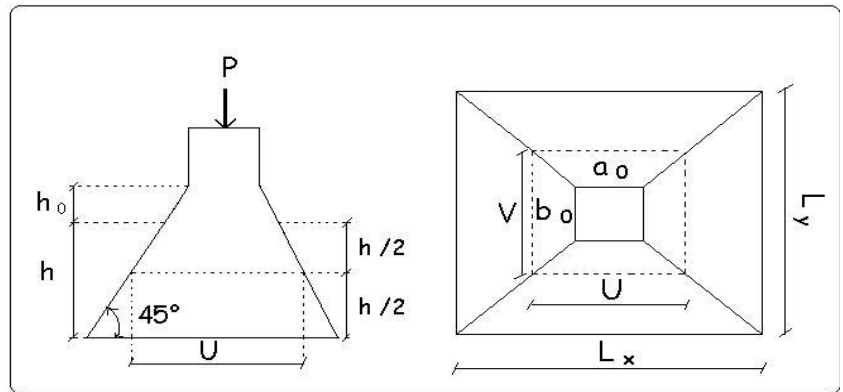


Figure 35. Schéma de la dalle et sa surface d'impact

La charge P s'applique a la dalla est une surcharges d'impacte ($a_0 \times b_0$) agit sur une aire ($u \times v$)

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h \end{cases}$$

Avec :

a_0 et u dimension parallèle a l_x

b_0 et v dimension parallèle a l_y

h : Hauteur de revêtement

ξ : Coefficient qui dépend de type de revêtement (béton armé $\xi = 1$)

$$(a_0 \times b_0) = (69 \times 69)\text{cm}^2$$

$$\begin{cases} u = 69 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 99\text{cm} \\ v = 69 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 99\text{cm} \end{cases}$$

✓ **Calcul des moments :**

$$\begin{cases} M_x = (M_1 + vM_2) \\ M_y = (M_2 + vM_1) \end{cases} \text{ et } \begin{cases} v = 0 \text{ a l'ELU} \\ v = 0,2 \text{ a l'ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 sont des valeurs lues a partir des tables de PIGEAUD

$\rho = 0,88 > 0,4$ La dalle donc travaille dans les deux sens

$$v = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,0827 \\ M_2 = 0,0672 \end{cases} \quad (\text{Annexe c})$$

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{99}{150} = 0,66 \\ \frac{v}{l_y} = \frac{99}{170} = 0,58 \end{cases}$$

$$G=103,3\text{KN}$$

$$\begin{cases} q_u = 1,35G = 139,45\text{KN} \\ M_{x1} = 0,0827 \times 139,45 = 11,53\text{KN.ml} \\ M_{y1} = 0,0672 \times 139,45 = 9,37\text{KN.ml} \end{cases}$$

➤ **Moment due au poids propre de la dalle :**

$$\begin{aligned} M_{x2} &= 1,042\text{KN.ml} \\ M_{y2} &= 0,775\text{KN.ml} \end{aligned}$$

➤ **La superposition des moments :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11,53 + 1,042 = 12,55\text{KN.ml} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9,37 + 0,775 = 10,145\text{KN.ml} \end{cases}$$

➤ **Moment en travée :**

$$M_t^x = 0,85 \times 12,55 = 10,66\text{KN.ml}$$

$$M_t^y = 0,85 \times 10,145 = 8,62\text{KN.ml}$$

➤ **Moment en appui :**

$$M_a^x = M_a^y = 0,3 \times 12,55 = 3,765\text{KN.ml}$$

Localisation	M_t (KN.ml)	M_a (KN.ml)	$A_{t\text{calculé}}$ (cm^2)	$A_{a\text{calculé}}$ (cm^2)	$A_{t\text{adopté}}$ (cm^2)	$A_{a\text{adopté}}$ (cm^2)	S_t (cm)
Sens (xx)	10,66	3,765	1,78	0,62	5HA8=2,51	5HA8=2,51	20
Sens (yy)	8,62	3,765	1,54	0,067	5HA8=2,51	5HA8=2,51	20

✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

➤ **En travée :**

Sens xx: $A_{\min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) bh = 0,0008 \times \left(\frac{3-0,88}{2}\right) \times 100 \times 20 = 1,7\text{cm}^2$

$\Rightarrow A_{\text{adopté}} = 2,51\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,7\text{cm}^2$ Condition vérifiée.

Sens yy : $A_{\min} = \rho_0 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6\text{cm}^2$

$A_{\text{adopté}} = 2,51\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,6\text{cm}^2$ Condition vérifiée.

En appui : $A_{\min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right) bh = 1,7\text{cm}^2$

$\Rightarrow A_{\text{adopté}} = 2,51\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,7\text{cm}^2$ Condition vérifiée.

✓ **Vérification au non poinçonnement :**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$Q_u \leq \frac{0,045 \times U_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : Charge de calcul à l'ELU

h : l'épaisseur total de la dalle

$U_c = 2 \times (u + v) = 396 \text{ cm}$

$Q_u = 1,35 \times 103,3 = 139,45\text{KN} \leq \frac{0,045 \times 3,96 \times 0,25 \times 25 \times 10^3}{1,5} =$

742,5KNVérifié.

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle:**

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25\text{MPa}$

L'effort tranchant max au voisinage de la charge

$u = v \Rightarrow$ au milieu de u : $V_u = \frac{q_u}{2u+v} = \frac{139,45}{3 \times 0,99} = 46,95\text{KN}$

$V_u = \frac{q_u}{2v+u} = \frac{139,45}{3 \times 0,99} = 46,95\text{KN}$

$\tau_u = 0,27\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa}$

✓ **Espacement des armatures :**

Les armatures principales : $S_t = 20 < \min(3 \times h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$Vérifiée.

Les armatures secondaires : $S_t = 20 < \min(4 \times h; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ vérifiée.

L'ELS : (v = 2)

✓ **Les moments engendrés par le système de levage :**

$$q_{ser} = 103,3 \text{KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + vM_2) \times q_{ser} = (0,0827 + 0,2 \times 0,0672) \times 103,3 = 9,93 \text{KN} \\ M_{y1} = (M_2 + vM_1) \times q_{ser} = (0,0672 + 0,2 \times 0,0827) \times 103,3 = 8,65 \text{KN} \end{cases}$$

✓ **Les moments dus aux poids propre de la dalle :**

$$q_{ser} = 7,1 \text{KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0546 \times 9,735 \times 1,5^2 = 1,20 \text{KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_x = 0,8216 \times 1,2 = 0,982 \text{KN.m} \end{cases}$$

✓ **La superposition des moments :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,93 + 1,2 = 11,13 \text{KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8,65 + 0,982 = 9,632 \text{KN.m} \end{cases}$$

✓ **Vérification des contraintes**

➤ **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times 11,13 = 9,46 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times 9,632 = 8,18 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment en appuis**

$$M_a^x = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 11,13 = 3,34 \text{KN.m}$$

localisation	sens	M_x (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	A (cm)	Y (cm)	I Cm ³	σ_{bc} (MPA)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (KN.m)	observation
travée	xx	11,13	9,46	2,51	3,26	9375,511	3,28	15	vérifier
travée	yy	$M_y=9,632$	8,18	2,51	3,13	7453,7	3,43	15	vérifier
appui	/	11,13	3,34	2,51	3,26	9375,511	1,16	15	vérifier

✓ Schéma de ferrailage:

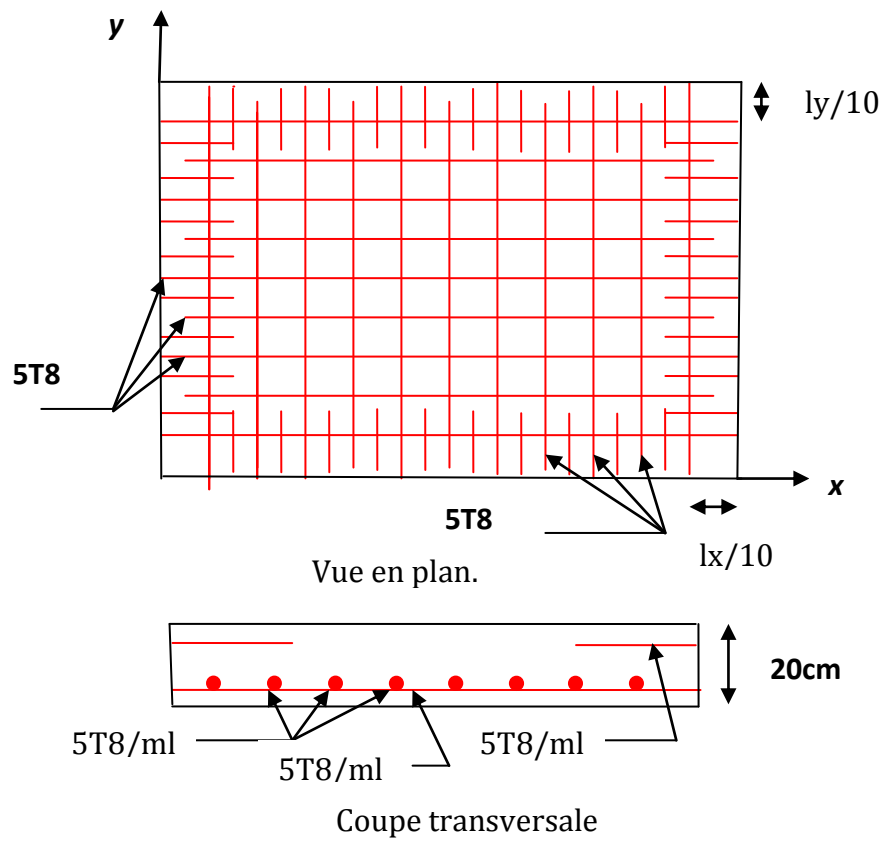
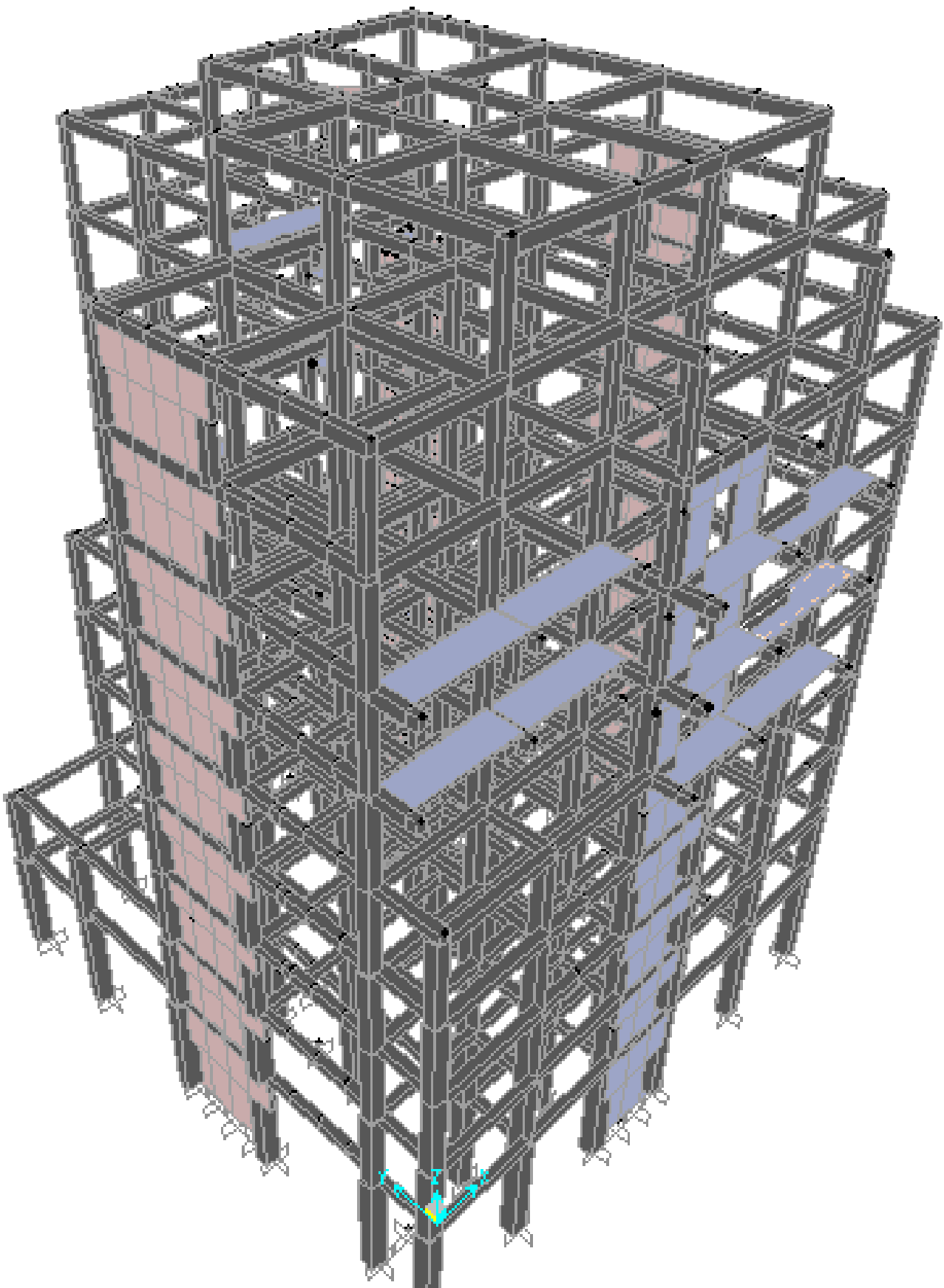


Figure 36. Schéma de ferrailage de la dalle

CHAPITRE 4

ETUDE DYNAMIQUE



Introduction :

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection acceptable des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés tous en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur.

4.1 Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec vérification de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente.

4.1.1 Méthode d'analyse modale spectrale

Analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou encore non-conforme aux conditions exigées par le RPA99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie. Pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

✓ **Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique V , appliquée au bas de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W \quad \text{RPA99 (art: 4.2.3).}$$

β : Coefficient de la pondération, fonction de la nature de la durée de la charge d'exploitation. Il est donné par le tableau : 4.5 de RPA99.

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel sap2000 la valeur trouvé est :

$\beta = 0,2$ usage d'habitation

$$W_G = 12454,298 \text{ KN}; W_Q = 1956,165 \text{ KN} \Rightarrow W_h = 12845,531 \text{ KN}$$

$\beta = 0,3$ usage commercial

$$W_G = 25810,821 \text{ KN}; W_Q = 7862,348 \text{ KN} \Rightarrow W_{co} = 28169,525 \text{ KN}$$

$$W = 41015,056 \text{ KN}$$

D : facteur d'amplification dynamique. il est donné par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{RPA99 (formule : 4.13)}$$

η : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0,7$

ζ : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4,2 RPA99 /version2003)
construction auto stable $\Rightarrow \zeta = 7\%$

Contreventement par voiles $\Rightarrow \zeta = 10\%$

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne $\Rightarrow \zeta = 8,5\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8,5}} = 0,81$$

T1 et T2 : période caractéristique relative au sol.

Selon le rapport de sol, le sol d'implantation de notre structure est un sol meuble donc il est classé comme site S3.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques : $\begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,50s \end{cases}$

RPA99 (Tableau 4.7).

T : période fondamentale de la structure.

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA

$$\text{(art 4.2.4) suivantes : } \begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T_{x,y} = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \end{cases}$$

h_N : hauteur mesurée à partir de la bas de la structure jusqu'au dernière niveau
 $h_N=31,86\text{m}$

C_T : coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau (4.6 du RPA99 version 2003).

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé,

$$C_T = 0,05.$$

$$T = 0,05 \times 31,86^{\frac{3}{4}} = 0,67\text{s}$$

$L_x = 19,55\text{m}$, étant la dimension projetée du bâtiment selon le sens x.

$L_y = 24,20\text{m}$, étant la dimension projetée du bâtiment selon le sens y.

$$T_x = \frac{0,09 \times 33,66}{\sqrt{19,55}} = 0,64\text{s}$$

$$T_y = \frac{0,09 \times 33,66}{\sqrt{24,20}} = 0,58\text{s}$$

$$T_x = \text{Min}(T ; T_x) = 0,64\text{s}$$

$$T_y = \text{Min}(T ; T_y) = 0,58\text{s}$$

$$0,5 \leq T_x \leq 3\text{s} \Rightarrow D_x = 2,5 \times 0,81 \times \left(\frac{0,50}{0,64}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,72$$

$$0,5 \leq T_y \leq 3\text{s} \Rightarrow D_y = 2,5 \times 0,81 \times \left(\frac{0,5}{0,58}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,83$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30% est :

$$\begin{cases} T_{sx} = 1,3 \times 0,64 = 0,83\text{s} \\ T_{sy} = 1,3 \times 0,58 = 0,75\text{s} \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,72 \times 1,25 \times 41015,056}{5} = 2645,471\text{KN}$$

$$V_{sty} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,83 \times 1,25 \times 41015,056}{5} = 2814,658\text{KN}$$

4.1.2 Méthode d'analyse par accélérogramme:

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

Après les calculs on obtient le spectre suivant :

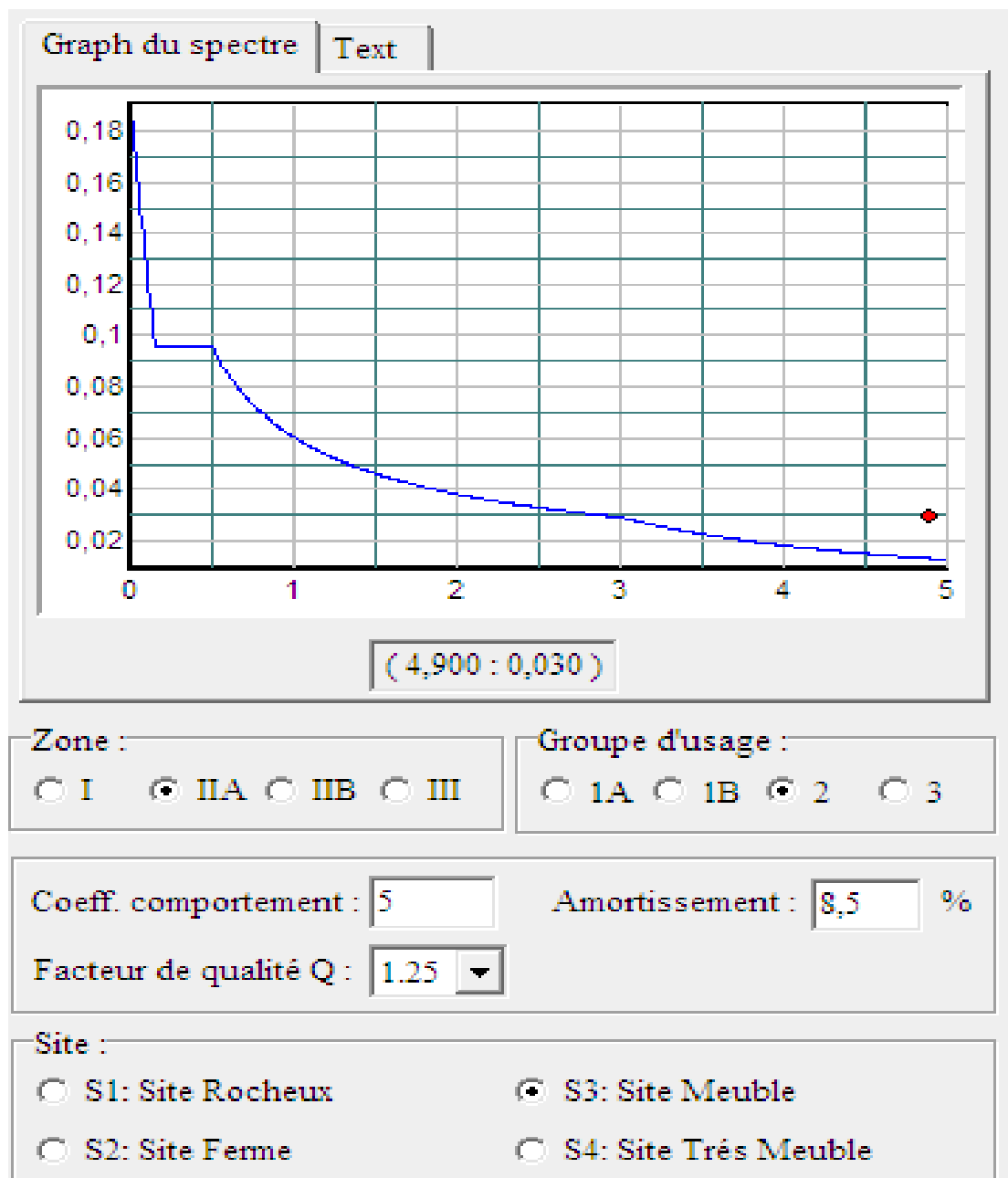


Figure 37. Spectre de réponse

4.1.2.1 Description du logiciel SAP2000 :

Le SAP 2000 version 14 est un logiciel de calcul et conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statique et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

4.1.2.2 Exigence de RPA99/pour les systèmes mixtes :

- ✓ D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relative ainsi que les sollicitation résultant de leur interaction à tous les niveaux.

