

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique Et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique
جامعة عين تموشنت بلحاج بوشعيب
Université –Ain Temouchent- Belhadj Bouchaib
Faculté Des Sciences Et De La Technologie
Département De Génie Civil Et Travaux Publics



Projet de Fin d'Etudes
Pour l'obtention du diplôme de Master en : Génie Civil
Domaine : Sciences et de la technologie
Filière : Génie Civil
Spécialité : Structure
Thème

**Etude comparative de la réponse sismique des voiles
de contreventement selon le code RPA99-V2003 et
L'ACI 318-14**

Présenté Par :

- Mr. DJARMOUNI Farouk Benamar
- Melle. MARNI SANDID Nada Ahlem

Devant le jury composé de :

Mr. KADDOUR Hakim	UAT.B.B (Ain Temouchent)	Président
Mr. DJELIL Mohamed	UAT.B.B (Ain Temouchent)	Examineur
Mr. SAID Abderrahmane	UAT.B.B (Ain Temouchent)	Encadrant

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remercîment :

*Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous
Avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et
Pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de
Pouvoir réaliser ce modeste travail.*

*Nos remerciements à Le professeur **KADDOUR Hakim**, et le professeur
DJALILE Mohamed, pour avoir accepté dévaluer ce travail que nous avons
réalisé.*

*.Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre encadreur, **M.Saïd
Abderrahmane**, pour son soutien constant, ses conseils avisés et sa disponibilité
tout au long de la réalisation de ce mémoire. Son expertise a grandement
contribué à la réussite de ce travail.*

*Mes sincères remerciements vont également à tous les
Enseignants, du département de Génie Civil de l'université
D'Ain T'émouchent, qui ont participé à notre formation.
Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près où
De loin à la réalisation de ce mémoire.*

Merci

Dédicace :

Je dédie avec grand plaisir, ce modeste travail à :

Tout d'abord je tiens à remercier Allah ta'ala .

Je puisse les honores.

A ma chère mère « rahimaha allah ».

A mon père.

A mes frères.

À mes chères sœurs.

A toute ma famille.

A Mr. SAID Abderrahmane.

A Mr. KADDOUR Hakim.

A Mr. ACHOUR Hamza.

A Mr. KENT Said Aymen.

*A mon binôme : **MAGHNI SENDID Nada Ahlem.***

Et a tous mes amis proches.

Et a Tous mes enseignants et collègues de génie civil M2 promo 2024.

DJARMOUNI FAROUK BENAMAR

Dédicace :

Je dédie avec grand plaisir, ce modeste travail à :

Tout d'abord je tiens à remercier Allah ta'ala.

Je puisse les honores.

A ma chère mère.

A mon père.

A mes frères.

A mes chères sœurs.

A toute ma famille.

A Mr. SAID Abderrahmane.

A Mr. KADDOUR Hakim.

A Mr. ACHOUR Hamza.

A Mr. KENT Said Aymen.

*A mon binôme : **DJARMOUNI Farouk Benamar.***

Et a tous mes amis proches.

Et a Tous mes enseignants et collègues DE génie civil M2 promo 2024.

MAGHNI SENDID NADA AHLEM

ملخص:

تتناول هذه الدراسة أهمية تحديث القوانين بانتظام التي تحكم حساب الهياكل الخرسانية المسلحة، مثل الكود الأمريكي ACI 318. جاءت هذه التحديثات بفضل الاكتشافات الأخيرة والتقدمات العلمية في مجال الهندسة المدنية. تسمح المراجعات بإدخال طرق تصميم جديدة تهدف إلى ضمان مستويات عالية من الأمان والأداء.

هدف الدراسة هو دمج الكود ACI 318 في حساب جدران القص ومقارنته مع القانون الزلزالي الجزائري 99 النسخة 2003. يركز التحليل على تقييم الفروقات من حيث حجم الخرسانة وكمية التسليح المطلوبة للجدران.

من خلال هذه الدراسة نسعى لفهم كيفية تأثير التصاميم المختلفة على كمية المواد المستخدمة وكفاءة الأداء الهيكلي. يمكن أن توفر هذه المعلومات رؤى قيمة للمهندسين والمصممين في تطوير و تحسين القوانين الزلزالية كالقانون الزلزالي الجزائري.

الكلمات المفتاحية :

التصميم الزلزالي، تحديث، مقارنة، القانون الزلزالي الجزائري، القانون الامريكي للبناء

Résumé :

Cette étude aborde l'importance de mettre à jour les lois régissant le calcul des structures en béton armé, telles que le code américain ACI 318. Ces mises à jour intègrent les découvertes récentes et les avancées scientifiques dans le domaine du génie civil. Les révisions permettent d'introduire de nouvelles méthodes de conception visant à garantir des niveaux élevés de sécurité et de performance.

L'objectif de l'étude est d'incorporer le code ACI 318 dans le calcul des voiles de contreventement et de le comparer avec la réglementation sismique algérienne RPA 99 V 2003. L'analyse se concentre sur l'évaluation des différences en termes de volume de béton et de quantité d'armature requise pour les voiles.

À travers cette étude, nous cherchons à comprendre comment les différents designs influencent la quantité de matériaux utilisés et l'efficacité des performances structurelles. Ces informations peuvent fournir des insights précieux aux ingénieurs et aux designers pour le développement et l'amélioration des codes sismiques, comme le code sismique algérien.

Mots clés :

Calcul sismique, Mise à jour, Le règlement parasismique algérien, Le règlement américain de constructions

Abstract :

This study addresses the importance of updating the laws governing the design of reinforced concrete structures, such as the American code ACI 318. These updates integrate recent discoveries and scientific advances in the field of civil engineering. The revisions aim to introduce new design methods to ensure high levels of safety and performance.

The objective of the study is to incorporate the ACI 318 code in the calculation of shear walls and to compare it with the Algerian seismic regulation RPA 99 V 2003. The analysis focuses on evaluating the differences in terms of concrete volume and the amount of reinforcement required for the walls.

Through this study, we seek to understand how different designs influence the quantity of materials used and the efficiency of structural performance. This information can provide valuable insights to engineers and designers for the development and improvement of seismic codes, such as the Algerian seismic code.

Keywords:

Seismic calculation, Update, Algerian seismic regulations, American building codes

Table des matières :

Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	2
I.1 Introduction.....	3
I.2 Présentation de l'ouvrage.....	3
I.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	4
I.4 Eléments constituant de la structure :	5
I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	5
I.5.1 Le béton	5
I.5.1.1 Caractéristique mécanique du béton	6
A. Résistance à la compression	6
B. Résistance à la traction : (Art A-2 12, BAEL91).....	6
I.5.1.2 Contraintes limites	6
I.5.1.3 Module d'élasticité.....	7
I.5.2 Les aciers	8
I.5.2.1 Caractéristiques des aciers utilisés.....	8
I.5.2.2 Module d'élasticité longitudinal	9
I.5.2.3 Diagramme contrainte déformation	9
I.5.2.4 Diagramme contrainte déformation de calcul.....	9
I.5.2.5 Limite d'élasticité	10
I.5.2.6 La contrainte maximale des armatures tendues à l'E L S	10
Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charges	11
II.1.Introduction	12
II.2 Pré dimensionnement	12
II.2.1 Pré dimensionnement des poutres	12
II.2.1.1 Définition.....	12
II.2.1.2 Poutre verticale	13
II.2.1.3 Poutre horizontale.....	14
II.2.1.4 Poutre murale.....	14
II.2.1.5 Poutre tirant	15
II.2.2 Suspente.....	15
II.2.3 Pré dimensionnement de voile.....	15
Chapitre III : Etude sismique	17

III.1 Introduction	18
III.2 Objectif de l'étude dynamique	18
III.3 Présentation du logiciel ETABS	18
III.4 Etude sismique	18
III.5 Calcul de la force sismique totale	19
III.5.1 Analyse de la structure	22
III.5.1.1 Représentation des résultats de la méthode statique équivalente	22
III.5.1.2 Vérifications des déplacements	23
III.5.1.3 Justification de l'effet P- Δ : RPA99-v2003 (Article :5.9)	25
Chapitre IV : Dimensionnement parasismique des voiles de contreventement selon le code parasismique algérien RPA 99 V 2003	27
IV.1 Introduction	28
IV.2 Le principe de calcul.....	29
IV.3 La méthode de calcul.....	29
IV.4 Ferrailage des voiles	31
IV.4.1 Premier Cas :	31
IV.4.1.2 Calcul des armatures verticales :	32
IV.4.1.3 Armatures de couture.....	33
IV.4.1.4 Armatures totale.....	33
IV.4.1.6 Armatures horizontales résistant à l'effort tranchant :.....	34
IV.4.2 Deuxième Cas : (avec la dalle)	35
IV.4.2.2 Calcul des armatures verticales	37
IV.4.2.3 Armatures de couture.....	37
IV.4.2.4 Armatures totale.....	37
IV.4.2.6 Armatures horizontales résistant à l'effort tranchant.....	39
IV.4.3 Troisième Cas	40
IV.4.4 Quatrième Cas	42
IV.4.4.2 Calcul des armatures verticales (Selon sens -X).....	44
IV.4.4.3 Armatures de couture (Selon sens -X)	44
IV.4.4.4 Armatures totale (Selon sens -X)	45
IV.4.4.5 Détermination des contraintes (Selon sens X).....	46
IV.4.4.6 Calcul des armatures verticales (Selon sens X).....	46
IV.4.4.7 Armatures de couture (Selon sens X)	47
IV.4.4.8 Armatures totale (Selon sens X)	47

IV.4.4.9 Armatures courante (Selon sens X)	48
IV.4.4.10 Armatures horizontales résistant à l'effort tranchant.....	48
Chapitre V : Dimensionnement des voiles de contreventement selon le code américain ACI 318.....	52
V.1 Introduction.....	53
V.2 Dimensionnement du mur a l'effort tranchant.....	53
V.2.1Premier Cas.....	53
V.2.2-Deuxième Cas.....	57
V.2.3 Troisième Cas.....	62
V. 3 Vérification de la résistance au glissement par effort tranchant	70
Chapitre VI : Étude comparative des résultats de calcul des voiles	72
VI.1 Introduction.....	73
VI.2 le taux de ferrailage des armatures.....	73
VI.2.1 le taux de ferrailage des armatures vertical.....	73
VI.2.2 le taux de ferrailage des armatures horizontale.....	74
VII.3 Comparaisons des résultats.....	75
Conclusion Générale	78
Références bibliographique	81

Liste des figures :

Figure 1: vue en 3D de la structure par ETABS	3
Figure 2 : vue en plan de la structure par AutoCAD	4
Figure 3: coupe en élévation de la structure par AutoCAD	5
Figure 4 : Diagramme parabole rectangle du béton	8
Figure 5 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.....	9
Figure 6 : Diagramme conventionnel contrainte-déformation de l'acier	10
Figure 7: Vue en élévation de la structure	12
Figure 8 : Vérifications des Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X	24
Figure 9 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y.....	25
Figure 10 : Voile Sollicite en flexion compose	28
Figure 11: Vue 3D de la structure ETABS -cas 1-.....	31
Figure 12: schéma de Ferrailage verticale de voile -cas 1-selon RPA	34
Figure 13: Vue en 3D ETABS -cas 2-	36
Figure 14: Schéma Ferrailage verticale de voile -cas 2-selon RPA	39
Figure 15: Vue en 3D ETABS -Cas 3-	40
Figure 16: Schéma Ferrailage verticale de voile -Cas 3-selon RPA	41
Figure 17 : Vue en 3D ETABS -cas 4-	42
Figure 18: La direction d'étude le -cas 4- selon (-X)	43
Figure 19 : La direction d'étude le -cas 4- selon (X)	46
Figure 20: Schéma Ferrailage verticale de voile -Cas 4-selon RPA	49
Figure 21 : Schéma Ferrailage verticale de voile -Cas 1- selon ACI.....	55
Figure 22 : rapport demandé/capacité cas 1.....	56
Figure 23: Schéma Ferrailage verticale de voile -Cas 2- selon ACI.....	59
Figure 24: rapport demandé/capacité cas 2	59
Figure 25 : ferrailage de la zone d'about selon ACI	60
Figure 26: Les coupes de la zone d'about selon ACI	61
Figure 27 : Schéma Ferrailage verticale de voile -Cas 3- selon ACI.....	65
Figure 28: rapport demandé/capacité cas 3	66
Figure 29: Schéma Ferrailage verticale de voile -Cas 4- selon ACI.....	69
Figure 30 : rapport demandé/capacité cas 4	70
Figure 31 : les différents des taux verticaux entre RPA 99 et ACI 318.....	74
Figure 32 : les différents des taux horizontaux entre RPA 99 et ACI 318.....	75

Liste des Tableaux :

Tableau 1 : Caractéristiques des aciers utilisés	8
Tableau 2 : coefficient d'accélération de zone A	19
Tableau 3 : Pénalité à retenir pour le critère de qualité.....	20
Tableau 4 : Coefficient de pondération	20
Tableau 5 : Périodes associées à la catégorie de site.....	21
Tableau 6 : le pourcentage d'amortissement ξ	21
Tableau 7 : l'effort tranchant à la base selon ETABS	22
Tableau 8 : Période et fréquences du modèle.....	22
Tableau 9 : l'effort tranchant à la base selon ETABS	23
Tableau 10 : Vérifications des déplacements	23
Tableau 11 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X	24
Tableau 12 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y	24
Tableau 13 : Justification de l'effet P- Δ : RPA99-v2003 (Article :5.9)	25
Tableau 14 : Sens transversale X-X	25
Tableau 15 : Sens longitudinal Y-Y.....	26
Tableau 16 : Calcul des armatures verticales –cas 1-.....	32
Tableau 17 : Calcul des armatures verticales -cas 2-	37
Tableau 18 : Calcul des armatures verticales selon le sensé –X -cas 4-	44
Tableau 19 : Calcul des armatures verticales selon le sensé (+X) -cas 4-	47
Tableau 20 : Ferrailage verticale totale des cas.....	50
Tableau 21 : Ferrailage horizontale totale des cas	50
Tableau 22 : Dimensionnement du mur a l'effort tranchant cas 1	55
Tableau 23 : Dimensionnement du mur a l'effort tranchant cas 2	59
Tableau 24 : calcul les armatures des cadres dans la zone d'about.....	62
Tableau 25 : Dimensionnement du mur a l'effort tranchant cas 3	65
Tableau 26 : Dimensionnement du mur a l'effort tranchant cas 4.....	68
Tableau 27 : Vérification de la résistance au glissement par effort tranchant.....	71
Tableau 28 : les armatures verticales totales selon ACI	71
Tableau 29 : calculs des sections d'aciers et béton et le taux de ferrailage des armatures verticale	73
Tableau 30 : pourcentage de ferrailage vertical	74
Tableau 31 : calculs des sections d'aciers et béton et le taux de ferrailage des armatures horizontale.....	74
Tableau 32 : pourcentage de ferrailage horizontal	75

Introduction générale

Introduction générale :

La conception des structures en béton armé est une discipline cruciale dans le domaine du génie civil, où chaque élément joue un rôle vital dans la résistance et la stabilité globale de la structure. Parmi ces éléments, les voiles de cisaillement occupent une place prépondérante, étant responsables de la transmission des charges de cisaillement à travers la structure. Deux normes largement reconnues, l'ACI 318 du American Concrete Institute et le RPA 99 Version 2003, fournissent des directives détaillées pour la conception des voiles de cisaillement, chacune avec ses propres principes, méthodes de calcul et critères de dimensionnement.

L'objectif de cette étude est d'entreprendre une analyse approfondie et comparative des directives de conception des voiles de cisaillement telles qu'énoncées dans l'ACI 318 et le RPA 99 Version 2003. Cette analyse s'inscrit dans un contexte académique visant à élargir la compréhension des principes fondamentaux de conception, des méthodes analytiques et des pratiques de conception utilisées dans le domaine de la conception des structures en béton armé.

En examinant de manière critique ces deux normes établies, nous chercherons à identifier les similitudes, les différences et les lacunes potentielles dans les approches de conception proposées. Ce faisant, nous espérons contribuer à la littérature académique en fournissant une analyse rigoureuse et éclairante qui éclaire non seulement les praticiens du génie civil, mais également les chercheurs et les enseignants dans le domaine.

À travers cette démarche scientifique, nous visons à enrichir la compréhension collective des principes de conception des voiles de cisaillement et à jeter les bases pour des améliorations futures dans les normes et les pratiques de conception des structures en béton armé

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction :

- Les voiles en béton armé sont très adaptés aux sollicitations sismiques, de nombreuses observations ont relevé une bonne tenue des structures avec des voiles en béton armé.
- Les voiles en béton armé sont efficaces car ils possèdent une certaine ductilité et leur rigidité limite les déformations de la structure.
- Les déformations plastiques se concentrent à la base du voile, pour cela il faut favoriser un comportement contrôlé par la flexion avec un élancement suffisant et surtout éviter toute rupture non ductile comme l'effort tranchant.

Actuellement les connaissances principales pour l'étude d'une structure dans le génie civil est basée sur une étude sismique, l'ingénieur doit savoir tous les codes et les règles qui nous donner une structure ou un système qui diminuai l'effet de séisme parmi les codes :

- RPA 99/2003 le règlement parasismique Algérien.
- ACI 318-19 Building code rééquipements for structural concrète.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est une structure industrielle en béton armée (voir figure 1), la structure classée par le règlement parasismique algérien « RPA 99 VERSION 2003 » comme une zone de sismicité forte Zone III.

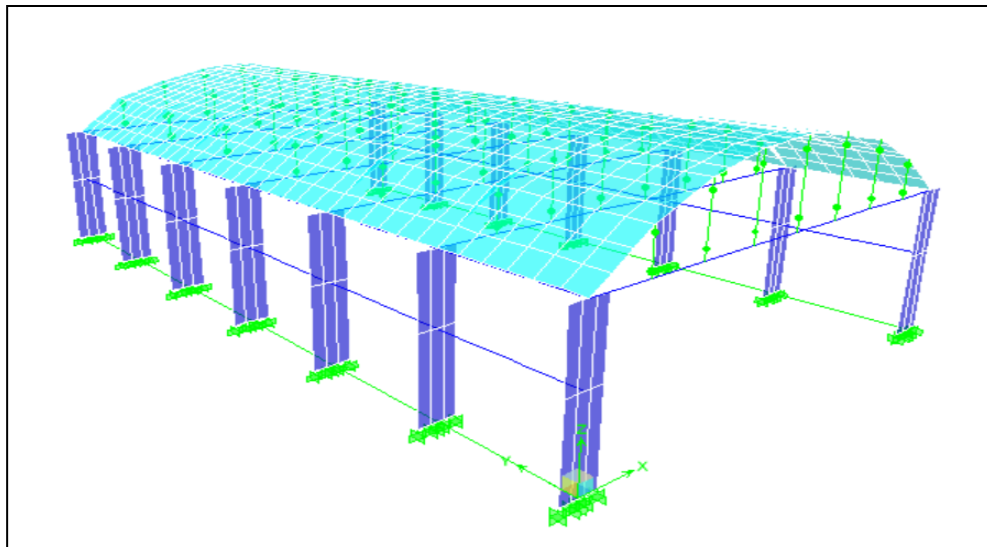


Figure 1: vue en 3D de la structure par ETABS

I.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont :

- Hauteur du premier niveau..... 4.1m.
- Hauteur du deuxième niveau 3.3m.
- Hauteur de la dalle en voute4 m.
- Hauteur totale11.4m.
- Longueur totale de l'ouvrage en plan..... 36m.
- Larguer totale de l'ouvrage en plan.....20m.

