



République Algérienne Démocratique et Populaire
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
Ministère de l'Enseignement Supérieur



et de la Recherche Scientifique

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Université Djilali Bounaama Khemis Miliana

Faculté des Sciences et de la Technologie Département de la Technologie

Filière : Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention d'un diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures

Thème

***l'effet simultanément du coefficient de comportement
et classe du site sur le comportement dynamique
d'un bâtiment (RDC+06) en Béton Arme
à usage d'habitation***

Réalisé par:

- AGGOUN Moussa*
- NECER Redhouane*

Membre de jury:

- Président de jury : Hadj sadouk sid ahmed*
- Encadreur : Dr Mezidi Amar*
- Examineur : Dr MERABTI Salem.*

Promotion 2022-2023

Remerciement

Je voudrais remercier ALLAH Tout-Puissant qui a donné la force et la patience de faire ce travail humble.

Nos vifs remerciements vont aussi à notre encadreur : Dr.MEZIDI Amar et Dr.BEN YAMINA Smain , Nous les remercions également pour leur aide efficace, qui a été très précieuse pour nous en tant qu'étudiants.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Tous les enseignants de filière de génie civil de l'université de Djilali Bounaama Khemis Miliana.

Nous remercions tous les personnes qui ont contribué de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.

Dédicace

*A mes chers défunts parents
Pour tous leurs sacrifices, amour,
Tendresse et leurs soutien et prières tout au long de mes études
A ma belle-mère et ma petite sœur anfal assil
Pour leur encouragements permanent et soutien moral
A toute ma famille qui porte le nom necer et otmani
A mes chers frères : Abderrahman, farouk, kheirdinne.
mohamed, hamada, Hakim et tous mes amis dont je n'ai pas citer lei
noms*

*A ma promotion de Génie civil
Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués et le fruit
de votre soutien infaillible merci d'être toujours là pour moi*

Radhon

Dédicace

A ma mère Allah yerhamha

*Quoi je fasse ou que je dise je ne serais point te remercier
comme il faut tu es toujours ma source de force*

A mon très cher père

*Pour son soutien, patience et l'encouragement durant mon
parcours scolaire A toute ma famille qui porte le nom*

Aggoun et Zhellas

A tous mes amis A ma promotion de Génie civil

A tous mes chers frères

*Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant
allégués et de le fuit de votre soutien infailible Merci d'être
toujours là pour moi*

Moussa

ملخص :

الغرض من هذا العمل هو دراسة التأثير المتزامن لنظام التدعيم و فئة الموقع على السلوك الديناميكي لمبنى (RDC+6) من الخرسانة المسلحة للاستخدام السكني، الواقعة في الجزائر العاصمة والتي تعتبر منطقة ذات طابع زلزالي عالي (المنطقة الثالثة) .

لتحقيق هذا الهدف و باستخدام برنامج ETABS ومعايير الاستقرار المطلوبة بموجب قواعد الزلازل الجزائرية RPA99 / الإصدار 2003 ، مع استخدام نوعين من المواقع (موقع صلب ،موقع لين) و ثلاثة أنظمة تقوية (2,4b,4a) والتنوع بينها ، على بناية ذات جدران اسمنتية.

تم تقوية العناصر الهيكلية بواسطة برنامج التعزيز SOCOTEC ، وتم تقوية الجدران الاسمنتية و العناصر غير الهيكلية يدويا.

النتائج التي تم التوصل اليها أعطت تأثيرا مباشرا للموقع و معامل نظام التدعيم على الاستجابات الزلزالية لهذا المبنى .

الكلمات المفتاحية : فئة الموقع ، جدران اسمنتية ، لنظام التدعيم ، معامل نظام التدعيم.

Summary:

The purpose of this work is to study the simultaneous effect of the bracing system and the site class on the dynamic behavior of a reinforced concrete building (ground floor + 6) for residential use located in Algiers considered as a zone of high seismicity (area III)

To achieve this objective and using ETABS software and the stability criteria required by the Algerian seismic rules RPA99 / version 2003, two types of site (firm site, loose site) and three bracing systems (2, 4a, 4b) were varied for a building braced by walls .

The reinforcement of the structural elements was carried out by the SOCOTEC logi, and the reinforcement of the walls and non-structural elements was done manually.

The results found give the direct effect of the sites and the behavior coefficient on the seismic responses of this building.

Key words: site class, bracing system, walls, behaviour coefficient

Résumé :

Le but de ce travail est étudier l'effet simultanément du système de contreventement et de la classe de site sur le comportement dynamique d'un bâtiment (RDC+6) en béton armé à usage d'habitations implanté à Alger considéré comme une zone de forte sismicité (zone III)

Pour atteindre cet objectif et à l'aide de logiciel ETABS et les critères de stabilité requises par les règles parasismiques algériennes RPA99/ version 2003, deux types de site (site ferme « 2 », Site meuble « 3 ») et trois systèmes de contreventement (2, 4a , 4b) ont été variés pour un bâtiment contreventé par des voiles en béton armé

Le ferrailage des éléments de la structure a été mené par le logiciel de ferrailage SOCOTEC, et le ferrailage des voiles et des éléments non structuraux a été fait manuellement.

Les résultats trouvés donner l'effet direct des classes de sites et le coefficient de comportement sur les réponses sismiques de ce bâtiment.

Les mots Clé : type de site, voiles, système de contreventement, le coefficient de comportement R

Sommaire

Remerciement	
Dédicace	
Liste de tableaux	
Liste des figures	
Liste des symboles	
Introduction générale	
Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage et hypothèse de calcul	
1. Introduction	
1.1. Présentation de l'ouvrage	
1.1.1. Caractéristiques De L'ouvrage	
1.1.2. Classification du bâtiment:	
1.2 .Eléments de l'ouvrage	
1.3. Caractéristiques Des Matériaux	
1.4. Hypothèses de calcul	
Chapitre 2 : Pré dimensionnement de l'ouvrage	
2.1. Introduction	
2.2. Pré dimensionnement des planchers	
2.2.3.2. Dalle pleine	
2.3 .Evaluation du charges	
2.3.1. Plancher terrasse inaccessible	
2.3.2. Plancher étage courant	
2.3.2.1. Dalle pleine	
2.3.3. Maçonnerie	
2.4. Acrotère	
2.5. Les composants d'escalier	
2.6. Dalle machine	
2.7 . Les portiques	
2.7.1. Les poutres	
2.8. Les poteaux	
2.9. Les Voiles	
Chapitre 3 : Calcul des éléments non structuraux	
3.1.Introduction	
3.2. Acrotère	
3.3. Etude des planchers	
3.4 Etude des balcons	
3.5. Escalier	

3.6 Poutre palière	
3.7 Etude De La Dalle Machine	
Chapitre 4 : étude dynamique	
4.1. Présentation du logiciel ETABS	
4.2. Fonctionnalités	
4.3. Etude sismique	
4.4. Calcule et présentations des résultats	
4.4.1. Modèle 1	
4.4.2. Vérification de la résultante des forces sismiques	
4.4.3. Vérification des déplacements	
4.4.4. Vérification de participation massique	
4.5. Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	
4.6. Vérification de l'effort normal réduit	
Chapitre 5 : ferrailage des éléments structuraux	
5.1.Introduction	
5.2.Ferrailage des poteaux	
5.3. Ferrailage des poutres	
5.4. Les voile	
5.5.Calcul des linteaux	
Chapitre 6 : Etude de fondation	
6.1. Introduction	
6.2. Fonctions assurées par les fondations	
6.3. Classification des fondations	
6.4. Calcul Des Fondations	
6.5. Ferrailage des Longrines	
6.6. Voile périphérique	
6.7. Semelles isolées	
6.8. Semelles filantes	
6.9. Radier général	
6.10. Nervures :	
6.11. Ferrailage du radier	
6.12. Ferrailage des débords	
Chapitre 7 : Partie de Recherche	
7.1. Introduction	
7.2. Effet du coefficient de comportement et la Class de site sur les Participations massiques.	

7.3.Effet dû le coefficient de comportement et là Class de site sur les résultantes déplacements.	
7.4. Effet dû le coefficient de comportement et là Class de site vis-à-vis de l'effet P- Δ .	
7.5. Effet dû le coefficient de comportement et la Class de la stabilité vis-à-vis le renversement.	
Conclusion Générale	
Bibliographie	
Annexe	

Liste de figure

- Figure 1.1 : Schéma des murs intérieurs et extérieurs
- Figure 1.2 : diagramme contraintes-déformations à l'ELU
- Figure 1.3 : diagramme contraintes-déformation à l'ELS
- Figure 1.4 : Diagramme de contrainte – déformation
- Figure 2.1 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.
- Figure 2.2: coupe plancher terrasse inaccessible.
- Figure 2.3 : coupe plancher étage courant
- Figure 2.4: coupe de mur extérieur.
- Figure 2.5 : Schéma statique de l'acrotère
- Figure 2.6 : Les composants d'escalier
- Figure 2.7 : Schéma statique d'escalier
- Figure 2.8 : Image de l'ascenseur
- Figure 2.9 : Forme du poteau central.
- Figure 2.10: Surface revenante au poteau centrale.
- Figure 2.11: Section réduite du poteau.
- Figure 2.12 : Coupe de voile en élévation
- Figure 3.1 : la section de l'acrotère pour ferrailage
- Figure 3.2 : position de Centre de pression
- Figure 3.3 : Ferrailage de l'acrotère
- Figure 3.4 : Plancher en corps Creux.
- Figure 3.5 : Corps Creux.
- Figure 3.6 : Schéma d'une poutrelle
- Figure 3.7 : dimensions de la poutrelle
- Figure 3.8. Schéma statique des poutrelles à six travées.
- Figure 3.9 : Schéma statique des poutrelles à trois travées.
- Figure 3.10 Ferrailage des poutrelles
- Figure 3.11 : Disposition constructive des armatures de la table de compression
- Figure 3.12 : Schéma statique du balcon
- Figure 3.13: Dimension de balcon
- Figure 3.14 : ferrailage de balcon
- Figure 3.15 : Schéma statique d'escalier
- Figure 3.16 : Charge revenant aux escaliers
- Figure 3.17 : Diagramme de T à L'ELU

Figure 3.18 : Diagramme de M_{Fa} à L'ELU

Figure 3.19 : Diagramme de T à L'ELS

Figure 3.20 : Diagramme de M_{Fa} à L'ELS

Figure 3.21 : Schéma du Ferrailage des escaliers.

Figure 3.22 : Schéma du Ferrailage des escaliers (vue en élévation)

Figure 3.23 : Chargement de la poutre palière

Figure 3.24: Diagramme des efforts interne à L'E.L.U

Figure 3.25 : Diagramme des efforts interne à L'E.L.S

Figure 3.26 : Ferrailage de la poutre palière en appuis

Figure 3.27 : Ferrailage de la poutre palière en travée

Figure 4.1 : Spectre de réponse de la structure

Figure 4.2 : model avec voile

Figure 4.3 : model 3D avec voile

Figure 4.4 :Comportement des trois premiers modes du deuxième modèle

Figure 4.5 : Evaluation des effets du second ordre

Figure 4.6 : Schéma du renversement

Figure 5.1 : Zone nodale

Figure 5.2 : Sollicitation due aux voiles

Figure 5.3 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

Figure 5.4: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Figure 5.5 : Vue en plan du disposition des voiles

Figure 5.6 : Vue en plan du voile plein en U

Figure 5.7 : calcul de la contrainte

Figure 5.8 : Schéma ferrailage de voile

Figure 5.9 : Vue en plan du voile plein en L

Figure 5.10 : calcul de la contrainte

Figure 5.11 : Schéma ferrailage de voile en L

Figure 5.12 : Schéma de ferrailage du linteau.

Figure 6.1: Ferrailage de longrine.

Figure 6.2 : Ferrailage de voile périphérique

Figure 6.3. Dimensions de la semelle isolée

Figure 6.4.Semelle filante.

Figure 6.5 : Disposition des nervures par rapport au radier et poteau

Figure 6.6 : Schéma de transmission des charges

Figure 6.7: Schéma du radier sous SOCOTEC

Figure 6.8. Contraintes sous le radier

Figure 6. 9: vue en plan des dimensions du panneau le plus sollicité

Figure 6. 10: ferrailage de la dalle du radier

Figure 6. 11: Ferrailage des nervures sensé X-X

Figure 6. 12: Ferrailage des nervures sensé Y-Y

Figure .6.13. : Représentation schématique de débord

Figure .7.1 la résultante des forces sismique dans le sens X

Figure .7.2.la résultante des forces sismique dans le sens Y

Figure .7.3 la résultante du déplacements inter-étages dans le sens X

Figure .7.4 la résultante des déplacements inter-étages dans le sens y

Figure .7.5 la résultante de l'effet P- Δ sens X

Figure .7.6 la résultante de l'effet P- Δ sens Y

figures 7. 7 . la résultante de renversement selon les deux directions X et Y

Liste des tableaux

- Tableau 1.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers
- Tableau 2.1: Les charges permanentes terrasse inaccessible
- Tableau 2.2: Les charges permanentes étage courant
- Tableau 2.3 : Charges permanente et surcharge du plancher en dalle pleine.
- Tableau 2.4 : Les charges permanentes de mur extérieur.
- Tableau 2.5 : Charges permanente du mur intérieur.
- Tableau 2.6 : Charge permanente palier.
- Tableau 2.7: Dégression des charges d'exploitation.
- Tableau 2.8 : Charges d'exploitation des éléments
- Tableau 2.9 : Valeurs de différents chargements de la dalle machine.
- Tableau 2.10 : Charge permanente palliasse .
- Tableau 2.11 : Résultat de la loi de dégression de notre bâtiment.
- Tableau 2.12 : Dimensions de poteau central
- Tableau 3.1 : Calcul des efforts internes des poutrelles à ELU
- Tableau 3.2 : Calcul des efforts internes des poutrelles à ELS
- Tableau 3.3 : Calcul des efforts internes des poutrelles à ELS
- Tableau 3.4 : Calcul des efforts internes des poutrelles à ELU
- Tableau 3.5 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée
- Tableau 3.6 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis
- Tableau 3.7: Charge permanente et surcharge des planchers courants en dalle pleine [3]
- Tableau 3.8: Valeur de coef m
- Tableau 3.9 : Caractéristiques géométriques et mécaniques
- Tableau 3.10 : Tableau récapitulatif dus ferrailage en travée (sens Lx).
- Tableau 3.11 Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Ly).
- Tableau 3.12 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.
- Tableau 3.13 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis.
- Tableau 4.1. : Facteur de qualité Q de la structure [1]
- Tableau 4.2. : Récapitule les paramètres sismiques retenus pour notre bâtiment. [1]
- Tableau 4.3: Calcul de la force sismique.
- Tableau 4.4 : Vérification de la résultante des forces sismique de calcul.
- Tableau 4.5 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X
- Tableau 4.6 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y
- Tableau 4.7 : Pourcentage de participation massique.
- Tableau 4.8: Vérification de l'effet P- Δ sens X

Tableau 4.9 : Vérification de l'effet P- Δ sens Y

Tableau 4.10 : Vérification du coefficient du comportement dans le sens Verticale

Tableau 4.11 : Vérification du coefficient du comportement dans le sens X

Tableau 4.12 : Vérification du coefficient du comportement dans le sens Y

Tableau 4.13: calcul du moment stabilisant

Tableau 4.14 : vérification du renversement

Tableau 4.15: Vérification l'effort normal réduit

Tableau 5.1 : As min RPA

Tableau 5.2 : Section d'armatures des poteaux sous (N max , M corr).

Tableau 5.3 : Section d'armatures des poteaux sous (Mmax , N corr).

Tableau 5.4 : Section d'armatures des poteaux sous (N min, M corr).

Tableau 5.5 : Section d'armatures des poteaux sous (Nmax , M corr).

Tableau 5.6 : Section d'armatures des poteaux sous (Mmax ,N corr).

Tableau 5.7 : Section d'armatures des poteaux sous (N_{min}, M_{corr})

Tableau 5.8 : Section d'armatures des poteaux sous (Nmax , M corr).

Tableau 5.9 : Section d'armatures des poteaux sous (Mmax , N corr).

Tableau 5.10 : Section d'armatures des poteaux sous (Nmin , M corr).

Tableau 5.11 : Section d'armatures des poteaux sous (Nmax , M corr).

Tableau 5.12 : Section d'armatures des poteaux sous (Mmax , N corr).

Tableau 5.13 : Section d'armatures des poteaux sous (Nmin , M corr).

Tableau 5.14 : Ferrailage des poteaux en

Tableau 5.15 : Vérifications des contraintes sous (Nmax, Mcorr).

Tableau 5.16 : Vérifications des contraintes sous (Mmax , N corr).

Tableau 5.17 : Vérification de contrainte de cisaillement des poteaux

Tableau 5.18 : Espacement maximale selon RPA99 /Version 2003 en Zone III

Tableau 5.19 : Choix d'armatures transversales des poteaux en Zone III .

Tableau 5.20 : Schéma de ferrailage des poteaux en Zone III

Tableau 5.21 : Caractéristiques géométriques des poutres

Tableau 5.22 : Ferrailage des poutres porteuse (situation durable).

Tableau 5.23 : Ferrailage des poutres porteuse (situation accidentelle).

Tableau 5.24 : Ferrailage des poutres non porteuse (situation durable)

Tableau 5.25 : Ferrailage des poutres non porteuse (situation accidentelle).

Tableau 5.26 : Choix des armatures pour les poutres principales.

Tableau 5.27 : Ferrailage des poutres porteuse (situation accidentelle).

Tableau 5.28 : Ferrailage des poutres non porteuse (situation durable).

Tableau 5.29 : Ferrailage des poutres non porteuse Zone III (situation accidentelle).

Tableau 5.30 : Vérification des Condition de non fragilité.

Tableau 5.31 : Vérification des pouters porteuse a L'ELS.

Tableau 5.32 : Vérification des pouters non porteuse a L'ELS.

Tableau 5.33 : Vérification de l'effort tranchant.

Tableau 5.34 : Les armatures transversals.

Tableau 5.35 : Caractéristiques des poutres.

Tableau 5.36 : Ferrailage des pouters non porteuse.

Tableau 5.37 : Ferrailage des poutres porteuse.

Tableau 5.38: Caractéristiques géométriques et sollicitations des voile.

Tableau 5.39 : Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q+E)

Tableau 5.40 : Effort et sections d'armature dans les voiles.

Tableau 5.41 : Choix d'armature des voiles.

Tableau 5.42 : Choix de ferrailage des poteaux liés aux voiles.

Tableau 5.43 : Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles.

Tableau 6.1: Coefficient de la zone sismique et de la catégorie de site.

Tableau 6.2 : Choix d'armatures de la longrine.

Tableau : 6.3 : effort normal appliquée sur les fondations

Tableau 6.4.La section des semelles filantes sont présentées

Tableau 6.5. Sections des semelles filantes sens y-y

Tableau 6.6 : Vérification des contraintes

Tableau 6.7: Vérification de soulèvement

Tableau 6. 8: récapitulatifs des moments ULU

Tableau 6. 9: récapitulatifs des moments ELS

Tableau 6. 10: choix des armatures

Tableau 6. 11: vérification des contraintes

Tableau 6.12 : Redimensionnement des sections d'armatures

Tableau 6. 13: vérification des contraintes

Tableau: 6.14: Ferrailage des nervures suivant x-x.

Tableau 6.15. Ferrailage des nervures suivant y-y.

Tableau 6. 16: vérification des contraintes

Tableau 6. 17: vérification des contraintes avec les neveux choix

Tableau 6.18. Espacement des armatures transversales

Tableau 6.19. Choix des armatures transversales.

Tableau 6.20. Ferrailage des débords

Tableau 6.21. Vérifications des contraintes du béton et d'acier

Tableau 7.1: Participation massique en fonction du coefficient de comportement et là Class de site :

Tableau7.2: Calcul de la force sismique. (R=3.5)

Tableau 7.3: de la résultante des forces sismique de calcul. (R=3.5)

Tableau7.3: Calcul de la force sismique (R=4)

Tableau 7.4: de la résultante des forces sismique de calcul. (R=4)

Tableau 7.5: Calcul de la force sismique. (R=5)

Tableau 7.6: de la résultante des forces sismique de calcul. (R=5)

Tableau 7.7: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X(Site 2) (R=3.5)

Tableau 7.8: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y(Site 2) (R=3.5)

Tableau 7.9: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (Site 3) (R=3.5)

Tableau 7.10: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y(Site 3) (R=3.5)

Tableau 7.11: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X(Site2) (R=4)

Tableau 7.12: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X(Site3) (R=4)

Tableau 7.13: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y(Site3) (R=4)

Tableau 7.14: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y(Site2) (R=4)

Tableau 7.15: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X(Site2) (R=5)

Tableau 7.16Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X(Site3) (R=5)

Tableau 7.17: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y(Site3) (R=5)

Tableau 7.18: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y(Site2) (R=5)

Tableau 7.19: Vérification de l'effet P- Δ sens X site 2

Tableau 7.20: Vérification de l'effet P- Δ sens Y site 2

Tableau 7.21Vérification de l'effet P- Δ sens X site 3

Tableau 7.22: Vérification de l'effet P- Δ sens Y site 3

Tableau 7.23: Vérification de l'effet P- Δ sens X site 2

Tableau 7.24: Vérification de l'effet P- Δ sens Y site 2

Tableau 7.25: Vérification de l'effet P- Δ sens X site 3

Tableau 7.26: Vérification de l'effet P- Δ sens Y site 3

Tableau 7.27: Vérification de l'effet P- Δ sens X site 2

Tableau 7.28: Vérification de l'effet P- Δ sens Y site 2

Tableau 7.29: Vérification de l'effet P- Δ sens X site 3

Tableau 7.30: Vérification de l'effet P- Δ sens Y site 3

Tableau 7.31: vérification du renversement site2

Tableau 7.32: vérification du renversement site3

Tableau 7.33: vérification du renversement site2

Tableau 7.34: vérification du renversement site3

Tableau 7.35: vérification du renversement site2

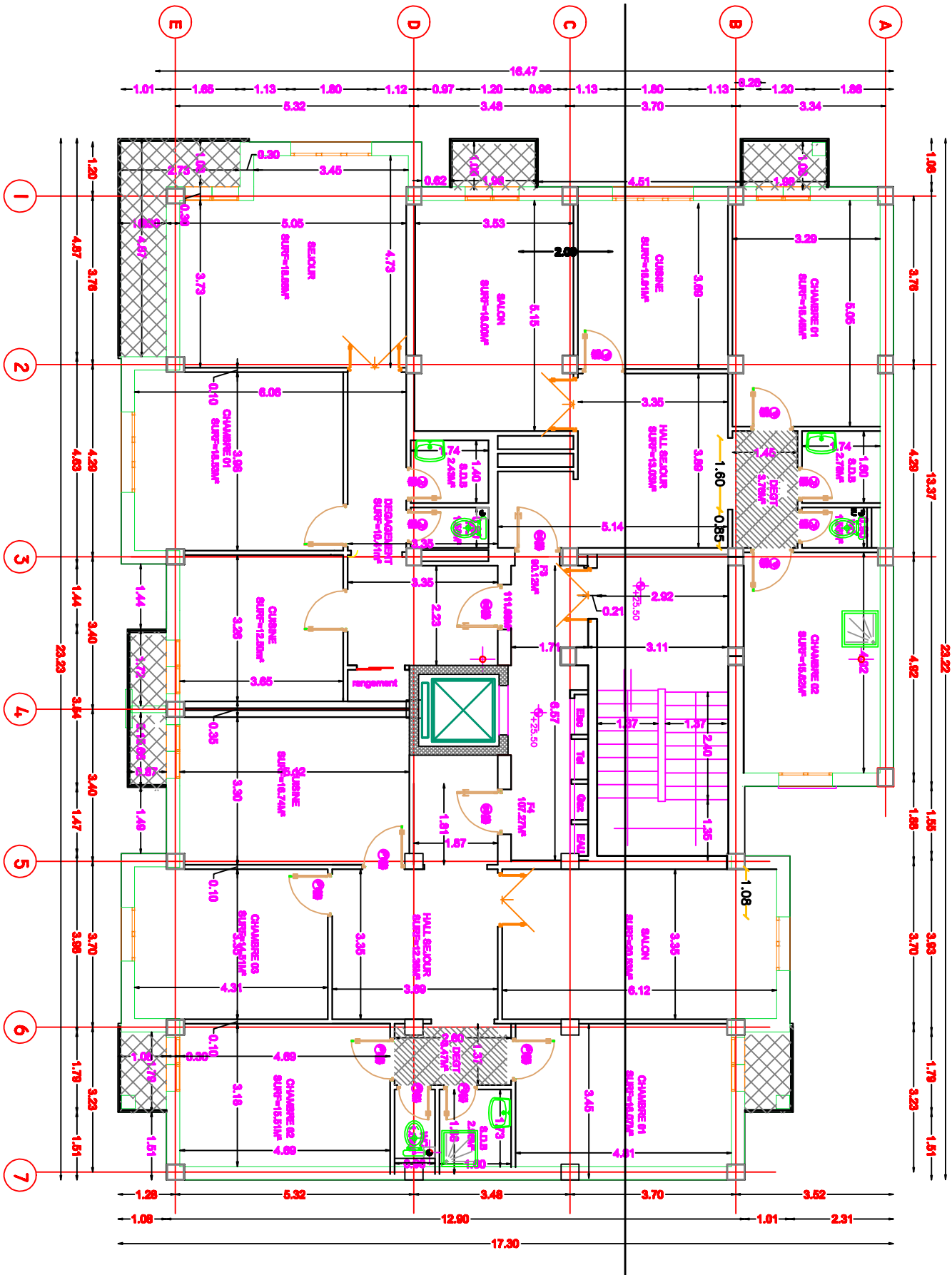
Tableau 7.36: vérification du renversement site3

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant à la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.

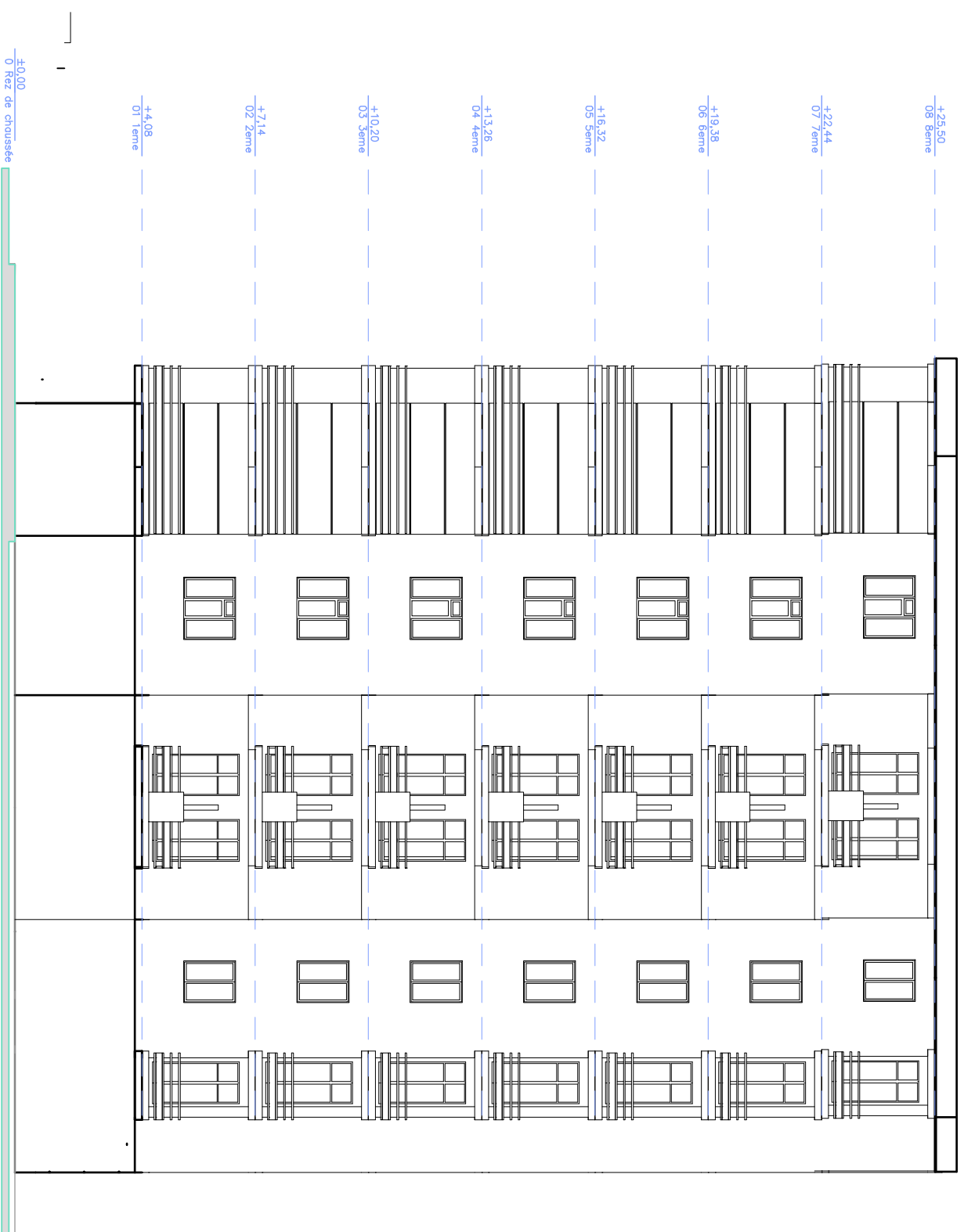
- L_f : Longueur de flambement.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

VUE EN PLAN ETAGE COURANT 1/50





FACADE SOCONDAIRE ECHELLE 1/50



FACADE PRINCIPALE (01) ECHELLE 1/50



Introduction Générale



Introduction Générale

Le génie civil représente l'ensemble des techniques de construction civile. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la construction, de l'exploitation et de la réhabilitation des ouvrages et infrastructures qu'ils gèrent pour répondre aux besoins de la société tout en assurant la sécurité des personnes et la protection de l'environnement.

Le calcul et la conception de la structure doivent tenir compte de sa durée de vie prévue et de son coût afin de la maintenir apte à l'usage auquel elle est destinée.

Les calculs de structure ont trois objectifs ; la structure doit être sécurisée c'est à dire chacun exige la sécurité dans les structures qu'il occupe et l'ouvrage doit être économique, (soit du point de vue du coût de construction, soit du point de vue du coût d'entretien à long terme) et bien sur le confort des usagers.

Afin de répondre aux exigences qui viennent d'être énoncées, les matériaux doivent être correctement sélectionnés, la conception, les dimensions et les détails de construction appropriés doivent être définis, et les procédures de contrôle appropriées au projet en question doivent être spécifiées, pendant les phases de conception et d'exécution.

Pour cela, les normes en vigueur et les règles propres à chaque pays doivent être respectées.

Dans le cadre de ce projet, nous allons essayer de traiter l'effet de changement simultanément du système de contreventement et de la classe du site sur le comportement dynamique d'un bâtiment (RDC+06) en BA a usage d'habitation

L'étude de ce projet s'effectue selon les différentes étapes suivantes :

D'après une introduction générale, notre travail est structurée :

Le premier chapitre présente l'ouvrage étudié et leurs caractéristiques géométriques, les propriétés mécaniques du matériau (acier-béton) ainsi que les différentes hypothèses de calcul utilisées en béton armé.

Le deuxième chapitre comporte le pré dimensionnement des éléments structuraux et des éléments non structuraux, de l'évaluation des charges et surcharges.

Le calcul des éléments non structuraux (acrotère, balcon, escaliers, planchers, ascenseur et dalle plein) est présenté au chapitre 3.

Une étude dynamique, à l'aide du logiciel ETABS version 9.6.0, est l'objet du quatrième chapitre.

Le cinquième chapitre présente le calcul et ferrailage des éléments structuraux (poutres, poteaux et voiles).

Introduction Générale

Le choix et le calcul de ferrailage de type de fondation choisi pour notre structure, sera le sixième chapitre

Le dernier chapitre est une partie recherche changement simultanément du système de contreventement et de la classe du site sur le comportement dynamique d'un bâtiment

Nous finalisons notre travail par une conclusion générale.



CHAPITRE 1

Présentation de l'ouvrage et hypothèse de calcul



1. Introduction

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à savoir :

- Ses caractéristiques géométriques (longueur, largeur et hauteur totale de bâtiment),
- Ses éléments constitutifs : éléments structuraux et non structuraux,
- Les caractéristiques des matériaux composants l'ouvrage.

1.1. Présentation de l'ouvrage

Le projet d'étude en question est structure en béton armé d'un bâtiment en R+6 à usage d'habitation

L'ouvrage sera implanté a willaya d'Alger qui est classée comme zone de forte sismicité (**Zone III**) selon le classement des zones établi par les Règles Parasismique Algérien (**RPA 99 version versions 2003**)[1].

Notre bâtiment à une forme irrégulière en plan, il comporte :

- Un Rez-de-chaussée à usage d'habitation.
- Le premier à 6ème étages à usage d'habitation.

1.1.1. Caractéristiques De L'ouvrage

a. Dimensions en élévation

* Hauteur totale (superstructure).....	21 ,42m.
* Hauteur RDC.....	3.06 m.
* Hauteur de 1 ^{ème} étage courant.....	3.06 m.
* Hauteur de 2 ^{ème} étage courant.....	3,06 m.
* Hauteur de 3 ^{ème} étage courant.....	3,06 m.
* Hauteur de 4 ^{ème} étage courant.....	3.06 m.
* Hauteur de 5 ^{ème} étage courant.....	3,06 m.
* Hauteur de 6 ^{ème} étage courant.....	3,06 m.

b. Dimensions en plan

* Largeur en plan (suivant X-X')	22,22m.
* Longueur en plan (suivant Y-Y').....	16,47m.

1.1.2. Classification du bâtiment:

Le projet est un ouvrage classé dans le « groupe 2 », car il est à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48m selon RPA 99. [1]

1.2 .Eléments de l'ouvrage

1.2.1. Ossature

Le bâtiment est constitué par des portiques poteaux-poutres en béton armé et des voiles de contreventement suivant les deux sens. Le système de contreventement du bâtiment est un système de « contreventement assuré par voiles porteuse »

1.2.2. Plancher

Les planchers sont des éléments horizontaux limitant les différents niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Ils doivent être conçus d'une façon à :

- Supporter leurs poids propres et les surcharges,
- Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages,
- Transmettre les efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement,

Dans notre projet les planchers sont constitués de corps creux et des dalles pleines.

1.2.3. Escaliers

La structure comporte un seul (01) type d'escaliers Escaliers : servent à relier les planchers de tous les étages, avec deux volé et une palée derepos.

1.2.4. Maçonnerie

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en brique creuse.

➤ Murs extérieurs (façade)

Ils sont constitués en double parois de briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

➤ Murs intérieurs (cloisons)

Ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

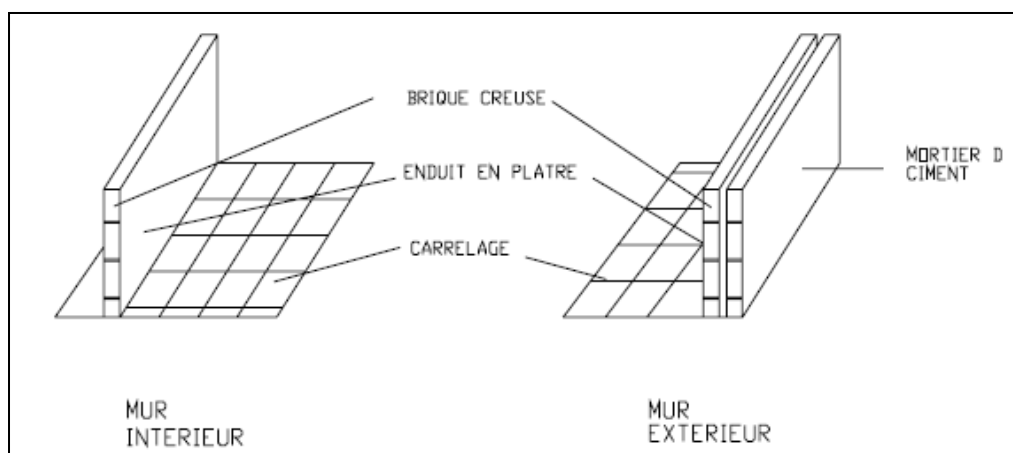


Figure 1.1: Schéma des murs intérieurs et extérieurs

1.2.5. Ascenseur: L'ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble.

1.2.6. Revêtement

- Céramiques recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- Carrelage de 2 cm pour différents planchers et escalier.
- Enduit de plâtre pour les cloisons et plafonds ($e = 2$ cm).
- Mortier de ciment pour le crépissage des façades extérieures.

1.2.7. L'acrotère

Au niveau de terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm d'hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

1.2.8. Coffrage

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles, de façon à faire limiter le temps d'exécution et un coffrage classique en bois pour les portiques.

1.2.9. Fondations

a-Définition

On appelle fondation la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage.

b -Fonctions des fondations

Reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

c- Différents types de fondations

- Les fondations superficielles

Lorsque les couches de terrain capables de reprendre l'ouvrage sont à faible profondeur :

Semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.

d- Facteurs de choix de type de fondation

- **La nature de l'ouvrage à fonder** : pont, bâtiment d'habitation,...

- **La nature du terrain** : connaissance du terrain par sondages et définition des

Caractéristiques.

▪ Pour notre structure on a un **Radier Générale**

- **Le site** : urbain ; montagne, bord de mer,...

- **La mise en œuvre des fondations** : terrain sec, présence de l'eau,...

1.3. Caractéristiques Des Matériaux

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

1.3.1. Béton

Le béton est un matériau composite aggloméré constitué d'une partie inerte appelée couramment granulats, et d'une partie active liant (ciment).

a. Caractéristiques Physique et Mécaniques du Béton

➤ Masse Volumique

La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m³. Cette masse volumique peut augmenter avec la mode de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une masse volumique de 2500 Kg/m³

➤ Coefficient de dilatation α

Sa valeur moyenne est sensiblement la même pour les deux matériaux :

- Pour l'acier ($\alpha = 11 \times 10^{-6}$).
- Pour le béton ($\alpha = 10 \times 10^{-6}$).

➤ Retrait Hygrométrique

Au cours de sa vie les bétons subit une variation de son volume lorsque le béton conserve dans une atmosphère séchée, il diminue de volume c'est le retrait.

➤ Résistances caractéristiques

• Résistance à la compression :

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours notée f_{c28} . (le béton tendu est négligé par hypothèse).

La résistance du béton utilisé est de **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**

Cette caractéristique est déterminée en laboratoire par des essais de compression sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16cm de diamètre et 32cm de hauteur)

• Résistance à la traction

Cette dernière est notée f_{tj} et elle est égale à :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

b. Contraintes limites**b.1 état limite ultime**

Est notée f_{bu} tel que

$$f_{bu} = \frac{m \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

m : Coefficient de minoration a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton :

- $m = 0.85$ pour une section rectangulaire ou en T.
- $m = 0.8$ pour une section circulaire ou trapézoïde.

γ_b : coefficient de sécurité de béton :

- $\gamma_b = 1,5$ dans le cas des situations durables ou transitoires.
- $\gamma_b = 1,15$ pour les combinaisons accidentelles
- $\theta = 1$ dans le cas général quand la durée d'application des charges considérée est $>$ à 24 heures,
- $\theta = 0,9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures,
- $\theta = 0,85$ lorsqu'elle est inférieure à 1 heure

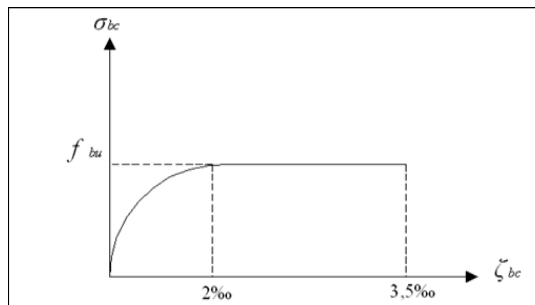


Figure 1.2 : diagramme contraintes-déformations à l'ELU

b.2 état limite service :

Est donné par $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$

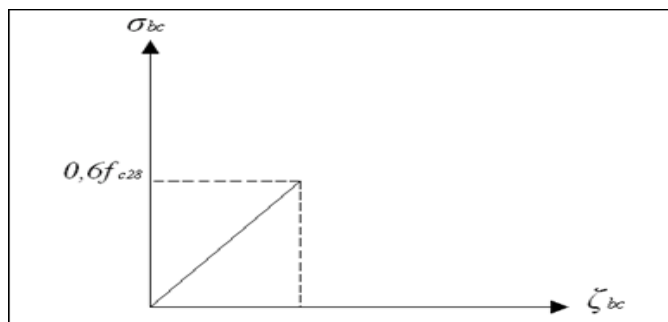


Figure 1.3 : diagramme contraintes-déformation à l'ELS

c. module de déformation longitudinale

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le **BAEL 91 modifier 99**.

c.1. Le module de déformation instantanée :

$$F_c 28 = 25 \text{ MPa}$$

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ D'où : } E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

c.2. Le module de déformation différée :

Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ d'ou : } E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa}$$

→ On a choisit le module de déformation **Instantanée**

d. Coefficient de poisson

$\nu = 0.20$ pour le calcul des déformations pour un béton non fissuré (E.L.S)

$\nu = 0$ pour le calcul des déplacements pour un béton fissuré (E.L.U)

1.3.2 .Acier

L'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi Bien en traction qu'en compression.

Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène

Les armatures utilisées sont de types :

Acier de haute adhérence '**HA**' :

Ce sont des aciers de type 1 de nuance. FeE 40 caractérisées par :

-La limite élastique : 400 MP

-La contrainte de rupture 480 MPa

-L'allongement est de l'ordre de 10 ‰

a. Caractéristiques mécaniques des aciers

Le tableau ci-dessous présente les caractéristiques mécaniques des aciers

Tableau 1.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers

Type	Nuance	Limite élastique f_e (MPa)	$\epsilon_{es}/\text{‰}$	Emploi
Barre HA	FeE40	400	1.74	Emploi courant
Rond liss	FeE22	215	0.935	Emploi courant
	FeE24	235	1.02	Épingles de levage des pièces préfabriquées
Treillis	$\phi \leq 6\text{mm}$	520	2.261	Treillis soudés
	$\phi > 6\text{mm}$	441	1.917	uniquement emploi courant

b. Module d'élasticité de l'acier

$$E_s = 2.10^5 \text{MPa}$$

c. Contrainte limite de l'acier**c.1 Contraintes limites à l'état limite ultime (ELU) :**

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

f_e : contrainte limite élastique.

ϵ_s : déformation (allongement) relative de l'acier. $\epsilon_{es} = \left(\frac{f_e}{\gamma_s E_s} \right)$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \quad \text{aciers naturels}$$

$$\sigma_s = 1.1 f_e / \gamma_s \quad \text{aciers écrouis}$$

avec :

γ_s : Coefficient de sécurité dépend de type de situation.

$$\gamma_s = 1.15 \quad \text{en situation courante} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1 \quad \text{en situation accidentelle} \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

c.2. Contrainte limite de service (ELS) :

Les contraintes limites de l'acier σ_s sont données en fonction de l'état limite d'ouverture des fissures.

➤ **Fissuration peu nuisible** : pas de vérification.

➤ **Fissuration préjudiciable** : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3 f_e ; \max (0.5 f_e ; 110\sqrt{\eta} f_{tj}))$ (MPa)

➤ **Fissuration très préjudiciable** : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (1/2 f_e ; \max (0.8 f_e ; 90\sqrt{\eta} f_{tj}))$ (MPa)

Avec η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.

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

d. Coefficient d'équivalence:

Le coefficient d'équivalence noté n est le rapport suivant : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Avec :

n : coefficient d'équivalence.

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton.

e. Diagramme de contrainte - déformation

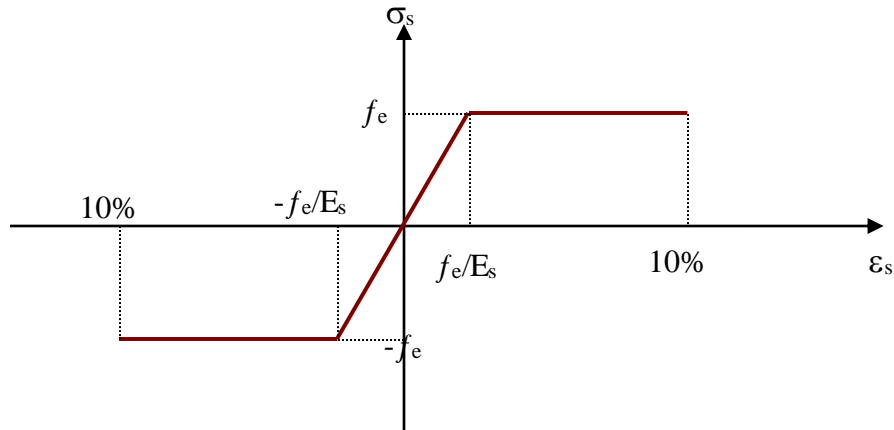


Figure 1.4 : Diagramme de contrainte – déformation

σ_s : contrainte de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

ε_s : L'allongement relatif de l'acier

1.4. Hypothèses de calcul :

1.4.1. Etats limites ultimes (ELU)

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

➤ Hypothèses :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).

1.4.2. États limites de service (ELS)

Constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.

- Déformation des éléments porteurs.

- Compression dans le béton

➤ **Hypothèses:**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.

Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.

- Le béton tendu est négligé dans les calculs.

- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.

- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s=15E$).



CHAPITRE 2
Pré dimensionnement de
l'ouvrage



2.1. Introduction

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **CBA93**, **BAL91 modifier 99** et du **RPA99V2003**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

2.2. Pré dimensionnement des planchers

Le plancher est une séparation entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Le bâtiment étudié, est composé des planchers suivants :

- Plancher en corps creux d'une terrasse inaccessible.
- Plancher en corps creux des étages courants.
- Dalle pleine pour les balcons.

L'épaisseur des planchers dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Ainsi, l'épaisseur des planchers est déduite à partir des conditions suivantes :

2.2.1. Condition de résistance au feu

- $e = 7$ cm pour une heure de coupe feu
- $e = 11$ cm pour deux heures de coupe feu
- $e = 17.5$ cm pour quatre heures de coupe feu

On adopte $e = 16$ cm.

2.2.2. Isolation phonique

Selon les règles CBA 93, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. On propose une épaisseur de 16 cm.

2.2.3. Résistance à la flexion

2.2.3.1. Plancher à corps creux

D'après BAEL91 modifier 99 [4]

$$\frac{L}{25} < h < \frac{L}{20}$$

Avec :

e : épaisseur de la dalle de compression + corps creux

L : La poutrelle la plus longue entre nus d'appuis $L_{max} = 4,92m$

$$\frac{4,92}{25} < ht < \frac{4,92}{20} \rightarrow 0.1968 m < ht < 0.246m$$

alors on prend $ht = (16+4) \text{ cm}$

2.2.3.2. Dalle pleine

- Pour les dalles qui reposent sur deux appuis (les balcons) : [4]

On $L = 4,92 \text{ m}$ (1 ;D)

$$\frac{L}{35} < e < \frac{L}{30}$$

Alors $0.14 \text{ m} < e < 0.164 \text{ m} \rightarrow$ on prend $e = 15 \text{ cm}$

❖ On adopte un plancher d'une épaisseur :

✓ $ht = d + e = 20 \text{ cm}$

✓ $d = 16 \text{ cm}$ (hauteur du corps creux)

✓ $e = 4 \text{ cm}$ (épaisseur de la dalle de compression).

❖ On adopte une dalle pleine:

$e = 15 \text{ cm}$

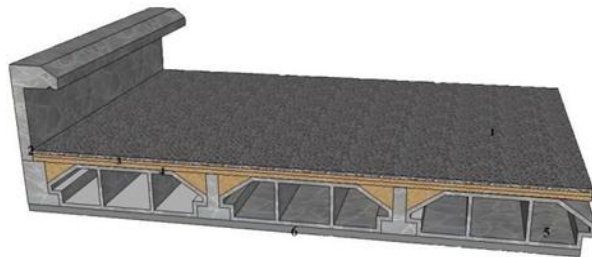


Figure 2.1 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.

2.3 .Evaluation du charges

Evaluation des charges a pour but la détermination des charges et surcharges revenant à chaque éléments porteurs. Elle permet aussi de déterminer les actions qui s'exercent sur un élément d'ouvrage, afin de procéder à son pré dimensionnement.

Tableau 2.1: Les charges permanentes terrasse inaccessible [3]

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kn/m ²)
1- Protection en gravillon	0.04	20	0.80
2- Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3- Forme de pente	0.12	22	2.64
4- Isolation liège	0.04	4	0.16
5- Dalle en corps creux	16+4	14.25	2.85
6- Enduit plâtre	0.02	10	0.20
		G	6.77kN/m²
		Q	1.00KN/m²

2.3.1. Plancher terrasse inaccessible

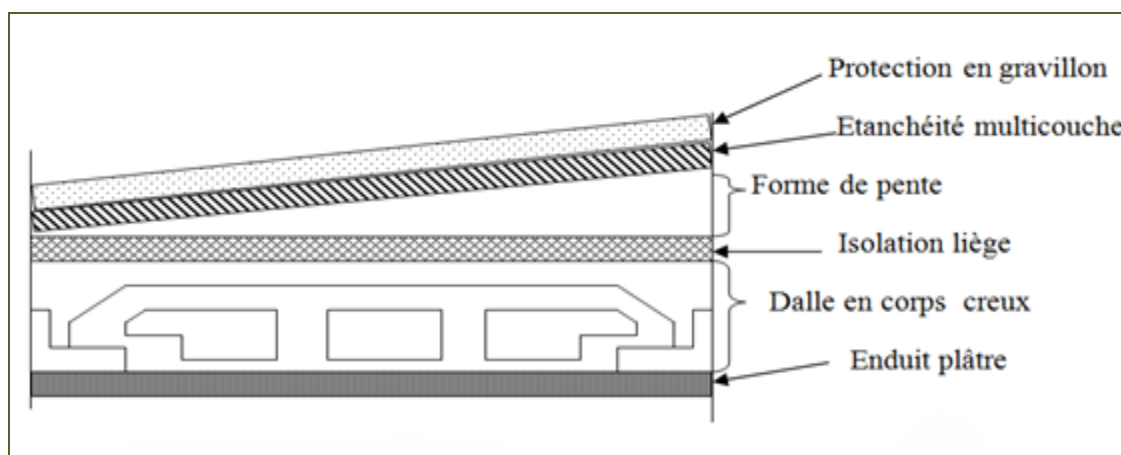


Figure 2.2: coupe plancher terrasse inaccessible.

2.3.2. Plancher étage courant

Tableau 2.2: Les charges permanentes étage courant [3]

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Poids surfacique G (KN/m ²)
1-carrelage	0.02	20	0.4
2-Mortier de pose	0.02	20	0.40
3-Lit de sable	0.03	18	0.54
4-Dalle de compression+corps creux	0.2	/	2.85
5-Enduit plâtre	0.02	10	0.20
6-cloisons légères			1
			G
			5.39KN/m²
			Q
			1,50kN/m²

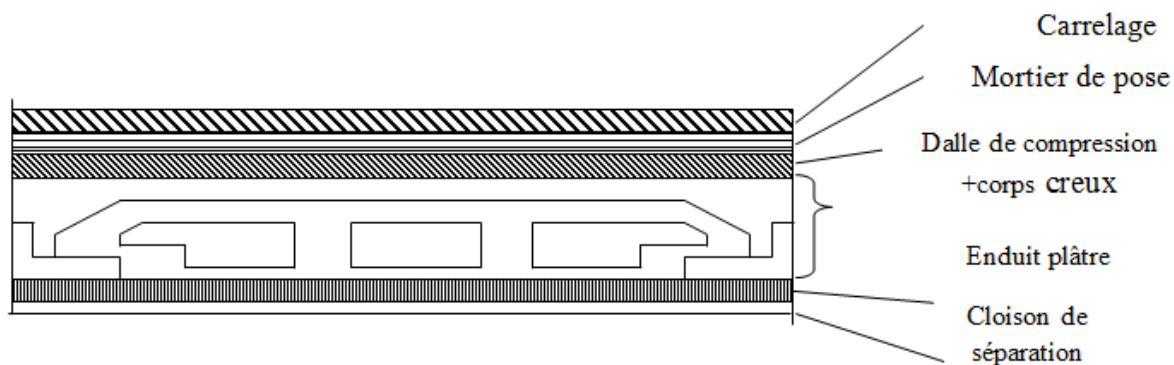


Figure 2.3 : coupe plancher étage courant

2.3.2.1. Dalle pleine

Tableau 2.3 : Charges permanente et surcharge du plancher en dalle pleine.[3]

	P (KN/m ³)	E (m)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
revêtement en carrelage	20	0.02	0.4	3.5
Mortier de Pose	20	0.02	0.4	
lit de sable	18	0.02	0.36	
Plancher en dalle pleine	25	0.15	3.75	
enduit de ciment	18	0.02	0.36	
			Gt = 5.27	

2.3.3. Maçonnerie

•Murs extérieurs (double cloison)

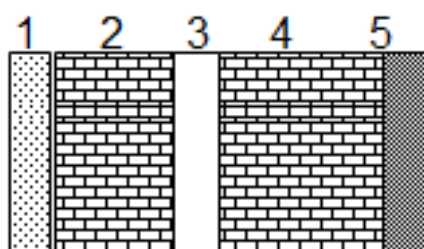


Figure 2.4: coupe de mur extérieur.

Tableau 2.4 : Les charges permanentes de mur extérieur.[3]

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/m³)	G (KN/m²)
1- Enduit plâtre	0.02	10	0.2
2- Brique creux	0.10	9	0.9
3- lame d'air	0.05	/	0.00
4- Brique creux	0.15	9	1.35
5- Enduit ciment	0.02	18	0.36
		Gt	2.81

2.4. Acrotère

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastree au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1kN/ml$.