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

- ✓ D'après l'article 4.2.4, les valeurs T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par RPA de plus de 30%.
- ✓ D'après l'article 4.3.4, les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
 - la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
 - ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois(03) dans chaque direction considérée.

4.2 Disposition des voiles :

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et modification des sections des poteaux, et des poutres on a retenu la disposition représenté ci-dessous.

Cette disposition nous à permit d'éviter un mode de torsion au première mode et reprendre favorablement aux conditions du RPA99/version2003.

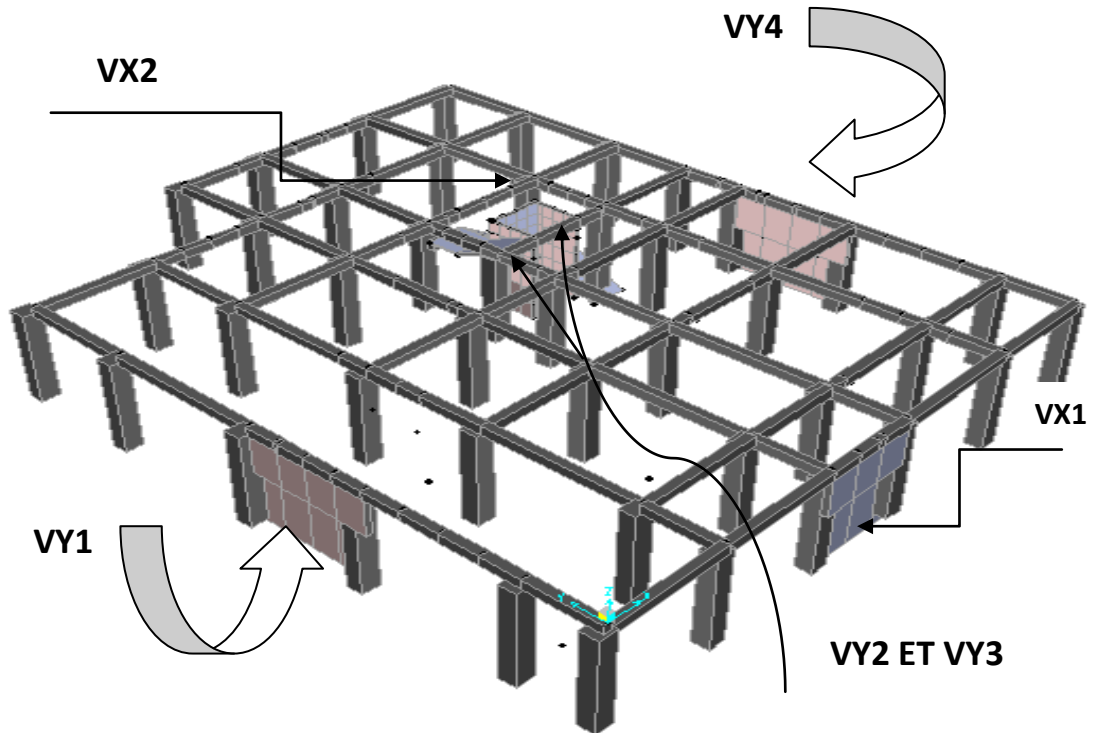


Figure 38. Schéma de disposition des voiles

4.3 Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

4.3.1 Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99/version2003 doit être supérieur à 90%.

Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

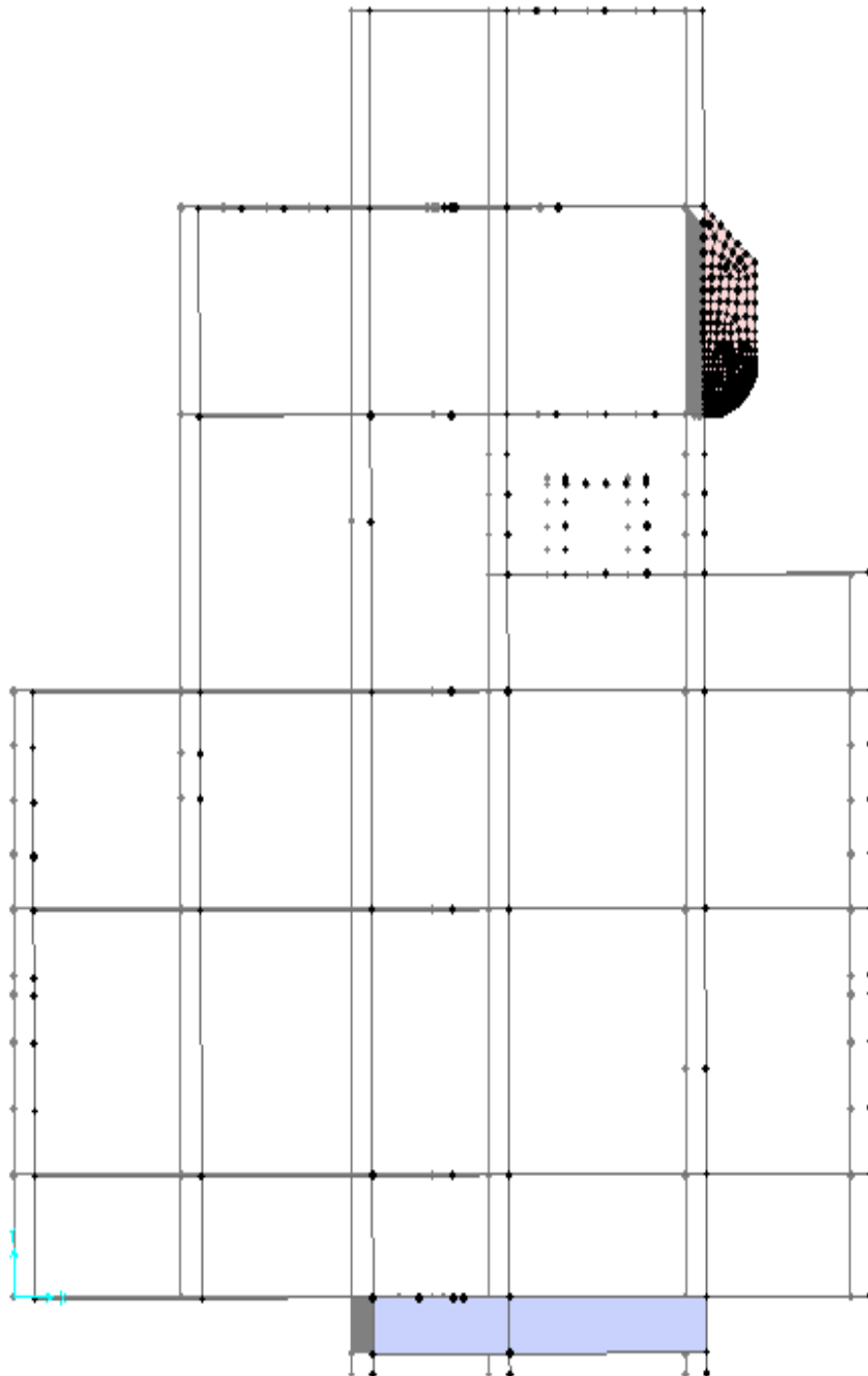
Mode	période	Mode individuel(%)		Mode cumulée(%)	
	T(s)	U _x	U _y	U _x	U _y
1	0,73112	67,732	0,002675	68%	0%
2	0,647054	0,009079	64,629	68%	65%
3	0,494686	0,745	0,274	68%	65%
4	0,279475	15,048	9,435E-05	84%	65%
5	0,215066	0,003655	14,799	84%	80%
6	0,182341	3,892	0,011	87%	80%
7	0,164965	2,523	0,001768	90%	80%
8	0,151518	3,342E-06	8,634	90%	88%

9	0,13293	0,0004827	0,006024	90%	88%
10	0,119402	3,002	0,0005492	93%	88%
11	0,095412	2,713	0,0009259	96%	88%
12	0,093426	0,074	0,0003863	96%	88%
13	0,08954	0,084	8,362E-05	96%	88%
14	0,083388	0,0007952	0,207	96%	89%
15	0,08265	0,003616	6,588	96%	95%

Ces résultats montrent que la participation modale suivant les deux directions X et Y atteint 90% lorsqu'on prend sept premiers modes dans la direction de x, et dans la direction Y elle atteint 90% lorsqu'on prend les quinze premières modes.

Les trois types de déformations sont les suivants :

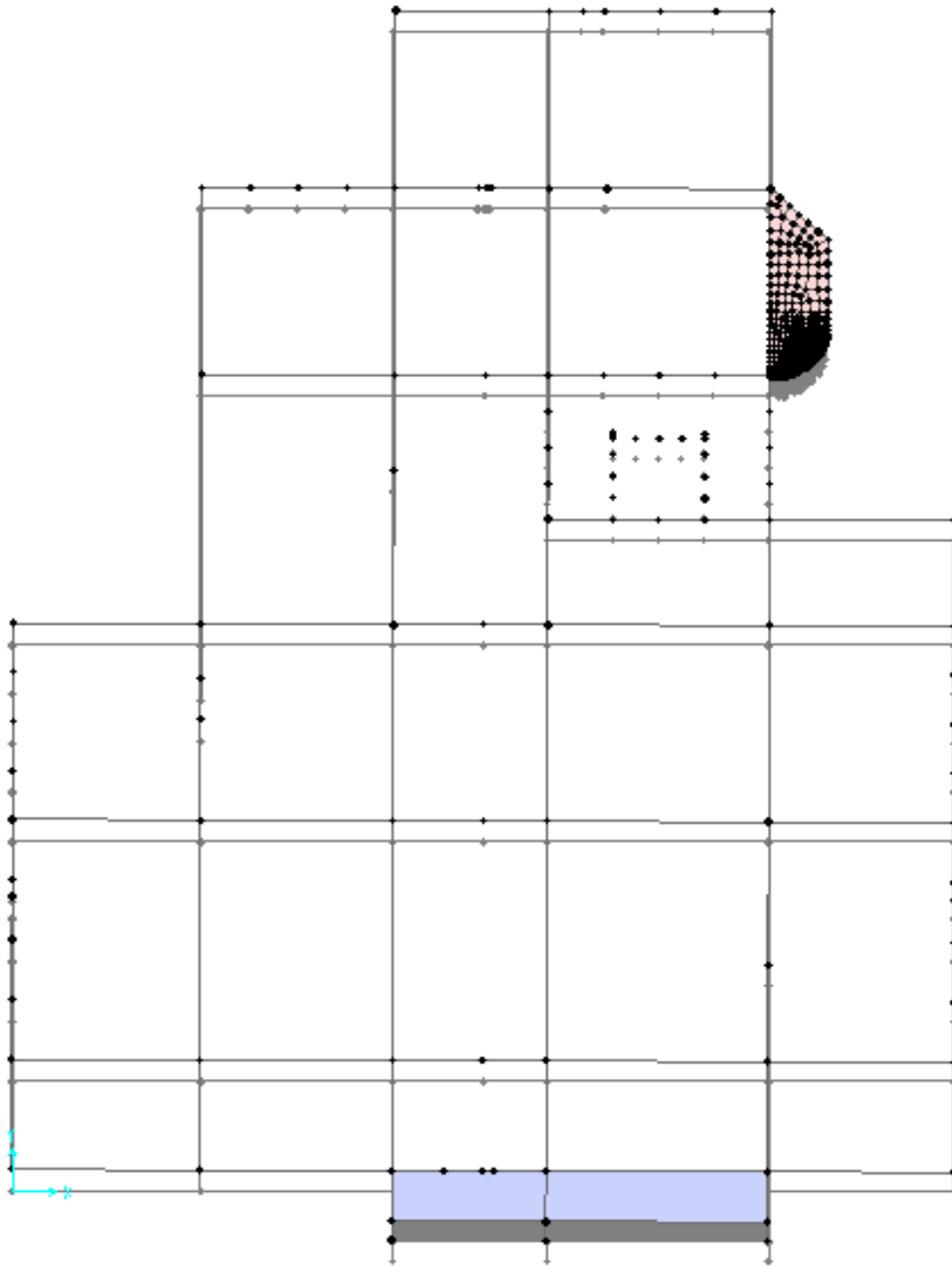
Deformed Shape (MODAL) - Mode 1 - T = 0,73112; f = 1,36776



MODE 1 : T=0,73

Figure 39. Translation suivant (xx')

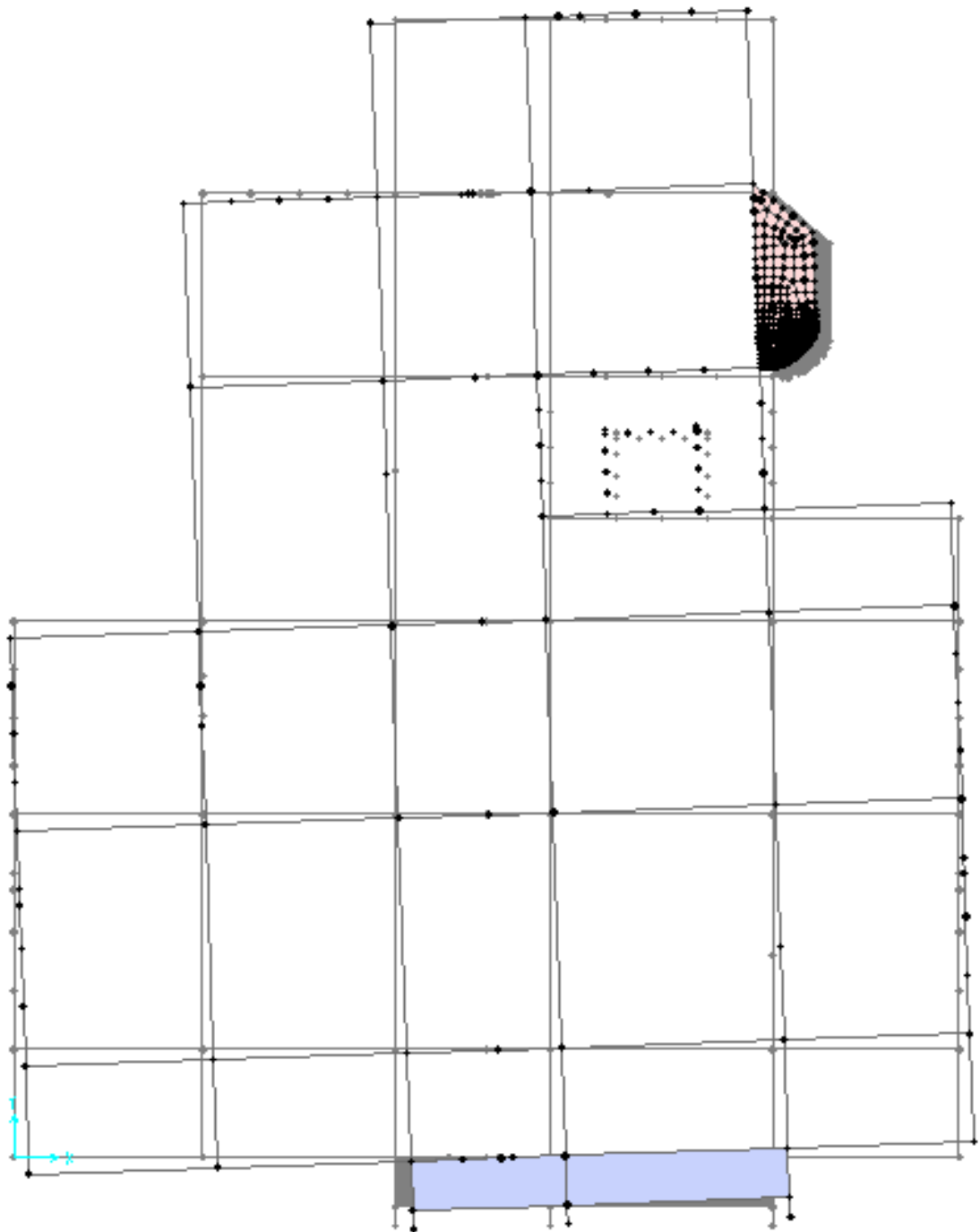
Deformed Shape (MODAL) - Mode 2 - T = 0,64705; f = 1,54547



MODE 2 : T=0,64

Figure 40. Translation suivant (yy')

Deformed Shape (MODAL) - Mode 3 - T = 0,49469; f = 2,02149



MODE 3 : T=0,49

Figure 41. Rotation autour de (zz')

4.3.2 Vérification de la période :

Le RPA (art: 4.2.4) recommande que la période dynamique soit inférieure à celle calculé par la formule empirique majoré de 30%.

$$T_{dyn} = 0,73s < \begin{cases} T_{sx} = 0,83s \\ T_{sy} = 0,75s \end{cases}$$

4.3.2.1 Vérification de la résultante des forces sismiques :

En se référant a l'article 4.3.6 du RPA99/version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques a la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure a 80%de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} , nous avons :

Forces sismique	V statique (KN)	0,8V statique (KN)	V dynamique (KN)	observation
Sens xx	2645,47	2116,37	1512,621	Non vérifié
Sens yy	2814,658	2251,726	1598,443	Non vérifié

Remarque :

On remarque que la condition n'est pas vérifiée dans les deux sens, donc on doit augmenter toutes les paramètres de la réponse en multipliant par le rapport $\frac{0,8V_{sta}}{V_{dyn}} = 1,39$ dans la direction de (x), et $\frac{0,8V_{sta}}{V_{dyn}} = 1,4$ dans le sens de (Y)

4.3.3 Justification de l'interaction voiles portiques :

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.