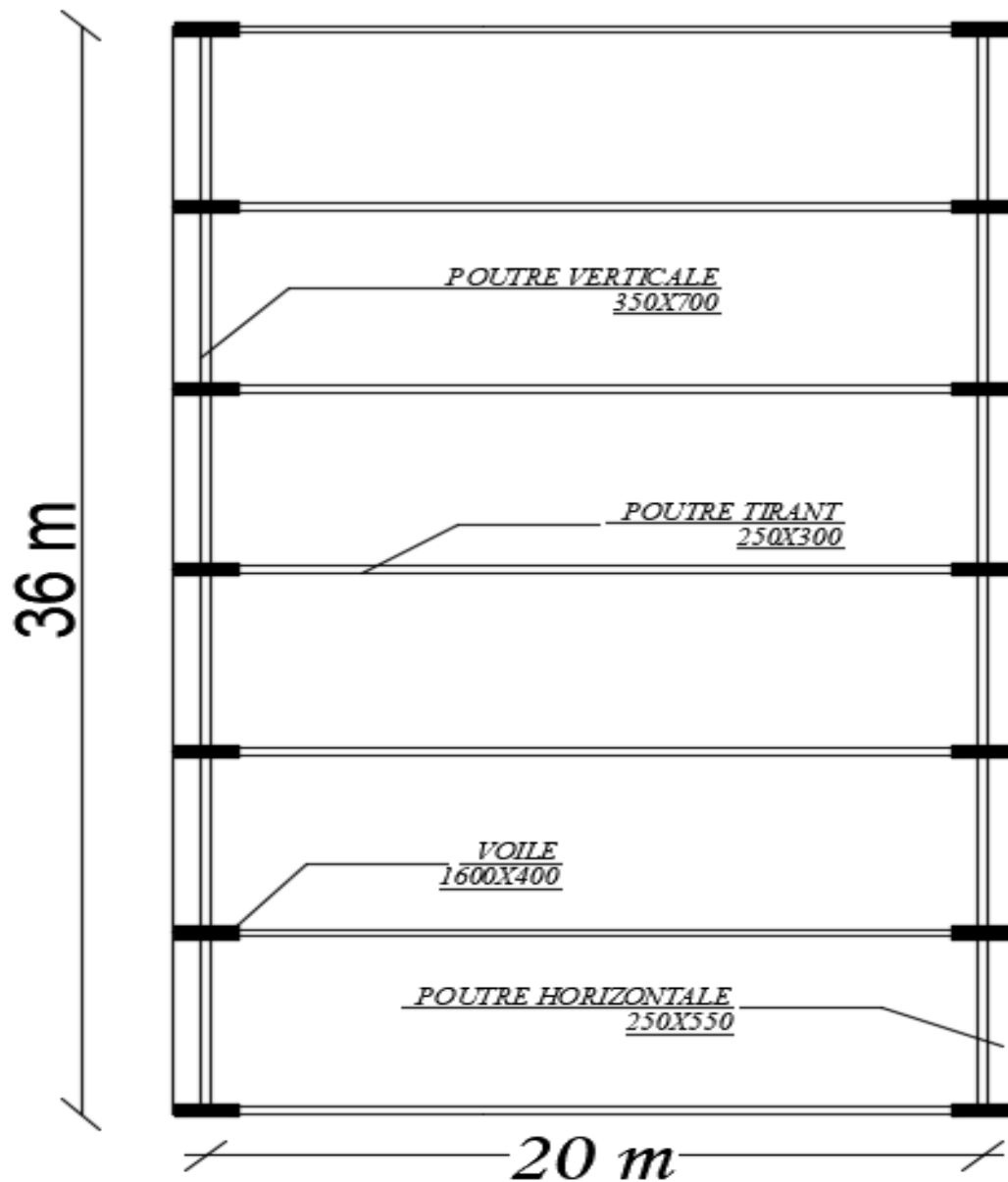


Figure 2 : vue en plan de la structure par AutoCAD

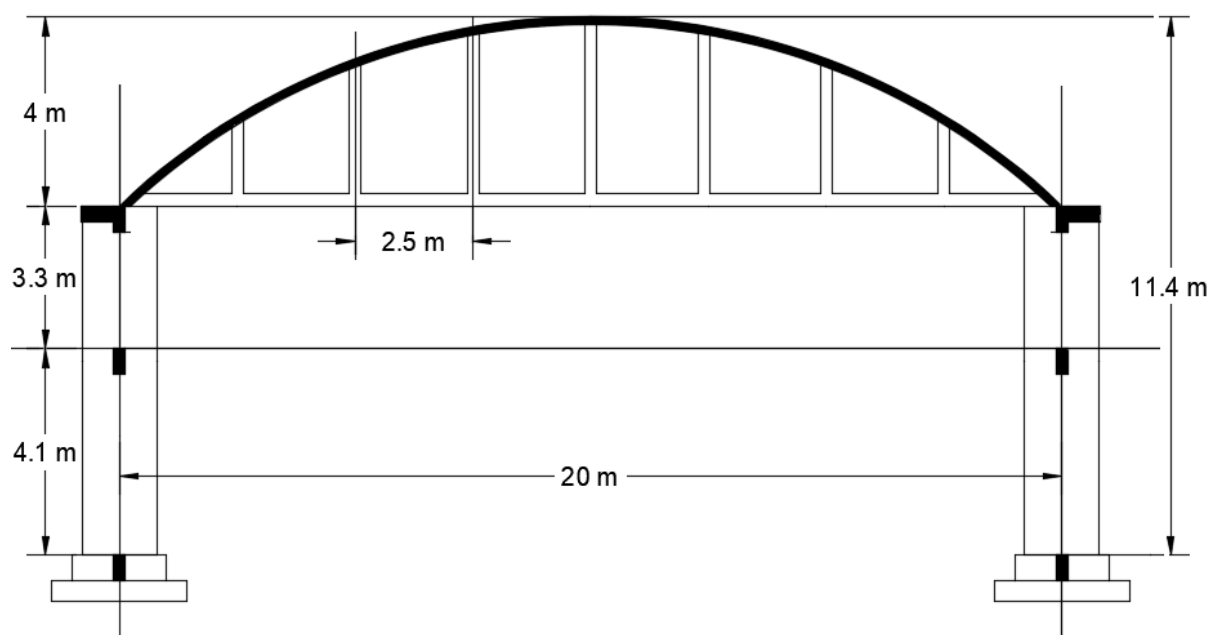


Figure 3: coupe en élévation de la structure par AutoCAD

I.4 Eléments constituant de la structure :

Il existe deux principaux éléments constituant la présente structure :

1. Ossature horizontale : représente la toiture, conçue sous forme d'un arc en béton armé maintenue transversalement par des éléments de stabilités
2. Ossature verticale : la structure est assurée par des poutres et des voiles exigés par le RPA 99 / version 2003, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.5.1 Le béton :

C'est un mélange d'agrégat (gravillons, sable), de liants (ciment) et d'eau dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et un bon comportement après durcissement. Le dosage en ciment varie entre 300-400Kg/m³ de béton mis en œuvre. Au-dessous de 350Kg/m³, les règles BAEL91 ne sont plus applicables.

I.5.1.1 Caractéristique mécanique du béton :

A. Résistance à la compression :

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours, dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1-11, BAEL 91).

$$f = \frac{j \cdot f_{c28}}{(4.46 + 0.83j)} \quad \text{MPa pour } j < 28 \text{ jours}$$

Pour le présent projet on adoptera : $f_{c28} = 30$ MPa

B. Résistance à la traction (Art A-2 12, BAEL91) :

Conventionnellement, elle est définie en fonction de la résistance à la compression par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \quad \text{MPa}$$

$$f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$$

I.5.1.2 Contraintes limites :

A. Contrainte limite à la compression (Art 4 –3 .41, BAEL91) :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{MPa}$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1.50$ en situation courante $\rightarrow f_{bc} = 17$ MPa

$\gamma_b = 1.15$ en situation accidentelle $\rightarrow f_{bc} = 25.5$ MPa

θ coefficient en fonction de la durée d'application des actions

- $\theta = 1$ si durée d'application est supérieure à 24 heures.

- $\theta = 0.9$ si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.

- $\theta = 0.85$ si la durée d'application est inférieure à 1 heure.

B. Contrainte limite de cisaillement (Art A – 5.1.21 BAEL91) :

$\tau_u = \min(0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa})$ pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \min(0.10 f_{c28}, 4 \text{ MPa})$ pour la fissuration préjudiciable.

C. Contraintes de service à la compression (Art A – 4 .5 .2, BAEL91) :

$$\sigma_{bc} = 0.60 f_{c28} \text{ MPa .}$$

$$\sigma_{bc} = 18 \text{ MPa.}$$

I.5.1.3 Module d'élasticité :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation produite correspondante. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules.

A. Module d'élasticité instantané (Art A – 2 .1. 21, BAEL91) :

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$

Avec : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow E_{ij} = 34180 \text{ MPa}$$

D. Module d'élasticité différée (Art A – 2.1.22, BAEL91) :

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Avec : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow E_{ij} = 11497 \text{ MPa}$$

E. Module d'élasticité transversale :

$$G = E / 2 (1+\nu) \text{ MPa}$$

ν : Coefficient de poisson

F. Coefficient de poisson (Art A.2 1 3 BAEL91) :

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

- $\nu = 0,2$ l'état limite de service

- $\nu = 0$ l'état limite ultime

Diagramme contraintes déformations :

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants : L'état limite ultime On adopte le diagramme parabole rectangle ci-dessous (figure 4)

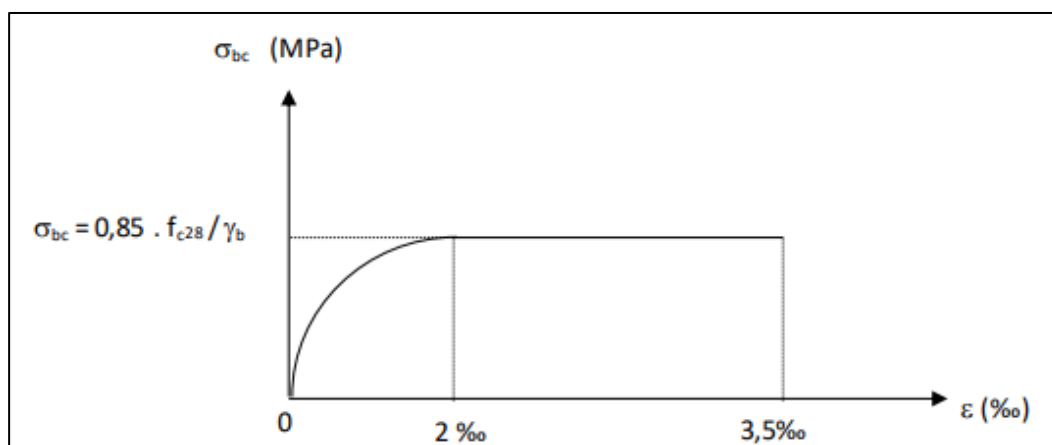


Figure 4 : Diagramme parabol rectangle du béton

I.5.2 Les aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression. Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

I.5.2.1 Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de Fissuration	Coefficient de [ψ] scellement
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22 ‰	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en Treillis	Treillis soudé (T S) TL520 (Φ<6)	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

Tableau 1 : Caractéristiques des aciers utilisés

I.5.2.2 Module d'élasticité longitudinal :

Il est noté (E_s), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

I.5.2.3 Diagramme contrainte déformation :

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contrainte déformation a l'allure suivante (figure 5.)

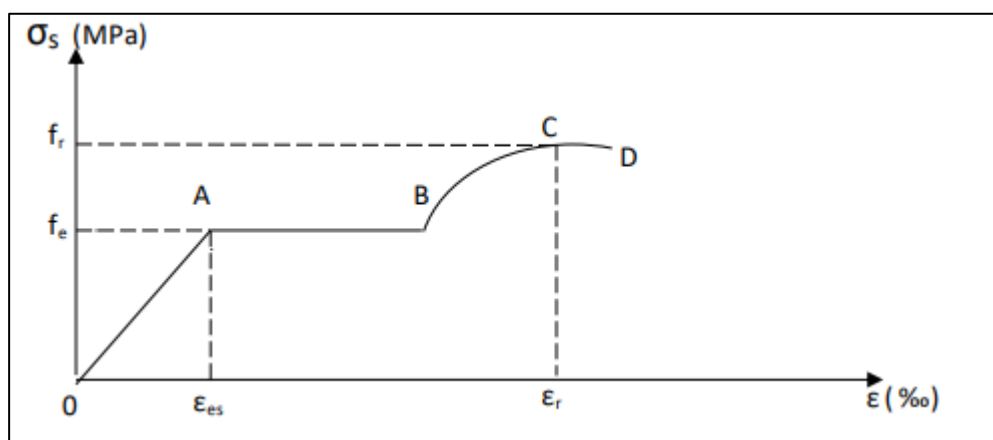


Figure 5 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Avec :

- f_r : Résistance à la rupture.
- f_e : Limite d'élasticité.
- ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.
- ϵ_r : Allongement à la rupture.

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

- Zone 0A : Domaine élastique linéaire.
- Zone AB : Domaine plastique.
- Zone BC : Domaine de raffermississement.
- Zone CD : Domaine de striction.

I.5.2.4 Diagramme contrainte déformation de calcul :

Dans le calcul relatif aux états limites, on utilisera le diagramme simplifié suivant.

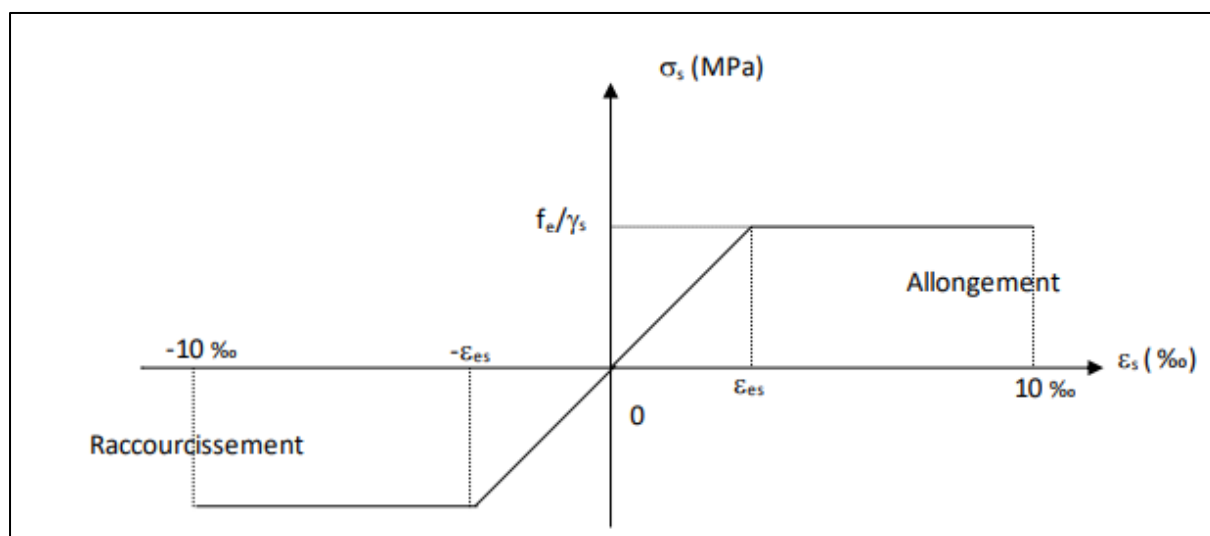


Figure 6 : Diagramme conventionnel contrainte-déformation de l'acier

I.5.2.5 Limite d'élasticité :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{Y_s} \quad Y_s: \text{Coefficient de sécurité}$$

$$Y_s = 1.15 \quad \text{En situation durable}$$

$$Y_s = 1.00 \quad \text{En situation accidentelle}$$

I.5.2.6 La contrainte maximale des armatures tendues à l'E L S :

Afin de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), il est nécessaire de limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. Conformément aux règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

A. Fissuration peu nuisible (BAEL9 / Art 4-5-32)

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

B. Fissuration préjudiciable (BAEL91/Art 4-5-33)

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3f_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{c28}}) \text{ en MPa}$$

C. Fissuration très préjudiciable (BAEL91 / Art 4-5.34)

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(0,5f_e, \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \text{ en MPa}$$

Chapitre II :
Pré dimensionnement et descente de
charges

II.1.Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer les dimensions préliminaires des différents éléments de la structure. Ces dimensions ont été choisies en fonction des exigences de l'Etat Limite de Service (ELS) pour satisfaire aux conditions de flèche à vide, règlement parasismique Algérien (RPA99 édition 2003), des Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé (CBA) 93) et du règlement béton armé aux états limites (BAEL 91). Les dimensions obtenues ne sont pas définitives et pourront être modifiées après vérification lors de la phase de calcul.

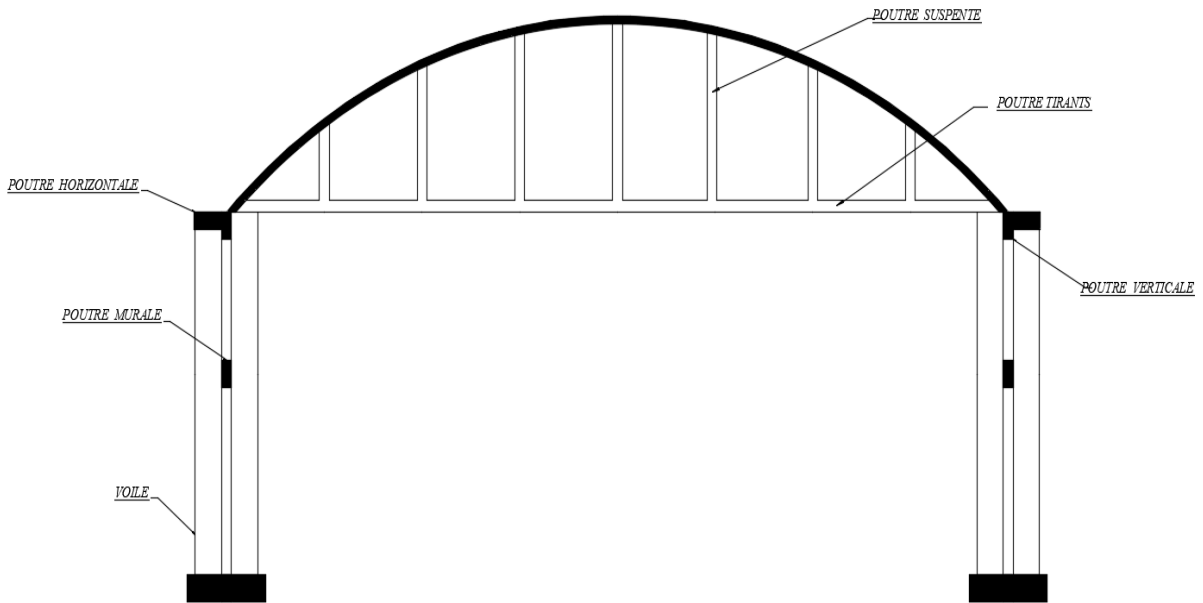


Figure 7: Vue en élévation de la structure

II.2 Pré dimensionnement :

II.2.1 Pré dimensionnement des poutres :

II.2.1.1 Définition :

Il s'agit d'éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est de transférer les charges et surcharges des planchers vers les éléments verticaux (voiles).

En construction, les poutres doivent avoir des sections régulières, qui peuvent être rectangulaires ou carré. Ces sections sont obtenues en satisfaisant les conditions suivantes :

- Critère de rigidité.
- Condition du R.P.A 99

La hauteur h et la largeur b des doivent satisfaire aux dimensions minimales imposées par le RPA :

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

Pour une poutre de portée L , la hauteur sera choisie de telle manière à respecter le critère de rigidité suivant :

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

Une fois la hauteur h déterminée, on se fixe une largeur b comprise entre 30 à 70 % de la hauteur.

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

II.2.1.2 Poutre verticale :

Elle est placée en position verticale pour recevoir les charges transmises par la toiture et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent (voire figure). Elle sera pré dimensionnée selon le Règlement B.A.E.L 91 mode 99 par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par le R.P.A99 version2003.

➤ **Critère de rigidité : « BAEL91 »**

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \quad \text{Avec : } L = 600 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } 40 \text{ cm} \leq h \leq 60 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } h = 50 \text{ cm}$$

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

$$15 \leq b \leq 35$$

$$\text{Donc : } b = 35 \text{ cm}$$

❖ **Remarque :**

Puisque la poutre verticale contribue à la fois à la reprise des actions sismiques et des charges gravitaires importante (toiture en arc de 20m), il est judicieux de prendre les dimensions suivantes $(70 \times 35) \text{ cm}^2$.

➤ **Conditions du RPA99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ h = 70 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{b} = \frac{70}{35} = 2 < 4 \dots\dots\dots CV$$

Donc on fixe les dimensions suivantes : (70, 35) cm²

II.2.1.3 Poutre horizontale :

Elle est placée en position horizontale pour recevoir les charges transmises par la toiture et les réparties aux attaches sur lesquels ces poutres reposent (voire figure II-1).. Elle sera pré dimensionnée selon le règlement B.A.E.L 91 mode 99 par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par le R.P.A99 version 2003 :

➤ **Critère de rigidité : « BAEL91 »**

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \quad \text{Avec : } L = 600 \text{ cm}$$

Soit : $40 \text{ cm} \leq h \leq 60 \text{ cm}$

On prend : $h = 55 \text{ cm}$

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

$$16,5 \leq b \leq 38,5$$

Donc : $b = 25 \text{ cm}$

➤ **Conditions du RPA99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots CV \\ h = 55 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{b} = \frac{55}{25} = 2 < 4 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

Donc on fixe les dimensions suivantes : (55, 25) cm².

II.2.1.4 Poutre murale :

Elle est placée en position horizontale pour recevoir les charges transmises par les murs et les répartir aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent (voire figure II-1).. Elle est pré dimensionnée selon le règlement B.A.E.L 91 mod 99 par la condition de la flèche et vérifiée par le R.P.A99 version 2003 :

➤ **Critère de rigidité : « BAEL91 »**

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \quad \text{Avec : } L = 600 \text{ cm}$$

Soit : $40 \text{ cm} \leq h \leq 60 \text{ cm}$

On prend : $h = 55 \text{ cm}$

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

$$16,5 \leq b \leq 38,5$$

Donc : $b = 25 \text{ cm}$

➤ **Conditions du RPA99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ h = 55 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{h}{b} = \frac{55}{25} = 2 < 4 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Donc on fixe les dimensions suivantes : (55, 25) cm².

II.2.1.5 Poutre tirant :

C'est la poutre qui va supporter la toiture, et travailler à la traction (voire figure II-1).. Elle sera pré Dimensionnée selon le règlement B.A.E.L 91 mod 99 par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par le R.P.A99 version 2003 :

➤ **Critère de rigidité : « BAEL91 »**

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \quad \text{Avec : } L = 250 \text{ cm}$$

Soit : $16,66 \text{ cm} \leq h \leq 25 \text{ cm}$

On prend : $h = 30 \text{ cm}$

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

$7,5 \leq b \leq 17,5$

Donc : $b = 25 \text{ cm}$

➤ **Conditions du RPA99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ h = 55 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{h}{b} = \frac{55}{25} = 2 < 4 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Donc on fixe les dimensions suivantes : (30, 25) cm².

II.2.2 Suspente :

Les dimensions de suspentes estimées : (30,25) cm².

II.2.3 Pré dimensionnement de voile :

- Les voiles en béton armé sont bien adaptés aux sollicitations sismiques, de nombreuses observations ont relevé une bonne tenue des structures avec des voiles en béton armé.
- Les voiles en béton armé sont efficaces car ils possèdent une certaine ductilité et leur rigidité limite les déformations de la structure.
- Les déformations plastiques se concentrent à la base du voile, pour cela il faut favoriser un comportement contrôlé par la flexion avec un élancement suffisant et surtout éviter toute rupture non ductile comme l'effort tranchant.

- Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux. Leur pré dimensionnement se fera conformément à (Art 7-7-1 du RPA99) :

L'épaisseur (e) :

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$h_e \text{ max} = 7,4 \text{ m}$$

$$e = \max \left(\frac{h}{25}, \frac{h}{22}, \frac{h}{20} \right) = \frac{h_e}{20}$$

$$e = \frac{7,40}{20}$$

$$e = 37 \text{ cm}$$

Vérification des exigences du RPA99 (Art 7, 7, 1) :

Ils sont considérés comme voiles de contreventement les voiles satisfaisants à la condition :

$$L_{\text{min}} \geq 4.e$$

$$L_{\text{min}} = 1,5 \text{ m} \geq 4 \times 0,2 = 0,8 \text{ m}$$

Condition vérifiée

L_{min} : portée minimale des voiles

L'ouvrage de groupe d'usage (2) sera implanté à Saida, zone de faible sismicité (I).

L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$$e = 15,30 \text{ cm} > e_{\text{min}} = 15 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

❖ **Le choix** : On adoptera une épaisseur des voiles : $e = 18 \text{ cm}$.

