



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État en Génie Civil

Techniques de réparation et de renforcement des ouvrages en béton armé

Réalisé par :

M. Ahmed Yassine FERAHI

M. Abdelaziz CHABOU

Encadré par :

Mme. Nadja BAUCHE

Soutenu le 06 juillet 2023, Devant le jury composé de :

M. Abdelmadjid TADJADIT : - Président

Mme. Messaouda CHERRAK : - Examinatrice

Mme. Nadja BAUCHE : - Promotrice



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État en Génie Civil

Techniques de réparation et de renforcement des ouvrages en béton armé

Réalisé par :

M. Ahmed Yassine FERAHI

M. Abdelaziz CHABOU

Encadré par :

Mme. Nadja BAUCHE

Soutenu le 06 juillet 2023, Devant le jury composé de :

M. Abdelmadjid TADJADIT : - Président

Mme. Messaouda CHERRAK : - Examinatrice

Mme. Nadja BAUCHE : - Promotrice

Dédicace

“

*To my wonderful mother,
Thank you for being my rock, my unwavering support.
Your strength, kindness, and unconditional love have
guided me throughout this journey.
This work is dedicated to you, as a testament to my
eternal gratitude.*

”

Ahmed Yassine FERAHI

“

*Je dédie ce travail à : Ma mère qui m'a entouré
d'amour, d'affection et qui fait tout pour ma réussite,
que dieu la garde ;*

”

Abdelaziz CHABOU

Remerciements

First and foremost, I would like to express my deep gratitude to my mother, my father, and my family, especially my cousin Amir. Their unwavering support, encouragement, and love have been crucial to the completion of this work.

I would also like to extend heartfelt thanks to my friends Selmane, Ahcine, and Lokmane. Their friendship, advice, and presence have been a great source of comfort throughout this journey.

My gratitude also goes to my friends that i have known from school Amine, Mohamed, and Mondhir, who have shared the ups and downs of this academic experience with me.

I would like to give a special mention to Melissa, for her constant support and invaluable listening ear.

A big thank you to my classmates, especially Amel, Ikram, and Souha, for our collaboration, fruitful exchanges, and mutual assistance.

I would like to express my appreciation to engineer Merouane BELHAMICHE for his valuable assistance throughout this research.

Lastly, my sincerest thanks go to Mrs. Baouche, our supervisor, for her guidance, expertise, and dedication throughout this project.

Their contributions have been instrumental in the successful completion of this work, and I am deeply grateful to each and every one of them.

Ahmed Yassine FERAHI

Tout d'abord, je remercie le bon dieu pour m'avoir donnée le courage et la santé pour accomplir ce travail qui n'aurait pas pu aboutir à des résultats sans l'aide, sans l'accompagnement et sans les encouragements de nombreuses personnes. Je tiens également à remercier :

Ma mère, mon père, mes frères Mohammed et Youcef pour votre soutien fraternel et votre encouragement ont été d'une valeur incommensurable. Vous avez été là pour écouter mes idées, me donner des conseils précieux et m'encourager à persévérer, même lorsque le chemin était semé d'embûches. Votre présence m'a donné la confiance nécessaire pour aller de l'avant, et je vous en suis profondément reconnaissant.

Madame BAUCHE, directrice de thèse, pour son encadrement, ses conseils et qui a toujours suivi ce travail avec un très grand intérêt.

Monsieur ZOURGHI, professeur à l'école nationale supérieure des travaux publics, pour sa gentillesse, sa disponibilité permanente et pour les nombreux encouragements qu'il m'a prodigués.

Je remercie les membres de jury, Monsieur le président TADJADIT, d'avoir accepté de présider le jury et madame CHERRAK d'avoir accepté d'examiner ce travail.

Je remercie aussi mes amis Ilyes, Islam, Amine, Adlen, Rayane, Aymen, Adel, Saddam, Maria et Camelia , vous avez été mes piliers tout au long de cette aventure. Votre soutien moral, vos encouragements constants et votre présence joyeuse ont été des sources de réconfort et de motivation.

Abdelaziz CHABOU

ملخص

هذه الرسالة تتناول موضوع أمراض الخرسانة المسلحة وتركز على منهجية التشخيص وتقنيات تقوية أو يتناول هذا البحث موضوع أمراض الخرسانة المسلحة، مع التركيز على منهجية التشخيص وتقنيات التعزيز أو الإصلاح للهياكل المسلحة بالخرسانة. يشمل تحليلاً مفصلاً لأمراض شائعة، وتشخيص دقيق، وتقنيات تعزيز تقليدية ومبتكرة، ودراسة حالة حول الصوامع التالفة. يساهم هذا العمل في تقدم المعرفة من خلال تحسين المتانة والمرونة للهياكل المسلحة بالخرسانة تجاه الضغوط والزلازل.

الكلمات الرئيسية: أمراض الخرسانة المسلحة، تشخيص، تقوية، إصلاح

Abstract

This thesis addresses reinforced concrete pathologies, focusing on diagnosis methodology and techniques for reinforcement or repair of reinforced concrete structures. It includes an in-depth analysis of common pathologies, accurate diagnostics, conventional and innovative reinforcement techniques, and a case study on damaged silos. This work contributes to advancing knowledge by improving the durability and resilience of reinforced concrete structures against stresses and earthquakes.

Keywords : reinforced concrete pathologies, diagnosis, reinforcement, repair

Résumé

Ce mémoire traite des pathologies du béton armé, en se concentrant sur la méthodologie de diagnostic et les techniques de renforcement ou de réparation des structures en béton armé. Il comprend une analyse approfondie des pathologies courantes, une méthodologie de diagnostic précis, des techniques de renforcement conventionnelles et innovantes, ainsi qu'une étude de cas sur des silos endommagés. Ce travail contribue à l'avancement des connaissances en améliorant la durabilité et la résilience des constructions en béton armé face aux contraintes et aux séismes.

Mots-clés : pathologies du béton armé, diagnostic, renforcement, réparation

Table des matières

Table des Figures	
List des Tables	
Liste des sigles et acronymes	
Introduction générale	16
1 Pathologies du béton	20
1.1 Introduction	21
1.2 Différents pathologies	21
1.2.1 Les attaques chimiques	21
1.2.2 Gradients de température et d'humidité	24
1.2.3 Le choc sismique	25
2 Diagnostic des structures	29
2.1 Introduction	30
2.2 Typologie	30
2.3 Méthodologie du diagnostic	30
2.3.1 Première étape : examen visuel	31
2.3.2 Deuxième étape : diagnostic sismique simplifié	31
2.3.3 Troisième étape : cas où l'ouvrage ne résiste pas à l'action sismique	32
2.3.4 Quatrième étape : nouveau calcul intégrant les éléments de renforcement	33
2.3.5 Cinquième étape : nouveau calcul avec la disposition finale des renforcements, étude du coût prévisionnel	34
2.3.6 Sixième étape : projet d'exécution	35
3 Techniques de renforcement	36
3.1 Introduciton	37
3.2 Les strategies de renforcement	37

3.2.1	Accroître la résistance des structures rigides	37
3.2.2	Accroître la résistance et la ductilité des structures souples	38
3.2.3	Dissiper l'énergie transmise à la structure	38
3.2.4	Isoler la structure de sa fondation	38
3.3	Renforcement par matériaux composites	39
3.3.1	Introduction	39
3.3.2	Principe de la méthode	39
3.4	Renforcement par treillis métallique	41
3.5	Chemisage en béton armé	42
3.5.1	Définition	42
3.5.2	Raisons pour procéder au chemisage en béton	42
3.5.3	Le processus de chemisage en béton armé	43
3.6	Renforts par béton projeté	43
4	Présentation de l'ouvrage	45
4.1	Introduction	46
4.2	dimensions et caractéristiques	46
4.2.1	Informations générales	46
4.2.2	Détails sur la superstructure	47
4.3	Calcul des forces	51
4.3.1	Chargement horizontale et verticale due au remplissage	51
4.3.2	Chargement du correction de remplissage	55
4.3.3	Chargement horizontale et verticale due au vidange	58
4.4	Analyse Pushover de la structure originale	67
4.4.1	Présentation du modèle	67
4.4.2	Paramètres utilisés pour l'analyse Pushover	68
4.4.3	Le chargement sismique	68
5	Redimensionnement de la structure	81
5.1	Introduction	82
5.2	Détermination des charges sismiques	83
5.2.1	Choix du spectre	83
5.2.2	Les combinaisons des charges	84
5.3	Modélisation de la structure	85
5.4	Calcul des fréquences et des modes propres	87
5.5	Interpretation et calcul de ferrailage	88
5.5.1	Effort de compression	88
5.5.2	Calcul de ferrailage	89
5.6	Analyse Pushover de structure	93

Table des matières

5.6.1	Propriétés des rotules	93
5.6.2	Interprétation des résultats	94
5.7	Conclusion	105
	Conclusion générale	107
	Bibliographie	111
	Webographie	112

Table des figures

1.1	L'effet de la réaction alcali-granulaire sur le béton	21
1.2	Effet de carbonatation sur le béton	23
1.3	corrosion des aciers	24
3.1	Courbe de capacité des structures	37
3.2	Renforcement d'une cheminée	40
3.3	Contreventement par ajout de croix de Saint André	41
3.4	Renfort par béton projeté	44
4.1	Plan de coffrage des voiles de 0m à +51.83m	48
4.2	voiles de +51.83m à +55.63m	49
4.3	voiles de +55.63m à +56.43m	50
4.4	Schématisation des charges dans les silos	51
4.5	Silos circulaires : élévation latérale et vue en plan de la charge du correction de remplissage	55
4.6	Canal d'écoulement et schéma des pressions	58
4.7	Canal d'écoulement à décharge excentrique et distribution des pressions	59
4.8	modèle réalisé par ETABS	67
4.9	Le chargement sismique	69
4.10	Schéma de chargement pour les deux directions X et Y	70
4.11	Points de contrôle et déplacements max suivant les deux directions X et Y	71
4.12	définition automatique des rotules	72
4.13	renforcement uniforme des rotules	72
4.14	Propriétés mécaniques du béton	73
4.15	Loi de comportement du béton	74
4.16	Les caractéristiques des armatures	75
4.17	Loi de comportement des armatures	75
4.18	Comportement des fibres de béton	76
4.19	Comportement des fibres d'acier	77
4.20	Courbe de capacité sur la direction X	78
4.21	Courbe de capacité sur la direction Y	79

Table des figures

4.22	Courbe de capacité suivant X par rapport à l'action sismique	79
4.23	Courbe de capacité suivant Y par rapport à l'action sismique	79
5.1	Spectre de calcul	83
5.2	modele des silos sur AUTOdesk ROBOT	86
5.3	le fond incliné	87
5.4	Distribution de l'effort de compression maximale	88
5.5	Distribution de l'effort de traction maximale	89
5.6	géométrie des voiles	90
5.7	Distribution de la contrainte σ	91
5.8	Effort de traction maximale sur les parois	92
5.9	Propriétés mécanique du béton C45/55	94
5.10	Force de cisaillement de base en fonction du déplacement surveillé suivant X	94
5.11	Force de cisaillement de base en fonction du déplacement surveillé suivant Y	95
5.12	Courbe de capacité suivant X par rapport à l'action sismique	95
5.13	Courbe de capacité suivant Y par rapport à l'action sismique	96
5.14	Déplacement cible suivant X	97
5.15	Déplacement cible suivant Y	98
5.16	Formation des premières rotules suivant X	99
5.17	Formation des premières rotules suivant Y	99
5.18	Les premières CP(Collapse prevention) rotules qui se sont formées suivant X	100
5.19	Les premières CP(Collapse prevention) rotules qui se sont formées suivant Y	100
5.20	les premières rotules à s'effondrer suivant X	101
5.21	les premières rotules à s'effondrer suivant Y	101
5.22	comportement de la rotule numéro 71	102
5.23	comportement de la rotule numéro 197	102
5.24	Comportement du fibre de béton de la rotules 71	103
5.25	Comportement du fibre de béton de la rotules 197	103
5.26	Comportement du fibre d'acier de la rotules 71	104
5.27	Comportement du fibre d'acier de la rotules 197	104
5.28	Fissures causées par le fond incliné	105
5.29	Fissures dans le direction Y	106
5.30	Dommages causés par le flambement des armatures	106

Liste des tableaux

4.1	Valeur de la pression horizontale $P_{hf}(z)$	53
4.2	Valeurs de la pression verticale $P_{wf}(z)$	54
4.3	Valeurs de la charge de correction $P_{pf}(z)$	57
4.4	valeurs de $P_{hce}(z)$	61
4.5	Valeurs de $P_{wce}(z)$	62
4.6	Valeurs de $P_{hae}(z)$	63
4.7	Valeurs de $P_{wae}(z)$	64
4.8	Accélération maximale	66
5.1	Situations de conception et Combinaisons d'Actions à l'ELU	84
5.2	Situations de conception et Combinaisons d'Actions à l'ELS	84
5.3	Situations de conception et Combinaisons d'Actions à l'ELA	85
5.4	Modes et périodes propres	88
5.5	Les efforts maximaux dans les voiles	89

Liste des sigles et acronymes

RAG	<i>Reaction Alkali Granulaire</i>
CP	Collapse prevention
DOF	Degree of freedom
FEMA	Federal Emergency Management Agency
R	Coefficient de comportement global de la structure
Q	Facteur de Qualité.
A	Coefficient d'accélération de zone
T*	Période du système équivalent à un seul degré de liberté idéalisé.
γ	poids unitaire du solid
E	Module de Young du matériau
G	Module de cisaillement
d_c	Diamètre des silos"
A_s	section des armatures
SMHV	Séisme Maximum Historiquement Vraisemblable
SMS	Séisme Majoré de Sécurité

Introduction générale

Contexte

Les structures en béton jouent un rôle essentiel dans la construction moderne, offrant résistance, durabilité et polyvalence. Cependant, au fil du temps, ces structures peuvent présenter diverses pathologies qui compromettent leur intégrité et leurs performances. Le diagnostic efficace, le renforcement et la réparation des structures en béton sont nécessaires pour garantir leur longévité et leur sécurité.

Problématique

Lors du séisme dévastateur de 2003 qui a secoué les Wilayas d'Alger et de Boumerdes, les silos du complexe agroalimentaire de Corso, situé à Boumerdes ont subi des dommages importants nécessitant une évaluation approfondie de leurs performances structurelles afin d'envisager des solutions de renforcement adéquates.

Les séismes peuvent causer des dommages significatifs aux structures en béton armé, compromettant leur stabilité et leur durabilité. Dans ce contexte, l'analyse Pushover est une méthode efficace, simple, et très utilisée dans le confortement et la réhabilitation des ouvrages en béton armé endommagés par les séismes. Elle permet de tracer la courbe de capacité afin de la comparer à la courbe de demande sismique d'une structure donnée, et évaluer ainsi le point de performance de cette dernière.

Dans cette optique, ce mémoire vise à explorer l'efficacité de l'analyse Pushover dans la détection et la caractérisation des dommages causés par le séisme de 2003 aux silos de Boumerdes, et à proposer des stratégies de renforcement appropriées pour assurer la stabilité et la durabilité de ces structures face à de futurs séismes.