Selon le RPA (art: 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical
- La combinaison utilisée est G+Q
- ✓ **Sous charges verticales :**

$\frac{\Sigma F_{portique}}{\Sigma F_{portique} + \Sigma F_{voiles}} \geq 80\%$ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.

$\frac{\Sigma F_{\text{portique}}}{\Sigma F_{\text{portique}} + \Sigma F_{\text{Voiles}}} \leq 20\%$ Pourcentage des charges verticales reprises par les Voiles.

Niveau	Charges reprise (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portiques	voiles	Portiques	voiles
Sous sol	33673,169	4842,134	87,42	12,58
RDC	27993,117	4637,235	85,78	14,22
Entre sol	22413,687	4146,526	84,38	15,62
1ère étage	18588,051	2881,711	86,57	13,43
2eme étage	14410,462	2902,309	83,23	16,77
3eme étage	10006,591	2166,386	82,20	17,80
4eme étage	8772,268	1649,073	84,17	15,83
5eme étage	5458,188	1016,413	84,30	15,70
6eme étage	3941,144	377,166	91,26	8,73
7em étage	1566,319	00	100	0

Remarque : on constate que l'interaction sous charge verticale est vérifiée

➤ **Sous charge horizontales :**

$\frac{\Sigma F_{\text{portiques}}}{\Sigma F_{\text{portique}} + \Sigma F_{\text{Voiles}}} \geq 25\%$ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.

$\frac{\Sigma F_{\text{portiques}}}{\Sigma F_{\text{portiques}} + \Sigma F_{\text{Voiles}}} \leq 75\%$ Pourcentage des charges verticales reprises par les Voiles.

Niveau	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P(%)	V(%)
Sous sol	784,856	649,413	54,72	45,73	426,26	1142,68	27,16	72,83
RDC	842,817	445,05	65,44	34,56	599,83	870,16	40,80	59,20
Entre sol	784,255	352,95	68,96	31,03	546,013	782,518	41,1	58,90
1ère étage	870,488	215,827	80,13	19,86	666,239	510,434	56,62	43,38
2eme étage	722,539	229,916	75,86	24,14	576,906	517,644	52,70	47,30
3eme étage	639,226	145,76	81,43	18,57	491,022	445,606	52,42	47,57
4eme étage	530,217	168,34	75,90	24,10	391,147	428,886	47,70	52,30
5eme étage	428,203	93,95	82	18	380,52	223,142	63,03	36,96
6eme étage	416,046	24,92	94,34	5,65	269,75	231,037	53,86	46,13
7eme étage	204,608	0	100	0	241,055	0	100	0

Les résultats obtenus montrent que l'interaction portique voile est vérifiée sous chargement horizontale.

4.3.4 Vérification de l'effort normale réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme le RPA (art 7.4.3.1) exige que l'effort normale de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} < 0,30 \quad (\text{Formule : 7.2 RPA99})$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

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

F_{cj} : Est la résistance caractéristique du béton

Il est à noter que les sections des poteaux ont été revues à la hausse pour tous les niveaux. Ceci à été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA. La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants pour notre cas :

Niveau	B_c (cm ²)	(N_d KN)	V	Remarque
Sous sol	60×55	2384,397	0,28	vérifié
RDC	55×50	2070,279	0,30	vérifié
Entre sol et 1 ^{er} étage	50×45	1766,417	0,31	Non vérifié
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	45×40	1170,247	0,26	vérifié
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	40×35	765,67	0,22	vérifié
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	35×30	375,78	0,15	vérifié

Remarque : l'effort normal réduit est vérifié pour tout les niveaux sauf le dans l'entre sol et premier étage, donc on doit augmenter la section des poteaux a 50×50cm

4.4 Vérification vis -a -vis des déplacements :

Le déplacement horizontal a chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (art: 4.4.3).}$$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement(R=5).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Le RPA (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage C à d $\Delta_k < 1\% \times h_e$

Sens xx						
niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ %
27,54	1,54	7,7	7	0,7	306	0,29
24,48	1,40	7	6,185	0,815	306	0,26
21,42	1,237	6,185	5,305	0,88	306	0,28
18,36	1,061	5,305	4,36	0,945	306	0,30
15,30	0,872	4,36	3,435	0,925	306	0,30
12,24	0,687	3,435	2,57	0,865	306	0,28
9,18	0,514	2,57	1,77	0,8	306	0,26
6,12	0,354	1,77	1,045	0,725	306	0,23
3,06	0,209	1,045	0,455	0,59	306	0,19
00	0,091	0,455	0	0,455	306	0,14

Vérification des déplacements dans le sens xx

Sens YY						
niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ %
27,54	1,32	6,6	6,025	0,575	306	0,18
24,48	1,205	6,025	5,2	0,825	306	0,26
21,42	1,04	5,2	4,38	0,82	306	0,26
18,36	0,876	4,38	3,55	0,83	306	0,27
15,30	0,710	3,55	2,755	0,795	306	0,25
12,24	0,551	2,755	2,01	0,745	306	0,24
9,18	0,402	2,01	1,345	0,665	306	0,21
6,12	0,269	1,345	0,77	0,575	306	0,18
3,06	0,154	0,77	0,32	0,45	306	0,14
00	0,064	0,32	0	0,32	306	0,104

Vérification des déplacements dans le sens de yy

Conclusion: d'après les résultats de calcul on constate que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

4.5 Justification vis avis de l'effet P-Δ (RPA99/version 2003 (arti5.9)) :

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite a tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1; \text{ Tel que :}$$

P_k : Poids total la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau (k); avec: $P_k = \sum(W_{Gi} + \beta W_{Qi})$

V_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par apport au niveau « k-1 »

h_k : Hauteur d'étage « k ».

Si $0,1 < \theta_K < 0,2$ l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant effets de l'action sismique calculés à la moyenne d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-Q_k}$

Si $\theta_K > 0,2$ la structure est partiellement instables elle doit être redimensionnée.

Hauteur (m)	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens xx			Sens yy		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)
27,54	306	1391,114	0,7	784,856	0,0040	0,575	426,26	0,006
24,48	306	3481,119	0,815	842,817	0,011	0,825	599,83	0,015
21,42	306	4840,785	0,88	784,255	0,017	0,82	546,013	0,023
18,36	306	7801,466	0,945	870,488	0,027	0,83	666,239	0,031
15,30	306	8921,71	0,925	722,539	0,037	0,795	576,906	0,040
12,24	306	12845,531	0,865	639,226	0,056	0,745	491,022	0,063
9,18	306	16254,389	0,8	530,217	0,080	0,665	391,147	0,090
6,12	306	19181,939	0,725	428,203	0,1	0,575	380,52	0,094
3,06	306	23591,69	0,59	416,046	0,1	0,45	269,75	0,12
00	306	28169,525	0,455	204,608	0,20	0,32	241,055	0,122

D'après les résultats de calculs l'effet P- Δ n'est pas vérifié pour le niveau (00,00) dans le sens de (xx) et dans les niveaux (00 et 3,06) dans le sens de (yy) d'où on a :

$0,1 < \theta_K < 0,2$ L'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant effets de l'action sismique calculés à la moyenne d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-Q_k} = \frac{1}{1-0,2} = 1,25$ suivant le sens (xx) et par le facteur $\frac{1}{1-Q_k} = \frac{1}{1-0,12} = 1,13$ suivant le sens de (yy).

4.6 Justification de la largeur des joints sismiques :

D'après l'RPA 99/version 2003 :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2)\text{mm} \geq 40\text{mm}$$

Avec :

(δ_1 et δ_2) : Déplacements maximaux des deux blocs, calculés 4.43 au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

Pour notre cas on a :

	δ_1 (mm)	δ_2 (mm)	$d_{\min}^{\text{calculé}}$ (cm)
Noued1	77	77	16,9
Noued2	73,5	73,5	16,2

On adopte : $d_{\min} = 17\text{cm}$

Conclusion :

Les voiles présentent généralement une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. Leur disposition était un véritable obstacle vu la non symétrie, les décrochements que présente la structure et les contraintes architecturales.

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure qui satisfait l'interaction (voiles – portiques). nous avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet de second ordre (effet P-delta)

CHAPITRE 5

CALCUL DES ELEMENTS STRUCTURAUX

5.1 Etude des poutres :

Introduction :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA99/2003 qui sont :

- $1,35G+1,5Q$
- $G+Q$
- $G+Q+E$
- $G+Q-E$
- $0,8G+E$
- $0,8G-E$

Les poutres sont calculées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants.

Pour notre projet on a deux types de poutre à étudier :

- Poutres principales (30×40)
- Poutres secondaires (30×40)

Recommandation de RPA99/2003 :

A) Armatures longitudinales RPA99/2003(art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone de courant
- 6% en zone de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone lia.

L'ancrage des armatures supérieures et inférieure dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90°

B) Armature transversales RPA99/2003(art 7.5.2.2)

La quantité d'armature transversales minimale est donnée par : $A_t = 0,003S_t \times b$

Avec :

b : largeur de la poutre

S_t : Espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

$S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi_1^{\min})$ En zone nodale,

$S_t \leq \frac{h}{2}$ En dehors de la zone nodale.

h : la hauteur de la poutre

ϕ_1 : Valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé et dans le cas d'une section entravée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premiers armatures transversales doivent être disposées a 5 cm au plus de nu de l'appui ou de l'encastrement.

Calcul de ferrailage :

a) Méthode calcul des armatures a l'ELU (flexion simple) :

⇒ Calcul du moment réduit ultime :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14,2 \text{ MPA situation courante } (\gamma_b = 1,15) \\ 18,48 \text{ MPA situation acciidentelle } (\gamma_b = 1,15) \end{cases}$$

⇒ Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0,3916$ alors :

$$A' = 0 \text{ et } A_s = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{avec : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \text{ pour les situations courantes} \\ 01 \text{ pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \Rightarrow Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha)$$

$\mu_{bu} \geq \mu_l$ Alors :

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \text{ et } A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

avec : $M_l = \mu_l \times b \times d \times f_{bu}$

B) ferrailage des poutres

Les sollicitations utilisées pour le ferrailage sont les sollicitations les plus défavorables dans chaque étage.

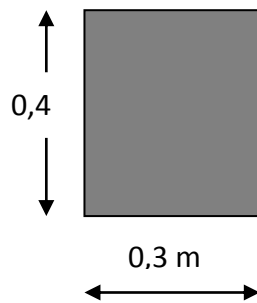


Figure 43. Poutre principales

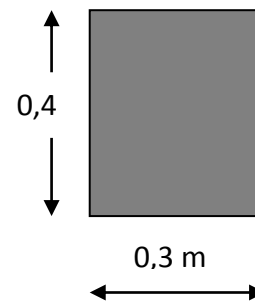


Figure 42. Poutre secondaire

Les résultats de ferrailage sont groupés dans le tableau suivant :

Niveau	M_t (KN.ml)	M_a (KN.ml)	A_t^{cal} (cm ²)	A_a^{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_t^{adopt \acute{e}}$ (cm ²)	$A_a^{adopt \acute{e}}$ (cm ²)	N ^{bre} barres En travée	N ^{bre} barres En appui	V (KN)
Sous sol	60,28	-115,57	4,80	9,76	6	6,47	10,65	3T12+2T14	3T14+3T16	168,19
RDC	77,036	-128,32	6,24	11,01	6	6,47	12,31	3T12+2T14	3T16+2T20	163,2
Entre sol	76,72	-126,15	6,22	10,79	6	6,47	10,90	3T12+2T14	3T14+2T20	161,96
1 ^{er} étage	77,72	-125,30	6,30	10,71	6	6,47	10,90	3T12+2T14	3T14+2T20	162,032
2 ^{ème} étage	67,16	-92,21	5,39	7,60	6	6,47	8,01	3T12+3T14	3T12+3T14	108,72
3 ^{ème} étage	58,25	-88,16	4,63	7,23	6	6,47	8,01	3T12+2T14	3T12+3T14	118,24
4 ^{ème} étage	54,60	-85,28	4,33	6,97	6	6,47	8,01	3T12+2T14	3T12+3T14	113,884
5 ^{ème} étage	54,77	-78,98	4,34	6,41	6	6,47	6,47	3T12+2T14	3T12+2T14	106,15
6 ^{ème} étage	47,046	-82,64	3,70	6,74	6	6,47	8,01	3T12+2T14	3T12+3T14	122,45
7 ^{ème} étage	53,00 3	-74,45	4,20	6,02	6	6,47	6,47	3T12+2T14	3T12+2T14	107,52

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

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment en appui.

b-2) poutre secondaires :

niveau	M _t (KN.ml)	M _a (KN.ml)	A _t ^{cal} (cm ²)	A _a ^{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _t ^{adopté} (cm ²)	A _a ^{adopté} (cm ²)	N ^{bre} barres En travée	N ^{bre} barres En appui	V (KN)
Sous sol	50,40	-85,46	3,98	6,99	6	4,52	7,6	4T12	4T12+2T14	100,85
RDC	59,21	-58,31	4,71	4,64	6	5,65	5,65	5T12	5T12	80,6
Entre sol	58,80	-78,96	4,68	6,41	6	5,65	6,47	5T12	3T12+2T14	68,89
1 ^{er} étage	69,10	-83,30	5,56	6,79	6	5,65	7,6	5T12	4T12+2T14	62,97
2 ^{em} étage	68,37	-78,40	5,49	6,36	6	5,65	6,47	5T12	3T12+2T14	185,064
3 ^{em} étage	74,26	-84,22	6	6,88	6	6,47	7,6	3T12+2T14	4T12+2T14	112,294
4 ^{em} étage	70,38	-81,64	5,67	6,65	6	6,47	7,6	3T12+2T14	4T12+2T14	75,56
5 ^{em} étage	74,16	-86,050	5,99	7,04	6	6,47	7,6	3T12+2T14	4T12+2T14	60,10
6 ^{em} étage	66,48	-75,68	5,33	6,12	6	5,65	6,47	5T12	3T12+2T14	42,69
7 ^{em} étage	29,19	-38,31	2,26	3	6	3,39	3,39	3T12	3T12	33,16

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

Les différentes vérifications

Vérification a l'ELU :

✓ **Conditions de non fragilité :**

Poutre principale :

$$A > 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,3 \times 0,38 \times \frac{2,1}{400} = 1,37\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifie.}$$

Poutre secondaire :

$$A > 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,3 \times 0,38 \times \frac{2,1}{400} = 1,37\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifie.}$$

✓ **Vérification de la contrainte normale tangentielle maximale :**

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa}$$

Poutre principale :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{168,19 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,38} = 1,47 \text{MPa} \leq 3,25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifie.}$$

Poutre secondaire :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{185,064 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,38} = 1,62 \text{MPa} \leq 3,25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifie.}$$

Vérification des armatures transversales :

Section des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales

$$\emptyset \leq \min(\emptyset_{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10})$$

Poutre principale :

$$\phi \leq \min \left(1,2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10} \right) = 1,2 \text{ cm}$$

Soit $\phi = 8\text{mm}$

On adopte : $A_t = 4T8 = 1 \text{ cadre } T8 + 1 \text{ étrier } T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Poutre secondaires :

$$\phi \leq \min \left(1,2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10} \right) = 1,2 \text{ cm}$$

Soit $\phi = 8\text{mm}$

On adopte : $A_t = 4T8 = 1 \text{ cadre } T8 + 1 \text{ étrier } T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Espacement des barres :

$S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$ Avec :

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

$$S_{t1} = \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b}$$

$$S_{t1} = \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b(\tau_u - 0,3f_{c28})}$$

$$\left. \begin{array}{l} S_{t1} = \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\text{min}} \right) \text{ En zone nodal} \\ S_{t1} \leq \frac{h}{2} \text{ En dehors de la zone nodale} \end{array} \right\} \text{ RPA99/2003(article 7.5.2.2)}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Espacement	Poutre principales	Poutre secondaires
S_{t1} (cm)	34,2	34,2
S_{t2} (cm)	67	67
S_{t3} (cm)	25,52	21,65
S_t (cm)	25,52	21,65
S_t (RPA en zone nodal)	10	10
S_t (RPA en zone courant)	20	20
S_t (adopté en zone nodal)	10	10
S_t (adopté en courante)	20	20

Vérification de la section minimal de A_t :

On doit vérifier que : $A_t^{\text{min}} = 0,003 \times S_t \times b$ **RPA99/2003(art 7.5.2.2)**

Poutres principales

$$A_t^{\text{min}} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifie.}$$

Poutre secondaire

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifie.}$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales**

• **Longueur de recouvrement**

$$l_r \geq 40 \times \phi_l \qquad \text{RPA99/2003(Arti 7.5.2.1)}$$

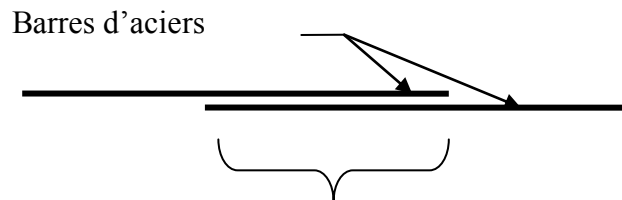


Figure 44. Longueur de recouvrement

$$\phi = 20\text{mm} \Rightarrow l_r \geq 40 \times 2,0 = 80\text{cm} , \text{ on adopte: } l_r = 85\text{cm}$$

$$\phi = 16\text{mm} \Rightarrow l_r \geq 40 \times 1,6 = 64\text{cm} , \text{ on adopte: } l_r = 70\text{cm}$$

$$\phi = 14\text{mm} \Rightarrow l_r \geq 40 \times 1,4 = 56\text{cm} , \text{ on adopte: } l_r = 60\text{cm}$$

$$\phi = 12\text{mm} \Rightarrow l_r \geq 40 \times 1,2 = 48\text{cm} , \text{ on adopte: } l_r = 50\text{cm}$$

• **Cisaillement**

Appuis de rives:

$$A_l \geq \frac{V \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots \text{(1)}$$

Appuis intermédiaires:

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V - \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) \dots\dots\dots \text{(2)}$$

Poutre		$A_l(\text{cm}^2)$	$M_a(\text{KN.ml})$	$V(\text{KN})$	(1)(cm^2)	(2) (cm^2)	observation
Poutre principaux	Sous sol	17,12	115,57	168,19	4,83	-4,87	verifier
	RDC	18,78	128,32	163,2	4,69	-6,09	verifier
	Entre sol	17,37	126,15	161,96	4,65	-5,94	verifier
	1 ^{er} étage	17,37	125,30	162,032	4,65	-5,87	verifier
	2 ^{em} étage	14,48	92,21	108,72	3,12	-4,62	verifier
	3 ^{em} étage	14,48	88,16	118,24	3,39	-4,01	verifier
	4 ^{em} étage	14,48	85,28	113,884	3,27	-3,89	verifier
	5 ^{em} étage	12,94	78,98	106,15	3,05	-3,58	verifier
	6 ^{em} étage	14,48	82,64	122,45	3,52	-3,42	verifier
7 ^{em} étage	12,94	74,45	107,52	3,09	-3,16	verifier	