Remarque :

Dans le cadre de cette étude, le pré dimensionnement couvre l'ensemble des quatre cas étudiés. Ces cas représentent diverses configurations et conditions de chargement, offrant ainsi une vue d'ensemble complète des différents scénarios possibles. En intégrant toutes les situations dans le pré dimensionnement, nous pouvons garantir une approche cohérente et rigoureuse pour chacune des configurations analysées.

Chapitre III : Etude sismique

III.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous avons choisi de nous concentrer sur un seul cas parmi les quatre étudiés pour donner une simple idée. La **première** configuration a été sélectionnée pour illustrer les méthodes et résultats sans alourdir la présentation par la répétition. Cette analyse permet d'expliquer clairement notre approche et peut être étendue aux autres cas avec les ajustements nécessaires

III.2 Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamique propre de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

III.3 Présentation du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...Etc.). De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre des masses et des rigidités, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les voiles ont été modélisés par des éléments « SHELL » à quatre nœuds.
- Les dalles ont été modélisées par des éléments « SHELL » (dalles pleines).

III.4 Etude sismique :

Nous avons utilisé RPA99/Version 2003 pour déterminer les paramètres sismiques de la structure et la région pour les deux types de structure (sens 01 et sens 02)

III.5 Calcul de la force sismique totale :

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

A : coefficient d'accélération donne par le tableau des règles RPA99/Version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,03	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau 2: coefficient d'accélération de zone A

Dans ce cas, $A = 0,25$

R : facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 du RPA 2003 en fonction du système de contreventement.

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en

Béton armé $R = 3.5$

Q : Facteur de qualité $Q = 1 + \sum Pq$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau suivant :

Critère q	P _q	
	Observé	Non observé
1. Condition minimale sur les filles de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau 3 : Pénalité à retenir pour le critère de qualité.

Voici les critères à prendre en compte :

- **Selon X** : $Q = (0,10 + 0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,05 + 0,00) + 1 = 1,10$
- **Selon Y** : $Q = (0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00) + 1 = 1,00$
- **W** : Poids totale du bâtiment, W est égal à la somme des poids ,W_i calculés à chaque niveau (i) D'après le RPA 99V2003 (article 4.2.3) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure

W_{Qi}: charge d'exploitation

β : valeur de coefficient de pondération égale à.

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés.	0,2
2	Bâtiments recevant du public temporairement : Salles d'exposition, ... Salles de classes, ...	0,3 0,4
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archive, bibliothèques, réservoirs et ouvrage assimilés.	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus.	0,60

Tableau 4 : Coefficient de pondération

Dans ce cas, le poids a été tiré directement du logiciel ETABS :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i = 7147 \text{ KN}$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement « η » et de la période fondamentale de la structure « T ».

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3s \end{cases}$$

T1 et T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, leurs valeurs sont données par le tableau suivant :

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0,15	0,15	0,15	0,15
T2	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau 5 : Périodes associées à la catégorie de site.

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7(2 + \xi)} \geq 0.7$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton arme	Acier	Béton arme \ maçonnerie
Leger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau 6 : le pourcentage d'amortissement ξ

Nous avons un portique en Béton Armé avec remplissage dense

$$\xi = 7 \%. \text{ Donc : } \eta = 0,882 > 0.7 \dots \text{ CV}$$

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure est calculer par la formule empirique (4.6) de RPA99v2003 (article 4.2.4)

$$T = C_t H_N^{\frac{3}{4}} \dots \dots \dots (1)$$

Hn : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).

CT : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le Tableau (4.6) des RPA99/Version 2003

$$C_t = 0.075$$

$$H_n = 11.4 \text{ m}$$

$$T = 0.46 \text{ sec}$$

Notre site sera site ferme (S2). Donc : $T_2 = 0.40 \text{ sec}$

On adopte la deuxième équation :

$$A_N : D = 2.5 \times 0.88 (0.4 / 0.46)^{(2/3)}$$

$$D = 2.00$$

Direction	A	D	Q	R	W (kn)	V(kn)
X	0,25	2	1,10	3,5	7147	1123,1
Y	0,25	2	1	3,5	7147	1021

Tableau 7 : l'effort tranchant à la base selon ETABS

III.5.1 Analyse de la structure :

III.5.1.1 Représentation des résultats de la méthode statique équivalente :

Après l'analyse automatique par le logiciel ETABS, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,380264	0	95,7	0	95,7	0
2	0,288827	78,5615	0	78,5615	95,7	0,0045
3	0,20263	0,0106	0	78,5722	95,7	87,271
4	0,088718	12,5773	0	91,1495	95,7	0,0375
5	0,06642	0	0,2149	91,1495	95,9149	0
6	0,062447	0	0,4414	91,1495	96,3563	0
7	0,059344	0	3,6411	91,1495	99,9974	0

Tableau 8 : Période et fréquences du modèle

Interprétation des résultats :

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants :

- La période fondamentale $T = 0.38 \text{ sec}$.

- Le 1er mode est un mode de translation selon l'axe X
- Le 2ème mode c'est un mode de torsion
- Le 3ème mode est un mode de translation selon l'axe Y
- L'effort tranchant à la base :

Output Case	Case Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
EX	LinStatic	-556,9	0	0	0	-3536	10028
EY	LinStatic	0	-503,7	0	3198,2	0	-5034
POIDS	Combination	0	0	7147	128652	-71468	0

Tableau 9 : l'effort tranchant à la base selon ETABS

III.5.1.2 Vérifications des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

- δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)
- R : coefficient de comportement, notre cas $R=3.5$

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$D_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

L'article 5.10 du RPA99/version2003 :

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que :

$$D_k \leq D_{adm} = 0.01h_e$$

- h_e : étant la hauteur de l'étage considéré
- D_{adm} : déplacement admissible, égale à (1% h_e)

Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	UX	UY
				m	m
H1ER	D2	EX	LinStatic	0,0008	0
H1ER	D2	EY	LinStatic	0	0,0026
H RDC	D1	EX	LinStatic	0,0003	0
H RDC	D1	EY	LinStatic	0	0,0015

Tableau 10 : Vérifications des déplacements

Sens transversale X-X :

Déplacements inter étage dans le sens x :						
Etage	Hauteur	Δe_k	Δk dep réel	$\Delta k = \Delta k - \Delta k - 1$ dep élastique relatif	Δk_{adm}	Remarque
H1er	3,3	0,0008	0,0028	0,00175	0,033	OK
HDC	4,1	0,0003	0,00105	0,00105	0,041	OK

Tableau 11 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X

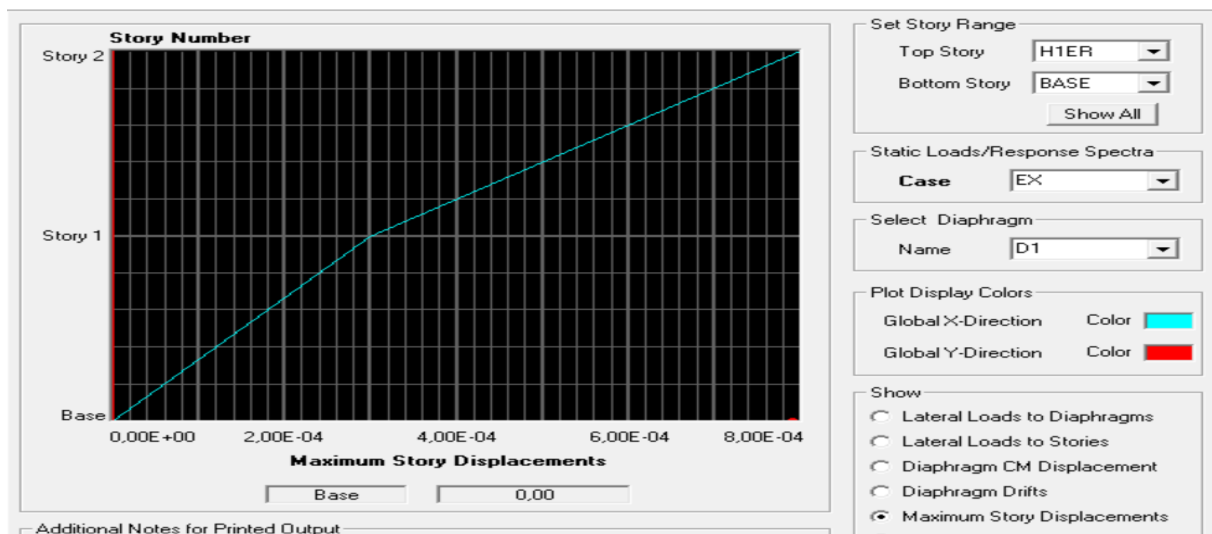


Figure 8 : Vérifications des Vérification des déplacements inter-étages dans le sens X

Sens longitudinale Y-Y :

Déplacements inter étage dans le sens y :						
Etage	Hauteur	Δe_k	Δk dep réel	$\Delta k = \Delta k - \Delta k - 1$ dep élastique relatif	Δk_{adm}	Remarque
H1er	3,3	0,0026	0,0091	0,00385	0,033	OK
HDC	4,1	0,0015	0,00525	0,00525	0,041	OK

Tableau 12 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y

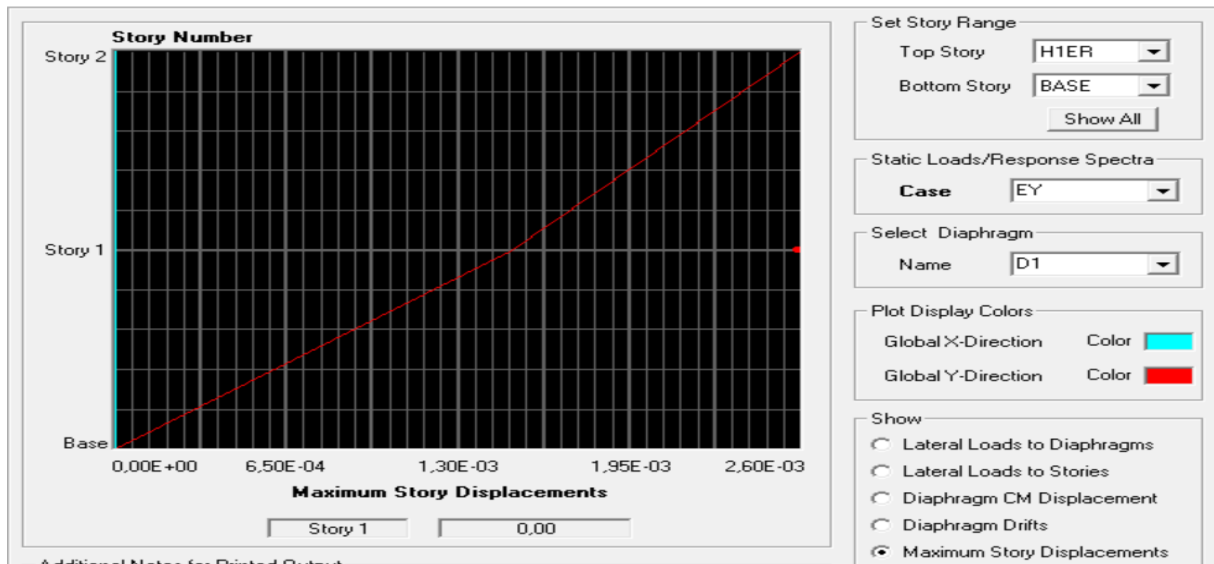


Figure 9 : Vérification des déplacements inter-étages dans le sens Y

III.5.1.3 Justification de l'effet P-Δ : RPA99-v2003 (Article :5.9)

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-D) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$q = P_k \times D_k / V_k \times h_k \leq 0.1$$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »
- D_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.
- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.
- h_k : Hauteur de l'étage k

Story	Load	Loc	P	VX	VY
H1ER	EX	Bottom	0	-379,59	-343,32
H RDC	EX	Bottom	0	-556,93	-503,72

Tableau 13 : Justification de l'effet P-Δ : RPA99-v2003 (Article :5.9)

Sens transversale X-X :

Sens-X						
Niveau	hK (m)	PK(KN)	VK(KN)	Δk (m)		
H1er	3.3	1623.3343	379.59	0.033	0.04276546	OK
HRDC	4.1	3548.5242	556.93	0.041	0.0637158	OK

Tableau 14 : Sens transversale X-X

Sens longitudinal Y-Y :

Sens-Y						
Niveau	hK (m)	PK(KN)	VK(KN)	Δk (m)		
H1er	3.3	1623.3343	343.32	0.033	0.04728342	OK
HRDC	4.1	3548.5242	503.72	0.041	0.07044636	OK

Tableau 15 : Sens longitudinal Y-Y

**Chapitre IV : Dimensionnement parasismique des
voiles de contreventement selon le code
parasismique algérien RPA 99 V 2003**

IV.1 Introduction :

Les voiles sont des éléments verticaux assurant essentiellement la transmission des charges et des surcharges aux fondations et sont chargés de reprendre les efforts horizontaux dus au séisme.

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La figure 7 montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

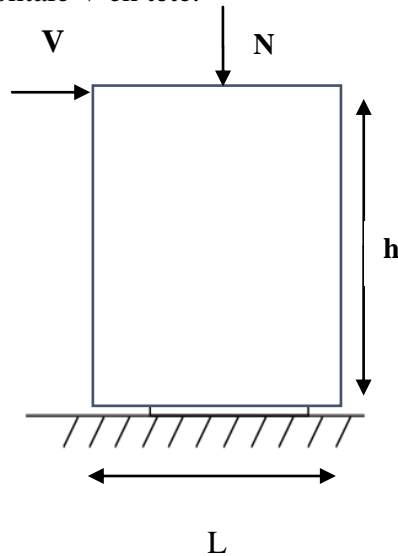


Figure 10 : Voile Sollicite en flexion compose

Le voile est donc sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

1. D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage p_{vo}) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage p_v).
2. D'armatures horizontales, parallèles aux faces du mur, elles aussi uniformément réparties et de pourcentage p_H .
3. D'armatures transversales (épingles) perpendiculaires aux parements du voile.

- Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. A la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

Enfin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

IV.2 Le principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$. Vérification du béton.
- $0,8G + E$. Calcul des aciers de flexion.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode de contraintes et vérifier selon le règlement RPA 99/2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs).
- Armatures transversales.

IV.3 La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} v$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie

On distingue 3 cas :

- **Premier cas :**

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$. La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 : $A_{min} = 0,15\% \times a \times L$

- **Deuxième cas :**

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$. La section du voile est entièrement tendue « pas de zone comprimée ».

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$. On compare A_v par la section minimale exigée par le RPA 99/2003 :

- Si : $A_v < A_{min} = 0,15\% \times a \times L$, on ferraille avec la section minimale.
- Si : $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .

- **Troisième cas :**

(σ_1 et σ_2) Sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

a) Armatures verticale :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton. Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

b) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément du mur limité par des ouvertures, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales données comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%.
- En zone courante 0,10%.

d) Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12 mm Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètres de 6 mm lorsque les barres Longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm et de 8 mm dans le cas contraire.

c) Armatures de coutures :

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de coulage, leur section est donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \\ T = 1,4V_u \end{cases}$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

IV.4 Ferrailage des voiles :

Nous avons utilisé les combinaisons $0,8G + E$ et $G + Q \pm E$ dans le calcul de RPA 99 V 2003 parce que elles sont les plus proches des combinaisons recommandées par ACI-318

IV.4.1 Premier Cas :

Dans ce cas, gardons la structure telle qu'elle est dans les conceptions (les voiles selon X et les poutres).

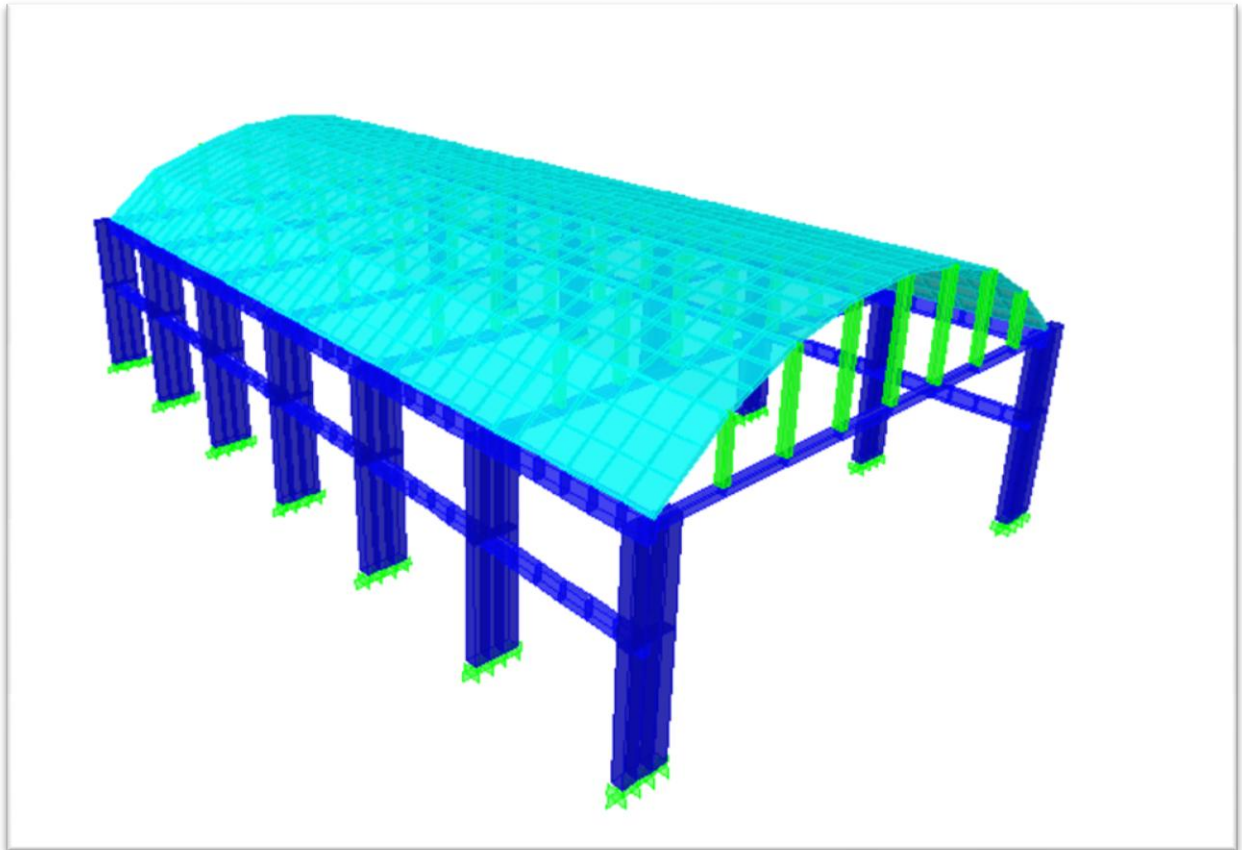


Figure 11: Vue 3D de la structure ETABS -cas 1-

$$B = 0,64 \text{ m}^2$$

$$I = 0,136 \text{ m}^4$$

Combinaison : $0,8G + Ex$:

$$N=498,29 \text{ KN/m.}$$

$$M = 269,69 \text{ KN/m.}$$

$$Vu= 51,51 \text{ KN.}$$

IV.4.1.1 Détermination des contraintes :

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} v = \frac{498,29 \times 10^{-3}}{0,64} - \frac{269,69 \times 10^{-3}}{0,136} \times 0,8 = -0,807 \text{ MPA}$$

Chapitre IV : Dimensionnement parasismique des voiles de contreventement

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} v = \frac{498,29 \times 10^{-3}}{0,64} + \frac{269,69 \times 10^{-3}}{0,136} \times 0,8 = 2,36 \text{ MPA}$$

On est dans le 3eme cas, (σ_1 et σ_2) Sont de signe différent, la section du voile est partiellement tendue donc il ya deux zones « zone comprimée et zone tendue » :

$$L_c = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L \qquad L_c = \frac{2,36}{2,36 + 0,807} \times 1,6 = 1,2 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c \qquad L_t = 1,6 - 1,2 = 0,4 \text{ m}$$

IV.4.1.2 Calcul des armatures verticales :

Zone	1	2
Dimension (m^2)	$S_1 = 0,4 \times 0,16 = 0,064 \text{ m}^2$	$S_2 = 0,4 \times 0,24 = 0,096 \text{ m}^2$
Position du centre par apport au point de contrainte nulle (m)	$\frac{0,16}{2} + 0,24 = 0,32 \text{ m}$	$\frac{0,24}{2} = 0,12 \text{ m}$
Contraintes (MPa)	$\sigma_1 = \frac{-0,807 \times 0,32}{0,4}$ $\sigma_1 = -0,645 \text{ MPa}$	$\sigma_2 = \frac{-0,807 \times 0,12}{0,4}$ $\sigma_2 = -0,242 \text{ MPa}$
Force de traction (Mn)	$F_1 = \sigma_1 \times S_1$ $F_1 = -0,645 \times 0,064$ $F_1 = -0,0412 \text{ Mn}$	$F_2 = \sigma_2 \times S_2$ $F_2 = -0,242 \times 0,096$ $F_2 = 0,0232 \text{ Mn}$
Section d'acier (cm^2)	$A_1 = \frac{F_1}{f_e}$ $A_1 = \frac{0,0412}{400}$ $A_1 = 1,03 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ $A_1 = 1,03 \text{ cm}^2$	$A_2 = \frac{F_2}{f_e}$ $A_2 = \frac{0,0232}{400}$ $A_2 = 0,58 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ $A_2 = 0,58 \text{ cm}^2$
Acier minimale (Cm^2)	$A_{\min 1} = 0,002 \times S_1$ $A_{\min 1} = 0,002 \times 0,064$ $A_{\min 1} = 1,28 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ $A_{\min 1} = 1,28 \text{ cm}^2$	$A_{\min 2} = 0,002 \times S_2$ $A_{\min 2} = 0,002 \times 0,096$ $A_{\min 2} = 1,92 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ $A_{\min 2} = 1,92 \text{ cm}^2$

Tableau 16 : Calcul des armatures verticales –cas 1-

IV.4.1.3 Armatures de couture :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \frac{L_t}{L} = 1,1 \frac{1,4 Vu}{f_e} \frac{L_t}{L} = 1,1 \frac{1,4 \times 0,05151}{400} \frac{0,4}{1,6} = 0,495 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{vj} = 0,495 \text{ cm}^2$$

IV.4.1.4 Armatures totale :

➤ ZONE1 : $A_{v1} = A1 + A_{vj} = 1,03 + 0,495 \times \frac{0,16}{0,4} = 1,24 \text{ cm}^2$.