Cette étude se focalise sur l'identification des indicateurs clés de dommages, la caractérisation de leur nature, de leur étendue en plus de la validation des stratégies de renforcement proposées. .

Objectifs

Ce mémoire vise à atteindre plusieurs objectifs.

Tout d'abord, il a pour but de fournir une vue globale des différentes pathologies rencontrées dans les structures en béton. En examinant ces pathologies, nous pourrions mieux comprendre les problèmes auxquels sont confrontées ces structures et développer des solutions appropriées pour les résoudre.

Deuxièmement, ce mémoire se concentre sur la méthodologie de diagnostic des structures. En comprenant les techniques de diagnostic, nous pourrions évaluer de manière précise l'état des structures en béton et identifier les problèmes existants.

Enfin, cette recherche se penche également sur les méthodes de renforcement des structures en béton. Nous explorerons les différentes approches traditionnelles et les nouvelles techniques utilisées pour renforcer ces structures et garantir leur durabilité.

En combinant ces objectifs, cette thèse vise à contribuer à l'amélioration des pratiques de renforcement et de réparation des structures en béton, tout en fournissant des recommandations précieuses dans le domaine.

Organisation du mémoire

Ce mémoire est organisé en cinq chapitres :

Le premier chapitre de cette thèse explore les différentes pathologies affectant le béton. L'objectif est de fournir une compréhension approfondie des différentes pathologies afin d'identifier leurs causes et leurs conséquences. Ce chapitre offre une vue d'ensemble des problèmes susceptibles d'affecter la durabilité et la performance des structures en béton.

Le deuxième chapitre de cette thèse aborde la méthodologie de diagnostic des structures en béton. Ce chapitre met l'accent sur l'importance de la collecte de données, des inspections visuelles. L'objectif est de fournir aux professionnels des outils et des approches efficaces pour évaluer la condition des structures en béton et prendre des décisions éclairées en matière de réparation et de renforcement.

Le troisième chapitre de ce mémoire se concentre sur les méthodes de renforcement et de réparation des structures en béton. Il présente une gamme de techniques et d'approches traditionnelles et innovantes utilisées pour renforcer les structures affaiblies, réparer les dommages existants et améliorer la durabilité et la résistance des éléments en béton. L'objectif est de fournir aux ingénieurs et aux praticiens des solutions pratiques et efficaces pour restaurer la capacité portante et la performance des structures en béton endommagées.

Dans le quatrième chapitre, des informations générales sur la structure sont fournies, mettant en évidence ses caractéristiques clés, son historique et son contexte. Une analyse de poussée sur la structure est réalisée pour évaluer sa résistance face

aux charges sismiques . Les résultats de cette analyse confirment la vulnérabilité de la structure face aux séismes .

Dans le cinquième chapitre de ce mémoire, une réévaluation de l'armature appropriée pour la structure est effectuée. Des calculs précis sont réalisés afin de déterminer la quantité et la disposition optimales des barres d'armature nécessaires pour renforcer la structure. Par la suite, une analyse de poussée est réalisée sur la nouvelle structure renforcée afin d'évaluer sa résistance aux charges sismiques. Cette analyse vise à déterminer si les modifications apportées à l'armature ont permis d'améliorer la capacité de la structure à résister aux contraintes sismiques.

Dans la dernière partie de ce mémoire, des solutions de réparation et de renforcement ont été proposées pour restaurer la structure endommagée. En se basant sur les résultats des analyses précédentes et en prenant en compte les différentes pathologies identifiées, des méthodes spécifiques ont été recommandées.

Chapitre 1

Pathologies du béton

1.1 Introduction

Les ouvrages en béton sont mis en danger par divers phénomènes qui peuvent altérer leurs résistance et les affaiblir. Avec le temps ces agressions peuvent être très dangereuses et affecter la durabilité et la durée de vie de nos ouvrages et peuvent aussi mettre la vie des personnes en danger . Cependant, les spécialistes sont les principaux responsables et doivent savoir identifier ces risques et établir et justifier des solutions pour lutter contre ces phénomènes .[5]

En identifiant rapidement les pathologies, il est possible de prendre des mesures pour réparer et renforcer les structures et ainsi assurer leur durabilité.

1.2 Différents pathologies

De nombreux facteurs peuvent contribuer à la détérioration du béton. Les principaux sont les suivants :

1.2.1 Les attaques chimiques

1.2.1.1 Réaction alcali-granulaire

Les réactions alcali-granulats sont des réactions de dégradation qui se produisent à l'intérieur du béton (FIG 1.1) . c'est le résultat d'une réaction entre les ions hydroxydes (OH^-) et les ions alcalins solubles (Na^+ , K^+) et les granulats . Ces réactions risquent du gonflement et de la fissuration de béton affectés. [8]



FIG. 1.1 : L'effet de la réaction alcali-granulaire sur le béton

Il y a 3 types de ses réactions

1.2.1.1.1 Réaction alcalis-silice

C'est la plus courantes parmi les (RAG) elle est causée par la présence certains granulats siliceux qui proviennent de certains granites, gneiss, roches volcaniques ...etc Le danger provoqué par cette réaction est le gonflement du béton causé par un gel qui absorbe de l'eau et augmente le volume. La pression exercée par le gel provoque la propagation des fissures dans le béton.

1.2.1.1.2 Réaction alcalis-carbonate

Appelée aussi la réaction de dédolomitisation, elle est moins bien connue que la reaction alcali-silice, elle se produit du au présence de dolomie ou de magnésite dans les agrégats pourant engendrer une réaction entre le carbonate de magnésium et la chaux qui donne lieu à la cristallisation de brucite, un hydroxyde de magnésium dont le gonflement différé peut endommager le béton.

1.2.1.1.3 Réaction alcali-silicate

La réaction alcali-silicate survient lorsque les agrégats du béton sont contaminés par la présence de minéraux argileux (argile, terre, ...).

L'argile peut parfois être présente comme impureté au sein même de roches calcaires. Souvent, ce qui est pris pour une réaction alcali-carbonate est en fait c'est une réaction alcali-silicate. Cette réaction est une cousine de la réaction alcali-silice et donne lieu également à la formation de silicates de calcium hydratés (C-S-H). Ce type d'interactions est très étudié dans le cadre des interfaces argile/béton et des panaches alcalins se développant en milieu argileux pour le stockage géologique des déchets radioactifs.

1.2.1.2 Carbonatation

La carbonatation du béton est un processus de dégradation lente qui entraîne des modifications de la structure du matériau et altère son comportement (FIG 1.2). Le dioxyde de carbone présent dans l'air se dissout dans l'eau et pénètre dans les pores du béton, réagissant avec l'hydratation de la chaux présente dans le matériau. Cette réaction peut être simplifiée de la manière suivante :

La carbonatation n'affecte pas la résistance intrinsèque du béton, et peut même être bénéfique en améliorant sa résistance mécanique et sa résistance aux agents agressifs présents dans l'eau. Cependant, elle entraîne la disparition de l'enrobage du béton

et provoque une diminution du pH jusqu'à environ 9, ce qui réduit la protection chimique des armatures



FIG. 1.2 : Effet de carbonatation sur le béton

La vitesse de carbonatation est fonction de l'humidité relative de l'air, pour un béton ordinaire la carbonatation est maximale pour une humidité relative de l'ordre de 60% et presque nulle en atmosphère sèche. Une grande concentration en CO_2 augmente la vitesse de carbonatation du béton. La carbonatation est aussi affectée par la température, les profondeurs carbonatées varient proportionnellement avec la température. [6]

1.2.1.3 Corrosion

Comme mentionné précédemment, il existe différentes raisons chimiques pour la détérioration du béton, mais la corrosion de l'acier est la plus fréquente d'entre elles (FIG 1.3). Cela peut arriver à cause de la carbonatation du béton d'enrobage par l'adsorption du gaz carbonique contenu dans l'atmosphère, par la pénétration des ions chlorures jusqu'au niveau des armatures ou bien à cause des fissures qui existent dans le béton. [1]



FIG. 1.3 : corrosion des aciers

1.2.2 Gradients de température et d'humidité

1.2.2.1 Gel/dégel

Les ouvrages en béton soumis à des basses températures en hiver peuvent montrer des signes d'altération marqués (fissuration de masse, écaillage) en relation avec la répétition de cycles gel/dégel.

Un béton qui experience une température légèrement inférieure à zéro (-3 °C à -4 °C) voit une partie de l'eau contenue dans les pores geler. En effet, la température de passage de l'eau de l'état liquide à l'état solide étant notamment fonction du diamètre des pores, seule l'eau contenue dans les pores les plus gros (porosité capillaire) gèle. L'eau chimiquement liée ou adsorbée sur les parois des pores les plus fins est fortement structurée et ne peut cristalliser sous forme de glace que pour des températures inférieures à -78 °C , températures naturellement jamais atteintes pour le sujet qui nous concerne.

Comme la plupart des matériaux poreux, le béton augmente de volume lorsqu'il est soumis au gel. Pour sa part, l'eau subit, en gelant, une augmentation de son volume massique de l'ordre de 9%, mais cette augmentation n'est pas la seule responsable de l'augmentation de volume du béton. Le passage de l'eau de l'état liquide

à l'état solide engendre aussi des pressions hydrauliques sur l'eau des capillaires restée à l'état liquide.

Les désordres liés à la répétition des cycles de gel/dégel sont ainsi susceptibles d'apparaître lorsque les pressions créées deviennent supérieures à la résistance à la traction du béton et on peut citer les problèmes majeurs .

- Une fissuration de la masse de béton dans le cas du gel interne .
- Un écaillage de la surface de béton .

1.2.2.2 Gradient de température

Les variations de température réellement subies par la structure sont relativement mal connues et dépendent de nombreux paramètres tels que la nature et l'épaisseur du parois, le type de section transversale et l'inclinaison des surfaces exposées au soleil. Il est cependant loisible de négliger l'inertie thermique des ouvrages courants en supposant que les variations de température ambiante sont celles effectivement subies par la structure.

Le gradient de température entraîne des dilatations des granulats et de la pâte. Celles-ci engendrent alors des contraintes de compression parallèles à la surface chauffée, et par effet Poisson une déformation perpendiculaire à la surface chauffée, qui peut entraîner des contraintes de traction. De plus, le gradient thermique provoque des dilatations différentes entre pâte et granulats du fait de leurs caractéristiques thermiques. Cette incompatibilité de dilatation thermique entre granulats et pâte de ciment est intéressante, cependant, l'efficacité des fibres synthétiques dans la tenue au feu est difficilement explicable dans ce cas-là. Il semble tout de même intuitif que cet aspect puisse entrer en jeu dans les instabilités. Si ce n'est pas le facteur principal, il peut être un élément déclencheur.

L'élévation de température provoque une modification considérable des propriétés mécaniques de l'acier. À 400° C, la limite d'élasticité de l'acier est ramenée à 60% de sa valeur initiale. Il est prouvé qu'une structure acier soumise à la chaleur n'assurera plus sa fonction portante après un certain temps et s'écroulera. [8]

1.2.3 Le choc sismique

1.2.3.1 Introduction

Lorsque des tremblements de terre se produisent, les constructions subissent des mouvements oscillatoires dans les directions horizontale, verticale et de torsion. Ces

oscillations sont causées par les mouvements du sol sur lequel elles reposent, ce qui entraîne des déformations dans les structures plutôt que des forces extérieures. Dans le cadre des calculs, des forces d'inertie (charges sismiques) sont associées à ces déformations imposées. En plus des déformations globales du bâtiment, il peut y avoir des déformations différentielles qui résultent d'oscillations asynchrones entre ses différentes parties. L'importance de ces déformations différentielles dépend de la conception globale du bâtiment.

1.2.3.2 Comportement des bâtiments exposés aux séismes

La manière dont oscillent les bâtiments exposés à un séisme dépend de la disposition des éléments lourds et rigides comme les murs ou autres éléments participant au contreventement, ainsi qu'au choix du matériau de structure (maçonnerie, béton, acier, bois) dont dépend l'amortissement des mouvements oscillatoires, il y a trois modes d'oscillations principales dont :

1.2.3.2.1 Oscillations horizontales

Les constructions sont relativement vulnérables aux oscillations, en particulier lorsqu'elles entrent en résonance avec le sol. Même si les constructions sont conçues avec des contreventements ou autocontreventements, ils s'avèrent souvent insuffisants face aux tremblements de terre, car ces derniers sont le critère déterminant de la conception. Par conséquent, un renforcement du contreventement est nécessaire. Lorsqu'il y a résonance avec le sol, les amplitudes d'oscillation de la construction deviennent très importantes et entraînent souvent l'effondrement de la structure. La résonance se produit lorsque les oscillations libres de la construction ont une fréquence similaire à celle du sol. Les amplitudes d'oscillation augmentent alors de manière considérable, tout comme une balançoire mise en mouvement par des impulsions à une fréquence spécifique. Les dommages causés par la résonance sont souvent très graves.

1.2.3.2.2 Oscillations verticales

Les constructions sont bien adaptées pour supporter ces oscillations car elles sont conçues pour résister aux charges gravitationnelles, qui agissent verticalement. Cependant, seuls les éléments capables de subir des déformations verticales importantes sont relativement vulnérables. Cela inclut les poutres de grande portée et les balcons présentant un porte-à-faux de plus de deux mètres, surtout s'ils sont lourds ou s'ils supportent des charges à leur extrémité.

1.2.3.2.3 Oscillations de torsion

Les oscillations de torsion résultent d'une conception inadéquate des constructions, étant donné que le sol lui-même ne tourbillonne pas. Pendant les séismes, les parties de la structure qui sont plus déformables subissent une torsion par rapport aux parties plus rigides. Les bâtiments sont extrêmement vulnérables aux oscillations de torsion, qui sont parmi les phénomènes les plus destructeurs en termes de dégâts causés.

1.2.3.3 Incidence de l'architecture sur le comportement des bâtiments exposés aux séismes

La façon dont les bâtiments oscillent lorsqu'ils sont soumis à un séisme est déterminée par l'architecture du système porteur, qui est étroitement liée à la forme globale du bâtiment, l'emplacement d'un mur, d'un poteau, d'un escalier ou d'une ouverture à un endroit plutôt qu'à un autre peut modifier considérablement le comportement d'une construction soumise à un tremblement de terre. Parmi les effets dangereux causés par l'architecture lors d'un séisme on peut citer :

1.2.3.3.1 Effet de « niveau souple »

Un niveau est considéré comme "niveau souple" lorsqu'il présente une rigidité significativement inférieure à celle du niveau immédiatement supérieur (une différence de 30 % est suffisante). Lors de séismes, les déformations de la construction se concentrent principalement sur ce niveau. Si ces déformations deviennent importantes, notamment lors de séismes de forte ou moyenne intensité, la structure ne peut les supporter. Par conséquent, une conséquence fréquente est l'écrasement du niveau souple.

1.2.3.3.2 Effet de « poteau court »

Dans un bâtiment doté de planchers en béton armé, les forces horizontales engendrées par les séismes se répartissent entre les éléments verticaux de la structure en fonction de leur rigidité latérale. Dans le cas des structures en portique, certains poteaux peuvent être plus courts, comme ceux situés dans le vide sanitaire, ou leur capacité de déformation peut être limitée en raison de la présence d'allèges en maçonnerie, de paliers d'escalier intermédiaires, de mezzanines, de rampes ou d'autres éléments. Ces poteaux plus rigides sont donc soumis à une charge nettement plus importante et peuvent être endommagés voire détruits par cisaillement.