Poutre secondaires	Sous sol	12,12	85,46	100,85	2,89	-4,28	verifier
	RDC	11,30	58,31	80,6	2,31	-2,30	verifier
	Entre sol	12,12	78,96	68,89	1,98	-4,65	verifier
	1 ^{er} étage	13,25	83,30	62,97	1,81	-5,19	verifier
	2 ^{em} étage	12,12	78,40	185,064	5,32	-1,27	verifier
	3 ^{em} étage	13,25	84,22	112,294	3,22	-3,85	verifier
	4 ^{em} étage	13,25	81,64	75,56	2,17	-4,69	verifier
	5 ^{em} étage	13,25	86,050	60,10	1,72	-4,78	verifier
	6 ^{em} étage	12,12	75,68	42,69	1,22	-5,13	verifier
7 ^{em} étage	6,78	38,31	33,16	0,95	-2,26	verifier	

(1): appui de rive

(2): appui intermédiaire

$\frac{y_s}{f_e} \times (V - \frac{M_a}{0,9 \times d}) \leq 0 \Rightarrow$ Aucune vérification pour les armatures longitudinales à l'effort tranchant

Vérification a l'ELS:

La fissuration est peut nuisible la seul vérification est de vérifier la contrainte de compression du béton ne dépasse pas la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b}{2} y^2 + 15(A_s + \dot{A}_s) \times y - 15(d \times A_s + \dot{d} \times \dot{A}_s) = 0.$$

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15[(A_s \times (d - y_{ser})^2 + \dot{A}_s (y_{ser} - \dot{d})^2] = 0$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	zone	M _{ser} (KN. ml)	Y(m)	I(m4)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc}
Poutres principales	appuis	90,46	0,152	1,55×10 ⁻³	12,38	15
	travées	54,82	0,125	7,77×10 ⁻⁴	8,80	15
Poutre secondaire	appuis	61,91	0,133	4,47×10 ⁻³	1,63	15
	travées	43,15	0,108	5,91×10 ⁻⁴	7,88	15

Etat limite de déformation

✓ Pour les poutres principales

Vérification de la flèche

La vérification est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{40}{520} = 0,076 > \frac{1}{16} \quad \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{L} = 0,076 \geq \frac{54,82}{10 \times 84,69} = 0,06 \quad \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{10,65 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,37} = 0,0095 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées donc : la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ **Les poutres secondaires**

$$\begin{cases} \frac{h}{L} = \frac{40}{460} = 0,086 > \frac{1}{16} & \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{L} = 0,086 \geq \frac{43,15}{10 \times 50,4} = 0,085 & \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{7,6 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,37} = 0,0068 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 & \dots\dots\dots (3) \end{cases}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc : la vérification de la flèche n'est pas nécessaire ;

Schéma de ferrailages :

a) Poutres principales :

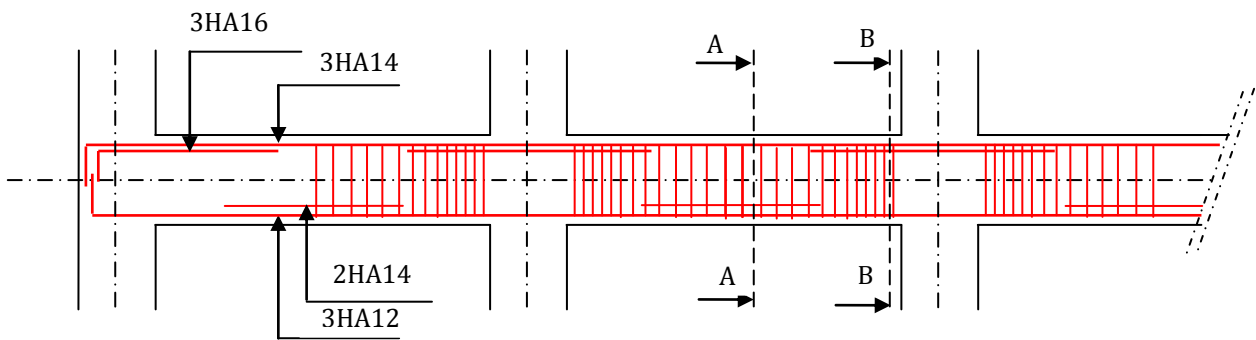


Figure 45. Schéma de ferrailage d'une poutre principale

b) Poutres secondaires :

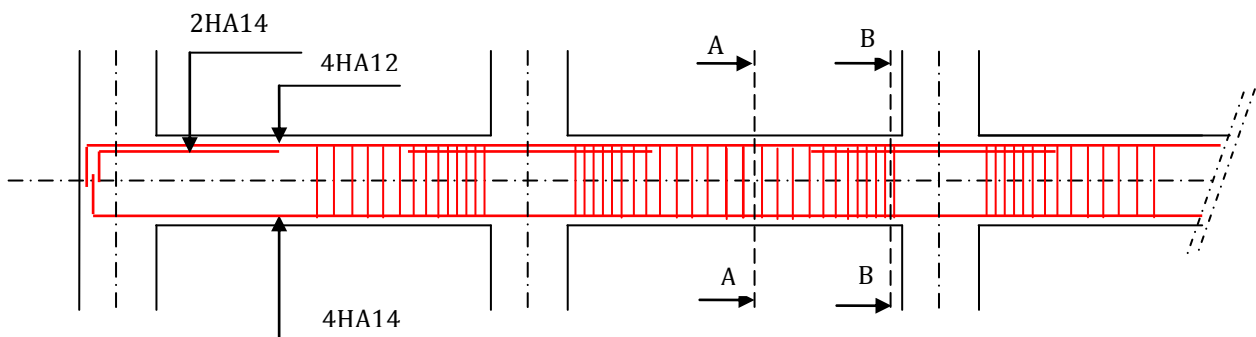


Figure 46. Schéma de ferrailage d'une poutre secondaire

Niveau	section	Schéma de ferrailage	
		Appuis	travée
Poutre principale	30×40	<p>3T14 3T16 Cadre + étrier T10 3T12 CoupeB-B</p>	<p>3T14 Cadre + étrier T10 3T14 3T12 CoupeA-A</p>
Poutre secondaire	30×40	<p>4T12 2T14 Cadre + étrier T110 4T14 CoupeB-B</p>	<p>4T12 Cadre + étrier T10 4T14 CoupeA-A</p>

Figure 47. Ferrailage des poutres

5.2 Etude des poteaux :

Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle la transmission des charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables introduites dans le fichier de données du SAP2000 ;

- $1.35G+1.5Q$;
- $G+Q$;
- $G+Q+E$;
- $G+Q-E$;
- $0.8G+E$;
- $0.8G-E$.

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- ✓ L'effort normal maximal et le moment correspondant,
- ✓ L'effort normal maximal et le moment correspondant,
- ✓ Le moment maximum et l'effort normal correspondant,

Recommandations du RPA99 (version2003)

Armatures longitudinales RPA99/2003 (art 7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- ✓ $A_{\min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa),
- ✓ $A_{\max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante),
- ✓ $A_{\max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement),
- ✓ $\varnothing_{\min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales),
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ en zone IIa,
- ✓ La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa)

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique)

La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right).$$

h_e : hauteur d'étage.

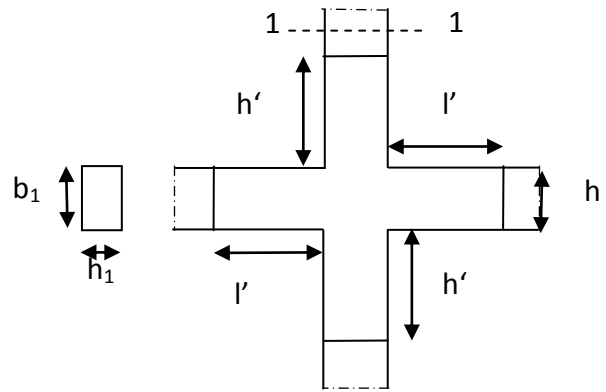


Figure 48. Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

niveau	Section du poteau (cm2)	Amin (cm2)	Amax(cm2) zone courante	Amax(cm2) zone recouvrement
Sous sol	60×55	26,40	132	198
RDC	55×50	22	110	165
E.sol et 1ere étage	50×45	18	90	135
2ème et 3ème étage	45×40	14,40	72	108
4ème et 5ème étage	40×35	11,20	56	84
6ème et 7ème étage	35×30	8,40	42	63

B- armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} \geq \frac{\rho_a V_u}{h_l f_e} \quad (I) \quad \text{RPA99/version2003(art: 7.4.2.2)}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul

h_l : Hauteur total de la section brute

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

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

$$\begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases} \quad (\lambda_g: \text{L'élancement géométrique}).$$

Avec :

$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$; $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$ (a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et l_f longueur de flambement du poteau.

t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule (I) ; par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- ✓ Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_1^{\min}, 15\text{cm})$ en zone IIa
- ✓ Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_1^{\min}$ en zone (IIa)

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{t b_1}$, en % est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$: 0.3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limite précédentes.

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

Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau,,,,,,ci après.

niveau	Nmax → Mcor		Mmax → Ncor		Nmin → Mcor	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
Sous sol	-2384,40	-6,43	50,24	-1234,92	1110,12	10,38
RDC	-2070,27	-16,98	80,54	-1036,22	525,89	3,71
E.sol et 1ère étage	-1766,42	-12,36	-85,23	-734,74	318,21	3,96
2ème et 3ème étage	-1170,24	-10,62	-80,54	-438,66	140,21	2,78
4ème et 5ème étage	-765,66	-5,45	64,061	-232,075	53,053	1,65
6ème et 7ème étage	-375,775	-1,80	-47,29	-97,17	60,067	0.5

Calcul du ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Exemple de calcul

Soit a calculés le poteau le plus sollicité de sous sol avec les sollicitations suivantes :

$$N_{\max} = -2384,40 \text{ KN} \Rightarrow M_{\text{cor}} = -6,43 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 50 \text{ KN.m} \Rightarrow N_{\text{cor}} = -1234,92 \text{ KN}$$

$$N_{\min} = 1110,12 \text{ KN} \Rightarrow M_{\text{cor}} = 10,38 \text{ KN.m}$$

Calcul sous N_{\max} et M_{cor} :

$$d = 0,55 \text{ m} ; d = 0,05 \text{ m}$$

$$N_{\max} = -2384,40 \text{ KN} \Rightarrow M_{\text{cor}} = -6,43 \text{ KN.m}$$

$e_G = \frac{M}{N} = 0,0026 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0,6}{2} = 0,3 \Rightarrow$ Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d - \hat{d}) - M_{uA} \geq (0,337h - 0,81\hat{d})b \cdot h \cdot f_{bu} \dots\dots\dots (I)$$

$$M_{uA} = M + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 6,43 + 2384,4 \left(0,55 - \frac{0,6}{2} \right) = 602,53 \text{ KN.m}$$

$$(I) \Leftrightarrow 2384,4(0,55 - 0,05) - 602,53 \geq (0,337 \times 0,6 - 0,81 \times 0,05)0,55 \times 0,6 \times 14,2$$

(I) $\Leftrightarrow 1,80 \geq 0,75$ condition vérifié la section est entièrement tendue il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N(d - \hat{d}) - M_{uA} > (0,5h - \hat{d})b \cdot h \cdot f_{bu} \dots\dots\dots (II)$$

(II) $\Leftrightarrow 1,80 > 1,17$ condition vérifié donc la section a besoin d'armature inférieure comprimée

$$\hat{A}_s = \frac{M_{uA} - (d - 0,5h)b \cdot h \cdot f_{bu}}{\sigma_s(d - \hat{d})} = \frac{602,43 - (0,55 - 0,5 \times 0,6) \times 0,55 \times 0,6 \times 14,2}{348(0,55 - 0,05)} = 34,56 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}}{\sigma_s} - \hat{A}_s = \frac{2384,4 - 2,1 \times 0,55 \times 0,6 \times 14,2}{348} - 34,56 = 27,27 \text{ cm}^2$$

$$\psi = \frac{0,357 + \frac{N_u(d - \hat{d}) - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bu}}}{0,857 - \frac{\hat{d}}{h}} = \frac{0,357 + \frac{2384,4(0,55 - 0,05) - 6,43}{0,55 \cdot 0,6^2 \cdot 14,2}}{0,857 - \frac{0,05}{0,6}} = 2,10$$

Ferrailage longitudinale :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section	M(KN.m)	N(KN)	A _{sup}	A _{inf}	ARPA	Aadop	BARRES
Sous sol	60×55	-6,43	-2384,40	34,56	27,27	26,40	64,4	8T25+8T20
		50,24	-1234,92	14,86	20,64			
		10,38	1110,12	0	0			
RDC	55×50	-16,98	-2070,27	30,84	28,68	22	64,4	8T25+8T20
		80,54	-1036,22	9,75	20,04			
		3,71	525,89	0	0			
E.S et 1ere étage	50×45	-12,36	-1766,42	24,50	26,28	18	52,75	4T25+8T20+4T16
		-85,23	-734,74	16,71	4,41			
		3,96	318,21	0	0			
2ème et 3ème étage	45×40	-10,62	-1170,24	17,69	15,95	14,40	36,7	4T20+12T16
		-80,54	-438,66	12,88	0			
		2,78	140,21	0	0			
4ème et 5ème étage	40×35	-5,45	-765,66	11,53	10,48	11,20	24,13	12T16
		64,061	-232,075	0	9,14			
		1,65	53,053	0	0			
6ème et 7ème	35×30	-1,80	-375,775	5,61	5,19	8,40	14,2	4T16+4T14

étage								
		-47,29	-97,17	6,34	0			
		0.5	60,067	0	0			

Ferrailage transversale :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées a l'aide de a formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots \text{(Article 7.4.2.2)}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul

h₁ : Hauteur total de la section brute

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé par la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suite :

- ✓ Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\emptyset, 15\text{cm})$ en zone II_a
- ✓ Dans la zone courant : $t \leq 15\emptyset$ en zone II_a

Ou ∅ : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

La quantité d'armatures transversales minimales : $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en % est donné comme suite :

- ✓ $A_t^{\min} = 0,3\%(t \times b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$
- ✓ $A_t^{\min} = 0,8\%(t \times b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

Si : $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : L'élanement géométrique du poteau

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a}, \frac{l_f}{b}\right)$; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10∅_t

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Section (cm ²)	Ømin (cm)	lf (cm)	λ _g	VU	t zone nodal (cm)	t zone courante (cm)	At (cm ²)	Atmin (cm ²)	Atopt (ecm ²)	Nbre de barres
60×55	2	302,4	5,49	124,32	10	15	1,94	2,47	3,08	2T10+3T8
55×50	2	214,2	4,28	170,74	10	15	4,36	4,125	4,71	6T10
50×45	1,6	214,2	4,76	174,66	10	15	4,91	3,71	5,15	4T10+4T8
45×40	1,6	214,2	5,35	153,16	10	15	3,19	1,8	3,93	5T10
40×35	1,6	214,2	6,12	125,93	10	15	2,95	1,57	3,02	6T8
35×30	1,4	214,2	7,14	29,94	10	15	0,80	1,35	2,01	4T8

Vérifications :

Vérification au flambement :

Selon le CBA93 (art: B.8.2.1), les éléments soumise à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$\text{On doit vérifier que : } N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Tel que :

B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_b = 1,50 \\ \gamma_s = 1,15 \end{array} \right\} \text{Coefficients de sécurité béton, acier.}$$

α : coefficient fonction de l'élanement λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{b} \text{ pour les sections rectangulaires} \\ \lambda = 4 \times \frac{l_f}{\phi} \text{ pour les sections circulaires} \end{array} \right.$$

$l_f = 0,7 \times l_0$ Longueur de flambement

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité pour poteaux qui ont le même ferrailage

On prendra comme exemple de calcul les poteaux du sous sol qui sont les plus sollicités.

$N_d = 2384,4$ KN

$$l_f = 302,4 \quad \Rightarrow \lambda = 19,023 < 50 \Rightarrow \alpha = 0,802$$

$$Br = (0.60 - 0.02) \times (0.55 - 0.02) = 0,307 \text{ m}^2$$

$$Nu = 0,802 \times \left(\frac{0,307 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 64,4 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right) = 6,35 \text{ MN}$$

$$Nd = 2,38 < 6,35 \Rightarrow \text{pas de risque de flambement.}$$

Le tableau suivant résume les résultats des autres vérifications :

Niveau	Section (cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (MN)	Nd (MN)	observation
Sous sol	60×55	432	302,4	19,02	0,802	64,4	0,307	6,35	2,38	vérifiée
RDC	55×50	306	214,2	14,82	0,82	64,4	0,254	5,69	2,07	vérifiée
E.S et 1 ^{er} étage	50×45	306	214,2	16,46	0,813	52,75	0,206	4,58	1,76	vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	45×40	306	214,2	18,52	0,804	36,7	0,163	3,45	1,17	vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	40×35	306	214,2	21,17	0,792	24,13	0,125	2,49	0,76	vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	35×30	306	214,2	24,70	0,773	14,2	0,092	1,70	0,37	vérifiée

Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section.