➤ ZONE2 : $A_{v2} = A2 + A_{vj} = 0,58 + 0,495 \times \frac{0,24}{0,4} = 0,905 \text{ cm}^2$.

On a :

$$A_{\min 1} (1,28 \text{ cm}^2) > A1 + A_{vj} (1,24 \text{ cm}^2).$$

$$A_{\min 2} (1,92 \text{ cm}^2) > A2 + A_{vj} (0,905 \text{ cm}^2).$$

Donc on ferraille avec la section minimale :

➤ ZONE1 : le choix des armatures : $5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$.

➤ ZONE2 : le choix des armatures : $4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

Espacement :

$$St = 16 - 3 - (2 \times 1)$$

$$St = 11 \text{ cm}$$

IV.4.1.5 Armatures courante :

On ferraille avec la section minimale

$$A_{\min} = 0,10\% \cdot b \cdot l$$

$$A_{\min} = 0,001 \times 40 \times 80$$

$$A_{\min} = 3,2 \text{ cm}^2$$

Le choix des armatures : $6T10 = 4,71 \text{ cm}^2$

Espacement : $St = \frac{80 - 3 \times 1}{3}$

$$St = 25 \text{ cm}$$

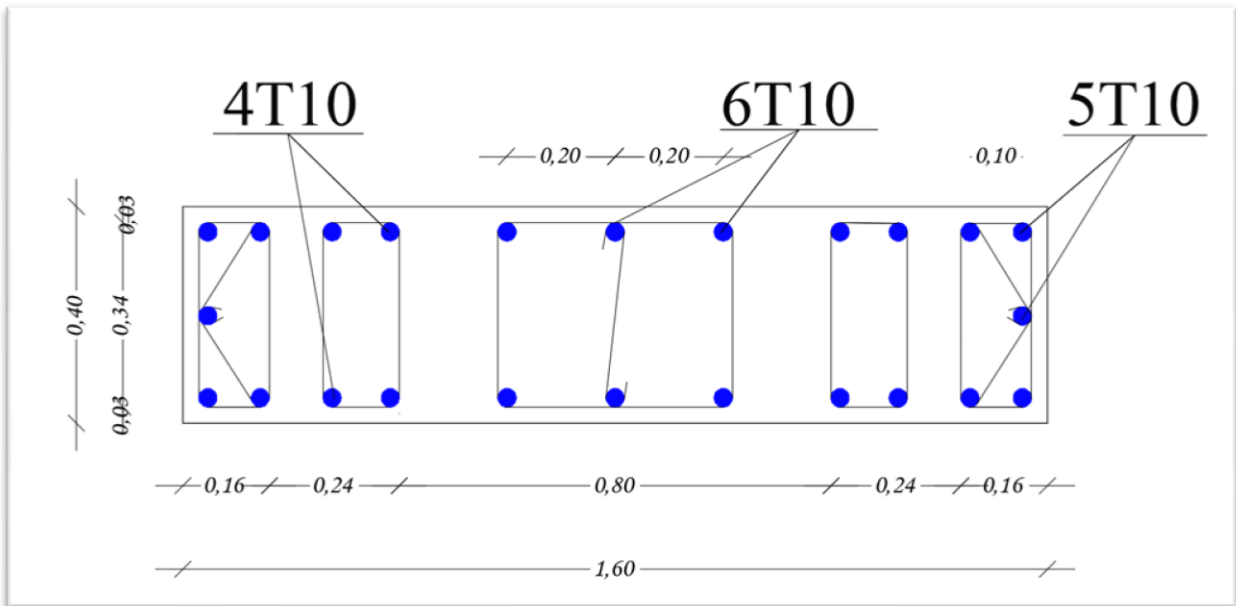


Figure 12: schéma de Ferrailage verticale de voile -cas 1-selon RPA

IV.4.1.6 Armatures horizontales résistant à l'effort tranchant :

D'après B.A.E.L 91 (chap. 7 Art 3-1) la section A_t des armatures est donnée par :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj}K}{0.8f_e(\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

- τ_u : Contrainte tangente conventionnelle Avec : $\tau_u = \frac{V}{b_0 \times d}$
- S_t : Espacement d'armatures.
- f_{tj} : Résistance à la traction.
- f_e : Limite élastique.
- $k = 0$: (Dans notre cas, nous n'avons pas de reprise de bétonnage). Selon le RPA : (Art 7.2.2 du RPA99 V2003) :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$.

D'Ou :

- $\bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\tau}_b = 0.2 \times 30 = 6 \text{KN/m}^2$.
- $\tau_b = \frac{\bar{v}}{b_0 \times d}$ Avec : $\bar{V} = 1.4 \times V_{u_{\text{calcul}}}$
- b_0 : Épaisseur du voile.
- d : Hauteur utile = $0.9 \times h$ Avec : h : Hauteur totale de la section brute.

D'autre part le RPA 99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

- $A_{\text{min}} = 0.15\%$ Globalement dans la section du voile.

- $A_{\min} = 0.10\%$ En zone courante.

Exemple de calcul :

$$* V = 51,51 \text{ KN}$$

$$-\tau_u = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} = \frac{1,4 \times 51,51 \times 10^{-3}}{0,40 \times 0,9 \times 7,40} = 0,027 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,027 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 6 \text{ MPa}$$

Selon le BAEL :

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$S_t \leq \min(1,5 \times a; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{0,4 \times 0,3 \times 0,027 \times 10^4}{0,8 \times 400 \times 1}$$

$$A_t \geq 0,101 \text{ cm}^2 \text{ pour un esp} = 20 \text{ cm}$$

Selon le RPA :

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot b \cdot h$$

$$A_{\min} = 0,0015 \times 40 \times 100$$

$$A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec la section minimale :

$$A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$$

Le choix des armatures : 8T10 = 6,28 cm²

Espacement : $St = \frac{100-3-(4 \times 1)}{3}$

$$St = 30 \text{ cm}$$

IV.4.2 Deuxième Cas : (avec la dalle)

Dans ce cas nous avons apporté une modification en ajoutant une toiture de surface de (20× 30) m² qui est perpendiculaire aux voiles à une longueur 7,4 m

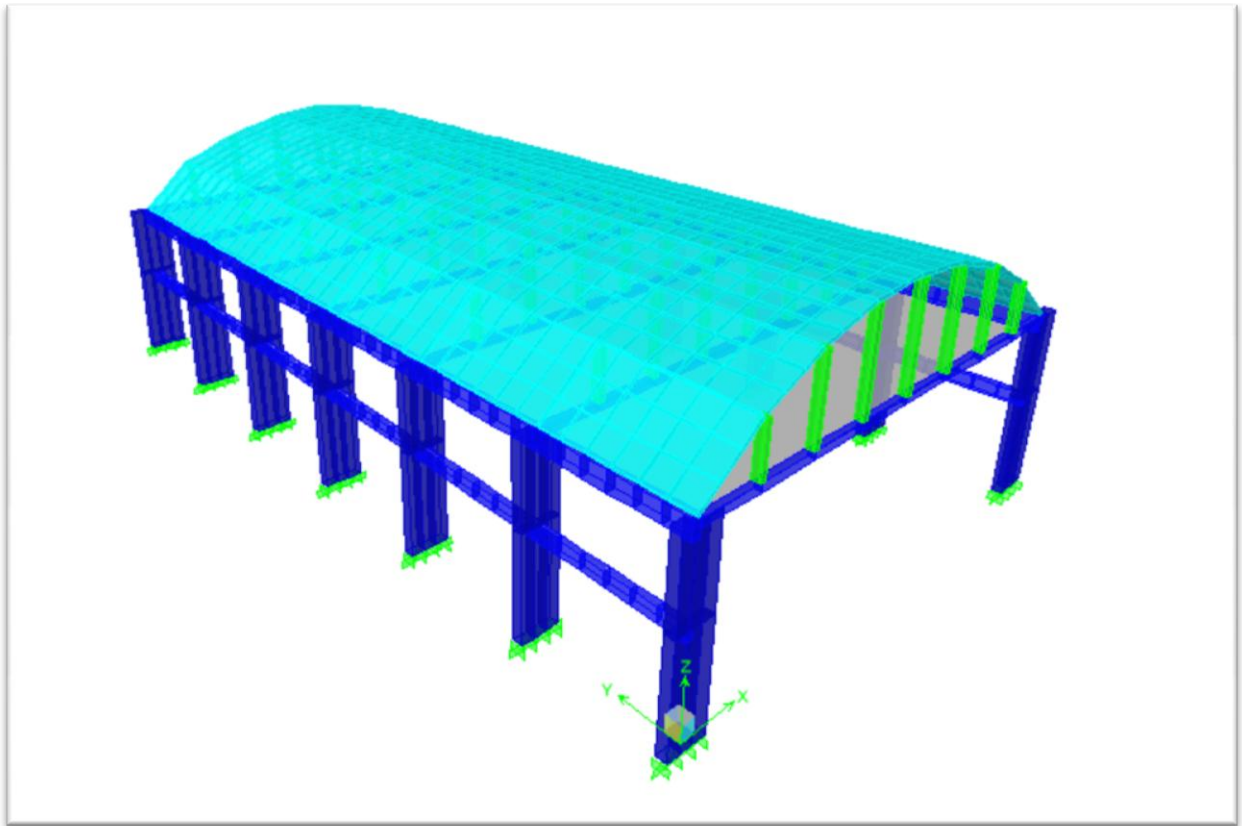


Figure 13: Vue en 3D ETABS -cas 2-

$$B = 0,64 \text{ m}^2$$

$$I = 0,136 \text{ m}^4$$

Combinaison : $0,8G + Ex$:

$$N = 1221,51 \text{ KN/m}$$

$$M = 1077,20 \text{ KN/m}$$

$$V_u = 253,12 \text{ KN}$$

IV.4.2.1 Détermination des contraintes :

$$\sigma_{\min} = -4,428 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\max} = 8,245 \text{ MPA}$$

On est dans le 3eme cas, (σ_1 et σ_2) Sont de signe différent, la section du voile est partiellement tendue donc il ya deux zones « zone comprimée et zone tendue » :

$$L_c = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L \quad L_c = \frac{8,245}{8,245 + 4,428} \times 1,6 = 1,04 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c \quad L_t = 1,6 - 1,04 = 0,56 \text{ m}$$

IV.4.2.2 Calcul des armatures verticales :

ZONE	1	2
Dimension (m²)	S1=0,4×0,16=0,064 m²	S2=0,4×0,4=0,16 m²
Position du centre par apport au point de contrainte nulle(m)	$\frac{0,16}{2} + 0,4 = 0,48 \text{ m}$	$\frac{0,4}{2} = 0,2 \text{ m}$
Contraintes (MPa)	$\sigma 1 = \frac{-4,428 \times 0,48}{0,56} = -3,795 \text{ MPa}$	$\sigma 2 = \frac{-4,428 \times 0,2}{0,56} = -1,58 \text{ MPa}$
Force de traction (Mn)	$F1 = \sigma 1 \times S1$ $F1 = -3,795 \times 0,064$ $F1 = -0,242 \text{ Mn}$	$F2 = \sigma 2 \times S2$ $F2 = -1,58 \times 0,16$ $F2 = 0,252 \text{ Mn}$
Section d'acier (cm²)	$A1 = \frac{F1}{f_e}$ $A1 = \frac{0,242}{400}$ $A1 = 6,05 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ $A1 = 6,05 \text{ cm}^2$	$A2 = \frac{F2}{f_e}$ $A2 = \frac{0,252}{400}$ $A2 = 6,30 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ $A2 = 6,30 \text{ cm}^2$
Acier minimale (Cm²)	$A_{\min 1} = 0,002 \times S1$ $A_{\min 1} = 0,002 \times 0,064$ $A_{\min 1} = 1,28 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ $A_{\min 1} = 1,28 \text{ cm}^2$	$A_{\min 2} = 0,002 \times S2$ $A_{\min 2} = 0,002 \times 0,16$ $A_{\min 2} = 3,2 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ $A_{\min 2} = 3,2 \text{ cm}^2$

Tableau 17 : Calcul des armatures verticales -cas 2-

IV.4.2.3 Armatures de couture :

$$Av_j = 1,1 \frac{T}{f_e} \frac{Lt}{L} = 1,1 \frac{1,4 Vu}{f_e} \frac{Lt}{L} = 1,1 \frac{1,4 \times 0,22312}{400} \frac{0,56}{1,6} = 3,006 \times 10^{-4} \text{ m}^2.$$

$$Av_j = 3,006 \text{ cm}.$$

IV.4.2.4 Armatures totale :

➤ **ZONE1 :** $Av1 = A1 + Av_j = 6,05 + 3,006 \times \frac{0,16}{0,56} = 6,90 \text{ cm}^2$

➤ **ZONE2 :** $Av2 = A2 + Av_j = 6,30 + 3,006 \times \frac{0,4}{0,56} = 8,44 \text{ cm}^2$

On a :

$$A_{\min 1} (1,28 \text{ cm}^2) < A_1 + A_{vj} (6,9 \text{ cm}^2).$$

$$A_{\min 2} (3,2 \text{ cm}^2) < A_2 + A_{vj} (8,44 \text{ cm}^2).$$

Donc on ferraille avec la section totale :

➤ **ZONE1** : le choix des armatures : $5T14 = 7,7 \text{ cm}^2$

➤ **ZONE2** : le choix des armatures : $8T14 = 12,31 \text{ cm}^2$

Espacement :

➤ **ZONE 1** : $\text{espacement} = 0,16 - 0,03 - (0,014 \times 2) = 0,1 \text{ m}$

$$St = 10 \text{ cm}$$

➤ **ZONE 2** : $\text{espacement} = \frac{0,4 - (0,014 \times 4)}{3} = 0,09 \text{ m}$

$$St = 10 \text{ cm}$$

IV.4.2.5 Armatures courante :

On ferraille avec la section minimale

$$A_{\min} = 0,10\% \cdot b \cdot l$$

$$A_{\min} = 0,001 \times 40 \times 48$$

$$A_{\min} = 1,92 \text{ cm}^2$$

Le choix des armatures : $2T12 = 3,02 \text{ cm}^2$

Espacement : $\text{espacement} = \frac{0,48 - (0,012)}{2} = 0,236 \text{ m}$

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

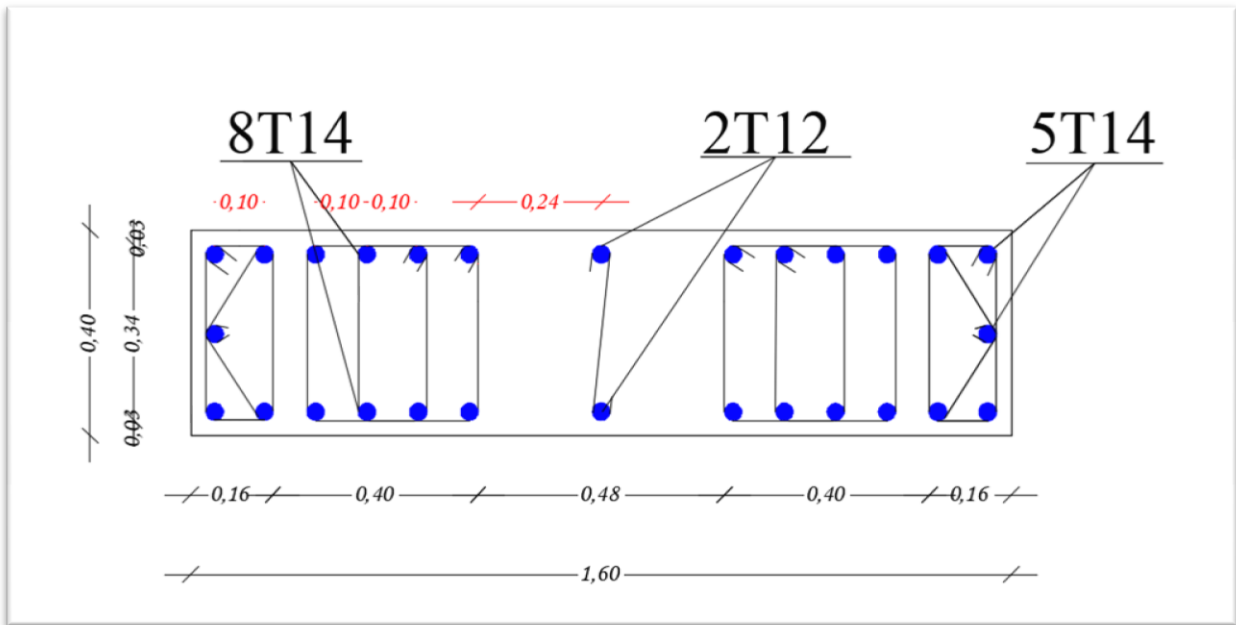


Figure 14: Schéma Ferrailage verticale de voile -cas 2-selon RPA

IV.4.2.6 Armatures horizontales résistant à l'effort tranchant :

Exemple de calcul :

$$V = 223,12 \text{ kN}$$

$$-\tau_u = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} = \frac{1,4 \times 223,13 \times 10^{-3}}{0,40 \times 0,9 \times 7,40} = 0,117 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,027 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 6 \text{ MPa}$$

Selon le BAEL :

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$S_t \leq \min(1,5 \times a; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{0,4 \times 0,3 \times 0,117 \times 10^4}{0,8 \times 400 \times 1}$$

$$A_t \geq 0,438 \text{ cm}^2 \text{ pour un esp} = 30 \text{ cm}$$

Selon le RPA :

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot b \cdot h$$

$$A_{\min} = 0,0015 \times 40 \times 1 \text{ m}$$

$$A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec la section minimale :

$$A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$$

le choix des armatures : **8T10 = 6,28 cm²**

Espacement : $St = \frac{100 - 3 - (4 \times 1)}{3} = 0,3 \text{ m}$

$$St = 30 \text{ cm}$$

IV.4.3 Troisième Cas :

Nous avons modifié la structure en conservant la surface telle quelle, en enlevant les premières voiles et en plaçant une voile de 18 mètres selon Y au centre de la longueur de la structure et en ajoutant un poteau de (60× 60) m² a chaque coin

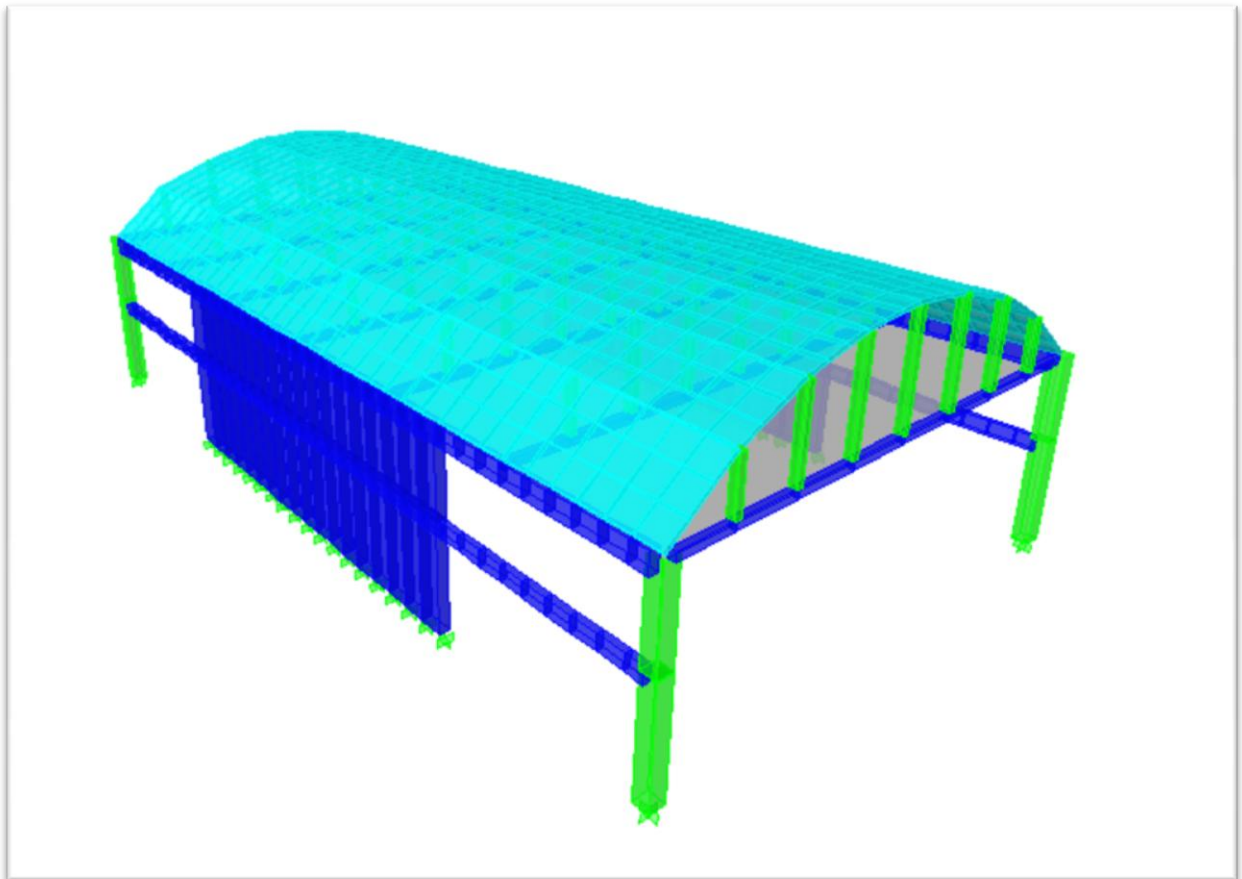


Figure 15: Vue en 3D ETABS -Cas 3-

$$B = 7,2 \text{ m}^2.$$

$$I = 194,4 \text{ m}^4.$$

Combinaison : 0,8G EY :

$$N=6137,09 \text{ KN/m.}$$

$$M = 8092,62 \text{ KN/m.}$$

$$Vu= 1099,48 \text{ KN.}$$

IV.4.3.1 Détermination des contraintes :

$$\sigma_{\min} = 0,447 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{\max} = 1,22 \text{ MPA.}$$

$(\sigma_{\min} \text{ et } \sigma_{\max}) > 0$. La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ».