1.2.3.3 Porte-à-faux

Les éléments en porte-à-faux (dalles, poutres ou niveaux entiers) subissent sous l'action des composantes verticales des déformations différentes de celles du reste de la structure. Les concentrations de contraintes qui en résultent au droit de la façade sont en général acceptables lorsque la portée des porte-à-faux est faible et leur masse peu importante. En revanche, les porte-à-faux dépassant 2 m sont relativement vulnérables aux séismes et leur rupture lors d'événements majeurs n'est pas rare.

1.2.3.4 La forme en plan des constructions

Lorsque le bâtiment a une forme de L, T ou X sans joints de dilatation ou de tassement, ou s'il présente des étages en retrait, ses différentes parties oscillent de manière désynchronisée, parfois dans des directions opposées les unes par rapport aux autres. Dans les angles rentrants où les ailes ou les parties du bâtiment ont une rigidité différente, tels que les volumes en retrait ou en saillie, les dommages sismiques sont souvent importants. Il arrive parfois que les constructions s'effondrent.

1.2.3.4 Le rôle de la règlement parasismique

La protection réglementaire ne peut garantir une protection totale. La norme parasismique vise à atteindre une probabilité raisonnablement faible d'effondrement ou de dommages structuraux majeurs lors d'actions sismiques calculées qui sont inférieures au séisme maximal envisageable. Par conséquent, l'application de la norme ne peut assurer l'absence de dommages graves en cas de séisme destructeur. Des bâtiments conformes à la norme parasismique ont parfois subi des effondrements. Cependant, lorsque les règles parasismiques sont respectées, les dommages graves sont heureusement rares. De plus, les maîtres d'ouvrage ont la liberté d'opter pour une protection supérieure à la protection réglementaire. L'objectif principal de la réglementation parasismique est de préserver les vies humaines, tout en préservant également les constructions, même lors de séismes majeurs, pour s'inscrire dans une démarche de développement durable. Pour cela, il est essentiel de concevoir l'architecture de l'ouvrage de manière à réduire au minimum l'impact des séismes, car l'architecture conditionne l'ampleur des oscillations lors d'un tremblement de terre donné. De plus, si l'architecture ne favorise pas la résistance de la construction aux séismes, le coût de la protection réglementaire peut être élevé. [15]

Chapitre 2

Diagnostic des structures

2.1 Introduction

Cette partie présente des renseignements sur le processus d'évaluation de béton dans une structure existante. Une évaluation approfondie et logique de l'état actuel de la structure est la première étape du Projet de réparation ou réhabilitation , généralement, à la suite d'un signe visible de faiblesse de la structure .

2.2 Typologie

Établir l'historique de l'ouvrage concerné par le diagnostic peut constituer la première étape d'un travail plus important, qui est l'établissement d'une typologie par famille de bâtiments. Compte tenu des différentes périodes de construction, du type de matériaux disponibles, des possibilités de mise en œuvre, les bâtiments peuvent être classés en fonction :

- des matériaux utilisés pour la construction : pierres, briques, béton armé, métal, bois ou une combinaison de ces matériaux .
- de l'endroit de la construction : chaque région a ses propres traditions .
- de la période de construction et de la réglementation en vigueur à la date de construction .
- de la destination des bâtiments : résidentiels, tertiaires, industriels .
- du type de structure :
 - murs porteurs en pierre ou en brique avec planchers en bois ou en métal.
 - portiques en béton armé.
 - portiques en béton armé avec remplissage des panneaux en maçonnerie .
 - type et disposition des murs.
 - structures en charpente ou bien bois .
 - structures partiellement ou entièrement préfabriquées.

2.3 Méthodologie du diagnostic

La méthodologie proposée pour l'analyse de la résistance à l'action sismique des bâtiments existants est bien entendu évolutive : les méthodes d'investigation et de

calcul des ouvrages existants sont en constante amélioration , la connaissance des lois de comportement des matériaux, des marges et du chemin de ruine s'affine de plus en plus. C'est une démarche complète qui peut être adaptée et éventuellement simplifiée, cas par cas, en fonction de la complexité du bâtiment.

2.3.1 Première étape : examen visuel

L'examen visuel est l'appréciation qualitative du comportement des bâtiments sous l'action sismique. Cette étape consiste en une visite des lieux, en l'examen des notes de calculs et des plans d'exécution de l'ouvrage existant. Disposer d'un dossier complet suppose parfois de longues recherches et nécessite dans certains cas la mise en conformité des plans avec la structure existante ; il faut remarquer que cette partie du diagnostic sera facilitée si le bâtiment a fait l'objet d'une surveillance régulière. Pour permettre la compréhension de la structure existante, les plans doivent comporter :

- les coffrages des éléments en béton armé.
- l'implantation et l'échantillonnage des profilés métalliques.
- les cloisons en maçonnerie.
- les faux-plafonds et les faux-planchers.
- les traversées dans les voiles, poutres et planchers avec leurs dimensions et leur implantation.

Si à la suite de l'examen visuel (1^o étape) il apparaît évident que le bâtiment ne résistera pas à l'action sismique, on peut regrouper la 2^o et la 3^o étape.

2.3.2 Deuxième étape : diagnostic sismique simplifié

Une collaboration doit s'établir entre le maître d'ouvrage, l'utilisateur et l'expert dès le début de cette étape essentielle, qui comporte :

- la définition de l'action sismique : séisme réglementaire ou séisme spécifique du site (SMHV, SMS, séisme proche, séisme lointain, etc.) .
- la recherche des plans guides comportant les charges d'exploitation : circulation, équipe-ments, etc.

- la détermination des caractéristiques dynamiques du sol, extrapolées à partir des études existantes sur le site, avec le choix de la fourchette de valeurs à prendre en compte dans les calculs ;
- la définition des caractéristiques des matériaux utilisés et leurs performances actuelles, compte tenu du vieillissement .
- l'examen de l'état de l'environnement : présence et interaction avec les bâtiments voisins, largeur de joints (l'examen de la tenue du bâtiment aux actions sismiques est fait en « configuration isolée »), niveau des fondations ou fondations communes avec d'autres blocs, risque d'instabilité de pente.
- l'étude du comportement du bâtiment soumis à l'action sismique. La résistance du bâtiment n'étant pas connue a priori, il est vivement conseillé de commencer le diagnostic à partir d'une modélisation sommaire ; le coût et l'exploitation des résultats seront grandement facilités.

En conclusion de cette étape, deux situations peuvent se présenter :

- l'ensemble de l'ouvrage résiste au séisme de référence, avec une marge suffisante qui tient compte d'errements habituels au niveau des hypothèses (coefficient de comportement $R \leq 2$) , du calcul et de l'interprétation des résultats . [12]
[2]
- l'ouvrage, en partie ou en totalité, ne résiste pas au séisme ; dans cette situation, il serait illusoire de vouloir affiner davantage le diagnostic. Par contre, on dispose de tous les éléments pour fournir des indications sur le principe de confortement et procéder à l'analyse des conséquences .

2.3.3 Troisième étape : cas où l'ouvrage ne résiste pas à l'action sismique

Il s'agit dans cette étape de définir les endroits où, compte tenu des contraintes d'exploitation, d'occupation des locaux..., on peut introduire des éléments de confortement avec, a priori, des dimensions suffisantes.

On procède au calcul statique et dynamique, au dimensionnement des renforts.

Il faut ici pouvoir conclure sur la possibilité ou non du renforcement. En cas de renforcement seulement avec fibre de carbone, il n'y a pas de modification de masse ni de raideur. On peut donc passer directement au projet d'exécution.

S'il est presque toujours nécessaire de renforcer la structure elle-même, il peut dans

certains cas être également nécessaire de renforcer ses fondations. Il y a lieu d'effectuer la vérification des fondations existantes et de déterminer le cas échéant les renforcements à adapter pour reprendre les sollicitations sismiques.

Il faudrait être capable d'apprécier l'aptitude à la déformation ductile qui autoriserait une démarche du « type » coefficient de comportement $R > 1$. Quel que soit le type de renforcement, il est conseillé de ne pas dépasser la valeur de $R \leq 2$ pour le coefficient de comportement.[2]

2.3.4 Quatrième étape : nouveau calcul intégrant les éléments de renforcement

Dans cette 4^e étape, il faut bâtir un modèle plus détaillé intégrant les renforcements définis dans la 3^e étape et éventuellement quelques affaiblissements des éléments sur-sollicités et non indispensables à la stabilité de l'ouvrage.

En effet, il faut considérer l'ensemble des éléments de la structure, ainsi que les renforcements, comme un système intégré se comportant comme tel. par ailleurs, il faut tenir compte :

- de la façon dont sont réunis les éléments et des conséquences que peut avoir la défaillance d'un élément sur le comportement de toute la structure ;
- de ce que les renforcements ne modifient pas de manière profonde la réponse dynamique de l'ouvrage ; autrement, on risquerait la sur-sollicitation de certains éléments existants non renforcés.

On applique la technique habituelle de diagnostic, dite à base de modèles, qui repose sur une comparaison entre le bâtiment « tel que construit », son modèle de comportement et le modèle de bon comportement après renforcement de certaines parties et d'affaiblissement d'autres parties. En cas d'affaiblissement important du modèle statique, il faut revalider le modèle dynamique (3^e étape) pour s'assurer que la réponse de la structure est conforme aux hypothèses initiales. Il faut, dans cette étape, disposer des hypothèses et des documents plus fiables que ceux utilisés dans la première étape :

- choix définitif du niveau de l'action sismique ;
- validation des caractéristiques dynamiques du sol (par des essais in situ, si nécessaire) et définition de l'interaction sol-structure. Dans le cas où les données de sol ne sont pas disponibles, il faut prévoir une campagne de reconnaissance :

- définition du cahier de charge de reconnaissance de sols .
- examen et commentaires du rapport de reconnaissance de sols.
- introduction dans les plans de coffrage des renforcements et des différentes modifications effectuées depuis la construction du bâtiment ;
- validation des solutions de renforcement par le maître d’ouvrage, du point de vue de la faisabilité vis-à-vis les contraintes d’exploitation ;
- confirmation de la validité des plans de ferrailage par des sondages et des contrôles non destructifs de la position et du diamètre des armatures ;
- détermination des caractéristiques réelles du béton par prélèvement de carottes ;
- vérification de la suffisance des renforcements envisagés et proposition de renforcements supplémentaires si nécessaires : études du comportement de l’ouvrage avec les renforcements et les affaiblissements
- en cas de mise en évidence d’insuffisance des éléments en béton armé, redistribution des efforts par la réduction du module d’élasticité des éléments concernés : $0,25 \times$ le module dynamique du béton.

En conclusion de cette étape, deux situations peuvent se présenter :

- l’ensemble de la structure présente une résistance convenable à l’action sismique : vérifier si le bâtiment renforcé pourra atteindre le niveau de protection défini par le maître d’ouvrage ;
- quelques parties du bâtiment présentent encore des insuffisances : on procède à la 5^o étape.

On peut noter que plusieurs itérations seront probablement nécessaires, pour aboutir à un renforcement qui permet de respecter les exigences de comportement préalablement définies.

2.3.5 Cinquième étape : nouveau calcul avec la disposition finale des renforcements, étude du coût prévisionnel

Le modèle tient compte des renforcements décidés en 4^o étape et il peut être encore amélioré. Il est conseillé de sélectionner, à ce stade de calculs, en plus des résultats habituels :

- les efforts par éléments ou par groupe d'éléments de contreventement ;
- les efforts globaux par niveau.

Avant toute validation d'un procédé de renforcement, il convient d'analyser la structure renforcée, pour vérifier que le renforcement améliore effectivement son comportement d'ensemble (validité du renforcement et non-report d'efforts vers certains éléments fragiles). Cette analyse doit être conduite en considérant le comportement statique et dynamique de la structure. Ces résultats complémentaires sont d'une aide indispensable pour le choix définitif des renforcements et la détermination de son coût prévisionnel.

2.3.6 Sixième étape : projet d'exécution

On procède à l'analyse détaillée de tous les éléments de façon à restituer à l'ouvrage les caractéristiques de résistance fixées par les spécifications. Il s'agit dans cette phase de définir, avec l'entreprise retenue, la méthodologie de la mise en œuvre et le suivi de la mise en application des renforcements.

Après l'examen visuel (1° étape) et le diagnostic sismique simplifié (2° étape), on peut très bien passer directement au calcul avec la disposition finale des renforcements (5° étape) qui permettra aussi de mettre en évidence la sollicitation des éléments structuraux existants. [2]

Chapitre 3

Techniques de renforcement

3.1 Introduction

Le projet de renforcement et les techniques associées sont déterminés par les objectifs fixés par la maîtrise d'ouvrage, ainsi que par l'évaluation de l'état actuel du bâtiment et les contraintes liées à la réalisation des travaux dans un environnement existant.

L'approche adoptée pour le choix des techniques de renforcement consiste à garantir une résistance supérieure à celle du bâtiment existant, afin de protéger les éléments structuraux existants et de leur permettre de supporter les charges verticales gravitaires.

Le renforcement, considéré comme une thérapeutique, englobe toutes les mesures visant à réduire la vulnérabilité d'un bâtiment aux séismes. Ces mesures découlent d'une étude approfondie des technologies de renforcement disponibles.

3.2 Les stratégies de renforcement

La stratégie de réparation ou de renforcement doit être adaptée à la nature de l'ouvrage. Il y a quatre stratégies principales de renforcement.

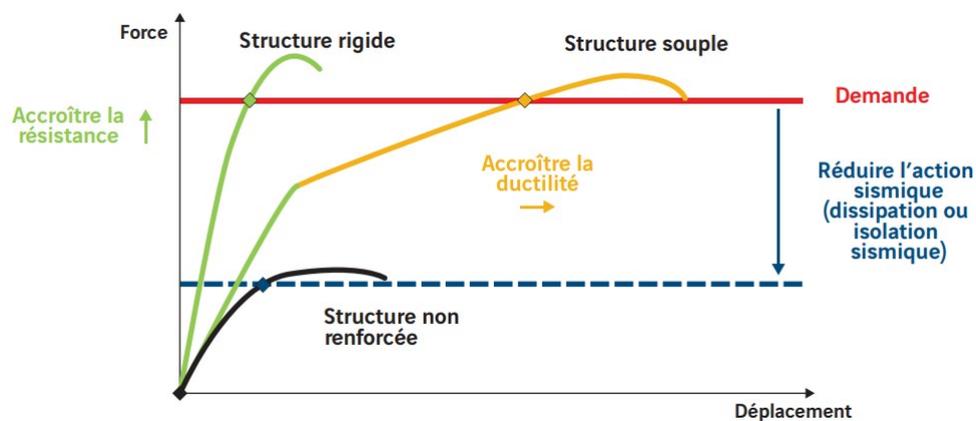


FIG. 3.1 : Courbe de capacité des structures

3.2.1 Accroître la résistance des structures rigides

Il est souvent plus rentable de renforcer la résistance des bâtiments peu ductiles afin qu'ils puissent supporter des forces sismiques plus importantes, plutôt que de se concentrer sur l'amélioration de leur ductilité. Les solutions visant à accroître la résistance entraînent généralement une augmentation de la masse et de la rigidité

de la structure existante, ce qui peut augmenter les forces sismiques auxquelles elle est soumise. Cependant, cette rigidité peut contribuer à protéger les équipements non-structuraux qui ne peuvent pas supporter des déformations importantes du bâtiment.