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A'_s = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A'_s \times d' + A \times d)}{S}$$

$$V' = h - v \text{ ET } d = 0,9 \times h$$

$$S = B = b \times h + 15 \times (A'_s + A)$$

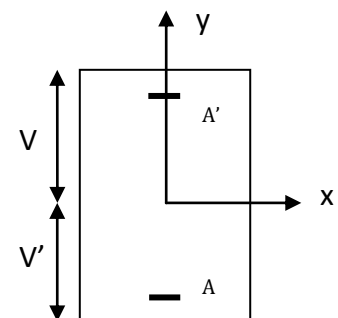


Figure 49. Section d'un poteau

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

niveau	Sous sol	RDC	Entre sol et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage
section	60×55	50×55	50×45	40×45	40×35	30×35
d (cm)	55	50	45	40	35	30
A'(cm ²)	34,56	30,84	24,50	17,69	11,53	5,61
A(cm ²)	27,27	28,68	26,28	15,95	10,48	5,19
S(m ²)	0,422	0,364	0,301	0,230	0,173	0,121
V(m)	0,294	0,273	0,251	0,223	0,198	0,174
V'(m)	0,306	0,277	0,249	0,227	0,202	0,176
I _{gg'} (m ⁴)	0,0153	0,0113	0,00775	0,00456	0,00258	0,00132
N _{ser} (KN)	1741,61	1490,97	1275,23	852,32	557,76	274,11
M _{ser} (KN. ml)	34,21	49,82	55,38	45,77	38,55	28,89
σ _{bc} (MPA)	4,78	5,29	6,03	5,94	6,18	6,07
σ̄ _{bc} (MPA)	15	15	15	15	15	15
observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Vérification aux sollicitations tangentes :

D'après le RPA99 version 2003(art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \quad ; \quad \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec: } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

niveau	section	l _f (cm)	λ _g	ρ _d	d(cm)	V _u	τ _{bu}	τ̄ _{bu}	obs
Sous sol	60×55	302,4	5,49	0,075	55	124,32	0,41	1,875	vérifiée
RDC	55×50	214,2	4,28	0,04	50	170,74	0,68	1	vérifiée
E.S et 1 ^{ème} étage	50×45	214,2	4,76	0,04	45	174,66	0,86	1	vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	45×40	214,2	5,35	0,075	40	153,16	0,95	1,875	vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	40×35	214,2	6,12	0,075	35	125,93	1,028	1,875	vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	35×30	214,2	7,14	0,075	30	29,94	0,33	1,875	vérifiée

Vérification des zone nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le RPA99(Art 7.6.2) exige de vérifier :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1,25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

M_w : Moment résistant a gauche du nœud considéré

M_e : Moment résistant a droit du nœud considéré

M_n : Moment résistant supérieur du nœud considéré

M_s : Moment résistant inférieur du nœud considéré

Détermination du moment résistant dans les poteaux :

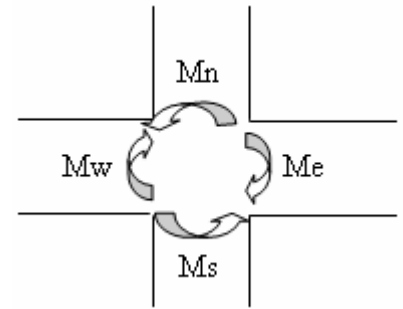
Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton,
- De la quantité d'armatures dans la section,
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \text{ avec } z = 0,9h \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 384 \text{ MPA}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivant:

niveau	section	Z(cm)	$A_s(\text{cm}^2)$	$M_R(\text{KN. ml})$
Sous sol	60×55	54	64,4	1210,20
RDC	55×50	49,5	64,4	1109,35
E.S et 1 ^{ere} étage	50×45	45	52,75	826,065
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	45×40	40,5	36,7	517,25
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	40×35	36	24,13	302,30
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	35×30	31,5	14,2	155,66



La zone nodale

Détermination des moments résistants dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la meme manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales.

niveau	Plan	A	Z(m)	M_w	M_e	$1,25(M_w + M_e)$	M_s	M_n	$M_s + M_n$	
RDC	PP	12,31	0,36	154,21	154,21	385,5	1210,20	1109,35	2319,55	vérifiée
	PS	5,65	0,36	70,78	70,78	176,95	1210,20	1109,35	2319,55	vérifiée
E.S	PP	10,90	0,36	136,55	136,55	341,37	1109,35	826,065	1935,42	vérifiée
	PS	6,47	0,36	81,056	81,056	202,64	1109,35	826,065	1935,42	vérifiée
1 ^{er} étage	PP	10,90	0,36	136,55	136,55	341,37	826,065	826,065	1652,13	vérifiée
	PS	7,6	0,36	95,21	95,21	238,025	826,065	826,065	1652,13	vérifiée
2 ^{ème} étage	PP	8,01	0,36	100,34	100,34	250,85	826,065	517,25	1343,32	vérifiée
	PS	6,47	0,36	81,056	81,056	202,64	826,065	517,25	1343,32	vérifiée
3 ^{ème} étage	PP	8,01	0,36	100,34	100,34	250,85	517,25	517,25	1034,5	vérifiée
	PS	7,6	0,36	95,21	95,21	238,025	517,25	517,25	1034,5	vérifiée

4 ^{ème} étage	PP	8,01	0,36	100,34	100,34	250,85	517,25	302,30	819,55	vérifiée
	PS	7,6	0,36	95,21	95,21	238,025	517,25	302,30	819,55	vérifiée
5 ^{ème} étage	PP	6,47	0,36	81,056	81,056	202,64	302,30	302,30	604,60	vérifiée
	PS	7,6	0,36	95,21	95,21	238,025	302,30	302,30	604,60	vérifiée
6 ^{ème} étage	PP	8,01	0,36	100,34	100,34	250,85	302,30	155,66	457,96	vérifiée
	PS	6,47	0,36	81,056	81,056	202,64	302,30	155,66	457,96	vérifiée
7 ^{ème} étage	PP	6,47	0,36	81,056	81,056	202,64	155,66	155,66	311,32	vérifiée
	PS	3,39	0,36	42,46	42,46	106,15	155,66	155,66	311,32	vérifiée

D'après le RPA99/version2003 la vérification des zones nodales est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

Conclusion :

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux

Schéma de ferrailage :

Niveau	Schéma de ferrailage des poteaux
Sous sol	<p>3T25/Face 2T20/Face</p> <p>60cm</p> <p>55 cm</p> <p>Cadres T8</p> <p>Epingle T10</p>
RDC	<p>3T25/Face 2T20/Face</p> <p>55cm</p> <p>50 cm</p> <p>Cadres T10</p> <p>Epingle T10</p>

<p>Entre sol et 1^{ème} étages</p>	<p>1T16/Face</p> <p>2T25/Face</p> <p>2T20/Face</p> <p>50 cm</p> <p>45 cm</p> <p>Cadres T10</p> <p>Epingles T8</p>
<p>2^{ème}...3^{ème} étages</p>	<p>4T16/Face</p> <p>1T20/Face</p> <p>45 cm</p> <p>40 cm</p> <p>Cadres T10</p> <p>Cadres T10</p> <p>Epingles T10</p>
<p>4^{ème} ... 5^e étages</p>	<p>4T16/Face</p> <p>40 cm</p> <p>35 cm</p> <p>Cadres T8</p> <p>Cadres T8</p>

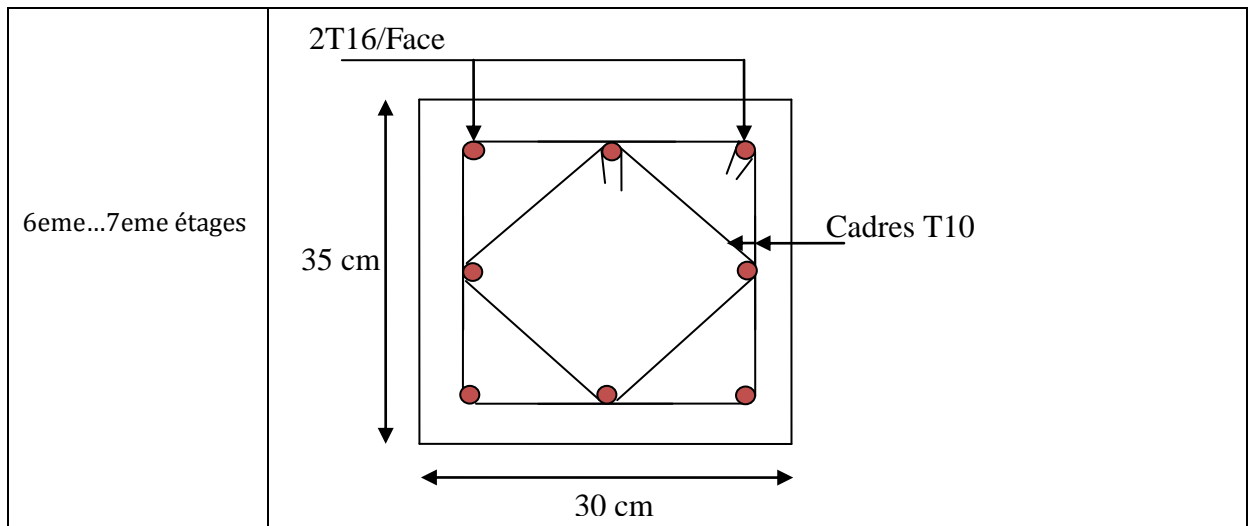


Figure 51. Coupe transversale

5.3 Etude des voiles :

D'après la RPA99 version 2003 (article 3.4.a1), chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone (IIa) doit être contreventée par des voiles.

Définition :

Les voiles sont des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre les charges horizontales ainsi les charges verticales.

Les voiles présentes une section rectangulaire dont l'épaisseur est faible devant la longueur donc ils ont une rigidité dans la direction perpendiculaire à l'épaisseur, ce qui impose une disposition des voiles dans les deux directions principales de la structure.

Dans une structure on peut trouver uniquement des voiles pleins comme on peu trouver des voiles avec ouverture (linteaux et trumeaux).

Les voiles pleins et les trumeaux se ferrailent à la flexion composée et les linteaux à la flexion simple avec effort tranchant pour les deux cas.

Les combinaisons de calculs sont :

$$\begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

Recommandations du RPA99 :

Les linteaux (RPA99 version2003 (article 7.7.3)) :

On devra disposer :

- ✓ Des aciers longitudinaux de flexion ;
- ✓ Des aciers transversaux ;
- ✓ Des aciers en partie courante (aciers de peau) ;
- ✓ Des armatures diagonales (si nécessaire).

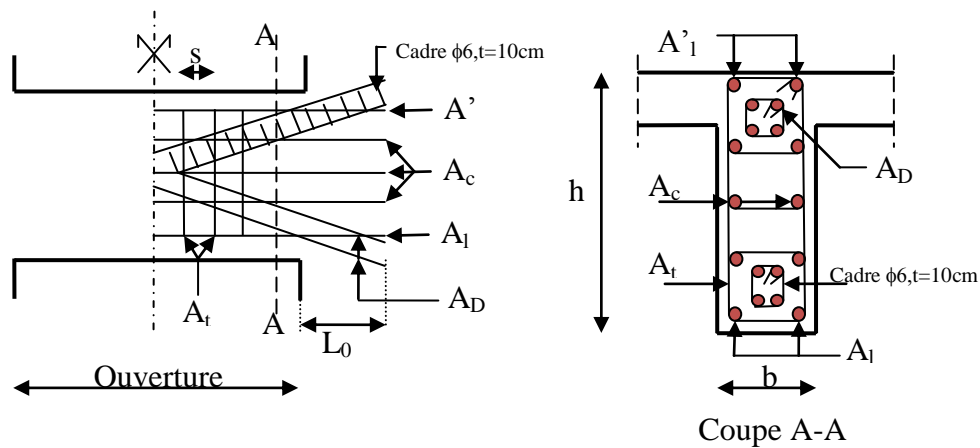


Figure 52. Ferrailage du linteau

a) Armature longitudinales :

$$(A_l, A'_l) \geq 0,0015 \cdot b \cdot h \quad (0,15\%)$$

b) armature transversales :

$$A_t \geq 0,0015 \cdot b \cdot s \quad (0,15\%) \quad \text{Pour } \tau_U \leq 0,025 f_{c28}$$

$$A_t \geq 0,0025 \cdot b \cdot s \quad (0,25\%) \quad \text{Pour } \tau_U > 0,025 f_{c28}$$

$$\text{Ou } \tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} \text{ avec } \bar{V} = 1,4V_u$$

b : Épaisseur de linteaux ou de voile

d : Hauteur utile=0,9h

h : Hauteur total de la section brute

s : Espacement des armatures transversales

a) Armatures en section courante (armature de peau) :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%.

Armatures diagonales :

Elles sont a disposé obligatoirement si $\tau_U > 0,06 f_{c28}$ si non on ne met pas des armatures diagonales.

$$A_D \geq 0,0015. b. h$$

Les trumeaux (voiles pleines) : (RPA99 version2003 (articles 7.7.4) :

On devra disposer :

- ✓ Des aciers verticaux de flexion ;
- ✓ Des aciers horizontaux.

Aciers verticaux :

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sou l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{\min} = 0,2\% \times l_t \times e$$

l_t : Longueur de la zone tendue

e : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

Aciers horizontaux :

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

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10ϕ .

a) Règles communes :

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- ✓ Globalement dans la section du voile 0.15%

- ✓ En zone courante (non tendue) 0.10%

L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile

Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- ✓ 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
- ✓ 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vg} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ Avec } \bar{V} = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Sollicitations de calcul :

Voiles pleines // a (yy') :

Voile Y1 :

niveau	$N^{\max} \longrightarrow M^{\text{cor}}$		$M^{\max} \longrightarrow N^{\text{cor}}$		$N^{\min} \longrightarrow M^{\text{cor}}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous sol	-1060,55	-3,94	4,85	372,25	480,45	4,22	212,11
RDC	-790,41	-4,70	-4,70	-790,41	289,12	3,20	158,08
E.sol	-698,77	-5,30	-5,31	-665,83	322,93	1,96	139,75
1 ^{ème} étage	-559,44	-4,63	4,85	-149,95	205,7	1,73	111,89
2 ^{ème} étage	-475,22	-6,43	-6,43	-475,22	185,36	1,68	95,04
3 ^{ème} étage	-406,15	-0,053	8,21	-148,55	164,38	2,20	81,23
4 ^{ème} étage	-384,72	-1,05	10,72	-107,47	134,36	1,85	76,94
5 ^{ème} étage	-331,18	1,52	10,92	-80,52	118,62	3,79	66,24
6 ^{ème} étage	-439,17	-2,37	22,66	-38,34	170,82	3,70	87,83

Voile Y2 :

niveau	$N^{\max} \longrightarrow M^{\text{cor}}$		$M^{\max} \longrightarrow N^{\text{cor}}$		$N^{\min} \longrightarrow M^{\text{cor}}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous sol	-1018,48	-3,95	5,0019	302,73	357,14	4,85	203,7
RDC	-747,95	-4,22	-4,22	-747,95	196,99	3,76	149,59
E.sol	-671,5	-3,32	3,76	122,74	156,04	3,33	134,30

1 ^{ème} étage	-556,85	-1,82	4,39	11,99	90,64	3,53	111,37
2 ^{ème} étage	-492,6	-2,36	-5,91	-339,7	79,26	4,36	98,52
3 ^{ème} étage	-420,57	-2,55	7,53	-7,46	79,61	2,71	84,11
4 ^{ème} étage	-319,65	-1,83	-10,65	-227,73	74,76	4,70	63,93
5 ^{ème} étage	-254,30	0,87	-9,69	-161,68	26,01	6,94	50,86
6 ^{ème} étage	-215,73	-1,97	-24,21	-129,82	97,11	10,003	43,15

Voile Y3 (15CM):

niveau	N ^{max} → M ^{cor}		M ^{max} → N ^{cor}		N ^{min} → M ^{cor}		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous sol	-874,3	-1,87	-9,30	-461,32	63,46	2,50	282,85
RDC	-627,37	-0,080	-13,10	-474,72	7,87	4,97	402,57
E.sol	-535,85	-0,14	13,79	-38,03	26,89	0,20	404,57
1 ^{ème} étage	-488,92	-5,48	13,61	-12,04	59,09	6,64	404,23
2 ^{ème} étage	-406,58	2,12	14,05	37,79	95,69	6,52	411,08
3 ^{ème} étage	-376,14	-7,33	-3,59	-336,11	158,83	6,37	436,43
4 ^{ème} étage	-307,46	-9,32	-17,66	-277,65	206,18	7,60	455,79
5 ^{ème} étage	-520,74	-6,94	-21,42	22,98	389,63	11,96	459,59

Voile Y4:

niveau	N ^{max} → M ^{cor}		M ^{max} → N ^{cor}		N ^{min} → M ^{cor}		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous sol	-921,23	-2,95	-8,89	-445,72	75,05	-0,44	289,31
RDC	-648,22	-0,29	-11,26	-443,29	9,72	0,80	349,52
E.sol	-598,23	-0,060	11,24	-147,2	21,01	-0,24	335,06
1 ^{ème} étage	-520,05	0,58	10,14	-114,96	12,33	-0,34	275,36
2 ^{ème} étage	-469,4	-0,62	-11,07	-259,52	50,16	-1,42	284,6
3 ^{ème} étage	-401,1	0,69	-13,16	-241,63	87,83	-2,086	267,24
4 ^{ème} étage	-363,37	1,91	-17,45	-176,37	148,1	-4,63	273,24
5 ^{ème} étage	-428,16	0,97	-16,60	-104,61	219,3	-6,95	171,75

Voile X2 :

niveau	M ^{max} → M ^{cor}		M ^{max} → N ^{cor}		N ^{min} → M ^{cor}		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous sol	-791,1	-0,71	-16,60	-104,61	587,54	0,72	267,48
RDC	-261,4	-0,096	0,39	-17,3	86,62	0,14	52,28
E.sol	-209,73	-0,29	0,39	-20,93	60,11	0,28	41,95
1 ^{ème} étage	-137,41	-0,20	0,28	-16,7	34,34	0,22	27,48
2 ^{ème} étage	-178,75	-0,20	0,28	-14,34	100,94	0,21	35,75
3 ^{ème} étage	-177,33	-0,20	0,27	8,33	103,51	0,20	35,47

4 ^{ème} étage	-136,87	-0,23	0,29	28,38	109,6	0,28	27,37
5 ^{ème} étage	-131,81	-0,23	0,29	29,91	108,54	0,28	26,36

Voile X1 :

niveau	M _{max} → M _{cor}		M _{max} → N _{cor}		N _{min} → M _{cor}		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous sol	-1382,51	-2,038	2,92	514,89	546,99	2,63	276,5
RDC	-943,07	-0,12	5,01	251,18	260,53	4,05	188,61
E.sol	-698,53	-0,52	7,08	86,05	188,15	5,17	139,71
1 ^{ème} étage	-467,23	-0,20	-9,47	-414,21	44,63	0,0052	93,45
2 ^{ème} étage	-371,18	-9,89	11,10	-47,10	4,78	0,067	74,24
Trumeau 3 ^{ème} étage	-377,15	1,01	14,73	-102,06	146	3,99	77,24
Trumeau 4 ^{ème} étage	-325,79	1,87	23,48	-61,55	239,73	5,43	92,74
Trumeau 5 ^{ème} étage	-197,5	5,48	20,61	61,44	176,05	4,64	66,63

Calcul de ferrailage :

Voile pleine :

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant .les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivant avec:

A_V Cal/ face : section d'armature verticale pour une seul face de voile.

A_V Min/ face/ : section d'armature minimale dans le voile complet.

A_V Adopt/ face : section d'armature verticale adoptées par face.

N^{barre} / Face : nombre de barre adoptée par face

S_t : Espacement (il ya deux espacement l'un aux deux extrémités du voile sur une longueur $L/10$ et l'autre au milieu du voile)

A_h Min/ face/ml : section d'armature horizontales minimales pour 1 mètre linéaire

A_h Cal/ face/ml : section d'armatures horizontales pour 1mètre linéaire.

A_h Adopt/ face/ml : section d'armatures horizontales adoptée pour 1mètre linéaire

N^{barre} / Face/ml : nombre de barres adoptées pour 1 mètre linéaire.