IV.4.3.2 Calcul des armatures verticales :

Le voile armé par le minimum exigé par le RPA 99/2003

➤ **Zone courante :**

$$A_{\min} = 0,10\% \times a \times L.$$

$$A_{\min} = 0,0010 \times 40 \times 1440$$

$$A_{\min} = 57,6 \text{ cm}^2.$$

➤ **Zone d'about :**

$$A_{\min} = 0,10\% \times a \times L.$$

$$A_{\min} = 0,0010 \times 40 \times 180$$

$$A_{\min} = 7,2 \text{ cm}^2$$

Le choix des armatures : 47T10 /St(30cm)+ 18T10 /St(20cm)

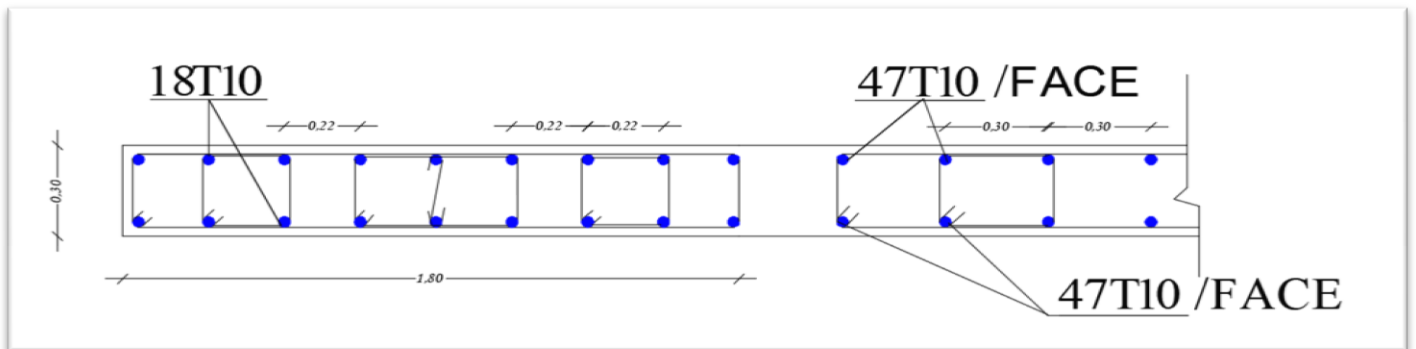


Figure 16: Schéma Ferrailage verticale de voile -Cas 3-selon RPA

IV.4.3.3 Armatures horizontales résistant à l'effort tranchant :

Exemple de calcul :

$$* V = 1099,48 \text{ KN}$$

$$- \tau_u = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} = \frac{1,4 \times 1099,48 \times 10^{-3}}{0,40 \times 0,9 \times 7,40} = 0,577 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,577 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 6 \text{ MPa}$$

Selon le BAEL:

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$S_t \leq \min(1,5 \times a; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{0,4 \times 0,3 \times 0,577 \times 10^4}{0,8 \times 400 \times 1}$$

$$A_t \geq 2,16 \text{ cm}^2 \text{ pour un esp} = 20 \text{ cm}$$

Selon le RPA :

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot b \cdot h$$

$$A_{\min} = 0,0015 \times 40 \times 100$$

$$A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec la section minimale :

$$A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$$

le choix des armatures : $8T10 = 6,28 \text{ cm}^2$

Espacement : $St = \frac{100-3-(4 \times 1)}{3} = 0,3 \text{ m}$

$$St = 30 \text{ cm}$$

IV.4.4 Quatrième Cas :

Dans ce cas, nous avons conçu selon X et selon Y des voiles 3D en L aux extrémités de la structure, d'une épaisseur 0,3 m et longueur de 2 m et de largeur de 2 m , tout en maintenant les voiles de 0,4 m selon l'axe X tous 6 mètres.

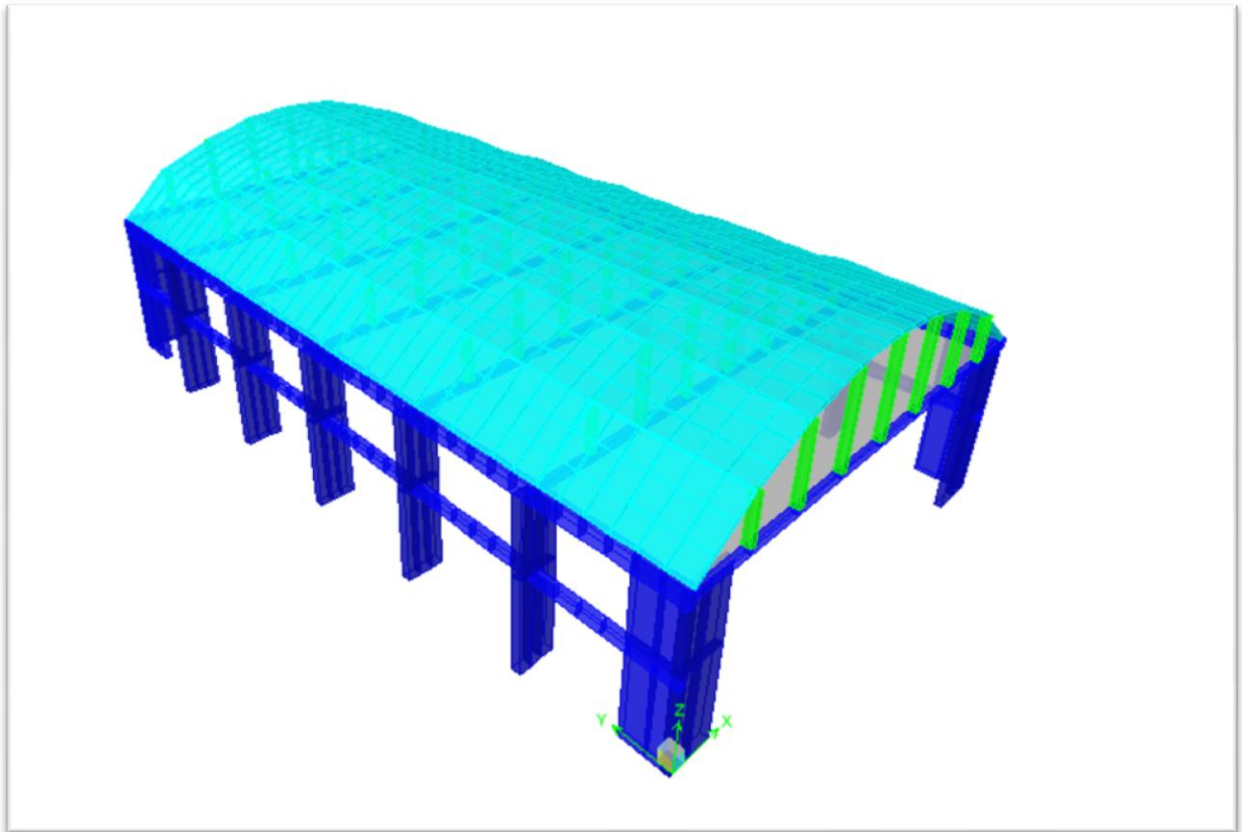


Figure 17 : Vue en 3D ETABS -cas 4-

$$B_T = 2 \times 0,3 + 1,77 \times 0,3$$

$$B_T = 1,1 \text{ m}^2.$$

$$X_G = \frac{(0,3 \times 2 \times 0,15) + (1,7 \times 0,3 \times 1,15)}{1,1} = 0,61 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{(0,3 \times 2 \times 1) + (1,7 \times 0,3 \times 0,15)}{1,1} = 0,61 \text{ m}$$

$$I = \frac{2 \times (0,3)^3}{12} + (0,3)(2)(0,46)^2 + \frac{0,3 \times (1,7)^3}{12} + (1,7)(0,3)(0,24)^2$$

$$I_r = 0,284 \text{ m}^4.$$

Combinaison : 0,8G Ex :

$$N = 918,33 \text{ KN/m.}$$

$$M = 1897,83 \text{ KN/m.}$$

$$V_u = 303,68 \text{ KN.}$$

IV.4.4.1 Détermination des contraintes (Selon sens -X) :

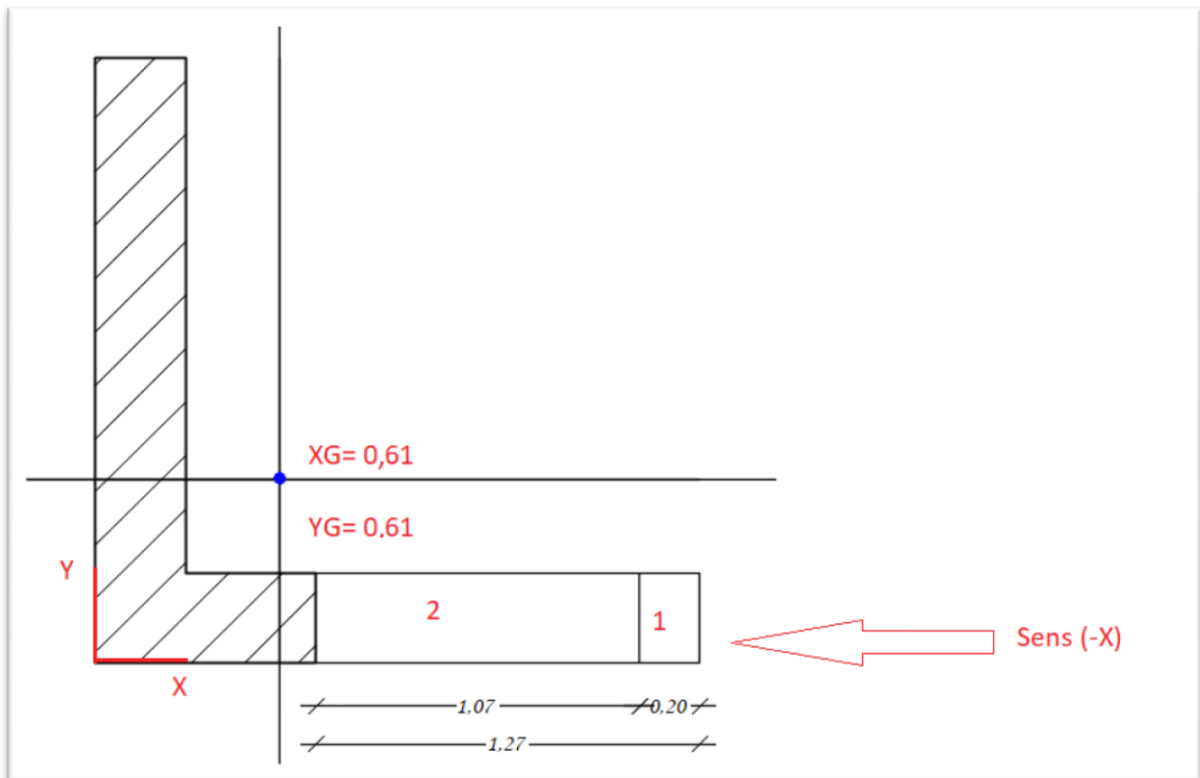


Figure 18: La direction d'étude le -cas 4- selon (-X)

$$\sigma_{\max} = 4,9 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{\min} = -8,46 \text{ MPA}$$

On est dans le 3eme cas, (σ_{\min} et σ_{\max}) Sont de signe différent, la section du voile est partiellement tendue donc il ya deux zones « zone comprimée et zone tendue » :

$$L_c = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L \quad L_c = \frac{4,9}{8,46 + 4,9} \times 2 = 0,73 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c \quad L_t = 2 - 0,73 = 1,27 \text{ m}$$

IV.4.4.2 Calcul des armatures verticales (Selon sens -X) :

ZONE	1	2
Dimension (m ²)	$S1=0,3 \times 0,2=0,06 \text{ m}^2$	$S2=0,3 \times 1,07=0,321 \text{ m}^2$
Position du centre par apport au point de contrainte nulle(m)	$\frac{0,2}{2} + 1,07 = 1,17 \text{ m}$	$\frac{1,07}{2} = 0,535 \text{ m}$
Contraintes (MPa)	$\sigma 1 = \frac{-8,46 \times 1,17}{1,27} = -7,79 \text{ MPa}$	$\sigma 2 = \frac{-8,46 \times 0,535}{1,27} = -3,56 \text{ MPa}$
Force de traction (Mn)	$F1 = \sigma 1 \times S1$ $F1 = -7,79 \times 0,06$ $F1 = -0,467 \text{ Mn}$	$F2 = \sigma 2 \times S2$ $F2 = -3,56 \times 0,321$ $F2 = 1,143 \text{ Mn}$
Section d'acier (cm ²)	$A1 = \frac{F1}{f_e}$ $A1 = \frac{0,467}{400}$ $A1 = 1,165 \times 10^{-3} \text{ m}^2$ $A1 = 11,65 \text{ cm}^2$	$A2 = \frac{F2}{f_e}$ $A2 = \frac{1,143}{400}$ $A2 = 2,857 \times 10^{-3} \text{ m}^2$ $A2 = 28,57 \text{ cm}^2$
Acier minimale (Cm ²)	$A_{\min 1} = 0,002 \times S1$ $A_{\min 1} = 0,002 \times 0,06$ $A_{\min 1} = 1,2 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ $A_{\min 1} = 1,2 \text{ cm}^2$	$A_{\min 2} = 0,002 \times S2$ $A_{\min 2} = 0,002 \times 0,321$ $A_{\min 2} = 6,42 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ $A_{\min 2} = 6,42 \text{ cm}^2$

Tableau 18 : Calcul des armatures verticales selon le sensé -X -cas 4-

IV.4.4.3 Armatures de couture (Selon sens -X) :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \frac{Lt}{L} = 1,1 \frac{1,4 Vu}{f_e} \frac{Lt}{L} = 1,1 \frac{1,4 \times 0,30368}{400} \frac{1,27}{2} = 7,24 \times 10^{-4} \text{ m}^2.$$

$$A_{vj} = 7,24 \text{ cm}.$$

IV.4.4.4 Armatures totale (Selon sens -X) :

➤ **ZONE1** : $A_{v1} = A1 + A_{vj} = 11,65 + 7,24 \times \frac{0,2}{1,27} = 12,79 \text{ cm}^2$

➤ **ZONE2** : $A_{v2} = A2 + A_{vj} = 28,57 + 7,24 \times \frac{1,07}{1,27} = 34,66 \text{ cm}^2$

On a :

$A_{\min1} (1,2 \text{ cm}^2) < A1 + A_{vj} (12,79 \text{ cm}^2).$

$A_{\min2} (6,42 \text{ cm}^2) < A2 + A_{vj} (34,66 \text{ cm}^2).$

Donc on ferraille avec la section totale :

➤ **ZONE1** : le choix des armatures : $5T16 = 10,05 \text{ cm}^2$

➤ **ZONE2** : le choix des armatures : $18T16 = 36,19 \text{ cm}^2$

Espacement :

➤ **ZONE 1** : espacement : $St = 10 \text{ cm}$

➤ **ZONE 2** : espacement : $St = 10 \text{ cm}$

IV.4.4.5 Détermination des contraintes (Selon sens X) :

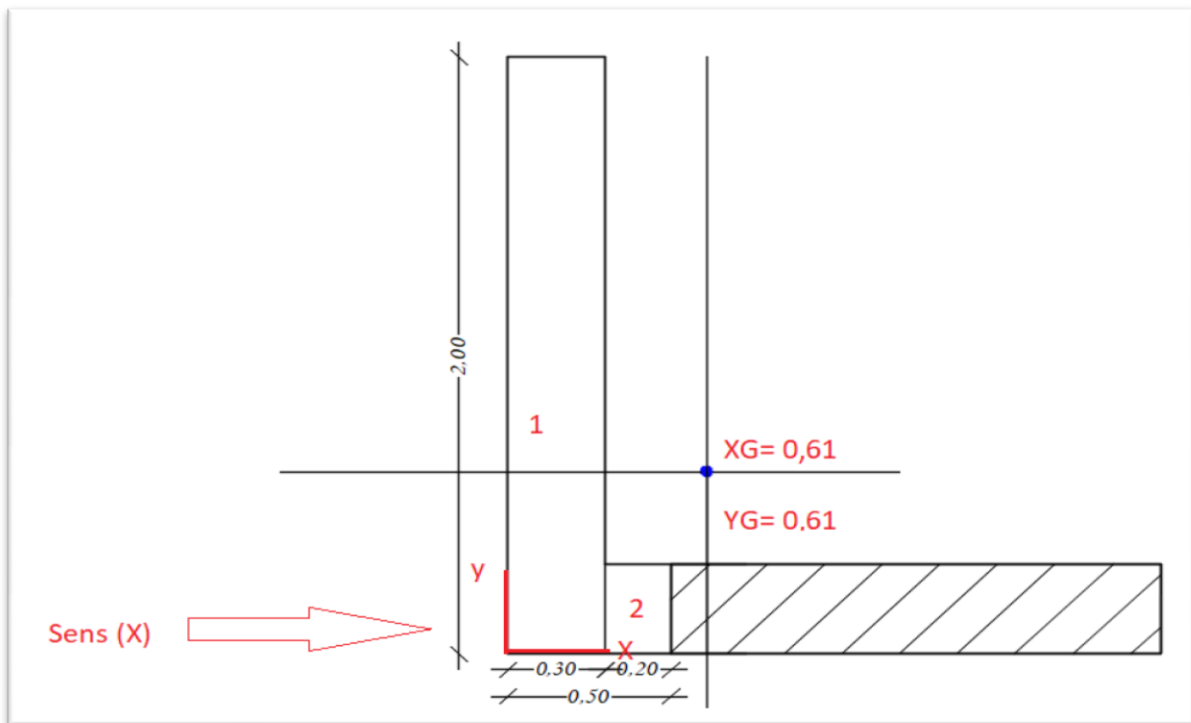


Figure 19 : La direction d'étude le -cas 4- selon (X)

$\sigma_{\max} = 10,12 \text{ MPA}$

$\sigma_{\min} = -3,25 \text{ MPA}$

On est dans le 3eme cas, (σ_{\min} et σ_{\max}) Sont de signe différent, la section du voile est partiellement tendue donc il ya deux zones « zone comprimée et zone tendue » :

$L_c = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L \quad L_c = \frac{3,25}{3,25 + 10,12} \times 2 = 0,48 \text{ m} = 0,5 \text{ m}$

$L_t = L - L_c \quad L_t = 2 - 0,5 = 1,5 \text{ m}$

IV.4.4.6 Calcul des armatures verticales (Selon sens X) :

ZONE	1	2
Dimension (m ²)	$S_1 = 0,3 \times 2 = 0,6 \text{ m}^2$	$S_2 = 0,2 \times 0,3 = 0,06 \text{ m}^2$
Position du centre par apport au point de contrainte nulle(m)	$\frac{0,2}{2} + 0,2 = 0,35 \text{ m}$	$\frac{0,2}{2} = 0,1 \text{ mm}$
Contraintes (MPa)	$\sigma_1 = \frac{-3,25 \times 0,35}{0,5} = -2,275 \text{ MPa}$	$\sigma_2 = \frac{-3,25 \times 0,1}{0,5} = -0,65 \text{ MPa}$

Force de traction (Mn)	$F1 = \sigma_1 \times S1$ $F1 = 2,275 \times 0,6$ $F1 = -1,365 \text{ Mn}$	$F2 = \sigma_2 \times S2$ $F2 = -0,65 \times 0,06$ $F2 = 0,039 \text{ Mn}$
Section d'acier (cm²)	$A1 = \frac{F1}{f_e}$ $A1 = \frac{1,365}{400}$ $A1 = 34,12 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ $A1 = 34,12 \text{ cm}^2$	$A2 = \frac{F2}{f_e}$ $A2 = \frac{0,039}{400}$ $A2 = 0,975 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ $A2 = 0,975 \text{ cm}^2$
Acier minimale (Cm²)	$A_{\min 1} = 0,002 \times S1$ $A_{\min 1} = 0,002 \times 0,6$ $A_{\min 1} = 12 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ $A_{\min 1} = 12 \text{ cm}^2$	$A_{\min 2} = 0,002 \times S2$ $A_{\min 2} = 0,002 \times 0,06$ $A_{\min 2} = 1,2 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ $A_{\min 2} = 1,2 \text{ cm}^2$

Tableau 19: Calcul des armatures verticales selon le sensé (+X) -cas 4-

IV.4.4.7 Armatures de couture (Selon sens X) :

$$Av_j = 1,1 \frac{T}{f_e} \frac{Lt}{L} = 1,1 \frac{1,4 Vu}{f_e} \frac{Lt}{L} = 1,1 \frac{1,4 \times 0,30368}{400} \frac{0,5}{2} = 2,92 \times 10^{-4} \text{ m}^2.$$

$$Av_j = 2,92 \text{ cm}.$$

IV.4.4.8 Armatures totale (Selon sens X) :

➤ ZONE1 : $Av_1 = A1 + Av_j = 34,12 + 2,92 \times \frac{0,3}{0,5} = 35,87 \text{ cm}^2$

➤ ZONE2 : $Av_2 = A2 + Av_j = 0,975 + 2,92 \times \frac{0,2}{0,5} = 2,14 \text{ cm}^2$

On a :

$$A_{\min 1} (12 \text{ cm}^2) < A1 + Av_j (35,87 \text{ cm}^2).$$

$$A_{\min 2} (1,2 \text{ cm}^2) < A2 + Av_j (2,14 \text{ cm}^2).$$

Donc on ferraille avec la section totale :

➤ ZONE1 : le choix des armatures : 18T16 = 36,19 cm²

➤ ZONE2 : le choix des armatures : 4T10 = 3,14 cm²

Espacement :

➤ ZONE 1 : espacement

➤ **ZONE 2 : espacement**

IV.4.4.9 Armatures courante (Selon sens X) :

On ferraille avec la section minimale

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot b \cdot l$$

$$A_{\min} = 0,0015 \times 30 \times 23$$

$$A_{\min} = 1,03 \text{ cm}^2$$

Le choix des armatures : **2T12 = 3,02 cm²**

Espacement : St = 24 cm

IV.4.4.10 Armatures horizontales résistant à l'effort tranchant :