3.2.2 Accroître la résistance et la ductilité des structures souples

Les structures souples peuvent être renforcées de deux manières : en augmentant leur résistance, par exemple en ajoutant des croix de contreventement supplémentaires, ou en augmentant leur ductilité en introduisant des rotules plastiques. L'augmentation de la ductilité vise à permettre au bâtiment de se déformer davantage avant de se rompre, sans augmenter les charges qui lui sont appliquées. Cela permet de répartir les forces sismiques dans l'ensemble du bâtiment et d'optimiser sa capacité de résistance. L'introduction de rotules plastiques contribue à accroître la capacité de dissipation des contraintes de la structure.

3.2.3 Dissiper l'énergie transmise à la structure

Les structures, qu'elles soient rigides ou souples, peuvent être dotées de dispositifs d'amortissement qui permettent de dissiper une part importante de l'énergie sismique qui leur est transmise. En mobilisant des forces de plusieurs dizaines voire centaines de tonnes sur des déplacements de l'ordre du centimètre, ces dispositifs permettent de réaliser des économies significatives en réduisant les interventions nécessaires sur la structure elle-même.

3.2.4 Isoler la structure de sa fondation

La réduction de l'action sismique qui sollicite un bâtiment peut être obtenue par l'application de l'isolation dynamique, en combinant judicieusement cette technique avec un dispositif d'amortissement. Cela implique l'insertion d'un "filtre" entre le sol et la structure du bâtiment, permettant uniquement le passage d'une partie de l'énergie générée par le séisme. L'isolateur dynamique provoque un décalage de fréquence de la structure, agissant comme un oscillateur à basse fréquence dans la direction horizontale. Cette approche est particulièrement efficace pour les structures rigides.

Le niveau de protection obtenu grâce à cette méthode est bien supérieur aux

exigences des normes parasismiques pour les constructions à risque normal. Les ouvrages demeurent opérationnels même après des séismes violents.

Les dommages aux éléments non structuraux et aux équipements, qui peuvent représenter des investissements importants (comme dans le cas des hôpitaux, par exemple), sont minimales voire inexistantes. [4]

3.3 Renforcement par matériaux composites

3.3.1 Introduction

Les polymères renforcés de fibres (PRF) font partie d'une catégorie de matériaux appelés composites. Les composites sont créés en combinant deux matériaux constitutifs (parents) ou plus, afin de former un composé amélioré possédant des propriétés supérieures et plus performantes que celles de ses constituants d'origine. En général, les matériaux PRF se composent de fibres continues à haute résistance incorporées dans une matrice polymère (résine). Les fibres intégrées agissent comme les éléments de renforcement principaux, tandis que la matrice polymère agit comme un liant qui protège les fibres et facilite la transmission des charges vers et entre ces fibres.[9]

3.3.2 Principe de la méthode

La méthode de renforcement des structures par matériaux composites est une technique utilisée pour renforcer et améliorer les propriétés mécaniques des structures existantes. Elle consiste à ajouter des couches ou des plaques de matériaux composites à la surface de la structure, généralement en utilisant des fibres de carbone, de verre ou d'autres matériaux similaires.

Le principe de base de cette méthode repose sur les caractéristiques mécaniques élevées des matériaux composites, qui combinent des propriétés de résistance et de légèreté. L'ajout de ces matériaux renforce la structure existante en augmentant sa capacité à résister aux charges mécaniques.

Le processus de renforcement commence par la préparation de la surface de la structure à traiter. Cela peut impliquer le nettoyage, le ponçage ou le décapage de la surface afin d'assurer une bonne adhérence entre le matériau composite et la structure. Ensuite, une résine spéciale est appliquée sur la surface de la structure, agissant comme une couche d'adhésion.

Ensuite, les couches de matériaux composites sont appliquées sur la surface prépa-

rée. Ces couches peuvent être sous la forme de tissus de fibres de carbone, de fibres de verre ou d'autres formes de renfort composite. Les couches sont imprégnées de résine et placées sur la structure de manière à répartir uniformément la charge appliquée. Une fois les couches appliquées, elles sont consolidées et durcies à l'aide de techniques telles que le vide, l'autoclave ou le chauffage. Cela permet de s'assurer que le composite est correctement adhérent à la structure et que la résine est polymérisée. Le renforcement des structures par matériaux composites présente plusieurs avantages. Il permet d'améliorer la résistance mécanique, la rigidité et la durabilité de la structure existante sans avoir besoin de la remplacer intégralement. De plus, les matériaux composites sont généralement légers, ce qui signifie que le poids global de la structure renforcée reste relativement faible.

Cette méthode est largement utilisée dans de nombreux domaines, tels que l'aérospatiale, l'automobile, la construction et la réparation de navires, où il est nécessaire de renforcer des structures existantes pour répondre à des exigences de charge plus élevées ou pour prolonger leur durée de vie utile.[14]



FIG. 3.2 : Renforcement d'une cheminée

3.4 Renforcement par treillis metalique

Les croix de Saint-André sont des éléments structuraux metalique utilisés pour renforcer la résistance d'une structure aux forces de cisaillement.

Voici plus de détails sur leurs utilisations :

- Utilisation horizontale (fonction diaphragme) : Dans cette configuration, les croix de Saint-André sont installées horizontalement, généralement sous les planchers à ossature métallique ou en bois. Elles aident à stabiliser la structure contre les forces de cisaillement latérales. Ce système est couramment utilisé dans les ponts et les gratte-ciel pour résister aux forces de vent et aux tremblements de terre.
- Utilisation verticale (contreventement) : Lorsqu'elles sont utilisées verticalement, les croix de Saint-André peuvent aider à stabiliser une structure de manière indépendante, ou en collaboration avec la structure existante (FIG 3.3). Cela permet de répartir les charges verticales tout en résistant aux forces latérales.



FIG. 3.3 : Contreventement par ajout de croix de Saint André

Les croix de Saint-André peuvent être renforcées par l'utilisation de dispositifs de dissipation d'énergie. Ces dispositifs sont conçus pour absorber une partie de l'énergie produite par les forces dynamiques, comme celles causées par le vent ou les secousses sismiques. Cela permet de réduire la charge sur la structure elle-même, augmentant ainsi sa durabilité et sa stabilité.

Les appareils de dissipation d'énergie à fluide visqueux sont un exemple de ces dispositifs. Ils utilisent un fluide qui résiste au mouvement, ce qui permet d'absorber l'énergie. Ces appareils sont particulièrement efficaces car ils peuvent fournir une grande capacité d'amortissement, même sur de très faibles déplacements.[2]

3.5 Chemisage en béton armé

3.5.1 Définition

Le chemisage en béton armé, également connu sous le nom d'enrobage ou de gainage, est une technique utilisée dans la construction et la réhabilitation des structures en béton armé.

Consiste à une augmentation de la section du poteau et cela se fait par l'addition des armatures longitudinales et transversales à l'élément déjà existant et puis la mise en place d'un nouveau béton d'enrobage. Il existe une autre méthode de chemisage, il s'agit de chemisage en acier, elle est appliquée principalement aux poteaux afin d'augmenter leur résistance à l'effort tranchant et d'améliorer la résistance des jonctions par recouvrement insuffisantes. Ils peuvent également être considérés comme contribuant à l'augmentation de la ductilité par le confinement qu'ils apportent.

3.5.2 Raisons pour procéder au chemisage en béton

- Augmentation de la capacité portante.
- Augmentation de la résistance en flexion et/ou au cisaillement.
- Augmentation de la capacité de déformation.
- Amélioration de la résistance des jonctions par recouvrement défailantes.

3.5.3 Le processus de chemisage en béton armé

3.5.3.1 Nettoyage et sablage du support initial

La surface de la structure existante doit être soigneusement préparée en éliminant les dépôts de saleté, les graisses et autres contaminants. Cela garantit une bonne adhérence entre la surface existante et la nouvelle couche de béton.

3.5.3.2 Ancrage et scellement d'armatures additionnelles

Une armature en acier est généralement installée sur la surface préparée pour fournir une résistance supplémentaire. Cette armature est souvent constituée de barres d'acier ou de treillis soudé.

3.5.3.3 étalage d'une couche d'époxy sur la surface de béton primitif

3.5.3.4 Coulage du béton

Une fois l'armature installée, le béton est coulé sur la surface existante. Le béton utilisé doit être de qualité appropriée et respecter les spécifications requises en termes de résistance, de durabilité et d'adhérence.

3.5.3.5 Finition et cure

Après le coulage du béton, la surface est nivelée et finie pour obtenir l'aspect souhaité. Ensuite, le béton est laissé à sécher et à durcir pendant une période spécifiée, connue sous le nom de période de cure, afin de développer la résistance requise.

3.6 Renforts par béton projeté

Le renforcement par béton projeté voie sèche est une technique largement utilisée dans le domaine de la construction et de la rénovation des structures. Il offre de nombreux avantages, tels que la rapidité d'exécution, la capacité à atteindre des zones difficilement accessibles, et la possibilité de renforcer des éléments sans avoir à les démolir ou à ajouter des armatures supplémentaires.

Cette technique peut être utilisée dans divers contextes. Par exemple, elle est souvent utilisée pour renforcer les poteaux et les poutres en béton afin d'augmenter leur capacité de charge et leur résistance aux contraintes. Elle peut également être utilisée

pour renforcer les voiles de contreventement, qui sont des éléments importants pour assurer la stabilité et la résistance sismique des structures. De plus, le renforcement par béton projeté voie sèche permet d'épaissir les planchers existants, ce qui peut être nécessaire lors d'une modification de l'utilisation d'un bâtiment ou pour répondre à des exigences de charge plus élevées.

Il est important de noter que le renforcement par béton projeté voie sèche doit être réalisé conformément aux normes et aux recommandations en vigueur (FIG 3.4). Les références mentionnées précédemment fournissent des directives détaillées sur les matériaux, les procédures d'application, les paramètres de projection, les essais de contrôle qualité, et d'autres aspects importants à prendre en compte lors de l'utilisation de cette technique.



FIG. 3.4 : Renfort par béton projeté

Chapitre 4

Présentation de l'ouvrage

4.1 Introduction

Maintenant que nous avons établi une base solide de connaissances dans les chapitres précédents, il est temps de passer à une application pratique dans le cadre d'une étude de cas.

Cette étude de cas n'est pas seulement une opportunité d'appliquer ce que nous avons appris, mais aussi d'explorer les subtilités et les complexités du monde réel qui ne peuvent pas toujours être capturées par la théorie seule.

En examinant en profondeur une situation réelle, nous pourrions observer comment les principes que nous avons étudiés s'articulent et interagissent de manière dynamique.

Cela nous permettra non seulement de renforcer notre compréhension de ces principes, mais aussi d'acquérir des compétences précieuses en résolution de problèmes et en pensée critique. Alors, sans plus tarder, passons à notre passionnante étude de cas.

Dans le cadre de notre étude, nous porterons notre attention sur des silos à grain qui ont été affectés par le tremblement de terre de Boumerdas en 2003. Ce séisme a provoqué d'importants dommages structurels sur ces installations. Ces dégâts ont entraîné une réduction significative de leur capacité opérationnelle, les rendant incapables de fonctionner à 100% de leur potentiel. Nous examinerons l'ampleur des dommages causés par ce désastre naturel, ainsi que les facteurs qui ont contribué à leur vulnérabilité. Notre objectif sera de tirer des enseignements de cet événement tragique et d'appliquer les leçons apprises pour améliorer la résilience des infrastructures similaires à l'avenir.

Cette étude représente donc une opportunité précieuse pour mettre en pratique les connaissances et les compétences que nous avons acquises au cours des chapitres précédents.

4.2 dimensions et caractéristiques

4.2.1 Informations générales

La structure que nous étudierons est celle des silos de stockage de blé conçu en 1970. Ces silos se distinguent par leur hauteur de 56,43 mètres. L'ensemble de la structure est divisé en cinq blocs, chacun ayant une largeur de 25,96 mètres et une longueur de 29,28 mètres. Chaque bloc comprend neuf chambres cylindriques. Ces

chambres sont séparées par des espaces qui sont également utilisés pour le stockage des grains. En somme, cette structure complexe est conçue pour maximiser l'espace disponible pour le stockage des grains tout en garantissant la stabilité et la sécurité de l'ensemble.

La structure décrite repose sur un radier général aux dimensions conséquentes : 27,96 mètres par 31,28 mètres, avec une épaisseur de 1,1 mètre. Ce radier sert de base solide pour l'ensemble de la structure des silos à grains. Cependant, la stabilité de ce radier ne repose pas directement sur le sol. En effet, il est soutenu par un système de pieux répartis. Ces pieux sont de deux types, ajoutant une autre couche de complexité à la structure de la fondation. Le premier type de pieu a une longueur de 6,9 mètres tandis que le second est plus long, atteignant 8,47 mètres. Ce système de pieux répartis assure une distribution équilibrée du poids de la structure, renforçant ainsi sa résilience et sa stabilité, des caractéristiques essentielles pour une infrastructure destinée à résister aux défis posés par les forces naturelles telles que les séismes.

Les silos en question sont dotés de murs en béton d'une épaisseur de 18 cm. Le béton utilisé est capable de supporter une pression allant jusqu'à $f_{c28}=29\text{MPa}$. Les armatures en acier TOR utilisées sont du type Bst 42/50 RU . De plus, ces structures de silos comportent un enrobage de 2 cm pour les murs de cisaillement et la dalle de béton

4.2.2 Détails sur la superstructure

Ces silos ne présentent pas une uniformité de forme du sol jusqu'au sommet. En effet, à différentes hauteurs, nous pouvons observer des variations dans la géométrie de la structure. Pour le dire autrement, l'architecture de ces silos est loin d'être monotone. Au contraire, elle évolue à mesure que l'on monte. Cette complexité géométrique peut répondre à une multitude de besoins fonctionnels et structurels, reflétant la sophistication de la conception de ces structures imposantes.

4.2.2.1 Voiles entre 0m à +51.83m

La structure que nous analysons est uniforme sur les premiers 51,83 mètres, si nous la regardons de l'extérieur. Une particularité notable se trouve à un niveau de 3,53 mètres, où une dalle horizontale est présente. Néanmoins, la configuration de la structure se complexifie au-delà de ce point. En effet, une partie comporte une dalle inclinée spécialement conçue pour faciliter le processus de déchargement du grain.

Chapitre 4. Présentation de l'ouvrage

Ce qui est particulièrement intéressant, c'est que cette dalle inclinée est soutenue par un mur de cisaillement de 20 centimètres d'épaisseur, mais ces murs ne sont présents que dans 6 des 9 chambres cylindriques qui se trouvent à la périphérie de la structure. De plus, ces murs de cisaillement ne s'élèvent pas sur toute la hauteur de la structure, mais atteignent une hauteur de 5,24 mètres.