Voile Y1 :

niveau	Sous sol	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage
L (cm)	410	410	410	410	410
e (cm)	20	20	20	20	20

N(KN)	-1060,55	-790,41	-559,44	-406,15	-439,17
M(KN)	-3,94	-4,10	-4,63	-0,053	-2,37
V(KN)	212,11	158,08	111,89	81,23	89,83
τ_u (MPa)	0,40	0,29	0,21	0,15	0,17
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v cal/ face (cm^2)	30,49	22,73	16,09	11,68	12,63
A_v min/ face (cm^2)	12,3	12,3	12,3	12,3	12,3
A_v adop/ face (cm^2)	34,55	25,88	18,10	13,57	16,94
N^{barre} / face	8T16+12T14	8T14+12T12	16T12	12T12	8T12+10T10
S_t (cm)	extrémité	10	10	10	10
	milieu	20	20	20	20
A_h cal/ face (cm^2)	0,50	0,36	0,26	0,18	0,21
A_h min/ face (cm^2)	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
A_h adop/ face (cm^2)	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
N^{barre} / face	2T8	2T8	2T8	2T8	2T8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Voile Y2 :

niveau	Sous sol	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage
L (cm)	180	180	180	180	180
e (cm)	15	15	15	15	15
N(KN)	-921,23	-648,22	-520,50	-401,10	-428,16
M(KN)	-2,95	-0,29	0,58	0,69	0,97
V(KN)	289,31	349,52	275,36	267,24	171,75
τ_u (MPa)	1,66	2,01	1,58	1,53	0,98
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v cal/ face (cm^2)	26,48	18,63	14,96	11,53	12,31
A_v min/ face (cm^2)	4,05	4,05	4,05	4,05	4,05
A_v adop/ face (cm^2)	32,43	25,32	15,83	13,57	13,57
N^{barre} / face	10T16+8T14	8T16+6T14	14T12	12T12	12T12
S_t (cm)	extrémité	10	10	10	10
	milieu	20	20	20	20
A_h cal/ face/ml (cm^2)	1,55	1,88	1,48	1,43	0,91
A_h min/ face/ml (cm^2)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h adop/ face (cm^2)	3,93	3,93	2,51	2,51	2,51
N^{barre} / face	5HA10	5HA10	5HA8	5HA8	5HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Voile X2 :

niveau	Sous sol	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage
L (cm)	190	190	190	190	190
e (cm)	15	15	15	15	15
N(KN)	-791,10	-261,40	-209,73	-178,75	-136,87
M(KN)	-0,71	-0,096	-0,29	-0,20	-0,23
V(KN)	267,48	52,28	41,95	35,75	27,37
τ_u (MPa)	1,31	0,25	0,20	0,18	0,14
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v cal/ face (cm^2)	22,74	7,52	6,03	5,14	3,93
A_v min/ face (cm^2)	4,27	4,27	4,27	4,27	4,27
A_v adop/ face (cm^2)	25,88	10,18	10,18	7,07	7,07
N^{barre} / face	8T14+12T12	9T12	9T12	9T10	9T10
S_t (cm)	extrémité	10	10	10	10
	milieu	20	20	20	20
A_h cal/ face/ml (cm^2)	1,22	0,23	0,18	0,16	0,13
A_h min/ face/ml (cm^2)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h adop/ face (cm^2)	2,01	2,01	2,01	2,01	2,01
N^{barre} / face	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20

VoileX1 :

niveau	Sous sol	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	Trumeau 4 ^{eme} étage	Trumeau 5 ^{eme} étage	Trumeau 6 ^{eme} étage
L (cm)	320	320	320	110	110	110
e (cm)	20	20	20	20	20	20
N(KN)	-1382,51	-943,07	-467,23	-377,15	-325,79	-197,5
M(KN)	-2,038	-0,12	-0,20	1,01	1,87	5,48
V(KN)	276,5	188,61	93,45	77,24	92,74	66,63
τ_u (MPa)	0,67	0,45	0,22	0,54	0,65	0,47
$\bar{\tau}_u$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v cal/ face (cm^2)	39,74	27,12	13,44	10,84	9,37	5,69
A_v min/ face (cm^2)	9,6	9,6	9,6	3,3	3,3	3,3
A_v adop/ face (cm^2)	43,6	32,43	15,82	11,06	11,06	9,42
N^{barre} / face	8T20+12T14	10T16+8T14	14T12	14T10	14T10	12T10
S_t (cm)	extrémité	10	10	10	10	10
	milieu	20	20	20	20	20
A_h cal/ face/ml (cm^2)	0,83	0,56	0,28	0,67	0,81	0,58
A_h min/ face/ml (cm^2)	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60

A_h adop/ face (cm^2)	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
N^{barre} / face	20	20	20	20	20	20
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Ferraillages des linteaux :

Nous proposons le calcul détaillé de linteau au niveau de 4^{eme} étage.

Caractéristique de linteaux :

b) Déterminations des sollicitations de calculs :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{\text{à gauche}} = 77,24\text{KN} \\ V_{\text{à droit}} = 100,36\text{KN} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} M_{\text{à gauche}} = 14,73\text{KN} \\ M_{\text{à droit}} = 11,96\text{KN} \end{array} \right.$$

d) Majoration de l'effort tranchant :

Ont prend comme effort tranchant le plus défavorables des deux.

$$\bar{V} = 1,4V_u \Rightarrow \bar{V} = 1,4 \times 100,36 = 140,50 \text{ KN}$$

e) Vérification de la contrainte cisaillement :

D'après le RPA99/version2003, on a :

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b \times d} = \frac{140,5}{0,20 \times 0,9 \times 1,06} = 0,74\text{MP}$$

$$\tau_u = 0,74\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0,2 \times 25 = 5\text{MPa}$$

La condition de la contrainte de cisaillement est vérifiée.

e) Calcul des armatures :

$$\tau_u = 0,74\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0,06 \times 25 = 1,5\text{MPa}$$

On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l).
- Des aciers transversaux (A_t).
- Des aciers en partie courante (A_c).

Calcul de A_l :

Section minimal exigé par le RPA99/version 2003 :

$$A_l \geq 0,0015 \times 20 \times 106 = 3,18 \text{ cm}^2$$

Calcul de A_t :

$$\tau_u = 0,74\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0,025 \times 25 = 0,62\text{MPa}$$

Section minimal exigée par le RPA :

$$A_l \geq 0,0025 \times b \times S_t = 0,0015 \times 20 \times 15 = 0,75 \text{ cm}^2$$

Calcul de A_c :

$$A_c \geq 0,002 \times b \times h = 0,002 \times 20 \times 106 = 4,24 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures diagonales :

$$\tau_u = 0,74 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 0,06 \times 25 = 1,5 \text{ MPA}$$

D'après le RPA99/version2003 :

$$A_D = 0$$

Ferraillage finale :

$$A_l = 3,18 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit 6HA10} \quad (4,71 \text{ cm}^2)$$

$$A_t = 0,75 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit 2HA8} \quad (1,01 \text{ cm}^2)$$

$$A_c = 4,24 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit 6HA10} \quad (4,71 \text{ cm}^2)$$

Schéma de ferrailage :

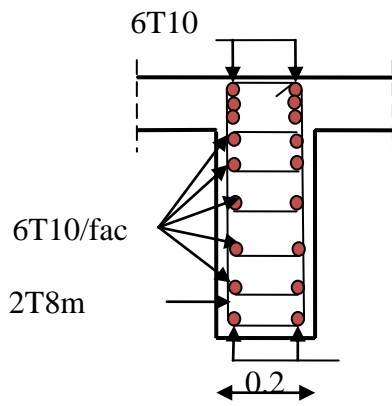


Figure 54. Linteau

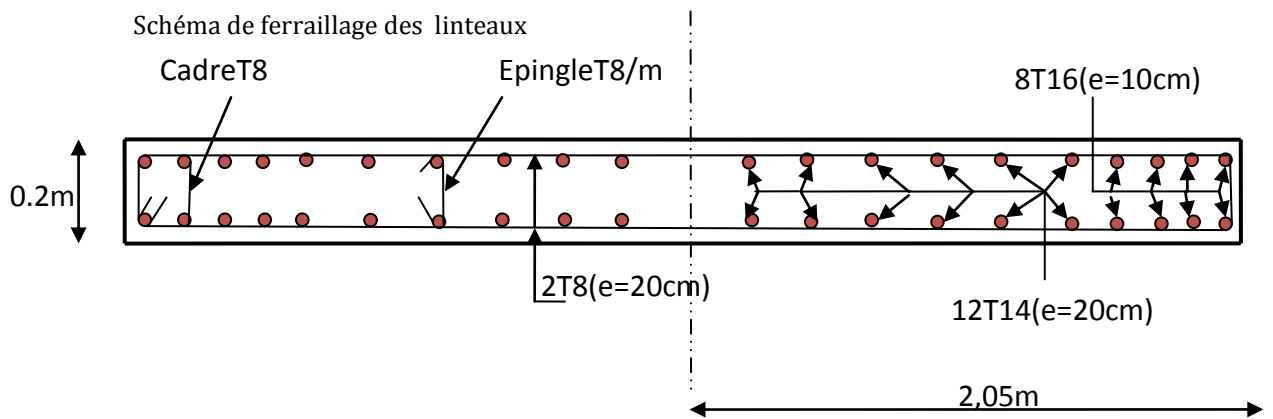


Figure 53. Schéma de ferrailage du voile sous sol VY1

CHAPITRE 6 :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour rôle de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, limiter les tassements différentiels et les déplacements sous action des forces horizontales.

6.1 Choix de type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- Capacité portante de sol d'assise ;
- Le poids de la structure ;
- La distance entre axes des poteaux.

D'après le rapport du sol établi par le laboratoire national de l'Habitat et de la construction (LNHC), le sol présente une faible résistance plutôt faible en surface. Il est constitué essentiellement d'alluvions anciennes du niveau inférieur. On rencontre des limons marneux graveleux après la couche de remblais de 2,00 mètre d'épaisseur. En profondeur on trouve des marnes imprégnées de vase.

La contrainte admissible du sol à prendre dans le calcul de fondation est de 1,3 bars pour

Une profondeur d'ancrage 3,00 m par rapport à la cote du terrain actuel.

D'après le RPA99 (article 10.1.4.1), les fondations superficielles sont calculées selon les combinaisons d'actions suivantes :

✓ $G + Q \pm E$

✓ $0,8G \pm E$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 :

✓ $1,35G + 1,5Q$

✓ $G + Q$

D'une manière générale les fondation doivent répondre a la relation suivante :

$$\frac{P}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Avec :

P : poids total de l'ouvrage en fonctionnement.

S : surface d'appuis sur le sol ;

$\overline{\sigma_{sol}}$: La capacité portante du sol

Afin de déterminer le choix de fondation a adopté pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes. Si ces deux fondations ne sont pas adéquates, on passera au radier générales.

6.1.1 Semelle isolée :

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Pour cette vérification en prend la semelle la plus sollicitée .

✓ N : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison $G + Q \pm E_{x,y}$ obtenue par le SAP2000.

✓ S : surface d'appui de la semelle.

✓ $\overline{\sigma_{sol}}$: la contrainte admissible de sol

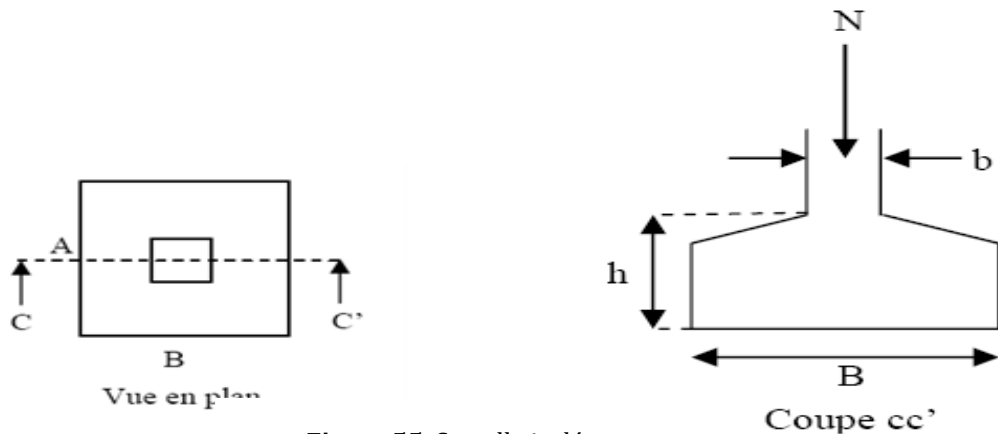


Figure 55. Semelle isolée

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire ($a \times b$), donc $S = A \times B$

$$N = 1821,325 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{\text{sol}}},$$

$$\text{On a : } \frac{a}{A} = \frac{b}{B} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b \times N}{a \times \overline{\sigma}_{\text{sol}}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,60 \times 1821,325}{0,55 \times 130}} = 3,90 \text{ m}$$

On Remarque qu'il ya chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens ($l_x^{\text{min}} = 1,95 \text{ m}$), donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

6.1.2 Semelle filantes :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et longueur L situé sous un portique formé de 6 poteaux.

N_i : L'effort normal provenant de poteau « i ».

N_s : Poids estimé de la semelle.

$$N_1 = 413,97 \text{ KN};$$

$$N_2 = 563,74 \text{ KN};$$

$$N_3 = 1486,52 \text{ KN};$$

$$N_4 = 1739,87 \text{ KN};$$

$$N_5 = 805,71 \text{ KN};$$

$$N_6 = 683,76 \text{KN} .$$

$$\sum N_i = 5693, 57 \text{KN}$$

$$N_s = 6 \times 200 = 1000 \text{KN}$$

$$\Rightarrow N = N_s + \sum N_i = 6693, 57$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} \Leftrightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{\text{sol}} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{6693,57}{130 \times 19,55} = 2,63 \text{m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portique parallèles, on constate qu'il ya un chevauchement entre les deux semelles.

Donc on doit passer à un radier général.

6.1.3 Radier général

a) La constitution et son mode fonctionnement :

Le radier plan nervuré se constitue de :

- Béton de propreté
- Dalle avec nervure transversales et longitudinales.
- Le radier constitue par des panneaux considérés comme des dalles sont renforcées à leur partie inferieur par des poutres en forme de Té. Ce système assure une grande rigidité.

b) Pré dimensionnement :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, don ont doit satisfaire les conditions suivantes :

✓ Condition de coffrage

$$h_t \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{460}{10} = 46 \text{cm} . \text{ Soit } h_t = 60 \text{cm}$$

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$L_{\text{max}} = 4,6 \text{m} \Rightarrow h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} \Rightarrow h_r \geq 23 \text{ on prend } h_r = 30 \text{cm}$$

Condition de rigidité :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{\text{max}} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots \dots \dots (1) \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots \dots \dots (2) \end{array} \right.$$

E : module d'élasticité du béton $E = 3,216 \times 10^4 \text{ MPa}$

I : inertie de la section de radier $I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}$

K : capacité portante d'un sol moyenne

B : largeur de radier, on prend une bonde de 1 m

$$\text{De (1) et (2)} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 * L_{\max}^4 * K}{4}} = 0,348\text{m}$$

Partir des deux conditions on prend :

$h_t = 60\text{cm}$ Pour les nervures de radier.

$h_r = 30\text{cm}$ Pour le radier

✓ **La surface de radier**

N_{ser} : L'effort de service de la superstructure

$$N_{\text{ser}} = 38927,186 \text{ KN}$$

$$N_{\text{tser}} = N_{\text{ser}} \times 1,1 = 42819,90\text{KN}$$

$$\frac{N_{\text{tser}}}{S_{\text{rad}}} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N_{\text{tser}}}{\overline{\sigma_{\text{sol}}}} = \frac{42819,90}{130} = 329,38\text{m}^2$$

La surface de bâtiments est $S_{\text{bat}} = 478,97\text{m}^2 \Rightarrow$ donc on adopte :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} = 478,97\text{m}^2 \text{ (Le radier ne comporte pas de débord)}$$

Vérification :

D'après le CBA93 (article A.5.2.4.2), on doit vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suite :

$$N_U \leq Q_u = 0,045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

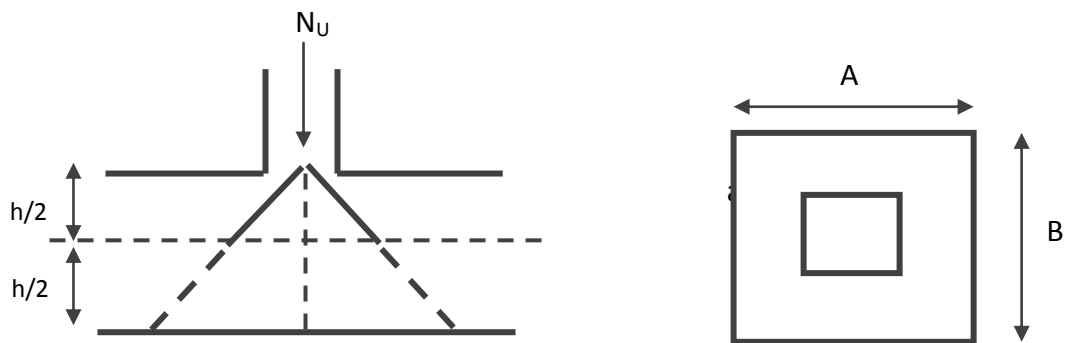


Figure 56. Schéma du poinçonnement

Avec :

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté par sur le plan moyen du radier.

h_r : Hauteur de radier

$$\mu_c = (A+B+2 \times h_t) \times 2$$

Avec: $A = a+h$; $B = b+h$

$$\mu_c = (0,60+0,55+1,2) \times 2 = 4,7 \text{ m}$$

$$N = 1821,325 \text{ KN}$$

$$Q_u = 0,045 \times 4,7 \times 0,6 \times 25 / 1,5 = 2115 \text{ KN}$$

$$N_u = 1821,325 \text{ KN} \leq Q_u = 2115 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte du sol**

Cette vérification doit satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversale

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \overline{\sigma}_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x,y)$$

$$I_x = 82200 \text{ m}^4 \text{ Et } X_G = 10,30 \text{ m}$$

$$I_y = 63200 \text{ m}^4 \text{ et } Y_G = 11,58 \text{ m}$$

Avec :

σ_{\max} et σ_{\min} : contrainte maximales et minimal dans les deux extrémités du radier.

Sens X-X' :

$$N = 41015,056 \text{ KN et } M_x = 24845,34 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G = \frac{41015,056}{478,97} + \frac{24845,34}{82200} \times 11,58 = 89,13 \text{ KPA} < \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 130 \text{ KPA}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G = \frac{41015,056}{478,97} - \frac{24845,34}{82200} \times 11,58 = 82,13 \text{ KPA} < \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 130 \text{ KPA}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 87,38 \text{ KPA} < \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 130 \text{ KPA}$$

La condition est vérifiée.

Sens Y-Y' :

$$N = 41015,056 \text{ KN et } M_y = 26308,33 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times X_G = \frac{41015,056}{478,97} + \frac{26308,33 \text{ KN}}{63200} \times 10,30 = 89,92 \text{ KPA} < \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 130 \text{ KPA}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times X_G = \frac{41015,056}{478,97} - \frac{26308,33 \text{ KN}}{63200} \times 10,30 = 81,34 \text{ KPA} < \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 130 \text{ KPA}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 87,77 \text{ KPA} < \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 130 \text{ KPA}$$

La condition est vérifiée.

Avec :

N : l'effort normal du au charge verticales.

$M_{x,y}$: Moment sismique à al base.

➤ **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon le RPA99, on doit vérifier que: $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

• **Dans le sens (X-X') :**

$$e = \frac{24845,34}{41015,056} = 0,60 \leq \frac{19,55}{4} = 4,88m \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Dans le sens (Y-Y') :**

$N=41015,056KN$ et $M_y=26308,33KN .ml$

$$e = \frac{26308,33}{41015,056} = 0,64 \leq \frac{24,50}{4} = 6,12m \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la poussé hydrostatique :**

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

Avec :

$N= 41015,056KN$ (poids propre du bâtiment)

$F_s= 1,5$ (coefficient de sécurité).

$H= 4,32m$ (hauteur de la partie encrée du bâtiment)

$S_{rad} = 478,97 \text{ cm}^2$

$\gamma_w = 10KN/m^3$ (poids volumique)

$$F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w = 1,5 \times 432 \times 478,97 \times 10 = 31037,25KN$$

Donc : $N \geq 31037,25KN \dots \dots \dots$ la condition est vérifiée.