Exemple de calcul :

$$V = 303,68 \text{ KN}$$

$$-\tau_u = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} = \frac{1,4 \times 303,68 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,9 \times 7,40} = 0,212 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,212 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 6 \text{ MPa}$$

Selon le BAEL :

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$S_t \leq \min(1,5 \times a; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{0,3 \times 0,3 \times 0,212 \times 10^4}{0,8 \times 400 \times 1}$$

$$A_t \geq 0,596 \text{ cm}^2 \text{ pour un esp} = 30 \text{ cm}$$

Selon le RPA :

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot b \cdot h$$

$$A_{\min} = 0,0015 \times 30 \times 100$$

$$A_{\min} = 4,5 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec la section minimale :

$$A_{\min} = 4,5 \text{ cm}^2$$

Le choix des armatures : **8T10 = 6,28 cm²**

Espacement : St = $\frac{100-3-(4 \times 1)}{3} = 0,3 \text{ m}$

St = 30 cm

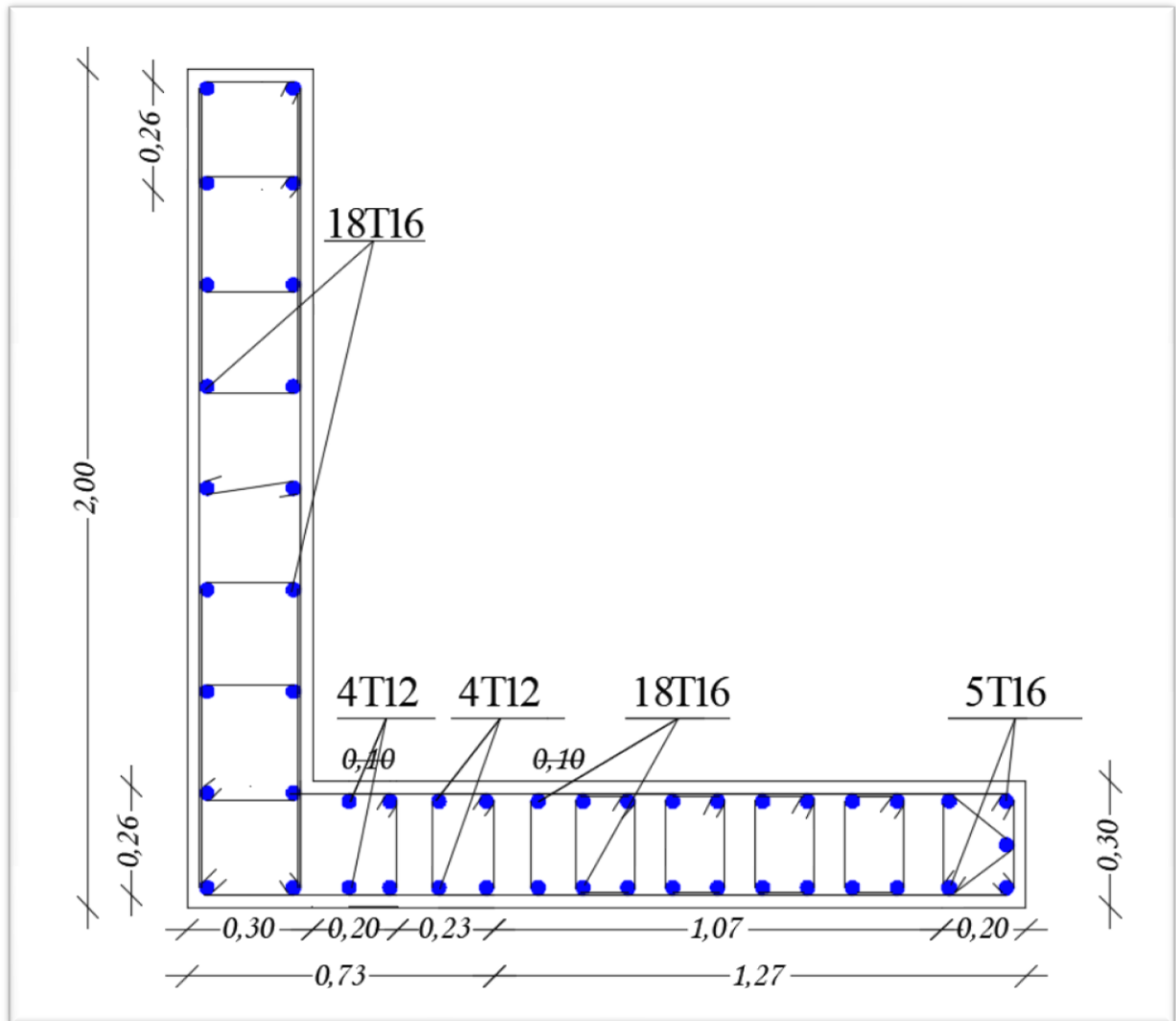


Figure 20: Schéma Ferrailage verticale de voile -Cas 4-selon RPA

Chapitre IV : Dimensionnement parasismique des voiles de contreventement

	Les Zones	Amin	A Calculée	A total	Choix des barres	Armatures Totales
CAS 1	ZONE 1	1,28 cm ²	1,03 cm ²	1,24 cm ²	5T10	24T10
	ZONE 2	1,92 cm ²	0,58 cm ²	0,905 cm ²	4T10	
	ZONTE COURANTE	3,2 cm ²			6T10	
CAS 2	ZONE 1	1,28 cm ²	6,05 cm ²	6,90 cm ²	5T14	26 T14 + 2T12
	ZONE 2	3,2 cm ²	6,30 cm ²	8,44 cm ²	8T14	
	ZONTE COURANTE	1,92 cm ²			2T12	
CAS 3	ZONE 1	14,4 cm ²			18T10	130T10
	ZONTE COURANTE	57,6 cm ²			94T10	
CAS 4	ZONE 1	1,2 cm ²	11,65 cm ²	12,79 cm ²	5T16	41T16 + 6T12
	ZONE 2	6,42 cm ²	28,5 cm ²	34,66 cm ²	18T16	
	ZONE 1	12 cm ²	34,12 cm ²	35,87 cm ²	18T16	
	ZONE 2	1,2 cm ²	0,975 cm ²	2,14 cm ²	4T12	
	ZONTE COURANTE	1,035 cm ²			2T12	

Tableau 20: Ferrailage verticale totale des cas

	Cas 1	Cas2	Cas 3	Cas 4
A Calculée	0,101 cm ²	0,438 cm ²	2,16 cm ²	0,854 cm ²
Amin	6 cm ²	6 cm ²	6 cm ²	4,5 cm ²
Choix des barres	8T10	8T10	8T10	8T10

Tableau 21 : Ferrailage horizontale totale des cas

**Chapitre V : Dimensionnement des voiles de
contreventement selon le code
américain ACI 318**

V.1 Introduction :

Le calcul des voiles peut se faire par plusieurs méthodes où chacune ayant des avantages et caractéristiques, parmi ces méthodes la méthode de l'ACI 318 (règlement américaine), qui considère les éléments voile - poteau comme un élément de forme (I, U ...) soumise à un effort normal (P) et un effort tranchant (V) et un moment fléchissant (M) Selon le règlement il convient que :

- Les armatures horizontales et verticales assurent la résistance à l'effort tranchant (V).
- Les armatures verticales dans les éléments de rive (zone de confinement) aux 02 extrémités de la section transversale du voile ou trumeau assurent la résistance à la flexion composée (P .M).

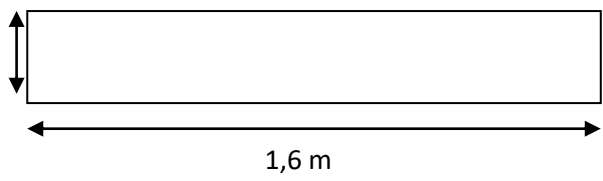
Le voile en béton armé doit faire l'objet des vérifications suivantes :

- Justification de la stabilité de forme (résistance au flambement).
- Résistance à l'effort normale. –
- Résistance à l'effort tranchant.
- Résistance en flexion composée.

Dans ce qui suit nous exposant la méthode réglementaire du code américaine l'ACI 318-02

V.2 Dimensionnement du mur a l'effort tranchant :

V.2.1 Premier Cas :

Cas 1	
Dimensionnement de voile	
	$N = 498,29 \text{ KN/m}$ $M = 269,69 \text{ KN/m}$ $V_u = 51,51 \text{ KN}$

<p>Le ferrailage horizontale nécessaire pour équilibrer l'effort tranchant est évalué au prés de l'équation de la résistance de calcul a l'effort tranchant</p>	$\phi V_n = \phi A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$ $\frac{hw}{lw} = \frac{7,4}{1,6} = 4,62 > 2$ <p>Donc : $\alpha_c = 0,17$</p> <p>On a : $V_u = \phi V_n$ $51,51 \times 10^3 = 0.6 \times 1600 \times 400 (0.17 \times 1 \times \sqrt{30} + \rho_t \times 400)$ $\Rightarrow \rho_t = 0.00198 = 0.19 \% < \rho_{t,min} = 0.25 \%$</p> $\rho_t = \frac{A_v}{s t_p}, A_v = 2 \times \frac{\pi d_b^2}{4} \Rightarrow \rho_t = \frac{\pi d_b^2}{2 s t_p}$ <p>On prend espacement 30 cm</p> $d_b = \sqrt{\frac{2 \rho_t s t_p}{\pi}} = \sqrt{\frac{2 \times 0,0025 \times 300 \times 400}{3,14}} = 13,82 \text{ mm}$ <p>Donc les choix des barres sont : T14 chaque 30 cm</p> $T14/30\text{cm} \Rightarrow \rho_t = \frac{\pi \times 14^2}{2 \times 300 \times 400} = 0.256\%$
<p>Vérification de la résistance nominale admissible a l'effort tranchant</p>	$V_n \leq \phi 0.83 A_{cv} \sqrt{f_c}$ <p>Où pour calculer ϕV_n , nous adoptons le ρ_t</p> $\phi V_n = \phi A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$ $\phi V_n = 0.6 \times 1600 \times 400 (0.17 \times 1 \times \sqrt{30} + 0.00256 \times 400) \times 10^{-3}$ $\phi V_n = 750,76 \text{ kN}$ <p>D'autre part nous avons :</p> $\phi 0.83 A_{cv} \sqrt{f'_c} = 0.6 \times 0.83 \times 1600 \times 400 \times \sqrt{30} \times 10^{-3}$ $\phi 0.83 A_{cv} \sqrt{f'_c} = 1745.70 \text{ Kn}$ $\phi V_n = 750,76 \text{ KN} \leq \phi 0.83 A_{cv} \sqrt{f'_c} = 1745.70 \text{ kN} \quad \text{CV}$

<p>Vérification du taux de ferrailage minimale de lame</p>	$V_u \leq 0.083 \lambda A_{cv} \sqrt{f_c}$ <p>Le taux de ferrailage Horizontale minimal ρ_t a l'effort tranchant $\left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow \rho_{tmin} = 0.0025 \\ \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right.$</p> <p>Le taux de ferrailage Verticale minimal ρ_l A l'effort tranchant $\left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow \rho_{lmin} = 0.0025 \\ \Rightarrow S_l \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right.$</p> $A_{t,min} = 0.0025 S_t t_p = 0.0025 \times 300 \times 400 = 300 \text{ mm}^2$
<p>Calcul des contraintes</p>	$A_g = l_w \times t_p = 1600 \times 400 = 6,4 \times 10^5 \text{ mm}^2$ $I_g = \frac{t_p \times l_w^3}{12} = \frac{400 \times 1600^3}{12} = 1,1 \times 10^{11} \text{ mm}^2$ $Z = \frac{t_p \times l_w^2}{6} = \frac{400 \times 1600^2}{6} = 1,71 \times 10^8 \text{ mm}^2$ $\sigma = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u}{Z} = \frac{498,29 \times 10^3}{6,4 \times 10^5} + \frac{269,69 \times 10^6}{1,71 \times 10^8}$ $= 2,35 \text{ MPa} < \sigma_{cr} = 0.2 f_c' = 0.2 \times 30 = 6 \text{ MPa}$ <p align="center">Pas de zone de rive</p>

Tableau 22 : Dimensionnement du mur a l'effort tranchant cas 1

Dans ce cas ETABS donne le ferrailage suivant :

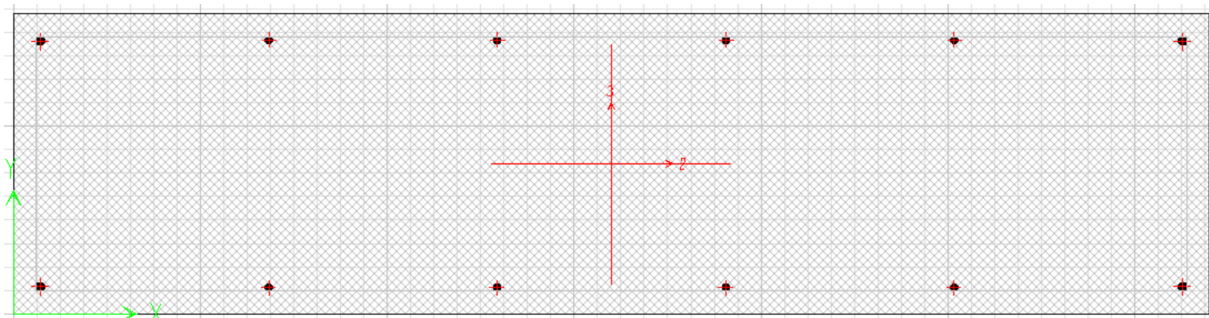


Figure 21 : Schéma Ferrailage verticale de voile -Cas 1- selon ACI

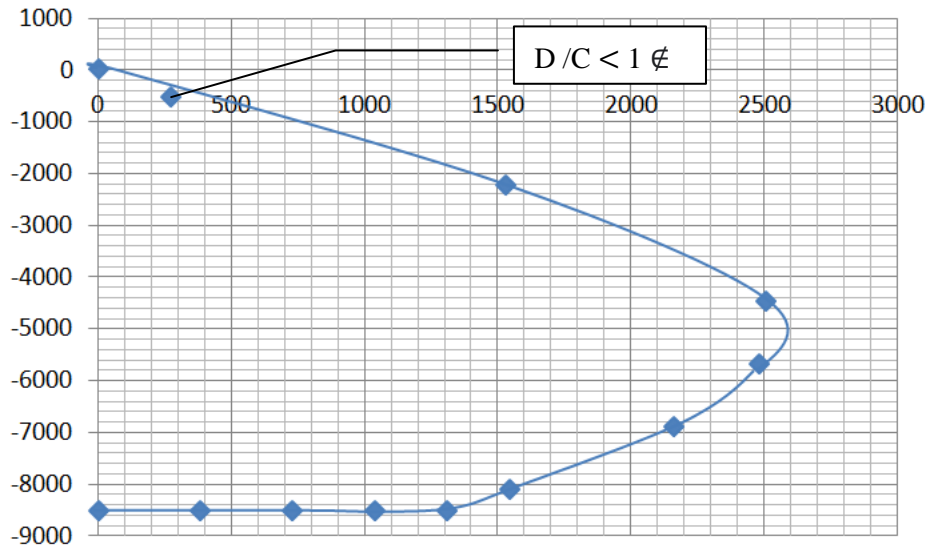


Figure 22 : rapport demandé/capacité cas 1

Selon ETABS : (le ferrailage en minimale)

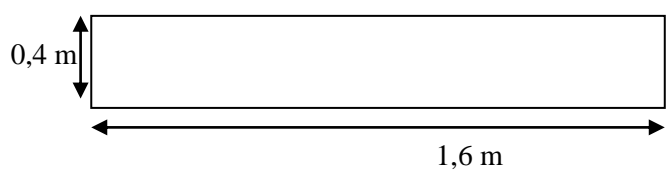
$$A = 0,0015 \times 160 \times 40$$

$$A = 9,6 \text{ cm}^2$$

$$\frac{9,6}{0,79} = 12 \text{ barres de T10}$$

Espacement : 30 cm

V.2.2-Deuxième Cas :

Cas 2	
Dimensionnement De voile	
	<p>N= 1221,51KN/m M=1077,20 KN/m Vu=253,12 KN</p>
Le ferrailage horizontale nécessaire pour équilibrer l'effort tranchant est évalué au près de l'équation de la résistance de calcul a l'effort tranchant	$\phi V_n = \phi A_{cv} \left(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y \right)$ $\frac{hw}{lw} = \frac{7,4}{1,6} = 4,62 > 2$ <p>Donc : $\alpha_c = 0,17$</p> <p>On a : $V_u = \phi V_n$</p> $253,12 \times 10^3 = 0.6 \times 1600 \times 400 (0.17 \times 1 \times \sqrt{30} + \rho_t \times 400)$ $\Rightarrow \rho_t = 0.000679 = 0.067 \% < \rho_{t, \min} = 0.25 \%$ <p>On prend espacement 30 cm</p> $d_b = \sqrt{\frac{2 \rho_t s t p}{\pi}} = \sqrt{\frac{2 \times 0,0025 \times 300 \times 400}{3,14}} = 13,82 \text{ mm}$ <p>Donc les choix des barres sont : T14 chaque 30 cm</p> $T14/30\text{cm} \Rightarrow \rho_t = \frac{\pi \times 14^2}{2 \times 300 \times 400} = 0.256\%$

<p>Vérification de la résistance nominale admissible a l'effort tranchant</p>	$V_n \leq \phi 0.83 A_{cv} \sqrt{f_c}$ <p>Où pour calculer ϕV_n, nous adoptons le ρt</p> $\phi V_n = \phi A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f_c'} + \rho t f_y)$ $\phi V_n = 0.6 \times 1600 \times 400 (0.17 \times 1 \times \sqrt{30} + 0.00256 \times 400) \times 10^{-3}$ $\phi V_n = 750,77 \text{ kN}$ <p>D'autre part nous avons :</p> $\phi 0.83 A_{cv} \sqrt{f_c'} = 0.6 \times 0.83 \times 1600 \times 400 \times \sqrt{30} \times 10^{-3}$ $\phi 0.83 A_{cv} \sqrt{f_c'} = 1745.70 \text{ Kn}$ $\phi V_n = 750,76 \text{ KN} \leq \phi 0.83 A_{cv} \sqrt{f_c'} = 1745.70 \text{ kN} \quad \text{CV}$
<p>Vérification du taux de ferrailage minimale de lame</p>	$V_u \leq 0.083 \lambda A_{cv} \sqrt{f_c}$ <p>Le taux de ferrailage Horizontale minimale ρt À l'effort tranchant</p> $\left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow \rho t_{\min} = 0.0025 \\ \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right.$ <p>Le taux de ferrailage Verticale minimale ρl A l'effort tranchant</p> $\left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow \rho l_{\min} = 0.0025 \\ \Rightarrow S_l \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right.$ $A_{t,\min} = 0.0025 S_t t_p = 0.0025 \times 300 \times 400 = 300 \text{ mm}^2$
<p>Calcul des contraintes</p>	$A_g = l_w \times t_p = 1600 \times 400 = 6,4 \times 10^5 \text{ mm}^2$ $I_g = \frac{t_p \times l_w^3}{12} = \frac{400 \times 1600^3}{12} = 1,36 \times 10^{11} \text{ mm}^2$ $Z = \frac{t_p \times l_w^2}{6} = \frac{400 \times 1600^2}{6} = 1,71 \times 10^8 \text{ mm}^2$ $\sigma = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u}{Z} = \frac{1221,51 \times 10^3}{6,4 \times 10^5} + \frac{1077,20 \times 10^6}{1,71 \times 10^8}$ $= 8,20 \text{ MPa} > \sigma_{cr} = 0.2 f_c' = 0.2 \times 30 = 6 \text{ MPa}$ <p align="center">Il existe de zone de rive</p>

Tableau 23 : Dimensionnement du mur a l'effort tranchant cas 2

Combinaison : 0,8GEx

La zone d'about donner : 24 cm

$$\left\{ \begin{array}{l} l_{be} = 24 \text{ cm} \\ N = 1221,51 \text{ KN/m} \\ M = 1077,20 \text{ KN/m} \\ \rho = 0,0419 \% \end{array} \right.$$

$$A = 0,0419 \times 40 \times 160$$

$$A = 268.16 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres : T32 / espacement = 10 cm

T32 / espacement = 11,5 cm

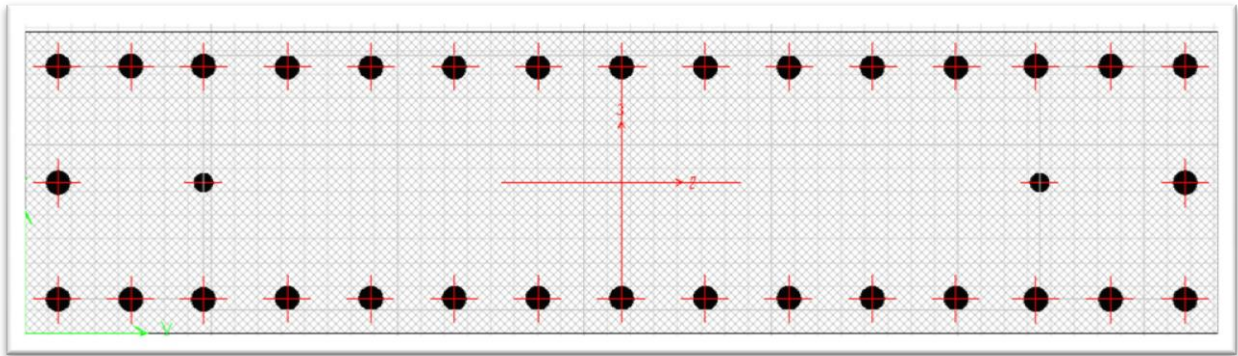


Figure 23: Schéma Ferrailage verticale de voile -Cas 2- selon ACI

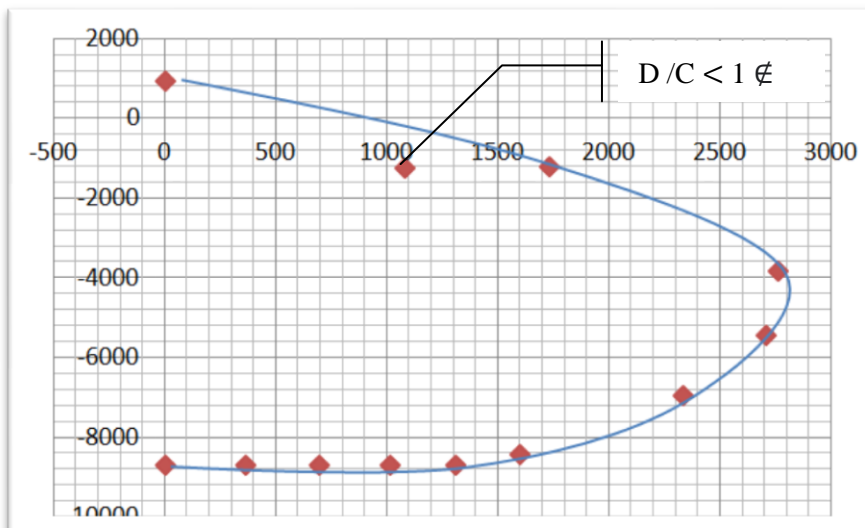


Figure 24: rapport demandé/capacité cas 2

Calcul du ferrailage des éléments de bord :