Le calcul se fait pour une bande de $1m$ de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100cm$
- Hauteur $h=60cm$

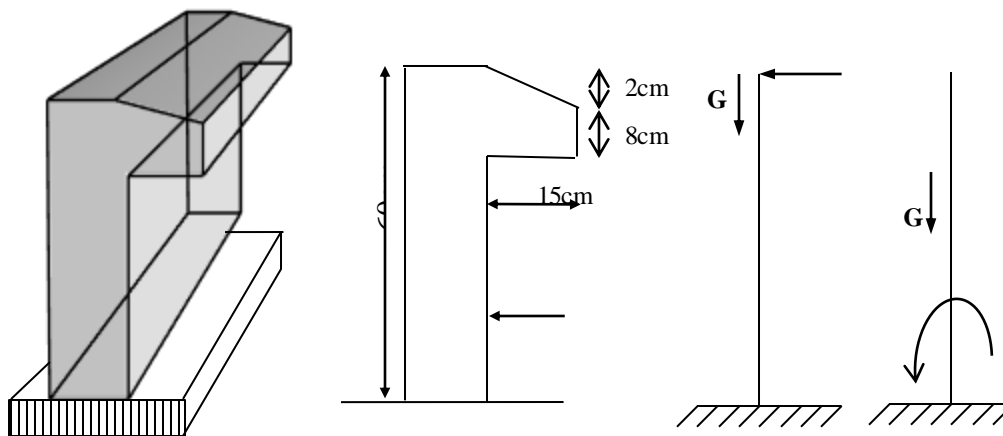


Figure 2.5 : Schéma statique de l'acrotère

a. Charges permanentes :

Surface de l'acrotère :

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,08 \times 0,15) + \left(\frac{0,02 \times 0,15}{2} \right) = 0,0735 \text{ m}^2$$

Poids propre de l'acrotère :

$$G1 = \rho_b \times s = 25 \times 0,0735 = 1,837 \text{ KN/ml}$$

$$G1=1,837 \text{ kN/ml}$$

Revêtement en ciment ($e=2cm$; $\rho=18 \text{ kN/m}^3$)

$$G2 = \rho_{ci} \times e \times p_{ci} = 18 \times 0,02 \times (0,6 + 0,1) \times 2 = 0,504 \text{ KN/ml}$$

$$G = G1 + G2 = 2,341 \text{ KN/ml}$$

b. Charge d'exploitation

$$Q_M=1,00kN/ml$$

- Murs intérieurs (seul cloison)

Tableau 2.5 : Charges permanente du mur intérieur [3]

Désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Epaisseur (m)	G (KN/m ²)
1-Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
2-Briques creuses	9	0.10	0.90
3-Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Gt = 1.3			

2.5. Les composants d'escalier

- Emmarchement : la largeur de la volée.
- Giron : largeur d'une marche.
- Paillasse : la dalle inclinée soutien les gradins.
- Palier : partie de plancher située aux deux extrémités d'une volée.
- Contre marche : partie verticale de la marche.

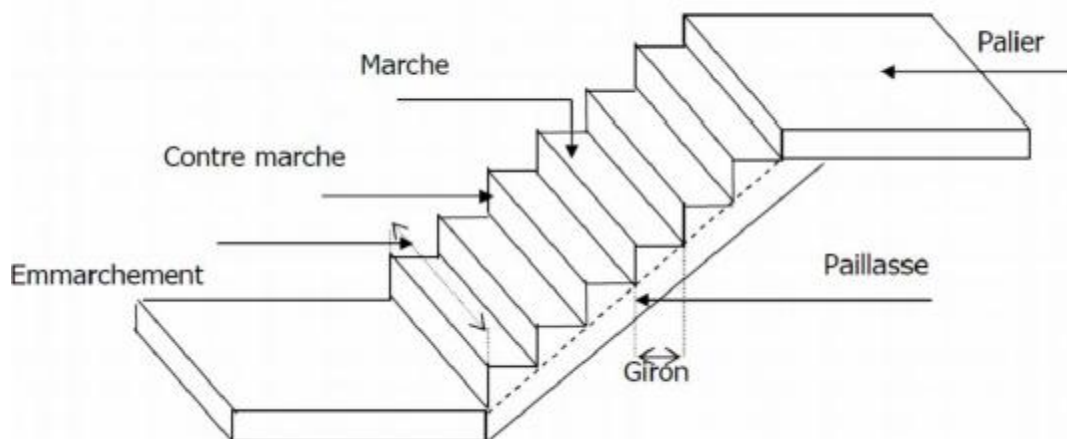


Figure 2.6 : Les composants d'escalier

- Dimensions des marches

On utilise la formule de « blondel » :

$$0.60 \leq g + 2h \leq 0.64$$

Avec :

h : la hauteur de la contre marche.

g : la largeur de la marche 'Giron'.

Pour déterminer (h et g) il faut résoudre l'équation :

$$2h + g = 0.64 \rightarrow (1)$$

- **Hauteur à franchir**

$$H = \frac{H_T}{2} = \frac{3.06}{2} = 1.53 \text{ m}$$

$$16.5 \leq h \leq 17.5$$

$$27 \leq g \leq 31$$

a) Pour $h=16.5\text{cm}$ \rightarrow le nombre de marche $n = \frac{1.53}{0.165} = 9.27$ marche .

b) Pour $h=17.5\text{cm}$ \rightarrow le nombre de marche $n = \frac{1.53}{0.175} = 8.74$ marche .

On choisit $n = 9$ marche.

$$\text{Donc : } h = \frac{1.53}{9} = 0.17 \text{ cm} = 17 \text{ cm.}$$

$$(1) \rightarrow 2h + g = 0.64 \Rightarrow g = 0.30 \text{ m} = 30\text{cm} .$$

- **Calculer de reculement L_0**

$$L_0 = g \times (n-1) = 30 \times 9 = 270 \text{ cm.}$$

Donc : la largeur de palier $L_p=170\text{cm}$.

- **Calculer la longueur de la paille**

$$\tan \alpha = h/g = 17/30 = 0.566.$$

$$\text{Donc } \alpha = 29.5^\circ .$$

$$lv = 270/\cos \alpha = 310.21 \text{ cm.}$$

$$\text{La ligne de foulée : } L_T = Lv + L_p = 480.21 \text{ cm} = 4.89\text{m}$$

- **Epaisseur de la paille et de palier :**

$$\text{On a : } l = 4.89\text{cm}$$

$$\frac{L_T}{30} \leq e \leq \frac{L_T}{20} \Rightarrow 0.16 \leq e \leq 0.24$$

Donc prend une épaisseur : $e = 20 \text{ cm}$

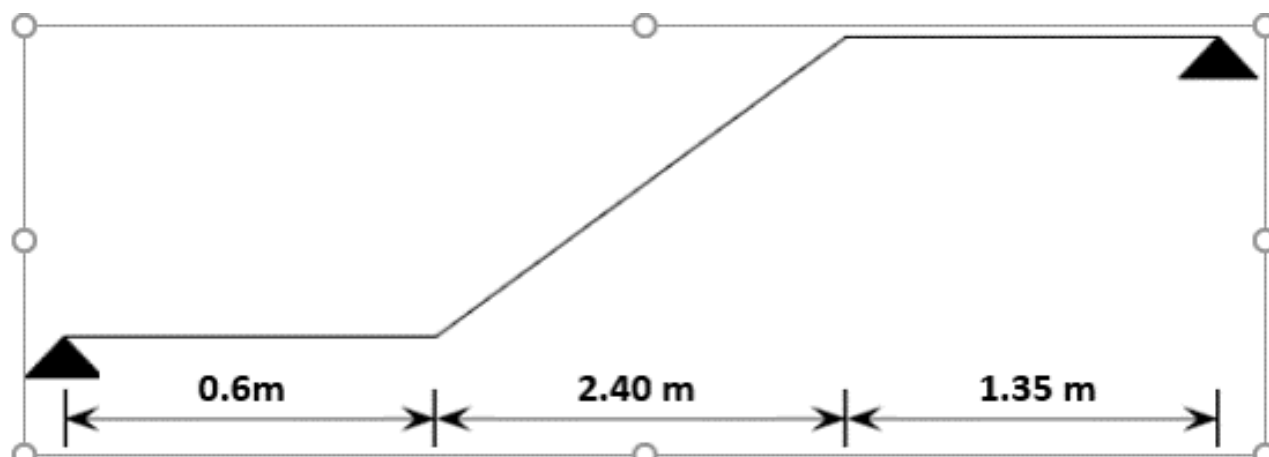


Figure 2.7 : Schéma statique d'escalier

- **Chargement**

- a) **Palliasse**

Tableau 2.6 : Charge permanente de palliasse [3]

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	Surface pour (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre de la palliasse ($e = 20\text{cm}$)	25	$1 \times 0.2 / \cos 29.5^\circ$	5.74
Poids propre du contre marche ($e = 17\text{cm}$)	22	$1 \times 0.17 / 2$	1.87
Carrelage horizontal ($e = 2\text{cm}$)	22	0.02×1	0.44
Mortier de pose horizontal ($e = 2\text{cm}$)	20	0.02×1	0.40
Carrelage vertical ($e = 2\text{cm}$)	22	0.02×1	0.44
Mortier de pose vertical ($e = 2\text{cm}$)	20	0.02×1	0.40
Enduit en ciment ($e = 2\text{cm}$)	18	0.02×1	0.36
Poids du garde-corps	1KN/ml	-	1.00
La charge permanente	$G_1 = \sum G_i$		10.65
La surcharge d'exploitation	surcharge à usage Habitation		2.5

b.Palier**Tableau 2.7** : Charge permanente de palier

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	Surface pour (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre du palier ($e = 20cm$)	25	1×0.2	5.000
Carrelage ($e = 2cm$)	22	0.02×1	0.440
Mortier de pose ($e = 2cm$)	20	0.02×1	0.400
Enduit en ciment ($e = 2cm$)	18	0.02×1	0.36
La charge permanente	$G_2 = \sum G_i$		6.2
La surcharge d'exploitation	surcharge à usage Habitation		2.5

2.6. Dalle machine

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

**Figure 2.8** : Image de l'ascenseur

2.6.1. Prédimensionnement

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

-Classification : ascenseur de classe I (pour les bâtiments a usage d'habitation), Groupe 3 de type 1000 (charge nominale 1000 kg).

-Capacité : 1000 kg (13 personnes).

Nous avons deux conditions à vérifier :

Résistance à la flexion :

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \rightarrow \frac{20}{50} \leq e \leq \frac{20}{40}$$

$$04cm \leq e \leq 05cm$$

Condition de l'E.N.A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est : $e \geq 25cm$

On prend : $e=25cm$

2.6.2. Charges permanentes

Tableau 2.8 : Valeurs de différents chargements de la dalle machine.

Chargement	Poids volumique (kN / m ³)	épaisseur(m)	La charge (kN / m ²)
Poids propre de la dalle	25	0,25	6,25
Poids de la machine supportée	-	-	50,00
			56,25

a) Charge d'exploitation

$$Q=1,00kN/m^2.$$

2.6.3. Charges d'exploitation

La charge d'exploitation est variée en fonction de la nature d'usage, donc on distingue les charges d'exploitation suivantes :

Tableau 2.9 : Charges d'exploitation des éléments [3]

Eléments	Charges d'exploitation Q (KN /m ²)
Plancher terrasse (inaccessible)	1.0
Plancher courant	1.5
Escalier	2.5
Dalle Pleine (balcon)	3.5

2.7 . Les portiques

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

2.7.1. Les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs pré dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL91 (modifié 99), les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (RPA99).

On a deux types de poutres :

a. Poutres porteuses

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

* elles relient les poteaux.

* elles supportent la dalle.

b. Poutres non porteuses :

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

• Poutres porteuses

▪ D'après le « BAEL 91 modifié 99 » [4]

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

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

Avec :

L : La portée maximale de la poutre.

h: La hauteur de la section.

b: La largeur de la section.

➤ Détermination de la hauteur « h »

On a : L=5,32m

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 35,46 \leq h \leq 53,2$$

On prend : **h=40cm**

➤ **Détermination de la largeur « b » :**

$$h = 40 \text{ cm} ; 0.3h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

On prend : **b=30cm**

➤ On choisit une poutre de $b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

- Condition de rigidité

On doit vérifier que $\frac{H}{L} > \frac{1}{16}$

$$\frac{40}{532} = 0.075 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Parasismique Algérien (RPA99 version 2003) :

1-La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$

2-La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$

3-Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1.5\text{cm} < 4 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$

- **Poutres non porteuses**

▪ **D'après le « BAEL 91 modifié 99 » [4]**

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

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

➤ **Détermination de la hauteur « h »**

On a : $L = 42,9 \text{ cm}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 28,6 \leq h \leq 4,29$$

On prend : **h= 40cm**

➤ **Détermination de la largeur « b »**

$$h = 40 \text{ cm} ; 0.3h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

On prend : **b=30cm**

➤ On choisit une poutre de $b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

▪ **Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » [1]**

Condition de rigidité

On doit vérifier que $\frac{H}{L} > \frac{1}{16}$

Parasismique Algérien (RPA99 version 2003) :

1-La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$ vérifier

2-La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$ vérifier

3-Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1.5 \text{ cm} < 4 \text{ cm}$ vérifier

Le choix final des sections des poutres

- Poutres porteuses.....**(b x h)=(30x40)cm²**

- Poutres non porteuses.....**(b x h)=(30x40)cm²**

2.8. Les poteaux**2.8.1. Généralités****a. Principe**

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central. Chaque poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

b. Etapes de pré dimensionnement :

- Calcul de la surface reprise par le poteau central.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le « RPA99 version 2003»

c. Loi de dégression des charges d'exploitation [7]

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximales, on réduit les charges transmises aux fondations. (Y.Chérit, 2006).

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, \dots, Q_n

les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1,2,.....n

n : numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitations suivantes :

- Sous terrasse..... Q_0
- Sous dernier étage..... $Q_0 + Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieur (étage 2)..... $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

- Sous étage immédiatement inférieur (étage 3)..... $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Sous l'étage n quelconque..... $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$.

Lorsque les charges d'exploitation sont les mêmes pour tous les étages, la loi de dégression établie précédemment se fait d'un ordre de 10 % par étage jusqu'à 0.5 Q valeur conservée pour les étages inférieures suivants.

Les Tableaux suivantes résument la loi de dégression appliquée dans le cas de notre bâtiment.

Tableau 2.10: Dégression des charges d'exploitation

Niveau du plancher	Surcharge	Somme des surcharges
Terrasse	Q0	Q0
6	Q1	$Q_0 + Q_1$
5	Q2	$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
4	Q3	$Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
3	Q4	$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
2	Q5	$Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
1	Q6	$Q_0 + 0.75(Q_1 + \dots + Q_6)$
RDC	Q7	$Q_0 + 0.71(Q_1 + \dots + Q_7)$

Tableau 2.11 : Résultat de la loi de dégression de notre bâtiment

Niveau	Q (KN/m2)	
	Avant dégression	Après dégression
Terrasse	1.0	1.00
6	1.5	2.50
5	1.5	3.85
4	1.5	5.05
3	1.5	6.10
2	1.5	7.00
1	1.5	7.75
RDC	1.5	8.46

2.8.2. Descente de charge :

Calcul de l'effort normal :

Le poteau le plus sollicité est : est celui du portique (2) de la file (d)

Poteau central: $S = 17.732 \text{ m}^2$

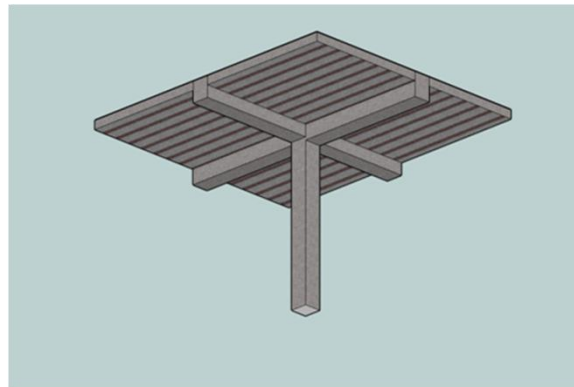


Figure 2.9 : Forme du poteau central.

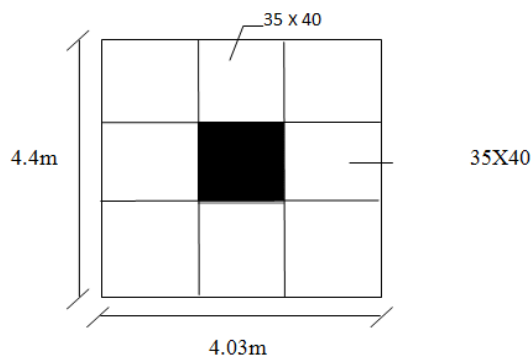


Figure 2.10: Surface revenante au poteau central.

2.8.3 Détermination des charges

➤ Charge permanente G_t

Niveau 1 :

- Poids plancher terrasse inaccessible $6.77 \times 17.732 = 120.223\text{Kn}$
- Poids des poutres principales..... $0,30 \times 0,4 \times 4.4 \times 25 = 13,2\text{Kn}$
- Poids des poutres secondaires $0,30 \times 0,4 \times 4.03 \times 25 = 12,09\text{Kn}$
- Poids propre de poteau..... $0,35 \times 0,4 \times 3.06 \times 25 = 10,71\text{Kn}$

$G_t = 156,223 \text{ Kn}$

➤ Charge exploitation Q_t

$Nq=1 \times 17.732=17.732\text{Kn/m}^2$

➤ Charge permanente G_1

Niveau 2:

- Poids revenant du 5^{ème} étage..... 156.223 Kn
- Poids plancher courant $108,874\text{Kn}$

Poids des poutres principales..... $0,30 \times 0,4 \times 4,4 \times 25 = 13,2\text{Kn}$
 Poids des poutres secondaires $0,30 \times 0,4 \times 4,03 \times 25 = 12,09\text{Kn}$
 Poids propre de poteau..... $0,35 \times 0,4 \times 3,06 \times 25 = 10,71\text{Kn}$
 $G_1 = 301,097\text{Kn}$

➤ **Charge exploitation Q_1**

$Nq = 2.5 \times 17.732 = 44.33\text{Kn/m}^2$

➤ **Charge permanente G_2**

Niveau 3 :

Poids revenant au 4^{ème} étage..... $301,097\text{Kn}$
 Poids plancher courant $108,874\text{Kn}$
 Poids des poutres principales..... $0,30 \times 0,4 \times 4,4 \times 25 = 13,2\text{Kn}$
 Poids des poutres secondaires $0,30 \times 0,4 \times 4,03 \times 25 = 12,09\text{Kn}$
 Poids propre de poteau..... $0,35 \times 0,4 \times 3,06 \times 25 = 10,71\text{Kn}$
 $G_2 = 445.971\text{Kn}$

➤ **Charge exploitation Q_2**

$Nq = 3.85 \times 17.732 = 68.268\text{KN/m}^2$

Charge permanente G_3

Niveau 4 :

Poids revenant du 3^{ème} étage..... 445.971Kn
 Poids plancher courant $108,874\text{Kn}$
 Poids des poutres principales..... $0,30 \times 0,4 \times 4,4 \times 25 = 13,2\text{Kn}$
 Poids des poutres secondaires $0,30 \times 0,4 \times 4,03 \times 25 = 12,09\text{Kn}$
 Poids propre de poteau..... $0,35 \times 0,4 \times 3,06 \times 25 = 10,71\text{Kn}$
 $G_3 = 590.942\text{Kn}$

➤ **Charge exploitation Q_3**

$Nq = 5.05 \times 17.732 = 89,546\text{Kn/m}^2$

➤ **Charge permanente G_4**

Niveau 5 :

Poids revenant du 2^{er} étage..... 590.942Kn
 Poids plancher courant $108,874\text{Kn}$
 Poids des poutres principales..... $0,30 \times 0,4 \times 4,4 \times 25 = 13,2\text{Kn}$
 Poids des poutres secondaires $0,30 \times 0,4 \times 4,03 \times 25 = 12,09\text{Kn}$
 Poids propre de poteau..... $0,35 \times 0,4 \times 3,06 \times 25 = 10,71\text{Kn}$

$$G_4 = 735.816 \text{Kn}$$

➤ **Charge exploitation Q_4**

$$Nq = 6.10 \times 17.732 = 108.165 \text{Kn/m}^2$$

➤ **Charge permanente G_5**

Poids revenant du 1^{er} étage.....735.816Kn

Poids plancher courant108,874Kn

Poids des poutres principales.....0,30 x 0,4 x 4.4x 25 = 13,2Kn

Poids des poutres secondaires0,30 x 0,4 x 4.03x 25 = 12,09Kn

Poids propre de poteau.....0,35 x 0,4 x 3.06x 25 = 10,71Kn

$$G_5 = 880.69 \text{ KN}$$

➤ **Charge exploitation Q_4**

$$Nq = 7 \times 17.732 = 124.124 \text{KN/m}^2$$

➤ **Charge permanente G_6**

Niveau RDC :

Poids revenant du RDC.....880,69Kn

Poids plancher courant108,874Kn

Poids des poutres principales.....0,30 x 0,4 x 4.4x 25 = 13,2Kn

Poids des poutres secondaires0,30 x 0,4 x 4.03x 25 = 12,09Kn

Poids propre de poteau.....0,35 x 0,4 x 3.06x 25 = 10,71Kn

$$G_6 = 1025,564 \text{Kn}$$

➤ **Charge exploitation Q_5**

$$Nq = 7.75 \times 17.732 = 137,423 \text{Kn/m}^2$$

Nota : d'après le BAEL, le poteau central est majoré entre 10% et 15%.

$$NGT = NG_6T + (NG_6T \times 0.15)$$

2.8.4. Pré dimensionnement des poteaux :

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

- D'après le « BAEL 91 modifié 99 » [4]

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{As \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

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

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

- λ : Elancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.
- l_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.
- I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$
- B : Surface de la section du béton ($B = a \times b$).
- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle $1cm$ d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br = (a-0,02)(b-0,02)$) [m^2]:
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$).....situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$).....situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e=400MPa$).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=25MPa$).
- A_s : Section d'acier comprimée.

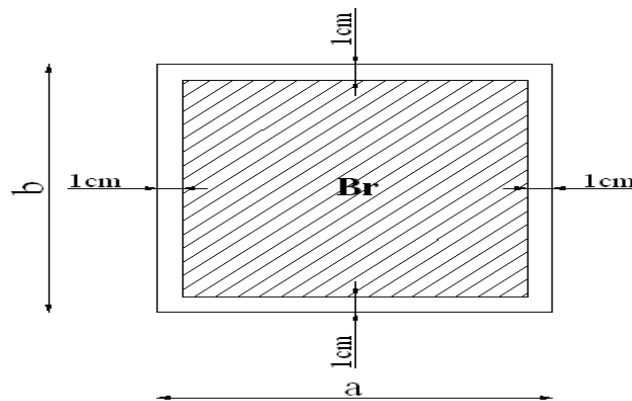


Figure 2.11 : Section réduite du poteau.

* Selon le « BAEI 91 modifié 99 » [4]

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

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

$$\left. \begin{aligned} \bullet \alpha &= \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \bullet \alpha &= 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda \leq 100 \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{Pour les poteaux carrés, il est préférable de} \\ \text{prendre } \lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708 \end{array}$$

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

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)} = 0,066 N_u$$

$Br = (a-0,02)(b-0,02)$; On a: $a=b$

Donc: $Br = (a - 0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 0,02$

➤ **Le minimum requis par le « RPA99 version 2003 » [1]**

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

Section rectangulaire:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a ; b) \geq h_e/20 \\ \text{Min}(a ; b) \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \\ \text{Avec :} \end{array} \right.$$

(a ; b) : Dimensions de la section.

h_e : Hauteur d'étage.

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

• **A l'état limite de service**

On vérifie la section à l'état limite de service selon le BAEL 99 [4]

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B+n \cdot A_s} \leq 0.6 f_{c28}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal pondéré à L'E.L.S tel que $N_{ser} = N_G + N_Q$

B : Section du béton du poteau.

n : Coefficient d'équivalence : $n = \frac{E_s}{E_b}$

A_s : La section d'acier qui sera prise à 1 % B .

σ_{ser} : La contrainte de compression à L'E.L.S.

En remplaçant les différents termes dans l'équation précédente, on aura :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1.15B} \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau 2.12 : Dimensions de poteau central

Niveaux	NG (KN)	NQ (KN)	Nu (KN)	Br. (cm ²)	a = b (cm)	RPA (cm ²)	Choix (Evj)	Nser (KN)	Σser (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	condition
1	156.223	17.73 2	237.5	156.7 5	12.54	30x30	30x30	173.9 55	1.68	15	Ok
2	301.097	44.33	472.9 76	312.1 64	17.69	30x30	30x30	345.4 27	3.337	15	Ok
3	445.971	68.26 8	704.4 63	464.9 45	21.58	30x30	30x30	514.2 39	4.968	15	Ok
4	590.942	89.54 6	932.0 9	615.1 79	24.82	30x30	30x30	680.4 88	6.574	15	Ok
5	735.816	108.1 65	1155. 599	762.6 95	27.63 7	30x30	30x30	843.9 81	8.154	15	Ok
6	880.69	124.1 24	1375. 1175	907.5 8	30.14 6	30x30	35x35	1004. 814	7.132	15	OK
RDC	1025.54 6	137.4 23	1590. 622	1059. 81	32.57	30x30	35x40	1162. 879	8.426	15	Ok

Notre choix final des sections des poteaux est section de

- (35*40) cm le RDC
- (35*35) cm le 1 étage
- (30*30) cm le 2, 3, 4, 5 étage et 6 étage

2.9. Les Voiles :

Pré dimensionnement des voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7 de RPA99 modifié en 2003 [1] Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

Les charges verticales : charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Les actions horizontales : effet de séisme.

D'après le **RPA99 modifié en 2003** article 7.7.1 [1] sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la Condition : ($L \geq 4e$).

Dans le cas contraire, ses éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

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

he : hauteur d'étage libre

he : h - min (hp ; hs).

L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la Figure (II.6 et II 7).

à.d. Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article (7.7.1 de **RPA99 modifié en 2003**) [1].

À partir de la hauteur libre d'étage he et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

-Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux : $e_v \geq \max (he /25,15\text{cm})$.

-Pour les voiles avec un seul about sur des poteaux : $e_v \geq \max (he /22,15\text{cm})$.

-Pour les voiles avec abouts libres : $e_v \geq \max (he /20,15\text{cm})$.

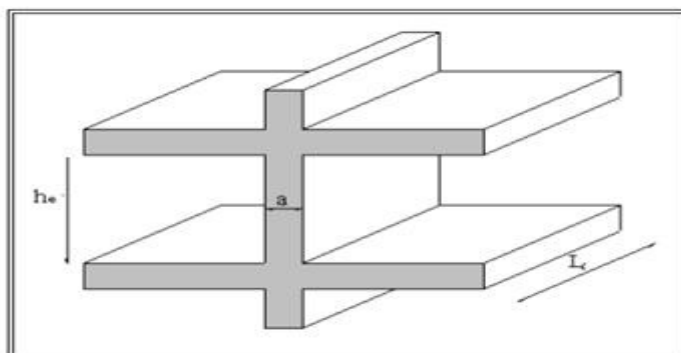


Figure 2.12 : Coupe de voile en élévation

Le **R.P.A 99(version 2003)** considère comme voiles de contreventement les voiles

Satisfaisant les conditions suivantes :

$$L \geq 4a$$

$$a \geq he /20$$

Avec :

L : longueur du voile

a : épaisseur des voiles (a min =15 cm)

he : hauteur libre d'étage.

on a Dans notre structure :

$$a_{\min} \geq \max [15 \text{ cm} ; h_e / 20]$$

$h_e = 3.06 - 0.4 = 2.66 \text{ m} \rightarrow a \geq 2.66 / 20 = \mathbf{0.133 \text{ m}}$ pour les étages.

$$a_{\min} \geq \max \{15 \text{ cm} ; 13.3 \text{ cm}\} \Rightarrow a_{\min} \geq 15 \text{ cm}$$

Pour le RDC et les étages courants, on adopte une épaisseur du voile **a min= 15 cm.**



CHAPITRE 3

Calcul des éléments non structuraux



3.1.Introduction

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

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons les escaliers, les planchers, l'acrotère et enfin le balcon dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA99**.

3.2. Acrotère

3.2.1. Evaluation des charges [3]

$$G = G1 + G2 = 2,341 \text{ KN/ml}$$

a. Charge d'exploitation

- $Q_M=1,00\text{kN/ml}$ (main courante)
- des forces horizontales (F_p)

L'action des forces horizontales est donnée par : $F_p = 4AC_pW_p$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone III et le groupe d'usage appropriés ; groupe 2.....[A=0,25].

C_p : Facteur de force horizontale [$C_p=0,8$].

W_p : Poids de l'acrotère = 2,341 kN.

$F_p=4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,341 = 1,872 \text{ kN}$.

$Q_u=\text{Max}(1,5Q_M ; F_p)$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 1,872 \text{ kN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ kN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = F_p = 1,872 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

$G=2,341\text{kN/ml}$ et $Q=1,872\text{KN/ml}$

3.2.2. Calcul des efforts

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U

$$N_u = 1,35 \times G \cdot L = 1,35 \times 2,341 \times 1 = 3,16 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times Q \times h \times L = 1,5 \times 1,872 \times 0,6 \times 1 = 1,684 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$T_U = 1,5 \times Q \times L = 1,5 \times 1,872 \times 1 = 2,808 \text{ KN}$$

E.L.S

$$N_{ser} = L \times G = 2,341 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = Q \times h \times L = 1,872 \times 0,6 \times 1 = 1,123 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = Q \times L = 1,872 \times 1 = 1,872 \text{ KN}$$

3.2.3. Ferrailage de l'acrotère

$$h=10\text{cm} ; b=100\text{cm} ; f_{c28}=25\text{MPa} ; \sigma_{bc}=14,16\text{MPa} ; c=c'=2\text{cm} ; f_e=400\text{MPa}$$

$$d=0,9h=9\text{cm}$$

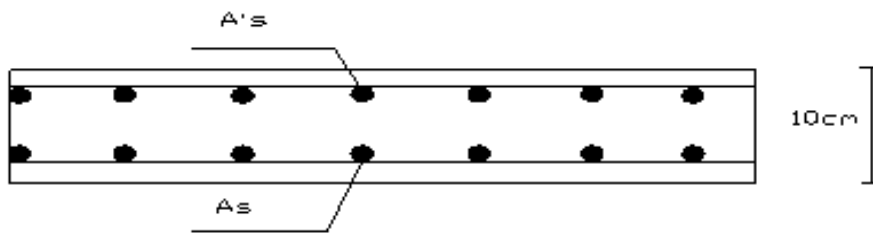


Figure 3.1 : la section de l'acrotère pour ferrailage

Calcul de l'excentricité : $e = e_0 + e_1 + e_a$

e_0 : excentricité du 1er ordre $e_0 = M_u/N_u$

e_2 : excentricité du 2eme ordre due au flambement.

e_a : excentricité accidentelle.

N.B : pour les pièces courtes, on ne tient pas compte des excentricités e_2 et e_a .

Donc :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,684}{3,160} = 0,53m e_0 = 53,29 \text{ cm}$$

$$e_0 = 53,29 > \left(\frac{h}{2} - c\right) = 3\text{cm}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la section partiellement comprimée, on calcule la section d'armatures en flexion simple sous l'effet du moment M_1 , puis on déduit la section d'armatures réelles en flexion composée.

a. ELU• **Calcul le moment fictive**▪ **Flexion simple**

$$M_f = M_U + N_U \times 0,03$$

$$M_f = 1,684 + 3,16 \times 0,03 = 1,778 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9h = 0,9 \times 10 = 9 \text{ Cm}$$

$$d = 0,09 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{1,778 \times 10^{-3}}{1 \times (0,090)^2 \times 14,16} = 0,0155$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{1,684}{1,123} = 1,499$$

$$\zeta_{es} = \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s} = \frac{400}{1,15 \times 2.10^5} = 1,73.10^{-3} = 1,73 \text{ ‰}$$

$$\mu < \mu_R = 0,391 \Rightarrow A'_s = 0$$

Donc : $A'_s = 0$ (la section n'a pas besoin d'acier comprimés)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,02$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,928 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,015 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_f}{Z \times \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = \frac{1,778 \times 10}{0,089 \times 347,8} = 0,574 \text{ cm}^2$$

▪ **Calcul la section en flexion composé**

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_U}{\sigma_s} = 0,574 - \frac{3,16 \times 10^{-3}}{347,8} = 0,573 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition non fragilité :**

$$A_{s_{min}} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = 1,086 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = 0,546 \text{ cm}^2 < A_{min} = 1,086 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée OK

Avec :

$f_{t28}=2,1\text{MPa}; f_e=400\text{MPa}; b=100\text{cm}; d=9\text{cm};$

Donc : on opte finalement pour $4T8=2.01\text{cm}^2$; Avec un espacement 25 cm

3.2.5. Armatures de répartitions :

On choisi $3T8=1.51\text{ cm}^2$ avec un espacement

On prend $S_t=25\text{ cm}$

b. E.L.S

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 47,97\text{cm}$$

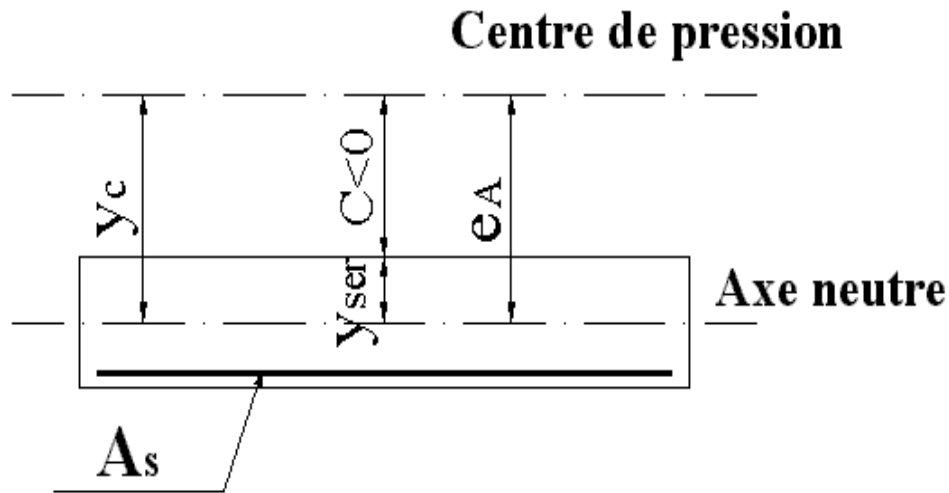


Figure 3.2 : position de Centre de pression

On a :

$$e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée (SPC).}$$

$$C = e_0 - h/2 = 42,97\text{ cm}$$

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

Par ailleurs, on doit vérifier l'inégalité suivant : $e_0 \geq \frac{I_{xx'}}{B_0 v_2}$

$$\text{ou : } B_0 = b.h + (A+A') = 1015\text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left\{ \frac{b.h^2}{2} + 15(A'c + A d) \right\} = 5,00\text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 5,00\text{ cm}$$

$$I_{xx'} = \frac{b}{3}(v1^3 + v2^3) + 15 \{ A(v2 - c)^2 + A' (v1 - c)^2 \} = 12637,52 \text{ cm}^4$$

Alors :
$$\frac{I_{xx'}}{B_s \times v2} = 2,49 \text{ cm}$$

Donc : $e0 = 47,97 \text{ cm} \geq 2,49 \text{ cm}$ Alors on a une section partiellement comprimée

D'après le « **BAEL 91 modifié 99** » [4], on doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$P = -3C^2 + \frac{90 \times A's}{b} (c+c1) + \frac{90 \times As}{b} (c+d) = -5539,10$$

$$q = 2C^2 - \frac{90 \times A's}{b} (c+c1) - \frac{90 \times As}{b} (c+d^2) = 158639,12$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -1,12 \times 10^7$$

Donc : $\Delta < 0$

$$\varepsilon = \arccos \left\{ \frac{q}{2} \times \sqrt[3]{\frac{-p}{3}} \right\} = 0,99 \text{ rad}$$

$$y_c = -2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}} \times \left(\frac{2\pi}{3} + \frac{\varepsilon}{3} \right) = 85,86 \text{ cm}$$

d'où : $y1 = y_c - c = 42,89 \text{ cm}$

Il faut vérifier que : (fissuration préjudiciable)

a) contrainte du béton : $\sigma_{bc} \leq 0,6 \times f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc}$

b) contrainte de l'acier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

Vérification des contraintes

a. Contrainte du béton

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser} \times y_1}{b/2 \times y_1^2 + 15A's \times (y_1 - c_1) - 15As(d - y_1)} \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,341.10^3 \times 42,89.10}{28101,63.10^2} \right) = 0,35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{vérifiée}$$

b. Contraintes de l'acier :

$$\sigma_s = 15 \times 15 \times \left(\frac{y_1 - C_1}{y_1} \right) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta \right) = 240 \text{MPa} \quad (\eta = 1,6)$$

$$\sigma_s = 219,75 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s \quad \text{vérifiée}$$

3.2.4. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,1 f_{c28}; 4 \text{MPa} \} = 2,5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2,808.10^3}{100 \times 90.10^2} = 0,031 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• **.Vérification au séisme :**

Selon [R.P.A 99 version 2003, Art 6.2.3] [1] les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure, surjetant à des forces horizontales données par la formule suivante :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu R.P.A 99.

Pour la zone et le groupe d'usage appropriés :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe 2} \\ \text{Zone III} \end{array} \right. \quad A = 0,25$$

C_p : Facteur de force horizontale pour l'élément secondaire obtenu (R.P.A 99)

$$C_p = 0,3$$

W_p : poids de l'élément pour une bande de 1,00m

$$W_p = (N_u \times l) = 3,16 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4.(0,25).(0,3).(3,16) = 0,948 \text{ KN/ml}$$

La condition pour que l'acrotère puisse résister à cette force est

$$F_p = 0,948 \text{ KN/ml} < 1.5 Q = 1.5 Q = 1.5 \text{ KN/ml} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc : Le calcul sismique n'est pas nécessaire.

N.B : puisque la force f_p peut changer de sens, donc l'acrotère a été ferrillée symétriquement

❖ Schéma de ferrailage

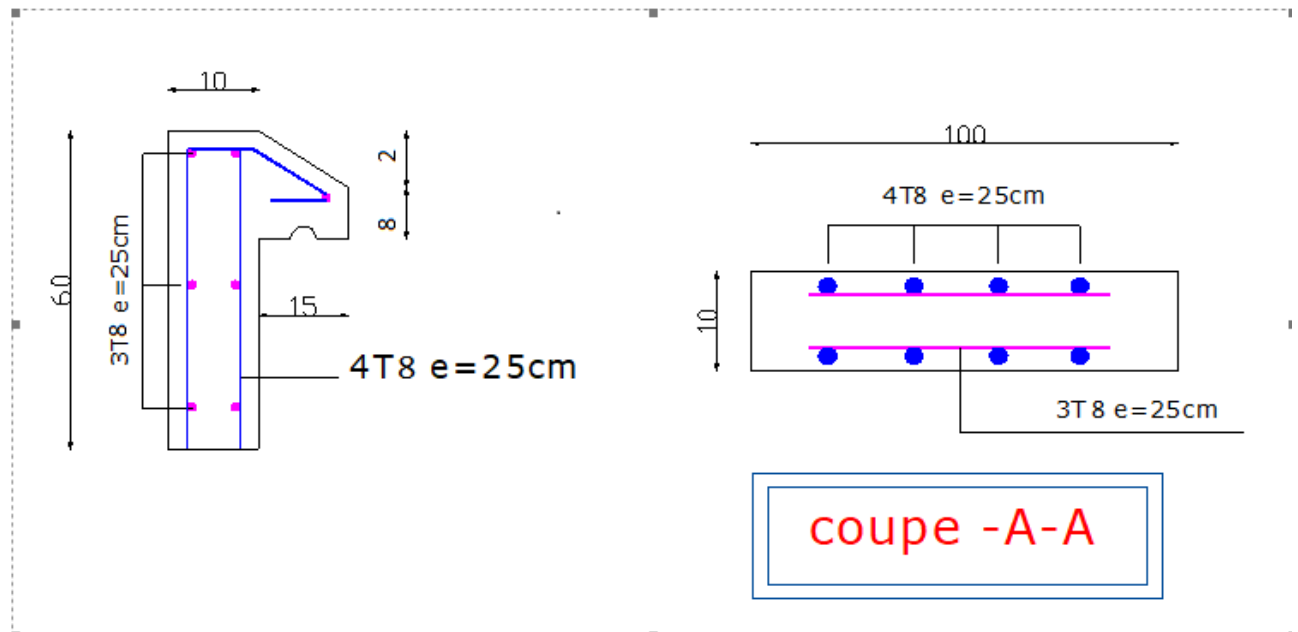


Figure 3.3 : Ferrailage de l'acrotère

3.3. Etude des planchers

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux d'épaisseur (16+4) avec une dalle de compression de 4cm.

Ils sont constitués de :

- Nervures appelées poutrelles.
- Corps creux de 16cm d'épaisseur, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage

d'armature ayant pour buts de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondant aux cloisons.

3.3.1 Plancher en corps creux

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension (16x20x65) cm³ avec une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

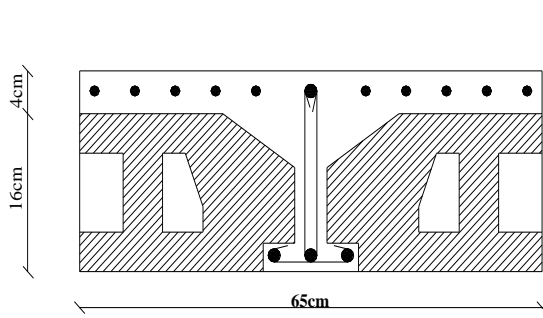


Figure 3.4 : Plancher en corps Creux.

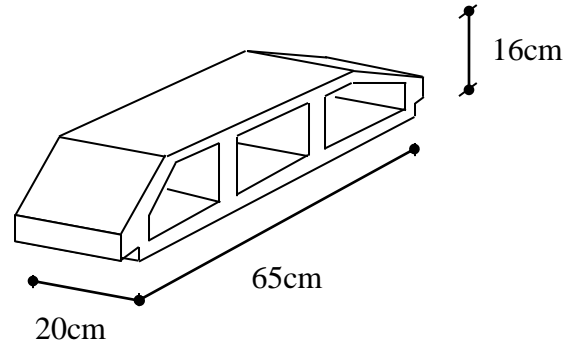


Figure 3.5 : Corps Creux.

a. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués

a.1. Dimensions de la poutrelle

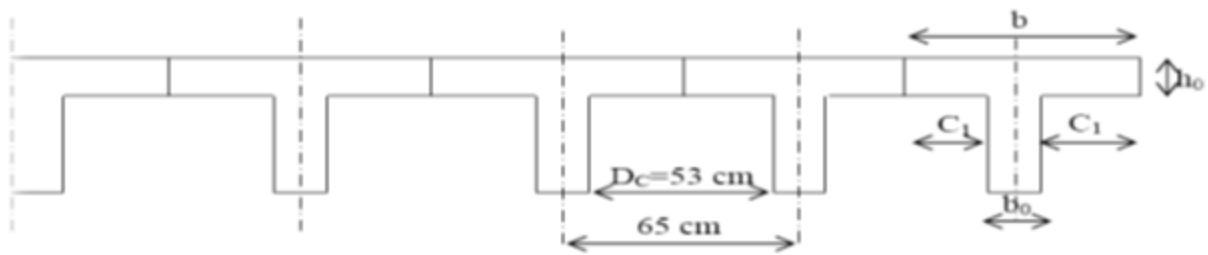


Figure 3.6 : Schéma d'une poutrelle

Hauteur de la de la poutrelle :

D'après B.A.E.L 99 [4] :

La hauteur du plancher est déterminée par la formule suivante : $\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$

$$\frac{L}{25} = \frac{492}{25} = 19.68 \text{ cm} \leq h_t \leq \frac{l}{20} = \frac{492}{20} = 24.6 \text{ cm}$$

On prend : $h_t=20\text{cm}$

L'épaisseur du corps creux : $e = 16\text{cm}$.

Epaisseur de la dalle de compression : $h_0 = h_t - e = 20-16= 4\text{cm}$

La largeur de la poutrelle : $b = b_0 + 2 c_1$ avec : $b_0 = 12 \text{ cm}$

Le corps Creux utilisé pour ce plancher est : $D_c = 53 \text{ cm}$

$$C_1 \leq \begin{cases} \frac{D_c}{2} = \frac{53}{2} = 26.5 \text{ cm} \\ \min \frac{L_{max}}{10} = \frac{455}{10} = 45.5 \text{ cm} \\ (6;8) \cdot h_0 = (6;8) \times 4 \text{ cm} = \end{cases}$$

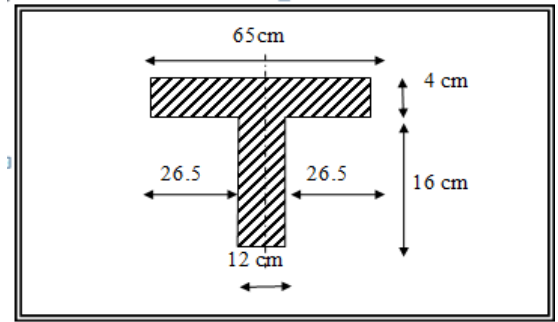


Figure 3.7 : dimensions de la poutrelle

On prend : $C_1 = 26.5 \text{ cm}$

D'où $b = 65 \text{ cm}$

a.2 Calcul des moments

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

a.2.1 Méthode forfaitaire

a.2.1.1 Domaine d'application

H₁ : $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\}$

H₂ : Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

H₃ : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

H₄ : Fissuration non préjudiciable.

a.2.1.2 Exposé de la méthode

▪ **Moment entravée**

• $\alpha = \frac{Q}{G + Q}$

• $M_t \geq \text{Max} \{1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$

• $M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée int ermédiaire} \\ (1,02 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$

Avec :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée

▪ **Moment sur appuis**

- $M=0,2M_0$appuis de rive
- $M=0,6M_0$pour une poutre à deux travées
- $M=0,5M_0$pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre a plus de deux travée
- $M=0,4M_0$pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \dots \text{Appuis gauche}$$

$$b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}} \dots \text{Appuis droit}$$

Effort tranchant à gauche $V_\theta = -2 \frac{M_w + M_t}{a}$

Effort tranchant à droite $V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b}$

a.2.2 Méthode de CAQUOT

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

a.2.2.1 Exposé de la méthode

▪ **Moment sur appuis**

* $M_a = 0,15M_0$Appuis de rives

* $M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)}$Appuis int ermédiaires

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

▪ **Moment en travée**

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$$

Avec :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appuis considérée.

q_e : Charge répartie à droite de l'appuis considérée.

On calcul, de chaque côté de l'appuis, les longueurs de travées fictives « l'_w » à gauche et « l'_e » à droite, avec :

$l'=l$pour une travée de rive

$l'=0,8l$pour une travée intermédiaire

Où « l » représente la portée de la travée libre.

▪ **Effort tranchant**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

a.3 Calcul des poutrelles

a. 3.1. Evaluation des charges et surcharges

• **Plancher terrasse**

Charge permanentes

$G = 6,78 \times 0,65 = 4,407 \text{ kN/ml}$

Surcharges d'exploitation

$Q = 1,0 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$

• **Plancher courant**

Charge permanente

$G = 6,14 \times 0,65 = 3,991 \text{ kN/ml}$

Surcharge d'exploitation

$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,98 \text{ kN/ml}$

a.3.2. Combinaison des charges

• **Plancher terrasse**

E.L.U $q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,924 \text{ kN/ml}$

E.L.S $q_{ser} = G + Q = 5,057 \text{ kN/ml}$

• **Plancher courant**

E.L.U $q_u=1,35G+1,5Q=6.857\text{kN/ml}$

E.L.S $q_{ser}=G+Q=4.971\text{kN/ml}$

Conclusion

Le plancher terrasse est le plus sollicité

a.3.3.Calcul des efforts internes

➤ **Choix de la méthode**

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher; à l'aide des méthodes suivantes:

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot.
- Méthodes trois moments.

➤ **Méthode de calcul** : 1^{er} choix Méthode forfaitaire

➤ **Domaine d'application**

La méthode s'applique aux structures courantes dont les charges d'exploitation restent modérées, c'est-à-dire :

- $Q = 0.65\text{KN/ml} \leq \max \{2 \times 4.31 = 8.62\text{KN/ml} ; 5\text{KN/m}\} \rightarrow$ condition vérifiée.
- Bâtiment à usage d'habitation donc fissuration non préjudiciable. \rightarrow Condition vérifiée.
- La même section transversale de poutre dans toutes les travées, les mêmes moments d'inertie des sections. \rightarrow La condition est vérifiée.

Le rapport de deux travées successives est compris entre : 0.8 et 1.25 c'est-à-dire :

$$0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$$

3.3.2. Méthode de calcul et le ferrailage :

3.3.2.1. poutrelle à six travées :

pour calculer les valeurs maximales des moments en travée et sur appui on utilise la méthode forfaitaire si les conditions suivantes sont vérifiées .[1]

- . une charge uniformément répartie
- . les poutrelles ont le même inertie

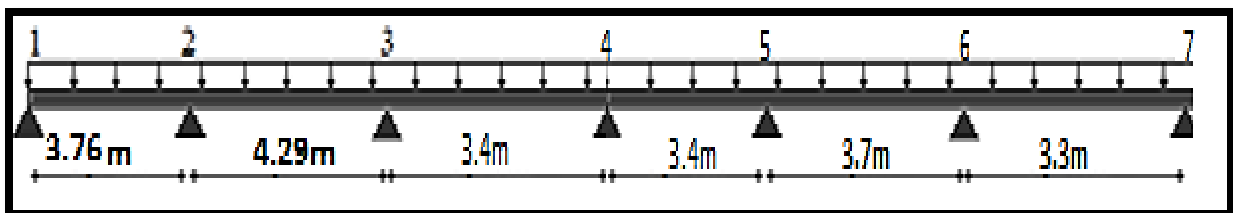


Figure 3.8. Schéma statique des poutrelles à six travées.

Pour choisir la méthode de calcul il faut vérifier les conditions suivantes :

Condition d'application de la méthode forfaitaire :

1- La charge d'exploitation est au plus égale à deux (2) fois la charge permanente ou à 5 KN/m²

→ $Q \leq \text{Max} (2G, 5 \text{ KN/m}^2)$.

Plancher terrasse → $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$ $G_t = 6.76 \text{ KN/m}^2$

$Q < \text{Max} (2 \times 6.76 ; 5) = 13.52 \text{ KN/m}^2$ (C.V)

2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans travées en continuité.....C.V.

3. Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$0.8 \leq \left(\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3.76}{4.29} \right) = 0.8 \leq 0.876 \leq 1.25$ ok

$0.8 \leq \left(\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4.29}{3.4} \right) = 0.8 \leq 1.26 \leq 1.25$ CNV

$0.8 \leq \left(\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3.4}{3.40} \right) = 0.8 \leq 1 \leq 1.25$ ok

$0.8 \leq \left(\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3.40}{3.7} \right) = 0.8 \leq 0.91 \leq 1.25$ ok

$0.8 \leq \left(\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3.7}{3.30} \right) = 0.8 \leq 1.12 \leq 1.25$ ok

La méthode caquot est applicable car la condition vérifiée

Tableau 3.1 : Calcul des efforts internes des poutrelles à ELU

travée	L (m)	L' (m)	M_0 kN.m	MA kN.m	Te (kN)	Tw (kN)	MT (kN)	X
AB	3.76	3.76	12.2360	-2.4472	10.849	-15.185	4.69445	2.19313
BC	4.29	3.432	15.9287	-10.599	15.4538	-14.250	6.54200	2.05807
CD	3.4	2.72	10.0051	-8.0171	12.3562	-11.185	2.90902	1.61544
DE	3.4	2.72	10.0051	-6.0266	11.6006	-11.941	3.68291	1.72458
EF	3.7	2.96	11.8487	-6.6053	12.8516	-12.767	5.32117	1.84389
FJ	3.3	2.64	9.42529	-6.4489	12.8075	-10.041	4.84394	1.45026
				-1.8850				

Tableau 3.2 : Calcul des efforts internes des poutrelles à ELS

travée	L (m)	L' (m)	M ₀ kN.m	MA kN.m	Te (kN)	Tw (kN)	MT (kN)	X
AB	3.76	3.76	8.93673	-1.7873	7.92365	-11.090	3.42863	2.19313
BC	4.29	3.432	11.6336	-7.741	11.286	-10.40	4.7780	2.05807
CD	3.4	2.72	7.30736	-5.8554	9.02448	-8.1693	2.12462	1.61544
DE	3.4	2.72	7.3073	-4.4016	8.47259	-8.7212	2.68984	1.72458
EF	3.7	2.96	8.65379	-4.8242	9.38632	-9.3245	3.88636	1.84389
FJ	3.3	2.64	6.88384	-4.7100	9.3541	-7.333	3.53781	1.45026
				-1.3767				

3.3.2.2. poutrelle à 3 travées :

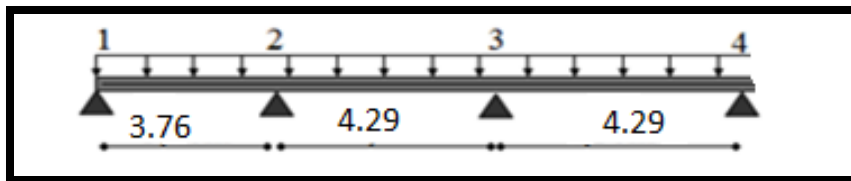


Figure 3.9 : Schéma statique des poutrelles à trois travées.

Pour choisir la méthode de calcul il faut vérifier les conditions suivantes :

Condition d'application de la méthode forfaitaire :

1. La charge d'exploitation est au plus égale à deux (2) fois la charge permanente où à 5 KN/m²
 → $Q \leq \text{Max} (2G, 5 \text{ KN/m}^2)$.

Plancher terrasse → $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$ $G = 6.76 \text{ KN/m}^2$

$Q < \text{Max} (2 \times 6.76 ; 5) = 13.52 \text{ KN/m}^2$ (C.V)

2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans travées en continuité.....C.V.

3. Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0.8 \leq \left(\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3.76}{4.29} \right) = 0.8 \leq 0.876 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{ok}$$

$$0.8 \leq \left(\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4.29}{4.94} \right) = 0.8 \leq 0.86 \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{ok}$$

La méthode forfaitaire est applicable car la condition vérifiée

Tableau 3.3 : Calcul des efforts internes des poutrelles à ELS

travée	L	Mo (kN.m)	α	Mt (kN.m)	Ma kN.m	a	b	ve (Kn)	vw (Kn)
AB	3.760	8.937	0.129	7.369	-1.78	1.709	7.251	3.637	-10.71
BC	4.290	11.634	0.129	11.267	-5.81	2.080	9.343	4.063	-16.36
CD	4.940	15.426	0.129	18.511	-7.71	2.580	11.320	3.816	-20.25
		15.426			-3.08				

Tableau 3.4 : Calcul des efforts internes des poutrelles à ELU

travée	L	Mo (kN.m)	α	Mt (kN.m)	Ma (kN.m)	a	b	ve (Kn)	vw (Kn)
AB	3.76	12.23	0.128	10.08	-2.44	1.709	7.223	4.998	-14.6
BC	4.29	15.928	0.1285	15.4270	-7.964	2.08857	9.3139	5.580	-22.3
CD	4.94	21.121	0.1285	25.3455	-10.560	2.58979	11.533	5.127	-27.7
		21.121			-4.2242				

a. Calcul du ferrailage

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

E.L.U $M_{tu}^{max} = 37.997 \text{ KNm}$

$M_{apu}^{max} = 10.599 \text{ KNm}$

$T_u^{max} = 27.729 \text{ KN}$

E.L.S $M_{tser}^{max} = 27.751 \text{ KNm}$

$M_{apser}^{max} = 7.74 \text{ KNm}$

$T_u^{max} = 20.25 \text{ KN}$

a.1 Ferrailage en travée

$h=20 \text{ cm} ; h_0=4\text{cm} ; b=65\text{cm} ; b_0=12\text{cm} ; d=0,9h=18,0\text{cm} ; \sigma_{bc}=14,16\text{MPa} ;$

$f_e=400\text{MPa} ; f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa}$

Le calcul des sections en forme de « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$M_{tab} = 0,65 \times 0,04 \times 14,16 \times (0,18 - \frac{0,04}{2}) = 0.058 \text{ MN.m}$$

On a :

$$M_{tu} = 0.00608 \text{ MN.m} < M_{tab} = 0.058 \text{ MN.m}$$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « b ».