✓ **Ferraillage de radier :**

➤ **Ferraillage de la dalle :**

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversé et sollicité à la flexion simple causé par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre de radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier.

a) Calcul des sollicitations :

$$Q_U = \frac{N_U}{S} = \frac{45285,068}{478,97} = 94,54 \text{ KN/m}^2$$

N_U : est l'effort ultime (plus le poids propre du radier) = 4270,0125 KN

Les dimensions du panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 4,6 \text{ m}, \quad L_y = 5,00 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,92 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle porte sur deux sens.}$$

A l'ELU ($v=0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0437 \\ \mu_y = 0,8251 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0437 \times 94,54 \times 4,6^2 = 87,42 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y \times M_x = 0,8251 \times 87,42 = 72,13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment en travée**

$$M_t^x = 0,75 \times M_x = 0,75 \times 87,42 = 65,565 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,75 \times M_y = 0,75 \times 72,13 = 54,0975 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en appui :**

$$M_a^x = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 87,42 = 43,71 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = 0,5 \times M_y = 0,5 \times 72,13 = 36,065 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h = (1 \times 0,30)$

b) Condition de non fragilité :

Pour une dalle d'épaisseur $e \geq 12 \text{ cm}$ et $\alpha > 0,4m$ la valeur minimale

$$A_x = \frac{\rho_0 \times (3-\alpha) \times b \times e}{2} \quad ; \quad A_y = \rho_0 \times e \times b$$

$\rho_0 = 0,008$ Pour des aciers de haute adhérence fe400

$$\begin{cases} A_x = 2,498 \text{ cm}^2 \\ A_y = 2,80 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Le tableau suivant résume les résultats du calcul de ferrailage :

sens	Eléments	Moments (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculé (cm ²)	Amin (cm ²)	A adopté (cm ²)	Nombre de barres	S_t (cm)
X-X'	appuis	43,71	0,0422	0,756	0,188	6,67	2,49	7,70	5HA14	14
	travée	65,56	0,0633	0,0818	0,261	7,21	2,49	7,70	5HA14	14
Y-Y'	appuis	36,065	0,0348	0,0443	0,265	3,9	2,80	6,28	6HA12	12

	travée	54,097	0,0522	0,0671	0,2627	5,91	2,80	6,28	6HA12	12
--	--------	--------	--------	--------	--------	------	------	------	-------	----

✓ **Vérification divers :**

Vérification de l'effort tranchant :

➤ **Sens X-X' :** $V_u = \frac{94,54 \times 5}{2} = 236,54 \text{ KN}$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{236,54 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27} = 0,27 \text{ MPA} \leq \tau_{adm} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPA}$$

Donc la condition est vérifiée.

➤ **Sens Y-Y' :** $V_u = \frac{94,54 \times 4,6}{2} = 217,44 \text{ KN}$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{217,44 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27} = 0,80 \text{ MPA} \leq \tau_{adm} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPA}$$

Donc la condition est vérifiée.

➤ **Vérification des espacements :**

$$\begin{cases} s_t = 14 \text{ cm} \leq \min(3 \times h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \text{ verifier (dans la direction la plus sollicité)} \\ s_t = 12 \text{ cm} \leq \min(4 \times h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \text{ verifier (dans l'autre direction)} \end{cases}$$

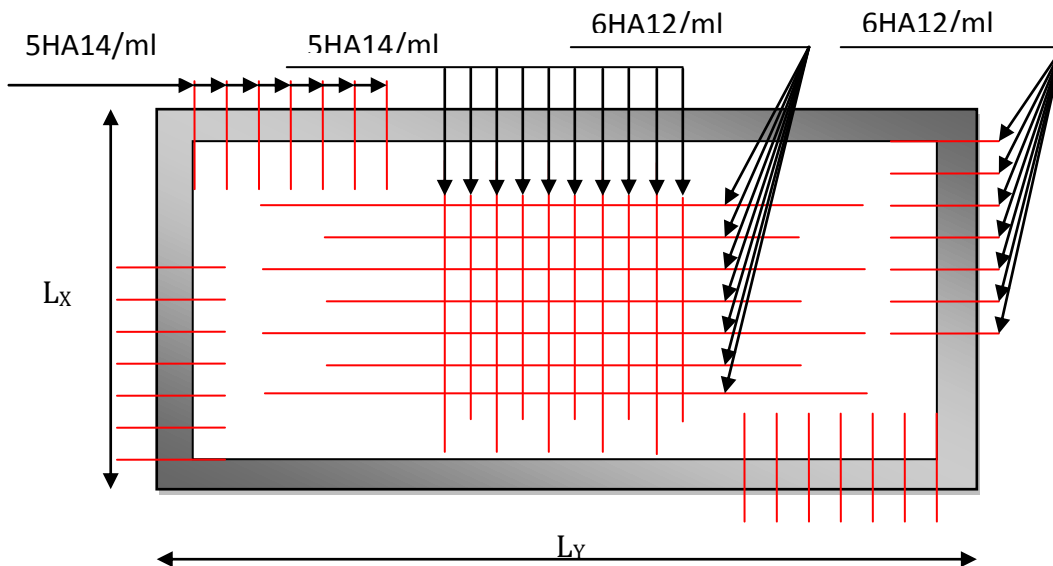


Figure 57. Ferrailage de radier

✓ **Ferrailage des nervures :**

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de ruptures).

Pour la simplification des calculs on ferraille la nervure la plus sollicité, et on adopte le même ferrailage pour les autres nervures.

➤ **Estimation des charges revenue au nervures et calcul des sollicitations :**

Pour simplifier les calculs, on remplace les charges trapézoïdales et les charges triangulaires par des charges uniformément réparties

❖ Charges trapézoïdales :

$$\begin{cases} q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) \times l_{xd} \right] \\ q_V = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) \times l_{xd} \right] \end{cases}$$

❖ Charges triangulaires :

$$q_M = q_V = \frac{q}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Avec :

q_M : C'est la charge uniformément répartie équivalent produisant le même moment maximum que la charge réelle.

q_V : C'est la charge uniformément répartie équivalent produisant le même effort tranchant maximum que la charge réelle

l_{xd} : la plus petite portée du panneau de dalle qui se situe a droit de la nervure

l_{yd} : La plus grande portée du panneau de dalle qui se situe a droit de la nervure

l_{xg} : la plus petite portée du panneau de dalle qui se situe a gauche de la nervure

l_{yg} : La plus grande portée du panneau de dalle qui se situe a gauche de la nervure

Sens X-X'

a) Nervure intermédiaires :

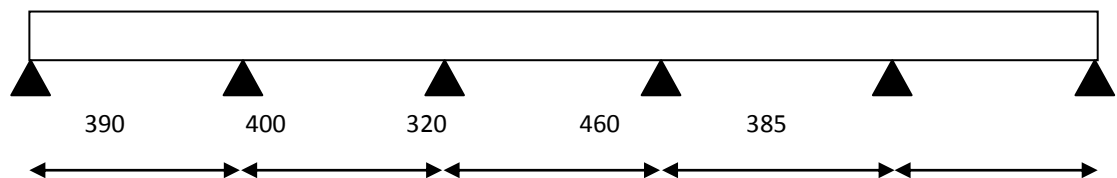


Figure 58. Schéma statique de la nervure intermédiaire x-x'

➤ **Application numérique :**

$$q_M = q_V = 187,22 \text{KN}$$

$$M_0 = \frac{q_m \cdot l^2}{8} = \frac{187,22 \times 4,6^2}{8} = 495,20$$

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 420,91 \text{KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 0,5 \times M_0 = 247,6 \text{KN}$$

$$V = \frac{q_v \times l}{2} = 430,60 \text{KN}$$

➤ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera comme une section en T en flexion simple

$$h = 90 \text{cm}$$

$$h_0 = 30 \text{cm}$$

$$b_0 = 65 \text{cm}$$

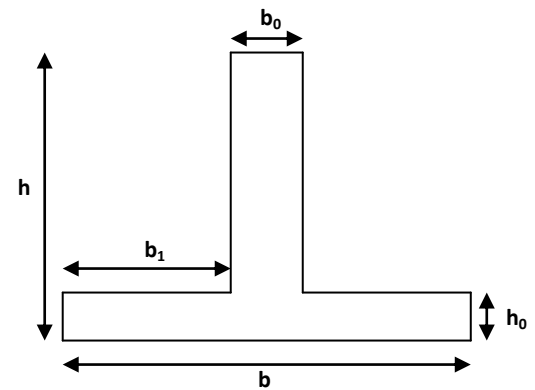
$$d = 0,81 \text{m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow \min\left(\frac{3,9}{10}; \frac{4}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0,39; 2) = 0,39 \text{m}$$

$$\text{Soit } b_1 = 0,65 \text{m}$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1,95 \text{m}$$



sens	Eléments	Moments (KN.m)	A calculé (cm ²)	Amin (cm ²)	A adopté (cm ²)	Nombre de barres	S _t (cm)
X-X'	appuis	247,6	8,97	6,35	17,75	5HA14+5HA16	15
	travée	420,91	15,11	19,072	25,76	5HA16+5HA20	15

✓ **Ferraillage transversal :**

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement $\tau_{u \text{ max}}$ doit vérifier la condition

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{430,60}{1,95 \times 0,81} = 0,27 \text{MPa} < 3,25 \text{MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

Calcul des armatures de cisaillement :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t\right) = \min(20; 65; 20) \text{ soit } \phi_t = 10 \text{mm.}$$

On prend deux cadre et un épingle de T10 donc $A_t = 3,93 \text{cm}^2$

➤ **Calcul des espacements S_t :**

L'espacement de calcul est déduit de l'inégalité suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_{u \text{ max}} - 0,3 \times K \times f_{t28})}{0,9 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Armature droites : $\alpha = 90^\circ$

Pas de reprise de bétonnage : K=1

L'inégalité devient :

$$S_t \leq \frac{0,9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_{u \max} - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 22 \text{ cm}$$

Prescription du RPA99(Art7.5.2.2) :

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

➤ En zone nodale :

$$S_{t \max} \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi \right) = 22,5 \text{ cm}$$

➤ En zone courante :

$$S_{t \max} = \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$$

On optera donc pour un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$ en toute section de la nervure.

On doit vérifier la condition d'armatures imposé par le RPA 99 :

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b_0 = 2,92 < A_t = 3,93 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

b) nervure de rive :

$$q_M = 99,66 \text{ KN} \quad ; \quad q_V = 81,54 \text{ KN}$$

$$M_0 = \frac{q_m \times l^2}{8} = \frac{99,66 \times 4,6^2}{8} = 263,60 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 224,060 \text{ KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 0,5 \times M_0 = 131,80 \text{ KN}$$

$$V = \frac{q_V \times l}{2} = 187,54 \text{ KN}$$

sens	Eléments	Moments (KN.m)	A calculé (cm ²)	Amin (cm ²)	A adopté (cm ²)	Nombre de barres	S _t (cm)
X-X'	appuis	131,80	4,73	6,35	13,35	5HA12+5HA14	15
	travée	224,060	8	19,072	25,76	5HA16+5HA20	15

Sens Y-Y' :

a) nervure intermédiaire :

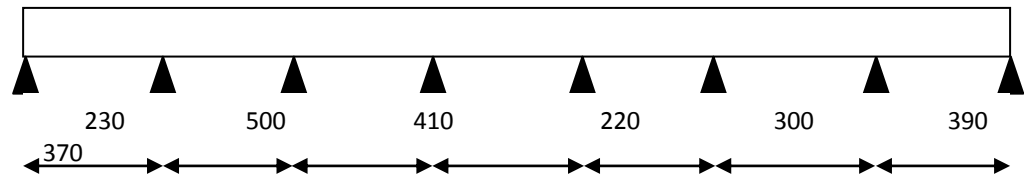


Figure 59. Schéma statique de la nervure intermédiaire y-y'

➤ Application numérique

$$q_M = 331,43\text{KN} \quad ; \quad q_V = 192,62\text{KN}$$

$$M_0 = \frac{q_m \cdot l^2}{8} = \frac{331,43 \times 5,20^2}{8} = 1120,23\text{KN}$$

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 952,20\text{KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 0,5 \times M_0 = 560,11\text{KN}$$

$$V = \frac{q_V \times l}{2} = 500,81\text{KN}$$

sens	Eléments	Moments (KN.m)	A calculé (cm ²)	Amin (cm ²)	A adopté (cm ²)	Nombre de barres	S _t (cm)
Y-Y'	appuis	560,11	20,89	6,35	23,41	5HA14+5HA20	15
	travée	952,20	34,73	20,48	40,25	5HA20+5HA25	15

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{500,81}{1,95 \times 0,81} = 0,31\text{MPa} < 3,25\text{MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

b) nervures de rive :

$$q_M = 229,94\text{KN} \quad ; \quad q_V = 191,72\text{KN}$$

$$M_0 = \frac{q_m \cdot l^2}{8} = \frac{229,94 \times 5,20^2}{8} = 777,20\text{KN}$$

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 660,61\text{KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 0,5 \times M_0 = 388,59\text{KN}$$

$$V = \frac{q_V \times l}{2} = 498,47\text{KN}$$

sens	Eléments	Moments (KN.m)	A calculé (cm ²)	Amin (cm ²)	A adopté (cm ²)	Nombre de barres	S _t (cm)
Y-Y'	appuis	388,59	14,26	6,83	17,75	5HA14+5HA16	15
	travée	660,61	23,89	19,072	25,76	5HA16+5HA20	15

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{498,47}{1,95 \times 0,81} = 0,32 \text{MPa} < 3,25 \text{MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

La fissuration est considéré très préjudiciable, on doit vérifier que :

$$\rho_{bc} \leq \bar{\sigma} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\rho_s \leq \bar{\sigma} = \min(0,5 \times f_e; 90\eta) = 201 \text{MPa}$$

$$Q_s = \frac{N_s}{S} = \frac{45285,068}{478,97} = 94,54 \text{ KN/m}^2$$

N_s : est l'effort de service (poids propre du radier inclus)

A l'ELS (v=0, 2)

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,92 > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0509 \\ \mu_y = 0,8799 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0509 \times 94,54 \times 4,6^2 = 101,82 \text{KN.m} \\ M_y = \mu_y \times M_x = 0,8799 \times 101,82 = 89,59 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment en travée**

$$M_t^x = 0,75 \times M_x = 0,75 \times 101,82 = 76,36 \text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0,75 \times M_y = 0,75 \times 89,59 = 67,19 \text{KN.m}$$

➤ **Moment en appui :**

$$M_a^x = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 101,82 = 50,91 \text{KN.m}$$

$$M_a^y = 0,5 \times M_y = 0,5 \times 89,59 = 44,80 \text{KN.m}$$

✓ **Les contraintes dans le béton :**

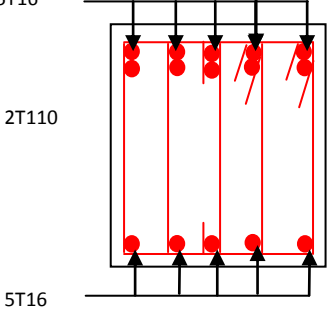
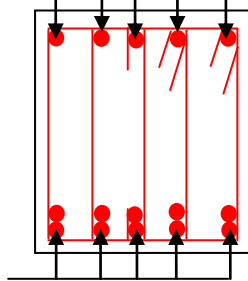
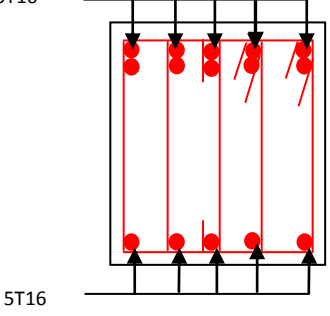
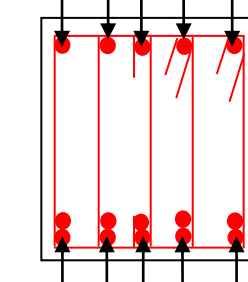
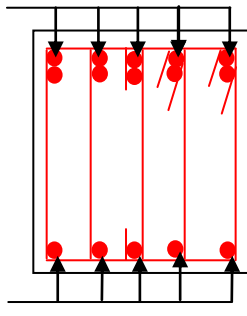
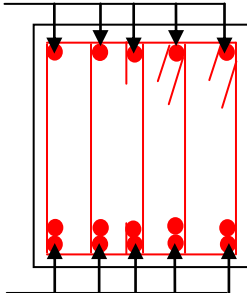
$$I = 2464880 \quad ; y = 33 \text{cm}$$

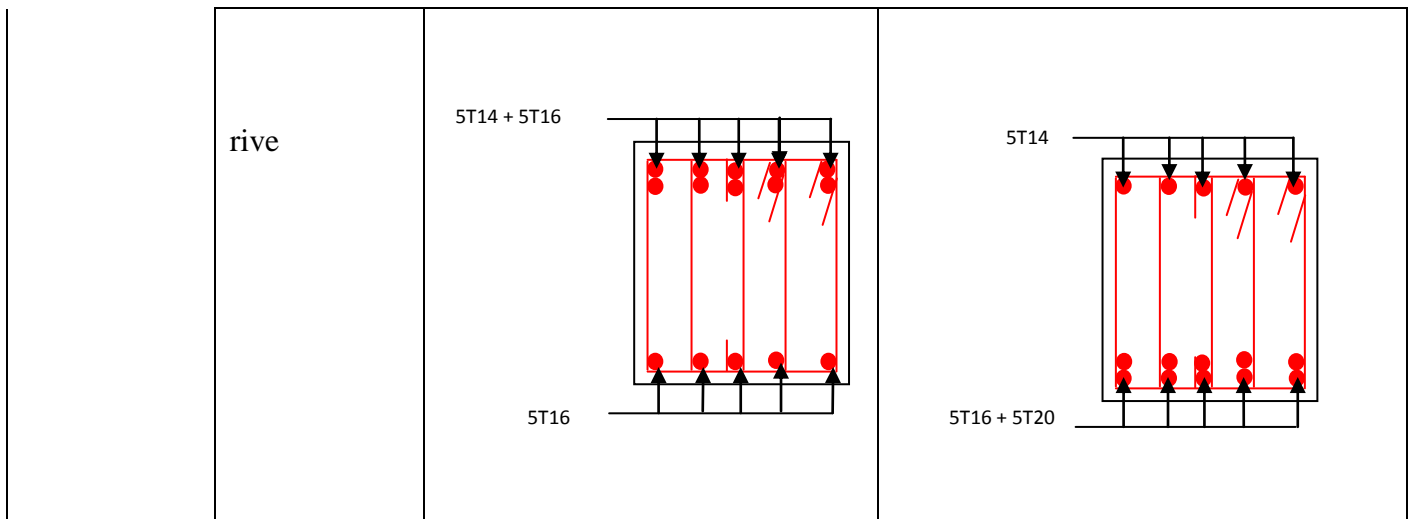
$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 0,102 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Les contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 02,23 \text{MPa} < 201 \text{MPa}$$

Schéma de ferrailage

Niveau	nervure	Schéma de ferrailage	
		Appuis	travée
Sens x-x'	intermédiaire	<p>5T14 + 5T16</p>  <p>2T110</p> <p>5T16</p> <p>CoupeB-B</p>	<p>5T14</p>  <p>5T16 + 5T20</p> <p>CoupeB-B</p>
	rive	<p>5T12 + 5T16</p>  <p>5T16</p> <p>CoupeB-B</p>	<p>5T112</p>  <p>5T16 + 5T20</p> <p>CoupeB-B</p>
SensY-Y'	intermédiaire	<p>5T14 + 5T20</p>  <p>5T20</p> <p>CoupeB-B</p>	<p>5T14</p>  <p>5T20 + 5T25</p> <p>CoupeB-B</p>



6.2 Etude des murs de soutènements (voiles périphériques)

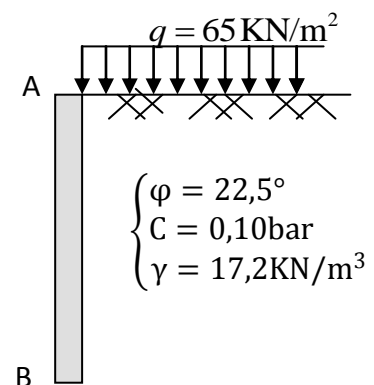
Introduction

Un mur de soutènement de hauteur de 4,32 est prévue ce mur doit satisfaire les exigences minimales du RPA suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm
- Il doit contenir deux nappes d'armatures
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans les voiles ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

6.3 Mur de soutènement avec une charge répartie :

- ✓ **Caractéristique géotechnique de sol :**
 - Angle de frottement interne $\varphi = 22,5^\circ$
 - La cohésion $C = 0,10\text{bar}$
 - Poids volumique des terres $\gamma = 17,2\text{KN/m}^3$
 - La surcharge $\gamma = 65\text{KN/m}^2$
- ✓ **Combinaison de calcul :**



Le calcul se fait à l'ELU selon la combinaison

Figure 60. Schéma du mur adossé

d'action suivant : $1,35G_{\max} + G_{\min} + 1,5Q$

Avec :

G_{\max} : Actions permanente dont l'effort est défavorable.