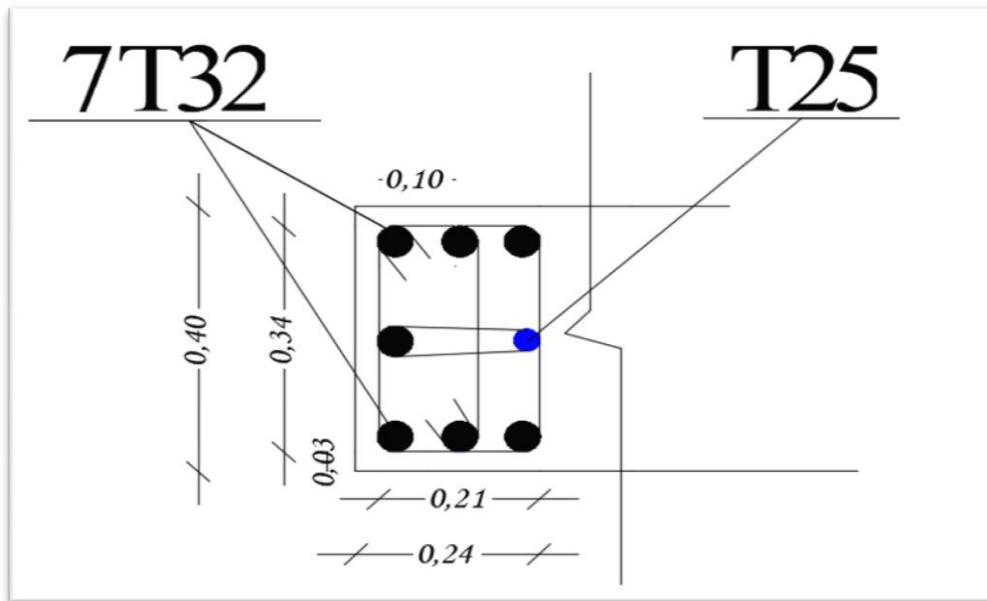


Figure 25 : ferrailage de la zone d'about selon ACI

$$A_s > A_{s, \min} = 0.0025 l_b e b$$

$$l_b e = 24 \text{ cm}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

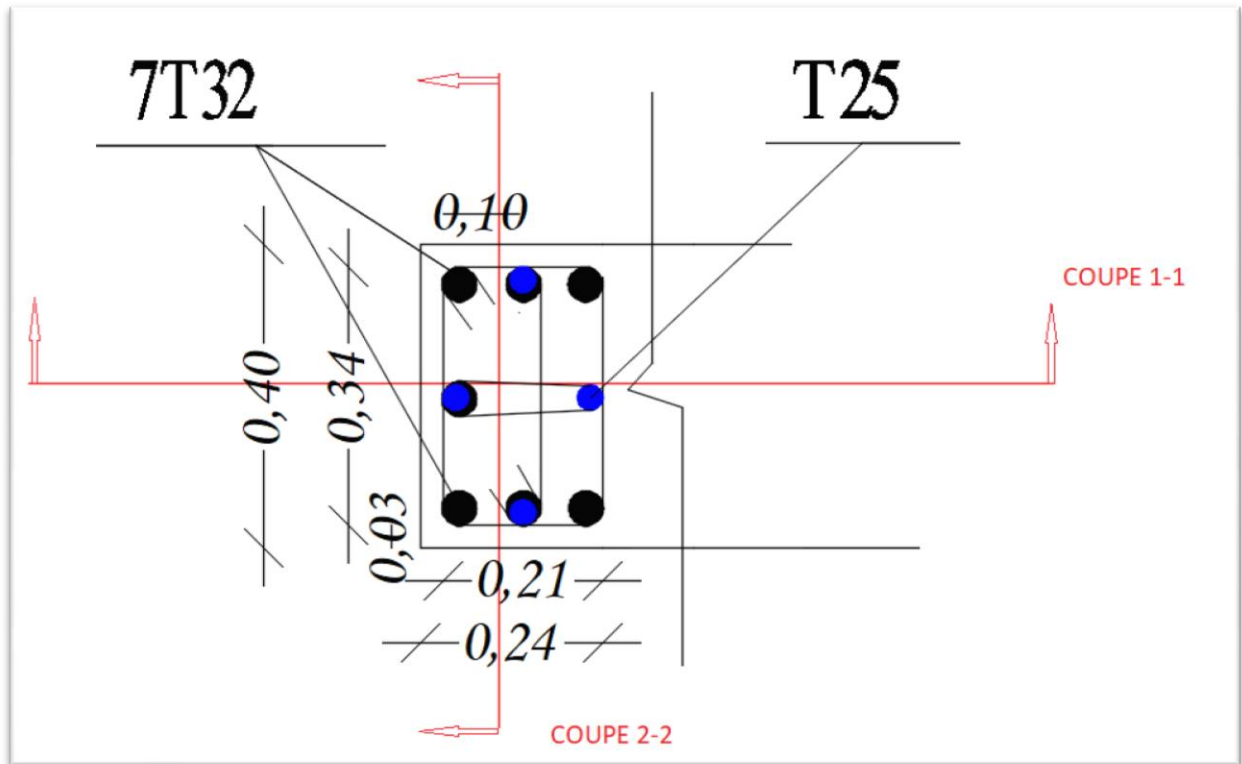


Figure 26: Les coupes de la zone dabout selon ACI

$$A_s = 7 \times \frac{\pi \times 32^2}{4} + 1 \times \frac{\pi \times 25^2}{4} = 6117,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\min} = 0.0025 l_b b = 0.0025 \times 240 \times 400 = 240 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 6117,5 \text{ mm}^2 > A_{s,\min} = 240 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} = 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_{yt}} s b c$$

$$A_{sh} = 0.3 \left(\frac{40 \times 24}{34 \times 21} - 1 \right) \frac{30}{400} s b c$$

$$A_{sh} = 0,0077 s b c$$

D'un autre côté nous avons :

$$A_{sh} = 0.09 \frac{f_c'}{f_{yt}} s b c$$

$$A_{sh} = 0.09 \times \frac{30}{400} s b c = 6,75 \times 10^{-3} s b c$$

$$A_{sh} \geq 6,75 \times 10^{-3} s b c \quad \Rightarrow \quad s \leq \frac{A_{sh}}{6,75 \times 10^{-3} b c}$$

Chapitre V : Dimensionnement des voiles de contreventement

Les coupes	bc (cm)	Nombres des cadres	db (mm)	Ash (cm ²)	S (cm)
1-1	21	3	T14	1,84	12,98
2-2	36	4	T14	2,29	9,42

Tableau 24 : calcul les armatures des cadres dans la zone d'about

Les conditions de l'espacement des cadres dans la zone d'about :

$$10 \text{ cm} \leq s_0 = 10 + \frac{35 - hx}{3} \leq 15 \text{ cm}$$

$$hx_1 = \frac{24 - 2 \times 3,5 - 2 \times 1,4}{2} = 7,1 \text{ cm}$$

$$hx_2 = \frac{40 - 2 \times 3,5 - 2 \times 1,4}{2} = 15 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow hx = 7,1 \text{ cm} \leq \min \{ 35 \text{ cm}, \frac{2}{3}b = \frac{2}{3} \times 40 = 26,6 \} \text{ OK}$$

Donc :

$$s_0 = 10 + \frac{35 - hx}{3} = 10 + \frac{35 - 7,1}{3} = 9,3 \text{ cm}$$

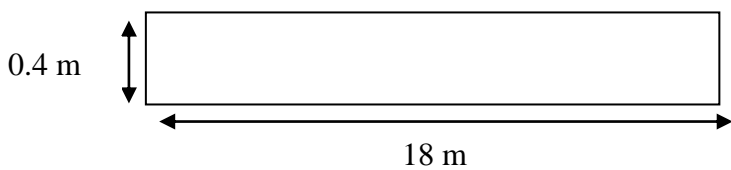
$$s_0 = 10 \text{ cm}$$

L'espacement entre les cadres dans la zone d'about ne doit pas être inférieur à :

$$s \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{b}{c} = \frac{40}{3} = 13 \text{ cm} \\ s_0 = 10 \text{ cm} \end{array} \right\} \quad s = 10 \text{ cm}$$

V.2.3 Troisième Cas :

	Cas 3
--	--------------

<p align="center">Dimensionnement De voile</p>	
	<p>N=6137,09 KN/m. M=8092,62 KN/m. Vu= 1099,48 KN.</p>
<p>Le ferrailage horizontale nécessaire pour équilibrer l'effort tranchant est évalué au prés de l'équation de la résistance de calcul a l'effort tranchant</p>	$\phi V_n = \phi A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$ $\frac{hw}{lw} = \frac{7,4}{18} = 0,41 < 1,5$ <p>Donc : $\alpha_c = 0,25$</p> <p align="center">On a : $V_u = \phi V_n$</p> $1099,48 \times 10^3 = 0.6 \times 18000 \times 400 (0.25 \times 1 \times \sqrt{30} + \rho_t \times 400)$ $\Rightarrow \rho_t = 0.0027 = 0.27 \% < \rho_{t,min} = 0.25 \%$ <p align="center">On prend espacement 30 cm</p> $d_b = \sqrt{\frac{2 \rho_t s t p}{\pi}} = \sqrt{\frac{2 \times 0,0027 \times 300 \times 400}{3,14}} = 14,36 \text{ mm}$ <p align="center">Donc les choix des barres sont : T14 chaque 30 cm</p> $T14/30\text{cm} \Rightarrow \rho_t = \frac{\pi \times 14^2}{2 \times 300 \times 400} = 0.256\%$

<p>Vérification de la résistance nominale admissible a l'effort tranchant</p>	<p align="center">$V_n \leq \phi 0.83 A_{cv} \sqrt{f_c}$</p> <p>Où pour calculer ϕV_n, nous adoptons le ρ_t</p> $\phi V_n = \phi A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f_c'} + \rho_t f_y)$ $\phi V_n = 0.6 \times 1600 \times 400 (0.17 \times 1 \times \sqrt{30} + 0.00256 \times 400) \times 10^{-3}$ $\phi V_n = 750,77 \text{ kN}$ <p>D'autre part nous avons :</p> $\phi 0.83 A_{cv} \sqrt{f_c'} = 0.6 \times 0.83 \times 1600 \times 400 \times \sqrt{30} \times 10^{-3}$ $\phi 0.83 A_{cv} \sqrt{f_c'} = 1745.70 \text{ Kn}$ $\phi V_n = 750,76 \text{ KN} \leq \phi 0.83 A_{cv} \sqrt{f_c'} = 1745.70 \text{ kN} \quad \text{CV}$
<p>Vérification du taux de ferrailage minimale de lame</p>	<p align="center">$V_u \leq 0.083 \lambda A_{cv} \sqrt{f_c}$</p> <p>Le taux de ferrailage Horizontale minimale ρ_t A l'effort tranchant</p> $\left. \begin{array}{l} \Rightarrow \rho_{t\min} = 0.0025 \\ \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right\}$ <p>Le taux de ferrailage Verticale minimale ρ_l A l'effort tranchant</p> $\left. \begin{array}{l} \Rightarrow \rho_{l\min} = 0.0025 \\ \Rightarrow S_l \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right\}$ $A_{t,\min} = 0.0025 S_t t_p = 0.0025 \times 300 \times 400 = 300 \text{ mm}^2$

Calcul des contraintes	$A_g = l_w \times t_p = 18000 \times 400 = 7,2 \times 10^6 \text{ mm}^2$ $I_g = \frac{t_p \times l_w^3}{12} = \frac{400 \times 18000^3}{12} = 1,94 \times 10^{14} \text{ mm}^2$ $Z = \frac{t_p \times l_w^2}{6} = \frac{400 \times 18000^2}{6} = 2,16 \times 10^{10} \text{ mm}^2$ $\sigma = \frac{Pu}{A_g} + \frac{Mu}{Z} = \frac{6137,09 \times 10^3}{7,2 \times 10^6} + \frac{8092,62 \times 10^6}{2,16 \times 10^{10}}$ $= 5,95 \text{ MPa} \leq \sigma_{cr} = 0,2f_c' = 0,2 \times 30 = 6 \text{ MPa}$ <p align="center">Il n'existe pas zone de rive</p>
------------------------	---

Tableau 25 : Dimensionnement du mur a l'effort tranchant cas 3

Selon ETHABS Le ferrailage :

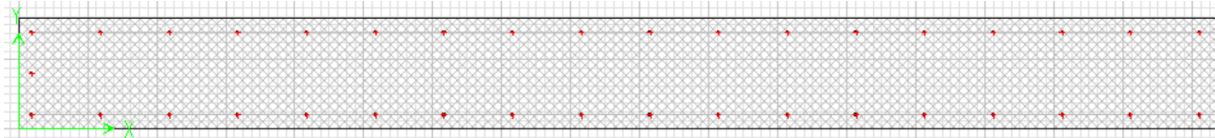


Figure 27 : Schéma Ferrailage verticale de voile -Cas 3- selon ACI

Selon ETABS : (le ferrailage en minimale)

$$A = 0,0016 \times 1800 \times 40$$

$$A = 115 \text{ cm}^2$$

$$\frac{115}{0,79} = 146 \text{ barres de T10}$$

72 barres de chaque face + 2 barres

Espacement : 25 cm (face)

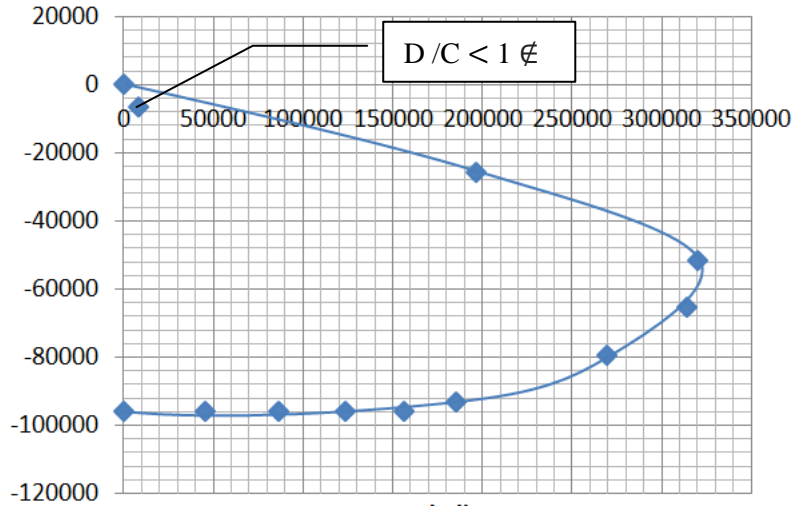


Figure 28: rapport demandé/capacité cas 3

IV.2.4 Quatrième Cas :

		Cas 4		
Dimensionnement De voile				
	N=918,33 KN/m.	M = 1897,83 KN/m.	Vu= 303,68 KN	

<p>Le ferrailage horizontale nécessaire pour équilibrer l'effort tranchant est évalué au prés de l'équation de la résistance de calcul a l'effort tranchant</p>	$\frac{hw}{lw} = \frac{7,4}{2} = 3,7 > 2$ <p>Donc : $\alpha_c = 0,17$</p> <p>On a : $V_u = \phi V_n$</p> $303,68 \times 10^3 = 0.6 \times 1110000 \times (0.17 \times 1 \times \sqrt{30} + \rho_t \times 400)$ $\Rightarrow \rho_t = 0.0018 = 0.2 \% < \rho_{t,min} = 0.25 \%$ <p>On prend espacement 30 cm</p> $d_b = \sqrt{\frac{2 \rho_t s t p}{\pi}} = \sqrt{\frac{2 \times 0,0025 \times 300 \times 400}{3,14}} = 13,82 \text{ mm}$ <p>Donc les choix des barres sont : T14 chaque 30 cm</p> $T14/30\text{cm} \Rightarrow \rho_t = \frac{\pi \times 14^2}{2 \times 300 \times 300} = 0.341 \%$
<p>Vérification de la résistance nominale admissible a l'effort tranchant</p>	$V_n \leq \phi 0.83 A_{cv} \sqrt{f_c}$ <p>Où pour calculer ϕV_n , nous adoptons le ρ_t</p> $\phi V_n = \phi A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f_c'} + \rho_t f_y)$ $\phi V_n = 0.6 \times 1110000 (0.17 \times 1 \times \sqrt{30} + 0.00341 \times 400) \times 10^{-3}$ $\phi V_n = 1528,55 \text{ kN}$ <p>D'autre part nous avons :</p> $\phi 0.83 A_{cv} \sqrt{f_c'} = 0.6 \times 0.83 \times 1110000 \times \sqrt{30} \times 10^{-3}$ $\phi 0.83 A_{cv} \sqrt{f_c'} = 3027.7 \text{ Kn}$ $\phi V_n = 1528,55 \text{ KN} \leq \phi 0.83 A_{cv} \sqrt{f_c'} = 3027.7 \text{ KN} \quad \text{CV}$

<p>Vérification du taux de ferrailage minimale de lame</p>	$V_u \leq 0.083 \lambda A_{cv} \sqrt{f_c}$ <p>Le taux de ferrailage Horizontale minimale ρ_t A l'effort tranchant</p> $\left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow \rho_{tmin} = 0.0025 \\ \Rightarrow S_t \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right.$ <p>Le taux de ferrailage Verticale minimale ρ_l A l'effort tranchant</p> $\left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow \rho_{lmin} = 0.0025 \\ \Rightarrow S_l \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right.$ $A_{t,min} = 0.0025 S_t t_p = 0.0025 \times 300 \times 300 = 225 \text{ mm}^2$
<p>Calcul des contraintes</p>	$A_g = l_w \times t_p = 1700 \times 300 + 2000 \times 300 = 1,1 \times 10^5 \text{ mm}^2$ $I_g = \frac{300 \times 1700^3}{12} + \frac{300 \times 2000^3}{12} = 1,22 \times 10^{11} \text{ mm}^2$ $Z = \frac{300 \times 1700^2}{6} + \frac{300 \times 2000^2}{6} = 3,7 \times 10^8 \text{ mm}^2$ $\sigma = \frac{Pu}{A_g} + \frac{Mu}{Z} = \frac{918,33 \times 10^3}{1,11 \times 10^6} + \frac{1897,83 \times 10^6}{3,7 \times 10^8}$ $= 5,96 \text{ MPa} < \sigma_{cr} = 0.2 f_c' = 0.2 \times 30 = 6 \text{ MPa}$ <p align="center">Il n'existe pas une zone de rive</p>