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b x h) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau 3.5 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

Mau (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	$\mu < 0,186$	$\zeta_s \text{ ‰}$	Σs (MPa)	A_s (cm ²)
25.345	0,08	Oui	0	0,11	17.2	Non	10‰	348	4.23

a.1.1 Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{65 \cdot 20}{1000}; (0.23 \times 65 \times 18 \times 2,1) / 400 \right\}$$

$$A_{\min} = \max \{ 1,3 \text{ cm}^2 ; 1,41 \text{ cm}^2 \} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\{ A_{\min} < A_s \}$$

Choix : **3T14 (A_s=4.62 cm²)**

a.2. Ferrailage sur appuis

$$\text{On a: } M_{au}^{\max} = 5.88 \text{ kNm} < M_{tab} = 58.9 \text{ kNm}$$

$$\mu_R = 0,392 > \mu_{bu} = 0,019 \quad A'_s = 0$$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b₀ x h) en flexion simple.

Tableau 3.6 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

Mau (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	$\mu < 0,18$	$\zeta_s \text{ ‰}$	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
10.59	0,19	Oui	0	0,26	16.06	Non	10‰	348	1.89

a.2.1 Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26cm^2$$

$$A_s=1.89cm^2 > A_s^{\min}= 0,26 cm^2$$

Choix : **1T12+ 1T10 (A_s= 1.92 cm²)**

b. Vérifications

b.1 Effort tranchant

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : T_u^{max} = 27.729 kN.

On doit Vérifiée que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} = 3,33MPa \dots \dots \dots \text{Fissuration préjudiciable}$$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0d} = 0.61MPa < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

✓ **Au voisinage des appuis**

❖ **Appuis intermédiaires**

- Vérification de la compression du béton

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : T_u=13.07 kN (appuis intermédiaires)

$$\sigma_b = \frac{27.729 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 180} = 1.28 MPa < 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6.67 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

-Vérification des armatures longitudinales

$$A_s = 1.92 cm^2 \geq \frac{T_u}{f_e} = 0.38 cm^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

❖ **Appuis de rives**

- Vérification de la contrainte de compression

$$\sigma_b = \frac{27.729 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 180} = 1.28MPa < 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6.67 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification des armatures longitudinales

$$A_s=4.622 cm^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0.9d}}{\sigma_s} = -0.66 cm^2$$

b.2 Vérification à l'E.L.S

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

❖ **Calcul des armatures transversales et l'espacement**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE240 (fe=235MPa)

✓ « **BAEL 91 modifié 99** » [4]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

✓ « **RPA 99 modifié en 2003** » [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

Ø_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

Ø_t ≤ Min(0,6cm ; 1,2cm ; 6,5cm) = 0,6cm On adopte : Ø_t = **6mm**

✓ Selon le « **BAEL 91 modifié 99** » [4]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 68.10^{-3} \text{ cm} \\ \bullet S_t \leq 16,2\text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 20 \times 10^{-3} \text{ cm} \end{array} \right.$$

○ Selon le « RPA 99 modifié en 2003 » [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \\ \bullet S_t \leq 5cm \dots\dots\dots Zone nodale \\ \bullet S_t \leq 10cm \dots\dots\dots Zone courante \end{array} \right.$$

Choix des armatures

$A_t = 2T6 = 0,57 \text{ cm}^2$

On adopte :

Choix des espacements

$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83cm$

Donc : $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 5cm \dots\dots\dots Zone nodale \\ S_t = 10cm \dots\dots\dots Zone courante \end{array} \right.$

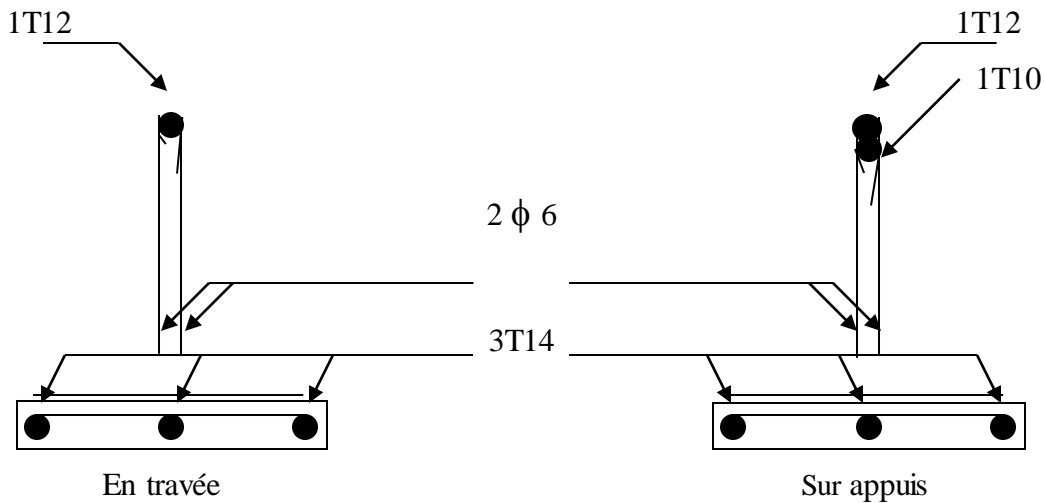


Figure 3.10 Ferrailage des poutrelles

e. Ferrailage de la dalle de compression

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

Si : $\left\{ \begin{array}{l} 50 \leq L_1 \leq 80cm \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{fe} \\ L_1 \leq 50cm \Rightarrow A_2 = \frac{200}{fe} \end{array} \right. \quad (L_1 \text{ en cm})$

Avec :

L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1=65\text{cm}$)

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$F_e = 520 \text{ MPa}$ (quadrillage de TS.TIE520 $\rightarrow \varnothing \leq 5\text{mm}$)

$$\text{On a : } L_1 = 65 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \times \frac{65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$5T5 \Rightarrow A_1 = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$S_i = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Armatures de répartitions

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,49 \text{ cm}^2$$

C Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte des treillis Soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens on collusion.

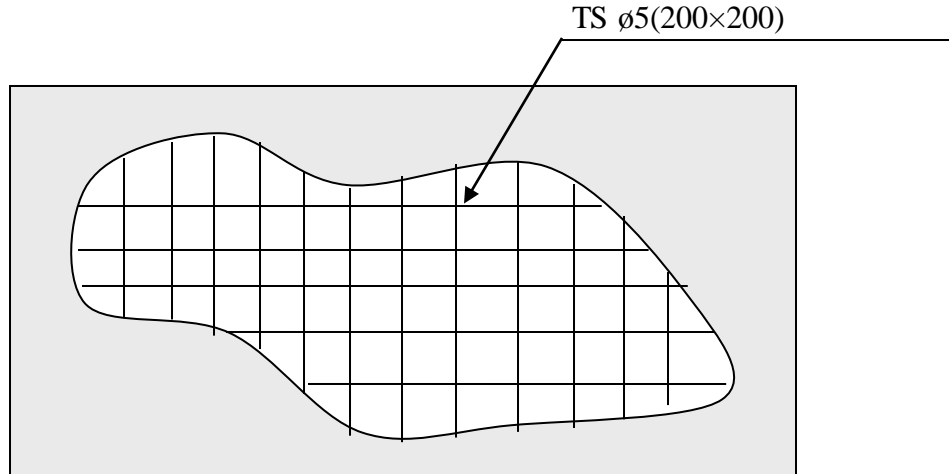


Figure 3.11 : La disposition constructive des armatures de la dalle de compression

3.4 Etude des balcons

Le bâtiment est constitué de deux types de balcons. Le premier type est en corps creux (16+4) coulé sur place qui est muni de poutres de chaînage et le deuxième type en dalle pleine. Notre calcul se basera sur le ferrailage de la poutre de chaînage semi-encastree à ses extrémités.

3.4.1 Etude de la dalle pleine

a. Dimensionnement du balcon

Il sera assimilé à une console encastree au niveau de la poutre de rive réalisée en dalle pleine ;le

calcul se fera pour une bande de 1.5m de longueur sous les sollicitations suivantes:

G et Q : charges et surcharges verticales revenant aux portes à faux ses dimensions sont :

Largeur=1.08m

Longueur=4.87m

L'épaisseur de porte à faux est déterminée comme suit:

$$e_p = \frac{L}{10} = \frac{108}{10} = 1.08 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit } e_p = 1.08 \text{ cm [4]}$$

b. Détermination des charges et surcharges

Nous considérons une bande de 1.50 m.

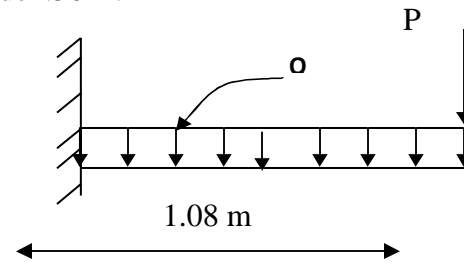


Figure 3.12 : Schéma statique du balcon

Tableau 3.7: Charge permanente et surcharge des planchers courants en dalle pleine [3]

Désignation	ρ (KN/m ³)	E (m)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
revêtement en carrelage	20	0.02	0.4	3.5
Mortier de Pose	20	0.02	0.4	
lit de sable	18	0.02	0.36	
Plancher en dalle pleine	25	0.15	3.75	
enduit en ciment	18	0.02	0.36	
cloisons de distribution	9	0.10	0.9	
enduit de ciment	18	0.04	0.72	
cloisons de distribution	9	0,15	1,35	
			Gt = 8,24	

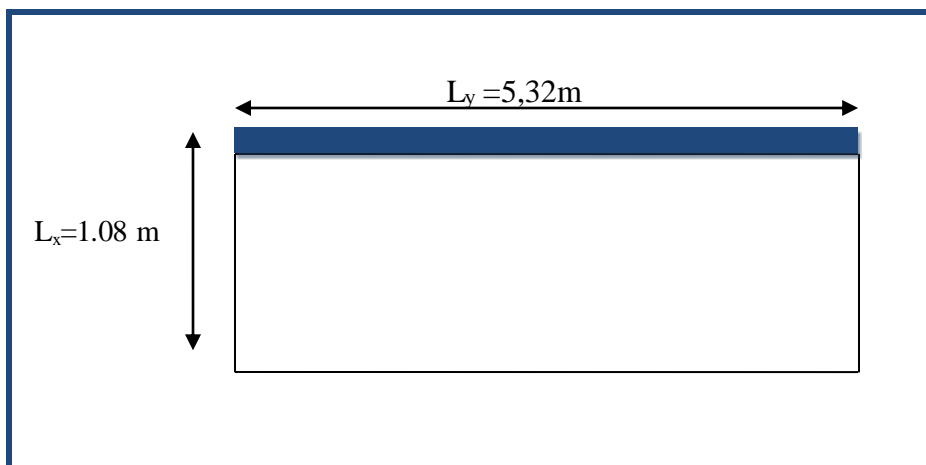


Figure 3.13: Dimension de balcon

3.4.2 Rapport d'élanement :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.08}{5.32} = 0.2217 < 0.4 \Rightarrow \text{le balcon travaille dans un seul sens.}$$

3.4.3 Dimensionnement :

L'épaisseur d'une dalle est donnée par la formule suivante :

Tableau 3.8: Valeur de coef m

	Dalle (dans 1 sens)			Dalle (dans 2 sens)		
	Simple		Continue	simple		Continue
M	25 – 35		30 – 40	30 – 40		35 – 45

$$\frac{L_x}{m} \leq e \leq \frac{L_x}{m}$$

Dalle simple travaillant dans un seul sens $m = 25 \div 35$

$$4.32 \leq e \leq 3.08$$

Pour des raisons pratiques on prend : $h = 15\text{cm}$

3.4.4 Evaluation et combinaison des charges

a. Le chargement sur le balcon

$$G1 = 5.27 \text{ KN/m}^2$$

$$Q1 = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

b. Poids propre du mur

$$G2 = 2.97 \text{ KN/m}^2$$

$$Q2 = 1 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{surcharge d'exploitation sur le garde corps})$$

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

❖ **Sollicitation des efforts**

✓ **P.E.L.U**

$$qu1 = 1.35 \times G1 + 1.5 \times Q1 = 12.364 \text{ kN/ml}$$

$$Pu1 = 1.35 \times G \times L = 10.665 \text{ KN/ml}$$

✓ **P.E.L.S**

$$qs1 = G1 + Q1 = 8.77 \text{ KN/ml}$$

$$Ps2 = G2 \times L = 7.9 \text{ KN/m}$$

❖ Calcul des efforts dans le balcon

✓ E.L.U.

▪ Moment fléchissant

$$M_u = (q_u \frac{L^2}{2} + p_u L) = 18.728 \text{ KN.m}$$

▪ Effort tranchant

$$T = q_u \cdot L + p_u = 12.365 \times 1.08 + 10.665 = 24.018 \text{ KN}$$

✓ E.L.S

▪ Moment fléchissant

$$M_s = \left(q_s \frac{L^2}{2} + p_s \cdot L \right) = 13.646 \text{ KN.m}$$

▪ Effort tranchant

$$T = q_s \cdot L + P_s = (8.77 \times (1.08) + 7.9) = 17.371 \text{ KN}$$

III.3.5 Le Ferrailage

✓ E.L.U

Pour une bande de 1 ml

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

$$h = 15 \text{ cm}$$

$$c = 2 \text{ cm}$$

$$d = 13 \text{ cm}$$

$$M_u = 18.728 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{18.728 \times 10^{-3}}{1 \cdot (0,13)^2 \cdot 14,17} = 0,078$$

$$\mu_{bu} = 0,035 < 0,186$$

Pivot : A :

$$\mu_{lu} = 0,3367\gamma - 0,1711$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{18.728}{13.646} = 1,387$$

$$\mu_{lu} = 0,3367 \times 1,387 - 0,1711 = 0,296$$

$$\mu_{bu} = 0,078 < \mu_{lu} = 0,29$$

Donc A' = 0

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,102$$

$$Z = d(1 - 0,4. \alpha) = 0,124m$$

$$Z = 12.4cm$$

$$\mu_{bu} = 0,035 < 0,186\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

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

▪ **Section d'armature tendue**

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{18.728 \times 10^{-3}}{348 \times 0.102} = 4.31 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{100 \times 15}{1000}, 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} \right\} \quad A_{\min} = 1.56$$

cm²

$$A_s = 4.31 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV$$

On choisit : A = 4T12 = 4.53 cm² BN

▪ **Espacement**

$$St \leq \min (3h, 33cm) = \min (3 \times 15 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

On prend St=25 cm

▪ **2Section d'armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.53}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On choisit 4T10=3.14cm²

▪ **Espacement**

$$St \leq \text{Min} (4h, 45cm) = \min (4 \times 15; 45) = 45 \text{ cm}$$

On prend St=30cm

▪ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = T_u = 14.01 \text{ KN}$$

▪ **Valeur de la contrainte tangentielle (τ_u)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{24.01 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0.185 \text{ MPa}$$

▪ **Valeur limite de la contrainte tangentielle**

La fissuration est préjudiciable

$$\bar{\tau}_u \leq \min\{0,1 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,185 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots (cv)$$

▪ **Armature d'effort tranchant**

- Le bétonnage est sans reprise

$$V_u \leq 0.07 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad h \leq 15cm$$

Donc aucune armature d'âme à prévoir.

• **E.L.S**

$M_s = 13.646 \text{ KN.m} \quad : \quad A_s = 4.53 \text{ cm}^2$

La fissuration est préjudiciable

▪ **Position de l'axe neutre :**

Equation s'écrit :

$$by^2 + 30(As + A')y - 30(d.As + d'.A') = 0$$

Solution :

$$y = \frac{15(As + A')}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{b(d.As + d'.A')}{7.5(As + A')^2}} \right]$$

$y = 4.203cm$

▪ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[As(d - y)^2 + A'(y - d')^2] = \frac{100 \times 3.05^3}{3} + 15 \times [3.14(13 - 3.05)^2]$$

$I = 7733.478cm^2$

$$K = \frac{M_s}{I} = 1.76MPa/cm$$

• **Calcul des contraintes**

▪ **Contrainte de compression dans le béton**

$\sigma_b' = K \cdot y = 7.41 \text{ Mpa}$

▪ **Contrainte dans les armatures tendues**

$\sigma_a = n \cdot k \cdot (d - y) = 232.833Mpa$

• **Vérifications**

▪ **Etat limite de compression du béton**

$\sigma_b' = 7.41 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots (cv)$

▪ **Etat limite d'ouverture des fissures**

Fissuration préjudiciable :

$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, \max(0.5f_e, 110\sqrt{\eta \times f_{t28}})\right) \quad \text{avec } \eta = 1.6.$

$\bar{\sigma}_s = \min(266.67; \max(200; 2001.63))$

$232.833 < 266.67$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

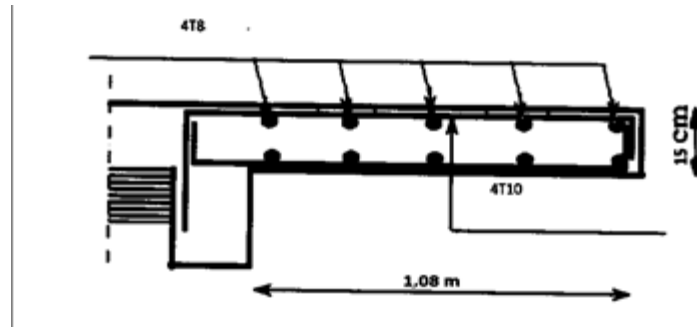


Figure 3.14 : ferrailage de balcon

3.5. Escalier

Les escaliers sont des éléments importants ; ils permettent d'accès vertical entre différents étages de la structure ; ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différent accès, personnes, équipement ...)

Ces différentes charges peuvent entraîner des dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation, fissuration, ou même la ruine de l'escalier).

Pour éviter ce risque on doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage adopté.

Notre bâtiment comporte un escalier à deux volets.

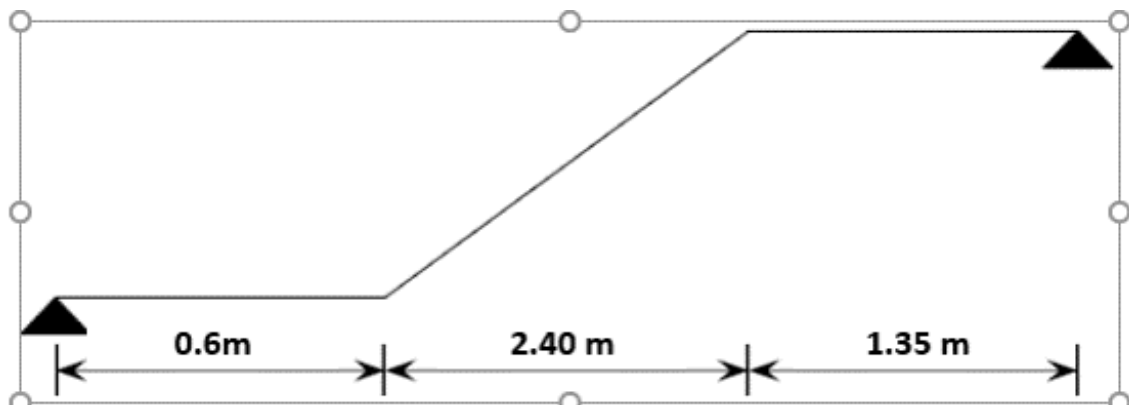


Figure 3.15 : Schéma statique d'escalier

• Les combinaisons des charges et surcharges :

Le calcul se fait pour une bande de 1 m.

• E.L.U :

▪ La paillasse :

$$P_{u1} = (1.35 G_1 + 1.5 Q) =$$

$$= (1.35 \times 10,65 + 1.5 \times 2.5) = 18,13 \text{ KN/m}$$

▪ Le palier :

$$P_{u2} = (1.35 G_2 + 1,5 .Q_2)$$

$$= (1.35 \times 6.3 + 1.5 \times 2.5) = 12,12 \text{ KN/m}$$

•E.L.S :

▪ La paillasse :

$$P_{S1} = (G_1 + Q_1)$$

$$= (10.65+2,5)= 13,15 \text{ KN/m}$$

▪ Le palier :

$$P_{S2} = (G + Q)$$

$$= (6.2+2.5) =8.7\text{KN/m}$$

3.5.1. Calcul de moments fléchissant et effort tranchant

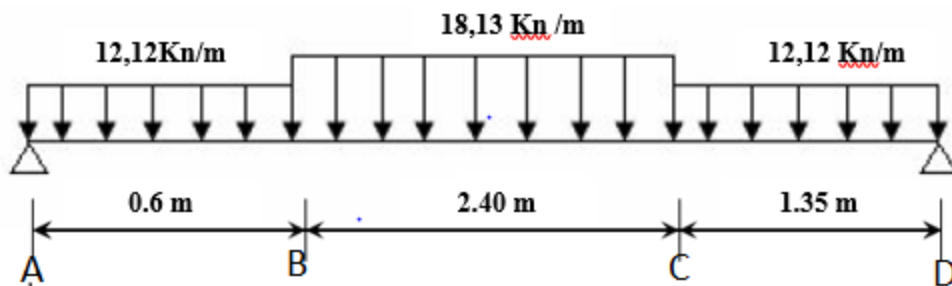


Figure 3.16 : Charge revenant aux escaliers

•E.L.U

$$\sum f_{/X} = 0 \rightarrow R_{AX} = 0$$

$$\sum f_{/y} = 0 \rightarrow R_{BX} + R_{AX} - 18.13 \times 2.4 - 12.12 \times 0.6 - 12.12 \times 1.35 = 0$$

$$\sum M_{/A} = 0$$

$$\rightarrow R_{By} = 32.329 \text{ KN.}$$

$$\rightarrow R_{Ay} = 34.816 \text{ KN}$$

▪ La coupe A-A

$$0 \leq x \leq 0.6 \text{ m}$$

$$\begin{cases} T(0) = -34.816 \text{ KN} \\ T(0.6 \text{ m}) = 27.54 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_{/y} = 0$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.35) = 18.7 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ La coupe B-B :

$$0.6 \leq x \leq 3 \text{ m}$$

$$\sum f_{/y} = 0$$

$$\begin{cases} T(0.6) = 27.54 \text{ KN} \\ T(3\text{m}) = -15.967 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_{/y} = 0$$

$$\begin{cases} M(0.6) = 18.7 \text{ KN} \\ M(3) = 32.6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ La coupe C-C :

$$0 \leq x \leq 1.35\text{m}$$

$$\sum f_{/y} = 0$$

$$\begin{cases} T(0) = -15.967 \text{ KN} \\ T(1.35) = -32.329 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_{/y} = 0$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.35) = 32.6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Diagramme de l'effort tranchant

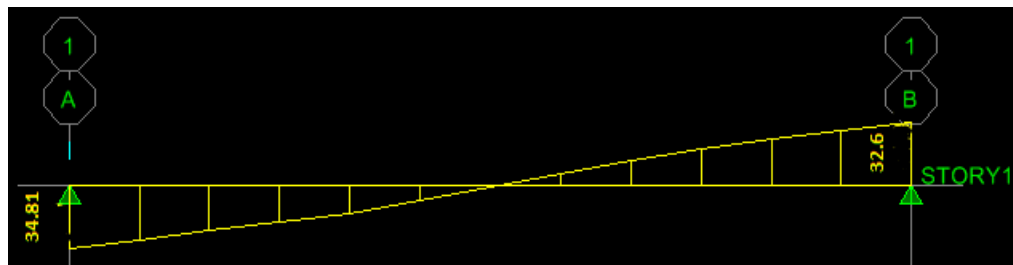


Figure 3.17 : Diagramme de T à L'ELU

• Diagramme de moment :



Figure 3.18 : Diagramme de M_{Fa} L'ELU

▪ Calcul de M_{MAX} :

$$\rightarrow M_{MAX} = 42.86 \text{ Kn.m}$$

On a :

$$M_t = 0.85 \times M_{max} = 36.43 \text{ kN.m}$$

- **E.L.S :**

$$\sum f_{/x} = 0 \rightarrow R_{AX} = 0$$

$$\sum f_{/y} = 0 \rightarrow R_{BX} + R_{AX} - 13.15 \times 2.4 - 8.7 \times 1.35 - 0.6 \times 8.7 = 0$$

$$\sum M_{/A} = 0$$

$$\rightarrow R_{By} = 23.34 \text{ KN.}$$

$$\rightarrow R_{Ay} = 25.18 \text{ KN}$$

- **La coupe A-A :**

$$0 \leq x \leq 0.6 \text{ m}$$

$$\sum f_{/y} = 0$$

$$\begin{cases} T(0) = 25.18 \text{ KN} \\ T(0.6\text{m}) = 19.96 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_{/y} = 0$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(0.6) = 13.54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **La coupe B-B :**

$$0.6 \leq x \leq 3\text{m}$$

$$\sum f_{/y} = 0$$

$$\begin{cases} T(0.6) = 19.96 \text{ KN} \\ T(3\text{m}) = -11.59 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_{/y} = 0$$

$$\begin{cases} M(0.6) = 13.54 \text{ KN.m} \\ M(3) = 23.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **La coupe C-C :**

$$0 \leq x \leq 1.35\text{m}$$

$$\sum f_{/y} = 0$$

$$\begin{cases} T(0) = 23.34 \text{ KN} \\ T(1.35) = -11.34 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_{/y} = 0$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.35) = 23.58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ Calcul de M_{MAX} :

$\rightarrow M_{MAX} = 31.11 \text{ Kn.m}$

On a :

$M_t = 0.85 \times M_{max} = 26.45 \text{ kN.m}$

• Diagramme de l'effort tranchant

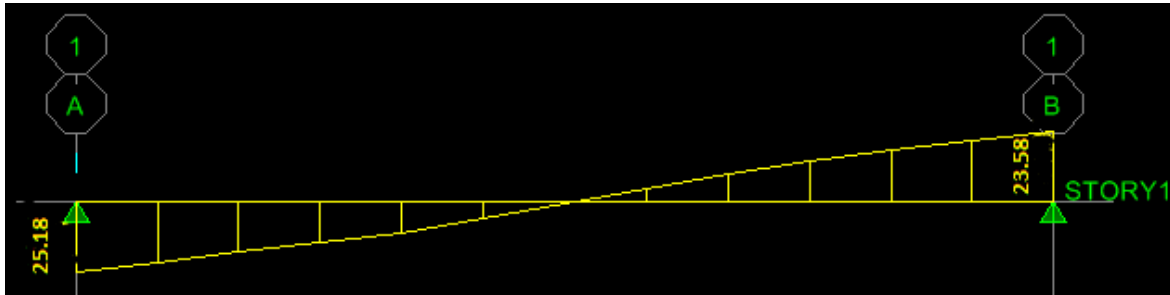


Figure 3.19 : Diagramme de T à L'ELS

• Diagramme de moment :

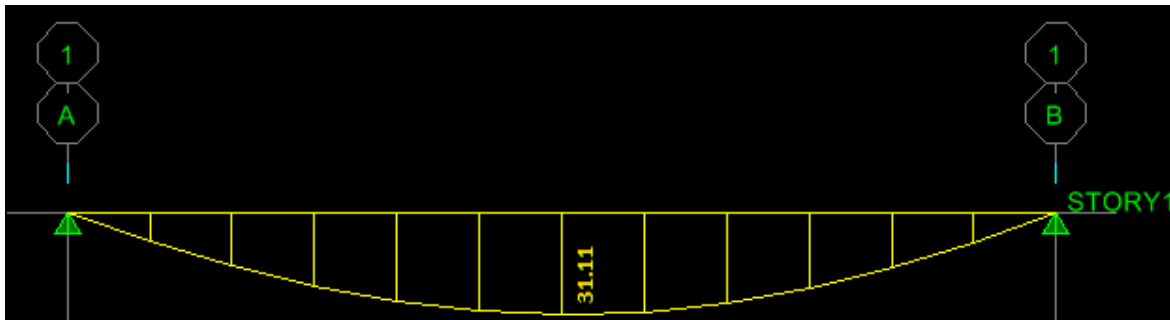


Figure 3.20 : Diagramme de M_{Fa} L'ELS

3.5.2 Ferrailage de l'escalier

Le ferrailage sera déterminé pour une bande de 1m de largeur, avec :

$b = 100\text{cm}$. $e = 20 \text{ cm}$. $d = 0.9 \times e = 18\text{cm}$. $d' = 0.1 \times e = 2 \text{ cm}$

Acier FeE400; Fissuration peu nuisible

$f_{bu} = (0.85 \times f_{c28}) / \gamma_b$

$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$

$\sigma_s = f_e / \gamma_s$

Tableau 3.9 : Caractéristiques géométriques et mécaniques

f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	γ_b	γ_s	d (cm)	f_{bu} (MPa)	σ_s (MPa)	f_e (MPa)	b(cm)
25	2,1	1.5	1.15	18	14.17	348	400	100

♦ **Calcul des sections des armatures à l'E.L.U**

▪ **Calcul des sections d'armature dans la travée**

♦ **Moment en travée :**

A l'E.L.U:

$$M_{Ut} = 0.8 \times M_{MAX} = 36.43 \text{ kN.m.}$$

A l'E.L.S:

$$M_{St} = 0.8 \times M_{MAX} = 26.45 \text{ kN.m.}$$

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

$$D'où: \mu_{bu} = M_{Ut} / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 0.079 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \epsilon_{bu} = 10 \text{ ‰.}$$

$$\delta = M_{Ut} / M_{St} = 1.38.$$

$$\mu_{lu} = 0.3367 \delta - 0.1711 = 0.294.$$

$$\mu_{lu} > \mu_{bu} \Rightarrow A_u' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée).}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.103$$

$$3 = d (1 - 0.4 \alpha) = 17.255 \text{ cm.}$$

$$A_t = M_{Ut} / (3 \times \sigma_s) = 6.06 \text{ cm}^2$$

♦ **Condition de non fragilité :**

$$A_t \geq A_{min} = \text{Max} \{ (b \times e) / 1000 ; (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \} = 2.17 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{OK.}$$

- Choix des barres :

$$A_t = 4T14 = 6.16 \text{ cm}^2.$$

♦ **L'espacement:**

$$S_t \leq \text{Min} (3h; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm.}$$

♦ **Armatures de répartition:**

$$A_r = A_t / 4 = 1.54 \text{ cm}^2.$$

- on prendre :

$$A_r = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2.$$

♦ **L'espaement:**

$$S_t \leq \text{Min} (4h, 45 \text{ cm}) \leq \text{Min} (80 \text{ cm}, 45 \text{ cm}) .$$

$$\Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm.}$$

On prendre: $S_t = 25 \text{ cm}$

▪ **Calcule a section d'armature sur appuis**

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 18 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm} ; \quad c = 2 \text{ cm.}$$

♦Moment sur appuis

A L'E.L.U :

$$M_u = 0.2 \times M_{MAX} = 8.57 \text{ kN.m.}$$

A L'E.L.S :

$$M_{ser} = 0.2 \times M_{MAX} = 6.22 \text{ kN.m.}$$

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

$$D'où: \mu_{bu} = M_{Ut} / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 0.018 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \epsilon_{bu} = 10 \text{ ‰.}$$

$$\delta = M_{Ut} / M_{St} = 1.38.$$

$$\mu_{lu} = 0.3367 \delta - 0.1711 = 0.280.$$

$$\mu_{lu} > \mu_{bu} \Rightarrow A_u' = 0 \text{ (pas d'armature comprimée).}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.023$$

$$3 = d (1 - 0.4 \alpha) = 17.83 \text{ cm.}$$

$$A_t = M_{Ut} / (3 \times \sigma_s) = 1.38 \text{ cm}^2$$

♦Condition de non fragilité :

$$A_t \geq A_{min} = \text{Max} \{ (b \times e) / 1000 ; (0, 23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \} = 2.17 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée .}$$

- Choix des barres :

$$A_a = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2.$$

♦L'espacement:

$$S_t \leq \text{Min} (3h; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm.}$$

♦Armatures de répartition:

$$A_r = A_t / 4 = 0.84 \text{ cm}^2.$$

- on prendre :

$$A_r = 2T8 = 1.01 \text{ cm}^2.$$

♦L'espaement:

$$S_t \leq \text{Min} (4h, 45 \text{ cm}) \leq \text{Min} (80 \text{ cm}, 45 \text{ cm}) .$$

$$\Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm.}$$

On prendre: $S_t = 15 \text{ cm}$

♦Vérification à l'effet tranchant :

On doit vérifier :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{bd} = \frac{27.63 \times 10}{100 \times 18} = 0.153 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{min} (0,133 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{OK.}$$

♦Les Armatures transversales :

D'après le C.B.A 93, il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales si :

1. $\tau_u < 0,046f_{c28} = 1,16\text{MPa}$ OK.
2. Il n'y a pas de reprise de bétonnage..... OK.

Conditions vérifiées donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

♦Position de l'axe neutre

Equation s'écrit :

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

Solution :

$$A = AS = 6.16\text{cm}^2$$

$$D = \frac{15A}{b} = 0.9 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.9 \times 18 = 43.2 \text{ cm}^2$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.9 + \sqrt{0.9^2 + 43.2} = 5.48 \text{ cm}$$

♦Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A(d-y)^2] = 24413.16$$

$$K=0.44$$

❖ Calcul des contraintes

♦Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma'_b = 2.41 \text{ MPA}$$

♦Contrainte dans les armatures tendues :

$$\sigma_a = n.k.(d - y) = 24.3 \times 0.45 \times (18 - 6) = 131.22 \text{ MPA}$$

$$\Sigma a = n.K.(d-y) = 133.86 \text{ MPA}$$

❖ .Vérifications

▪Etat limite de compression du béton :

$$\sigma'_b = 2.7 \text{ MPA} \leq \sigma_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots (\text{CV})$$

▪Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à faire .

3.5.3 Ferrailage de l'escalier :

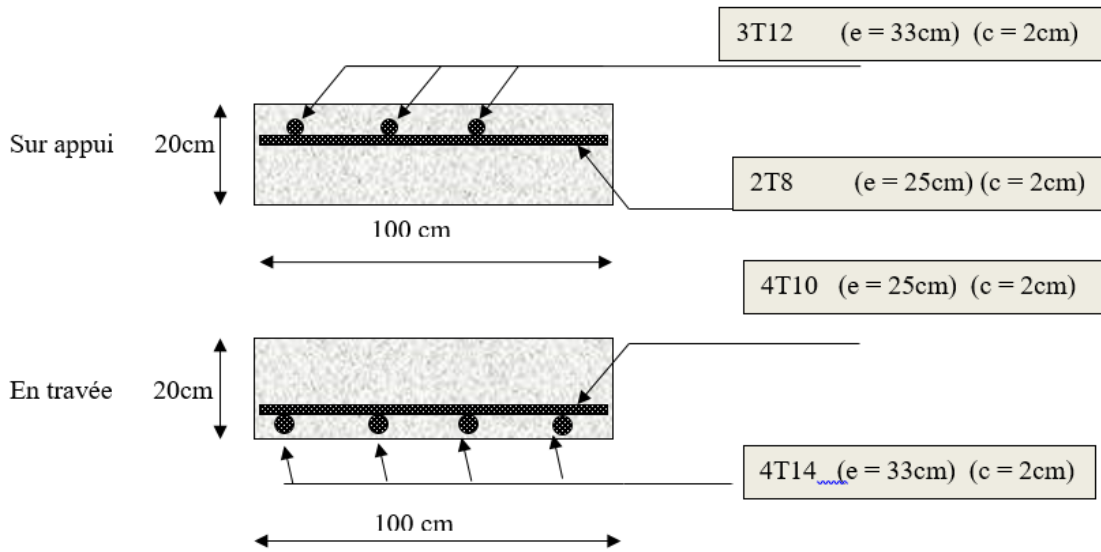


Figure 3.21 : Schéma du Ferrailage des escaliers.

• Plan de ferrailage d'escalier :

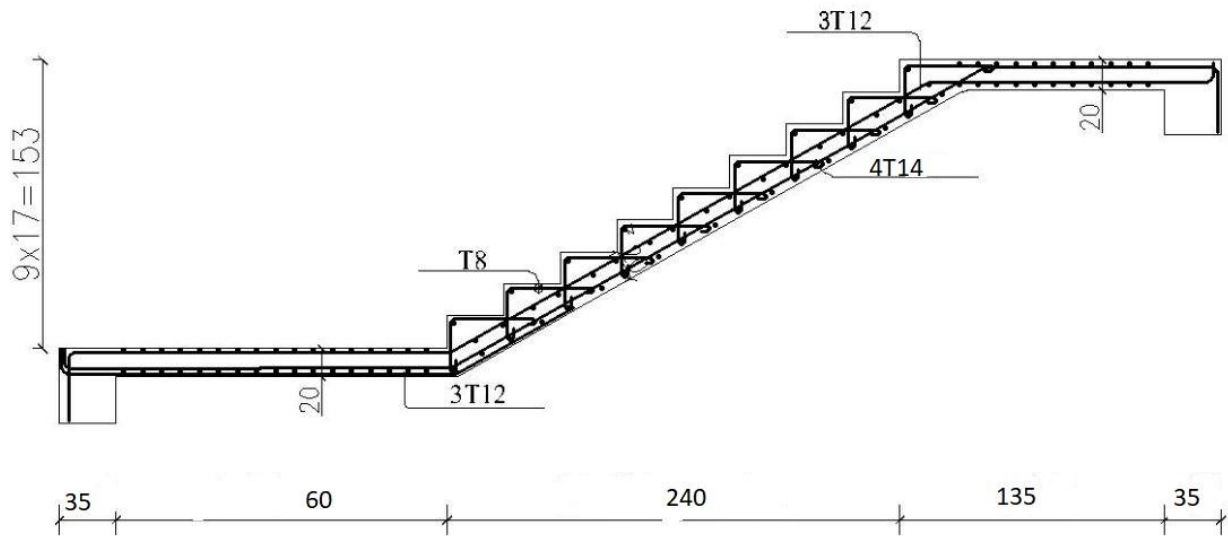


Figure 3.22 : Schéma du Ferrailage des escaliers (vue en élévation)

3.6. Poutre palière

La poutre palière reçoit le chargement qui provient de la paillasse

Et palier en plus de son poids propre elle est encastrée dans les deux cotées.

Son dimensionnement se fait d'après les formules empiriques données par « B.A.E.L91 Modifié 99 » est vérifiée selon « R.P.A version 2003 » le schéma statique de la poutre palière est comme suivant :

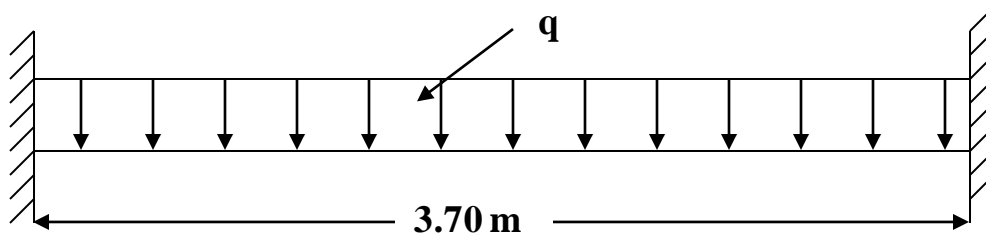


Figure 3.23 : Chargement de la poutre palière

3.6.1. Pré dimensionnement

D'après B.A.E.L91 :

La hauteur de la poutre palière est donnée par :

$$L = 3.70 \text{ m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ avec } \frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \rightarrow 24.66 \text{ cm} \leq h \leq 37 \text{ cm} \rightarrow h = 35 \text{ cm}$$

La largeur b de la poutre palière doit être:

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

Selon le RPA99 version 2003

$$h \geq 35$$

$$b \geq 30$$

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.17 < 4$$

Donc la section de la poutre palière (30x35) cm².

3.6.2 Evaluation des charges et surcharges

❖ La poutre palière est soumise à

- Son poids propre le long de la poutre :

$$G_p = 0,30 \times 0,35 \times 25 = 2,625 \text{ KN/m}$$

- Réaction d'appui provenant de l'escalier et du palier :

▪ E.L.U

$$\frac{R_{by}}{L} = \frac{32.329}{3.7} = 8.73 \text{ Kn/ml}$$

▪ E.L.S

$$\frac{R_{by}}{L} = \frac{23.34}{3.7} = 6.3 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

3.5.3 Combinaisons des charges

▪ E.L.U

$$q_u = 1.35 \times G + R = 1.35 \times 2.625 + 8.73 = 11.84 \text{ Kn/ml}$$

▪ **E.L.S**

$$q_s = G + R = 2.625 + 6.3 = 8.925 \text{ Kn/ml}$$

3.5.4 Détermination des charges :

▪ **E.L.U**

• Moment sur appuis :

$$M_a = \frac{q_u \times L^2}{12} = \frac{11.84 \times 3.7^2}{12} = 13.5 \text{ Kn.m}$$

• Moment sur travée :

$$M_t = \frac{q_u \times L^2}{24} = \frac{11.84 \times 3.7^2}{24} = 6.75 \text{ Kn.m}$$

• Effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{11.84 \times 3.7}{2} = 21.9 \text{ Kn.m}$$

▪ **E.L.S**

• Moment sur appuis :

$$M_a = \frac{q_s \times L^2}{12} = \frac{8.925 \times 3.7^2}{12} = 10.18 \text{ Kn.m}$$

• Moment sur travée :

$$M_t = \frac{q_s \times L^2}{24} = \frac{8.925 \times 3.7^2}{24} = 5.09 \text{ Kn.m}$$

• Effort tranchant :

$$T = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{8.925 \times 3.7}{2} = 16.51 \text{ Kn.m}$$

Diagramme du moment fléchissant et effort tranchant a l'E.L.U :

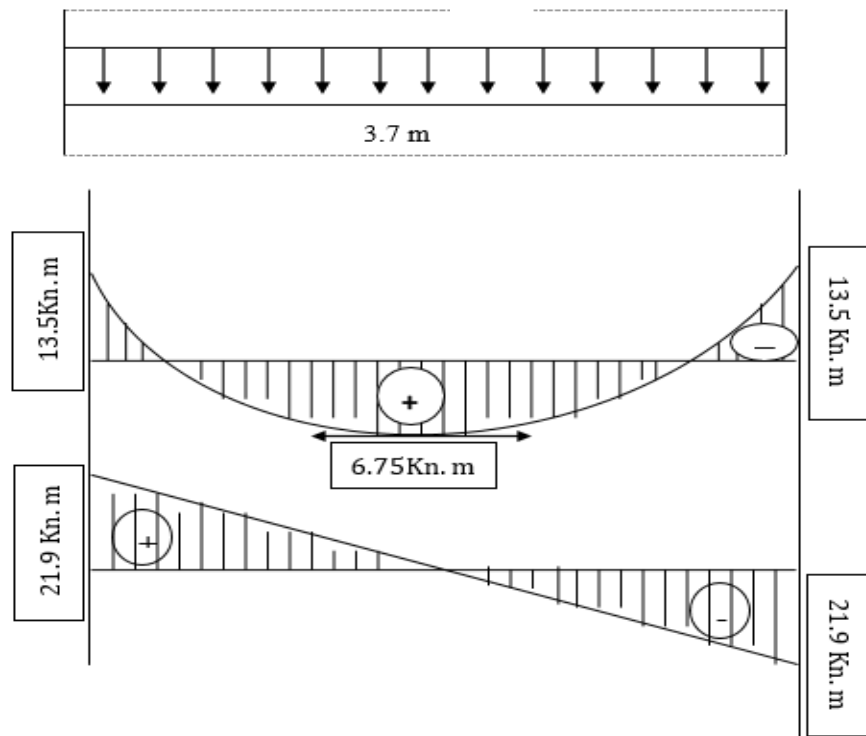


Figure 3.24: Diagramme des efforts interne à L'E.L.U

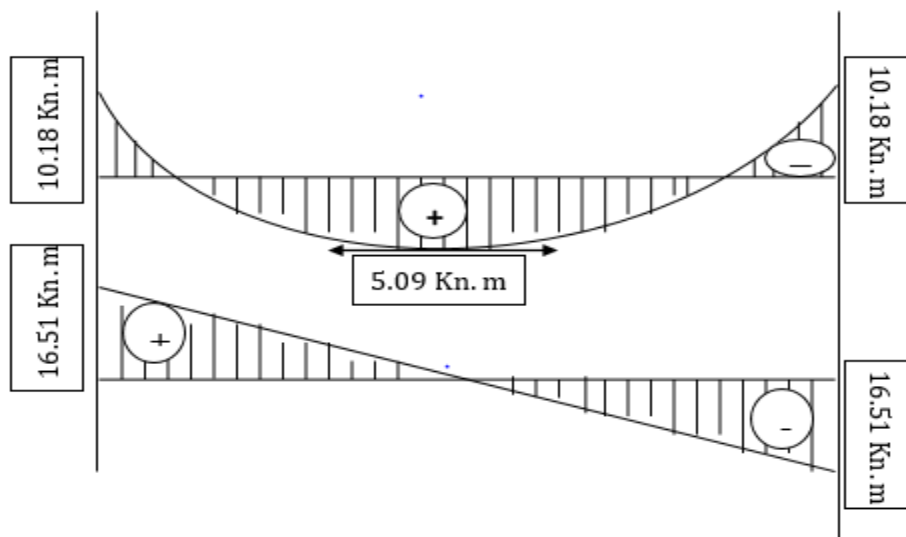


Figure 3.25 : Diagramme des efforts interne à L'E.L.S

3.6.5 Ferrailage de la poutre palière:

- En Travée :

$$M_t = 6.75 \text{ Kn.m}$$

$$b = 30 \text{ cm et } h = 35 \text{ cm}$$

$$f_{eE} = 400 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 35 = 31.5 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \approx 348 \text{ MPa}$$

▪ **Fissuration peu nuisible**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6.75 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.315^2 \times 14.17} = 0.016$$

$$\mu = 0.016 < 0.187 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu = 0.367(\gamma) - 0.1711$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{6.75}{5.09} = 1.32$$

$$\mu_{bu} = 0.3367 \times 1.32 - 0.1711 = 0.5$$

$$\mu_{bu} = 0.5 \text{ et } \mu = 0.016$$

Donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimés

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.025}) = 0.02$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.315(1 - 0.4 \times 0.02) = 0.312 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{6.75 \times 10}{0.312 \times 348} = 0.62 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité**

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

$$A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2 > A_u = 0.62 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

On prend A = 3T12 = 3.39 cm²

• **En Appuis :**

$$M_a = 13.5 \text{ Kn.m}$$

$$b = 30 \text{ cm et } h = 35 \text{ cm}$$

$$f_{eE} = 400 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 35 = 31.5 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \approx 348 \text{ MPa}$$

▪ **Fissuration peu nuisible**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13.5 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.315^2 \times 14.17} = 0.0320$$

$$\mu = 0.032 < 0.187 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu = 0.367(\gamma) - 0.1711$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{13.5}{10.183} = 1.99$$

$$\mu_{bu} = 0.3367 \times 1.99 - 0.1711 = 0.5$$

$$\mu_{bu} = 0.5 \text{ et } \mu = 0.033$$

Donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.052}) = 0.040$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.315(1 - 0.4 \times 0.066) = 0.309\text{m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{21.9 \times 10}{0.306 \times 348} = 1.25 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité**

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

$$A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2 < A_u = 1.25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

On prend $A = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$

3.5.6. Ferrailage de la poutre palière

Valeur de l'effort tranchant : $V_u = T = 26.76 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{21.9 \times 10}{30 \times 31.5} = 0.23 \text{ MPa}$$

Valeur limite de la contrainte tangentielle $\bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28}, 4 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$$

• **Vérification :**

$$\tau_u = 0.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

• **Calcul des armatures transversales**

D'après le "BAEL91modifié99" [4] le diamètre des armatures transversales est de

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{\min} \right\} = \min \left\{ \frac{350}{35}, \frac{300}{10}, 10\text{mm} \right\} = 10 \text{ mm}$$

On prend $\phi = 10 \text{ mm}$

$$A_t = \frac{\pi \cdot \phi_t^2}{4} = \frac{3.14 \times 1^2}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_t \times m_t = 0.785 \times 4 = 3.14 \text{ cm}^2$$

• **Espacement des armatures transversales**

$$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = \min(0,9 \times 31.5 ; 40\text{cm}) = 28.35 \text{ cm}$$

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

Choix un espacement de 15 cm dans la zone nodale. L'espacement dans la zone courante est pris égal 15cm

Valeur de τ_0

- Il n'y a pas reprise de bétonnage

- La fissuration est non préjudiciable

Donc $\tau_0 = 0.3 \times f_{tj} \times k = 0.3 \times 2.1 \times 1 = 0.63 \text{ MPa}$

▪ **Condition de non fragilité**

$$\rho_t = \frac{A_t}{b \cdot S_t} = \frac{3.14}{30 \times 15} = 0.006$$

$$\rho_{t \min} = \frac{1}{f_e} \cdot \max \left\{ \frac{\tau_0}{2}, 0.4 \text{ MPa} \right\} = \frac{1}{400} \cdot \min \left\{ \frac{0.63}{2}, 0.4 \text{ MPa} \right\} = 0.001 \cdot$$

$$\rho_t \geq \rho_{t \min} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ **Vérification a L'ELS**

• **En Appuis :**

$M_a = 10.18 \text{ Kn.m}$

$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

$A_s' = 0$

• **Position de l'axe neutre**

$$y = \frac{15 (A_s + A')}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A')}{7.5(A_s + A')}} - 1 \right) = \frac{15 (3.39)}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{30(31.5 \times 3.39)}{7.5(3.39)}} - 1 \right)$$

$= 19.1 \text{ cm}$

• **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \cdot [A_s \cdot (d - y)^2 + A_s' \cdot (d' - y)^2]$$

$$\Rightarrow I = \frac{30 \times 19.1^3}{3} + 15 \times 521.24 = 77497.31 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_a}{I} = \frac{10.83 \times 10^3}{77497.31} = 0.139 \text{ MPa/cm}$$

• **Calcul des contraintes**

▪ **Contrainte de compression dans le béton**

$\sigma'_b = K \cdot y = 0.139 \times 19.1 = 2.65 \text{ MPa}$

▪ **Contrainte dans les armatures tendues**

$\sigma_a = n \cdot K (d - y) = 15 \times 0.139(31.5 - 19.1) = 25.854 \text{ MPa}$

• **Vérification**

$\sigma'_b = 2.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

• **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peut nuisible donc aucune vérification à faire.

• **En Travée :**

$M_t = 5.09 \text{ Kn.m}$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = 0$$

• **Position de l'axe neutre**

$$y = \frac{15 (A_s + A')}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A')}{7.5(A_s + A')}} - 1 \right) = \frac{15 (3.39)}{30} \left(\sqrt{1 + \frac{30(31.5 \times 3.39)}{7.5(3.39)}} - 1 \right)$$

$$= 19.1 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \cdot [A_s \cdot (d - y)^2 + A_s' \cdot (d' - y)^2]$$

$$\Rightarrow I = \frac{30 \times 19.1^3}{3} + 15 \times 521.24 = 77497.31 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_a}{I} = \frac{5.416 \times 10^3}{77497.31} = 0,069 \text{ MPa/cm}$$

• **Calcul des contraintes**

- Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma'_b = K \cdot y = 0.069 \times 19.1 = 1.32 \text{ MPa}$$

- Contrainte dans les armatures tendues

$$\sigma_a = n \cdot K (d - y) = 15 \times 0.069(31.5 - 19.1) = 12.83 \text{ MPa}$$

• **Vérification**

$$\sigma'_b = 1.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

-Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peut nuisible donc aucune vérification à faire.

• **Ferraillage**

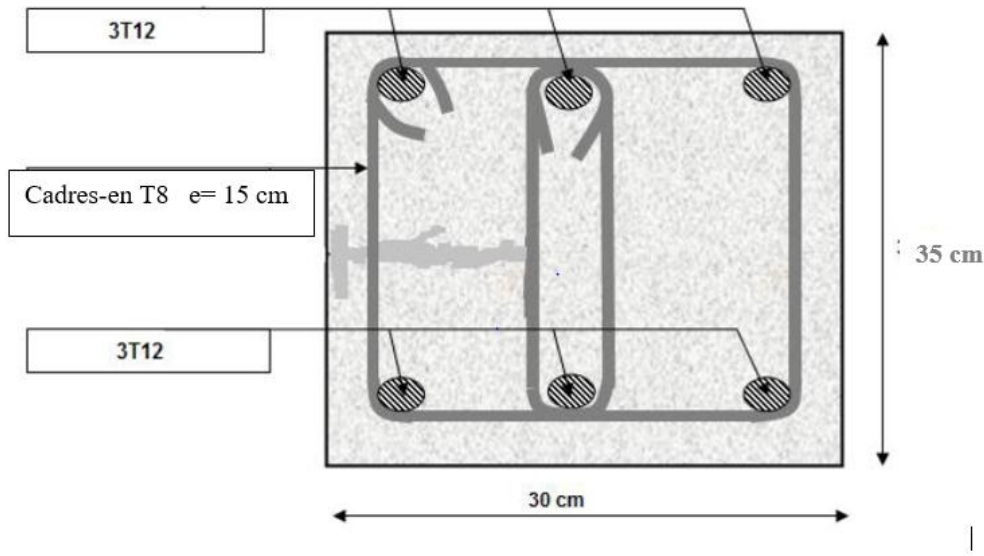


Figure 3.27 : Ferrailage de la poutre palière en travée et en appuis

3.7. Etude De La Dalle Machine

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

3.7.1 Dimension et charges :

D'après chapitre II on a :

L'épaisseur de la dalle machine : $e = 25\text{cm}$ Charges permanentes : $G = 106.25\text{ kN/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1\text{ kN/m}^2$

3.7.2 Combinaison Des Charges :

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 77.44\text{ kN/m}^2$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 57.25\text{ kN/m}^2$

3.7.3 Calcul Des Efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

Calcul de « ρ » :

$$0.4 < \rho = L_x / L_y = 2 / 2.2 = 0.909 < 1$$

La dalle travail dans les deux sens.

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

$$* M_y = \mu_y M_x$$

D'après le BAEL : ($\mu_x ; \mu_y$)

$$\text{E.L.U} : \begin{cases} \mu_x = 0.046 \rightarrow M_x = 14.249 \\ \mu_y = 0.79 \rightarrow M_y = 11.256 \end{cases}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

-Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 12.11 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 9.56 \text{ kNm}$$

-Moments sur appuis :

$$M_{ax} = -0,3M_x = -4.27 \text{ kNm}$$

$$M_{ay} = -0,3M_y = -3.37 \text{ kNm}$$

$$M_a = \text{Max}(M_{ax}; M_{ay}) = -4.27 \text{ kNm}$$

3.7.4. Ferrailage De La Dalle :

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h) = (100x25) cm² qui travaille en flexion simple.

3.7.4.1. Ferrailage En Travée

a. Dans le sens « Lx » :

$$\text{On a : } b = 100 \text{ cm ; } h = 25 \text{ cm ; } d_x = 0,9h = 22,5 \text{ cm ; } c = 2 \text{ cm ; } \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa ; } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Tableau 3.10 : Tableau récapitulatif dus ferrailage en travée (sens Lx).