G_{\min} : Actions permanente dont l'effort est favorable.

Q : La surcharge.

✓ **Calcul des contraintes**

❖ **Calcul de la poussée des terres :**

A la base la pression est : $\sigma_H = A \times \gamma \times h$

$$A = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{22,5}{2}\right) = 0,446$$

$$\sigma_H = 0,446 \times 17,2 \times 4,32 = 33,14 \text{KN/m}^2$$

❖ **Calcul de la poussée des terres due à la surcharge q sur le sol :**

$$\sigma_q = A \times \gamma \times h = 0,44 \times 65 \times 4,32 = 123,55 \text{KN/m}^2$$

A ELU :

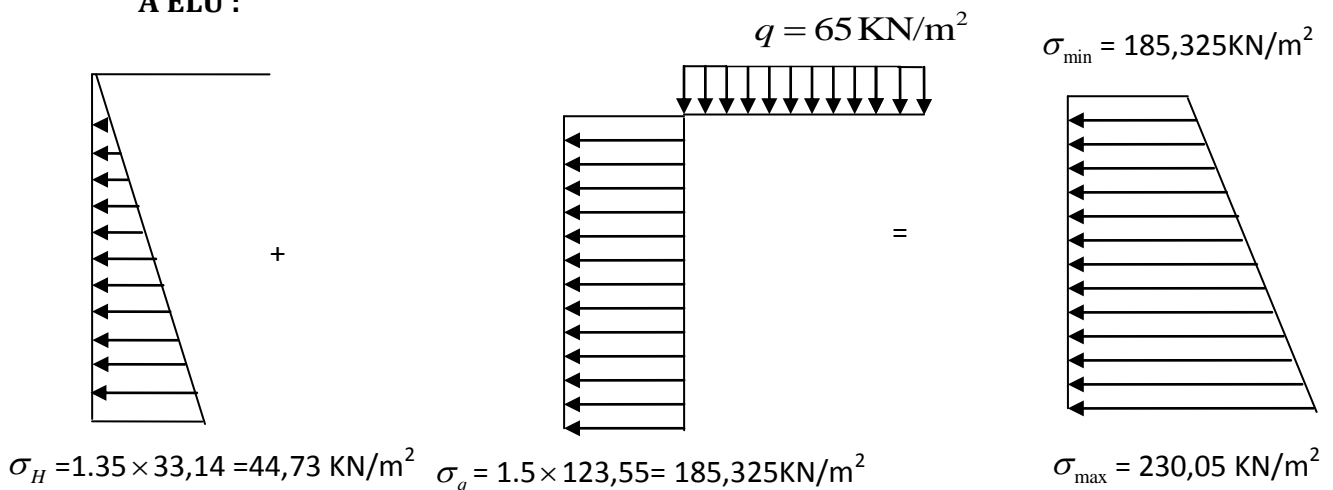


Figure 61. La répartition des contraintes sur le mur

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 218,87 \text{KN/m}^2$$

$$q_u = 218,87 \times 1 \text{ml} = 218,87 \text{KN/m}^2$$

✓ **Ferraillage du mur :**

Pour le ferraillage on prend le panneau le plus défavorable.

Le mur se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne.

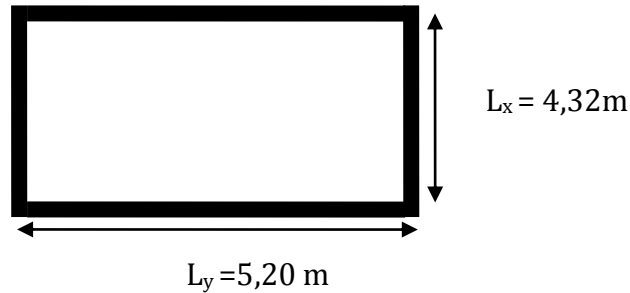


Figure 62. Dalle sur quatre appuis

$L_x = 4,32\text{m}$

$L_y = 5,20\text{m}$

$e \geq 15\text{cm}$ (RPA99/2003art :10.1.2)

On prend $e = 30\text{cm}$

Calcul des sollicitations:

$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,83 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travail dans les deux sens.

➤ **A l'ELU ($v=0$)**

$\begin{cases} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,6494 \end{cases}$ Annexe (A)

$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0528 \times 218,87 \times 4,32^2 = 215,67\text{KN.m} \\ M_y = \mu_y \times M_x = 0,6494 \times 215,67 = 140,057\text{KN.m} \end{cases}$

➤ **Moment en travée**

$M_t^x = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 215,67 = 183,32\text{KN.m}$

$M_t^y = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 140,057 = 119,048\text{KN.m}$

➤ **Moment en appui :**

$M_a^x = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 215,67 = 107,83\text{KN.m}$

$M_a^y = 0,5 \times M_y = 0,5 \times 140,057 = 70,028\text{KN.m}$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Le ferrailage se fera pour une section $1 \times 0,30$

sens	Eléments	Moments (KN.m)	A calculé (cm ²)	Amin (cm ²)	A adopté (cm ²)	Nombre de barres	S _t (cm)
X-X'	appuis	107,83	12,14	3,26	12,32	8HA14	12,5
	travée	183,32	21,64	3,26	25,13	8HA20	12,5

Y-Y'	appuis	70,028	7,72	3,26	9,05	8HA12	12,5
	travée	119,048	13,49	3,26	16,08	8HA16	12,5

✓ **Vérification a L'ELS :**

➤ **A l'ELS (v=0,2)**

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0596 \\ \mu_y = 0,7518 \end{cases} \dots\dots\dots\text{Annexe(A)}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0596 \times 218,87 \times 4,32^2 = 243,44\text{KN.m} \\ M_y = \mu_y \times M_x = 0,7518 \times 215,67 = 183,021\text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment en travée**

$$M_t^x = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 243,44 = 206,92\text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 183,021 = 155,56\text{KN.m}$$

➤ **Moment en appui :**

$$M_a^x = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 206,92 = 103,46\text{KN.m}$$

$$M_a^y = 0,5 \times M_y = 0,5 \times 140,057 = 77,78\text{KN.m}$$

✓ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b}{2} y^2 + 15(A_s + \hat{A}_s) \times y - 15(d \times A_s + \hat{d} \times \hat{A}_s) = 0.$$

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15[(A_s \times (d - y_{ser})^2 + \hat{A}_s (y_{ser} - \hat{d})^2]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

sens	localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
X-X'	appuis	103,46	83682,20	8,03	12,93	15
	travée	206,92	140763,76	10,016	14,72	15
Y-Y'	appuis	77,78	65643,48	7,31	8,66	15
	travée	155,56	101201,77	9,25	14,09	15

On voit bien que les contraintes dans le béton sont vérifiées dans les deux directions.

✓ **Les contraintes dans l'acier :**

On doit vérifiée la condition suivante :

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d-y)}{I} \leq \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \times n\right) = 201\text{MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

sens	localisation	M_{ser} (KN. ml)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ_s (MPA)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPA)
X-X'	appuis	103,46	83682,20	8,03	35,18	240
	travée	206,92	140763,76	10,016	37,74	240
Y-Y'	appuis	77,78	65643,48	7,31	34,99	240
	travée	155,56	101201,77	9,25	40,92	240

On voit bien que les contraintes dans l'acier sont vérifiées dans les deux directions.

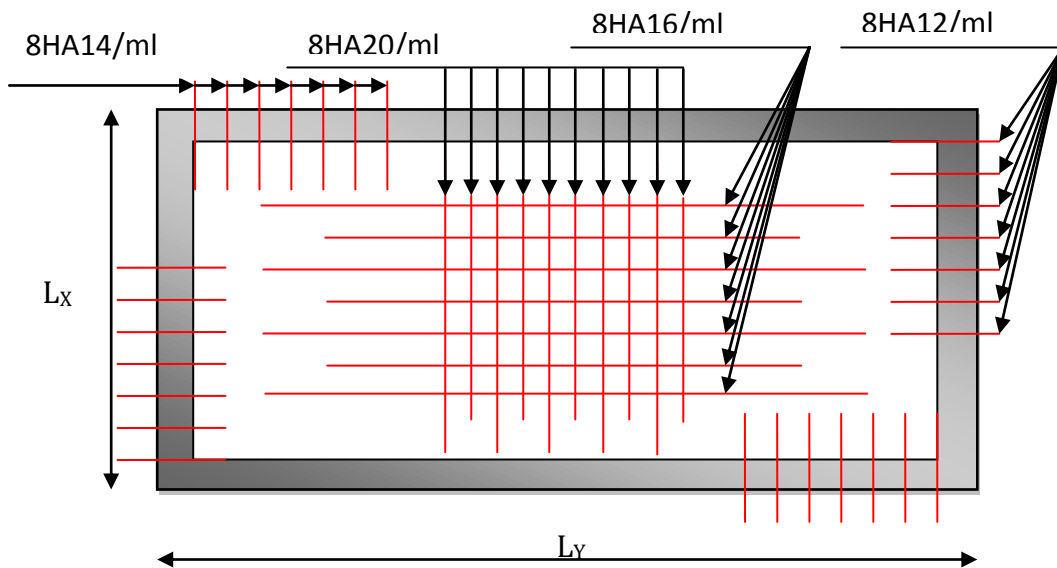


Figure 63. Ferrailage de mur adossé

Conclusion :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été écartée à cause de chevauchement qu'elle induisait. Les mêmes raisons ont fait écarter la solution de la semelle filante. Nous avons donc opté à des fondations sur radier générales.

CONCLUSION GENERALE

Au cours de cette étude nous espérons avoir un aperçu général, sur la majorité de la partie étudiée. Ce travail nous a été très bénéfique dans la mesure de d'apprendre à calculer les éléments d'un bâtiment à multiples fonctions, d'une part et d'approfondir d'autre part nos connaissances en ce basant sur les documents techniques et même l'application des règlements et de certaines méthodes, à mettre en évidence quelque principe de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en béton. Cela nous a permis d'aboutir à certaines conclusions qui sont :

- ✓ Les contraintes architecturales font que le choix de disposition des voiles soit réduit.
- ✓ L'utilisation des voiles avec les deux extrémités aboutant dans des poteaux permet d'avoir une plus grande rigidité des voiles en plus de cela on peut citer les avantages suivants :
 - Avoir moins de coffrages ce qui permet d'avoir un coût moindre ;
 - Éviter la formation des poutres courtes ;
 - Éviter la concentration des efforts dans certains poteaux.
- ✓ Le nombre important des décrochements a favorisé la présence de torsion.
- ✓ L'utilisation des voiles aux extrémités du bâtiment a permis de réduire considérablement l'effet de la torsion.
- ✓ Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

- ✓ RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes;
- ✓ BAEL99 : Béton armé aux états limites;
- ✓ CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé;
- ✓ DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation;

Livres :

- ✓ calcul des ouvrages béton armé (M.Y.CHERAIT);
- ✓ Calcul des structures en béton armé (Belazougui).

Cours :

- ✓ Résistance des matériaux ;
- ✓ Béton armé ;
- ✓ Dynamique des structures;
- ✓ Cours de bâtiment.

Thèses :

Mémoires de fin d'étude.

Logiciels et programmes :

- ✓ AUTOCAD 2011(Dessin);
- ✓ SAP 2000 V14 (Analyse des structures);
- ✓ Office 2007 (Traitement de texte, calcul...etc.).

ANNEXE A

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

ANNEXE B

SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armatures de diamètre ϕ en mm.

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

ANNEXE C

$$\rho = 0.8$$

$\frac{y}{x}$ \ $\frac{u}{x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
Valeurs de M_1	0,0	—	0,250	0,200	0,168	0,144	0,126	0,110	0,099	0,089	0,081	0,077
	0,1	0,320	0,235	0,194	0,166	0,143	0,125	0,109	0,098	0,088	0,081	0,077
	0,2	0,257	0,216	0,184	0,160	0,140	0,123	0,108	0,097	0,088	0,079	0,075
	0,3	0,225	0,198	0,172	0,152	0,134	0,118	0,104	0,094	0,086	0,078	0,073
	0,4	0,203	0,181	0,160	0,142	0,126	0,112	0,100	0,090	0,082	0,076	0,069
	0,5	0,184	0,166	0,148	0,132	0,117	0,105	0,095	0,086	0,078	0,073	0,066
	0,6	0,167	0,151	0,135	0,122	0,109	0,098	0,089	0,082	0,074	0,068	0,061
	0,7	0,150	0,137	0,123	0,112	0,101	0,093	0,084	0,076	0,069	0,063	0,057
	0,8	0,135	0,124	0,113	0,103	0,094	0,086	0,078	0,071	0,064	0,058	0,053
	0,9	0,124	0,114	0,104	0,095	0,087	0,079	0,072	0,065	0,059	0,054	0,049
	1,0	0,113	0,105	0,096	0,087	0,079	0,072	0,066	0,059	0,054	0,049	0,045
Valeurs de M_2	0,0	—	0,282	0,231	0,199	0,175	0,156	0,141	0,129	0,116	0,105	0,095
	0,1	0,227	0,196	0,174	0,159	0,145	0,133	0,121	0,111	0,102	0,093	0,083
	0,2	0,160	0,150	0,139	0,129	0,120	0,109	0,103	0,096	0,087	0,079	0,070
	0,3	0,128	0,122	0,114	0,107	0,101	0,094	0,088	0,082	0,075	0,068	0,061
	0,4	0,107	0,102	0,097	0,091	0,086	0,081	0,076	0,071	0,066	0,059	0,058
	0,5	0,090	0,087	0,083	0,078	0,074	0,071	0,067	0,063	0,057	0,053	0,047
	0,6	0,079	0,076	0,073	0,069	0,066	0,063	0,058	0,055	0,051	0,047	0,043
	0,7	0,069	0,067	0,064	0,062	0,058	0,056	0,052	0,048	0,045	0,042	0,038
	0,8	0,062	0,059	0,057	0,054	0,052	0,049	0,046	0,043	0,040	0,037	0,033
	0,9	0,055	0,053	0,051	0,048	0,046	0,044	0,042	0,038	0,036	0,033	0,029
	1,0	0,049	0,047	0,046	0,044	0,041	0,038	0,036	0,034	0,032	0,028	0,027

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1$$

$\frac{l_x}{l_y}$ \ / \ $\frac{h}{x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,0	—	0,224	0,169	0,140	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,300	0,210	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,160	0,135	0,116	0,102	0,090	0,081	0,073	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,100	0,090	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,160	0,140	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,040
1,0	0,110	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,050	0,047	0,041	0,030

ANNEXE C

$$\rho = 0.8$$

$\frac{y}{x}$ \ $\frac{u}{x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
Valeurs de M_1	0,0	—	0,250	0,200	0,168	0,144	0,126	0,110	0,099	0,089	0,081	0,077
	0,1	0,320	0,235	0,194	0,166	0,143	0,125	0,109	0,098	0,088	0,081	0,077
	0,2	0,257	0,216	0,184	0,160	0,140	0,123	0,108	0,097	0,088	0,079	0,075
	0,3	0,225	0,198	0,172	0,152	0,134	0,118	0,104	0,094	0,086	0,078	0,073
	0,4	0,203	0,181	0,160	0,142	0,126	0,112	0,100	0,090	0,082	0,076	0,069
	0,5	0,184	0,166	0,148	0,132	0,117	0,105	0,095	0,086	0,078	0,073	0,066
	0,6	0,167	0,151	0,135	0,122	0,109	0,098	0,089	0,082	0,074	0,068	0,061
	0,7	0,150	0,137	0,123	0,112	0,101	0,093	0,084	0,076	0,069	0,063	0,057
	0,8	0,135	0,124	0,113	0,103	0,094	0,086	0,078	0,071	0,064	0,058	0,053
	0,9	0,124	0,114	0,104	0,095	0,087	0,079	0,072	0,065	0,059	0,054	0,049
	1,0	0,113	0,105	0,096	0,087	0,079	0,072	0,066	0,059	0,054	0,049	0,045
Valeurs de M_2	0,0	—	0,282	0,231	0,199	0,175	0,156	0,141	0,129	0,116	0,105	0,095
	0,1	0,227	0,196	0,174	0,159	0,145	0,133	0,121	0,111	0,102	0,093	0,083
	0,2	0,160	0,150	0,139	0,129	0,120	0,109	0,103	0,096	0,087	0,079	0,070
	0,3	0,128	0,122	0,114	0,107	0,101	0,094	0,088	0,082	0,075	0,068	0,061
	0,4	0,107	0,102	0,097	0,091	0,086	0,081	0,076	0,071	0,066	0,059	0,058
	0,5	0,090	0,087	0,083	0,078	0,074	0,071	0,067	0,063	0,057	0,053	0,047
	0,6	0,079	0,076	0,073	0,069	0,066	0,063	0,058	0,055	0,051	0,047	0,043
	0,7	0,069	0,067	0,064	0,062	0,058	0,056	0,052	0,048	0,045	0,042	0,038
	0,8	0,062	0,059	0,057	0,054	0,052	0,049	0,046	0,043	0,040	0,037	0,033
	0,9	0,055	0,053	0,051	0,048	0,046	0,044	0,042	0,038	0,036	0,033	0,029
	1,0	0,049	0,047	0,046	0,044	0,041	0,038	0,036	0,034	0,032	0,028	0,027