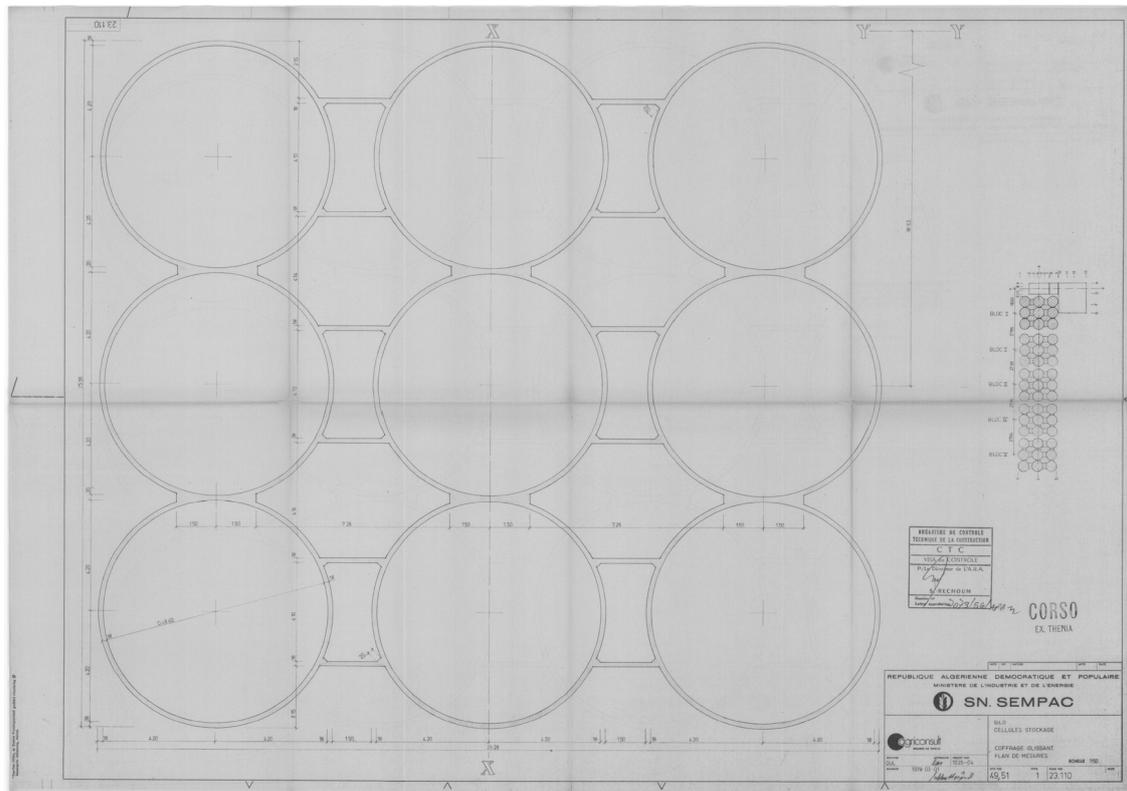


FIG. 4.1 : Plan de coffrage des voiles de 0m à +51.83m

4.2.2.2 Voiles entre +51.83m à +55.63m

Au niveau de 51.83 mètres des silos, il y a un changement dans la géométrie où certains cercles deviennent des arcs, tout cela pour permettre l'opération de remplissage. Ce changement sert à faciliter le mouvement des grains et assure une distribution uniforme à l'intérieur des silos.

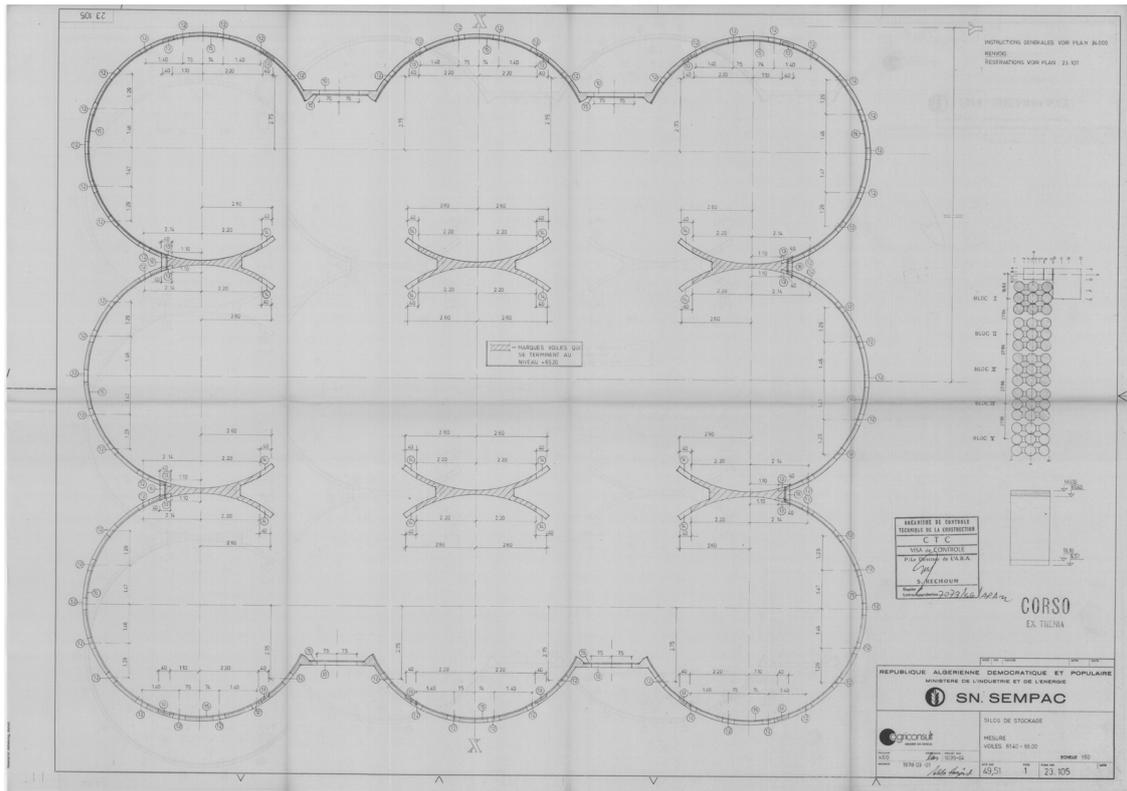


FIG. 4.2 : voiles de +51.83m à +55.63m

4.2.2.3 Voiles entre +55.63m à +56.43m

Au niveau de +55.63 mètres , il y a un autre changement dans la géométrie, comme le montre sur la figure

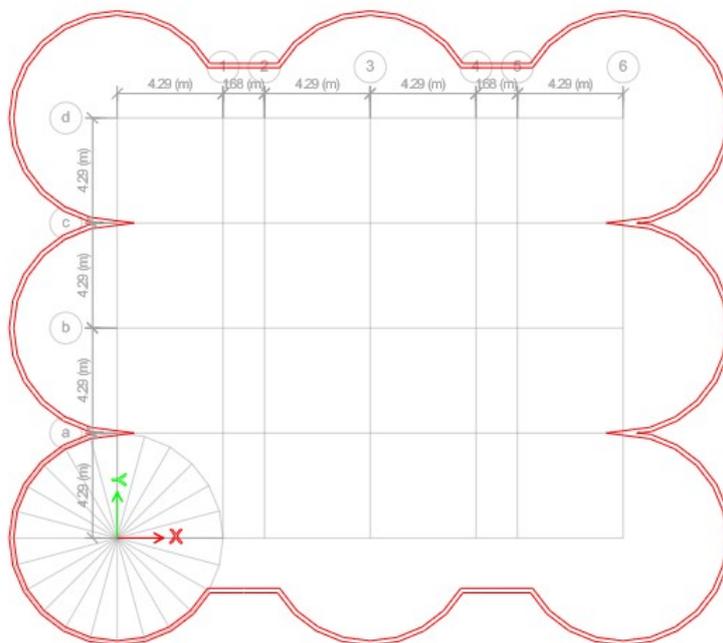


FIG. 4.3 : voiles de +55.63m à +56.43m

4.3 Calcul des forces

L'Eurocode 1 partie 4 [12] donne les principes généraux et les actions pour la conception de la structure des silos (pour le stockage de particules solides) et des réservoirs (pour le stockage des liquides). Cette partie contient aussi certaines indications sur les actions sur les silos et les réservoirs, qui ne sont pas liées aux solides ou aux liquides contenus (comme les effets thermiques différentiels, ou les tassements différentiels dans les batteries de silos). Les règles de dimensionnement données, par cette partie de l'EC1, pour les silos sont valables avec quelques limitations concernant la géométrie du silo, les solides ensilés, et les modalités de remplissage et de vidange.

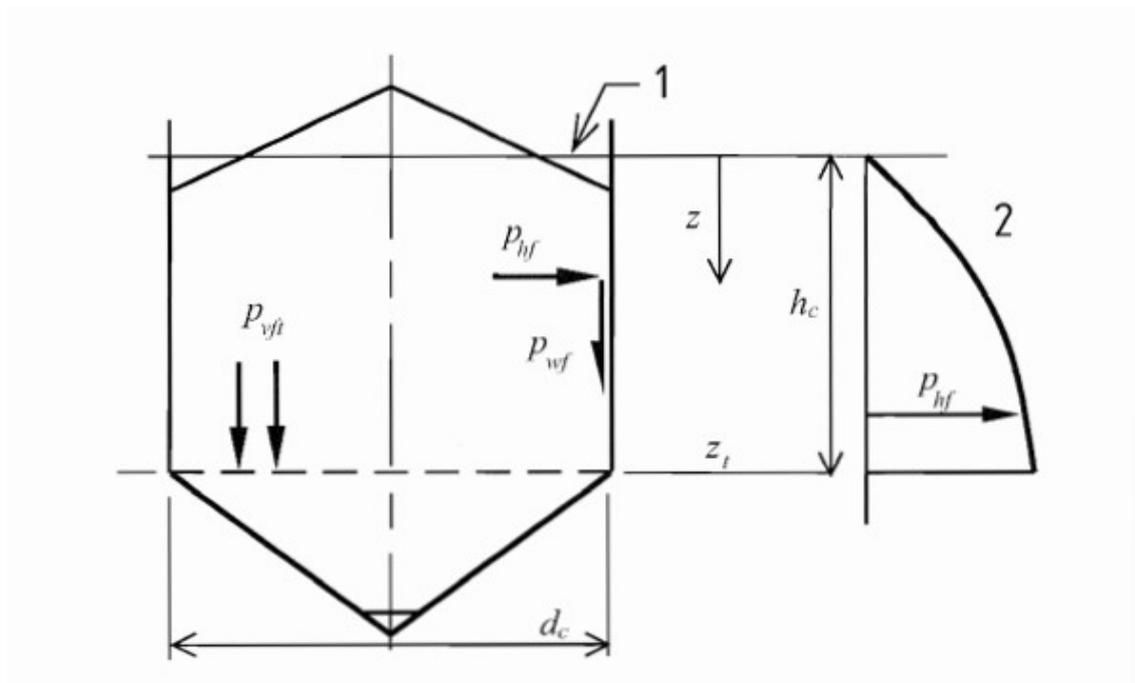


FIG. 4.4 : Schématisation des charges dans les silos

4.3.1 Chargement horizontal et verticale due au remplissage

Les valeurs de la pression horizontale P_{hf} , la traction de frottement mural P_{wf} et la pression verticale P_{vf} à n'importe quelle profondeur après le remplissage et pendant le stockage doivent être déterminées comme suit :

$$P_{hf}(z) = P_{h0}Y_j(z) \quad (4.1)$$

$$P_{wf}(z) = \mu P_{h0} Y_j(z) \quad (4.2)$$

$$P_{vf}(z) = \frac{P_{h0}}{K} Y_j(z) \quad (4.3)$$

où :

$$P_{h0} = \gamma K Z_0 \quad (4.4)$$

$$Z_0 = \frac{1}{K\mu} \frac{A}{U} \quad (4.5)$$

$$Y_j(z) = 1 - e^{-\frac{z}{Z_0}} \quad (4.6)$$

où :

γ est la valeur caractéristique du poids unitaire

μ est la valeur caractéristique du coefficient de frottement du mur pour
le glissement du solide sur le mur vertical

K est la valeur caractéristique du rapport de pression latérale

z est la profondeur sous la surface équivalente du solide

A est la surface en coupe transversale du plan du silo

U est le périmètre interne de la coupe transversale du plan du silo

TAB. 4.1 : Valeur de la pression horizontale $P_{hf}(z)$

(a)		(b)		(c)	
$z(\text{m})$	$P_{hf}(z)$	$z(\text{m})$	$P_{hf}(z)$	$z(\text{m})$	$P_{hf}(z)$
0.5	2.66	18	35.34	35.5	38.15
1	5.03	18.5	35.55	36	38.17
1.5	7.30	19	35.75	36.5	38.18
2	9.41	19.5	35.93	37	38.20
2.5	11.37	20	36.10	37.5	38.21
3	13.21	20.5	36.25	38	38.23
3.5	14.92	21	36.40	38.5	38.24
4	16.51	21.5	36.53	39	38.25
4.5	17.99	22	36.66	39.5	38.26
5	19.38	22.5	36.78	40	38.27
5.5	20.67	23	36.89	40.5	38.28
6	21.87	23.5	36.99	41	38.29
6.5	22.99	24	37.09	41.5	38.30
7	24.04	24.5	37.18	42	38.30
7.5	25.01	25	37.26	42.5	38.31
8	25.92	25.5	37.34	43	38.32
8.5	26.77	26	37.41	43.5	38.32
9	27.56	26.5	37.48	44	38.33
9.5	28.29	27	37.54	44.5	38.33
10	28.98	27.5	37.60	45	38.34
10.5	29.62	28	37.66	45.5	38.34
11	30.22	28.5	37.70	46	38.35
11.5	30.77	29	37.75	46.5	38.35
12	31.29	29.5	37.80	47	38.36
12.5	31.77	30	37.84	47.5	38.36
13	32.22	30.5	37.88	48	38.36
13.5	32.64	31	37.92	48.5	38.37
14	33.03	31.5	37.95	49	38.37
14.5	33.40	32	37.98	49.5	38.37
15	33.74	32.5	38.01	50	38.38
15.5	34.05	33	38.03	50.5	38.38
16	34.35	33.5	38.06	51	38.38
16.5	34.63	34	38.09	51.5	38.38
17	34.88	34.5	38.11	52	38.38
17.5	35.12	35	38.12		

TAB. 4.2 : Valeurs de la pression verticale $P_{wf}(z)$

$z(\text{m})$	$P_{wf}(z)$	$z(\text{m})$	$P_{wf}(z)$	$z(\text{m})$	$P_{wf}(z)$
0.5	1.72	18	23.33	35.5	25.18
1	3.32	18.5	23.46	36	25.19
1.5	4.82	19	23.59	36.5	25.20
2	6.21	19.5	23.71	37	25.21
2.5	7.51	20	23.82	37.5	25.22
3	8.72	20.5	23.93	38	25.23
3.5	9.84	21	24.02	38.5	25.24
4	10.90	21.5	24.11	39	25.24
4.5	11.88	22	24.20	39.5	25.25
5	12.79	22.5	24.27	40	25.26
5.5	13.64	23	24.35	40.5	25.26
6	14.44	23.5	24.42	41	25.27
6.5	15.18	24	24.48	41.5	25.28
7	15.87	24.5	24.54	42	25.28
7.5	16.51	25	24.59	42.5	25.29
8	17.11	25.5	24.64	43	25.29
8.5	17.67	26	24.69	43.5	25.29
9	18.19	26.5	24.74	44	25.30
9.5	18.67	27	24.78	44.5	25.30
10	19.13	27.5	24.82	45	25.30
10.5	19.55	28	24.85	45.5	25.31
11	19.94	28.5	24.89	46	25.31
11.5	20.31	29	24.92	46.5	25.31
12	20.65	29.5	24.95	47	25.32
12.5	20.97	30	24.98	47.5	25.32
13	21.27	30.5	25.00	48	25.32
13.5	21.54	31	25.02	48.5	25.32
14	21.80	31.5	25.04	49	25.33
14.5	22.04	32	25.07	49.5	25.33
15	22.27	32.5	25.09	50	25.33
15.5	22.48	33	25.10	50.5	25.33
16	22.67	33.5	25.12	51	25.33
16.5	22.85	34	25.13	51.5	25.33
17	23.02	34.5	25.15	52	25.33
17.5	23.18	35	25.17		

4.3.2 Chargement du correction de remplissage

Le chargement du correction de remplissage, ou une alternative appropriée, doit être utilisé pour représenter les asymétries accidentelles de charge associées aux excentricités et aux imperfections du processus de remplissage.