Mtx (kNm)	μ	A's (cm ²)	α	Z (cm)	Acals (cm ²)	Choix	Aadps (cm ²)
12.11	0,016	0	0.021	22.3	1.56	4T12	4.52

Espacement :

$$A_{\min} \geq 0.23 \frac{f_t 28}{f_e} b.d = 2.72 \text{ cm}^2$$

$$A_x > A_{\min} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{verifier}$$

- Espacement des armatures

$$e = \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{On prend } e = 25 \text{ cm}$$

Dans le sens « Ly » :

$$\text{On a : } b = 100 \text{ cm ; } h = 25 \text{ cm ; } d_y = d_x - \emptyset_x = 21.3 \text{ cm ; } c = 2 \text{ cm ; } \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa ; } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Tableau 3.11 Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Ly).

Mty(kNm)	μ	A's(cm ²)	A	Z(cm)	Acals (cm ²)	Choix	Aadps (cm ²)
9.56	0,0148	0	0,018	21,14	1.3	4T10	3,14

Espacement :

$$A_{\min} \geq 0.23 \frac{f_t 28}{f_e} b.d = 2.72 \text{ cm}^2$$

$$Ax > A_{\min} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{verifier}$$

- Espacement des armatures

$$e = \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \quad \text{On prend } e = 25\text{cm}$$

3.7.4.2 Ferrailage Sur Appuis

On a : $b = 100\text{cm}$; $h = 25\text{cm}$; $d = 22,5\text{cm}$; $c = 2\text{cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$; $\sigma_s = 348\text{MPa}$

Tableau 3.12 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis.

Ma (kNm)	μ	A's(cm ²)	A	Z(cm)	Acals (cm ²)	Choix	Aadps (cm ²)
4.27	0,059	0	0,007	22,18	0.55	4T10	3.14

Espacement :

$$Esp = \begin{cases} \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} (\text{sens } x - x) \\ \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} (\text{sens } y - y) \end{cases} \quad \text{vérifiée}$$

3.7.4.3 Calcul Des Armatures Transversales

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

$$T_x = 54.95 \text{ KN}$$

$$T_y = 51.62 \text{ KN}$$

$$T_{mx} = 54.95 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.244 = 1,25\text{MPa} \quad \text{vérifiée}$$

3.6.4.4. Vérification À L'E.L.S

Vérification des contraintes :

Béton

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

Acier

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} fe; 150\eta \right) = 240 \text{ MPa}$$

Avec : $\eta = 1,6$ pour HA ; $fe = 400 \text{ MPa}$

$$* M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

E.L.S

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0533 \\ \mu_y = 0,858 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 12.2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 10.47$$

-Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 10.37 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 8.9 \text{ kN.m}$$

-Moments sur appuis :

$$M_a = \text{Max} (-0,3 M_x ; -0,3 M_y) = -3.111 \text{ kN.m}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \quad \text{avec: } n = 15$$

• Détermination de la valeur de « y » :

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

• Moment d'inertie :

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau 3.14 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.

		<i>Mt</i> (kNm)	<i>As</i> (cm ²)	<i>Y</i> (cm)	<i>I</i> (cm ⁴)	<i>σbc</i> (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	<i>σs</i> (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	(x-x)	10.37	4.52	4.887	24923.27	2.033	vérifiée	109.925	vérifiée
	(y-y)	8.9	3,14	4,03	16229.41	2.21		142.0347	
Appuis		3.111	3.14	4.16	18242.06	0.708		46.923	

a. Vérification de la condition de non fragilité :

h=25cm ; b=100cm

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bd = 2,04cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bd = 1.7cm^2 \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \quad \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,733 \end{cases}$$

➤ **Sens Lx-x :**

Sur appuis : $A_x = 3,14cm^2/ml > 2,04cm^2$ vérifiée

En travée : $A_x = 4.52cm^2/ml > 2,04cm^2$ vérifiée

➤ **Sens Ly-y :**

Sur appuis : $A_y = 3,14cm^2/ml > 1.7cm^2$ vérifiée

En travée : $A_x = 3,14cm^2/ml > 1.7cm^2$ vérifiée

c -Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\begin{cases} * \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} & \text{vérifiée} \\ * \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \dot{a} \frac{1}{35} \Rightarrow \begin{cases} 0,114 > 0,0425 \\ 0,114 > 0,028 \dot{a} 0,037 \\ 0,003 < 0,005 \end{cases} & \text{vérifiée} \\ * \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{fe} & \text{vérifiée} \end{cases}$$

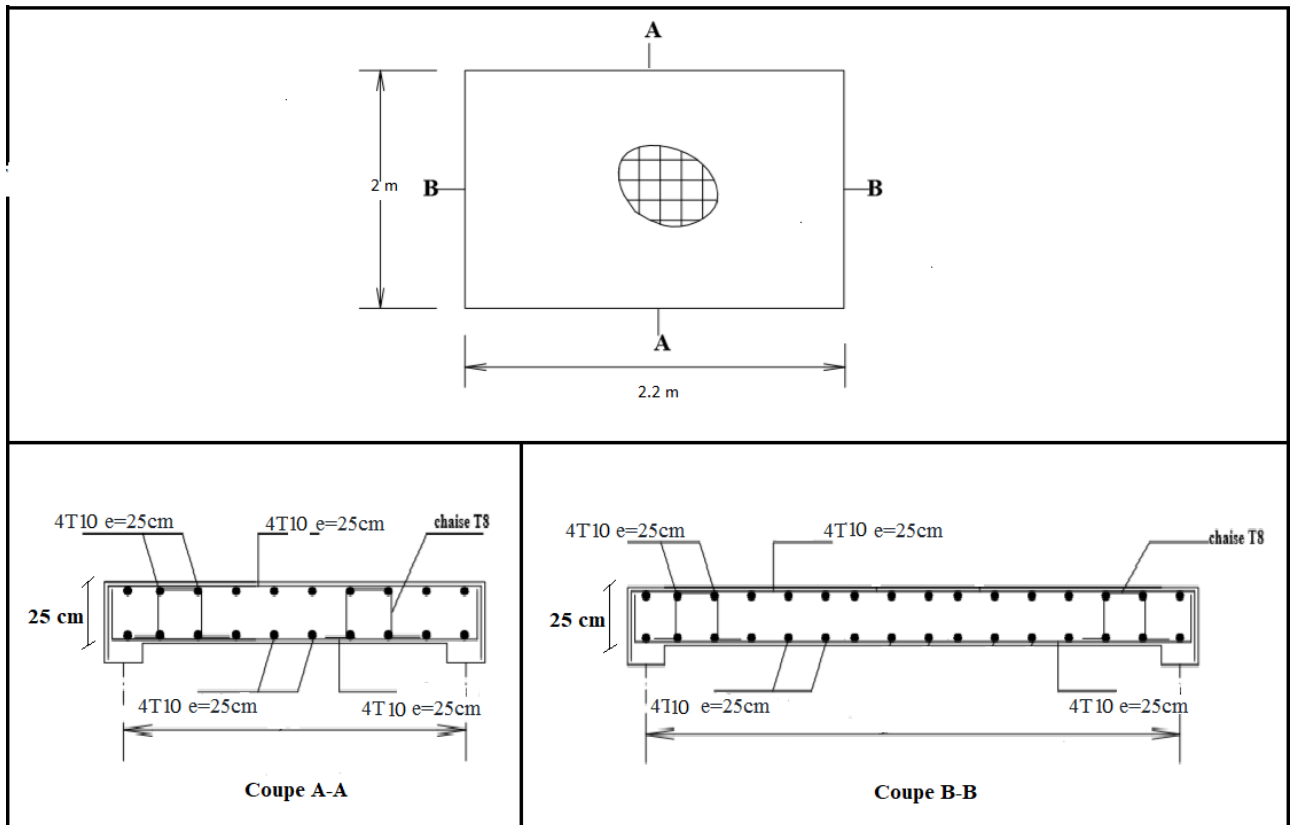


Figure 3.28 : schéma de ferrailage dalle machine

Conclusion :

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



CHAPITRE 4
ETUDE DYNAMIQUE



4.1. Présentation du logiciel ETABS

4.1.1. Bref historique :

ETABS est l'abréviation de « Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems », c'est un programme qui a reçu une grande réputation dans le monde et en Algérie. Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures des ouvrages de génie civil de la catégorie bâtiments ; ces structures peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau que l'utilisateur choisi.

ETABS a été élaboré aux Etats-Unis d'Amérique par la compagnie 'computers and structures Inc. Berkeley, California', sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations, la version considérée dans ce mémoire est très récente, elle date de l'an 2009, désigné par ETABS Non linear 9.6.0. réf [1].

Les premières versions d'ETABS ont utilisé des techniques d'analyse de structure et de dimensionnement des éléments conformes aux règlements américains (UBC, ACI, etc.), mais des améliorations ont été apportées sur les versions récentes, telle que la version 9.6 qu'on va traiter dans le présent mémoire. Parmi ces améliorations, le manuel du logiciel parle d'intégration de plusieurs techniques d'analyse et de divers règlements à travers le monde ; il cite les codes de la communauté européenne connus par le terme « Eurocodes », les code du Mexique, du Canada, de l'Inde, etc

4.1.2. Présentation du programme ETABS:

ETABS 9.7.0 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, charpente métallique ; Ainsi qu'il prend en considération l'excentricité accidentelle exigée par le RPA. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

4.1.3. Modélisation :

Le logiciel d'ETABS permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement, caractéristiques des matériaux ...etc.) de façon entièrement graphique numérique ou combinés, en utilisant les innombrables outils disponibles. En effet, une structure peut être composée en sous schémas (portiques, dalles, voiles ou autres). Chaque élément est défini dans sa base graphique correspondante, ensuite ces éléments sont

assemblés en un modèle final de calcul. Quant à la compatibilité, elle s'effectue de façon automatique.

En général La modélisation sur ETABS consiste en les étapes suivantes :

- Initialiser le modèle (unités, grilles, nœuds)
- Définir les paramètres de l'analyse (matériaux, sections, cas et combinaisons de chargements)
- Définir la géométrie du modèle
- Assigner les conditions aux appuis et les diaphragmes
- Appliquer les charges
- Spécifier les options d'analyse (options d'analyse modale)
- Exécuter l'analyse
- Exploiter les résultats d'analyse (visualisation graphique, listes, exportation des résultats)

4.2. Fonctionnalités

Nous résumons les principales fonctions assurées par le système ETABS comme suit :

4.2.1. Analyse statique :

- il permet la détermination des efforts internes [efforts normaux, efforts tranchants, moments de flexion, moments de torsion], le calcul des déformations dans chaque section des éléments ainsi que les valeurs maximales de ces paramètres.
- il permet aussi le calcul des déplacements de la structure et de ses étages.
- il permet la détermination des efforts internes par une analyse de second ordre,
- il permet la détermination des efforts internes par un calcul de plasticité.

4.2.2. Analyse dynamique :

- il permet la détermination des modes et fréquences propres des structures.
- il permet de calculer les réponses (déplacements) d'une structure soumise à un chargement dynamique en utilisant un spectre de réponse.
- les résultats de l'analyse spectrale peuvent être combinés avec les résultats de l'analyse statique pour le dimensionnement de la structure
- il permet de calculer la réponse d'une structure sous l'effet d'un chargement dynamique quelconque appliqué au nœud ou d'un mouvement du sol (à la base).

4.2.3. Dimensionnement des éléments porteurs principaux :

- il permet le dimensionnement des poteaux en béton armé, en acier ou mixtes acierbéton,
- il permet le dimensionnement des barres des palées de contreventement et solées de planchers en acier.
- il permet le dimensionnement des murs et noyau de contreventement en béton armé.

Caractéristique dynamique [1]

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti. Son équation est donnée par la relation suivante :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \dots\dots\dots (1)$$

Où :

[M] : Matrice de masse de la structure.

[K] : Matrice de rigidité de la structure.

{ \ddot{x} } : Vecteur des accélérations.

{x} : Vecteur des déplacements.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en vibration libre non amorties, nous permet de définir les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et les modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \phi) \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

{A} : vecteur des amplitudes

ω : Fréquence de vibration

ϕ : Angle de déphasage

Les accélérations en **VLNA** sont alors données par :

$$\{\ddot{x}(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \phi) \dots\dots\dots (3)$$

En reportant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on aura:

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} \sin(\omega t + \phi) = \{0\} \dots\dots\dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} = \{0\} \dots\dots\dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues Ai. C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre une solution non-nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule, c'est à dire:

$$\det [[K] - \omega^2 [M]] = 0 \dots\dots\dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée équation caractéristique. En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (2n) en (ω).

Les n solutions $(\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2)$ sont les carrés des pulsations propres des (n) modes des vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$). A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_j$ ou forme modale.

4.3. Etude sismique

4.3.1. Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suite :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux noeuds, chaque noeud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux noeuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux noeuds de différents niveaux (niveau i et $i+1$).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type Wall à quatre noeuds.
- La dalle est modélisée par un élément surfacique type « Slab » à quatre noeuds.
- Pour tous les planchers, nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan pour satisfaire l'hypothèse.
- Tous les noeuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

4.3.2. Modélisation de masse

- La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le RPA99/Version 2003 avec $(\beta=0.2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2.5t/m^3$.
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été répartie au niveau des poutres palières et les poutres des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher).

4.3.3. Choix de la méthode de calcul [1]

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

4.3.3.1. La méthode statique équivalente [1]

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

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

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment étudié satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plan au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30m en zones III
- Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :
 - * groupe d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 nœuds ou 17m
 - * groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 nœuds ou 10 m.
 - * groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 nœuds ou 8m.
- La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est classée dans un groupe d'usage 2 et sa hauteur est supérieure à 17 m (31.62m).

4.3.3.2 La méthode modale spectrale [1]

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où les conditions d'utilisation de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées.

Le principe de cette méthode est la recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul. Ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au nœud des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- La somme des coefficients des modes soit aux moins égales 90 %.

- Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5 % de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.20 \text{ sec}$$

Où : N représente le nombre de nœuds au-dessus du sol T_k et la période du mode K.

4.3.4 Utilisation des spectres de réponse [1]

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω). Pour des accélérographes donnés, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. Pour le groupe d'usage 2, ce coefficient égale à :

A = 0.10 en Zone I , **A = 0.15** en Zone IIa et **A= 0.25** en Zone III.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement (R = 4 : structure contreventée par des voiles)

Q : Facteur de qualité

Les Figure ci-dessous, montrent la représentation graphique du spectre de réponse dans les zones sismiques en Algérie.

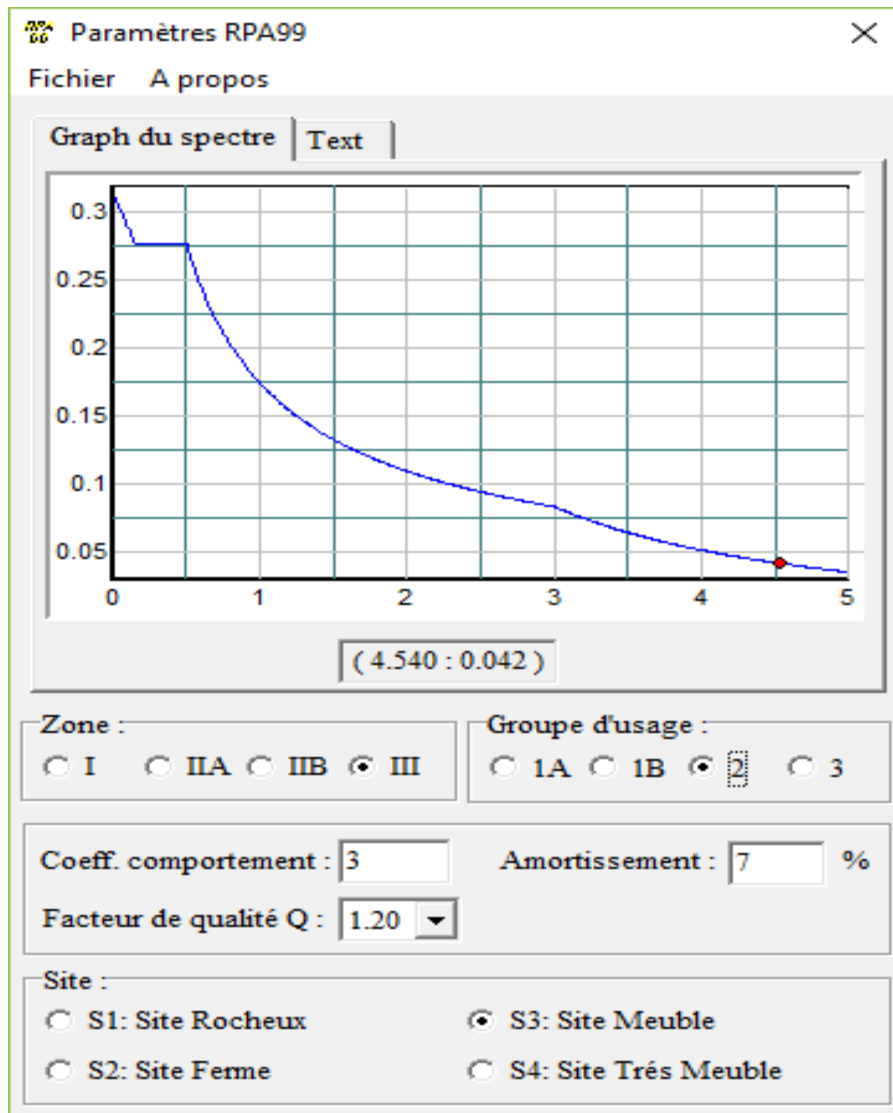


Figure 4.1 : Spectre de réponse de la structure

• **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente [1]**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule

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

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- D : facteur d'amplification dynamique moyen. Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

□:Facteur de correction d’amortissement donnée par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \quad T_1, T_2 : \text{périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée dans}$$

le Tableau 4.7 de RPA99/Version 2003.

Où ξ (%) est le pourcentage d’amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l’importance des remplissages.

$$\eta = 0,76 \text{ avec } \xi = 10 \%$$

• **Estimation de la période fondamentale de la structure (T)**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon le RPA99/version 2003 sont :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{array} \right.$$

C_T . Coefficient fonction du système de contreventement et de type de remplissage:

$$(C_T = 0.05)$$

h_n : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu’audemier niveau

$$h_n = 21.42m$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul

$$\text{considéré:} \begin{cases} Dx = 23.23m \\ Dy = 17.3m \end{cases}$$

Sens x-x

$$T_x = \min \left\{ \begin{array}{l} T = 0.09 * 21.42 / (\sqrt{23.23}) = 0.4sec \\ T = 0.05 * (21.42)^{3/4} = 0.49 sec \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow T_x = 0.4 sec$$

Sens y-y

$$T_y = \min \begin{cases} T = 0.09 * 21.42 / (\sqrt{17.32}) = 0.46 \text{ sec} \\ T = 0.05 * (21.42)^{3/4} = 0.49 \text{ sec} \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_y = 0.46 \text{ sec}$$

$$\text{Sol meuble} \rightarrow \text{site3} \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec} \end{cases}$$

Le facteur d'amplification dynamique moyen est :

$$D_x = 2.5\eta \text{ Si } 0 < T_x < T_2$$

$$D_y = 2.5\eta \text{ Si } 0 < T_y < T_2$$

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

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

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Pour notre bâtiment on prend $\xi = 10$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 10)}} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0.76$$

$$D_x = 2.5\eta = 2.5 \times 0.76 = 1.90$$

$$D_y = 2.5\eta = 2.5 \times 0.76 = 1.90$$

• **R** : Coefficient de comportement

Les valeurs du coefficient de comportement sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement Tableau (4.3) (Art 4.2.3 RPA 99/Version 2003.), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Pour notre bâtiment, le système de contreventement choisi est un système portique contreventé par des voiles (**voiles-portique**) en béton armé (**R=3.5**).

• **Q** : facteur de qualité de la structure. Il est fonction de :

- redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- régularité en plan et en élévation
- la qualité de contrôle de la construction

La valeur de Q déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 p_q$

Avec :

Pq représente la pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, Ces pénalités sont résumées dans le Tableau (Tableau 4.4 de RPA 99/version 2003).

Tableau 4.1. : Facteur de qualité Q de la structure [1]

	Critère	Suvant X		Suvant Y	
		Observé	Valeur	Observé	Valeur
1	Condition minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3	Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.05	Oui	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.05	Oui	0.05

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_x = Q_y = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.1) = 1.25$$

□□T : Périodes caractéristiques :

$$site3 \begin{cases} T_1 = 0.15sec \\ T_2 = 0.50sec \end{cases}$$

• W : poids de la structure calculé par la formule suivante :

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

$$W_i \text{ étant donné par } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

W_i : Le poids concentré au n^oeau du centre de masse du plancher « i »;

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au n^oeau « i »;

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au n^oeau « i »;

B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

β = 0.2 (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés).

Le Tableau 4.2. : Récapitule les paramètres sismiques retenus pour notre bâtiment. [1]

Coefficient	Conditions	Valeur
A	Ouvrage groupe 2 Hauteur bâtiment < 48m site 3	0.25
R	Système de contreventement portiques contreventée par des voiles	3.5
Q	$1+\Sigma Pq$	1.2
E	-	10%
H	$[(7/(2+\epsilon))] 1/2 \geq 0.7$	0.76
T1	Site 3	0.15 s
T2	Site 3	0.50 s

• Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisée par le RPA99 version 2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements,

moments,.....) par le rapport : $\frac{0.8V}{V_t}$

4.3.5. Vérifications exigées par le RPA 99/Version 2003 [1]

Pour les deux méthodes de calcul, le RPA 99/Version 2003 exige les vérifications suivantes :

- ✓ Vérification de comportement pour les trois premiers modes.
- ✓ Vérification des périodes.
- ✓ Vérification de participation massique.
- ✓ Vérification de la résultante des forces sismiques.
- ✓ Vérification de déplacements inter-étages.
- ✓ Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ.

4.4. Calcul et présentations des résultats

Nous présenterons les différents modèles de disposition des voiles de contreventement, ainsi que les vérifications nécessaires et les résultats de l'analyse sismique réalisée par logiciel ETABS.

4.4.1. Modèle 1

La Figure présente le deuxième modèle de disposition des portiques auto stable avec les voiles de notre bâtiment.

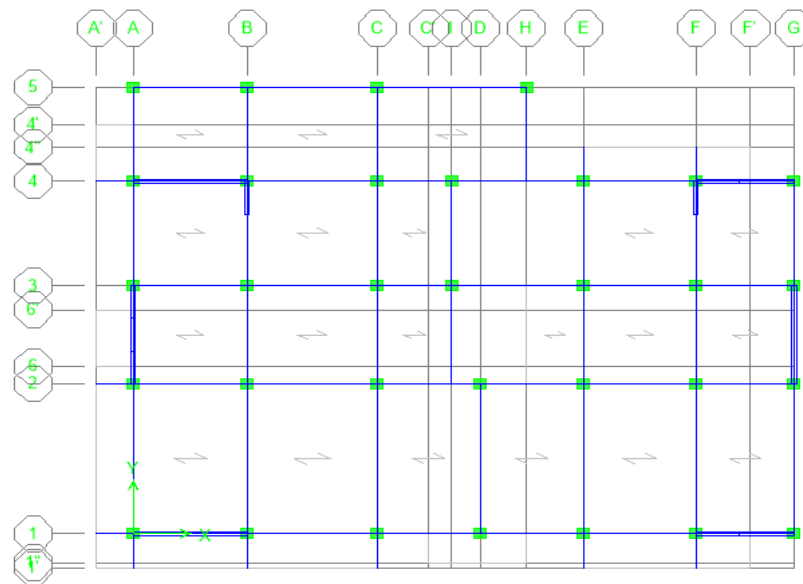


Figure 4.2 : model avec voile

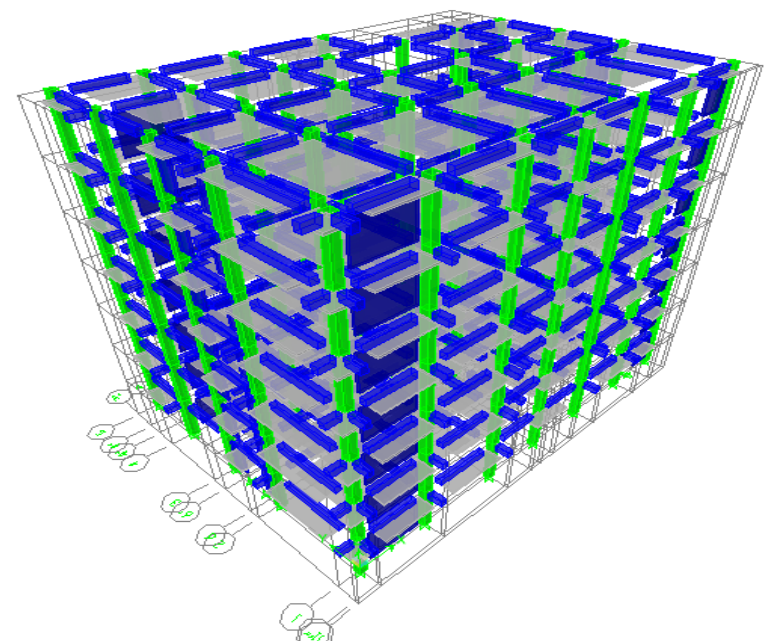
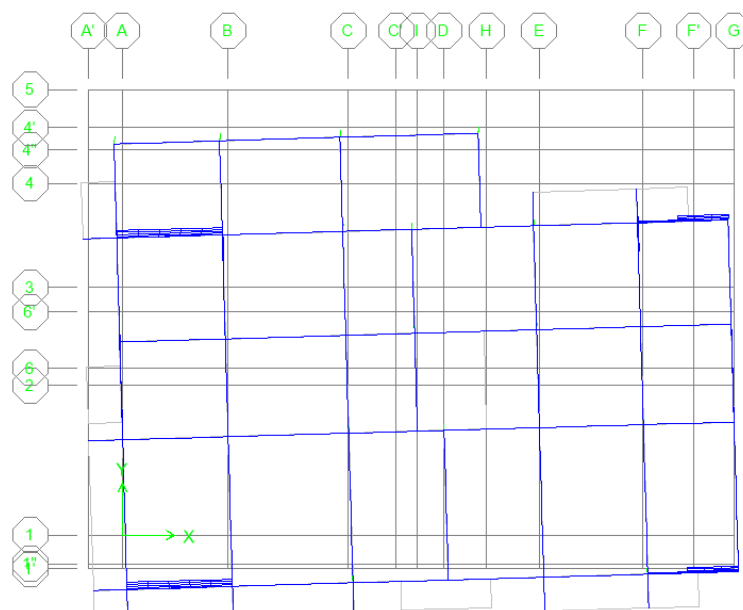
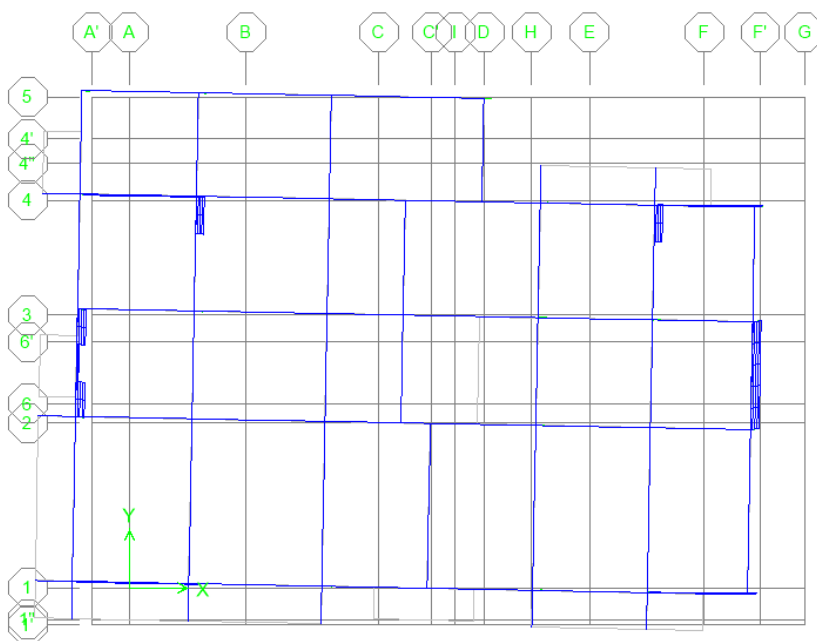


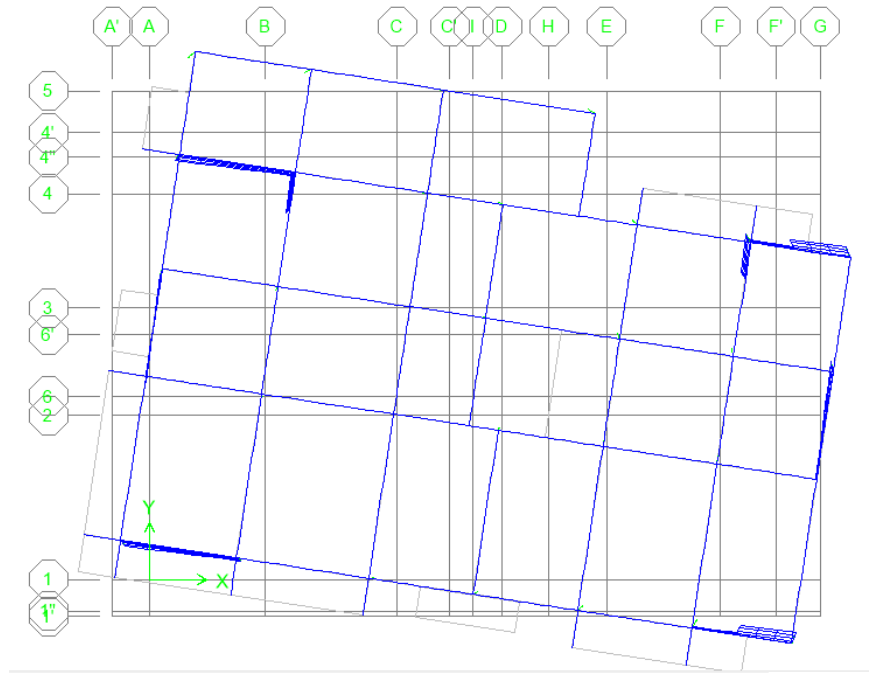
Figure 4.3 : model 3D avec voile



Mode 1 Translation en X



Mode 2 Translation en Y



Mode 3 Rotation selon Z

Figure 4.4 :Comportement des trois premiers modes du deuxième modèle

4.4.2. Vérification de la résultante des forces sismiques

Tableau 4.3: Calcul de la force sismique.

Site	A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$	V_x	V_y
3	0.25	1.9	1.9	3.5	1.2	1.2	23834.04	3881.54	3881.54

Tableau 4.4 : Vérification de la résultante des forces sismique de calcul.

		$V_t(kn)$	V(Kn)	0.8V	$V_t \geq 0.8 V$
Site 3	X	3326.2	3881.54	3105.23	Oui
	Y	2936.47	3881.54	3105.23	NON

Le rapport $\frac{0.8V_y}{v_t} = 1.05$

Donc tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) seront multipliés par les rapports utilisés dans la vérification dans le sens Y. [1]

		$V_t(kn)$	V(Kn)	0.8V	$V_t \geq 0.8 V$
Site 3	X	3326.2	3881.54	3105.23	Oui
	Y	3083.29	3881.54	3105.23	Oui

4.4.3. Vérification des déplacements

Les déplacements inter-étages de notre structure, dans les deux sens sont présentés dans les Tableaux ci-dessous. L'augmentation de la force sismique dans la Zone III augmente le déplacement d'étage (δ_e) par rapport au Zone IIa, Zone I dans les deux sens de la structure.

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R\delta_{ek} ; \delta_{ek} : \text{Déplacement du aux forces sismique} ; R : \text{Coefficient de comportement.}$$

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est calculé par :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon RPA 99 /version 2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser : $\Delta_{K\text{-limite}} = 0.01h_e$

h_e : la hauteur de l'étage.

Tableau 4.5 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X

Diaphragm	Load	UX	R* δ	Δ	1% h_e	$\Delta \leq 1\%h_e$
TERR	EX	0.0196	0.0686	0.0112	0.0306	Ok
6ET	EX	0.0164	0.0574	0.01155	0.0306	OK
5ET	EX	0.0131	0.04585	0.01225	0.0306	Ok
4ET	EX	0.0096	0.0336	0.01155	0.0306	Ok
3ET	EX	0.0063	0.02205	0.01015	0.0306	Ok
2ET	EX	0.0034	0.0119	0.00805	0.0306	Ok
1ET	EX	0.0011	0.00385	0.00385	0.0306	Ok

Tableau 4.6 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y

Diaphragm	Load	UY	R* δ	Δ	1% h_e	$\Delta \leq 1\%h_e$
TERR	EY	0.0263	0.09205	0.01295	0.0306	OK
6ET	EY	0.0226	0.0791	0.01435	0.0306	OK
5ET	EY	0.0185	0.06475	0.0154	0.0306	OK
4ET	EY	0.0141	0.04935	0.01575	0.0306	OK
3ET	EY	0.0096	0.0336	0.01505	0.0306	OK
2ET	EY	0.0053	0.01855	0.01225	0.0306	OK
1ET	EY	0.0018	0.0063	0.0063	0.0306	OK

4.4.4. Vérification de participation massique

La vérification de pourcentage de participation massique est donnée aux Tableaux(4.7)Les participations massiques dans les deux sens (X et Y) sont vérifiées à partir du 8 ème mode

Tableau 4.7 : Pourcentage de participation massique

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	0.657934	0.051	71.3483	0	0.051	71.3483	0	96.7221	0.0658	2.0145
2	0.53886	70.2194	0.0071	0	70.2705	71.3554	0	0.0101	97.9279	0.643
3	0.481028	0.6709	1.6864	0	70.9413	73.0418	0	2.5939	0.8753	68.4096
4	0.177988	0.0266	15.4756	0	70.968	88.5174	0	0.3634	0	0.8438
5	0.130898	18.4854	0.0552	0	89.4533	88.5726	0	0.0028	0.9021	0.0318
6	0.115826	0.0793	0.969	0	89.5326	89.5416	0	0.0692	0.0098	17.3915
7	0.086754	0.0128	5.1942	0	89.5454	94.7358	0	0.1835	0.0004	0.2248
8	0.060887	5.9058	0.0424	0	95.4512	94.7782	0	0.0016	0.1814	0.0676

4.5. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effèt P-Δ est le moment additionnel dû au produit de l'effòrt normal dans un poteau au n4eau d'un noeud de la structure par le déplacement horizontal du noeud considéré.

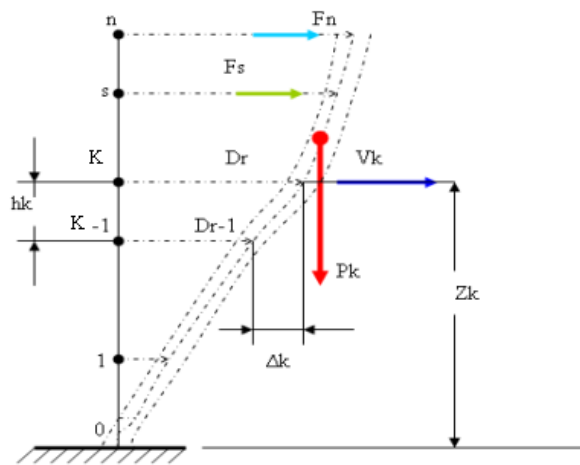


Figure 4.5 : Evaluation des effets du second ordre

Les effets de second ordre (l'effèt PΔ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les n4eaux:

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

· p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du n4eau 'K'

$$P_K = \sum_{j=k}^n (W_{Gj} + \beta W_{Qj}) \text{ Déjà calculé.}$$

· y_K : Effort tranchant d'étage au n4eau 'K'

· Δ_k : Déplacement relatif du n4eau 'K' par rapport au n4eau 'K-1'

· h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

Si $0,10 < \theta \leq 0,20$, les effets $P - \Delta$ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du premier

ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

Tableau 4.8: Vérification de l'effet P-Δ sens X

Diaphragm	Load	P	V(kN)	he	θ	θ ≤ 0.1
TERR	EX	3571.77	1019.14	3.06	0.012828	ok
6ET	EX	6949.77	1731.44	3.06	0.01515	OK
5ET	EX	10327.77	2276.19	3.06	0.018164	ok
4ET	EX	13705.77	2695.33	3.06	0.019193	ok
3ET	EX	17078.04	3008.04	3.06	0.018832	ok
2ET	EX	20456.04	3219.28	3.06	0.016716	ok
1ET	EX	23834.04	3326.2	3.06	0.009015	ok

Tableau 4.9 : Vérification de l'effet P-Δ sens Y

Diaphragm	Load	P	V	he	θ	θ ≤ 0.1
TERR	EY	3571.77	910.19	3.06	0.016607	ok
6ET	EY	6949.77	1567.18	3.06	0.020796	ok
5ET	EY	10327.77	2080.45	3.06	0.024983	ok
4ET	EY	13705.77	2482.78	3.06	0.028413	ok
3ET	EY	17078.04	2781.65	3.06	0.030196	ok
2ET	EY	20456.04	2984.76	3.06	0.027436	ok
1ET	EY	23834.04	3083.29	3.06	0.015915	ok

4.5.1. Justification du choix du coefficient du comportement dynamique

Le système de contreventement des deux structures est considéré comme portiques en béton armé avec voiles porteur (R=3.5), donc il est indispensable de justifier que les voiles supportent plus de 75% des efforts horizontaux et les 25 % restantes doivent être supportés par les portiques. et aussi

Les voiles doit supporter >20 % d'effort verticale globale. Cette vérification est présentée dans les Tableaux ci-dessous.

Tableau 4.10 : Vérification du coefficient du comportement dans le sens Verticale

	Effort Verticale (kN)	Pourcentage (%)	Condition
Voiles	23834.05	0.443814 > 20%	Vérifie
Portiques	13256.16	0.556186	Vérifie

- **Vérification selon le sens X**

Tableau 4.11 : Vérification du coefficient du comportement dans le sens X

	Effort Verticale (Kn)	Pourcentage (%)	Condition
Voiles	27626.76	93	Vérifie
Portiques	2077.65	7	Vérifie

- **Vérification selon le sens Y**

Tableau 4.12 : Vérification du coefficient du comportement dans le sens Y

	Effort Verticale (Kn)	Pourcentage (%)	Condition
Voiles	25939.52	89.4	Vérifie
Portiques	3074.89	10.6	Vérifie

Les résultats montrent que plus de **93%** au sens X et plus de **89.4%** au sens Y de l'effort horizontal est repris par les voiles, donc cette condition n'est pas vérifiée

Pour obtenir 100% des sollicitations dû aux charges horizontales reprendre par les voiles, doivent être placés des appuis sous les poteaux et des encastremets sous les voiles dans la modélisation pour faire le ferrailage des voiles.

Alors on opte pour un système de contreventement de **type 2** (système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé),

4.5.2. Vérification de la stabilité vis-à-vis le renversement :

RPA99v2003 article 4.4.1: La vérification au renversement est nécessaire pour justifier d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origines sismique.

Il faut vérifier que : $\frac{\text{moment résistant}}{\text{moment de renversement}} \geq 1.5$

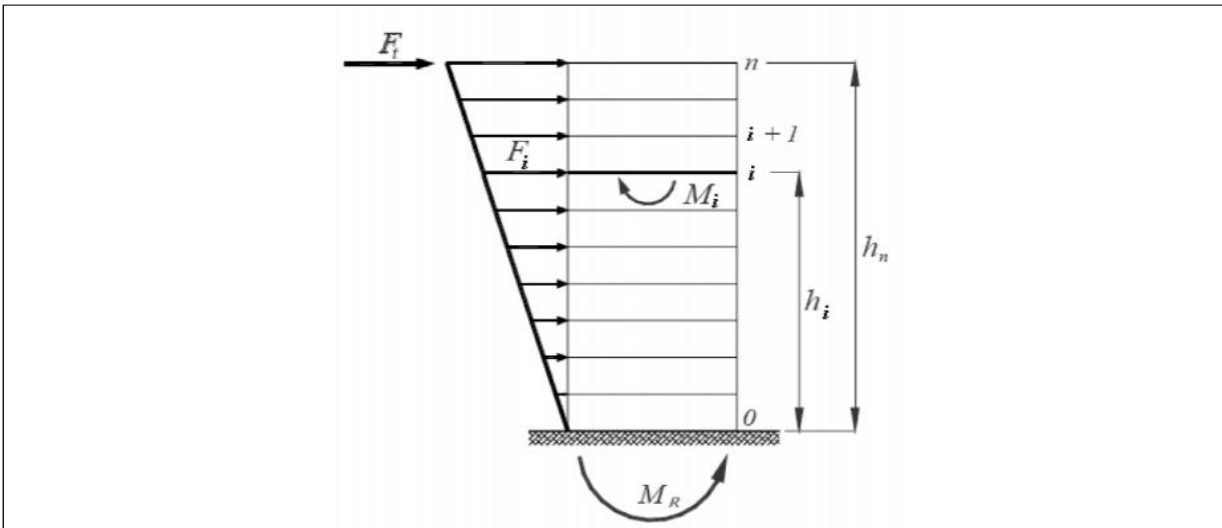


Figure 4.6 : Schéma du renversement

Sachant que :

W_i : Poids de chaque n4eau

$X_{i,y}$: Ordonnées des centres de gravité de chaque n4eau.

$$Ms_x = \sum_{i=1}^n Mi = \sum_{i=1}^n X_{x_{gi}} W_i$$

$$Ms_y = \sum_{i=1}^n Mi = \sum_{i=1}^n X_{y_{gi}} W_i$$

Moment résistant (de stabilité)

f_i : Force sismique pour c

$$Mr_x = \sum_{i=1}^n Mr_{ix} = \sum_{i=1}^n h_{ix} f_{ix}$$

$$Mr_y = \sum_{i=1}^n Mr_{iy} = \sum_{i=1}^n h_{iy} f_{iy}$$

Tableau 4.13: calcul du moment stabilisant

Ms (kN.m)					
Story	Gx(m)	Gy(m)	Wi(kN)	Wi*Gx	Wi*Gy
ET 7	9.807	6.766	3571.77	35028.35	24166.6
ET 6	9.807	6.766	3378	33128.05	22855.55
ET 5	9.82	6.778	3378	33171.96	22896.08
ET 4	9.807	6.766	3378	33128.05	22855.55
ET 3	9.807	6.766	3372.27	33071.85	22816.78
ET 2	9.807	6.766	3378	33128.05	22855.55
ET 1	9.834	6.734	3378	33219.25	22747.45
Σ				233875.6	161193.6

Tableau 4.14 : vérification du renversement

Direction	Σ Ms	Σ Mr	Σ Ms/Σ Mr	Observation
Su4ant X-X	233875.6	60099.49	3.891	Vérfié
Su4ant Y-Y	161193.6	54139.42	2.97	Vérfié

4.6. Vérification de l'effort normal réduit :

L'article (7.4.3.1) du RPA 2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton. La vérification s'effectue par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

4.6.1. Vérification de l'effort normal

Les Tableaux donnent la vérification de sollicitation normale des poteaux. La relation suivante doit être vérifiée :

$$v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad \text{Avec :}$$

N_d : effort normal appliqué sur le poteau.

B_r : section brute du béton

f_{c28} : résistance caractéristique du béton = 25MPa.

Tableau 4.15: Vérification l'effort normal réduit

Etage	Séction (cm ²)	N(kN)	Nrd	Obs
6	30*30	207.42	0.00922	CV
5	30*30	415.17	0.01845	CV
4	30*30	626.54	0.02785	CV
3	30*30	839.76	0.03732	CV
2	35*35	1056.14	0.03449	CV
1	35*35	1275.97	0.04166	CV
RDC	35*40	1502.18	0.04292	CV

Conclusion

Selon les règles parasismiques Algériennes, on remarque que notre structure est stable vis à vis : La période.

- ✓ La participation massique .
- ✓ Effort tranchant à la base .
- ✓ Déplacement inter-étages .
- ✓ Effet P-delta .
- ✓ Effort Normal réduit .
- ✓ Le renversement.



CHAPITRE 5
FERRAILLAGE DES ELEMENTS
STRUCTURAUX



5.1.Introduction

Le contreventement d'un bâtiment, est constitué d'éléments verticaux assurant la stabilité de l'ouvrage sous l'action des sollicitations horizontales (vent, séisme, choc, etc.). Ces éléments structuraux transmettent également les charges verticales aux fondations, et son ferrailage devra être conforme aux règles CBA 93 et RPA99 /Version 2003. Notre structure est contreventée par portiques (poteaux-poutres) et voiles en béton armé.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation. Nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Combinaisons définies par les règles CBA 93 : (ELU : $1.35G + 1.5Q$ et ELS : $G + Q$).
- Combinaisons définies par les règles RPA99 /Version 2003 : ($G + Q \pm E$ et $0.8G \pm E$)

Avec (G, Q et E) représentent successivement les charges permanentes, les surcharges d'exploitations et les charges sismiques.

5.2.Ferrailage des poteaux

5.2.1.Principe de calcul

Les poteaux sont des éléments verticaux constituent les points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts de pesanteurs vers les fondations. Ils sont sollicités à la flexion composée (N, M) et en considérant que le plus grand des deux moments orthogonaux agissant simultanément sur la section transversale du poteau, avec un des cas suivants : section entièrement tendue (S.E.T), entièrement comprimée (S.E.C) ou partiellement comprimée (S.P.C). On distingue les deux combinaisons suivantes :

- Effort normal maximum et moment correspondant (**N_{max},M_{corr}**).
- Moment maximum et effort normal correspondant (**M_{max},N_{corr}**).

La section d'armatures finale est la valeur maximale obtenue par ces deux combinaisons (cas plus défavorable).

5.2.2.Recommandation selon RPA 99 (version 2003)

D'après le RPA les recommandations suivantes sont exigées :

- Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochet.
- * Leur pourcentage **minimal** est de 0.8% en **Zone I** , 0.8% en **Zone II** et 0.9% en **Zone III**.
- * Leur pourcentage **maximal** est de :
 - 4% en zone courante (Z.C)
 - 6% en zone de recouvrement (Z.R)

Où A_s est la section d'acier (cm²) et B la section du béton (cm²)

- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de:

- 40ϕ en zone I et II
- 50ϕ en zone III
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser
 - 25 cm en zone I et II
 - 20 cm en zone III
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieure des zones nodales.
- La zone nodale est constituée par le noeud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure .

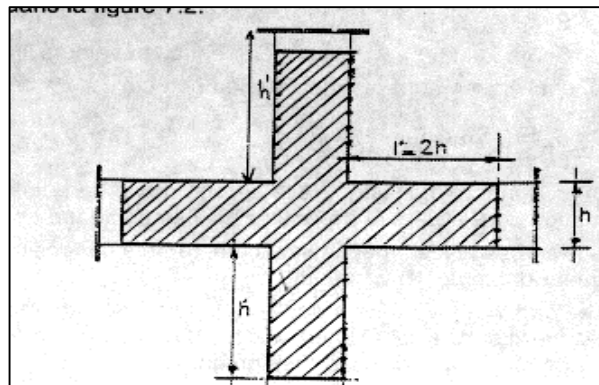


Figure 5.1 : Zone nodale

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

a. Situation durable:

- **Béton:** $\gamma_b=1,5$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$

- **Acier:** $\gamma_s=1,15$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s=348\text{MPa}$

b. Situation accidentelle:

- **Béton:** $\gamma_b=1,15$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=18,48\text{MPa}$

- **Acier:** $\gamma_s=1,00$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s=400\text{MPa}$

5.2.3. Combinaisons d'actions:

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

a. Selon BAEL 91 :**a.1. ELU:** Situation durable

✓ $1,35G+1,5Q$

a.2. ELS: Situation durable

✓ $G+Q$

b. Selon RPA 99 : Situation accidentelle

✓ $G+Q\pm E$

✓ $0,8G\pm E$

Avec:

G: Charges permanentes.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

1- N_{max} , M_{corr}

2- M_{max} , N_{corr}

5.2.4. Les résultats de l'ETABS

On a plusieurs poteaux à ferrailer :

Le logiciel ETABS a été exécuté par toutes les combinaisons citées ci-dessus ; les efforts internes sont récapitulés dans les tableaux suivants :

➤ ELU : $1,35G+1,5Q$

5.2.5. Calcul des armatures longitudinales

Pour le calcul de ferrailage on calcul trois types de poteaux :

- poteau carré

▪ Calcul en flexion composée.

▪ Calcul avec ($N_{max} \rightarrow M_{corr}$ et $M_{max} \rightarrow N_{corr}$)

(N_{max} ; M_{corr}) AS et A'S

(M_{max} ; N_{corr}) AS et A'S.

Tableau 5.1 : As min RPA

Section	Zone III
30*30	8.1
35*35	11.025
35*40	12.6

5.2.6.Calculs du ferraillage

5.2.6.1.Situation accidentelle

Les Tableaux ci-dessous, récapitulent la section d'armatures des poteaux du bâtiment étudié en Zone III sous la combinaison (G + Q ± E).

✚ Combinaison (G + Q ± E).

❖ 1 cas calcul avec Nmax et M corr

Tableau 5.2 : Section d'armatures des poteaux sous (N max , M corr).

Niveaux	Section (cm ²)	N_{max}	M_2	M_3	Type de section	As' (cm ²)	As min RPA	As(cm ²)
RDC	35* 40	-1331.04	38.558	6.586	S.E.C	0	12.6	19,65
1ET/2ET	35*35	-1143.87	46.722	19.813	S.E.C	0	11.025	18,62
3ET/4ET 5ET/6ET	30*30	-753.25	63.525	32.538	S.E.C	0	8.1	16,03

❖ 2 cas calcul avec M max et N corr

Tableau 5.3 : Section d'armatures des poteaux sous (Mmax , N corr).

Niveaux	Section (cm ²)	M_{max}	N_{corr}	Type de section	As' (cm ²)	As min RPA	As(cm ²)
RDC	35*40	52.846	-401.36	S.E.C	0	12.6	9,15
1ET/2ET	35*35	111.481	-285.17	S.E.C	0	11.025	13,42
3ET/4ET 5ET/6ET	30*30	123.947	-171.75	S.E.C	0	8.1	15,63

Tableau 5.4 : Section d'armatures des poteaux sous (N_{min} , M_{corr}).

Niveaux	Section (cm ²)	N_{min}	M_{corr}	N_{corr}	Type de section	As (cm ²)	As min	As min RPA	As(cm ²)
RDC	35* 40	-8.74	6.508	5.694	S.E.C	0	12.6	12.6	0,57
1ET/2ET	35*35	3.6	62.951	14.457	S.E.C	0	11.025	11.025	5,33
3ET/4ET 5ET/6ET	30*30	1.58	1.756	31.683	S.E.C	0	8.1	8.1	2,92

✚ Combinaison ($0.8G \pm E$).

Les Tableaux ci-dessous, récapitulent la section d'armatures des poteaux du bâtiment étudié sous la combinaison ($0.8G \pm E$).

❖ 1 cas calcul avec N_{max} et M_{corr}

Niveaux	Section (cm ²)	N_{max}	M_{corr}	N_{corr}	Type de section	As (cm ²)	As min RPA	As'(cm ²)
RDC	35*40	-958.51	40.019	5.784	S.E.C	0	12.6	15,11
1ET/2ET	35*35	-852.34	51.318	17.55	S.E.C	0	11.025	15,41
3ET/4ET 5ET/6ET	30*30	-564.62	67.081	28.734	S.E.C	0	8.1	14,05

Tableau 5.5 : Section d'armatures des poteaux sous (N_{max} , M_{corr}).

❖ 2 cas calcul avec M_{max} et N_{corr}

Tableau 5.6 : Section d'armatures des poteaux sous (M_{max} , N_{corr}).

Niveaux	Section (cm ²)	M_{max}	N_{corr}	Type de section	As' (cm ²)	As min RPA	As(cm ²)
RDC	35*40	52.489	-172.32	S.E.C	0	12.6	6,07
1ET/2ET	35*35	108.847	-127.11	S.E.C	0	11.025	11,24
3ET/4ET 5ET/6ET	30*30	117.929	-127.57	S.E.C	0	8.1	15,26

Tableau 5.7 : Section d'armatures des poteaux sous (N_{min}, M_{corr})

Niveaux	Section (cm ²)	N_{min}	M_{corr}	N_{corr}	Type de section	As' (cm ²)	As min RPA	As(cm ²)
RDC	35*40	9.59	43.09	11.436	S.E.C	0	12.6	5.02
1ET/2ET	35*35	16.21	54.991	9.13	S.E.C	0	11.025	4,45
3ET/4ET 5ET/6ET	30*30	0.15	32.416	18.698	S.E.C	0	8.1	3,27

5.2.6.2. Situation durable

Les Tableaux ci-dessous récapitulent la section d'armatures des poteaux en Zone III et sous la combinaison (**1.35G + 1.5Q**).

❖ **1 cas calcul avec Nmax et M corr**

Tableau 5.8 : Section d'armatures des poteaux sous (N_{max} , M_{corr}).

Niveaux	Section (cm ²)	N_{max}	M_{corr}	Type de section	As' (cm ²)	As min RPA	As (cm ²)
RDC	35*40	-1517,51	7.521	S.E.C	0	12.6	22,49
1ET/2ET	35*35	-1291.43	23.57	S.E.C	0	11.025	20,9
3ET/4ET 5ET/6ET	30*30	-854.56	21.609	S.E.C	0	8.1	14,87

❖ **2 cas calcul avec M max et N corr**

Tableau 5.9 : Section d'armatures des poteaux sous (M_{max} , N_{corr}).

Niveaux	Section (cm ²)	M_{max}	N_{corr}	Type de section	As' (cm ²)	As min RPA	As (cm ²)
RDC	35*40	23.706	-1159.98	S.E.C	0	12.6	18,8
1ET/2ET	35*35	38.85	-1010.98	S.E.C	0	11.025	18,3
3ET/4ET 5ET/6ET	30*30	45.524	-185.64	S.E.C	0	8.1	7,92

Tableau 5.10 : Section d'armatures des poteaux sous (N_{min} , M_{corr}).

Niveaux	Section (cm ²)	N_{min}	M_{corr}	Type de section	As' (cm ²)	As min RPA	As(cm ²)
RDC	35*40	-498.34	7.881	S.E.C	0	12.6	7,87
1ET/2ET	35*35	-353.14	7.162	S.E.C	0	11.025	5,79
3ET/4ET 5ET/6ET	30*30	-60.12	9.542	S.E.C	0	8.1	1,98

Les Tableaux ci-dessous récapitulent la section d'armatures des poteaux en Zone III et sous la combinaison ($G + Q$).

✚ Combinaison ($G + Q$)

❖ 1 cas calcul avec N_{max} et M_{corr}

Tableau 5.11 : Section d'armatures des poteaux sous (N_{max} , M_{corr}).

Niveaux	Section (cm ²)	N_{max}	M_{corr}	Type de section	As'(cm ²)	As min RPA	As(cm ²)
RDC	40*35	-1106.26	5.464	S.E.C	0	12.6	16,39
1ET/2ET	35*35	-941.59	17.12	S.E.C	0	11.025	15,23
3ET/4ET 5ET/6ET	30*30	-623.39	15.692	S.E.C	0	8.1	10,84

❖ 2 cas calcul avec M_{max} et N_{corr}

Tableau 5.12 : Section d'armatures des poteaux sous (M_{max} , N_{corr}).