Tableau 26 : Dimensionnement du mur a l'effort tranchant cas 4

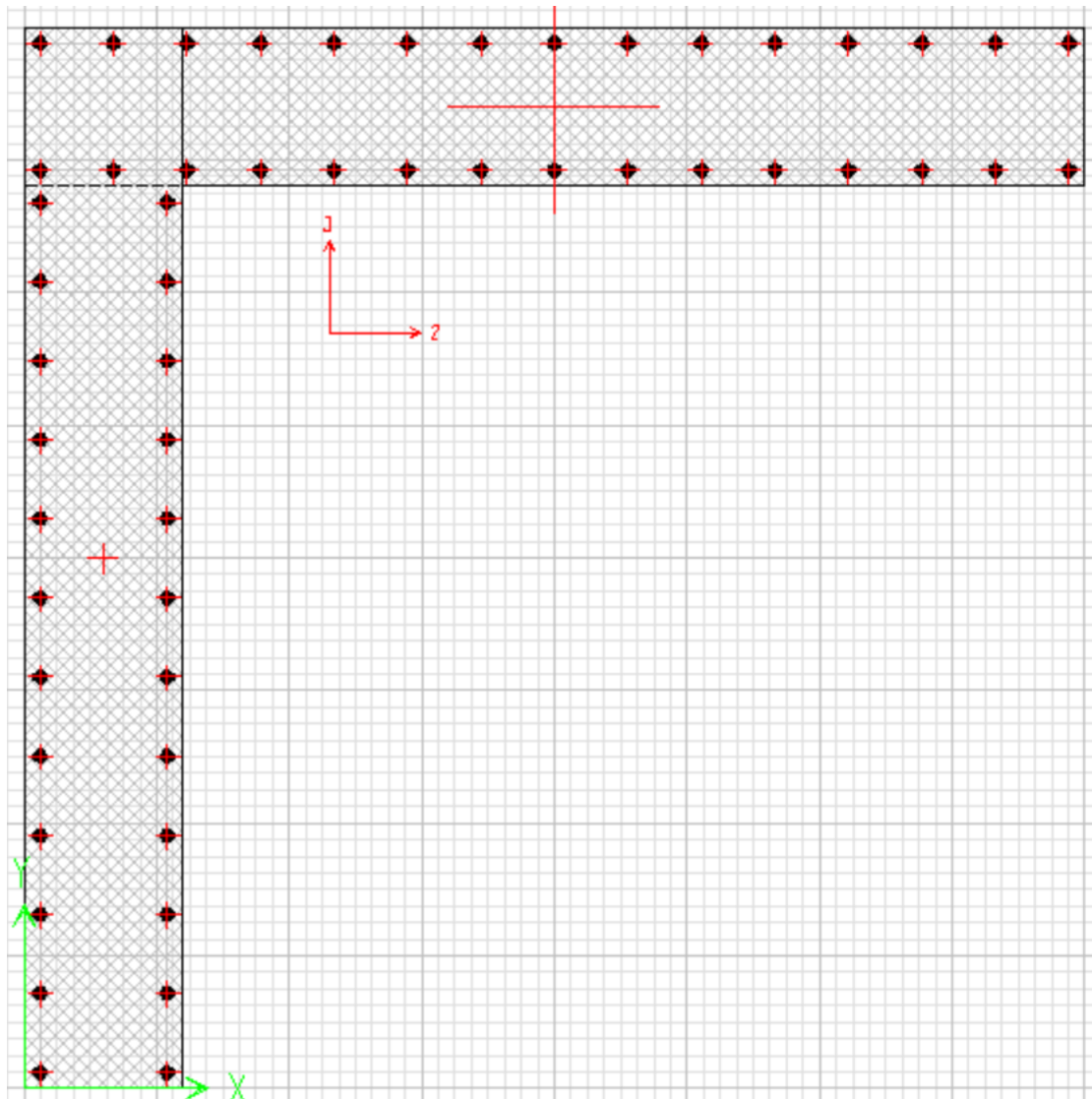


Figure 29: Schéma Ferrailage verticale de voile -Cas 4- selon ACI

Selon ETABS : (le ferrailage en minimale)

$$A = 0,0224 \times 1,2 \times 10^4$$

$$A = 268,8 \text{ cm}^2$$

$$\frac{268,8}{4,91} = 54 \text{ barres de T10}$$

15 barres de chaque face selon X

- Espacement 0,14 cm

12 barres de chaque face selon Y

- Espacement 0,153 cm

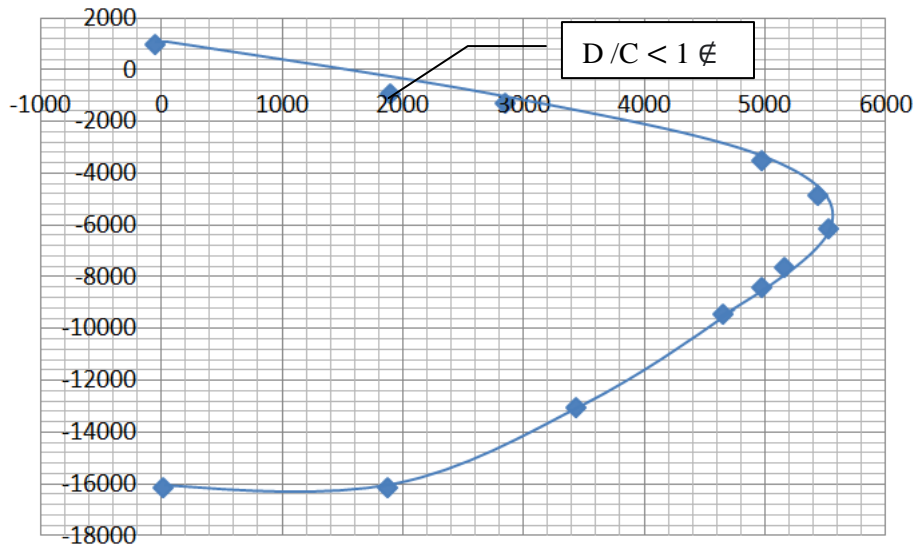


Figure 30 : rapport demandé/capacité cas 4

V. 3 Vérification de la résistance au glissement par effort tranchant :

$V_n = \mu A_{vf} f_y$ <p>A_{vf} : l'aire de la section totale des armatures verticales μ : coefficient de frottement $\mu = 0.6 \lambda$</p> $V_n = (A_{vf} f_y + P_{D,min}) \mu$ <p>$P_{D, min}$: effort normal minimale</p> $V_n \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0.2 f_c' A_c \\ 5.5 A_c \end{array} \right.$			
Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4
Fy = 400 MPa		$\mu = 0.6$	
		$\phi = 0,6$	
$A_{vf} = 12 \times \frac{\pi \times 10^2}{4}$ $A_{vf} = 941 \text{ mm}^2$ $P_{D,min} = -133,68 \text{ KN/m}$ $V_n = 306,04 \text{ Kn}$	$A_{vf} = 26704,13 \text{ mm}^2$ $P_{D,min} = -533,84 \text{ KN/m}$ $V_n = 6729,29 \text{ Kn}$	$A_{vf} = 11461 \text{ mm}^2$ $P_{D,min} = 4832,38 \text{ KN/m}$ $V_n = 5650,06 \text{ Kn}$	$A_{vf} = 26493,7 \text{ mm}^2$ $P_{D,min} = 436,31 \text{ KN/m}$ $V_n = 6620,22 \text{ Kn}$

Chapitre V : Dimensionnement des voiles de contreventement

$= 0.2 f_c' A_c \dots 1$ $= 0.2 \times 30 \times 1600 \times 400 \times 10^{-3}$ $= 3840 \text{ Kn}$ $= 5.5 A_c \dots 2$ $= 5.5 \times 1600 \times$ $400 \cdot 10^{-3}$ $= 3520 \text{ Kn}$ $V_n = 133,68 \leq 3520 \text{ Kn}$ $\phi V_n = 0.6 \times 306,04$ $\phi V_n = 183,62 \text{ Kn}$ $\phi V_n > V_u = 51,51 \text{ Kn}$	$= 0.2 f_c' A_c \dots 1$ $= 3840 \text{ Kn}$ $= 5.5 A_c \dots 2$ $= 3520 \text{ Kn}$ $V_n = 6729,29 \leq$ 3520 $\phi V_n = 4037,57 \text{ Kn}$ $\phi V_n > V_u$	$= 0.2 f_c' A_c \dots 1$ $= 43200 \text{ Kn}$ $= 5.5 A_c \dots 2$ $= 39600 \text{ Kn}$ $V_n = 5650,06 \leq 39600 \text{ Kn}$ $\phi V_n = 3390,03 \text{ Kn}$ $\phi V_n > V_u$	$= 0.2 f_c' A_c \dots 1$ $= 6660 \text{ Kn}$ $= 5.5 A_c \dots 2$ $= 6050 \text{ Kn}$ $V_n = 6620,28 \leq \text{Kn}$ $\phi V_n = 3972,03 \text{ Kn}$ $\phi V_n > V_u$
Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée

Tableau 27: Vérification de la résistance au glissement par effort tranchant

	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4
Le ferrailage :	0,0015%	0,0015%	0,0419%	0,0224%
Armatures totales	12T10	32T32 + 2T15	146T10	54T25

Tableau 28 : les armatures verticales totales selon ACI

**Chapitre VI : Étude comparative des
résultats de calcul des voiles**

VI.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous aborderons le sujet du taux d'armature dans quatre cas différents de voiles, en apportant des modifications aux armatures verticales et horizontales totales. Cette étude vise à comprendre l'impact de ces modifications sur les performances des structures en béton armé. En comparant les résultats aux exigences du code américain ACI 318 et du code algérien RPA 99, nous mettrons en lumière les différences dans les méthodes d'armature requises et leur influence sur la conception et l'efficacité des structures. Cette recherche souligne l'importance de comprendre les différences entre les normes d'ingénierie et leur impact sur le processus de conception et de construction dans le domaine du génie civil.

Ce chapitre sera finalisé par la comparaison entre les principaux résultats trouvés suivant les deux codes.

VI.2 le taux de ferrailage des armatures :

VI.2.1 le taux de ferrailage des armatures vertical :

		Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4
RPA99-2003	Armature	24T10	26T14 + 2T12	130T10	41T16
	AAcier	$= 24 \times \frac{\pi \times 10^2}{4}$ = 1884 mm ²	= 4226,44 mm ²	= 10205 mm ²	= 8239,36 mm ²
	ABeton	= 1600 × 400 = 6,4 × 10 ⁵ mm ²	= 6,4 × 10 ⁵ mm ²	= 7,2 × 10 ⁶ mm ²	= 1,11 × 10 ⁶ mm ²
	ρt (RPA)	$= \frac{AAcier}{ABeton}$ = 2,9 × 10 ⁻³ = 0,29%	= 6,60 × 10 ⁻³ = 0,66%	= 1,41 × 10 ⁻³ = 0,141 %	= 7,42 × 10 ⁻³ = 0,742%
ACI 318-14	Armature	12T10	32T32+2T25	146T10	54T25
	AAcier	$= 12 \times \frac{\pi \times 10^2}{4}$ = 942 mm ²	= 26704,13 mm ²	= 11461 mm ²	= 26493,75 mm ²
	ABeton	= 1600 × 400 = 6,4 × 10 ⁵ mm ²	= 6,4 × 10 ⁵ mm ²	= 7,2 × 10 ⁶ mm ²	= 1,11 × 10 ⁶ mm ²
	ρt (ACI)	= 1,47 × 10 ⁻³ = 0,147%	= 4,1 × 10 ⁻² = 4,1%	= 1,59 × 10 ⁻³ = 0,159%	= 2,38 × 10 ⁻² = 2,38%

Tableau 29 : calculs des sections d'aciers et béton et le taux de ferrailage des armatures verticale

	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4
ρ_t (RPA)	= 0,29%	= 0,66%	= 0,141 %	= 0,742%
ρ_t (ACI)	= 0,147%	= 4,1%	= 0,159%	= 2,38%

Tableau 30 : pourcentage de ferrailage vertical

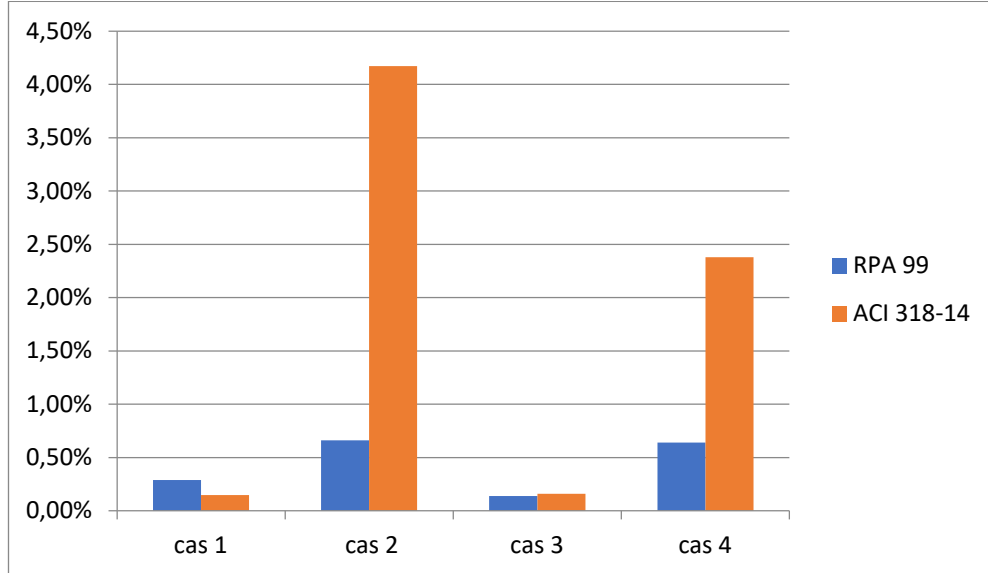


Figure 31 : les différents des taux verticaux entre RPA 99 et ACI 318

VI.2.2 le taux de ferrailage des armatures horizontale :

		Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4
RPA99-2003	Armature	8T10	8T10	8T10	8T10
	A_{Acier}	$= 8 \times \frac{\pi \times 10^2}{4}$ = 680 mm ²	= 680 mm ²	= 680 mm ²	= 680 mm ²
	A_{Beton}	= 6,4 × 10 ⁵ mm ²	= 6,4 × 10 ⁵ mm ²	= 7,2 × 10 ⁶ mm ²	= 1,11 × 10 ⁶ mm ²
	ρ_t (RPA)	= 1,06 × 10 ⁻³ = 0,106%	= 1,06 × 10 ⁻³ = 0,106%	= 9,44 × 10 ⁻⁵ = 0,00944 %	= 6,12 × 10 ⁻⁴ = 0,0612%
ACI 318-14	Armature	8T14	8T14	8T14	8T14
	A_{Acier}	$= 8 \times \frac{\pi \times 14^2}{4}$ = 1230,88 mm ²	= 1230,88 mm ²	= 1230,88 mm ²	= 1230,88 mm ²
	A_{Beton}	= 1600 × 400 = 6,4 × 10 ⁵ mm ²	= 6,4 × 10 ⁵ mm ²	= 7,2 × 10 ⁶ mm ²	= 1,11 × 10 ⁶ mm ²
	ρ_t (ACI)	= 1,92 × 10 ⁻³ = 0,192%	= 1,92 × 10 ⁻³ = 0,192 %	= 1,70 × 10 ⁻⁴ = 0,017%	= 1,1 × 10 ⁻³ = 0,11%

Tableau 31 : calculs des sections d'aciers et béton et le taux de ferrailage des armatures horizontale

	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4
ρ_t (RPA)	= 0,106%	= 0,106%	= 0,00944 %	= 0,0612%
ρ_t (ACI)	= 0,192%	= 0,192%	= 0,017%	= 0,11%

Tableau 32 : pourcentage de ferrailage horizontal

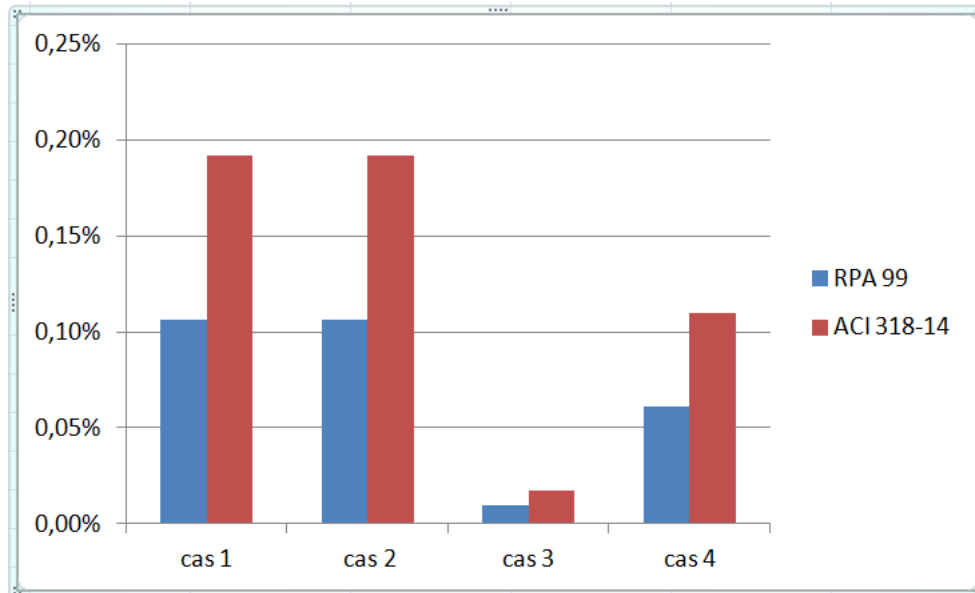


Figure 32 : les différents des taux horizontaux entre RPA 99 et ACI 318

VII.3 Comparaisons des résultats :

Armatures Verticales :

➤ Premier cas :

RPA 99 : Le pourcentage d'armature selon le code algérien RPA 99 est d'environ 0,5 %.

ACI 318-14 : Le pourcentage d'armature selon le code américain ACI 318-14 est inférieur à 0,5 %.

Analyse : Le pourcentage d'armature dans le RPA 99 est légèrement plus élevé que dans l'ACI 318-14 pour ce cas. Cela s'explique par le fait que le RPA 99 impose l'utilisation de la "zone d'about" dans tous les cas avant de commencer les calculs, tandis que l'ACI 318-14 se contente de l'armature minimale requise, considérant qu'elle est suffisante.

➤ Deuxième cas :

RPA 99 : Le pourcentage d'armature selon le code algérien RPA 99 est inférieur à 0,5 %.

ACI 318-14 : Le pourcentage d'armature selon le code américain ACI 318-14 est supérieur à 4,0 %.

Analyse : Le pourcentage d'armature dans l'ACI 318-14 est beaucoup plus élevé par rapport au RPA 99. La raison en est que l'ACI 318-14 accorde une attention particulière à l'armature

de la "zone d'about" en raison de son importance dans les études sismiques, tandis que le RPA 99 la prescrit de manière moins détaillée.

➤ **Troisième cas :**

RPA 99 et ACI 318-14 : Le pourcentage d'armature est pratiquement identique et inférieur à 0,5 %.

Analyse : Les pourcentages sont identiques car la "zone d'about" n'est pas requise dans l'ACI 318-14 pour ce cas, ce qui signifie que les exigences en matière d'armature sont plus faibles et similaires à celles du RPA 99.

➤ **Quatrième cas :**

RPA 99 : Le pourcentage d'armature selon le code algérien RPA 99 est d'environ 0,5 %.

ACI 318-14 : Le pourcentage d'armature selon le code américain ACI 318-14 est supérieur à 3,0 %.

Analyse : Le pourcentage d'armature dans l'ACI 318-14 est élevé par rapport au RPA 99, bien qu'il n'y ait pas de "zone d'about" dans l'ACI 318-14. Cela montre que l'armature selon l'ACI 318-14 peut être importante même sans exiger la "zone d'about", reflétant une approche plus conservatrice dans la conception pour assurer la sécurité structurelle.

Remarque :

Dans les cas où le RPA 99 impose la "zone d'about", le pourcentage d'armature est plus élevé. L'ACI 318-14 accorde une plus grande importance à l'armature de la zone d'extrémité, ce qui entraîne un pourcentage d'armature plus élevé en sa présence.

En l'absence de "zone d'about", le pourcentage d'armature est similaire entre les deux codes, mais l'ACI 318-14 peut imposer des pourcentages d'armature plus élevés pour garantir la sécurité, même sans ces zones.

Les deux codes ont des approches différentes pour calculer les pourcentages d'armature requis. Le code algérien RPA 99 tend à spécifier des pourcentages d'armature particuliers en présence de la "zone d'about", tandis que le code américain ACI 318-14 accorde une attention particulière à l'armature des zones d'extrémité pour assurer la sécurité structurelle, ce qui peut parfois conduire à des pourcentages d'armature plus élevés.

Armatures Verticales :

➤ **Premier et Deuxième cas :**

Dans ces deux premiers cas, nous observons que les exigences de ferrailage selon l'ACI 318-14 sont nettement plus élevées que celles du RPA 99, avec des taux approchant 0,20% pour l'ACI contre environ 0,10% pour le RPA.

Cette différence peut s'expliquer par la rigueur accrue du code ACI en matière de sécurité sismique, qui impose des quantités de ferrailage plus importantes pour améliorer la résistance et la ductilité des structures sous charges sismiques.

➤ **Troisième cas :**

Pour le cas 3, bien que les deux codes montrent des exigences plus faibles par rapport aux autres cas, l'ACI 318-14 continue d'exiger un taux de ferrailage légèrement supérieur.

Ce cas peut représenter une situation de charge ou de configuration structurelle spécifique où les besoins en ferrailage sont réduits, mais l'ACI maintient sa position sur des marges de sécurité élevées.

➤ **Quatrième cas :**

Le cas 4 présente également une exigence plus élevée pour l'ACI 318-14 par rapport au RPA 99, mais la différence est moins marquée que dans les cas 1 et 2.

Cela pourrait indiquer une situation intermédiaire où les critères de conception des deux codes convergent légèrement, mais avec l'ACI toujours en tête pour le taux de ferrailage.

Remarque :

La comparaison met en évidence que le code ACI 318-14 impose des exigences de ferrailage plus élevées que le RPA 99, reflétant une approche plus conservatrice en termes de sécurité sismique. Ces résultats soulignent l'importance d'évaluer et d'éventuellement mettre à jour le code RPA 99 pour garantir des niveaux de protection élevés pour les structures en Algérie, en particulier dans les zones à risque sismique élevé.

Conclusion Générale

Conclusion générale :

Au terme de cette étude comparative sur les directives de conception des voiles de cisaillement selon les normes ACI 318 et RPA 99 Version 2003, plusieurs points essentiels émergent. Premièrement, bien que ces deux normes partagent des objectifs communs en termes de sécurité et de performance structurale, leurs approches méthodologiques et leurs critères de dimensionnement diffèrent sensiblement. Cette divergence souligne l'importance de choisir la norme appropriée en fonction des contextes régionaux et des exigences spécifiques du projet.

L'analyse comparative a révélé que l'ACI 318 met davantage l'accent sur la flexibilité et la ductilité, favorisant des conceptions qui peuvent mieux absorber et dissiper l'énergie sismique. En revanche, le RPA 99 Version 2003, tout en adoptant une approche rigoureuse de la sécurité sismique, insiste sur des critères de rigidité plus stricts, ce qui peut limiter les déformations mais augmenter les efforts internes.

Ces différences soulignent la nécessité pour les ingénieurs de bien comprendre les fondements théoriques et les implications pratiques de chaque norme. En combinant les points forts des deux approches, il est possible de développer des stratégies de conception optimisées qui répondent aux exigences de sécurité, de performance et de durabilité.

En conclusion, cette étude contribue à une meilleure compréhension des normes de conception des structures en béton armé, et propose une base solide pour des recherches futures visant à harmoniser et à améliorer ces directives. Les résultats obtenus encouragent également une réflexion continue sur l'adaptation des normes de conception aux avancées technologiques et aux nouveaux défis environnementaux.

Références

Références bibliographique :

- **Eurocode 8:** Conception des structures pour la résistance aux séismes
- **de Normalisation (CEN).** (2004). Eurocode 2: Conception des structures en béton -
- **ACI 318.** (2014). Exigences du code pour le béton structuré (ACI 318-14) et commentaire. American Concrete Institute.
- **RPA 99 Version 2003.** (2003). Règles Parasismiques Algériennes. Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique.
- Exemple de conception de mur de cisaillement spécial. Université de Damas, Faculté de Génie Civil, Département de Génie Structurel.
- Exemple de Rafik Taleb (Laboratoire de Génie Civil et Géo-matériaux, Département de Génie Civil, Université de Blida 1, BP270 route de Soumaa, Blida, Algeria) (Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Nagatsuta 4259, 226-8503 Yokohama, Japan).

وَمَا تَوْفِيقِي إِلَّا بِاللَّهِ
عَلَيْهِ تَوَكَّلْتُ وَإِلَيْهِ أُنِيبُ

[هود: ٨٨]