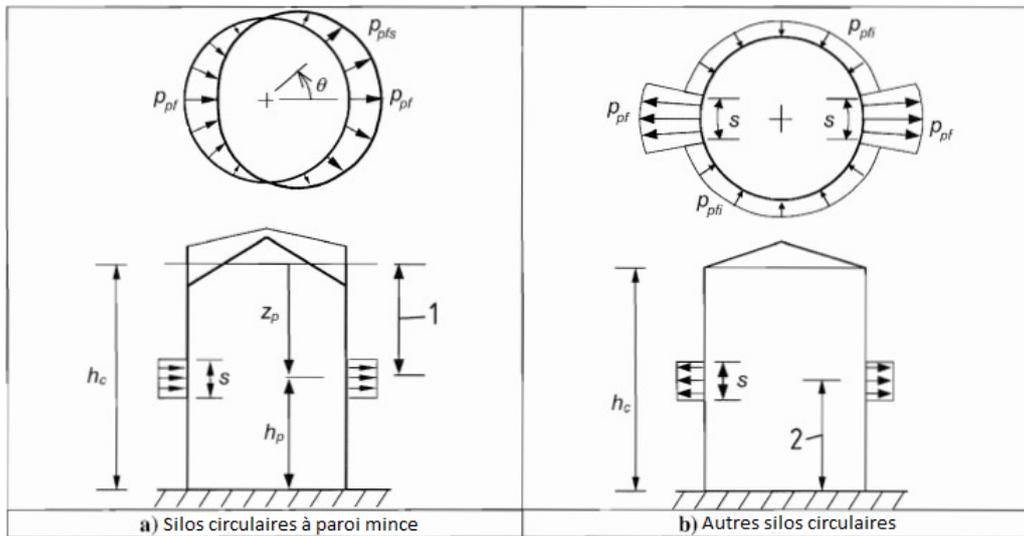


FIG. 4.5 : Silos circulaires : élévation latérale et vue en plan de la charge du correction de remplissage .

La magnitude de référence de la pression de la charge de correction de remplissage P_{pf} doit être prise comme suit :

$$P_{pf}(z) = C_{pf} P_{hf}(z) \quad (4.7)$$

avec :

$$E = \frac{2e_f}{d_c} \quad (4.8)$$

$$C_{pf} = 0.21 \cdot C_{op} [1 + 2E^2] \left(1 - e^{-1.5 \left[\frac{h_c}{d_c} - 1\right]}\right) \quad (4.9)$$

ou :

e_f est l'excentricité maximale du tas de surface pendant le remplissage

P_{hf} est la valeur locale de la pression de remplissage à la hauteur où la charge de correction est appliquée ;

C_{op} est le facteur de référence solide de la charge de patch.

et La hauteur de la zone sur laquelle la charge de correction est appliquée doit être

prise comme :

$$s = \frac{\pi dc}{16} \quad (4.10)$$

$$s = \frac{\pi \cdot 8.4}{16}$$

$$s = 1.65m$$

TAB. 4.3 : Valeurs de la charge de correction $P_{pf}(z)$

$z(\text{m})$	$P_{pf}(z)$	$z(\text{m})$	$P_{pf}(z)$	$z(\text{m})$	$P_{pf}(z)$
0.5	0.39	18	5.30	35.5	5.72
1	0.75	18.5	5.33	36	5.72
1.5	1.09	19	5.36	36.5	5.73
2	1.41	19.5	5.39	37	5.73
2.5	1.71	20	5.41	37.5	5.73
3	1.98	20.5	5.43	38	5.73
3.5	2.24	21	5.46	38.5	5.74
4	2.48	21.5	5.48	39	5.74
4.5	2.70	22	5.50	39.5	5.74
5	2.91	22.5	5.52	40	5.74
5.5	3.10	23	5.53	40.5	5.74
6	3.28	23.5	5.55	41	5.74
6.5	3.45	24	5.56	41.5	5.74
7	3.61	24.5	5.58	42	5.75
7.5	3.75	25	5.59	42.5	5.75
8	3.89	25.5	5.60	43	5.75
8.5	4.02	26	5.61	43.5	5.75
9	4.13	26.5	5.62	44	5.75
9.5	4.24	27	5.63	44.5	5.75
10	4.34	27.5	5.64	45	5.75
10.5	4.44	28	5.65	45.5	5.75
11	4.53	28.5	5.66	46	5.75
11.5	4.61	29	5.67	46.5	5.76
12	4.69	29.5	5.67	47	5.76
12.5	4.76	30	5.68	47.5	5.76
13	4.83	30.5	5.68	48	5.76
13.5	4.90	31	5.69	48.5	5.76
14	4.96	31.5	5.69	49	5.76
14.5	5.01	32	5.70	49.5	5.76
15	5.06	32.5	5.70	50	5.76
15.5	5.10	33	5.71	50.5	5.76
16	5.15	33.5	5.71	51	5.76
16.5	5.19	34	5.71	51.5	5.76
17	5.23	34.5	5.72	52	5.76
17.5	5.27	35	5.72		

4.3.3 Chargement horizontale et verticale due au vidange

d'après l'eurocode 1 partie 4 [12] , Lorsque l'excentricité de la sortie e_0 dépasse la valeur critique $e_{0,cr} = 0.25d_c$ et que le silo se trouve dans la classe d'évaluation d'action 2 ou 3, les procédures suivantes doivent être utilisées pour déterminer la répartition des pressions lors d'une décharge excentrique dans un canal d'écoulement en aval de la sortie :

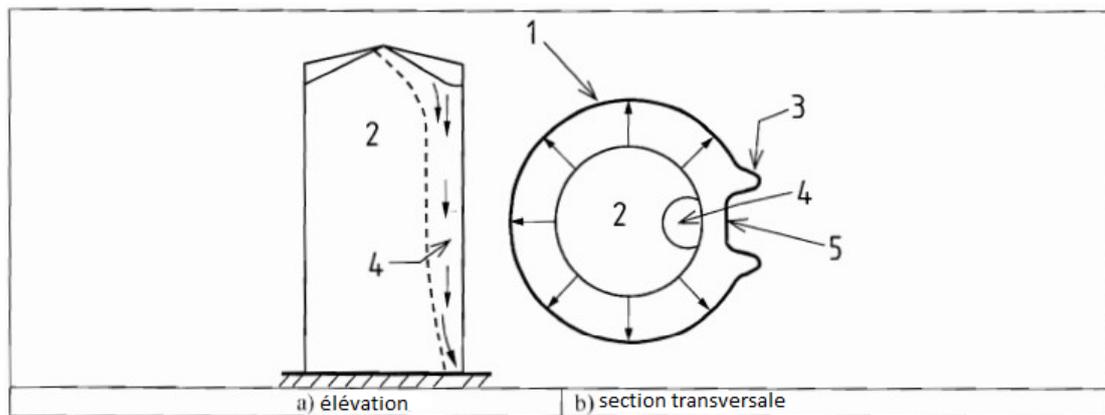


FIG. 4.6 : Canal d'écoulement et schéma des pressions

note :

- 1 Pressions statiques
- 2 Pression statique solide
- 3 Haute pression locale
- 4 Canal d'écoulement
- 5 Pression d'écoulement

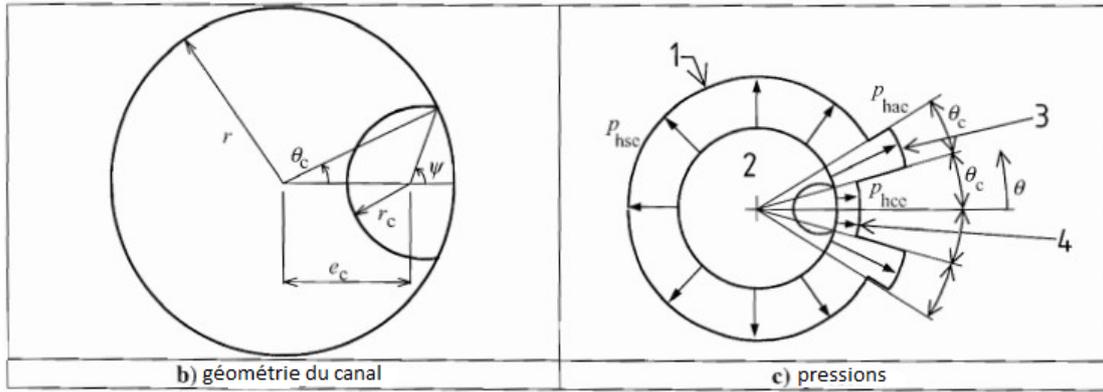


FIG. 4.7 : Canal d'écoulement à décharge excentrique et distribution des pressions

Les pressions sur la paroi verticale dans la zone d'écoulement doit être déterminée comme suit :

$$P_{hce} = P_{hc0} \left(1 - e^{-\frac{z}{Z_{0c}}} \right) \quad (4.11)$$

$$P_{wce} = \mu P_{hce} = \mu P_{hc0} \left(1 - e^{-\frac{z}{Z_{0c}}} \right) \quad (4.12)$$

où :

$$P_{hc0} = \gamma K Z_{0c} \quad (4.13)$$

$$Z_{0c} = \frac{1}{K} \left(\frac{A_c}{U_{wc}\mu + U_{sc} \tan \phi_i} \right) \quad (4.14)$$

où :

γ est la valeur caractéristique du poids unitaire

μ est la valeur caractéristique du coefficient de frottement du mur pour le glissement du solide sur le mur vertical

K est la valeur caractéristique du rapport de pression latérale

La pression à la profondeur z sur la paroi verticale, loin du canal d'écoulement, dans la zone où le solide reste statique, doit être prise comme suit :

$$P_{hse} = P_{hf} \quad (4.15)$$

$$P_{wse} = P_{wf} \quad (4.16)$$

où : P_{hf} est la pression horizontale de remplissage (voir expression 4.1)

P_{wf} est la traction de friction de la paroi de remplissage (voir Expression 4.2)

Une pression plus élevée P_{hae} est exercée sur la paroi verticale dans la zone de solide statique adjacente à la zone d'écoulement. La pression à la profondeur z dans la zone statique près du canal d'écoulement doit être déterminée comme suit :

$$P_{hae} = 2P_{hf} - P_{hce} \quad (4.17)$$

$$P_{wae} = \mu P_{hae} \quad (4.18)$$

Pour plus de détails sur la méthode et les paramètres de calcul, veuillez voir la section 5 de l'Eurocode 1 partie 4 [12]

TAB. 4.4 : valeurs de $P_{hce}(z)$

z (m)	$P_{hce}(z)$	z (m)	$P_{hce}(z)$	z (m)	$P_{hce}(z)$
0.5	2.66	18	61.94	35.5	84.79
1	5.26	18.5	62.94	36	85.17
1.5	7.78	19	63.91	36.5	85.55
2	10.23	19.5	64.86	37	85.91
2.5	12.62	20	65.78	37.5	86.27
3	14.95	20.5	66.67	38	86.61
3.5	17.21	21	67.55	38.5	86.95
4	19.41	21.5	68.39	39	87.27
4.5	21.55	22	69.22	39.5	87.59
5	23.63	22.5	70.02	40	87.90
5.5	25.66	23	70.81	40.5	88.20
6	27.64	23.5	71.57	41	88.50
6.5	29.56	24	72.31	41.5	88.78
7	31.43	24.5	73.03	42	89.06
7.5	33.25	25	73.73	42.5	89.33
8	35.02	25.5	74.41	43	89.59
8.5	36.74	26	75.07	43.5	89.85
9	38.41	26.5	75.72	44	90.10
9.5	40.05	27	76.35	44.5	90.34
10	41.63	27.5	76.96	45	90.58
10.5	43.18	28	77.56	45.5	90.81
11	44.68	28.5	78.14	46	91.03
11.5	46.14	29	78.70	46.5	91.25
12	47.57	29.5	79.25	47	91.46
12.5	48.95	30	79.78	47.5	91.66
13	50.30	30.5	80.30	48	91.86
13.5	51.61	31	80.81	48.5	92.06
14	52.89	31.5	81.30	49	92.25
14.5	54.13	32	81.78	49.5	92.43
15	55.34	32.5	82.24	50	92.61
15.5	56.52	33	82.70	50.5	92.79
16	57.66	33.5	83.14	51	92.96
16.5	58.78	34	83.57	51.5	93.12
17	59.86	34.5	83.98	52	93.28
17.5	60.91	35	84.39		

TAB. 4.5 : Valeurs de $P_{wce}(z)$

z	$P_{wce}(z)$	z	$P_{wce}(z)$	z	$P_{wce}(z)$
0.5	1.76	18	40.88	35.5	55.96
1	3.47	18.5	41.54	36	56.21
1.5	5.13	19	42.18	36.5	56.46
2	6.75	19.5	42.81	37	56.70
2.5	8.33	20	43.41	37.5	56.93
3	9.86	20.5	44.01	38	57.16
3.5	11.36	21	44.58	38.5	57.39
4	12.81	21.5	45.14	39	57.60
4.5	14.22	22	45.68	39.5	57.81
5	15.60	22.5	46.22	40	58.02
5.5	16.94	23	46.73	40.5	58.21
6	18.24	23.5	47.23	41	58.41
6.5	19.51	24	47.72	41.5	58.60
7	20.74	24.5	48.20	42	58.78
7.5	21.94	25	48.66	42.5	58.96
8	23.11	25.5	49.11	43	59.13
8.5	24.25	26	49.55	43.5	59.30
9	25.35	26.5	49.98	44	59.46
9.5	26.43	27	50.39	44.5	59.62
10	27.48	27.5	50.79	45	59.78
10.5	28.50	28	51.19	45.5	59.93
11	29.49	28.5	51.57	46	60.08
11.5	30.46	29	51.94	46.5	60.22
12	31.39	29.5	52.30	47	60.36
12.5	32.31	30	52.65	47.5	60.49
13	33.20	30.5	52.99	48	60.63
13.5	34.06	31	53.33	48.5	60.76
14	34.91	31.5	53.66	49	60.88
14.5	35.73	32	53.97	49.5	61.00
15	36.52	32.5	54.28	50	61.12
15.5	37.30	33	54.58	50.5	61.24
16	38.06	33.5	54.87	51	61.35
16.5	38.79	34	55.15	51.5	61.46
17	39.51	34.5	55.43	52	61.57
17.5	40.20	35	55.70		