Niveaux	Section (cm ²)	M_{max}	N_{corr}	Type de section	As' (cm ²)	As min RPA	As(cm ²)
RDC	35*40	13.947	-1044.04	S.E.C	0	12.6	16,26
1ET/2ET	35*35	28.229	-737.15	S.E.C	0	11.025	13,4
3ET/4ET 5ET/6ET	30*30	33.425	-135.39	S.E.C	0	8.1	5,78

Tableau 5.13 : Section d'armatures des poteaux sous (N_{min} , M_{corr}).

Niveaux	Section (cm ²)	N_{min}	M_{corr}	Type de section	As' (cm ²)	As min RPA	As(cm ²)
RDC	40*35	-363.95	-5.715	S.E.C	0	12.6	5,75
1ET /2ET	35*35	-257.91	-5.191	S.E.C	0	11.025	4,2
3ET/ 4ET 5ET/6ET	30*30	-43.93	-6.952	S.E.C	0	8.1	1,44

5.2.7 Choix des armatures

Le choix final des armatures longitudinales des poteaux de la structure est résumé dans les Tableaux ci-dessous.

Tableau 5.14 : Ferraillage des poteaux en

Niveaux	Section (cm ²)	As (cm ²)	$As_{min}(cm^2)$	$As_{max}(Z - C)$	$As_{max}(Z - R)$	Choix	As a (cm ²)
RDC	40*35	0	22,49	89.96	134.94	12T16	24.14
1ET/2ET	35*35	0	20,9	83.6	125.4	12T16	22.25
3ET/4ET 5ET/6ET	30*30	0	16,03	64.12	96.18	8T16	16.09

5.2.8. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les Tableaux 5.15 à 5.18 présentent la vérification des contraintes du béton et de l'acier à l'ELS et dans les zones sismiques (Zone III), sous la combinaison (G + Q).

❖ 1 cas calcul avec N_{max} et M_{corr}

Tableau 5.15 : Vérifications des contraintes sous (N_{max}, M_{corr}).

Niveaux	Section (cm ²)	N_{max}	M_{corr}	Type de section	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	Condition
RDC	35*40	-1181.9	8.607	S.E.C	65.7		6.28	15	Vérifie
				S.E.C					
1ET/2ET	35*35	-765.92	14.657	S.E.C	83.3		6.91	15	Vérifie
				S.E.C					
3ET/4ET 5ET/6ET	30*30	-372.19	12.445	S.E.C	66.3		4.66	15	Vérifie
				S.E.C					

❖ 2 cas calcul avec M_{max} et N_{corr}

Tableau 5.16 : Vérifications des contraintes sous (M_{max} , N_{corr}).

Niveaux	Section (cm ²)	M_{max}	N_{corr}	Type de section	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	Condition
RDC	35*40	31.479	-956.1	S.E.C	71		5.13	15	Vérifie
				S.E.C					
1ET /2ET	35*35	20.769	-	S.E.C	71.9		5.03	15	Vérifie
			558.19	S.E.C					
3ET /4ET 5ET/6ET	30*30	14.208	-	S.E.C	60		2.17	15	Vérifie
			172.96	S.E.C					

5.2.9. Vérification de l'effort tranchant

Les Tableaux donnent la vérification vis-à-vis de l'effort tranchant des poteaux. Il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u : effort tranchant à ELU.

b : largeur de la section du poteau.

d : hauteur utile de la section du poteau.

T_u : contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}$: contrainte limite de cisaillement du béton.

Selon le CBA 93

$\bar{\tau} = \text{Min} (0,13f_{c28}, 5MPa)$ Si la fissuration est peu nuisible.

$\bar{\tau} = \text{Min} (0,15f_{c28}, 4MPa)$ Si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

Selon RPA99/Version 2003 : $\bar{\tau} = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0.075$ si l'élancement du poteau $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0.040$ si l'élancement du poteau $\lambda < 5$

Avec: $\lambda = \frac{T_f}{i}$ et $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

Pour une section carrée: $\lambda = \frac{L_f}{a} \cdot \sqrt{12}$

i : rayon de giration,

I : moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée,

B : section du poteau, et L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7L_0$) .

Les résultats sont regroupés dans les Tableaux suivante.

Tableau 5.17 : Vérification de contrainte de cisaillement des poteaux

Niveau	Section	Tu (KN)	τ_u	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u$ (RPA)	$\bar{\tau}_u$ (BAEL)	Condition
RDC	35*40	13.79	0.0109	18.55	0.075	1.875	3.75	Vérifie
1ET /2ET	35*35	24.88	0.0222	21.2	0.075	1.875	3.75	Vérifie
3ET /4ET 5ET/6ET	30*30	33.25	0.041	24.73	0.075	1.875	3.75	Vérifie

5.2.10. Ferraillage transversal des poteaux

Dans un poteau en béton armé, les armatures longitudinales sont maintenues et protégées par les armatures transversales contre le flambement. Le ferraillage transversal doit être espacé régulièrement et resserré dans les zones de recouvrement avec les barres en attente. Les armatures transversales sont déterminées par la formule de RPA99 /Version 2003 :

$$\frac{A_t}{S_f} = \frac{\rho_0 T_u}{h f_e}$$

Avec A_t représente la section d'armatures transversales, S_t l'espacement des armaturestransversales, T_u l'effort tranchant à l'ELU, f_e la contrainte limite des aciers, h la hauteur totale du poteau et ρ_a le coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2.50 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5$$

$$\lambda_g: \text{L'élancement géométrique } (\lambda_g = \frac{L_f}{a})$$

L'espacement des armatures transversales est fixé comme suit:

• Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min (10\Phi_1, 15cm) \text{ en Zone I et IIa}$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm en Zone III}$$

• Dans la zone courante :

$$S_t \leq 15\Phi_1 \text{ en Zone I et IIa}$$

$$S_t \leq \min (b/2, h/2, 10\Phi_1) \text{ en Zone III}$$

Avec Φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Le pourcentage minimale d'armatures transversales est donné par:

$$0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \text{ et } 0.8\% \text{ si } \lambda_g \leq 3.$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$ on fait une interpolation entre les valeurs trouvées dans les deux cas précédents. Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \Phi_t$ minimums.

Les Tableaux suivante présentent la quantité d'armatures transversales et l'espacement maximum exigé par RPA 99/Version 2003. Le ferraillage transversal des poteaux est constant dans les deux zones sismiques.

Tableau 5.18 : Espacement maximales selon RPA99 /Version 2003 en Zone III

Niveau	Section	Barres	ϕ (mm)	St (mm)	
				ZN	ZC
RDC	40*35	12T16	16	10	16
2ET /1ET	35*35	8T16+4T14	16	10	16
3ET/4ET /5ET /6ET	30*30	8T16	16	10	16

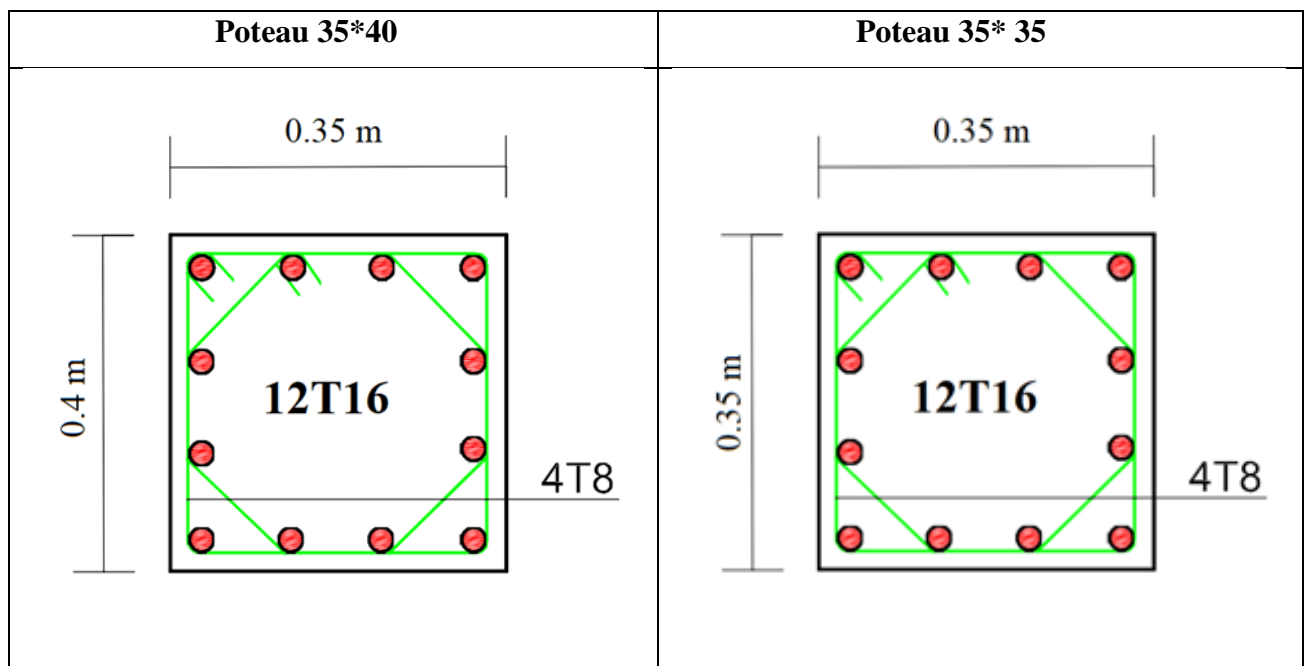
Tableau 5.19 : Choix d'armatures transversales des poteaux en Zone III .

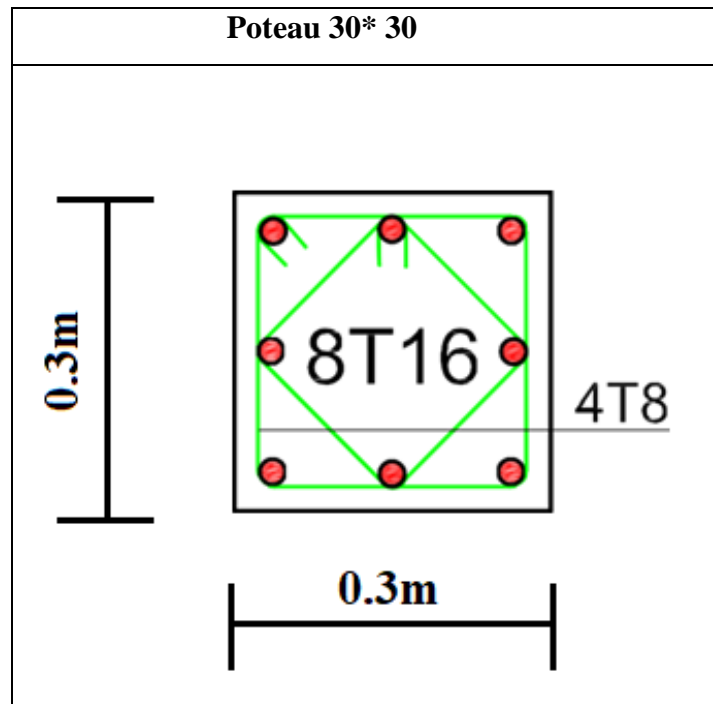
² Niveau	Section	Lf	λ_g	ρ_a	Tu^{max} (Kn)	Zone	St (cm)	At^{cal} (cm ²)	Choix	As^{ado} (cm ²)
RDC	40*35	2.142	4.76	3.75	13.79	N	12	0.690	4T8	2.01
						C	18	1.034	4T8	2.01
1 ET/2ET	35*35	2.142	6.12	2.5	24,88	N	12	0.396	4T8	2.01
						C	18	0.595	4T8	2.01
3ET/4ET /5ET /6ET	30*30	2.142	7.14	2.5	33.25	N	12	0.381	4T8	2.01
						C	18	0.572	4T8	2.01

❖ Schéma de ferraillage :

➤ Zone III

Tableau 5.20 : Schéma de ferraillage des poteaux en Zone III





5.3. Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable : $1,35G+1,5Q$
- Situation accidentelle : $G+Q+E$

5.3.1 Recommandation du RPA99 version 2003

a- Armatures longitudinaux : (RPA99 / version 2003) :

-Le pourcentage total minimum 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 courante.
- 6% en zone de recouvrement.

-L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

b- Armatures transversales : (RPA99 / version 2003) :

1- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t = 0,003 \times S \times b$.

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

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

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

Avec : ϕl : c'est la valeur du diamètre minimal des armatures longitudinales.

En dehors de la zone nodale : $St \leq h / 2$

3- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

5.3.2. Calcul du ferraillage

5.3.3. Caractéristiques géométriques des sections :

Tableau 5.21 : Caractéristiques géométriques des poutres

	h (cm)	b (cm)	c (cm)	d (cm)	Fc28 (Mpa)	Fe(Mpa)
Poutre Porteuse	40	30	4	36	25	400
Poutre Non Porteuse	40	30	4	36	25	400

a) Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de :

- Poutre principale : $A_{min} = 0,5 \% (b \times h) = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire : $A_{min} = 0,5 \% (b \times h) = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$

b) Le pourcentage maximal des aciers longitudinaux est de :

- Poutre porteuse :
 - 4 % $(b \times h) = 0,04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2$ (en zone courante).
 - 6 % $(b \times h) = 0,06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).
- Poutre non porteuse :
 - 4 % $(b \times h) = 0,04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2$ (en zone courante).
 - 6 % $(b \times h) = 0,06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement)

5.3.4. Calcul de ferraillage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens principal (poutre principale).
- Sens secondaire (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants

1- Sens principal :

a. Situation durable : ELU

- Combinaison : 1.35G+1.5Q

Tableau 5.22 : Ferraillage des poutres porteuse (situation durable).

Niveau	Section	Position	M max (Kn.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
RDC	40x30	Travée	60.387	5,13	0
		Appui	-90.322	7,95	0
1 ETAGE	40x30	Travée	59.409	5,04	0
		Appui	-98.258	8,74	0
2 ETAGE	40x30	Travée	59.82	5,08	0
		Appui	-102.48	9,17	0
3 ETAGE	40x30	Travée	59.631	5,06	0
		Appui	-107.146	9,64	0
4 ETAGE	40x30	Travée	59.958	5,09	0
		Appui	-109.377	9,88	0
5 ETAGE	40x30	Travée	58.912	5	0
		Appui	-114.374	10,4	0
6 ETAGE	40x30	Travée	66.803	5,72	0
		Appui	-100.752	8,99	0

b. Situation accidentelle

- Combinaison : G+Q+E

Tableau 5.23 : Ferraillage des poutres porteuse (situation accidentelle).

Niveau	Section	Position	M max (Kn.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
RDC	40x30	Travée	99.34	7,47	0
		Appui	-135.055	10,52	0
1 ETAGE	40x30	Travée	133.55	10,39	0
		Appui	-179.102	14,65	0
2 ETAGE	40x30	Travée	144.541	11,37	0
		Appui	-198.612	16,65	0
3 ETAGE	40x30	Travée	146.893	11,58	0
		Appui	-201.603	16,97	0
4 ETAGE	40x30	Travée	140.358	10,99	0
		Appui	-192.649	16,03	0
5 ETAGE	40x30	Travée	127.772	9,88	0
		Appui	-176.002	14,34	0
6 ETAGE	40x30	Travée	104.212	7,88	0
		Appui	-143.139	11,24	0

2- Sens non principal :

a. Situation durable : ELU

Tableau 5.24 : Ferrailage des poutres non porteuse (situation durable)

Niveau	Section	Position	M max (Kn.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
RDC	40x30	Travée	27.606	2,26	0
		Appui	-23.452	1,92	0
1 ETAGE	40x30	Travée	27.445	2,25	0
		Appui	-27.002	2,21	0
2 ETAGE	40x30	Travée	27.997	2,3	0
		Appui	-31.123	2,56	0
3 ETAGE	40x30	Travée	28.26	2,32	0
		Appui	-35.891	2,97	0
4 ETAGE	40x30	Travée	28.59	2,35	0
		Appui	-39.44	3,28	0
5 ETAGE	40x30	Travée	31.909	2,63	0
		Appui	-42.139	3,51	0
6 ETAGE	40x30	Travée	31.591	2,6	0
		Appui	-40.456	3,36	0

b. Situation accidentelle

- Combinaison : G+Q+E

Tableau 5.25 : Ferrailage des poutres non porteuse (situation accidentelle).

Niveau	Section	Position	M max (Kn.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
RDC	40x30	Travée	44.511	3,2	0
		Appui	-58.127	4,22	0
1 ETAGE	40x30	Travée	73.351	5,39	0
		Appui	-91.904	6,87	0
2 ETAGE	40x30	Travée	91.588	6,84	0
		Appui	-113.045	8,62	0
3 ETAGE	40x30	Travée	101.273	7,63	0
		Appui	-124.233	9,57	0
4 ETAGE	40x30	Travée	103.99	7,86	0
		Appui	-127.687	9,87	0
5 ETAGE	40x30	Travée	105.605	7,99	0
		Appui	-127.461	9,85	0
6 ETAGE	40x30	Travée	79.197	5,85	0
		Appui	-109.401	8,31	0

5.3.5. Choix des armatures :

1- Sens principal :

a. situation durable

Tableau 5.26 : Choix des armatures pour les poutres principales.

Niveau	Section	Position	As (cm ²)	As min (cm ²)	As max ZC	As max ZR	Choix	As adopté
RDC	30x40	Travée	5,13	6	48	72	3T14+2T12	6.88
		Appui	7,95	6	48	72	3T16+2T12	8.29
1 ETAGE	30x40	Travée	5,04	6	48	72	3T14+2T12	6.88
		Appui	8,74	6	48	72	3T16+2T14	9.11
2 ETAGE	30x40	Travée	5,08	6	48	72	3T14+2T12	6.88
		Appui	9,17	6	48	72	3T16+2T16	10.06
3 ETAGE	30x40	Travée	5,06	6	48	72	3T14+2T12	6.88
		Appui	9,64	6	48	72	3T16+2T16	10.06
4 ETAGE	30x40	Travée	5,09	6	48	72	3T14+2T12	6.88
		Appui	9,88	6	48	72	3T16+2T16	10.06
5 ETAGE	30x40	Travée	5	6	48	72	3T14+2T12	6.88
		Appui	10,4	6	48	72	3T16+3T14	10.65
6 ETAGE	30x40	Travée	5,72	6	48	72	3T14+2T12	6.88
		Appui	8,99	6	48	72	3T16+2T14	9.11

b. Situation accidentelle

- Combinaison : G+Q+E

Tableau 5.27 : Ferrailage des poutres porteuse (situation accidentelle).

Niveau	Section	Position	As (cm ²)	As min (cm ²)	As max ZC	As max ZR	Choix	As adopté
RDC	30x40	Travée	7,47	6	48	72	3T16+2T14	9.11
		Appui	10,52	6	48	72	3T16+3T14	10.65
1 ETAGE	30x40	Travée	10,39	6	48	72	3T16+3T14	10.65
		Appui	14,65	6	48	72	3T16+6T14	15.27
2 ETAGE	30x40	Travée	11,37	6	48	72	3T16+3T16	12.07
		Appui	16,65	6	48	72	3T16+6T14	18.10
3 ETAGE	30x40	Travée	11,58	6	48	72	3T16+3T16	12.07
		Appui	16,97	6	48	72	3T16+6T16	18.10
4 ETAGE	30x40	Travée	10,99	6	48	72	3T16+3T16	12.07
		Appui	16,03	6	48	72	3T16+6T16	18.10
5 ETAGE	30x40	Travée	9,88	6	48	72	3T16+3T14	10.65
		Appui	14,34	6	48	72	3T16+6T14	15.27
6 ETAGE	30x40	Travée	7,88	6	48	72	3T16+2T14	9.11
		Appui	11,24	6	48	72	3T16+3T16	12.07

2- Sens non principal :

a. Situation durable : ELU

Tableau 5.28 : Ferrailage des poutres non porteuse (situation durable).

Niveau	Section	Position	As (cm ²)	As min (cm ²)	As max ZC	As max ZR	Choix	As adopté
RDC	30x40	Travée	2,28	6	48	72	3T14+2T12	6.88
		Appui	2,4	6	48	72	3T14+2T12	6.88
1 ETAGE	30x40	Travée	2,28	6	48	72	3T14+2T12	6.88
		Appui	2,39	6	48	72	3T14+2T12	6.88
2 ETAGE	30x40	Travée	2,34	6	48	72	3T14+2T12	6.88
		Appui	2,76	6	48	72	3T14+2T12	6.88
3 ETAGE	30x40	Travée	2,37	6	48	72	3T14+2T12	6.88
		Appui	3,17	6	48	72	3T14+2T12	6.88
4 ETAGE	30x40	Travée	2,4	6	48	72	3T14+2T12	6.88
		Appui	3,48	6	48	72	3T14+2T12	6.88
5 ETAGE	30x40	Travée	2,67	6	48	72	3T14+2T12	6.88
		Appui	3,69	6	48	72	3T14+2T12	6.88
6 ETAGE	30x40	Travée	2,65	6	48	72	3T14+2T12	6.88
		Travée	3,7	6	48	72	3T14+2T12	6.88

b. Situation accidentelle

Tableau 5.29 : Ferrailage des poutres non porteuse (situation accidentelle).

Niveau	Section	Position	As (cm ²)	As min (cm ²)	As max ZC	As max ZR	Choix	As adopté
RDC	30x40	Travée	4,4	6	48	72	3T14+2T12	6.88
		Appui	5,29	6	48	72	3T14+2T12	6.88
1 ETAGE	30x40	Travée	7,35	6	48	72	3T16+2T14	9.11
		Appui	8,92	6	48	72	3T16+2T14	9.11
2 ETAGE	30x40	Travée	9,27	6	48	72	3T16+2T16	10.06
		Appui	11,46	6	48	72	3T16+3T16	12.07
3 ETAGE	30x40	Travée	10,25	6	48	72	3T16+3T14	10.65
		Appui	12,94	6	48	72	3T16+5T14	13.73
4 ETAGE	30x40	Travée	10,45	6	48	72	3T16+3T14	10.65
		Appui	13,48	6	48	72	3T16+5T14	13.73
5 ETAGE	30x40	Travée	10,47	6	48	72	3T16+3T14	10.65
		Appui	13,61	6	48	72	3T16+5T14	13.73
6 ETAGE	30x40	Travée	8,9	6	48	72	3T16+2T14	9.11
		Appui	11,86	6	48	72	3T16+3T16	12.07

5.3.6. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 2,1\text{MPa}, f_e = 400\text{MPa}$$

Tableau 5.30 : Vérification des Condition de non fragilité

Section (cm ²)	As min (choisi)	As min	Condition
P.P 30x40	7.7	1.54	Vérifie
P.N.P 30x40	5.65	1.13	Vérifie

Vérification vis-à-vis de L'ELS :

1- Sens principal : Combinaison ; G+Q

Tableau 5.31 : Vérification des poutres porteuse a L'ELS

Niveau	Section	Position	Mser Kn.m	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	Observation
RDC	30x45	Travée	43.878	5.21	15	136	201.63	Vérifie
		Appui	-65.553	6.73	15	158.9	201.63	Vérifie
1 ETAGE	30x45	Travée	43.163	4.94	15	137	201.63	Vérifie
		Appui	-71.342	6.93	15	158.8	201.63	Vérifie
2 ETAGE	30x45	Travée	43.466	5.03	15	139.4	201.63	Vérifie
		Appui	-74.409	7.12	15	156.5	201.63	Vérifie
3 ETAGE	30x45	Travée	43.326	5.08	15	140.8	201.63	Vérifie
		Appui	-77.818	7.23	15	155.7	201.63	Vérifie
4 ETAGE	30x45	Travée	43.568	5.16	15	142.9	201.63	Vérifie
		Appui	-79.435	7.53	15	155.9	201.63	Vérifie
5 ETAGE	30x45	Travée	42.797	6.1	15	169.1	201.63	Vérifie
		Appui	-83.126	8.65	15	184.4	201.63	Vérifie
6 ETAGE	30x45	Travée	48.902	5.66	15	170.3	201.63	Vérifie
		Appui	-73.419	7.02	15	155.5	201.63	Vérifie

2.Sens non principal : Combinaison ; G+Q

Tableau 5.32 : Vérification des poutres non porteuse a L'ELS

Niveau	Section	Position	Mser Kn.m	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	Observation
RDC	30x40	Travée	20.109	4.74	15	139.3	201.63	Vérifie
		Appui	-17.081	4.13	15	118.7	201.63	Vérifie
1 ETAGE	30x40	Travée	19.987	4.66	15	138.9	201.63	Vérifie
		Appui	-19.642	4.17	15	119.5	201.63	Vérifie
2 ETAGE	30x40	Travée	20.385	4.5	15	128.9	201.63	Vérifie
		Appui	-22.651	4.88	15	122.5	201.63	Vérifie
3 ETAGE	30x40	Travée	20.574	4.54	15	12.8	201.63	Vérifie
		Appui	-26.13	4.9	15	133.6	201.63	Vérifie
4 ETAGE	30x40	Travée	20.814	4.52	15	120	201.63	Vérifie
		Appui	-28.718	4.9	15	141.9	201.63	Vérifie
5 ETAGE	30x40	Travée	23.237	4.83	15	124.1	201.63	Vérifie
		Appui	-30.707	5.12	15	142.5	201.63	Vérifie
6 ETAGE	30x40	Travée	23.134	4.8	15	123.4	201.63	Vérifie
		Appui	-29.398	5.02	15	145.9	201.63	Vérifie

5.3.7. Vérification de l'effort tranchant

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_{t1}}{bd} \leq \bar{\tau}$ Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum. $\bar{\tau}$

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

* Selon le CBA 93: article A 5.1.2.1.1

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,2f_{c28}, 5MPa) \dots \dots \dots$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10f_{c28}, 4MPa) \dots \dots \dots$ Fissuration préjudiciable et trèspréjudiciable

Tableau 5.33 : Vérification de l'effort tranchant

Niveau	Section	Tu max (Kn)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Condition
RDC	P.P 30X45	90.20	0.73	2.5	Vérifie
	P.N.P 30X35	25.75	0.28	2.5	Vérifie
1	P.P 30X45	90.34	0.73	2.5	Vérifie
	P.N.P 30X35	25.07	0.27	2.5	Vérifie
2	P.P 30X45	89.95	0.73	2.5	Vérifie
	P.N.P 30X35	25.68	0.28	2.5	Vérifie
3	P.P 30X45	89.87	0.73	2.5	Vérifie
	P.N.P 30X35	25.88	0.28	2.5	Vérifie
4	P.P 30X45	89.56	0.73	2.5	Vérifie
	P.N.P 30X35	27.25	0.29	2.5	Vérifie
5	P.P 30X45	100.96	0.82	2.5	Vérifie
	P.N.P 30X35	20.38	0.22	2.5	Vérifie
6	P.P 30X45	89.9	0.72	2.5	2.5
	P.P 30X45	26.2	0.28	2.5	2.5

5.3.8. Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales est de type Haute Adhérence (HA) et de nuance $F_e E400$

- Selon le BAEL91 modifié 99 [4]

$$\begin{cases} S_t = \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t}{b S_t} \geq \frac{\tau_u - f_{t28}K}{0.8 f_e} \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right) \end{cases}$$

-Selon TeRPA99 (version2003) [1]

$$\begin{cases} A_t = 0.003 S_t b \\ S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l \right) \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_f \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right) = 0.8 \text{ cm}$$

On prend: $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

Les résultats de calcul sont résumés dans les Tableaux ci-dessous.

Tableau 5.34 : Les armatures transversals

Sens	Tu (Kn)	$\tau_u(MPa)$	BAEL	RPA 99		St adp (cm)		At max (cm ²)	Choix
			91	St (cm)	St (cm)	St (cm)	ZN		
Principal	100.96	0.82	36.9	9.6	22.5	8	15	1.35	4T8
Secondair	27.25	0.29	27.9	9.6	17.5	8	15	1.35	4T8

5.3.9. Recouvrement des armatures longitudinales :

Lr : Longueur de recouvrement. Lr=50Ø (zone III). RPA99v2003 article 7.5.2.1 pour la Zone III

- Ø=16mm..... Lr = 80 cm
- Ø=14mm..... Lr = 70 cm
- Ø=12mm..... Lr = 60 cm

La longueur de la zone nodale : L' = 2 h

- Poutre porteuse : L' = 2 h = 2×40 = 80 cm
- Poutre non porteuse : L' = 2 h = 2×40 = 80 cm

V.3.11 Vérification de la flèche: CBA93 article B.6.5.2

Flèche totale: $\Delta f_T = f_v - f, \leq \bar{f}$

Tel que:

Poutre principale : $\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} = 1.02cm (L = 5.2 m > 5m)$

Poutre secondaire: $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,68cm (L = 3,4 m < 5m)$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

-Position de l'axe neutre 'y₁':

$$y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s}$$

-Moment d'inertie de la section totale homogène 'Io':

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh(y - \frac{h}{2})^2 - 15A_s(d - y_1)^2$$

-Calcul des moments d'inerties fictifs:

$$I_{f7} = \frac{1,1l_0}{1 + \lambda_j \mu} I_{fv} = \frac{l_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta\left(2+\frac{3b_0}{b}\right)} \dots\dots \text{Pour la deformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta\left(2+\frac{3b_0}{b}\right)} \dots\dots \text{Pour la deformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

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

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{se7'}}{A_s d} I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh\left(y - \frac{h}{2}\right)^2 - 15A_s(d - y_1)^2$$

Les résultats sont récapilés dans ce tableau:

Tableau 5.35 : Caractéristiques des poutres

Sens	Mser Kn.m	As (cm ²)	Y1 (cm)	Δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
Principal	79.435	9.70	23.96	0.0087	148.08	2.41	0.96	0.43	197153.395	106501.367	139547.986
secondaire	29.4	5.65	18.50	0.0063	115.15	3.33	1.33	0.29	94995.3125	53395.4235	70019.3945

-Calcul des modules de déformation:

$$E_j = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87MPa$$

-Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre principale):

$$f_1 = \frac{M_{ser'}l^2}{10E_jI_f} = 5.59 \text{ mm}(L = 5.2)$$

-Calcul de la flèche due aux déformations différées:

$$f_{v1} = \frac{M_{ser'}l^2}{10E_vI_{fv}} = 8.34 \text{ mm}$$

$$\Delta f_{T1} = f_{v1} - f_{j1} = 2.75 \text{ mm} \langle \bar{f} = 10.2 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

-Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre non porteuse) :

$$f_2 = \frac{M_{ser}l^2}{10E_jIf_i} = 1.35 \text{ mm}(L = 3,4\text{m})$$

-Calcul de la flèche due aux déformations différées:

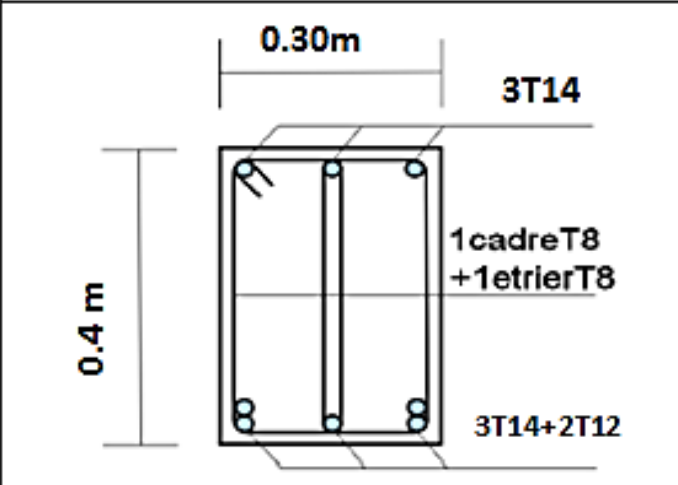
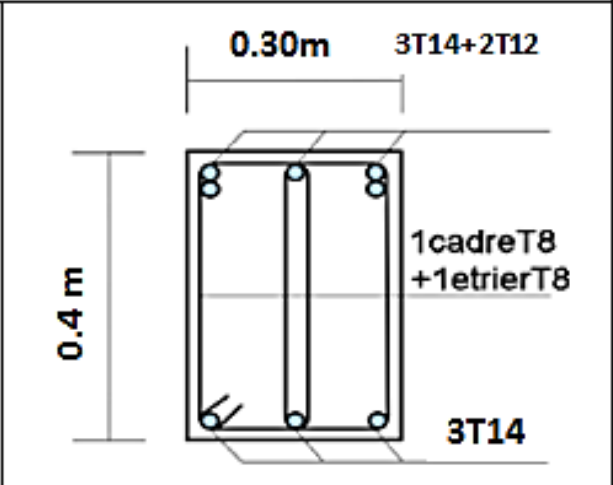
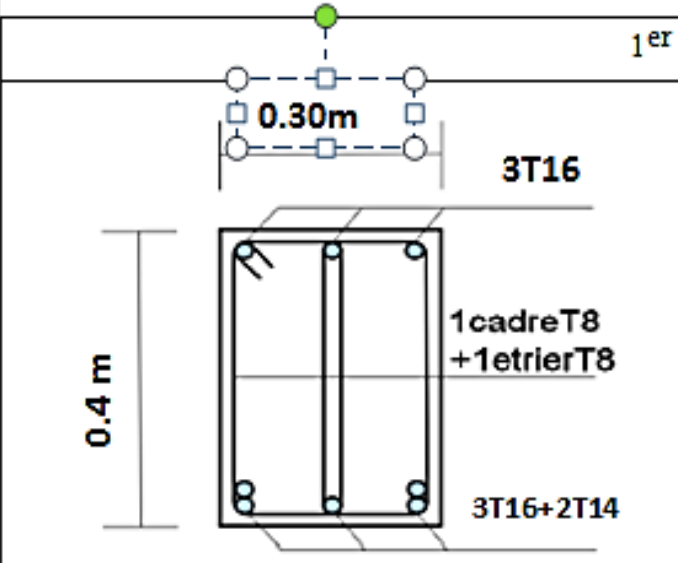
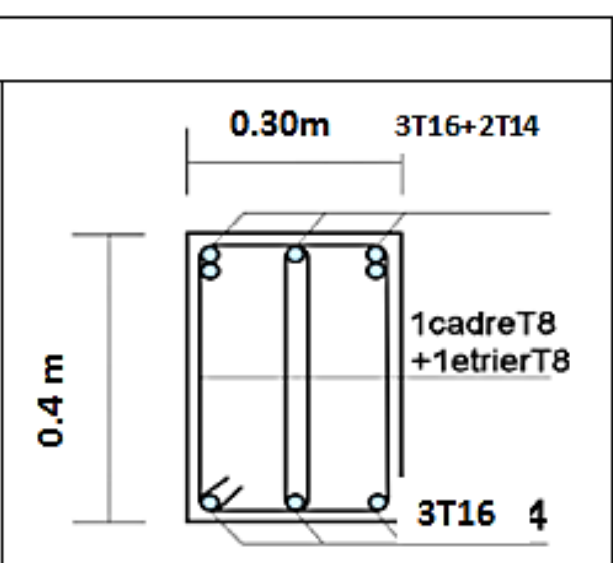
$$f_{v1} = \frac{M_{ser}l^2}{10E_vI_p} = 3.07\text{mm}$$

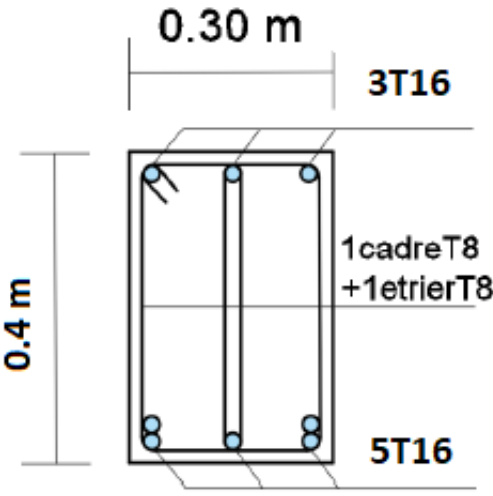
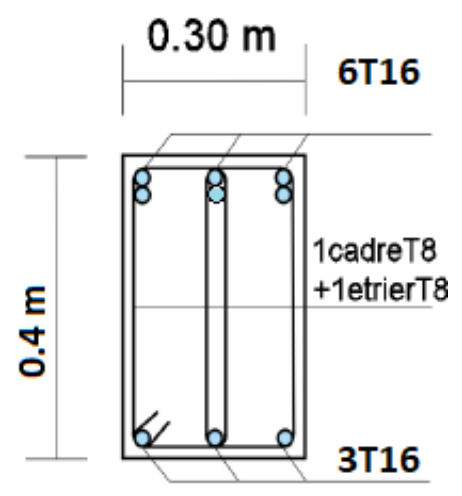
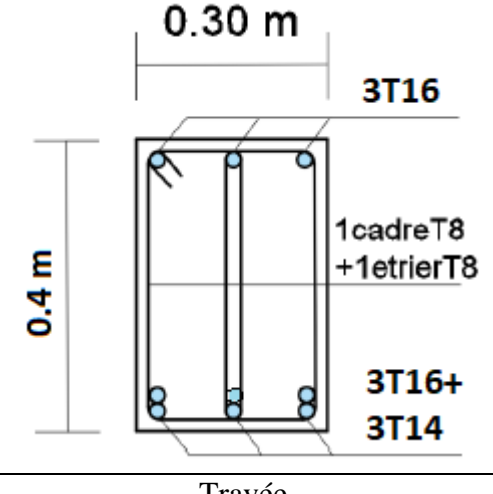
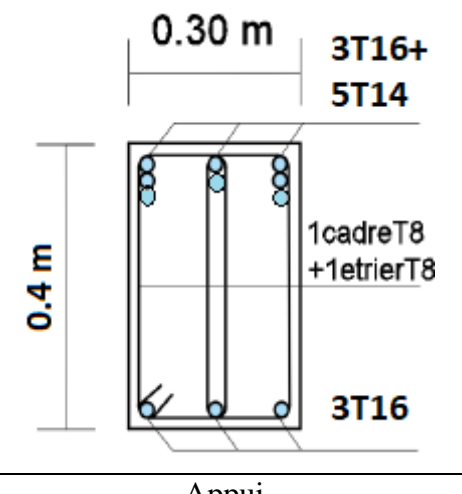
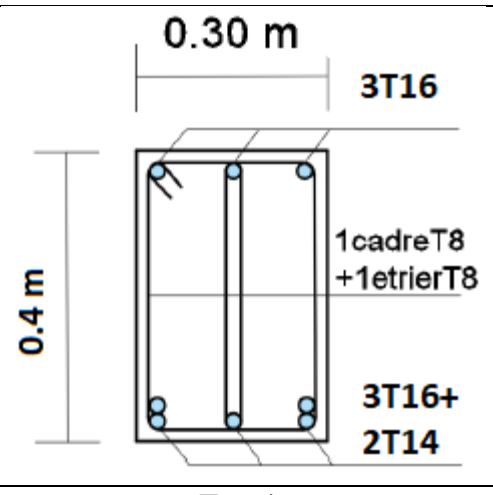
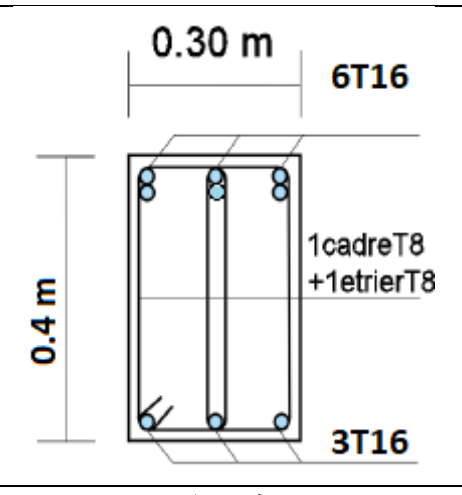
$$\Delta f_{T1} = f_{v1} - f_{j1} = 1.72 \text{ mm}(\bar{f} = 6.8 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{vérifiée})$$

❖ Schéma de ferraillage

- Poutre non Porteuse
- Zone III

Tableau 5.36 : Ferraillage des poutres non porteuses

RDC	
 <p style="text-align: center;">Travée</p>	 <p style="text-align: center;">Appui</p>
1 ^{er}	
 <p style="text-align: center;">Travée</p>	 <p style="text-align: center;">Appui</p>

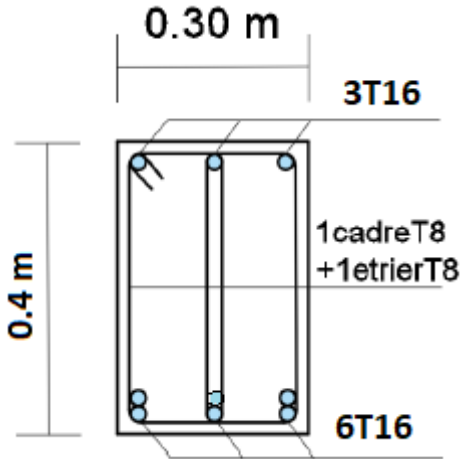
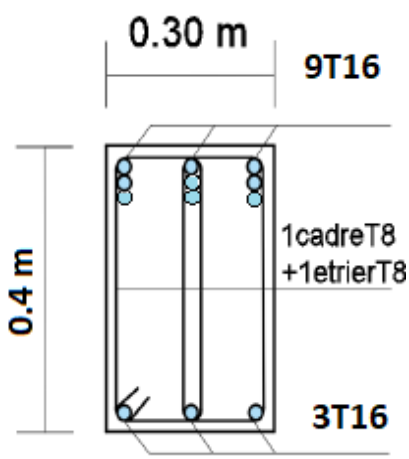
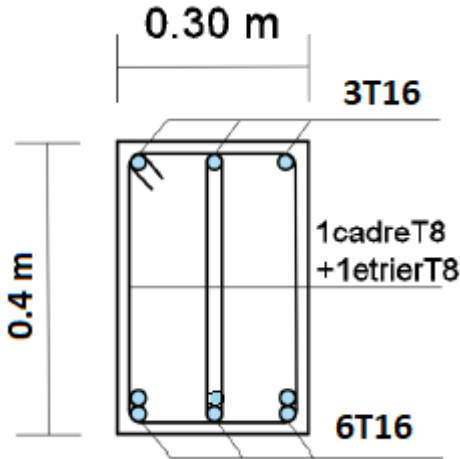
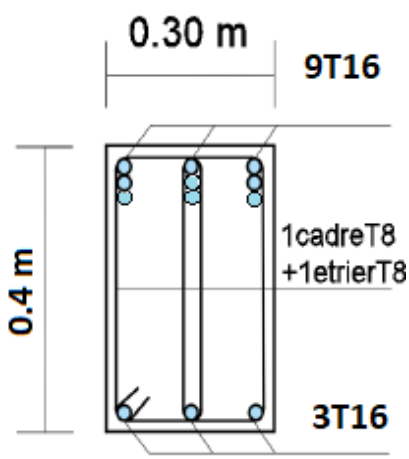
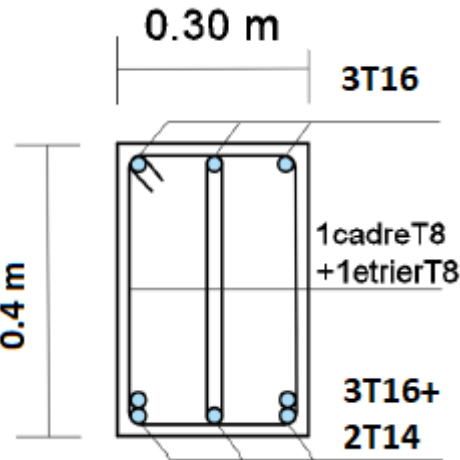
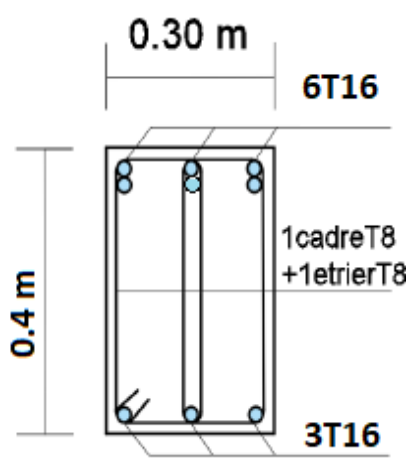
2 ^{ème}	
 <p>0.30 m 3T16 0.4 m 1cadreT8 +1étrierT8 5T16</p>	 <p>0.30 m 6T16 0.4 m 1cadreT8 +1étrierT8 3T16</p>
Travée	Appui
3 ^{ème} ET 4 ^{ème} ET 5 ^{ème}	
 <p>0.30 m 3T16 0.4 m 1cadreT8 +1étrierT8 3T16+ 3T14</p>	 <p>0.30 m 3T16+ 5T14 0.4 m 1cadreT8 +1étrierT8 3T16</p>
Travée	Appui
6 ^{ème}	
 <p>0.30 m 3T16 0.4 m 1cadreT8 +1étrierT8 3T16+ 2T14</p>	 <p>0.30 m 6T16 0.4 m 1cadreT8 +1étrierT8 3T16</p>
Travée	Appui

➤ Poutre Porteuse

Tableau 5.37 : Ferraillage des poutres porteuses

RDC	
<p>0.30 m 3T16 1cadreT8 + 1etrierT8 0.4 m 3T16+ 2T14 Travée</p>	<p>0.30 m 3T16+ 3T14 1cadreT8 + 1etrierT8 0.4 m 3T16 Appui</p>

1 ^{ère} et 5 ^{ème}	
<p>0.30 m 3T16 1cadreT8 + 1etrierT8 0.4 m 3T16+ 3T14 Travée</p>	<p>0.30 m 3T16+ 6T14 1cadreT8 + 1etrierT8 0.4 m 3T16 Appui</p>

2 ^{ème} et 4 ^{ème}	
 <p>0.30 m 3T16 1cadreT8 + 1etrierT8 0.4 m 6T16</p>	 <p>0.30 m 9T16 1cadreT8 + 1etrierT8 0.4 m 3T16</p>
Travée	Appui
3 ^{ème}	
 <p>0.30 m 3T16 1cadreT8 + 1etrierT8 0.4 m 6T16</p>	 <p>0.30 m 9T16 1cadreT8 + 1etrierT8 0.4 m 3T16</p>
Travée	Appui
6 ^{ème}	
 <p>0.30 m 3T16 1cadreT8 + 1etrierT8 0.4 m 3T16 + 2T14</p>	 <p>0.30 m 6T16 1cadreT8 + 1etrierT8 0.4 m 3T16</p>
Travée	Appui

5.4. Les voiles :

5.4.1. Introduction :

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan. Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le (BAEL, 1991) et les vérifications selon le (RPA, 1999). Sous l'action des forces horizontales (séisme, vents) ainsi que les forces du aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant. Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqué par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Le ferrailage se fait selon les recommandations du règlement RPA2003.

On devra disposer les armatures suivantes :

- Les armatures verticales :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales l'effet de tractions doit être pris en totalité par les armatures.

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%

- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie Supérieure.

➤ Toutes les autres barres n'ont pas de crochets.

- Les armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochet à 135° ayant une longueur égale à 10

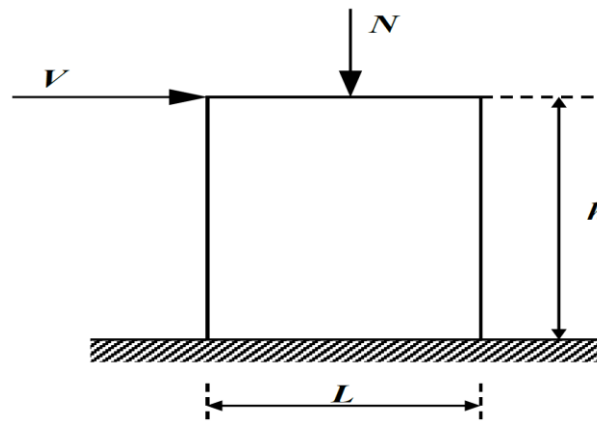


Figure 5.2 : Sollicitation due aux voiles

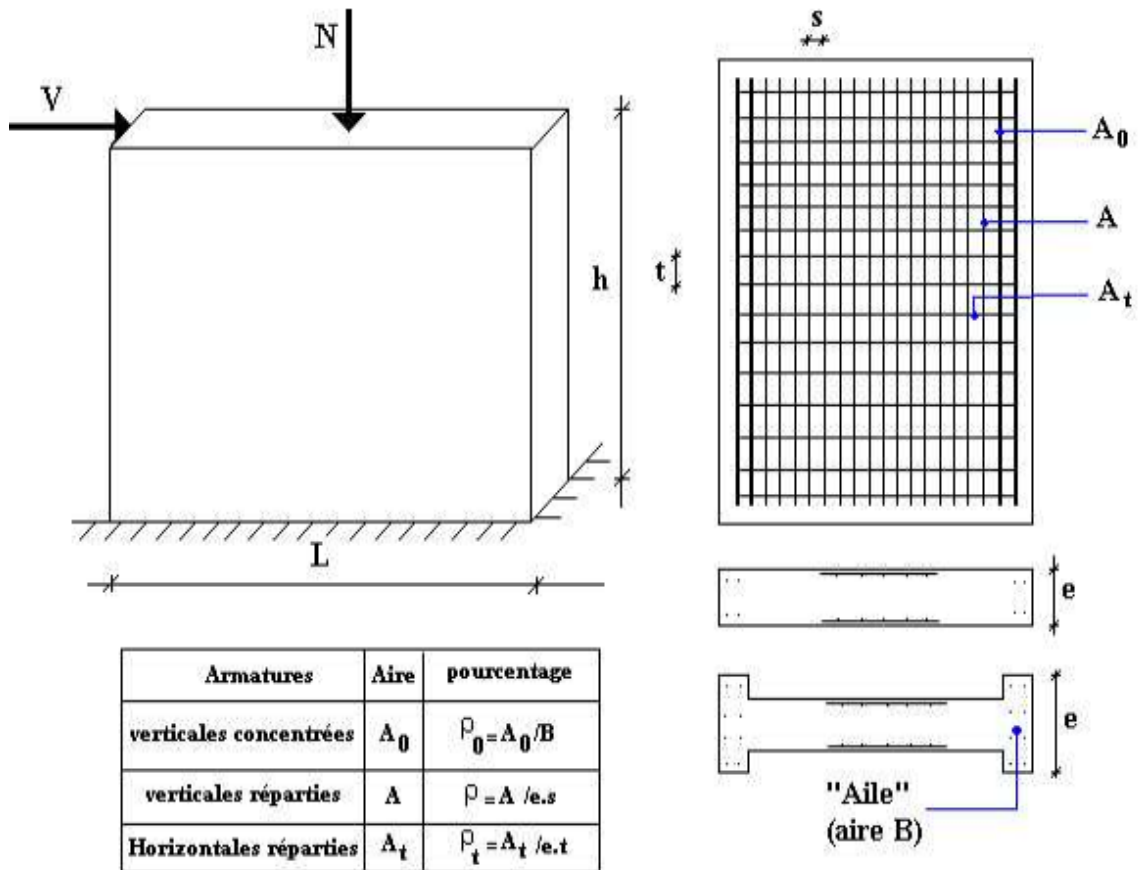


Figure 5.3 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage

❖ L'espacement :

L'espacement des barres verticales et horizontales est donné par formule suivante :

$$St \leq \min (1,5a ; 30\text{cm})$$

Avec :

a : épaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4épingles au mètre carré, le diamètre des barres ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du viole

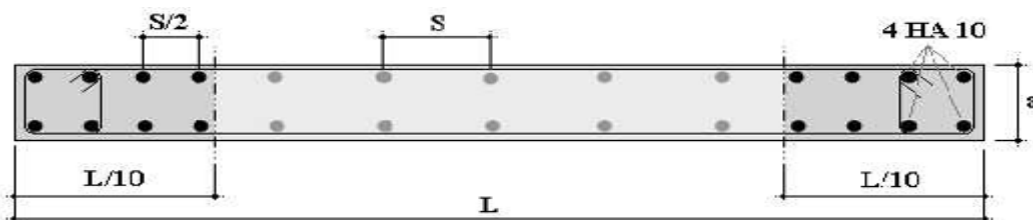


Figure 5.4: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

5.4.2 Méthode de ferrailage des voiles :

On calcule les contraintes max et min par la formule de NAVIER

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec:

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section transversale du voile.

I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravity du voile et la fibre la plus éloignée.

Pour le calcul du ferrailage en à 3 cas:

1^{ere} cas:

– Si $(\sigma_1, \sigma_2) \geq 0 \dots \dots$ la section du voile est entièrement comprimé, la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 2003 ($A_{\min} = 0,2\%a. 1$)

2^{eme} cas:

– Si $(\sigma_1, \sigma_2) \leq 0 \dots \dots$ la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimée) on calcule le volume des contraintes de traction F_t

– La section des armatures verticales $A_y = \frac{F_t}{f_c}$

On compare A_y avec la section minimale exigée par RPA 2003

– Si $A_y \leq A_{\min} = 0,20\% . a . L$ on ferraille avec la section minimale.

– Si $A_y > A_{\min} = 0,20\% . a . L$ on ferraille avec A_y .

La section des armatures horizontales est donnée par le pourcentage minimaux est suivant: $A_h = 0,15\% . a . 100$ (lml)

3^{eme} cas:

» Si σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

– **Armature horizontale :**

Ces armatures doivent supporter les efforts de traction d'après (RPA 2003 articles 7.7.2)

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5MPa$$

Avec : $\bar{T} = 1,4T$

T : effort tranchant du au séisme.

a : épaisseur du voile.

$d = 0,9h$. h : hauteur total de la section.

$\bar{\tau}_b$: Contraintes admissible du béton.

Le pourcentage minimal total des armatures données par RPA 2003

$$\tau_b > 0,025f_{c28} = 0,625MPa = A = 0,25\%a. 1m$$

$$\tau_b \leq 0,025f_{c28} = 0,625MPa = A = 0,15\%a. 1m$$

· L'espace: d'après le RPA 2003 $S \leq (1,5a; 30cm)$

-Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

» 40ϕ → les barres situées dans la zone où le renversement des efforts sont possibles

» 20ϕ → les barres situées dans la zone comprimées sous l'action des charges.

· Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule:

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{x}{L}$$

Avec ; $\bar{V} = 1.4 V$

V : L'effort tranchant dans la section considérée

X : Longueur de la zone tendue

L : Longueur du voile

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur

• **Armatures transversales :**

L'armature transversale perpendiculaire à la face du voile sont des épingles au nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales

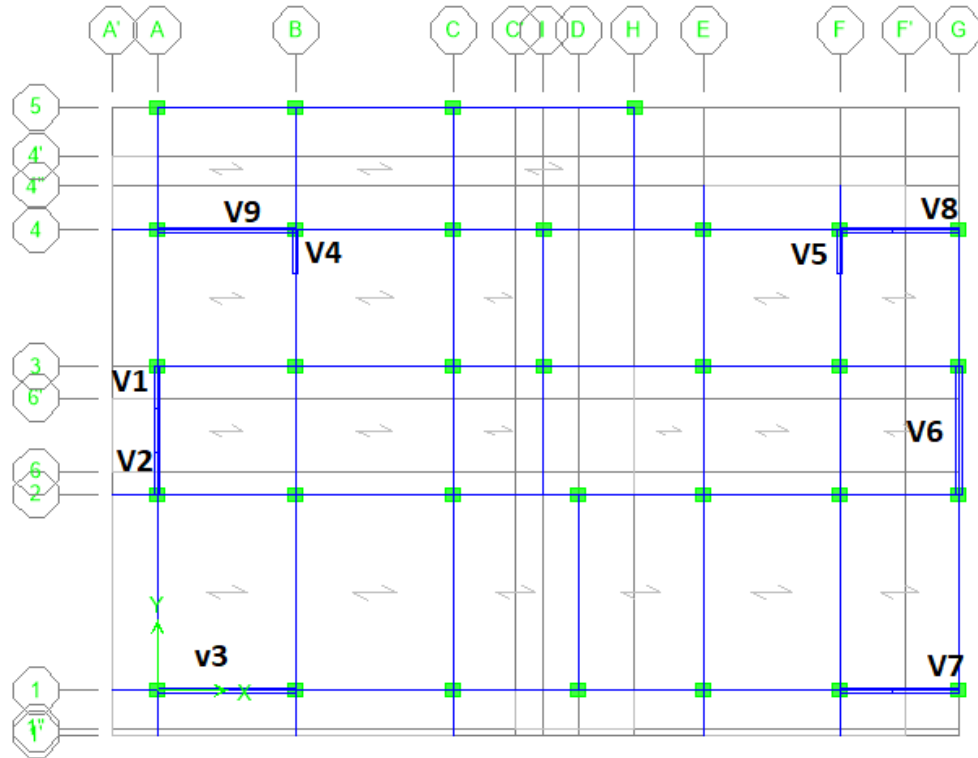


Figure 5.5 : Vue en plan du disposition des voiles

❖ Voile en U (v3)

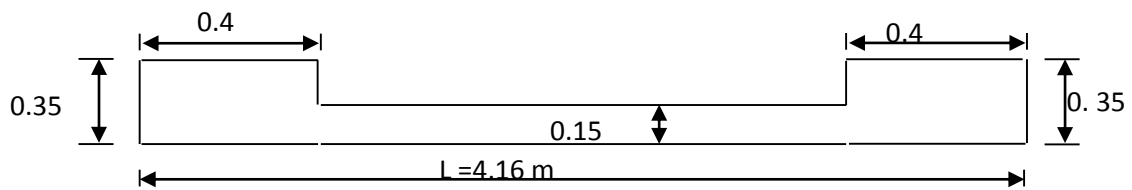


Figure 5.6 : Vue en plan du voile plein

$A = 1,05 \text{ m}^2$

$V = 2.08 \text{ m}$

$V' = 2.08 \text{ m}$

$I = 1.9 \text{ m}^4$

$N = 1419.39 \text{ Kn}$

$M = 8671.019 \text{ Kn.m}$

▪ Calcul des contraintes sous combinaison 0.8 G + E

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} = \left(\frac{1419.39}{1.05} + \frac{8671.019 \times 2.08}{1.9} \right) 10^{-3} = 14.1003 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} = \left(\frac{1419.39}{1.05} - \frac{8671.019 \times 2.08}{1.9} \right) 10^{-3} = -10.4794 \text{ MPa}$$

σ_1 et σ_2 sont de signe différent donc la section est partiellement comprimée

• **Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q ± E)**

M=1233,22

N=2186,91

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} = \left(\frac{2186,91}{1.05} + \frac{1233,22 \times 0.71}{1.9} \right) 10^{-3} = 12,789 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} = \left(\frac{2186,91}{1.05} - \frac{1233,22 \times 0.71}{1.9} \right) 10^{-3} = 4,04 \text{ MPa}$$

$\sigma_1 = 12,789 \text{ MPa} < \sigma_b = 15 \text{ MPa}$ condition vérifier.

$\sigma_2 = 4,04 \text{ MPa} < \sigma_b = 15 \text{ MPa}$ condition vérifier.

Longueur de la zone tendue:

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L = \left(\frac{10.47}{10.47 + 14.10} \right) \times 4.16$$

$$X = 1.7735 \text{ m}$$

$$Y = L - X = 4.16 - 1.7735 = 2.3864 \text{ m}$$

Avec :

X : la longueur de la zone tendue.

Y : la longueur de la zone comprimée

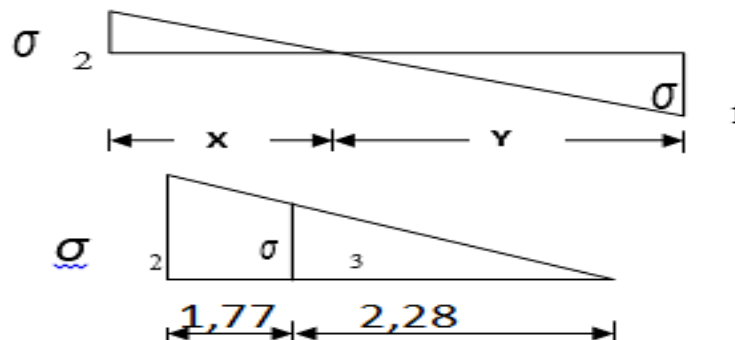


Figure 5.7 : calcul de la contrainte

▪ Calcul de la contrainte σ_3 :

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X - b)}{X} = \frac{10.47(1.77 - 0.4)}{1.77}$$

$$\sigma_3 = 8.1159 \text{ MPa}$$

• Détermination des armatures verticales :

➤ Tronçon AB :

La force de traction résultante:

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b \cdot h = \left(\frac{10.47 + 8.1159}{2} \right) \times 0.4 \times 0.35$$

$$F_1 = 1301.6 \text{ KN}$$

$$A_{V1} = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{1301.6}{348}$$

$$A_{V1} = 32.541 \text{ cm}^2$$

➤ Tronçon BC :

$$F_2 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_3(X - b) \cdot a = \frac{1}{2} \times (1.77 - 0.4) \times 0.15$$

$$F_2 = 836.10 \text{ KN}$$

$$A_{V2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{836.10 \times 10}{348}$$

$$A_{V2} = 21.90 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{V1} + A_{V2} = 32.54 + 21.90$$

$$A_t = 54.44 \text{ KN}$$

• Calcul d'Avj On a:

$$A_{v_j} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{fe} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot V}{fe} \times \frac{x}{L} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 1276.05 \times 10}{400} \times \frac{1,77}{4,16}$$

$$A_{v_j} = 21.94 \text{ cm}^2$$

$$A_{poteau} = A_{V1} + A_{v_j} = 32.541 + 4.388 = 36.929 \text{ cm}^2$$

$$A_{voile} = A_{V2} + A_{v_j} = 21.90 + 17.552 = 39.452 \text{ cm}^2$$

• Section total d'armature:

$$A_{Total} = A_t + A_{v_j} = 54.44 + 21.94.$$

$$A_{Total} = 76.38 \text{ cm}^2.$$

D'après le RPA 2003 :

$$A_{Total1} = 76.38 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,2\% \cdot a \cdot Xtendu = 0,2\% \times 0.15 \times 1.77 \times 10^4$$

$$= 1.838 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Vérification vis-à-vis a RPA/V2003 :

$$A_{min}=1.838 \text{ cm}^2$$

$$A_{poteau} = 36.929 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.838 \text{ cm}^2$$

$$A_{voile}=39.452 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.838 \text{ cm}^2$$

➤ **Détermination des armatures horizontales:**

– La contrainte de cisaillement:

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot V}{a \cdot 0,9h} = \frac{1,4 \times 1276.05 \times 10}{15 \times 0,9 \times 306}$$

$$\tau_b=4.2535 \text{ MPa}$$

$$\times \tau_b = 4.25 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

× Le pourcentage minimal selon RPA 2003:

$$\tau_b = 4.25 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0.025f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq 0,25\% \cdot a \cdot 1m = 0,25\% \times 15 \times 100 = 3.75 \text{ cm}^2$$

Onprend: $A_h = 2(4T10) = 6.25 \text{ cm}^2$ $S_h = 25 \text{ cm}$

· **L'espacement:**

$$S_v \leq \min (1,5a = 30 \text{ cm}, 30 \text{ cm}) = 22.5 \text{ cm}$$

» Armatures courantes

$$A_c \geq 0,2\% \cdot a(Y-X) = 0.2\% \times 0.15 \times (2.38-1.77) \times 10^4 = 1.83 \text{ cm}^2$$

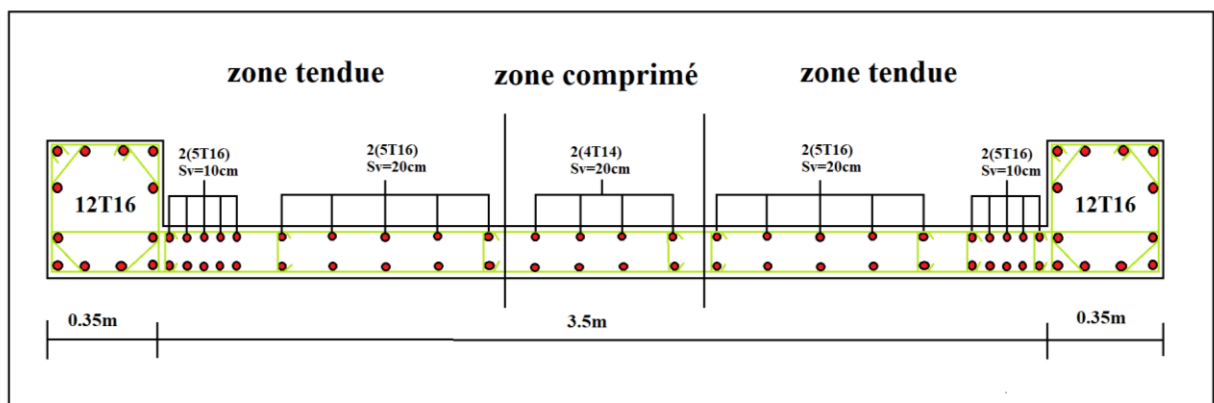


Figure 5.8 : Schéma ferraillage de voile

Choix d'armature :

- Les poteaux : 12T16 = 24.14cm²
- La zone poteau voile : 2(5T16) = 20.11 cm² ; Sv =10 cm.
- La zone courante : 2(6T14) = 18.48 cm² ; Sc =20 cm.

❖ Les trumeaux (v7)

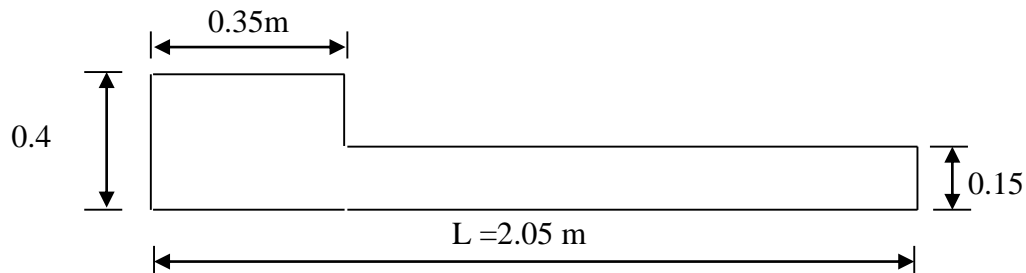


Figure 5.9 : Vue en plan du voile plein trumeaux

$A = 0.45 \text{ m}^2$; $V = 1.01 \text{ m}$; $V' = 0.71 \text{ m}$; $I = 0.122 \text{ m}^4$; $N = 2433.56 \text{ kN}$; $M = 1706.86 \text{ kN.m}$

▪ Calcul des contraintes sous combinaison 0.8 G + E

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} = \left(\frac{2433.56}{0.45} + \frac{1706.86 \times 0.71}{0.122} \right) 10^{-3} = 7.24013 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} = \left(\frac{2433.56}{0.45} - \frac{1706.86 \times 0.71}{0.122} \right) 10^{-3} = 1,285 \text{ MPa}$$

σ_1 et σ_2 sont de signe différent donc la section est partiellement comprimée

• Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q ± E)

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} = \left(\frac{3214,01}{0.45} + \frac{644,762 \times 0.71}{0.122} \right) 10^{-3} = 12,789 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} = \left(\frac{3214,01}{0.45} - \frac{644,762 \times 0.71}{0.122} \right) 10^{-3} = -4,04 \text{ MPa}$$

$\sigma_1 = 13,664 \text{ MPa} < \sigma_b = 15 \text{ MPa}$ condition vérifier.

$\sigma_2 = 1,285 \text{ MPa} < \sigma_b = 15 \text{ MPa}$ condition vérifier

Longueur de la zone tendue:

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L = \frac{1.285}{1.285 + 7.24013} \times 2.05 = 0.831193 \text{ m}$$

$Y = L - X = 2.05 - 0.831193 = 1.218807 \text{ m}$

Avec :

X : la longueur de la zone tendue.

Y : la longueur de la zone comprimée

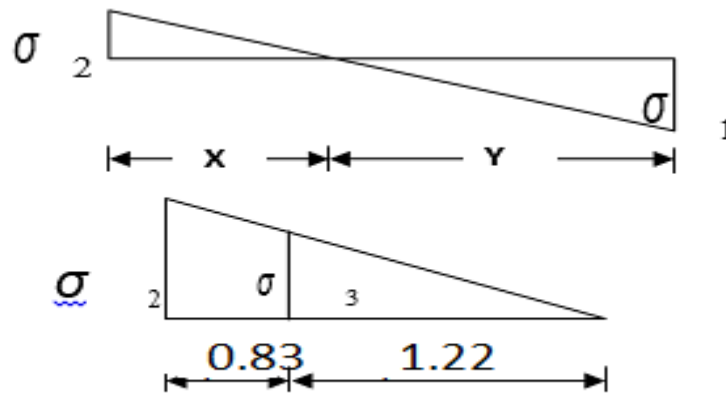


Figure 5.10 : calcul de la contrainte

▪ Calcul de la contrainte σ_3 :

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X - b)}{X} = \frac{1.285(0.831193 - 0.4)}{0.831193} = 2.56143MPa$$

• Détermination des armatures verticales :

➤ Tronçon AB :

La force de traction résultante:

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2}\right) b \cdot h = \left(\frac{1.285 + 2.56143}{2}\right) \times 0.4 \times 0.35 = 524.9297 \text{ KN}$$

$$A_{V1} = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{524.9297}{348} = 13.12321cm^2$$

➤ Tronçon BC : $13.12324cm^2$

$$F_2 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_3(X - b) \cdot a = \frac{1}{2} \times 2.56143(0.831193 - 0.4) \times 0.15 = 82.8352 \text{ KN}$$

$$A_{V2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{82.8352}{348} = 2.07088$$

$$A_t = A_{V1} + A_{V2} = 13.12324 + 2.0712088 = 15.19444 \text{ KN}$$

• Calcul d'Avj On a:

$$A_{v_j} = 1.1 \cdot \frac{\bar{V}}{fe} = 1.1 \cdot \frac{1.4 \cdot V}{fe} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{v_j} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 443.63}{400} \times \frac{2.56143}{2.05} = 6.92515cm^2$$

$$A_{poteau} = A_{V1} + A_{v_j} = 13.123 + 1.385 = 14.508 cm^2$$

$$A_{voile} = A_{V2} + A_{v_j} = 2.07 + 5.54 = 7.61 cm^2$$

Section total d'armature :

$$A_{Total} = A_t + A_{v_j} = 22.11927$$

D'après le RPA 2003 :

$$A_{Total} > A_{min} = 0,2\% \cdot a \cdot Xtendu = 0,2\% \times 0,15 \times 0,8311 \times 10^4 = 2,5 \dots \dots \dots CV$$

➤ **Vérification vis-à-vis a RPA/V2003 :**

$$A_{min} = 1,162 \text{ cm}^2$$

$$A_{poteau} = 14,854 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,162 \text{ cm}^2$$

$$A_{voile} = 7,263 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,162 \text{ cm}^2$$

➤ **Détermination des armatures horizontales:**

– La contrainte de cisaillement:

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot V}{a \cdot 0,9h} = \frac{1,4 \times 433,68}{0,15 \times 0,9 \times 306} = 1,47 \text{ MPa}$$

$$t_b = 1,47 \text{ MPa} < t_b = 0,2 f_c 28 = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

• Le pourcentage minimal selon RPA 2003:

$$t_b = 0,77 \text{ MPa} > t_b = 0,025 f_c 28 = 0,625 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq 0,25\% \cdot a \cdot 1m = 0,25\% \times 0,15 \times 100 = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_h = 2(4T10) = 6,25 \text{ cm}^2 \quad S_h = 25 \text{ cm}$$

L'espacement:

$$S_v \leq \min(1,5a = 22,5 \text{ cm}, 30 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures courantes : } A_c \geq 0,2\% \cdot a(Y-X) = 0,2\% \cdot 0,15 \cdot (2,05 - 0,83) =$$

Choix d'armature :

- **Les poteaux :** 12T16 = 24,14 cm²
- **La zone poteau voile :** 2(2T16) = 8,05 cm² ; Sv = 10cm
- **La zone courante :** 2(3T10) = 4,71 cm² ; Sc = 20 cm.

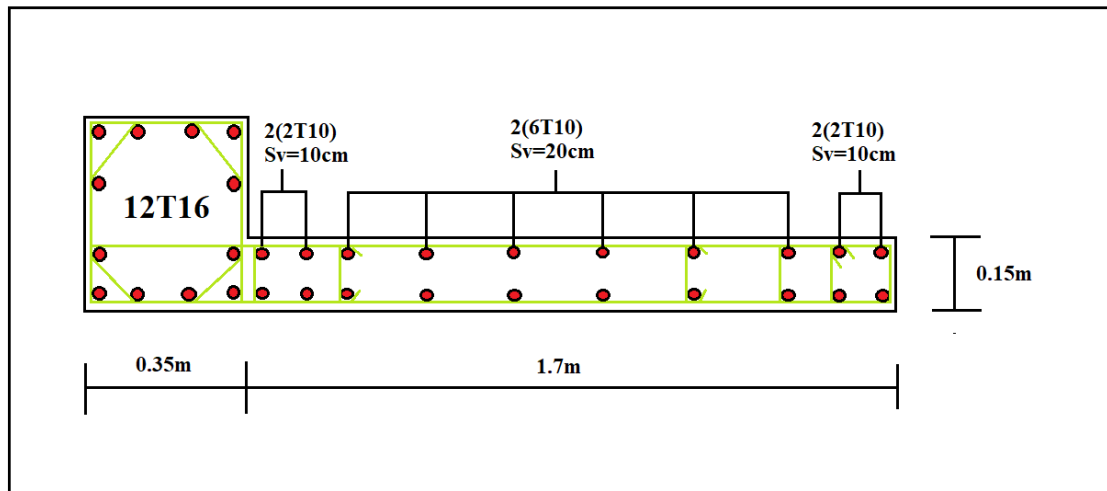


Figure 5.11 : Schéma ferrailage de voile trumeaux

5.4.3 Caractéristiques et ferrailage des voiles et des trumeaux

Tableau 5.38: Caractéristiques géométriques et sollicitations des voile

ETAGE	VOIL	L (M)	V (M)	V' (M)	A (M)	I (m ⁴)	N (KN)	V (KN)	M (KN.M)	σ_1 MPA	σ_2 MPA
ET 1	V1	1.33	0.53	0.80	0.28	0.04	2915.9	683.3	1322.7	2.0	-14.3
	V2	1.08	0.43	0.65	0.24	0.02	2969.2	657.7	1276.3	16.6	-1.0
	V3	4.16	2.08	2.08	0.78	1.47	1419.4	1276.1	8671.0	14.1	-10.4
	V4	1.37	0.55	0.82	0.29	0.05	-270.6	318.2	1156.3	14.4	-19.2
	V5	1.38	0.55	0.82	0.29	0.05	-173.5	183.8	713.2	8.9	-11.8
	V6	3.88	1.94	1.94	0.74	1.22	-826.5	1300.2	7313.8	12.8	-10.5
	V7	2.05	0.85	1.20	0.39	1.51	-2433.5	-443.6	-1706.8	7.2	4.9
	V8	2.05	0.85	1.20	0.39	1.52	-2547.6	-476.1	-1589.6	7.5	5.3
	V9	4.16	2.08	2.08	0.78	1.47	-846.9	337.8	2072.2	4.0	-1.9
ET 2	V1	1.33	0.54	0.79	0.27	0.04	1973.6	651.2	972.6	14.7	-10.8
	V2	1.08	0.43	0.65	0.23	0.02	-3393.3	-632.6	-945.6	8.5	-12.3
	V3	4.11	2.06	2.06	0.76	1.41	-1251.5	1116.9	8783.8	14.4	-11.2
ET 3	V4	1.38	0.56	0.77	0.28	0.05	-310.4	178.6	526.8	7.4	-7.5
	V5	1.38	0.56	0.77	0.28	0.05	-215.7	117.4	366.2	5.1	-5.2
	V6	3.83	1.92	1.92	0.71	1.22	-747.4	1185.7	7603.0	13.0	-10.9

	V7	2.03	0.86	1.17	0.37	1.44	-2025.5	-353.4	-1069.3	6.1	4.6
	V8	2.03	0.86	1.17	0.37	1.44	-2118.3	-400.2	-991.0	6.3	4.9
	V9	4.11	2.06	2.06	0.76	1.47	-510.7	1305.6	7521.0	11.2	-9.9
ET4 ET5	V1	1.30	0.56	0.74	0.24	0.04	-1135.4	-468.7	-617.3	14.0	-7.7
	V2	1.05	0.44	0.61	0.20	0.02	-1394.9	-444.2	-557.7	9.4	-10.3
	V3	4.06	2.03	2.03	0.70	1.16	-1204.4	-758.6	-3601.3	8.0	-4.6
	V4	1.35	0.58	0.77	0.28	0.04	-267.7	183.6	314.7	5.4	-4.9
	V5	1.35	0.58	0.77	0.25	0.04	-152.7	120.5	213.9	3.6	-3.4
	V6	3.78	1.89	1.89	0.66	0.95	-505.4	731.3	2400.9	5.6	-4.0
	V7	2.00	0.89	1.11	0.35	1.13	-1135.1	-282.6	-543.8	3.7	2.8
	V8	2.00	0.89	1.11	0.35	1.13	-1163.6	-334.7	-547.2	3.8	2.8
	V9	4.06	2.03	2.03	0.70	1.16	-522.5	868.9	4608.4	8.8	-7.4
	V1	1.30	0.56	0.74	0.24	0.04	1135.4	-468.2	-617.3	14.0	-7.7
ET 6 ET7	V2	1.05	0.44	0.61	0.20	0.02	-1394.9	-444.2	-557.7	9.4	-10.3
	V3	4.06	2.03	2.03	0.70	1.16	-1204.4	-758.6	-3601.3	8.0	-4.6
	V4	1.35	0.58	0.77	0.28	0.04	-267.7	183.6	314.7	5.4	-4.9
	V5	1.35	0.58	0.77	0.25	0.04	-152.7	120.5	213.9	3.6	-3.4
	V6	3.78	1.89	1.89	0.66	0.95	-505.4	731.3	2400.9	5.6	-4.0
	V7	2.00	0.89	1.11	0.35	1.13	-1135.1	-282.6	-543.8	3.7	2.8
	V8	2.00	0.89	1.11	0.35	1.13	-1163.6	-334.7	-547.2	3.8	2.8
	V9	4.06	2.03	2.03	0.70	1.16	-522.5	868.9	4608.4	8.8	-7.4

5.4.4 Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q+E)

Tableau 5.39 : Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q+E)

Voile	Etage	N(kN)	V (kN)	M (kN.m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
V1	ET 1	2115,63	719,03	1484,24	14,3	-5,89	15	vérifie
V2		2537,64	410,97	1448,22	14,95	-4,81	15	vérifie
V3		2186,91	526,78	1233,22	12,78	-4,04	15	vérifie
V4		2764,78	625,29	1252,66	14,07	-3,02	15	vérifie
V5		2865,18	350,7	600,867	13,67	0,304	15	vérifie
V6		1263,6	360,02	601,221	9,77	-3,61	15	vérifie

V7		3214,01	384,16	644,762	13,6	1,285	15	vérifie	
V8		693,6	391,04	637,475	7,73	-4,51	15	vérifie	
V9		1647,37	821,78	4888,02	6,06	-3,09	15	vérifie	
V1	ET 2	2356,26	321,2	683,916	9,758	0,269	15	vérifie	
V2		1375,4	306,3	660,636	7,509	-1,66	15	vérifie	
V3		2197,19	285,4	623,243	8,998	0,351	15	vérifie	
V4		1220,3	264,4	576,392	6,595	-1,4	15	vérifie	
V5		1570,25	122,6	278,683	7,627	0,86	15	vérifie	
V6		ET3	556,21	117,2	269,701	4,778	-1,77	15	vérifie
V7			216,64	229,2	424,407	4,88	-3,8	15	vérifie
V8			2151,86	248,7	438,074	9,857	0,902	15	vérifie
V9			3376,77	751,4	3237,05	6,735	-0,24	15	vérifie
V1	ET4	1055,2	220,5	352,527	5,3397	-0,19	15	vérifie	
V2		374,53	202,2	328,927	3,4943	-1,67	15	vérifie	
V3		1022,2	201	332,74	5,104	-0,12	15	vérifie	
V4		349,46	173,8	286,787	3,105	-1,4	15	vérifie	
V5	ET5	783,54	86,61	154,212	4,8716	0,184	15	vérifie	
V6		106,42	83,38	148,122	2,5947	-1,91	15	vérifie	
V7		376,45	190,8	295,089	4,6061	-2,39	15	vérifie	
V8		1176,2	210,2	310,797	7,1447	-0,23	15	vérifie	
V9		1817,0	572,36	1782,63	4,4319	-0,48	15	vérifie	
V1	ET6	1276,32	521,43	3062,93	43,779	-1,947	15	vérifie	
V2		1287,99	476,66	2738,49	43,251	-1,787	15	vérifie	
V3		1301,52	523,47	3071,95	44,112	-1,932	15	vérifie	
V4	ET7	1560,8	483,04	1531,95	32,879	-0,197	15	vérifie	
V5		1647,4	471,24	1534,76	33,764	-0,115	15	vérifie	
V6		989,96	410,18	1744,17	32,312	-1,169	15	vérifie	
V7		1519,5	436,47	1882,52	37,087	-0,669	15	vérifie	
V8		1029,5	403,3	1745,14	32,735	-1,129	15	vérifie	

V9		1042,7	439,12	1952,23	3,312	-1,227	15	vérifie
-----------	--	--------	--------	---------	-------	--------	-----------	---------

• Sections d'armature dans les voiles

Tableau 5.40 : Effort et sections d'armature dans les voiles

	VOIL	σ_1	σ_2	X	σ_3	Y	F1	AV1	F2	AV2	AVJ	AT
ET 1	V1	2.0	-14	0.5	-1.9	0.9	1138.0	28.5	8.5	0.2	9.1	37.8
	V2	16.6	-1.0	0.1	5.6	1.0	459.0	16,48	-141.8	8.5	5.2	30.3
	V3	14.1	-10.4	1.8	-8.1	2.4	1301.4	32.5	836.1	21.9	21.9	76.4
	V4	14.4	-19.2	0.8	-9.4	0.6	2004.1	20.1	272.1	6.8	7.0	33.9
	V5	8.9	-11.8	0.8	-5.8	0.6	1233.0	30.8	166.5	4.2	4.0	39.0
	V6	12.7	-10.5	1.8	-8.1	2.1	1308.4	32.7	827.4	20.7	22.6	76.0
	V7	7.2	4.9	0.8	2.6	1.2	524.9	13.1	82.8	2.1	6.9	22.1
	V8	7.5	5.3	0.9	2.8	1.1	570.7	14.3	96.1	2.4	7.6	24.3
	V9	4.0	-1.9	1.3	-1.3	2.8	1320.4	33.5	288.7	21.9	22.9	78.8
ET 2	V1	14.7	-10.9	0.5	-2.8	0.9	839.6	21.0	25.6	0.6	8.9	30.6
	V2	8.5	-12.4	0.3	2.3	0.8	894.7	20.4	-9.3	1.2	4.7	26.3
	V3	14.4	-11.2	1.8	-8.7	2.3	1389.2	31.7	905.9	22.6	17.8	74.1
	V4	7.4	-7.5	0.7	-3.2	0.7	749.7	18.7	70.3	1.8	3.5	24.0
	V5	5.1	-5.2	0.7	-2.2	0.7	521.2	13.0	48.9	1.2	2.3	16.5
	V6	13.0	-10.9	1.7	-8.4	2.1	1352.8	33.8	850.4	21.3	20.8	75.9
	V7	6.1	4.6	0.9	2.5	1.2	490.8	12.3	86.5	2.2	5.8	20.3
	V8	6.3	4.9	0.9	2.7	1.1	527.4	13.2	97.3	2.4	6.7	22.4
	V9	11.2	-9.9	1.9	-7.8	2.2	1237.4	30.9	893.4	22.3	23.5	76.8
ET 3	V1	14.0	-7.7	0.5	-2.7	0.8	467.2	11.7	32.3	0.8	6.4	18.9
	V2	9.4	-10.3	0.4	-1.8	0.7	546.0	13.7	8.9	0.2	5.9	19.8
	V3	8.0	-4.6	1.5	-3.4	2.6	557.7	13.9	271.7	6.8	10.6	31.4
	V4	5.4	-4.9	0.6	-1.9	0.7	473.8	11.8	33.9	0.8	3.4	16.1
	V5	3.6	-3.4	0.7	-1.3	0.7	327.9	8.2	24.6	0.6	2.2	11.1
	V6	5.6	-4.0	1.6	-3.3	2.2	327.3	8.2	314.1	7.9	1,8144	27.8
	V7	3.7	2.8	0.9	1.8	1.1	204.2	5.1	73.7	1.8	4.6	11.6
	V8	3.8	2.8	0.9	1.8	1.1	210.3	5.3	76.4	1.9	5.5	12.7
	V9	8.8	-7.4	1.8	-6.2	2.2	607.7	15.2	712.2	17.8	15.2	48.2
ET 4	V1	4.0	-4.4	0.7	-2.4	0.6	305.0	7.6	68.1	1.7	4.5	13.8
	V2	5.6	-7.4	0.6	-3.7	0.5	500.5	12.5	82.6	2.1	4.9	19.5
	V3	2.1	-1.0	1.3	-0.8	2.7	81.3	2.0	60.7	1.5	3.8	7.4
	V4	5.0	-5.0	0.7	-2.8	0.7	353.5	8.8	79.8	2.0	2.9	13.8
	V5	2.4	-3.0	0.8	-1.8	0.6	219.2	5.5	63.4	1.6	2.0	9.1
	V6	2.6	-1.6	1.4	-1.3	2.3	130.2	3.3	108.8	2.7	7.7	13.7
	V7	1.3	1.1	0.9	0.7	1.1	78.6	2.0	30.5	0.8	2.6	5.3
	V8	1.4	1.0	0.9	0.7	1.1	75.4	1.9	27.4	0.7	3.2	5.8
	V9	2.9	-1.6	1.4	-1.3	2.6	131.4	3.3	111.0	2.8	5.3	11.4
ET 5	V1	4.0	-4.4	0.7	-2.4	0.6	305.0	7.6	68.1	1.7	4.5	13.8
	V2	5.6	-7.4	0.6	-3.7	0.5	500.5	12.5	82.6	2.1	4.9	19.5
	V3	2.1	-1.0	1.3	-0.8	2.7	81.3	2.0	60.7	1.5	3.8	7.4
	V4	5.0	-5.0	0.7	-2.8	0.7	353.5	8.8	79.8	2.0	2.9	13.8
	V5	2.4	-3.0	0.8	-1.8	0.6	219.2	5.5	63.4	1.6	2.0	9.1
	V6	2.6	-1.6	1.4	-1.3	2.3	130.2	3.3	108.8	2.7	7.7	13.7
	V7	1.3	1.1	0.9	0.7	1.1	78.6	2.0	30.5	0.8	2.6	5.3
	V8	1.4	1.0	0.9	0.7	1.1	75.4	1.9	27.4	0.7	3.2	5.8
	V9	2.9	-1.6	1.4	-1.3	2.6	131.4	3.3	111.0	2.8	5.3	11.4
ET 6	V1	4.0	-4.4	0.7	-2.4	0.6	305.0	7.6	68.1	1.7	4.5	13.8
	V2	5.6	-7.4	0.6	-3.7	0.5	500.5	12.5	82.6	2.1	4.9	19.5
	V3	2.1	-1.0	1.3	-0.8	2.7	81.3	2.0	60.7	1.5	3.8	7.4
	V4	5.0	-5.0	0.7	-2.8	0.7	353.5	8.8	79.8	2.0	2.9	13.8
	V5	2.4	-3.0	0.8	-1.8	0.6	219.2	5.5	63.4	1.6	2.0	9.1
	V6	2.6	-1.6	1.4	-1.3	2.3	130.2	3.3	108.8	2.7	7.7	13.7
	V7	1.3	1.1	0.9	0.7	1.1	78.6	2.0	30.5	0.8	2.6	5.3
	V8	1.4	1.0	0.9	0.7	1.1	75.4	1.9	27.4	0.7	3.2	5.8
	V9	2.9	-1.6	1.4	-1.3	2.6	131.4	3.3	111.0	2.8	5.3	11.4
ET 7	V1	4.0	-4.4	0.7	-2.4	0.6	305.0	7.6	68.1	1.7	4.5	13.8
	V2	5.6	-7.4	0.6	-3.7	0.5	500.5	12.5	82.6	2.1	4.9	19.5
	V3	2.1	-1.0	1.3	-0.8	2.7	81.3	2.0	60.7	1.5	3.8	7.4
	V4	5.0	-5.0	0.7	-2.8	0.7	353.5	8.8	79.8	2.0	2.9	13.8
	V5	2.4	-3.0	0.8	-1.8	0.6	219.2	5.5	63.4	1.6	2.0	9.1
	V6	2.6	-1.6	1.4	-1.3	2.3	130.2	3.3	108.8	2.7	7.7	13.7
	V7	1.3	1.1	0.9	0.7	1.1	78.6	2.0	30.5	0.8	2.6	5.3
	V8	1.4	1.0	0.9	0.7	1.1	75.4	1.9	27.4	0.7	3.2	5.8
	V9	2.9	-1.6	1.4	-1.3	2.6	131.4	3.3	111.0	2.8	5.3	11.4

5.4.5. Choix d'armature des voiles

Tableau 5.41 : Choix d'armature des voiles

Etage	Voile	Atot cm ²	Amin cm ²	Zone		Zone courante	
				Voile .Poutaux	Extrémité		
ET 1	V1	37,815	1.2129	2(2T16)	-	2(2T14)	
	V2	30,250	2.862	2(2T10)	-	2(3T10)	
	V3	76,389	1.838	2(5T16)	2(5T16)	2(4T14)	
	V4	33,90029	0.58556	2(2T16)	-	2(2T14)	
	V5	39,02035	0.5764	2(2T16)	-	2(2T14)	
	V6	76,0343	1.111787	2(5T16)	2(5T16)	2(5T14)	
	V7	22,11927	1.162845	2(2T10)	-	2(3T10)	
	V8	24,29786	1.030871	2(2T10)	-	2(3T10)	
	V9	78,83755	4.589915	2(6T16)	2(5T16)	2(3T14)	
ET 2	V1	30,55559	1.145146	2(2T10)	-	2(4T10)	
	V2	26,28415	1.451212	2(2T10)	-	2(4T10)	
	V3	74,12826	1.577096	2(5T16)	2(5T16)	2(4T14)	
	V4	23,97161	0.03904	2(2T10)	-	2(4T10)	
	V5	16,53448	0.03932	2(2T10)	-	2(3T10)	
	V6	75,90875	1.005122	2(5T16)	2(5T16)	2(4T14)	
	V7	20,27598	0.858781	2(2T10)	-	2(3T10)	
	ET3	V8	22,3566	0.759157	2(3T10)	-	2(2T10)
		V9	76,80795	0.782516	2(6T16)	2(5T16)	2(3T14)
ET4	V1	18,88224	1.136118	2(2T14)	-	2(2T10)	
	V2	19,81151	0.962196	2(2T14)	-	2(2T10)	
	V3	31,36743	3.311937	2(5T10)	2(5T10)	2(4T10)	
	V4	16,06135	0.18919	2(5T14)	-	2(2T10)	
	V5	11,05132	0.140845	2(5T14)	-	2(2T10)	
	ET5	V6	27,84875	1.82304	2(5T10)	2(3T10)	2(2T10)
		V7	11,58054	0.893165	2(5T14)	-	2(3T10)
		V8	12,66856	0.876471	2(2T10)	-	2(2T10)
		V9	48,181	1.122743	2(5T16)	2(5T14)	2(3T12)
	V1	13,86591	0.1504	2(2T10)	-	2(2T10)	
	V2	19,4697	0.43736	2(2T10)	-	2(2T10)	

ET6	V3	7,37524	4.216357	2(5T10)	2(5T10)	2(4T10)
	V4	13,7532	0.01923	2(2T10)	-	2(2T10)
	V5	9,100548	0.51138	2(2T10)	-	2(2T10)
ET7	V6	13,68236	2.726691	2(5T10)	2(3T10)	2(2T10)
	V7	5,28667	0.689549	2(2T10)	-	2(3T10)
	V8	5,788997	0.877301	2(2T10)	-	2(2T10)
	V9	11,40557	3.503785	2(5T10)	2(5T10)	2(4T10)

Tableau 5.42 : Choix de ferrailage des poteaux liés aux voiles

étage	Voile	Section (cm ²)	As min	Choix	As adop(cm ²)
ET 1	V1	35x40	2,12	12T16	24,14
	V2	35x40	1,92	12T16	24,14
	V3	35x40	1,88	12T16	24,14
	V4	35x40	1,4	12T16	24,14
	V5	35x40	0,08	12T16	24,14
	V6	35x40	1,36	12T16	24,14
	V7	35x40	0,16	12T16	24,14
	V8	35x40	1,84	12T16	24,14
	V9	35x40	5,04	12T16	24,14
ET 2 ET3	V1	35x35	0,04	12T16	24,14
	V2	35x35	1,08	12T16	24,14
	V3	35x35	0,08	12T16	24,14
	V4	35x35	1,04	12T16	24,14
	V5	35x35	0,44	12T16	24,14
	V6	35x35	1,2	12T16	24,14
	V7	35x35	2,96	12T16	24,14
	V8	35x35	0,24	12T16	24,14
	V9	35x35	1,52	12T16	24,14
ET 4 ET5 ET6 ET7	V1	30x30	0,64	8T16	16,09
	V2	30x30	2,04	8T16	16,09
	V3	30x30	0,52	8T16	16,09
	V4	30x30	1,96	8T16	16,09
	V5	30x30	0,12	8T16	16,09
	V6	30x30	2	8T16	16,09
	V7	30x30	2,68	8T16	16,09
	V8	30x30	0,52	8T16	16,09
	V9	30x30	2,6	8T16	16,09

5.4.6. Vérification de La contrainte de cisaillement :

Tableau 5.43 : Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles

Etage	Voile	L (m)	V (kN)	a (m)	h (m)	d (m)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Obs
ET 1	V1	1.325	683.29	0.15	3,06	2,8	2.27	5	Ver
	V2	1.075	657.74	0.15	3,06	2,8	2.19	5	Ver
	V3	4.16	1276.05	0.15	3,06	2,8	4.2535	5	Ver
	V4	1.375	318.2	0.15	3,06	2,8	1.06	5	Ver
	V5	1.375	183.78	0.15	3,06	2,8	0.6126	5	Ver
	V6	3.88	1300.28	0.15	3,06	2,8	4.334	5	Ver
	V7	2.05	-443.63	0.15	3,06	2,8	1.47	5	Ver
	V8	2.05	-476.09	0.15	3,06	2,8	1.586	5	Ver
	V9	4.16	337.75	0.15	3,06	2,8	1.125	5	Ver
ET 2	V1	1.325	651.24	0.15	3,06	2,8	2.170	5	Ver
	V2	1.075	-632.55	0.15	3,06	2,8	2.108	5	Ver
	V3	4.11	1116.92	0.15	3,06	2,8	3.723	5	Ver
	V4	1.375	178.64	0.15	3,06	2,8	0.595	5	Ver
	V5	1.375	117.4	0.15	3,06	2,8	0.391	5	Ver
	V6	3.83	1185.74	0.15	3,06	2,8	3.95	5	Ver
	V7	2.025	-353.39	0.15	3,06	2,8	1.17	5	Ver
	V8	2.025	-400.15	0.15	3,06	2,8	1.33	5	Ver
	V9	4.11	1305.64	0.15	3,06	2,8	4.352133	5	Ver
ET 3	V1	1.3	-468.68	0.15	3,06	2,8	1.562	5	Ver
	V2	1.05	-444.23	0.15	3,06	2,8	1.480	5	Ver
	V3	4.06	-758.6	0.15	3,06	2,8	2.528	5	Ver
	V4	1.35	183.57	0.15	3,06	2,8	0.612	5	Ver
	V5	1.35	120.52	0.15	3,06	2,8	0.402	5	Ver
	V6	3.78	731.3	0.15	3,06	2,8	2.437	5	Ver
	V7	2	-282.64	0.15	3,06	2,8	0.942	5	Ver
	V8	2	-334.73	0.15	3,06	2,8	1.115	5	Ver
	V9	4.06	868.9	0.15	3,06	2,8	2.896	5	Ver
ET 4	V1	1.325	-468.2	0.15	3,06	2,8	2.7	5	Ver
	V2	1.075	-444.2	0.15	3,06	2,8	2.9	5	Ver
	V3	4.16	-758.6	0.15	3,06	2,8	3.55	5	Ver
	V4	1.375	183.57	0.15	3,06	2,8	1.6	5	Ver
	V5	1.375	120.52	0.15	3,06	2,8	0.912	5	Ver
	V6	3.88	731.3	0.15	3,06	2,8	4.4	5	Ver
	V7	2.05	-282.64	0.15	3,06	2,8	1.7	5	Ver
	V8	2.05	-334.7	0.15	3,06	2,8	1.56	5	Ver
	V9	4.16	868.9	0.15	3,06	2,8	1.15	5	Ver

5.5. Calcul des linteaux :

5.5.1 Introduction :

Les linteaux sont des poutres courtes ou longues selon la valeur de leur élancement (λ) encastées aux extrémités et reliant les deux trumeaux de voile et ayant des nœuds rigides. Les déformations dans les linteaux créent des prolongements de ce fait la portée du linteau présente des difficultés dans le calcul (la majoration de (T) de 40% peut être justifiée à la limite).

5.5.2. Sollicitation dans les linteaux :

Les linteaux τ seront calculés en flexion simple, de façon à éviter leur rupture et à reprendre les moments fléchissant, les efforts tranchants dus aux charges permanentes et aux charges d'exploitations ainsi que l'action du séisme.

Les sollicitations dans les linteaux sont :

V : effort tranchant ; **M** : moment fléchissant

5.5.3. Ferrailage :

On fera le ferrailage des linteaux comme il est indiqué au **l'article 7.7.3 de RPA 99/version 2003[1]**.

➤ Contraintes admissibles de cisaillement :

a. Premier cas : $\tau b \leq \bar{\tau}_b = 0.06 f_c$

Les linteaux sont calculés en flexion simple avec M et T, en devra disposer :

- ✓ Des aciers longitudinaux de flexion (A1)
- ✓ Des aciers transversaux (At)
- ✓ Des aciers en partie courante (Ac)

1. Armatures longitudinales : A1

D'après le **RPA 99/version 2003[1]**, les aciers longitudinaux inférieur et supérieur sont calculés par

La formule :

$$A1 \geq \frac{M}{Z \cdot f_e}$$

Tel que :

M : moment dû à l'effort tranchant ($V = 1.4 V_u$ cal)

$Z = h - 2d$

h : hauteur total du linteau

d : la distance de l'enrobage

1. Armatures transversales : A_t

Linéaux longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

$$s \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V}$$

St : espacement des cours d'armatures transversales

At : section d'une cour d'armatures transversales

$V = 1,4V_{\text{calculé}}$

L : porté du linéau

Linéaux courts ($\lambda_g = \frac{l}{h} < 1$)

$St \leq A_t \cdot f_e \cdot L / (t + A_t \cdot f_e)$

$T = \min (T_1, T_2)$

$T_2 = 2 T_{\text{calcul}}$

$T_1 = (M_{ci} + M_{cj}) / L_{ij}$

$M_{ci} = A_l \cdot f_e \cdot Z$

Deuxième cas : $\tau_b \leq t_b = 0.06 f_c$

Pour ce cas, il y a lieu de disposer le ferraillage longitudinale (supérieur et inférieur) transversal et de la partie courante suivant le minimum réglementaire.

Les sollicitations (M, T) repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales (AD) à disposer obligatoirement

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$AD = \frac{T}{(2f_e \cdot \sin \alpha)} \quad ; \quad \text{avec: } \tan \alpha = \frac{(h-2d)}{L}$$

$T = T_{\text{calcul}}$ sans majoration.

➤ Ferraillage minimal [1] :

a. Armatures longitudinales :

$(A_l, A_l') \geq 0.0015 \cdot b \cdot h$

b. Armatures transversales [1]:

Pour $\tau_b \leq 0.025 f_c$ $A_t \geq 0.0015 \cdot b \cdot s$

Pour $\tau_b > 0.025 f_c$ $A_t \geq 0.0025 \cdot b \cdot s$

Armatures de peau [1] :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c en deux nappes doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%

$$A_c \geq 0.002 .b .h$$

Exemple de calcul :➤ **Caractéristiques géométriques de linteau :**

$$e = 0.15 \text{ m} , \quad h = 0.66 \text{ m} , \quad d = 0.9h = 0.594 \text{ m} , \quad L = 1.45 \text{ m}$$

➤ **Détermination des sollicitations :**

D'après le fichier des résultats du logiciel **ETABS** on a :

$$M = 331.142 \text{ kN.m} ; \quad V = 292.51 \text{ kN}$$

➤ **Majoration des sollicitations :** Effort tranchant

$$V = 1.4 \times 292.51 = 409.514 \text{ kN}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\tau_b = \frac{V}{e.d}$$

ona :

$$\tau_b = \frac{409.514 \times 1000}{150 \times 945} = 4.59 \text{ mpa}$$

$$4.59 \text{ MPa} > 0.06 f_{c28} = 0.06 \times 25 = 1.5 \text{ MPa}$$

$$4.59 \text{ MPa} < \delta_b = 5 \text{ MPa}$$

➤ La condition est vérifiée, donc pas de risque de

cisaillement D'après **R.P.A 99 [1] :**

➤ $\tau_b = 4.59 \text{ MPa} > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$: donc on a dans le deuxième cas , On dispose les ferrailages longitudinaux (supérieur et inférieur), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant

➤ les minimums réglementaires.

➤ Les armatures diagonales sont disposées obligatoirement. Soit:

➤ **d** : Distance d'enrobage = 3 cm.

L : longueur du linteau = 1.45 m.

$$Tg\alpha = \frac{66 - 2 \times 3}{145} = 22.44$$

$$A_d = \frac{292.51 \times 1000}{2 \times 400 \times \sin 22.44} = 9.57 \text{ cm}^2$$

Section minimale:

D'après R.P.A 99 On a :

$$A_D = 0,15 \% \times b \times h = 1.485 \text{ cm}^2$$

$$A_D = 9.57 \text{ cm}^2 > A_{Dmin} = 1.485 \text{ cm}^2$$

On prend : 8T14 = 12.32 cm²

Espacement :

Cadre Ø 6 (e=10cm).

$$(A_L; A'_L) > 0.15 \% .b.h = 1.485 \text{ cm}^2$$

Armatures longitudinales :

On prend : A_L = A'_L = 2T14 = 3.06 cm²

➤ Armatures transversales :

$$\delta_b = 3.66 \text{ MPa} > 0.0025 f_c 25 = 0.0025 \times 25 = 0.0625 \text{ MPa}$$

Donc : A_t ≥ 0.25% × b × S

$$\text{Avec : } S \leq H/4 = 16.5 \text{ cm} \rightarrow S = 15 \text{ cm}$$

$$A = 0.25\% \times 15 \times 15 = 0.56 \text{ cm}^2$$

On prend : 4T8 = 2.01 cm²

Armatures de Peau (Section Courante)

$$A_c \geq 0.2\% \times b \times h = 1.98 \text{ cm}^2$$

On prend : 2(5T10) = 7.90 cm²

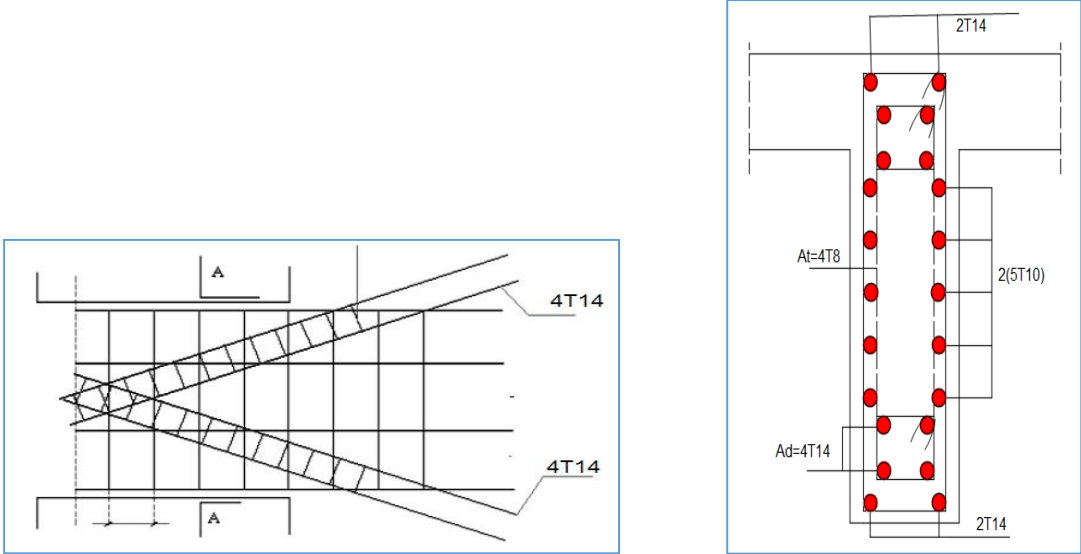


Figure 5.12 : Schéma de ferrailage du linteau.



CHAPITRE 6
Etude de fondation



6.1. INTRODUCTION

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage. Donc elle constitue une partie importante de l'ouvrage.

6.2. Fonctions assurées par les fondations

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet 6s-à-6s du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

6.3. Classification des fondations

Fonder un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- a. Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- b. Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

6.4. Calcul Des Fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

Les points appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer aux déplacements relatifs de ses points d'appui dans le plan horizontal.

6.5. Dimensionnement de longrine :

D'après **RPA99 /modifié 2003**

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

- ✓ 25 cm x 30 cm : sites de catégorie S2 et S3
- ✓ 30 cm x 30 cm : site de catégorie S4 On prend (30x30) cm²

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} = 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : La valeur maximale des charges verticales

α = coefficient de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Tableau 6.1: Coefficient de la zone sismique et de la catégorie de site.

site	Zone		
	I	II	III
S1	-	-	-
S2	-	15	12
S3	15	12	10
S4	12	10	8

N = 1501.9 KN

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{1501.9}{10} = 150.19 \geq 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

6.5.1.Ferraillage des Longrines:

La section d'armatures est donnée par la formule suivante :

$$\sigma = \frac{F}{A_s} \rightarrow A_s = \frac{F}{\sigma} = \frac{1501.9}{348} = 4 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = B^2 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 30^2 \frac{2.1}{400} = 4.725 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition exigée par RPA99 (version 2003) :**

$$A_{\min} = 0,6\% \cdot b \cdot h = 0.006 \times 30 \times 30 = 5,4 \text{ cm}^2$$

✓ Vérifications a l'ELS

On doit vérifier la relation suivante

$$A_s \geq \frac{F}{\sigma}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min 266,67\text{MPa}, \max(200\text{MPa}; 201,63\text{MPa})$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63\text{MPa}$$

$$F = \frac{N_s}{\alpha} = \frac{1094,73}{10} = 109,74\text{KN}$$

$$A_s \geq \frac{F}{\sigma} = \frac{109,74}{201,63} = 5,44 \text{ cm}^2$$

Tableau 6.2 : Choix d'armatures de la longrine.

Zone	$\bar{\sigma}_s$	F (kN)	As(cm ²)	choix	Asadp (cm ²)
Zone III	201,63	109,74	5,44	6T12	6,79

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par **RPA99/Version 2003[1]** par :

$$\phi = 8\text{mm} \quad \phi_l = 12\text{mm}$$

$$S_t = \min(20\text{cm}; 15\phi_l) \dots ; S_t \leq \min(20; 15 \times 1,2)\text{cm} = 18\text{cm}$$

Soit : **S_t** = 15cm.

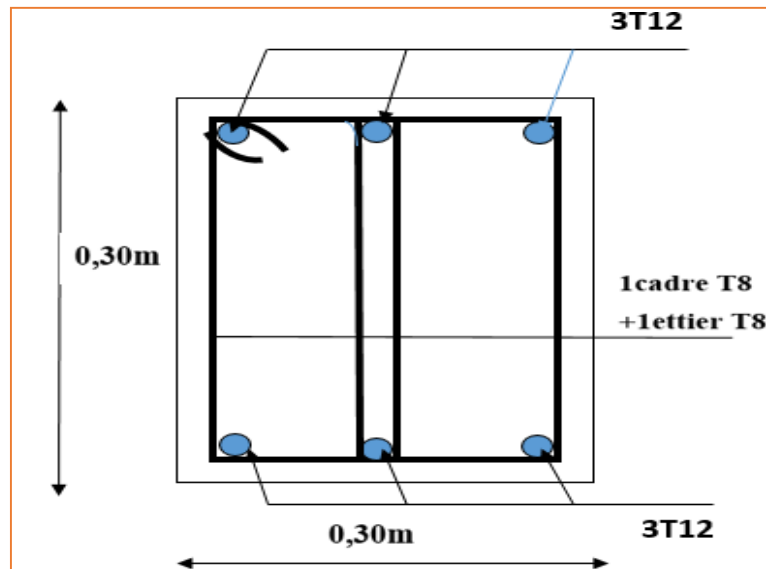


Figure 6.1: Ferrailage de longrine.

6.6. Voile périphérique :

➤ Selon le règlement RPA2003 :

Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les 6des sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (semelles, radier...) et le niveau de base [1].

6.6.1.Épaisseur du voile :

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

Epaisseur $\geq 15\text{cm}$

6.6.1.1. Les armatures sont constituées de deux nappes.

6.6.1.2. Le pourcentage minimal des armatures et de **0,1%** dans les deux sens (horizontal et vertical).

6.6.1.3. Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

-Pour notre structure on prend une épaisseur de **15cm**, selon les voiles de Contreventement.

6.6.2. Calcul des armatures :

Le calcul de ferrailage sera fait pour une bande de 1m.

$$A_v = 0.1 \times \frac{e \times b}{100} = 0.1 \times \frac{15 \times 100}{100} = 1.5$$

On prend : $A_v = 5T10/ \text{ml}$

L'espacement : $e = 25 \text{ cm}$

2. Armatures horizontales :

$$A_v = 0.1 \times \frac{e \times b}{100} = 0.1 \times \frac{15 \times 100}{100} = 1.5$$

On prend : $A_v = 5T10 / \text{ml}$

L'espacement : $e = 25 \text{ cm}$

6.6.3.Schéma de ferrailage

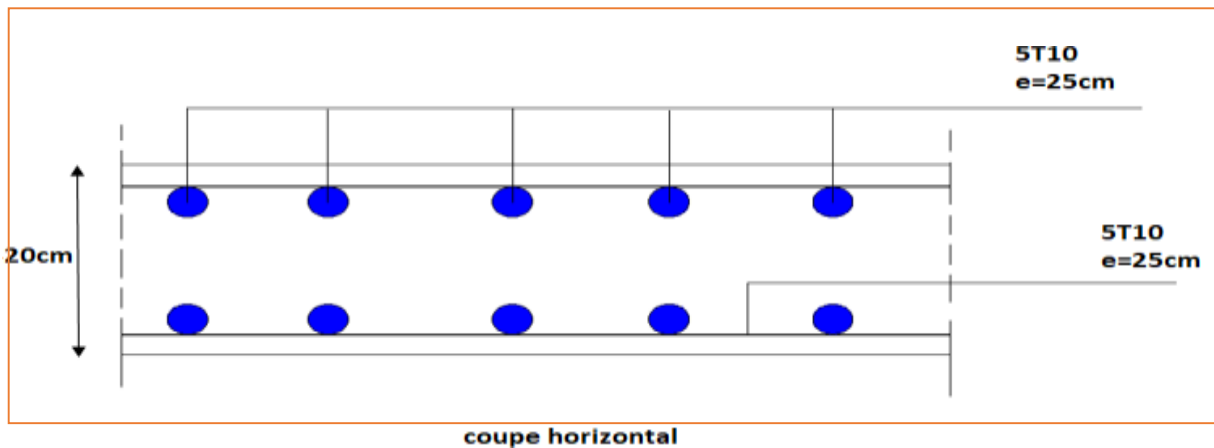


Figure 6.2 : Ferrailage de voile périphérique

6.7.Semelles isolées

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport entre les dimensions des poteaux (a et b) égal le rapport des semelles isolées (A et B):

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés : $a = b$ donc;

$A = B \times S = A^2$ Avec : S = surface de la semelle.

On détermine la longueur et la largeur de la semelle à partir de la condition de résistance : $\sigma_{sol} \leq \frac{N}{S}$

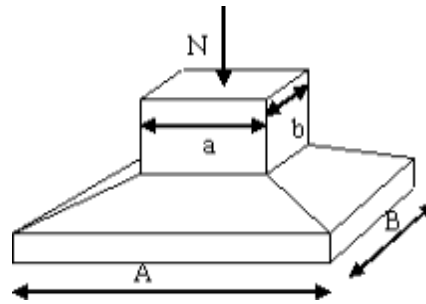


Figure 6.3. Dimensions de la semelle isolée

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau : 6.3 : effort normal appliquée sur les fondations

Point	FZ (kN)	A (m)	Point	FZ (kN)	A (m)
C 1	973.57	2.20632	C 16	1213.15	2.462874
C 2	988.21	2.222847	C 17	1172.22	2.420971
C 3	649.18	1.801638	C 18	584.64	1.709737
C 4	775.74	1.969442	C 19	1259.02	2.509004
C 5	489.75	1.564848	C20	1304.01	2.553439
C 6	791.09	1.988831	C21	884.46	2.102927
C 7	1501.9	2.740347	C22	894.17	2.114438
C 8	1036.69	2.276719	C23	781.17	1.976322
C 9	692.2	1.860376	C24	1296.28	2.545859
C10	648.9	1.80125	C25	902.58	2.124359
C 11	1347.05	2.595236	C26	672.07	1.833126
C 12	1514.74	2.752036	C27	679.18	1.842797
C 13	1105.27	2.350819	C28	652.91	1.806807
C 14	1100.62	2.345869	C29	378.92	1.376445
C15	800.73	2.000912	C30	418.29	1.446185

6.7.1Vérification de l'interférence entre deux semelles:

Il faut vérifier que $L_{min} \geq 2B$

Tel que L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux ;

sens	A*2	Lmin	obs
xx	5.504071	3.23	CNV
yy	5.504071	3.48	CNV

6.7.2.Conclusion

On remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, donc on passe à l'étude des semelles filantes.

6.8.Semelles filantes

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de toutes les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

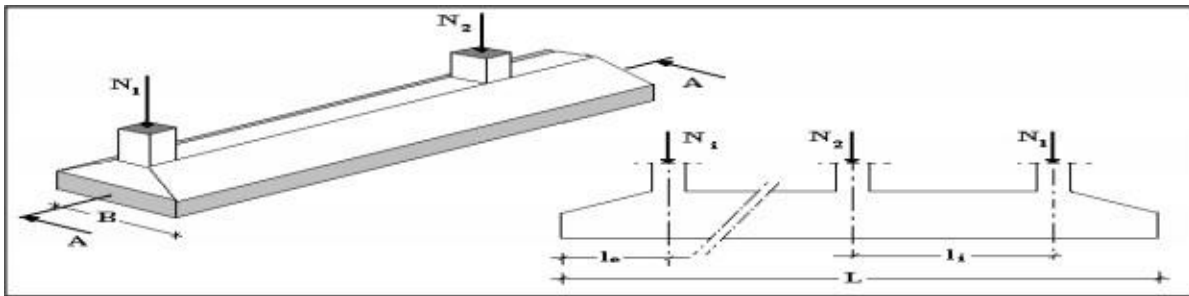


Figure 6.4.Semelle filante.

On doit d'abord déterminer la largeur de la semelle.

$$\text{On a : } \frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Tel que :

N : $N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux. S : section de la semelle ($S = B \cdot L$).

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la file considérée. Donc :

Donc :

Tableau 6.4.La section des semelles filantes sont présentées

Files	N (KN)	L (m)	B (m)	BChoisie(m)
A	11129.66	18.84	3.938309	4
B	11995.84	18.84	4.244812	4.5
C	13348.77	18.84	4.723556	5
D	8356.55	6.7	8.314975	8.5
E	9246.77	8.32	7.409271	7.5
M	11203.06	15.5	4.81852	5
F	10703.16	15.5	4.60351	4.5
G	8990.7	15.5	3.866968	4

Tableau 6.5. Sections des semelles filantes sens y-y

Axe	N (kN)	L (m)	B (m)	Bchoisie (m)
A	10266.18	26.23	2.609272	3
B	11374.59	26.23	2.890987	3
C	9433.97	26.23	2.397756	2.5
D	8932.61	26.23	2.270329	2.5
E	6849.37	15.98	2.857476	3

➤ **Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines :**

Il faut vérifier la relation suivante : $2x B \leq L_{min}$

Avec : **Lmin** : représente la longueur minimale entre axe de deux poteaux.

SENS	L min	2x B	OBS
xx	3.23	17	CNV
yy	3.48	15	CNV

6.9.Radier général

6.9.1 Introduction

- Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.
- Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée ; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.
- Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).
- L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

6.9.2..Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier in faut que : $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour : $\begin{cases} N = 26923.55\text{kN} \\ \sigma_{sol} = 2\text{bars} \end{cases}$

La surface du bâtiment $S_b=336.2922 \text{ m}^2$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_b} = 80.06 \text{ KPa} \leq \sigma_{sol} = 200\text{KPa}$$

Donc on a :

$$S_{s>} \llbracket 50\% S \rrbracket _ (R+6) \Rightarrow 26923.55/200 = 179.49 < 336.2922 \text{ m}^2$$

Alors on déduit que le radier général nécessaire dans notre cas, car la surface totale des semelles est plus de 50 % de la surface d'emprise du zone R+6

Donc on opte pour un débord 0,5m de chaque côté.

La surface totale du radier est 362.3 m².

6.9.2. Pré dimensionnement de radier

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

- **Condition forfaitaire :**

$$h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$$

- **Condition forfaitaire :**

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{avec: } L_{\max} = 5,32\text{m}$$

Donc $h_r \geq 26,55 \text{ cm}$ prend

$h_{r1} = 30\text{cm}$

6.10. Nervures :

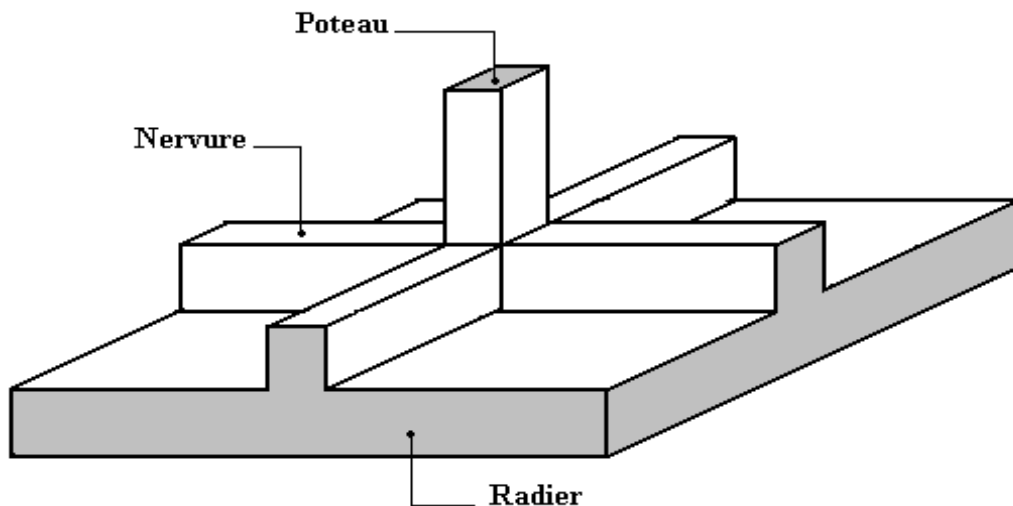


Figure 6.5 : Disposition des nervures par rapport au radier et poteau

a.1. Condition de poinçonnement :

$$N_u \leq 0,045 U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots(1) \text{ Avec :}$$

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u = 1501.9 \text{ kN}$)

U_c : Périmètre de contour au niveau de feuillet moyen ($U_c = 2[(a+b) + 2h]$)

a,b: Dimensions du poteau du sous-sol (40x35)

$$N_u \leq 0,045(4a + 4h) \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots(1)$$

$$Q_u = 0,045 \times 2700 \times 300 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-3} = 607.5 \text{ KN}$$

$N_u = 1501.9 \text{ kN} < Q_u = 607.5 \text{ KN}$ la condition non vérifiée.

Il faut augmenter h on prend : h = 60 cm

$N_u = 1501.9 \text{ kN} < Q_u = 1755 \text{ KN}$ la condition vérifiée.

✓ **Sous voile :**

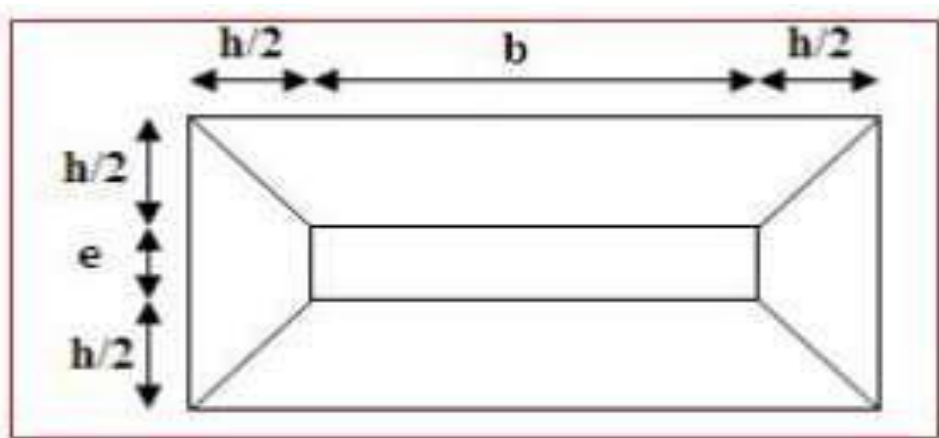


Figure 6.6 : Schéma de transmission des charges

On prend pour la vérification le voile le plus sollicité (V4) de

Longueur $L = 4,16 \text{ m}$ $N_u = 5076.53 \text{ KN}$

Ce qui donne un effort normal pour un mètre linéaire égal à :

$$N_u = \frac{5076.53}{4,16} = 1218.15$$

D'après **CBA93 (article A.5.2.4.2) [3]** on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq 0,045(4a + 4h).h. \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

N_u : Effort normal du voile le plus sollicité ($N_u = 5076.53 \text{ KN}$)

$$Q_c = 2(e + b + 2h) = 2(15 + 100 + 2 \times 30) = 350 \text{ cm}$$

Q_c : charge de calcul pour le voile le plus sollicité.

$$Q_u = 0,045 \times 3500 \times 300 \times 25 / 1.5 \times 10^{-3} = 787,5 \text{ kN / m}$$

$N_u = 1218.15625 \text{ kN/m} > Q_u = 787,5 \text{ kN / m}$ la condition non vérifiée.

Il faut augmenter h on prend $h = 45 \text{ cm}$

$N_u = 1218.15625 \text{ kN/m} < Q_u = 1383.75 \text{ kN / m}$ la condition est vérifiée

a. La hauteur des nervures :

a.2. Condition de la flèche :

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit :

$$\frac{L_{\max}}{15} < h_2 < \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{On a : } L_{\max} = 5,32 \text{ m} \Rightarrow 35,4 \text{ cm} < h_2 < 53,2 \text{ cm}$$

On prend : $h_2 = 50 \text{ cm}$

• **Condition de la raideur :**

Pour étudier la raideur de la nervure, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne E=32164,20MPa).

b=1: Largeur de la semelle par bande d'un mètre (b=1m).

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- K=0,5[kg/cm³] → pour un très mauvais sol.
- K=4 [kg/cm³] → pour un sol de densité moyenne.
- K=12[kg/cm³] → pour un très bon sol.

$$H_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3K 2L_{\max}^4}{E \pi}}$$

On aura : $h_2 = 82,46\text{cm}$

On prend : $h = 0,825 \text{ m}$.

• **Condition de coffrage :**

$$h \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{532}{10}$$

On opte pour $h_3 = 53,2 \text{ cm}$

On prend : $h = 0,55 \text{ m}$.

Conclusion :

$h \geq \text{Max} (h_1 ; h_2 ; h_3) = 82.5$

On prend : $h = 82.5\text{cm}$

c. La largeur des nervures :

$$0,3h = 33 \leq h \leq 0,7h = 77 \text{ cm}$$

Résumé :

- Epaisseur de la dalle du radier $h_r = 30 \text{ cm}$.

- Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_N = 82.5\text{cm} \\ b = 55\text{cm} \text{ sens } (x_x) \text{ et } b = 55\text{cm} \text{ sens } (y_y) \end{cases}$

6.10.1. Caractéristiques géométriques de la nervure

A- Position du centre de gravité :

Après le calcul on trouve :

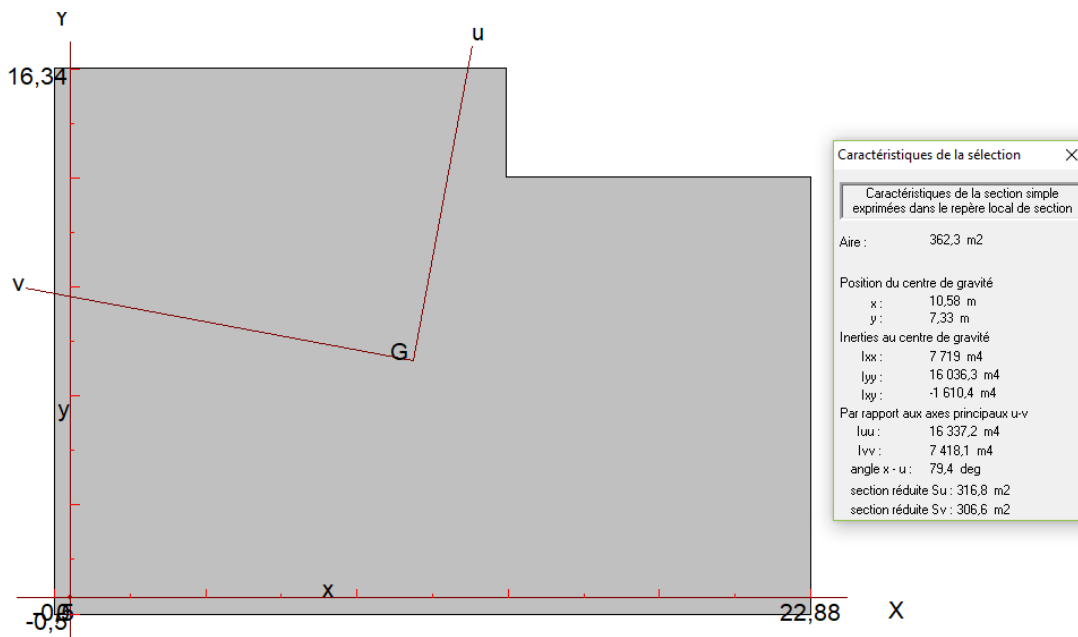


Figure 6 .7: Schéma du radier sous SOCOTEC

$$X_g = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \left\{ \begin{array}{l} X_G = 10.58\text{m} \\ Y_G = 7.33\text{m} \end{array} \right.$$

$$Y_g = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

B- L'inertie longitudinale

$$I_{xx} = \sum [I_{ix} + S_i (d_y)^2] \text{ m}^4 \quad \Rightarrow I_{xx} = 7418.1\text{m}^4$$

C- L'inertie transversale

$$I_{yy} = \sum [I_{iy} + S_i (d_x)^2] \text{ m}^4 \quad \Rightarrow I_{yy} = 16337.2 \text{ m}^4$$

La stabilité est assurée dans les deux sens

6.10.2. Calcul des sollicitations à la base du radier :

Charge permanente : G = 23061.67 KN

-Poids de radier :

G= Poids de la dalle + Poids de la nervure + Poids de (T.V.O) + Poids de la dalle flottante

-Poids de la dalle:

$$P \text{ de la dalle} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 362.3 \times 0.3 \times 25$$

$$P \text{ de la dalle} = 2717.25 \text{ KN.}$$

-Poids des nervures:

$$P_{nerv} = b_n \times (h_r - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$= 0.55 \times (1.125 - 0.30) \times (107.49 + 76.23) \times 25$$

$$P_{ner} = 2084.07 \text{ KN}$$

-Poids des LONGREEN:

$$P_{nerv} = b_n \times h_r \times L \times n \times \rho_b$$

$$= 0.3 \times (0.30) \times (187.43) \times 25$$

$$P_{ner} = 421,71 \text{ KN}$$

-Poids de TVO :

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - e_{df}) \times \rho = (362.3 - 101.046) \times (1.125 - 0.1) \times 18$$

$$P_{TVO} = 4820.14 \text{ KN}$$

Donc : Grad = 10043.17 KN

-Surcharges d'exploitations:

- Surcharge de bâtiment : Q = 3861.89 KN
- Surcharge du radier : Q = 2.5 × 362.3 = 905.75 KN
- Surcharge du longreen Q = 1.5 × 56.23 = 84.34 KN

-Poids total de la structure :

$$G_{tot} = G_{radier} + G_{bât} = 10043.17 + 23061.67 = 33104.84 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{radier} + Q_{bât} = 905.75 + 3861.89 + 84.34 = 4851.98 \text{ KN}$$

6.10.3. Combinaison d'actions:

-Etat Limite Ultime :

$$N_{u\ total} = 1.35G_{tot} + 1.5Q_{tot} = 51969.504 \text{ KN.}$$

-Etat Limite de Service :

$$N_s\ total = G_{tot} + Q_{tot} = 38308.26 \text{ KN.}$$

6.10.3.1. Vérification des contraintes dans le sol

On doit vérifier la contrainte du sol

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rod}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{38308.26}{362.3} = 1.05 \text{ bar} < 2 \text{ bar}$$

On doit vérifier aussi les contraintes sous le radier (σ_1, σ_2) avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{ser}}{S_{RAD}} \pm \frac{M_{ser}}{I} X_G$$

Avec : σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

- Si $\sigma_2 > 0$: la Répartition est trapézoïdale; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible σ_{sol} ($\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$).
- Si $\sigma_2 = 0$: la Répartition est triangulaire; La contrainte σ_1 ne doit pas dépasser 1,33 fois la contrainte admissible.

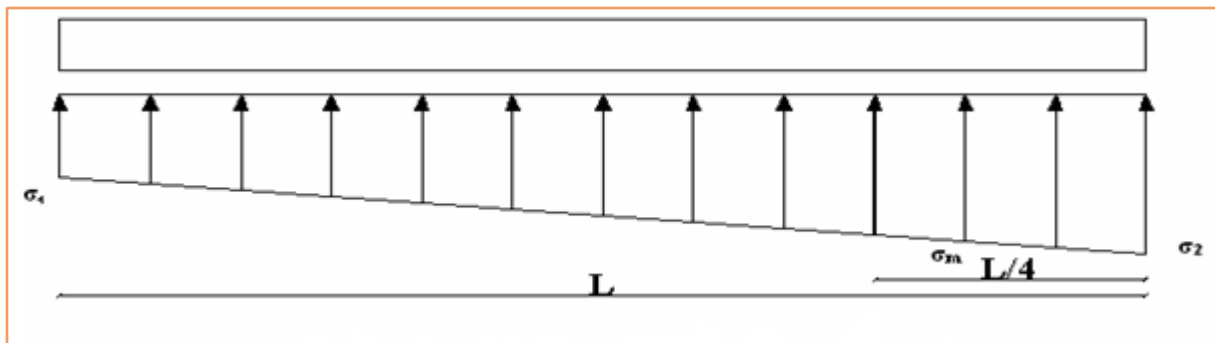


Figure 6.8. Contraintes sous le radier

Tableau 6.6 : Vérification des contraintes

	ELS		ELU	
	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y
N (kN)	38308.3	38308.3	51969.5	51969.5
M(kN.m)	33613.33	19288.69	46424.14	26648.35
V (m)	362.3	362.3	362.3	362.3
I(m ⁴)	16337.2	7418.1	16337.2	7418.1
σ_1 (KN/m ²)	127.5043	124.8141	173.5076	169.8003
σ_2 (KN/m ²)	83.96825	86.65848	113.3789	117.0863
σ_m (KN/m ²)	116.6203	115.2752	158.4755	156.6218
σ_{adm} (KN/m ²)	200	200	200	200
$\sigma_m < 1,33 \sigma_{adm}$	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

6.10.3.2. Vérification de soulèvement : G+Q+ E

Tableau 6.7: Vérification de soulèvement

	G+Q+E	
	Sens X	Sens Y
N (kN)	26923.55	26923.55
M(kN.m)	17846.8	20634.74
V (m)	10.28	7.337
I(m ⁴)	5929.5	12094.7
σ_1 (KN/m ²)	111.0011	92.57763
σ_2 (KN/m ²)	49.11892	67.54235
σ_m (KN/m ²)	95.53053	86.31881
σ_{adm} (KN/m ²)	200	200
$\sigma_m < 1,33 \sigma_{adm}$	Vérifiée	Vérifiée

6.11. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont les poteaux.

Etant donné que les panneaux n'ont pas les mêmes dimensions, on adoptera le même ferrailage pour tous les panneaux du radier, on considérant les sollicitations maximales du panneau le plus sollicité.

Le panneau sera calculé comme simplement appuyés sur ses quatre cotés et sur une bande de 1m de largeur, la fissuration est considérée comme préjudiciable, puis on procédera à la vérification des moments isostatiques en travées et sur appuis.

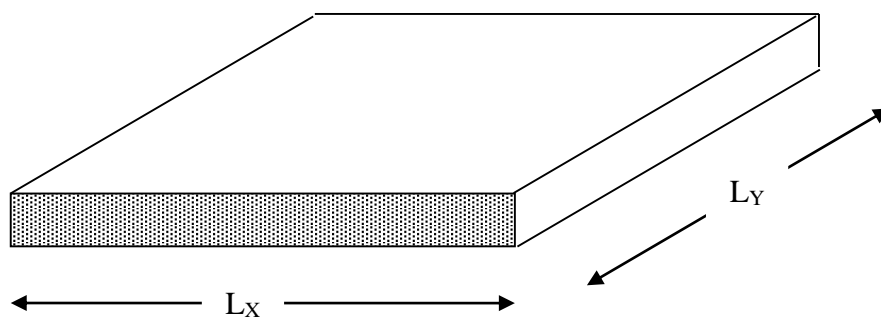


Figure 6. 9: vue en plan des dimensions du panneau le plus sollicité

a. Ferrailage de la dalle du radier :

$$\rho = L_x/L_y = 4.29/5.32=0.8 > 0,40$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

D'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires (BAEL91)

- ELU : $v = 0 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0561 \\ \mu_y = 0.5959 \end{cases}$

- ELS: $v = 0,2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0628 \\ \mu_y = 0.7111 \end{cases}$

a.1. Valeur de la pression sous radier :

ELU: $q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 158.47 \text{ kN/m}$

ELS: $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 116.6203 \text{ kN/m}$

a.2. Détermination des efforts : [1]

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

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$M_{tx} = 0,85 \cdot M_x$$

$$M_{ty} = 0,85 \cdot M_y$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$$

Tableau 6. 8: récapitulatifs des moments ULU

Lx (m)	Ly (m)	Lx/ Ly	μ_x	μ_y	qu (kN/m)	Mx (kN.m)	Mtx (kN.m)	My (kN.m)	Mty (kN.m)	Ma (kN.m)
4.29	5.32	0.8	0.0561	0.5959	158.47 54689	163.621 1689	122.715 8767	97.5018 5457	73.126 39092	81.8105 8447

Tableau 6. 9: récapitulatifs des moments ELS

Lx (m)	Ly (m)	Lx/ Ly	μ_x	μ_y	qu (kN/)	Mx (kN.m)	Mtx (kN.m)	My (kN.m)	Mty (kN.m)	Ma (kN.m)
4.29	5.32	0.8	0.0628	0.7111	116.62	134.787	101.090	95.847	71.885	67.39

a.3. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$; $d = 27 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Tableau 6. 10: choix des armatures

	Sens	Mu(kN.m)	μ_{bu}	$\mu_{bu} < 0.186$	Z(cm)	$A_{s\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_{s\text{adp}}(\text{cm}^2)$	St(cm)
Travée	x-x	122.7158 767	0.1187	oui	25.287	13.94	7T16	14.08	15
	y-y	73.12	0.070	oui	26.0078 678	8.079	5T16	10.06	15
Appui	x-x	81.81	0.079	oui	0.258	9.08	5T16	10.06	15
	y-y	81.81	0.079	oui	0.258	9.08	5T16	10.06	15

Travée :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm} < \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{6} = 16,67 \text{ cm} < \text{Min}(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Appuis :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{Min}(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{Min}(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Tableau 6. 11: vérification des contraintes

	Sens	Ms(kN.m)	$A_s(\text{cm}^2)$	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	101.09036	14.08	9.5711 18552	15	298.219 2965	201.63	Non Vérifié
	y-y	71.88535201	10.06	7.6926 35821	15	292.229 061	201.63	Non Vérifié
Appui	x-x	67.393571	10.06	7.21	15	230.026	201.63	Non Vérifié
	y-y	67.393571	10.06	7.21	15	230.026	201.63	Non Vérifié

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature.

Tableau 6.12 : Redimensionnement des sections d'armatures

	Sens	Choix/ ml	$A_s^{adp}(cm^2)$	$S_t(cm)$
Travée	x-x	7T20	22	15
	y-y	5T20	15.71	20
Appui	x-x	5T20	15.71	20
	y-y			

Vérification des contraintes à l'ELS : [1]

Tableau 6. 13: vérification des contraintes

	Sens	$M_s(kN.m)$	$A_s(cm^2)$	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	101.090	22	8.226 44629 4	15	195.39 67953	201.6 3	Vérifié
	y-y	71.8853	15.71	6.5496 3405	15	191.101 849	201.6 3	Vérifié
Appui	x-x	67.393	15.71	6.140	15	179.160	201.6 3	Vérifié
	y-y	67.39	15.71	6.1403	15	179.16	201.6 3	Vérifié

b. Ferrailage des nervures :

b.1. Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire "BAEL91 modifié 99" [2].

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

En travée : $M_t=0,85M_0$

Sur appuis : $M_t=0,50M_0$

b.2. Calcul des armatures :

b =55 cm; h=82.5cm; d=74.25cm; L=5,32m; q=158.47kN/ml

Tableau: 6.14: Ferrailage des nervures suivant x-x.

	Mu(k N.m)	μ_{bu}	μ_{bu} < 0.186	α	Z(cm)	$A_{s\text{cal}}$ (c m ²)	Choi x	A_{s^a} (cm)	S_t (c m)
Travée x-x	476.5 4	0.1109 11	ou i	0.1473 2	69.87	19.5975	7T20	22	15
Appui x-x	202.53	0.0471 37	ou i	0.0603 8	72.45	8.03214	4T16	8.05	15

b.3. Vérifications néc

Tableau 6.15. Ferrailage des nervures suivant y-y.

b =55 cm; h=82.5cm; d=74.25cm; L=4.29m; q=158.47kN/ml

	Mu (kN.m)	μ_{bu}	μ_{bu} < 0.186	α	Z (cm)	$A_{s\text{cal}}$ (cm ²)	Choi x	A_{s^a} (cm ²)	S_t
Travée y-y	309.8 7	0.0721 2	oui	0.0936 58	71.46	12.459	4T20	12.57	15
Appui y-y	182.2 8	0.0424 24	oui	0.0542 06	72.64	7.21	4T16	8.05	15

Essaires :

2. Vérification des contraintes à l'ELS :

b =55 cm; h=82.5cm; d=74.25cm; L=4.29m; L=5.32m; q=116.62kN/ml.

Tableau 6. 16: vérification des contraintes

	Sens	Ms(kN.m)	As (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	350.7	22	2.24	15	248.66	201,63	Non Vérifié
	y-y	228.05	12.57	1.55	15	250.51 9	201,63	Non Vérifié
Appui	x-x	206.28	8.05	1.617	15	226.77	201,63	Non Vérifié
	y-y	134.14	8.05	1.13	15	232.61	201,63	Non Vérifié

Tableau 6. 17: vérification des contraintes avec les neveux choix

	Sen s	Ms (kN.m)	choix	As (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	Vérific ation
Travée	x-x	350.7	8T20	25.14	7.7741	15	191.284	201,63	Vérifié
	y-y	228.05	6T20	18.86	5.8148	15	183.37	201,63	Vérifié
Appui	x-x	206.28	4T20+2T1 6	16.59	5.48213	15	185.11	201,63	Vérifié
	y-y	134.14	4T20	12.57	4.1269	15	175.09	201,63	Vérifié

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton : [2]

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec : $\tau_u = \frac{T_u}{bd}$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{158.47 \times 5.32}{2} = 469.62\text{kN}$$

$$21\tau_u = \frac{469.62 \cdot 10^3}{550 \times 742.5} = 1.14\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

b.4.Armatures transversales :

BAEL 91 modifié 99 [2] :

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,4\text{MPa}$$

RPA99 version 2003 [2] :

$$A_t \geq 0,003 b_0 S_t$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_1\right) = 19,2\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \quad .$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 41,25\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \quad .$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \varphi_1; \frac{b}{10}\right) = 1,6\text{cm}$$

$$f_e = 400\text{MPa} ; \tau_u = 0,92 \text{ Mpa} ; f_{t28} = 2,1\text{Mpa} ; b = 55 \text{ cm} ; d = 74,25\text{cm}$$

On trouve :

$$S_t = 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t = 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$A_t \geq 2,47 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Tableau 6.18. Espacement des armatures transversales

	Section [cm ²]	Zone	St RPA99 [cm]	St BAEL91 [cm]	St choisit [cm]
Nervure	50	Courante	41.5	40	30
Sens x-x	82.5	Nodale	19.2		15
Nervure	50	Courante	41.5	40	30
Sens y-y	82.5	Nodale	19.2		15

Tableau 6.19. Choix des armatures transversales.

	Section [cm ²]	Zone	St [cm]	Øt	At calculée [cm ²]	At choisit [cm ²]	Choix des barres
Nervure	55	Courante	30	10	4.5	4.71	6T10
Sens x-x	82.5	Nodale	15		3.71	4.71	6T10
Nervure	55	Courante	30	10	4.5	4.71	6T10
Sens y-y	82.5	Nodale	15		3.71	4.71	6T10

1. Justification des armatures transversales

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \text{Min}[\frac{t_u}{2}; 0.4\text{MPa}]$$

- ✓ Zone courante 2,47 MPa > 0,40 MPa..... Vérifié.
- ✓ Zone nodale 1,55 MPa > 0,40 MPa..... Vérifié.

d. Armature de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l’absence de ces armatures d’avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses

- Pour les bâtiments courants on a 1 cm² / m pour les armatures de peau
- On opte 4T12 = 4,52 cm²

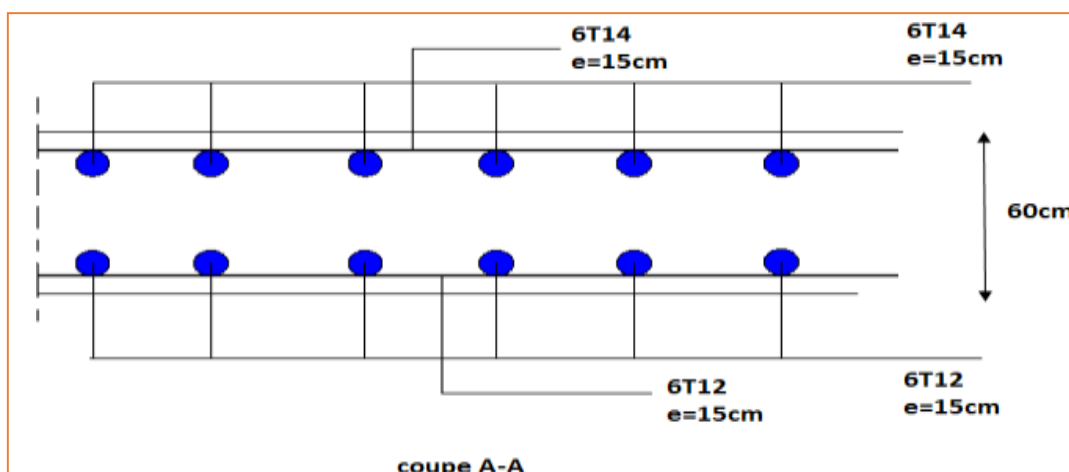


Figure 6. 10: ferrailage de la dalle du radier

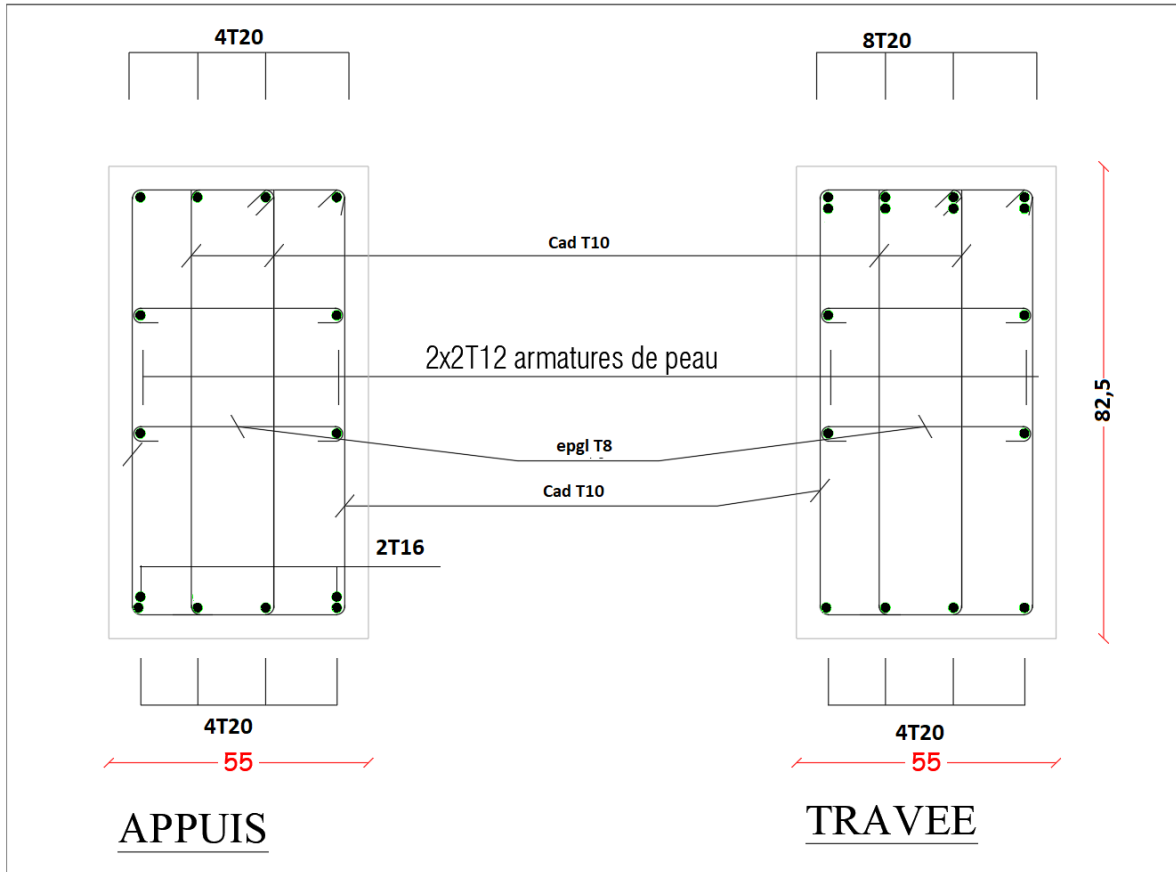


Figure 6. 11: Ferrailage des nervures sense X-X

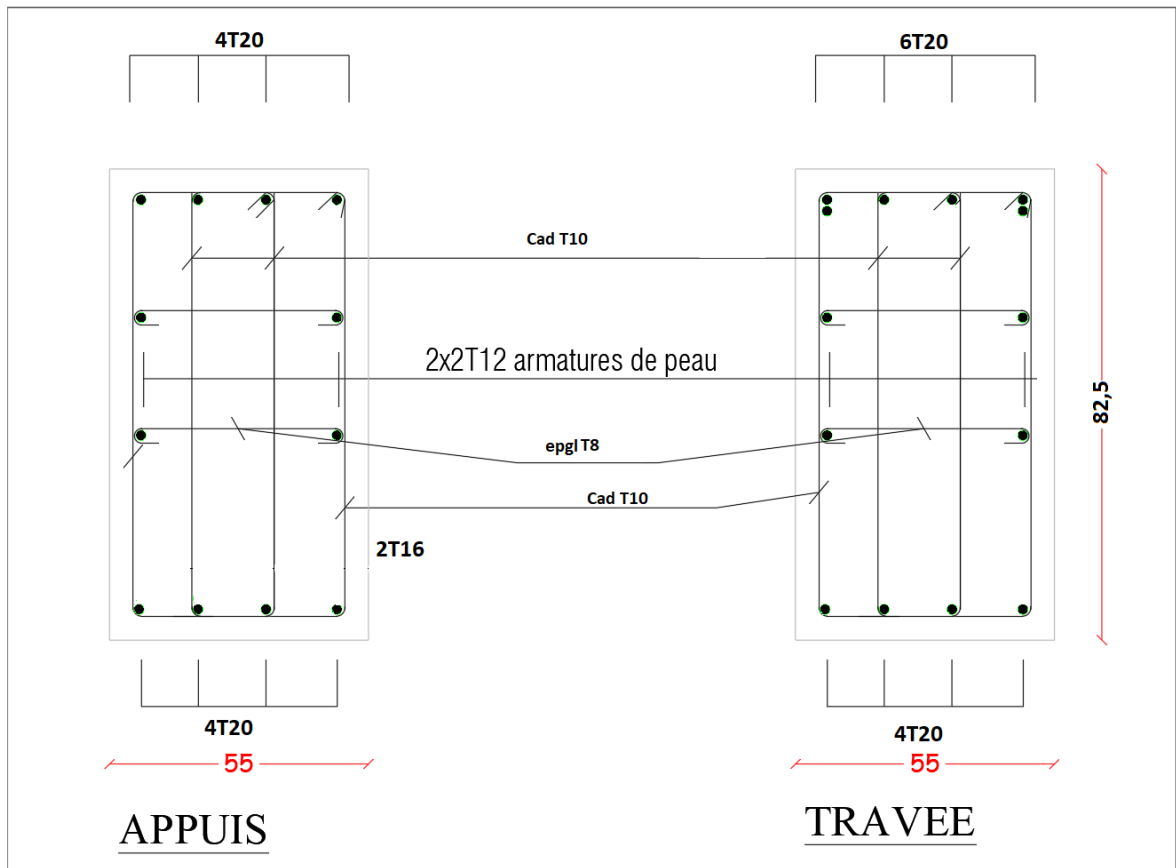


Figure 6. 12: Ferrailage des nervures sense Y-Y

6.12.Ferraillage des débords :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $l = 0,5m$ le calcul de ferraillage se ferapour une bande de largeur $b=1m$.

Le ferraillage sera fait en flexion simple, en fissuration préjudiciable.

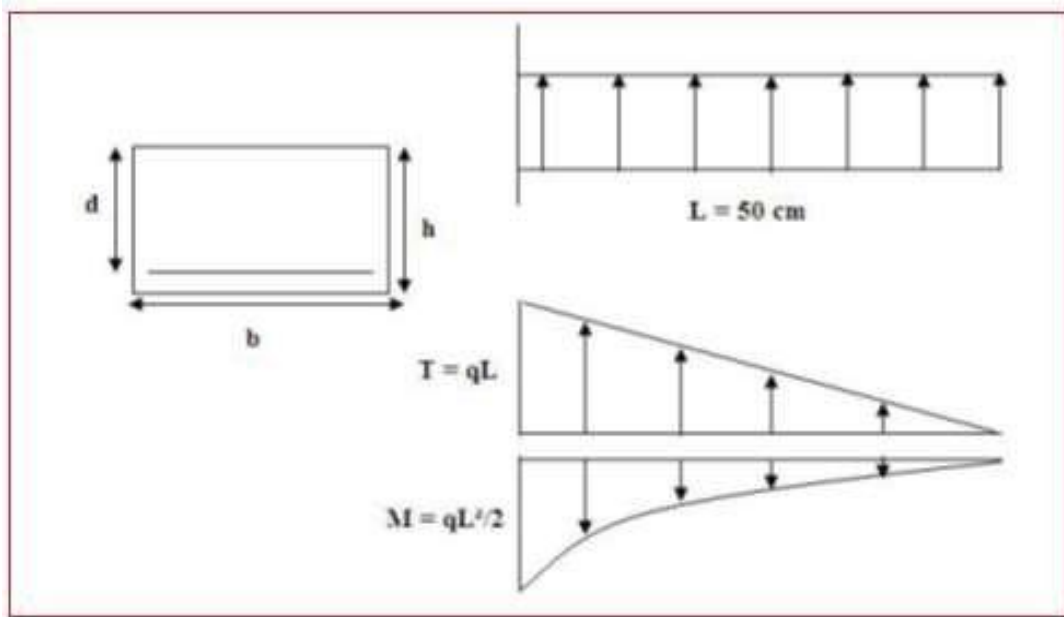


Figure .6.13. : Représentation schématique de débord

6.12.1.Calcul de ferraillage :

$b=100cm$, $h=82.5 cm$, $d = 74.25cm$, $L = 0,5m$, $f_{c28}=25MPa$, $\sigma_{bc}=14,17MPa$.

$q_u = 158.47KN/ml$, $q_s = 116.62KN/ml$

Tableau 6.20. Ferraillage des débords

Mu(kNm)	μ	α	Z(cm)	Ascal (cm ²)	Choix	Asadp(cm ²)	St(cm)
19.76	0.00459	0.00576	74.0789	7.665	5T14	7.7	20

$$A_{s_{min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.72cm^2 < 7.7cm^2$$

Armature de répartition:

$$A_R \geq \frac{A_s}{4} \rightarrow A_R = 1.92cm^2$$

On adopte 4T12=4.52cm², St=25cm

Vérification des contraintes à l'ELS:

$q_{ser} = 116.62kN/ml$

$M_{ser} = 16.21$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 6.21. Vérifications des contraintes du béton et d'acier.

Mser (kNm)	As (cm ²)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	Vérification
14.57	7.7	15.68	0.48	15	27.4145	201,63	OK

Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

CBA article B.5.6[3].

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.6 \geq 0.062 \quad \text{vérifiée} \\ 0.0029 \leq 0.0105 \\ 0.6 \geq 0.1 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont satisfaites, nous sommes donc dispensés pour l'évaluation de la flèche.

6.12.2. Effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right) = 2.5 \text{MPa}$$

$$T_u = q_u \times L = 158.47 \times 0.5 = 79.23 \text{ KN}$$

$$= \frac{8 \tau_u 36 \times 10^3}{1000 \times 742.5} = 0.106 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}$$



CHAPITRE 7
PARTIE DE RECHERCHE



7.1. Introduction

Le calcul sismique des structures en béton armé est en général dépend directement au site d'implantation, et le système de contreventement. La variation du site sismique et le coefficient de comportement influe directement sur les réponses sismiques des structures en béton armé. A cet effet, dans cette partie de recherche nous allons étudier l'effet simultanément du système de contrevent et la classe du site sur le comportement dynamique d'une structure en 07 étages à usage d'habitation implanté à une zone de forte sismicité.

7.2. Vérification de Participations massiques

Le tableau 7.1, donne les valeurs des participations massiques et les périodes fondamentales en fonction de la variation du système de contreventement et la classe de site.

Tableau 7.1: Participation massique en fonction du coefficient de comportement et là Class de site :

R	SITE	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
3.5	3	1	0.658	0.051	71.348	0	0.051	71.348	0	96.722	0.066	2.015
	2	1	0.658	0.051	71.348	0	0.051	71.348	0	96.722	0.066	2.015
4	3	1	0.658	0.051	71.348	0	0.051	71.348	0	96.722	0.066	2.015
	2	1	0.658	0.051	71.348	0	0.051	71.348	0	96.722	0.066	2.015
5	3	1	0.658	0.051	71.348	0	0.051	71.348	0	96.722	0.066	2.015
	2	1	0.658	0.051	71.348	0	0.051	71.348	0	96.722	0.066	2.015

Selon le tableau précédent, on constate que les valeurs de participations massiques sont les mêmes pour tous les type du coefficient de comportement et là Class de site.

Cela peut justifier par la non relation entre le site et le coefficient de comportement sur le mode de participation massique.

7.2.2 . Vérification des forces sismiques

Les figures (7.1 et 7.2); et les tableaux présentent l'effet du changement du coefficient de comportement et là Class de site sur les résultantes des forces sismiques selon les deux directions X et Y.

Tableau7.2: Calcul de la force sismique. (R=3.5)

Site	A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$	V_x	V_y
2	0.25	1.9	1.73	3.5	1.2	1.2	23834.04	3881.54	3534.24
3	0.25	1.9	1.9	3.5	1.2	1.2	23834.04	3881.54	3881.54

Tableau 7.3: de la résultante des forces sismique de calcul. (R=3.5)

		$V_t(kn)$	V(Kn)	0.8V	$V_t \geq 0.8 V$
Site 2	X	2910.58	3881.54	3105.23	NON
	Y	2569.37	3534.24	2827.4	NON
Site 3	X	3326.2	3881.54	3105.23	Oui
	Y	3083.29	3881.54	3105.23	NON

Tableau7.3: Calcul de la force sismique (R=4)

SITE	A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$	V_x	V_y
Site 2	0.25	1.9	1.73	4	1.2	1.2	23834.04	3396.35	3092.46
Site 3	0.25	1.9	1.9	4	1.2	1.2	23834.04	3396.35	3396.35

Tableau 7.4: de la résultante des forces sismique de calcul. (R=4)

		$V_t(kn)$	V(Kn)	0.8V	$V_t \geq 0.8 V$
Site 3	X	2923.98	3396.35	2717.08	NON
	Y	2573.43	3396.35	2717.08	NON
site 2	X	2569.56	3396.35	2717.08	NON
	Y	2244.92	3092.46	2473.96	NON

Tableau 7.5: Calcul de la force sismique. (R=5)

SITE	A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$	V_x	V_y
Site 2	0.25	1.9	1.73	5	1.2	1.2	23834.04	2717.080	2473.973
Site 3	0.25	1.9	1.9	5	1.2	1.2	23834.04	2717.080	2717.080

Tableau 7.6: de la résultante des forces sismique de calcul. (R=5)

		$V_t(kn)$	V(Kn)	0.8V	$V_t \geq 0.8 V$
Site 3	X	2358.18	2717.08	2173.664	NON
	Y	2061.3	2717.08	2173.664	NON
Site 2	X	2069.48	2717.08	2173.664	NON
	Y	1809.19	2473.96	1979.168	NON

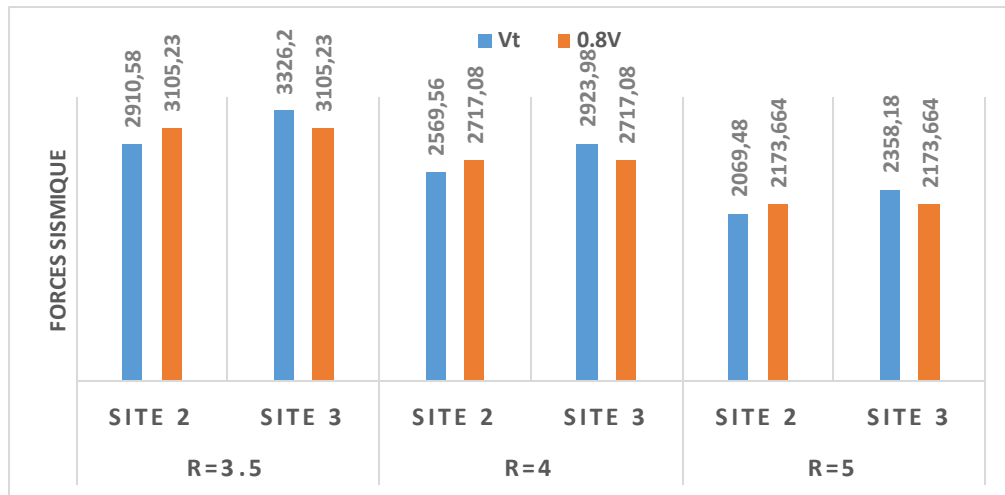


Figure .7.1 la résultante des forces sismique dans le sens X

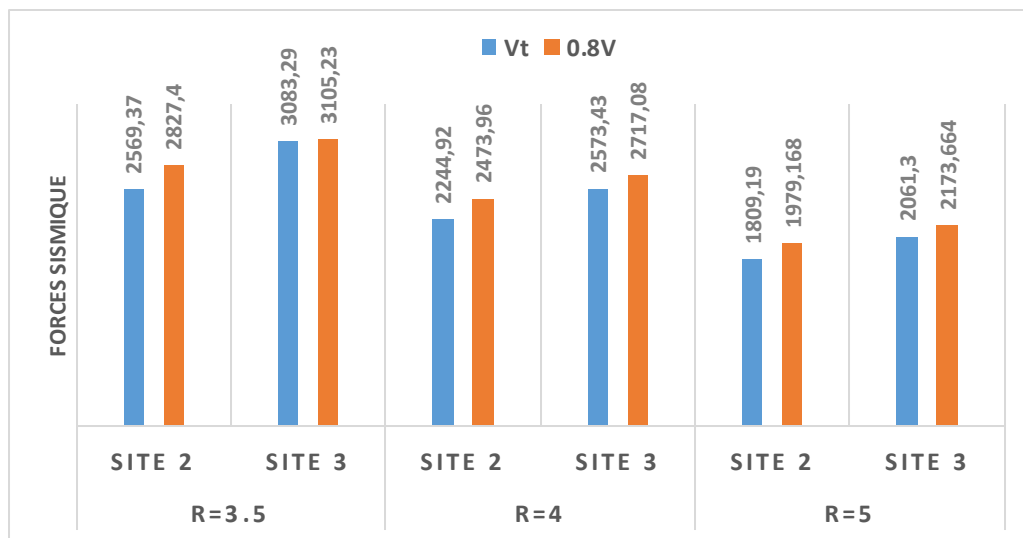


Figure .7.2.la résultante des forces sismique dans le sens Y

D’après ces figures on peut tirer ce qui suit:

- ✓ La force sismique est plus importante au site 3 (site meuble) que le site 2 (site ferme) dans les deux sens ;
- ✓ La force sismique est diminué avec l’augmentation du coefficient de comportement dans les deux sens.

On peut justifier ces deux constats par le biais de l’effet direct des périodes issues du site sur le calcul de la force sismique, ainsi que l’effet négatif du coefficient de comportement sur l’évaluation de la force sismique.

7.3. Vérification des déplacements

Les figures (7.3 et 7.4) ; et les tableaux présentent l'effet du changement du coefficient de comportement et la Class de site sur les résultantes déplacements selon les deux directions X et Y.