TAB. 4.6 : Valeurs de $P_{hae}(z)$

z	$P_{hae}(z)$	z	$P_{hae}(z)$	z	$P_{hae}(z)$
0.5	2.56	18	18.75	35.5	11.95
1	4.87	18.5	18.53	36	11.82
1.5	6.95	19	18.30	36.5	11.70
2	8.82	19.5	18.07	37	11.58
2.5	10.49	20	17.84	37.5	11.47
3	11.99	20.5	17.60	38	11.36
3.5	13.31	21	17.37	38.5	11.25
4	14.49	21.5	17.14	39	11.15
4.5	15.53	22	16.90	39.5	11.05
5	16.44	22.5	16.67	40	10.95
5.5	17.24	23	16.45	40.5	10.85
6	17.93	23.5	16.22	41	10.76
6.5	18.52	24	16.00	41.5	10.68
7	19.03	24.5	15.78	42	10.59
7.5	19.45	25	15.56	42.5	10.51
8	19.80	25.5	15.34	43	10.43
8.5	20.09	26	15.13	43.5	10.35
9	20.31	26.5	14.93	44	10.28
9.5	20.48	27	14.73	44.5	10.20
10	20.60	27.5	14.53	45	10.14
10.5	20.67	28	14.34	45.5	10.07
11	20.71	28.5	14.15	46	10.00
11.5	20.71	29	13.96	46.5	9.94
12	20.67	29.5	13.78	47	9.88
12.5	20.61	30	13.60	47.5	9.82
13	20.52	30.5	13.43	48	9.77
13.5	20.41	31	13.26	48.5	9.71
14	20.28	31.5	13.10	49	9.66
14.5	20.13	32	12.94	49.5	9.61
15	19.97	32.5	12.79	50	9.56
15.5	19.79	33	12.64	50.5	9.51
16	19.60	33.5	12.49	51	9.47
16.5	19.40	34	12.35	51.5	9.43
17	19.19	34.5	12.21	52	9.38
17.5	18.97	35	12.08		

TAB. 4.7 : Valeurs de $P_{wae}(z)$

z	$P_{wae}(z)$	z	$P_{wae}(z)$	z	$P_{wae}(z)$
0.5	1.69	18	12.38	35.5	7.89
1	3.22	18.5	12.23	36	7.80
1.5	4.59	19	12.08	36.5	7.72
2	5.82	19.5	11.93	37	7.65
2.5	6.93	20	11.77	37.5	7.57
3	7.91	20.5	11.62	38	7.50
3.5	8.79	21	11.46	38.5	7.43
4	9.56	21.5	11.31	39	7.36
4.5	10.25	22	11.16	39.5	7.29
5	10.85	22.5	11.00	40	7.23
5.5	11.38	23	10.85	40.5	7.16
6	11.83	23.5	10.70	41	7.10
6.5	12.22	24	10.56	41.5	7.05
7	12.56	24.5	10.41	42	6.99
7.5	12.84	25	10.27	42.5	6.93
8	13.07	25.5	10.13	43	6.88
8.5	13.26	26	9.99	43.5	6.83
9	13.40	26.5	9.85	44	6.78
9.5	13.52	27	9.71	44.5	6.74
10	13.59	27.5	9.59	45	6.69
10.5	13.64	28	9.46	45.5	6.65
11	13.67	28.5	9.34	46	6.60
11.5	13.67	29	9.21	46.5	6.56
12	13.64	29.5	9.10	47	6.52
12.5	13.60	30	8.98	47.5	6.48
13	13.54	30.5	8.87	48	6.45
13.5	13.47	31	8.75	48.5	6.41
14	13.38	31.5	8.65	49	6.38
14.5	13.29	32	8.54	49.5	6.34
15	13.18	32.5	8.44	50	6.31
15.5	13.06	33	8.34	50.5	6.28
16	12.93	33.5	8.24	51	6.25
16.5	12.80	34	8.15	51.5	6.22
17	12.67	34.5	8.06	52	6.19
17.5	12.52	35	7.97		

Selon l'Eurocode 8 partie 4 [13] , a moins que les propriétés mécaniques et la réponse dynamique du sol particulaire ne soient explicitement et précisément prises en compte dans l'analyse (par exemple, en utilisant des éléments finis pour modéliser les propriétés mécaniques et la réponse dynamique du sol particulaire), l'effet de la réponse du sol particulaire à la composante horizontale de l'action sismique peut être représenté par une pression normale supplémentaire sur la paroi, $\Delta_{ph,s}$. Cette pression supplémentaire ne doit être appliquée que sur la partie de la paroi en contact avec le contenu stocké, c'est-à-dire jusqu'à la surface équivalente du contenu stocké, dans la situation de conception sismique.

$$\Delta_{ph,s} = \Delta_{ph,so} \cdot \cos \theta \quad (4.19)$$

avec :

$$\Delta_{ph,so} = \alpha(z) \cdot \gamma \cdot \min(r_s, 3x)$$

et :

$$r_s = \min\left(h_b, \frac{d_c}{2}\right)$$

ou :

$\alpha(z)$ Rapport de l'accélération de réponse à la distance z par rapport à l'accélération gravitationnelle

x La distance verticale depuis le fond plat ou le sommet d'une trémie conique ou pyramidale.

γ Poids unitaire du matériau stocké

h_b Hauteur totale du silo, du fond plat ou de la sortie de trémie à la surface équivalente du contenu stocké

d_c Dimension intérieure du silo parallèle à la composante horizontale de l'action sismique (diamètre intérieur dans les silos circulaires)

θ est l'angle ($0^\circ < \theta < 360^\circ$) entre la ligne radiale du point d'intérêt sur la paroi et la direction de la composante horizontale de l'action sismique.

TAB. 4.8 : Accélération maximale

	ax (cm/sec ²)	ay (cm/sec ²)
MAX	510.1	486.6
Node	48877	49251
Case	45	46
Mode	2	1

$$\Delta_{ph,s} = \left(\frac{5.1}{9.81} \right) \cdot 9 \cdot 4.2$$

$$\Delta_{ph,s} = 19.65 \text{ KN/m}^2$$

Nous devons ajouter cette pression à la pression horizontale normale.

4.4 Analyse Pushover de la structure originale

Les silos ont subi des dégâts considérables à la suite au séisme 2003 de Boumerdes, soulignant la nécessité d'une évaluation approfondie de leur intégrité structurelle. Dans le cadre de cette évaluation, on prévoit d'effectuer une analyse Pushover, ou une analyse de performance statique non linéaire, sur ces structures. Cette méthode d'analyse simule la réponse de la structure suite à un chargement sismique progressif . Elle nous permet d'évaluer sa capacité à résister à tels événements. Grâce à l'analyse Pushover, nous pourrions identifier les zones de faiblesse potentielles dans la structure du silo , et déterminer ainsi les endroits où des renforcements sont nécessaires. Cette information est cruciale pour la planification des travaux de réparation et de renforcement pour garantir la résistance des silos face à de futurs séismes, et de prévenir par la même occasion, d'autres dommages.

4.4.1 Présentation du modèle

Pour réaliser notre analyse, nous avons utilisé le logiciel ETABS, largement reconnu pour son utilisation en ingénierie sismique et structurelle. Pour ce faire , Nous avons créé un modèle numérique détaillé de nos silos dans cet environnement (FIG 4.8)

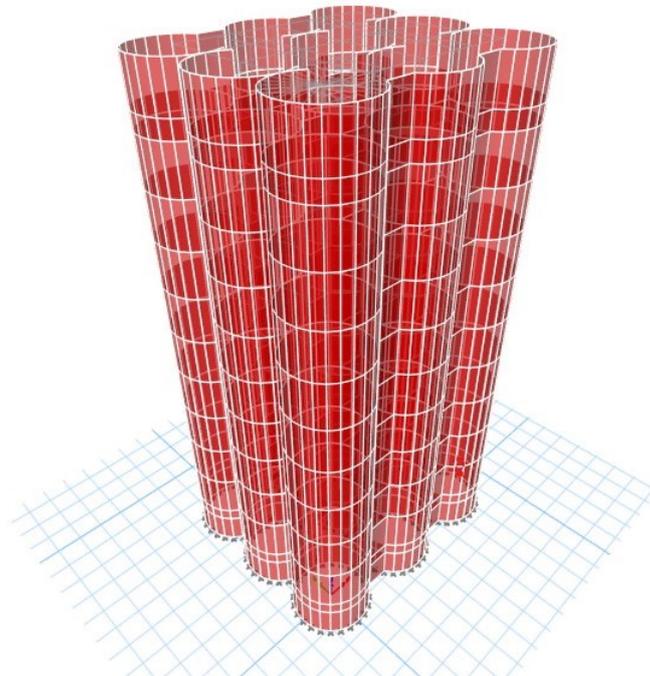


FIG. 4.8 : modèle réalisé par ETABS

Ce modèle reproduit fidèlement la géométrie des silos, y compris leur hauteur, leur diamètre, et la disposition des parois et des renforts. De plus, nous avons intégré dans le modèle les propriétés matérielles du béton et des barres d'armature utilisées dans la construction des silos, y compris leur résistance et leur comportement sous charges dynamiques.

Ce modèle nous a permis d'appliquer des charges latérales progressives représentatives de l'effet d'un séisme et d'observer la réponse du silo.

En effectuant cette analyse Pushover, nous pourrions évaluer la capacité de la structure existante à résister aux charges sismiques et identifier les éventuelles faiblesses.

Les résultats de cette analyse orienteront nos décisions en matière de réparation et de renforcement, et nous permettront de concevoir des solutions appropriées pour garantir la résilience des silos face aux futurs séismes.

4.4.2 Paramètres utilisés pour l'analyse Pushover

4.4.3 Le chargement sismique

Pour la détermination des charges sismiques, une étape clé consiste à choisir le spectre de réponse élastique approprié avec un amortissement de 5% et un facteur de comportement $R = 1$.

- La zone sismique choisie est la zone III, qui est caractérisée par une sismicité élevée. Le choix de la zone sismique est déterminé en fonction de la localisation géographique et de la classification sismique de la région.
- L'ouvrage est classé dans le groupe 1B, qui regroupe des structures de grande importance telles que les châteaux d'eau et les réservoirs de taille moyenne à grande, correspondant parfaitement à notre cas d'étude.
- Le site choisi est classé en tant que site S3, ce qui indique qu'il s'agit d'un site meuble.
- Le silo étant réalisé par une entreprise qualifiée avec un suivi régulier et ne présentant aucune irrégularité en plan ou en élévation, aucune pénalité n'est donc appliquée au facteur de qualité $Q = 1$.

Le spectre de réponse du règlement parasismique algérien (RPA99/2003)[11], utilisé pour la structure étudiée, est représenté par la figure suivante :

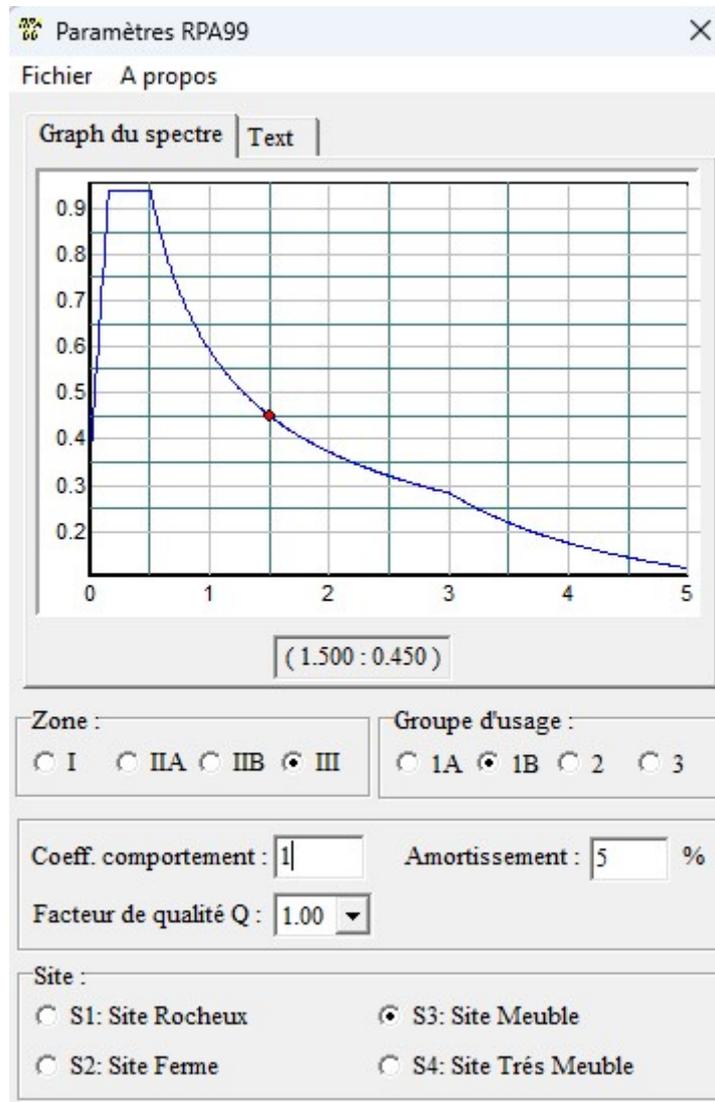
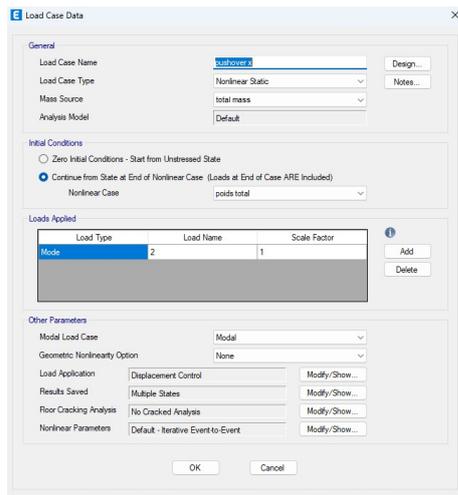


FIG. 4.9 : Le chargement sismique

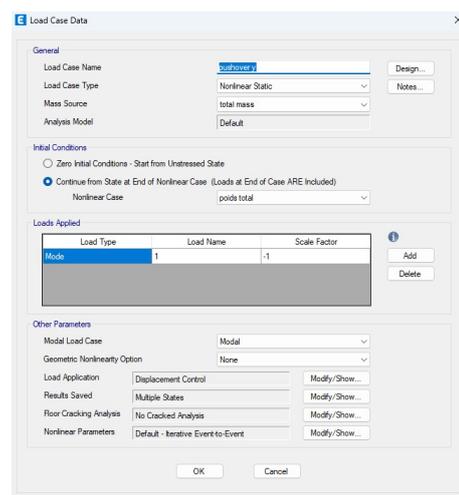
4.4.3.1 Schéma de charge

nous avons opté pour un schéma de charge latérale basé sur la première forme modale de la structure (FIG 4.10). Ce choix est largement répandu dans le domaine de l'ingénierie sismique pour plusieurs raisons.