Tableau 7.7: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X(Site 2) (R=3.5)

Diaphragme	Load	UX	R* δ	Δ	1%he	$\Delta \leq 1\%he$
TERR	EX	0.0169	0.05915	0.00945	0.0306	Ok
6ET	EX	0.0142	0.0497	0.01015	0.0306	OK
5ET	EX	0.0113	0.03955	0.0105	0.0306	Ok
4ET	EX	0.0083	0.02905	0.0098	0.0306	Ok
3ET	EX	0.0055	0.01925	0.0091	0.0306	Ok
2ET	EX	0.0029	0.01015	0.00665	0.0306	Ok
1ET	EX	0.001	0.0035	0.0035	0.0306	Ok

Tableau 7.8: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y(Site 2) (R=3.5)

Diaphragme	Load	UX	R* δ	Δ	1%he	$\Delta \leq 1\%he$
TERR	EX	0.0216	0.0756	0.0105	0.0306	Ok
6ET	EX	0.0186	0.0651	0.0119	0.0306	OK
5ET	EX	0.0152	0.0532	0.0126	0.0306	Ok
4ET	EX	0.0116	0.0406	0.01295	0.0306	Ok
3ET	EX	0.0079	0.02765	0.01225	0.0306	Ok
2ET	EX	0.0044	0.0154	0.01015	0.0306	Ok
1ET	EX	0.0015	0.00525	0.00525	0.0306	Ok

Tableau 7.9: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X (Site 3) (R=3.5)

Diaphragme	Load	UX	R* δ	Δ	1%he	$\Delta \leq 1\%he$
TERR	EX	0.0196	0.0686	0.0112	0.0306	Ok
6ET	EX	0.0164	0.0574	0.01155	0.0306	OK
5ET	EX	0.0131	0.04585	0.01225	0.0306	Ok
4ET	EX	0.0096	0.0336	0.01155	0.0306	Ok
3ET	EX	0.0063	0.02205	0.01015	0.0306	Ok
2ET	EX	0.0034	0.0119	0.00805	0.0306	Ok
1ET	EX	0.0011	0.00385	0.00385	0.0306	Ok

Tableau 7.10: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y(Site 3) (R=3.5)

Diaphragme	Load	UY	R* δ	Δ	1%he	$\Delta \leq 1\%he$
TERR	EY	0.0263	0.09205	0.01295	0.0306	OK
6ET	EY	0.0226	0.0791	0.01435	0.0306	OK
5ET	EY	0.0185	0.06475	0.0154	0.0306	OK
4ET	EY	0.0141	0.04935	0.01575	0.0306	OK
3ET	EY	0.0096	0.0336	0.01505	0.0306	OK
2ET	EY	0.0053	0.01855	0.01225	0.0306	OK
1ET	EY	0.0018	0.0063	0.0063	0.0306	OK

Tableau 7.11: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X(Site2) (R=4)

Diaphragme	Load	UX	R* δ	Δ	1%he	$\Delta \leq 1\%he$
TERR	EX	0.0149	0.0596	0.0096	0.0306	Ok
6ET	EX	0.0125	0.05	0.0104	0.0306	OK
5ET	EX	0.0099	0.0396	0.0104	0.0306	Ok
4ET	EX	0.0073	0.0292	0.01	0.0306	Ok
3ET	EX	0.0048	0.0192	0.0088	0.0306	Ok
2ET	EX	0.0026	0.0104	0.0068	0.0306	Ok
1ET	EX	0.0009	0.0036	0.0036	0.0306	Ok

Tableau 7.12: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X(Site3) (R=4)

Diaphragme	Load	UX	R* δ	Δ	1%he	$\Delta \leq 1\%he$
TERR	EX	0.0172	0.0688	0.0112	0.0306	Ok
6ET	EX	0.0144	0.0576	0.0116	0.0306	OK
5ET	EX	0.0115	0.046	0.0124	0.0306	Ok
4ET	EX	0.0084	0.0336	0.0116	0.0306	Ok
3ET	EX	0.0055	0.022	0.01	0.0306	Ok
2ET	EX	0.003	0.012	0.008	0.0306	Ok
1ET	EX	0.001	0.004	0.004	0.0306	Ok

Tableau 7.13: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y(Site3) (R=4)

Diaphragme	Load	UY	R* δ	Δ	1%he	$\Delta \leq 1\%he$
TERR	EY	0.0219	0.0876	0.012	0.0306	OK
6ET	EY	0.0189	0.0756	0.014	0.0306	OK
5ET	EY	0.0154	0.0616	0.0148	0.0306	OK
4ET	EY	0.0117	0.0468	0.0148	0.0306	OK
3ET	EY	0.008	0.032	0.0144	0.0306	OK
2ET	EY	0.0044	0.0176	0.0116	0.0306	OK
1ET	EY	0.0015	0.006	0.006	0.0306	OK

Tableau 7.14: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y(Site2) (R=4)

Diaphragme	Load	UY	R* δ	Δ	1%he	$\Delta \leq 1\%he$
TERR	EY	0.0189	0.0756	0.0104	0.0306	OK
6ET	EY	0.0163	0.0652	0.012	0.0306	OK
5ET	EY	0.0133	0.0532	0.0128	0.0306	OK
4ET	EY	0.0101	0.0404	0.0128	0.0306	OK
3ET	EY	0.0069	0.0276	0.0124	0.0306	OK
2ET	EY	0.0038	0.0152	0.01	0.0306	OK
1ET	EY	0.0013	0.0052	0.0052	0.0306	OK

Tableau 7.15: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X(Site2) (R=5)

Diaphragme	Load	UX	R* δ	Δ	1%he	$\Delta \leq 1\%he$
TERR	EX	0.0119	0.0595	0.01	0.0306	Ok
6ET	EX	0.0099	0.0495	0.01	0.0306	OK
5ET	EX	0.0079	0.0395	0.0105	0.0306	Ok
4ET	EX	0.0058	0.029	0.01	0.0306	Ok
3ET	EX	0.0038	0.019	0.0085	0.0306	Ok
2ET	EX	0.0021	0.0105	0.007	0.0306	Ok
1ET	EX	0.0007	0.0035	0.0035	0.0306	Ok

Tableau 7.16 Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X(Site3) (R=5)

Diaphragme	Load	UX	R* δ	Δ	1%he	$\Delta \leq 1\%he$
TERR	EX	0.0138	0.069	0.0115	0.0306	Ok
6ET	EX	0.0115	0.0575	0.0115	0.0306	OK
5ET	EX	0.0092	0.046	0.012	0.0306	Ok
4ET	EX	0.0068	0.034	0.012	0.0306	Ok
3ET	EX	0.0044	0.022	0.01	0.0306	Ok
2ET	EX	0.0024	0.012	0.008	0.0306	Ok
1ET	EX	0.0008	0.004	0.004	0.0306	Ok

Tableau 7.17: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y(Site3) (R=5)

Diaphragme	Load	UY	R* δ	Δ	1%he	$\Delta \leq 1\%he$
TERR	EY	0.0175	0.0875	0.012	0.0306	OK
6ET	EY	0.0151	0.0755	0.014	0.0306	OK
5ET	EY	0.0123	0.0615	0.0145	0.0306	OK
4ET	EY	0.0094	0.047	0.015	0.0306	OK
3ET	EY	0.0064	0.032	0.014	0.0306	OK
2ET	EY	0.0036	0.018	0.012	0.0306	OK
1ET	EY	0.0012	0.006	0.006	0.0306	OK

Tableau 7.18: Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y(Site2) (R=5)

Diaphragme	Load	UY	R*δ	Δ	1%he	Δ≤1%he
TERR	EY	0.0152	0.076	0.0105	0.0306	OK
6ET	EY	0.0131	0.0655	0.012	0.0306	OK
5ET	EY	0.0107	0.0535	0.013	0.0306	OK
4ET	EY	0.0081	0.0405	0.013	0.0306	OK
3ET	EY	0.0055	0.0275	0.012	0.0306	OK
2ET	EY	0.0031	0.0155	0.01	0.0306	OK
1ET	EY	0.0011	0.0055	0.0055	0.0306	OK

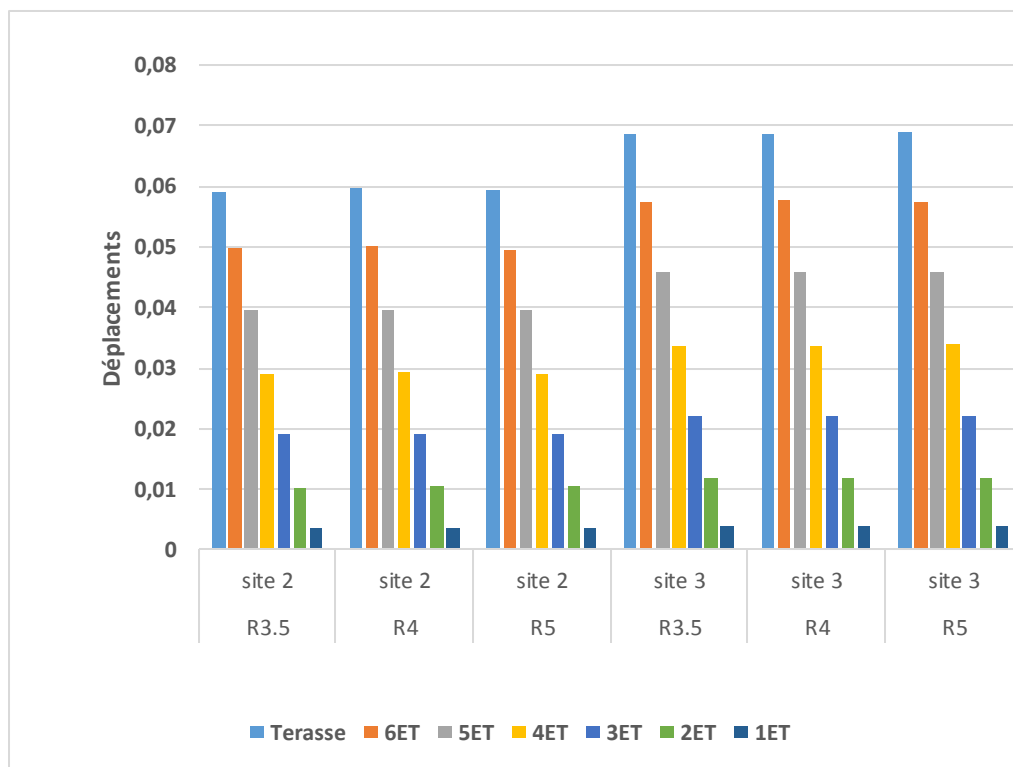


Figure .7.3 la résultante du déplacements inter-étages dans le sens X

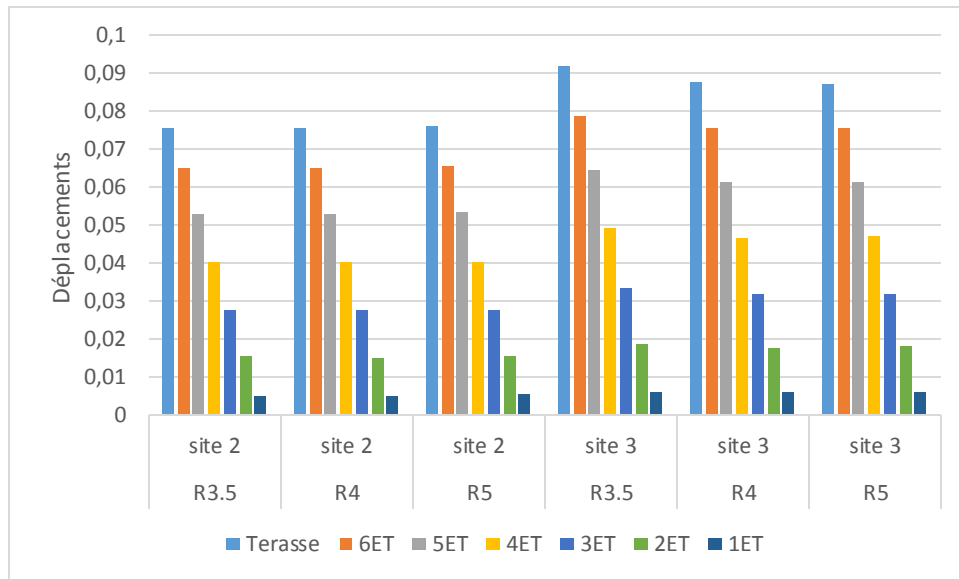


Figure 7.4 la résultante des déplacements inter-étages dans le sens y

On remarque à travers ce graphique :

Que si on change le site (de 2 à 3) avec différent du coefficient de comportement il y'a une augmentation de déplacement d'étage (δ_e) de premier niveau au dernier niveau dans les deux sens (évolution de force sismique)

Cela justifier par la relation proportionnellement entre la force sismique et la hauteur du bâtiment

7.4. Vérification de l'effet P-Δ

Les figures (7.5 et 7.6); et les tableaux présentent l'effet du changement du coefficient de comportement et là Class de site sur l'effèt P-Δ selon les deux directions X et Y.

7.4.1 Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ (R=3.5)

Tableau 7.19: Vérification de l'effèt P-Δ sens X site 2

Diaphragme	Load	P	V(kN)	he	θ	$\theta \leq 0.1$
TERR	EX	3571.77	911.91	3.06	0.012096	ok
6ET	EX	6949.77	1515.91	3.06	0.015207	ok
5ET	EX	10327.77	1970.39	3.06	0.017985	ok
4ET	EX	13705.77	2325.66	3.06	0.018874	ok
3ET	EX	17078.04	2602.95	3.06	0.019512	ok
2ET	EX	20456.04	2802.19	3.06	0.015864	ok
1ET	EX	23834.04	2910.58	3.06	0.009366	ok

Tableau 7.20: Vérification de l'effet P- Δ sens Y du site 2

Diaphragm	Load	P	V	he	θ	$\theta \leq 0.1$
TERR	EY	3571.77	777.92	3.06	0.015755	ok
6ET	EY	6949.77	1311.84	3.06	0.020602	ok
5ET	EY	10327.77	1721.69	3.06	0.0247	ok
4ET	EY	13705.77	2046.74	3.06	0.028339	ok
3ET	EY	17078.04	2296.41	3.06	0.029772	ok
2ET	EY	20456.04	2476.11	3.06	0.027403	ok
1ET	EY	23834.04	2569.37	3.06	0.015915	ok

Tableau 7.21 Vérification de l'effet P- Δ sens X du site 3

Diaphragm	Load	P	V(kN)	he	θ	$\theta \leq 0.1$
TERR	EX	3571.77	1019.14	3.06	0.012828	ok
6ET	EX	6949.77	1731.44	3.06	0.01515	OK
5ET	EX	10327.77	2276.19	3.06	0.018164	ok
4ET	EX	13705.77	2695.33	3.06	0.019193	ok
3ET	EX	17078.04	3008.04	3.06	0.018832	ok
2ET	EX	20456.04	3219.28	3.06	0.016716	ok
1ET	EX	23834.04	3326.2	3.06	0.009015	ok

Tableau 7.22: Vérification de l'effet P- Δ sens Y du site 3

Diaphragm	Load	P	V	he	θ	$\theta \leq 0.1$
TERR	EY	3571.77	910.19	3.06	0.016607	ok
6ET	EY	6949.77	1567.18	3.06	0.020796	ok
5ET	EY	10327.77	2080.45	3.06	0.024983	ok
4ET	EY	13705.77	2482.78	3.06	0.028413	ok
3ET	EY	17078.04	2781.65	3.06	0.030196	ok
2ET	EY	20456.04	2984.76	3.06	0.027436	ok
1ET	EY	23834.04	3083.29	3.06	0.015915	ok

7.4.2. Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ (R=4)Tableau 7.23: Vérification de l'effet P- Δ sens X du site 2

Diaphragme	Load	P	V(kN)	he	θ	$\theta \leq 0.1$
TERR	EX	3571.77	811.75	3.06	0.013804	ok
6ET	EX	6949.77	1337.2	3.06	0.017664	oK
5ET	EX	10327.77	1735.44	3.06	0.020226	ok
4ET	EX	13705.77	2047.7	3.06	0.021873	ok
3ET	EX	17078.04	2291.46	3.06	0.021433	ok
2ET	EX	20456.04	2468.61	3.06	0.018414	ok
1ET	EX	23834.04	2569.56	3.06	0.010912	ok

Tableau 7.24: Vérification de l'effet P- Δ sens Y du site 2

Diaphragm	Load	P	V	he	θ	$\theta \leq 0.1$
TERR	EY	3571.77	683.91	3.06	0.01775	ok
6ET	EY	6949.77	1145.66	3.06	0.023789	ok
5ET	EY	10327.77	1503.43	3.06	0.028735	ok
4ET	EY	13705.77	1787.81	3.06	0.032068	ok
3ET	EY	17078.04	2004.41	3.06	0.034526	ok
2ET	EY	20456.04	2160.82	3.06	0.030937	ok
1ET	EY	23834.04	2244.92	3.06	0.018042	ok

Tableau 7.25: Vérification de l'effet P- Δ sens X du site 3

Diaphragm	Load	P	V(kN)	he	θ	$\theta \leq 0.1$
TERR	EX	3571.77	902.48	3.06	0.014486	ok
6ET	EX	6949.77	1521.13	3.06	0.01732	OK
5ET	EX	10327.77	1996.79	3.06	0.020959	ok
4ET	EX	13705.77	2363.74	3.06	0.021981	ok
3ET	EX	17078.04	2637.82	3.06	0.021158	ok
2ET	EX	20456.04	2824.97	3.06	0.018931	ok
1ET	EX	23834.04	2923.98	3.06	0.010655	ok

Tableau 7.26: Vérification de l'effet P- Δ sens Y du site 3

Diaphragm	Load	P	V	he	θ	$\theta \leq 0.1$
TERR	EY	3571.77	763.07	3.06	0.018356	ok
6ET	EY	6949.77	1307.45	3.06	0.024319	ok
5ET	EY	10327.77	1735.92	3.06	0.028775	ok
4ET	EY	13705.77	2072.24	3.06	0.031989	ok
3ET	EY	17078.04	2320.34	3.06	0.034636	ok
2ET	EY	20456.04	2489.14	3.06	0.031154	ok
1ET	EY	23834.04	2573.43	3.06	0.01816	ok

7.4.3. Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ (R=5)**Tableau 7.27:** Vérification de l'effet P- Δ sens X du site 2

Diaphragme	Load	P	V(kN)	he	θ	$\theta \leq 0.1$
TERR	EX	3571.77	666.72	3.06	0.017507	ok
6ET	EX	6949.77	1074.93	3.06	0.021129	ok
5ET	EX	10327.77	1389.39	3.06	0.025506	ok
4ET	EX	13705.77	1637.9	3.06	0.027346	ok
3ET	EX	17078.04	1832.37	3.06	0.025889	ok
2ET	EX	20456.04	1977.82	3.06	0.02366	ok
1ET	EX	23834.04	2069.48	3.06	0.013173	ok

Tableau 7.28: Vérification de l'effet P- Δ sens Y du site 2

Diaphragm	Load	P	V	he	θ	$\theta \leq 0.1$
TERR	EY	3571.77	557.84	3.06	0.021971	ok
6ET	EY	6949.77	922.08	3.06	0.029557	ok
5ET	EY	10327.77	1210.62	3.06	0.036243	ok
4ET	EY	13705.77	1440.92	3.06	0.04041	ok
3ET	EY	17078.04	1612.69	3.06	0.041529	ok
2ET	EY	20456.04	1737.2	3.06	0.038481	ok
1ET	EY	23834.04	1809.19	3.06	0.023679	ok

Tableau 7.29: Vérification de l'effet P-Δ sens X du site 3

Diaphragm	Load	P	V(kN)	he	θ	θ ≤ 0.1
TERR	EX	3571.77	739.34	3.06	0.018156	ok
6ET	EX	6949.77	1225	3.06	0.021321	OK
5ET	EX	10327.77	1603.36	3.06	0.02526	ok
4ET	EX	13705.77	1896.85	3.06	0.028335	ok
3ET	EX	17078.04	2116.24	3.06	0.026373	ok
2ET	EX	20456.04	2269.42	3.06	0.023565	ok
1ET	EX	23834.04	2358.18	3.06	0.013212	ok

Tableau 7.30: Vérification de l'effet P-Δ sens Y du site 3

Diaphragm	Load	P	V	he	θ	θ ≤ 0.1
TERR	EY	3571.77	617.9	3.06	0.022669	ok
6ET	EY	6949.77	1046.38	3.06	0.030387	ok
5ET	EY	10327.77	1389.19	3.06	0.035228	ok
4ET	EY	13705.77	1659.24	3.06	0.040492	ok
3ET	EY	17078.04	1855.55	3.06	0.042109	ok
2ET	EY	20456.04	1989.72	3.06	0.040317	ok
1ET	EY	23834.04	2061.3	3.06	0.022672	ok

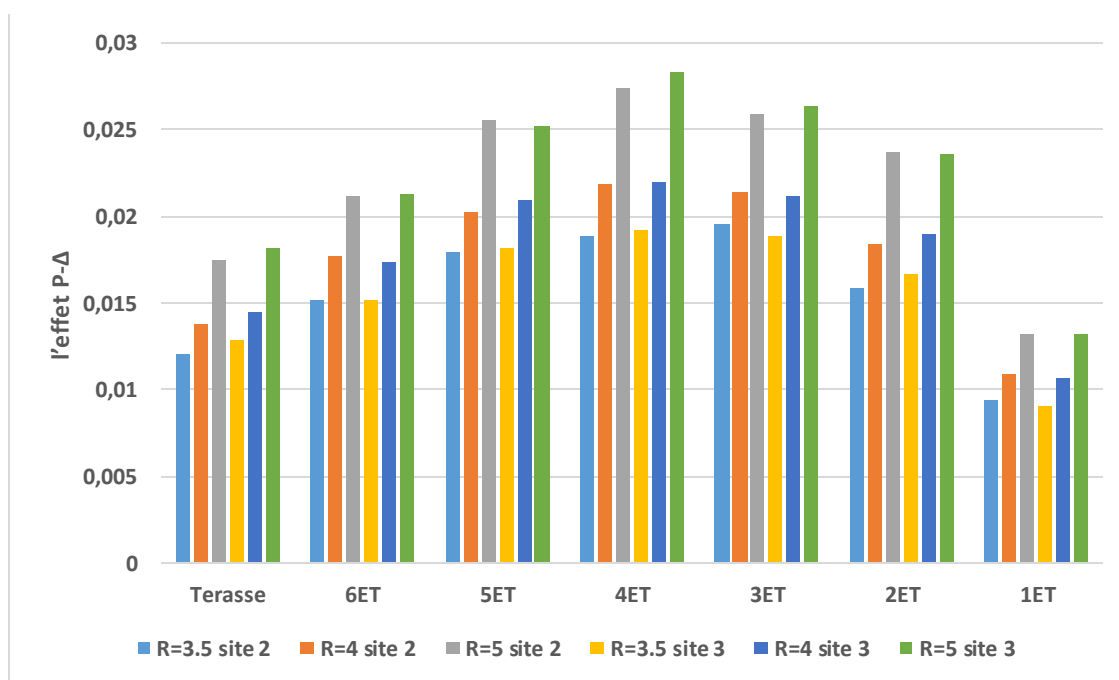


Figure .7.5 la résultante de l'effet P-Δ sens X

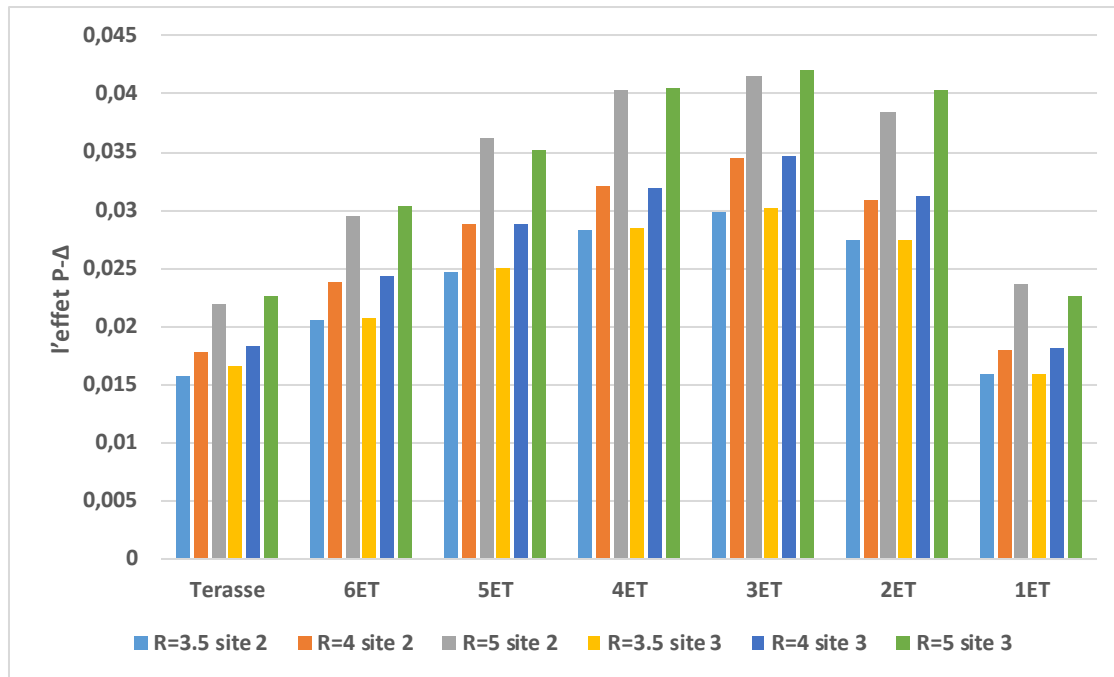


Figure .7.6 la résultante de l'effet P-Δ sens Y

On remarque à travers ce graphique :

Tous les coefficients θ suivant les deux sens et de tous les niveaux, sont inférieur à 0,10 donc L'effet P-Δ peut être négligé pour les site 2(site ferme) et site 3 (site meuble)

7.5. Effet dû le coefficient de comportement et la Class de la stabilité vis-à-vis le renversement:

La figures 7.5 ; présentent l'effet du changement du coefficient de comportement et là Class de site sur renversement selon les deux directions X et Y

7.5.1. Vérification de la stabilité vis-à-vis le renversement : R=3.5

Tableau 7.31: vérification du renversement site2

Direction	ΣMs	ΣMr	$\Sigma Ms/\Sigma Mr$	Observation
Suivant X-X	233875.6	43946.83	5.32	Vérifié
Suivant Y-Y	161193.6	38695.66	4.16	Vérifié

Tableau 7.32: vérification du renversement site3

Direction	ΣMs	ΣMr	$\Sigma Ms/\Sigma Mr$	Observation
Suivant X-X	233875.6	60099.49	3.891	Vérifié
Suivant Y-Y	161193.6	54139.42	2.97	Vérifié

7.5.2. Vérification de la stabilité vis-à-vis le renversement : R=4

Tableau 7.33: vérification du renversement site2

Direction	ΣMs	ΣMr	$\Sigma Ms/\Sigma Mr$	Observation
Suivant X-X	233875.6	38639.75	6.05	Vérifié
Suivant Y-Y	161193.6	33756.96	4.77	Vérifié

Tableau 7.34: vérification du renversement site3

Direction	ΣMs	ΣMr	$\Sigma Ms/\Sigma Mr$	Observation
Suivant X-X	233875.6	44683.43	5.23	Vérifié
Suivant Y-Y	161193.6	39211.32	4.11	Vérifié

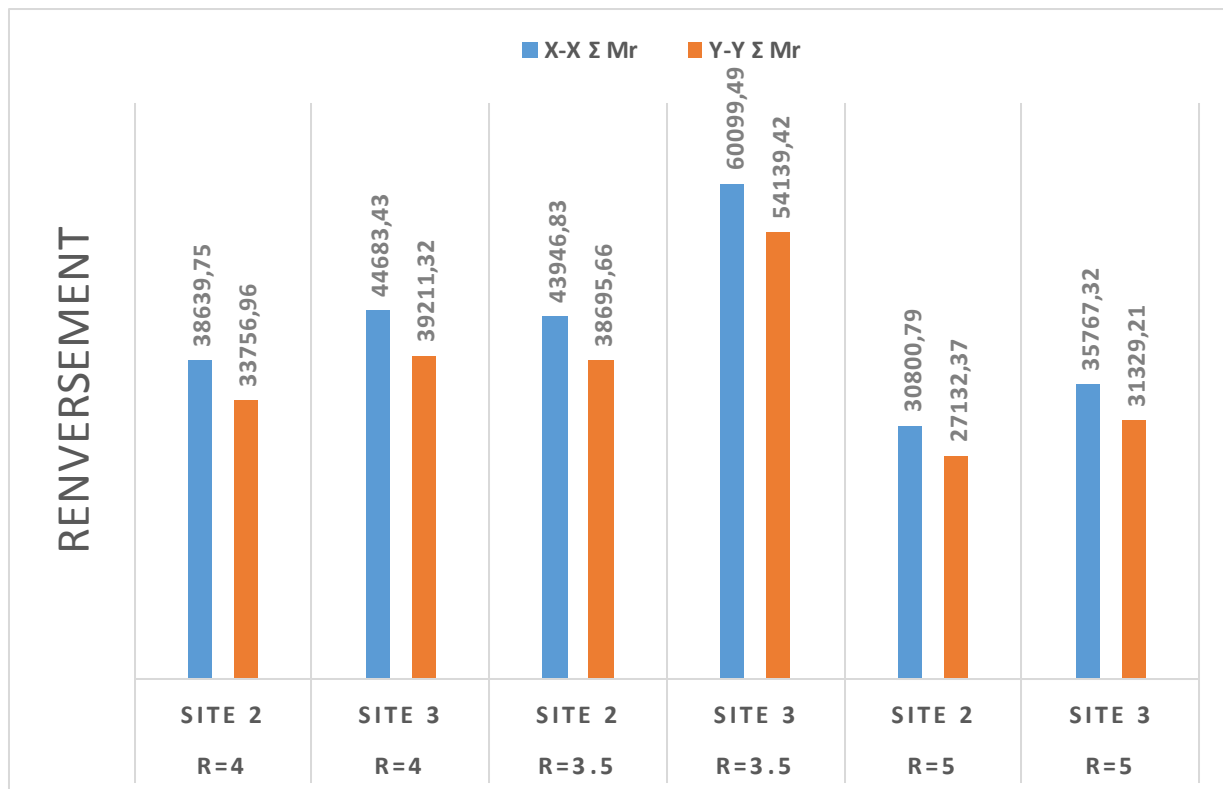
Vérification de la stabilité vis-à-vis le renversement : R=5

Tableau 7.35: vérification du renversement site2

Direction	ΣMs	ΣMr	$\Sigma Ms/\Sigma Mr$	Observation
Suivant X-X	233875.6	30800.79	7.59	Vérifié
Suivant Y-Y	161193.6	27132.37	5.94	Vérifié

Tableau 7.36: vérification du renversement site3

Direction	ΣMs	ΣMr	$\Sigma Ms/\Sigma Mr$	Observation
Suivant X-X	233875.6	35767.32	6.54	Vérifié
Suivant Y-Y	161193.6	31329.21	5.14	Vérifié



figures 7.7 . la résultante de renversement selon les deux directions X et Y

Nous pouvons voir sur ces deux graphiques que :

La structure en site 3 (site meuble) est plus stable vis-à-vis le renversement qu'une site2(site ferme) de forte sismicité dans les différents coefficients de comportement suivent les deux sens X ; Y.

On peut justifier ces deux constats par le biais de l'effet direct du site du coefficient de comportement sur le calcul de renversement

Conclusion

D'après cette comparaison de l'implantation de notre projet dans différentes coefficient de comportement et la classe du site en Algérie selon les Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003 qu'on a fait, il convient de souligner que :

Effet de changement du coefficient de comportement et la classe du site a un effet direct sur la stabilité de la structure.



Conclusion Générale



Conclusion Générale

Dans le cadre de ce projet, nous avons essayé de concrétiser toutes les informations acquises durant le cycle de notre formation, par le biais d'utilisation des différentes techniques, de conceptions et d'exécutions conformément aux règlements en vigueur (RPA, CBA, BAEL) d'une part, et d'autre part d'avoir maîtriser des logiciels de calculs, ferrailages et de dessins. (ETABS ; SOCOTEC; AUTOCAD ...etc.)

L'étude de ce projet nous a permis également d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et de tirer quelques conclusions qui sont :

- ✓ La modélisation par le logiciel ETABS, est très simple, mais il demande une précision de manipulation, elle nous a permis de trouver une bonne disposition des voiles de contreventement. Cette disposition vérifie les conditions édictées par le RPA 99/2003 (période de vibration, effet $(P-\Delta)$ et le taux de participation massique).
- ✓ Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de sections du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par les règlements en vigueur

Dans la partie recherche nous avons étudié l'effet simultanément du système de contreventement et de la classe du site sur le comportement dynamique d'un bâtiment (RDC+06) en béton armé a usage d'habitation.

Les résultats trouvés, montre l'effet direct de changement du coefficient de comportement R et la classe du site sur la stabilité de la structure qui donne une différence de l'effort tranchant à la base le déplacement inter étages, et l'effet $P-\Delta$.

Espérons que cet humble travail soit un outil bénéfique pour les prochaines promotions, avec un changement des autres paramètres tel que les autres sites (site rocheux ; site très meuble) par l'exploitation et la valorisation de cette étude.



Références



Références

✓ **Règlements :**

- [1] Règles parasismique Algérienne RPA99 modifié en 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- [2] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93.document technique réglementaire DTR-BC 2-41.
- [3] Charges permanentes et charges d'exploitations DTR.BC 2.2
- [4] BAEL 91modifié 99
- [5] Cours et TD pendant toute notre étude universitaire .
- [6] Béton armé aux états limites selon l'additif du BAEL 91,

✓ **Livre :**

- [7] Calcul des ouvrages en béton armé (RPA2003, CBA93) (Mr : y. Chérait).



ANNEXE



Les organigrammes

Organigramme -1-

Section rectangulaire a l'E.L.U en flexion simple

Cas général

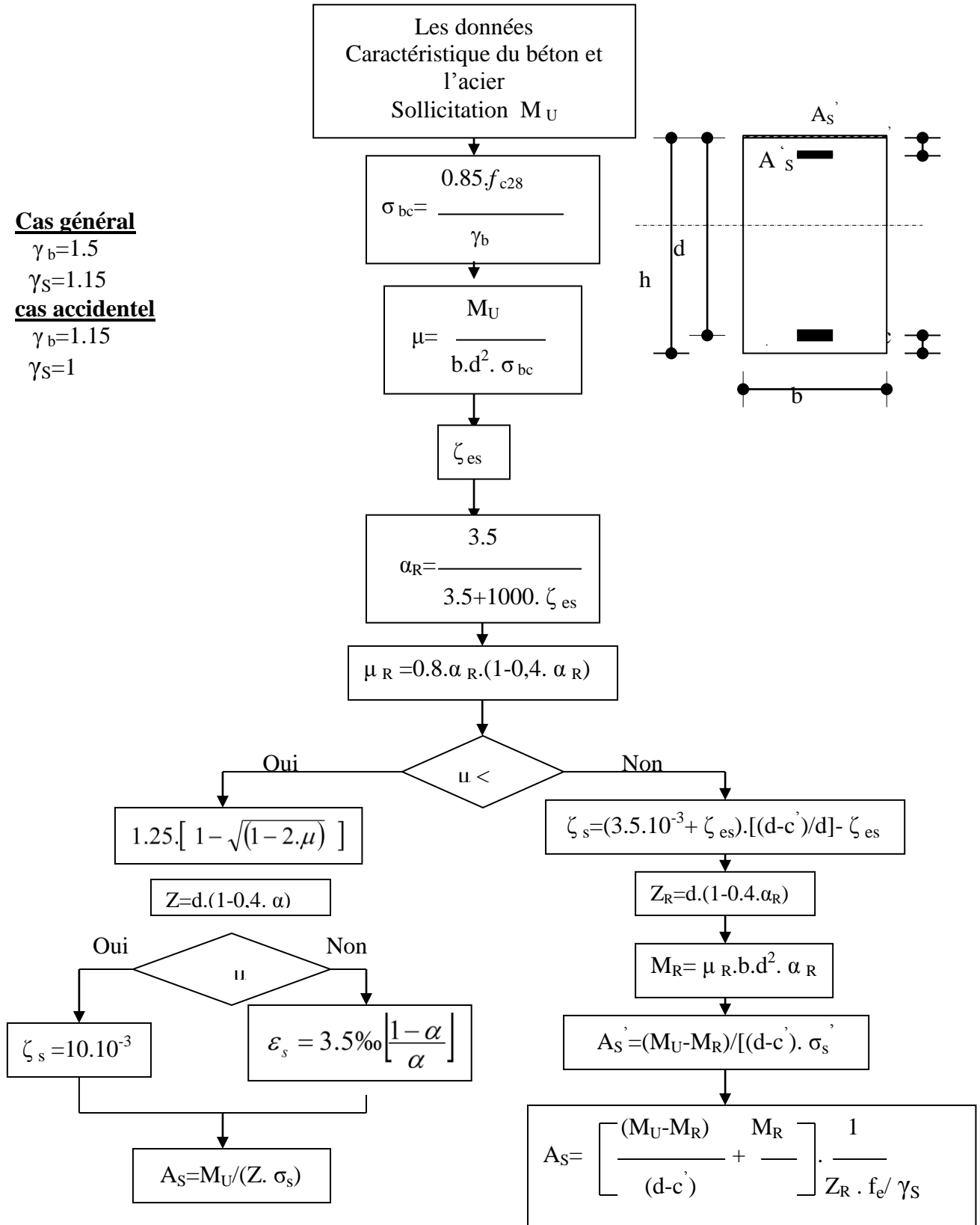
$$\gamma_b = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

cas accidentel

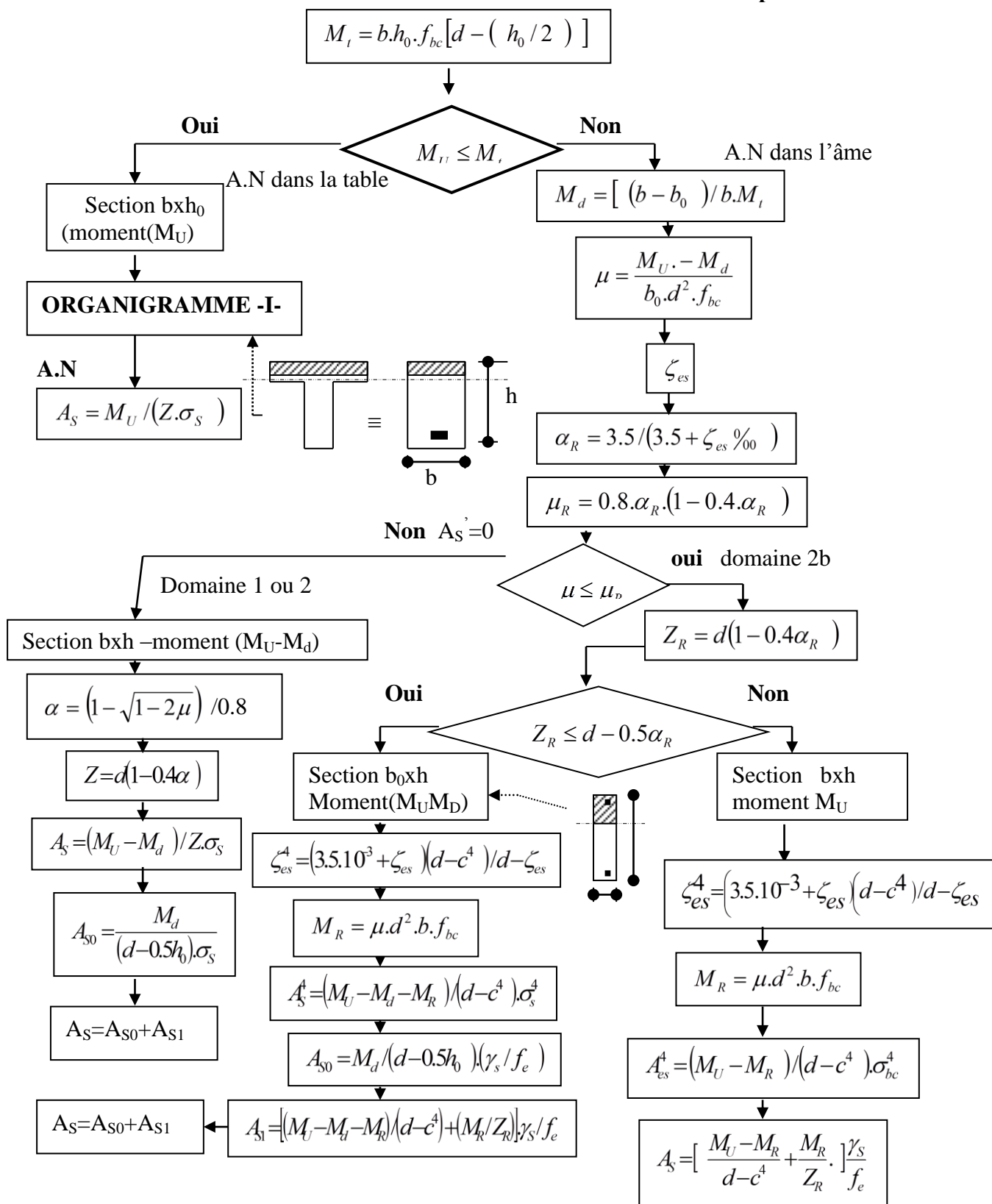
$$\gamma_b = 1.15$$

$$\gamma_s = 1$$



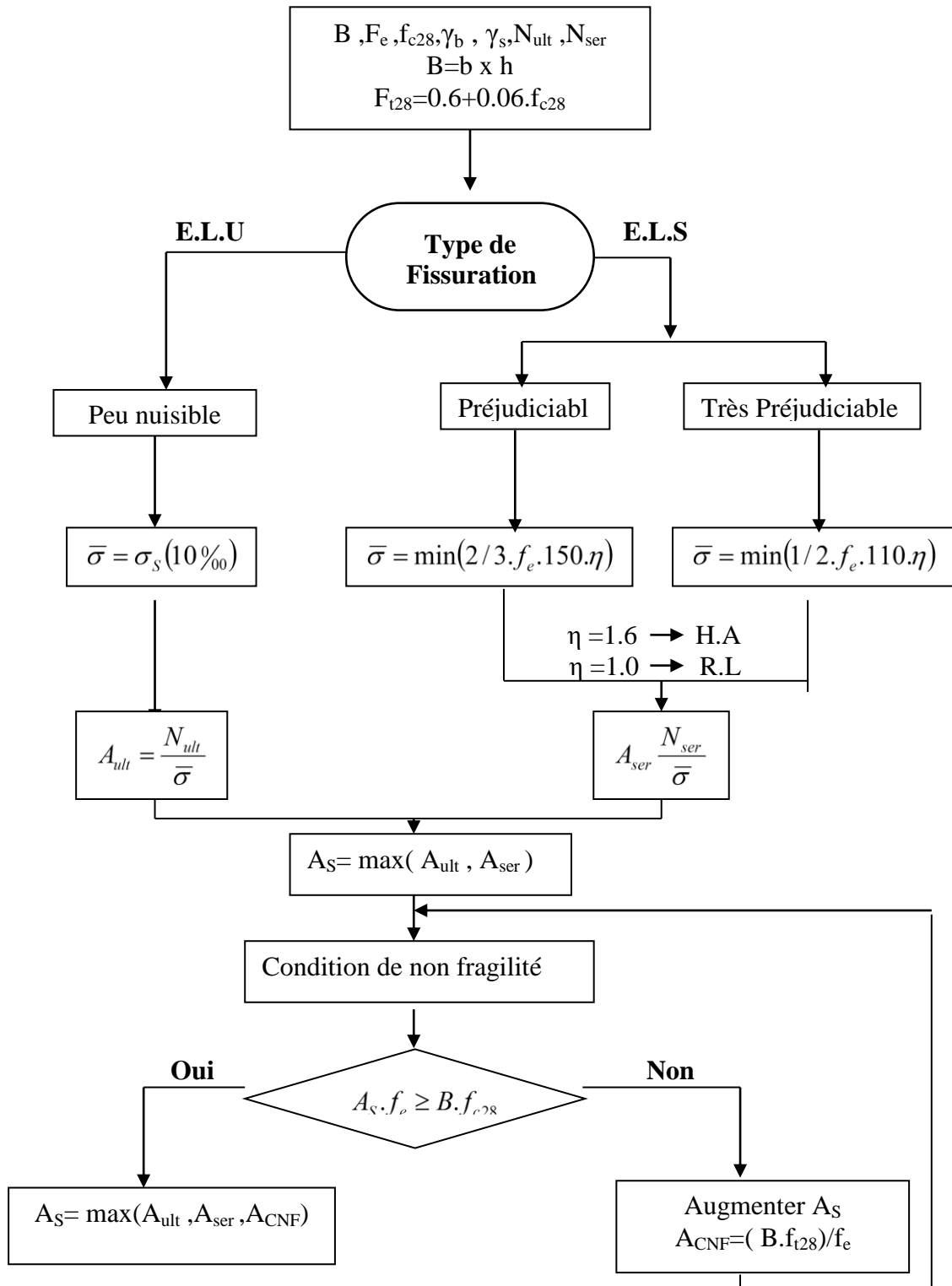
Organigramme -2-

Calcul d'une section en -TE- a l'E.L.U en flexion simple



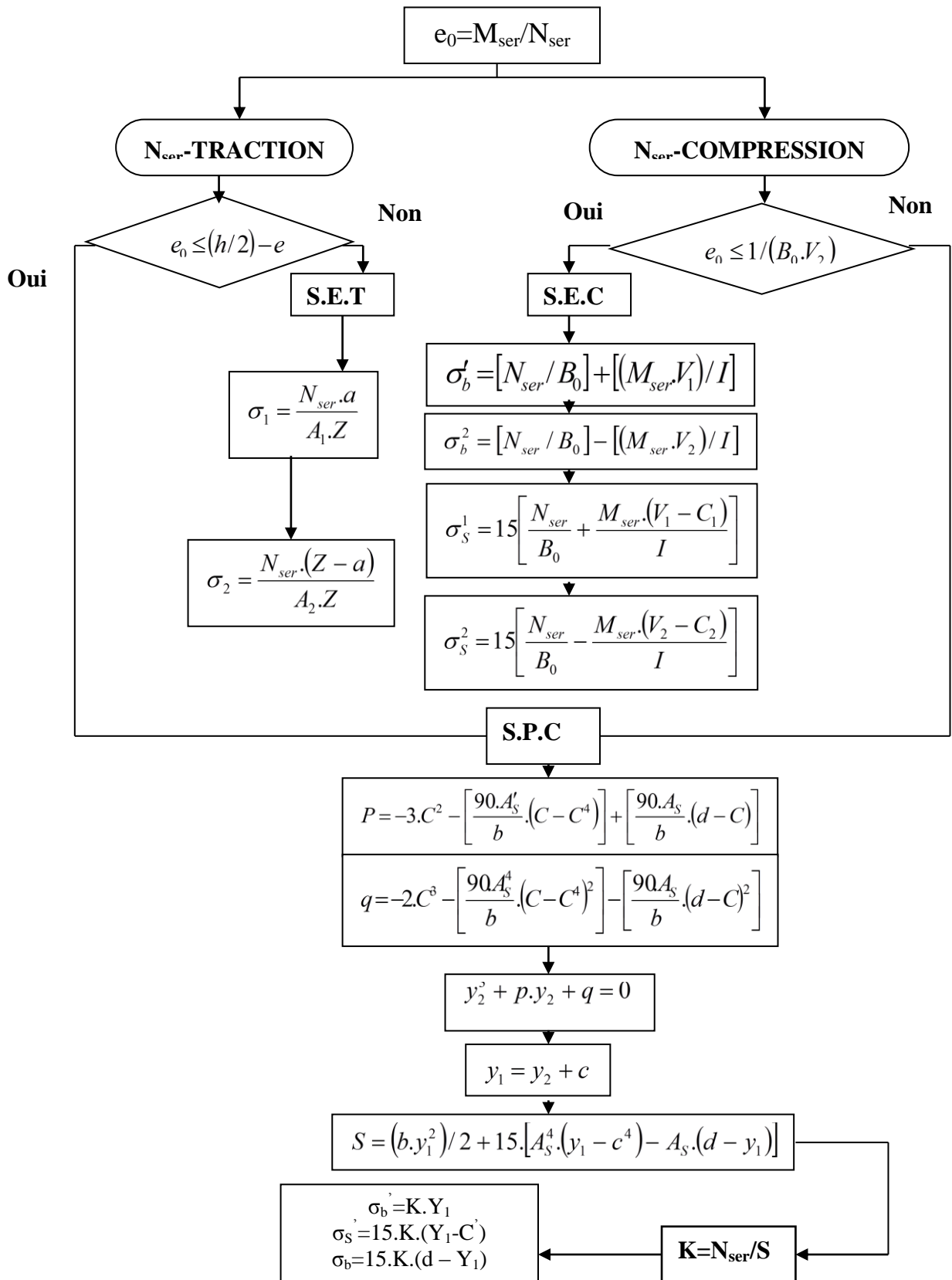
Organigramme -3-

Traction simple



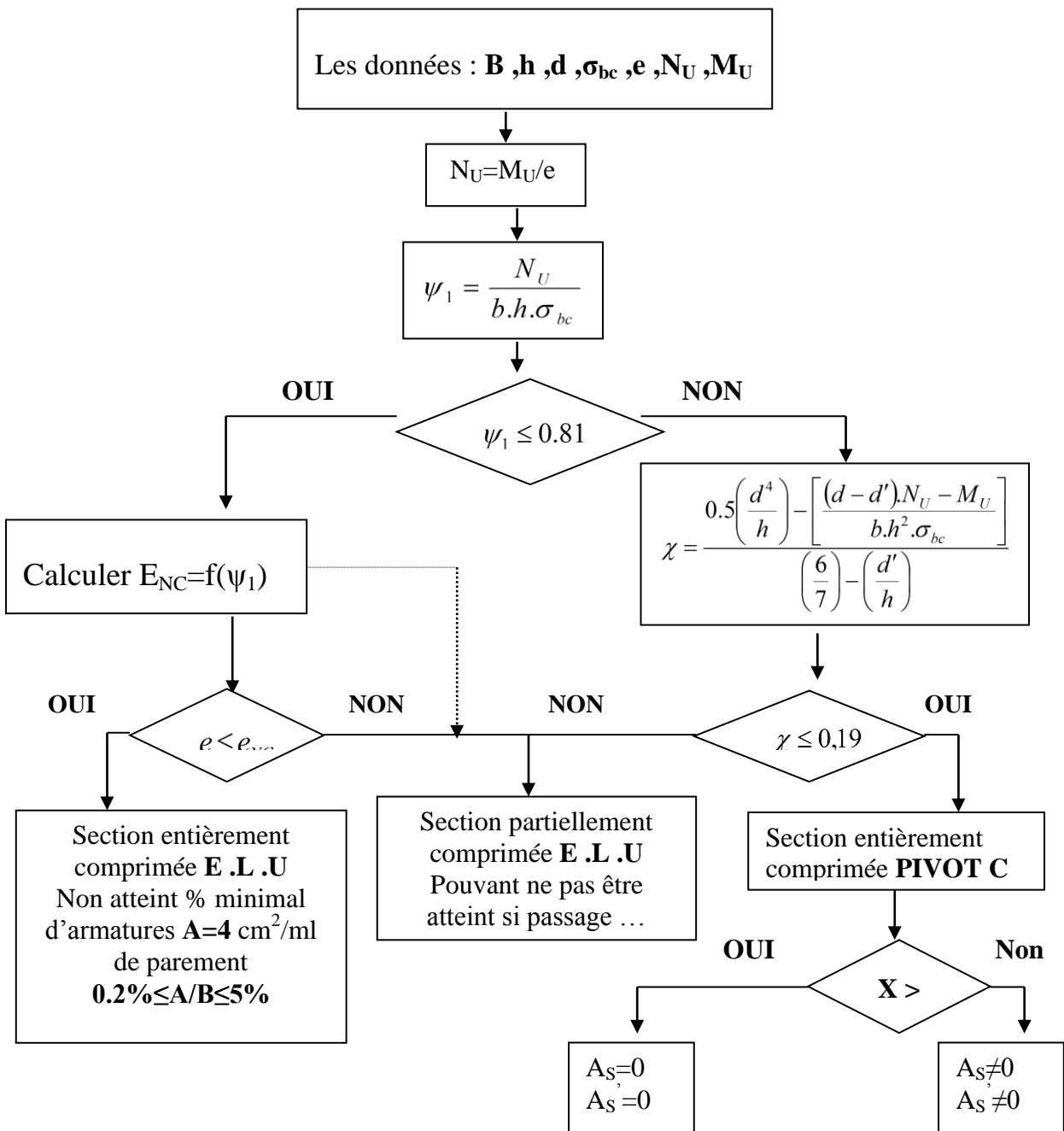
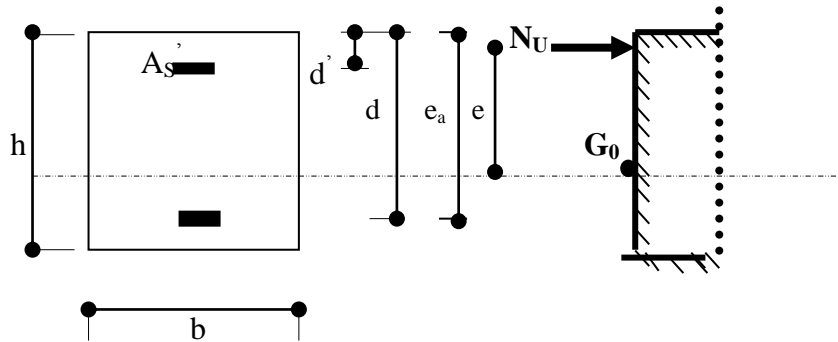
Organigramme-4-

Flexion composee à E.L.



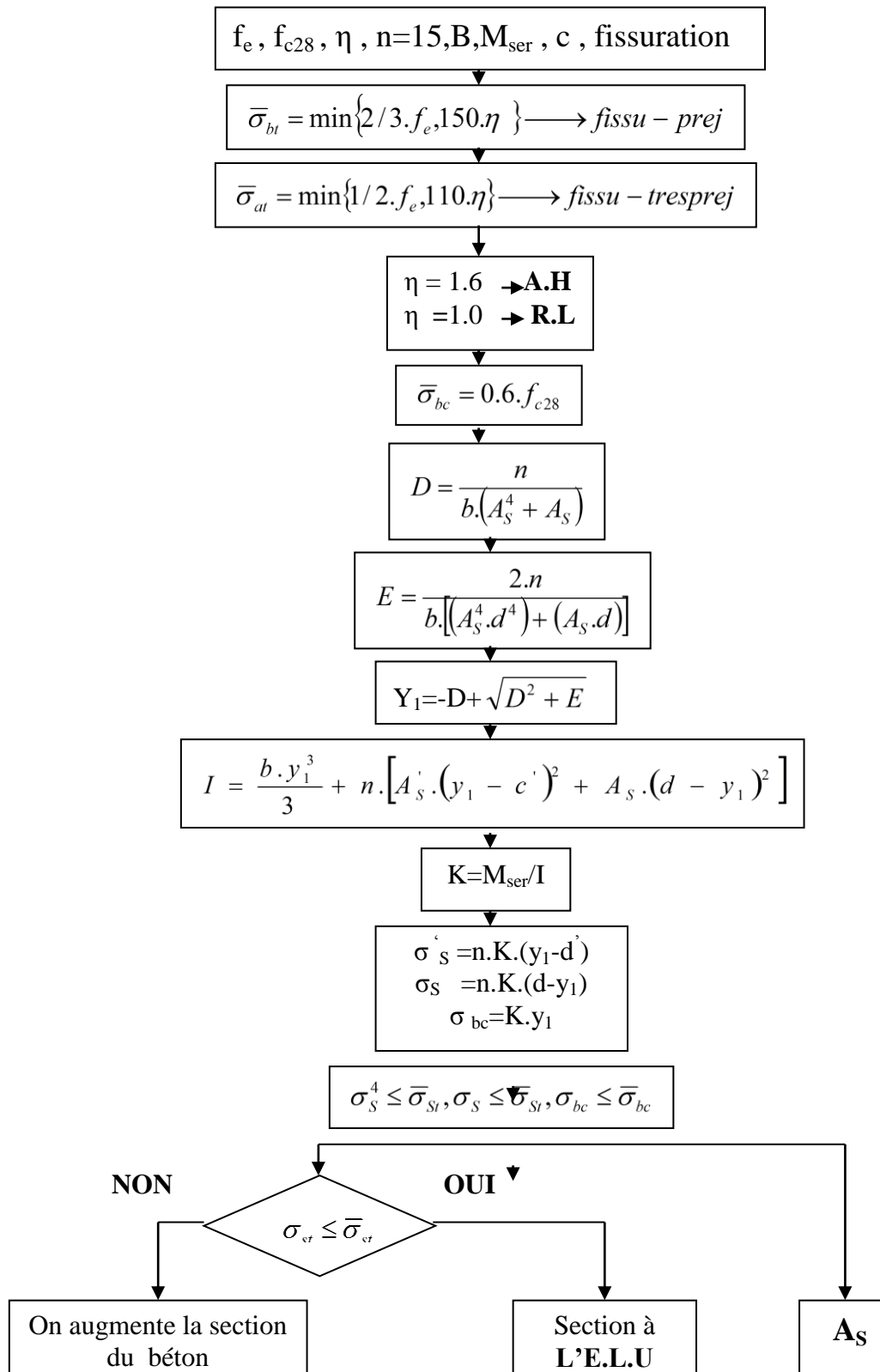
Organigramme -5-

Calcul d'une section rectangulaire A l'E.L.U en flexion composée



Organigramme -6-

Verification d'une section rectangulaire à -l'E.L.U-



Organigramme -7-

Calcul des armatures d' une poutre soumise

A l'effort tranchant