- La première forme modale est souvent dominante dans la réponse globale de la structure, particulièrement pour les structures régulières où le premier mode capture une part significative de la masse de la structure.



(a) Schéma de charge pour la direction X



(b) Schéma de charge pour la direction Y

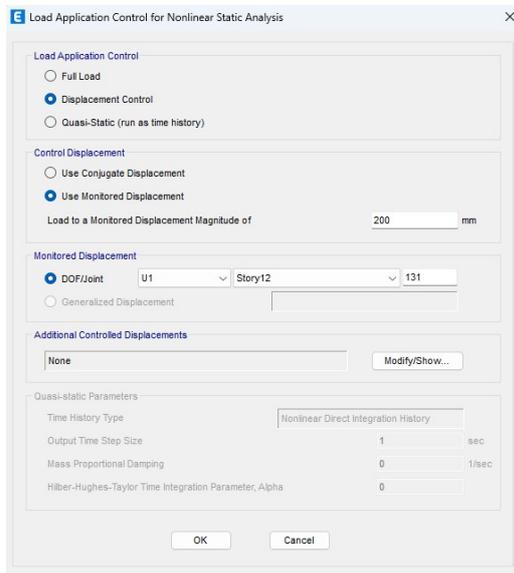
FIG. 4.10 : Schéma de chargement pour les deux directions X et Y

- Le chargement modal facilite la compréhension de la manière dont la structure est susceptible de se comporter lors d'un séisme. En effet, il aide à identifier les zones de la structure qui sont les plus susceptibles de subir des déformations importantes.

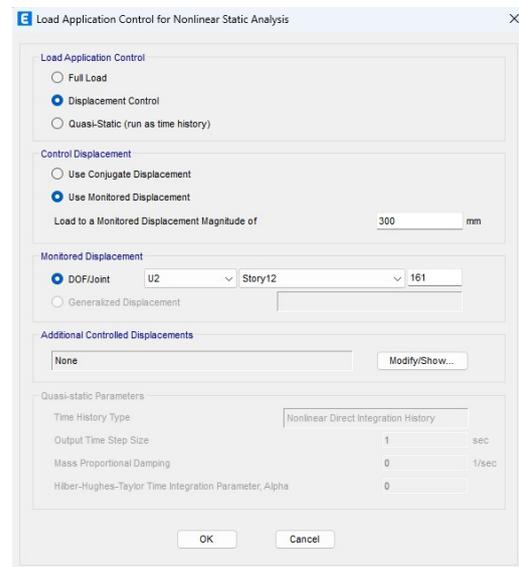
4.4.3.2 Nœud/DOF de contrôle

Le nœud de contrôle est choisi au niveau du point le plus élevé de la structure. Cette décision s'appuie sur le fait que c'est généralement à ce niveau que les déplacements les plus importants sont attendus lors d'un séisme.

Le déplacement maximal autorisé au niveau du nœud de contrôle a été fixé à 20 cm dans la direction X et à 30 cm dans la direction Y. Ce choix s'appuie sur les prédictions des mouvements sismiques attendus dans la région où se trouve la structure, ainsi que sur les capacités de déformation de la structure elle-même. Ces valeurs servent à garantir que notre analyse pushover tient compte de la réalité du comportement sismique de la structure, tout en veillant à ne pas sous-estimer ou surestimer les capacités de la structure (FIG 4.11).



(a) Point de contrôle et déplacement max suivant X



(b) Point de contrôle et déplacement max suivant Y

FIG. 4.11 : Points de contrôle et déplacements max suivant les deux directions X et Y

4.4.3.3 Propriétés des rotules

Pour représenter le comportement non linéaire, on a utilisé des rotules automatiques dans chaque mur de la structure (Fig 4.12). De plus, un taux d'armatures uniforme est appliqué, variant en fonction de la hauteur des murs (FIG 4.13).

dans ce qui suit nous donnons également des informations approfondies sur les matériaux utilisés dans notre étude. Cela comprendra des détails sur les propriétés du béton, tels que la résistance à la compression à 28 jours, le module d'élasticité et le module de cisaillement. De plus, nous présenterons les caractéristiques de l'acier d'armature, telles que la limite d'élasticité et la résistance à la traction.

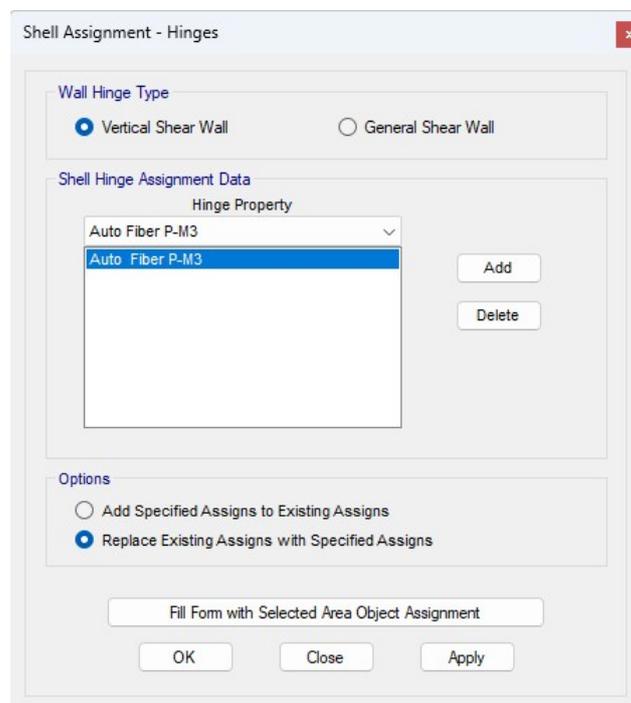


FIG. 4.12 : définition automatique des rotules

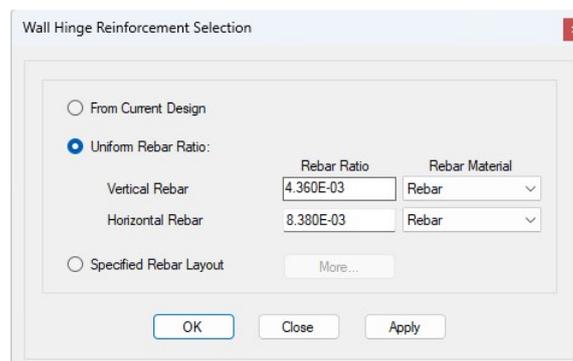


FIG. 4.13 : renforcement uniforme des rotules

4.4.3.3.1 Le béton

Le béton utilisé dans cette étude est classé dans la catégorie C30/37. À 28 jours, le béton présente une résistance à la compression $f_{c28} = 29MPa$, lui permettant de supporter des charges importantes sans subir de déformation permanente. De plus, le module d'élasticité du béton $E = 33000MPa$. Le module de cisaillement du béton $G = 13750MPa$ (FIG 4.14). Ces propriétés du béton jouent un rôle fondamental dans l'évaluation de la réponse de la structure aux charges sismiques et dans la conception d'éléments structurels capables de résister aux forces induites par un séisme .

The screenshot shows a software interface for defining material properties. The 'Material Property Data' window is open, displaying the following information:

- General Data:**
 - Material Name: C30/37
 - Material Type: Concrete
 - Directional Symmetry Type: Isotropic
 - Material Display Color: Blue
 - Material Notes: Modify/Show Notes...
- Material Weight and Mass:**
 - Specify Weight Density (selected) / Specify Mass Density
 - Weight per Unit Volume: 24.9926 kN/m³
 - Mass per Unit Volume: 2548.538 kg/m³
- Mechanical Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 33000 MPa
 - Poisson's Ratio, U: 0.2
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.00001 1/C
 - Shear Modulus, G: 13750 MPa
- Design Property Data:** Modify/Show Material Property Design Data...
- Advanced Material Property Data:** Nonlinear Material Data..., Material Damping Properties..., Time Dependent Properties...
- Modulus of Rupture for Cracked Deflections:** Program Default (Based on Concrete Slab Design Code) (selected), User Specified

FIG. 4.14 : Propriétés mécanique du béton

La courbe contrainte-déformation de Mander est utilisée pour modéliser le comportement du béton armé en compression axiale (FIG 4.15). Elle prend en compte la réponse élastique et inélastique du béton. La partie initiale de la courbe correspond à la plage élastique, où la contrainte et la déformation sont proportionnelles selon la loi de Hooke. Ensuite, le béton entre dans une phase de durcissement de la déformation, avec une déformation croissante et une résistance accrue. La courbe atteint ensuite la contrainte maximale, qui représente la résistance maximale du béton en compression. Au-delà de ce point, la contrainte diminue progressivement en raison

de l'écrasement ou de la fissuration du béton.[7]

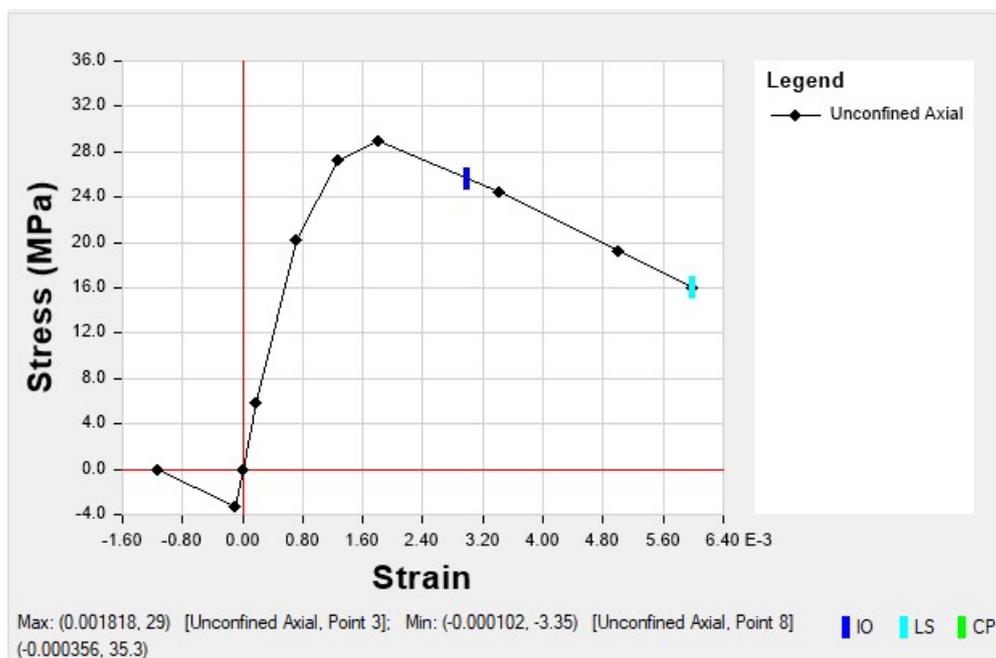


FIG. 4.15 : Loi de comportement du béton

4.4.3.3.2 Les armatures

Les barres d'acier présentent une limite d'élasticité de $F_y = 420MPa$ ce qui représente la contrainte maximale que l'acier peut supporter avant de subir une déformation permanente. De plus, elles affichent une résistance à la traction maximale de $F_u = 550MPa$, indiquant leur capacité à résister aux forces de traction élevées sans se rompre. L'acier utilisé pour l'armature possède un module d'élasticité de $E = 200GPa$.

Ces caractéristiques de l'armature en acier sont cruciales pour renforcer le béton et améliorer sa résistance et sa durabilité dans les structures en béton armé (FIG 4.16).

Pour l'acier d'armature, le modèle de courbe contrainte-déformation utilisé dans notre étude est celui proposé par Park. Ce modèle a été développé pour décrire le comportement non linéaire de l'acier soumis à des charges cycliques, comme c'est le cas lors d'un séisme (FIG 4.17).

Dans ce modèle, l'acier est d'abord considéré comme élastique jusqu'à ce qu'il atteigne sa limite d'élasticité. Au-delà de cette limite, l'acier entre dans une phase d'écoulement plastique, où il peut subir des déformations importantes tout en maintenant un niveau de contrainte relativement constant.

Lorsque la contrainte dans l'acier atteint sa résistance ultime, il commence à s'adou-

Chapitre 4. Présentation de l'ouvrage

cir, avec une réduction de la contrainte lors de l'augmentation de la déformation. Cet adoucissement est dû à la formation et à la propagation de fissures dans l'acier.

Ce modèle a été choisi en raison de sa capacité à décrire de manière précise le comportement complexe de l'acier d'armature sous des charges sismiques, en prenant en compte à la fois son comportement élastique, plastique et d'adoucissement.[10]

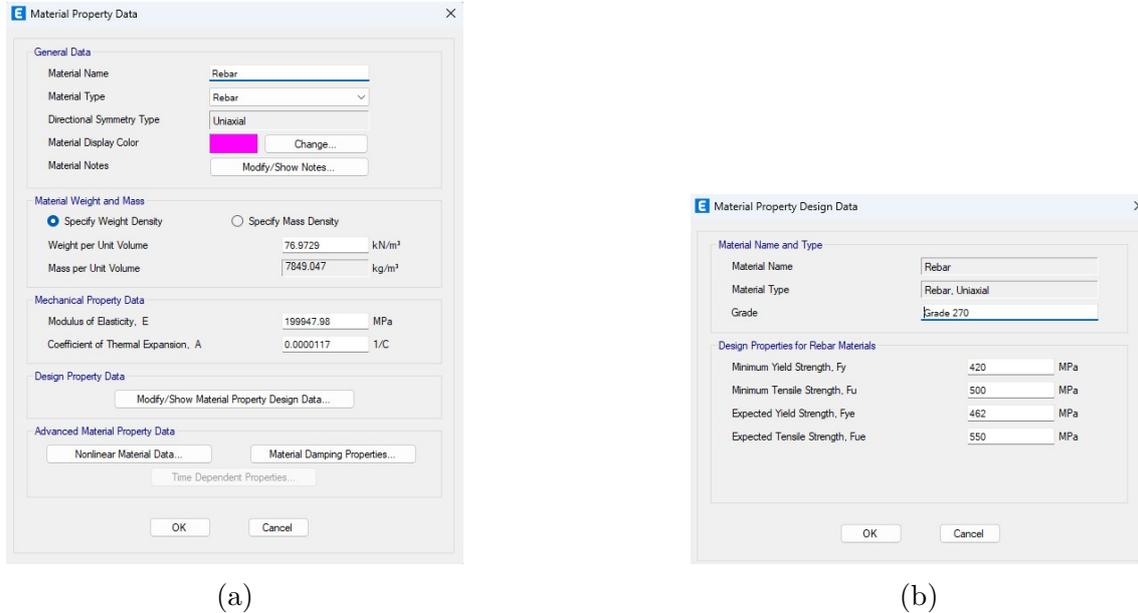


FIG. 4.16 : Les caractéristiques des armatures



FIG. 4.17 : Loi de comportement des armatures

4.4.3.4 Discussion des resultats

4.4.3.4.1 Resultats des rotules

Dans les résultats concernant les rotules, nous avons constaté que la courbe contrainte-déformation pour les armatures en acier et le béton a atteint leurs limites en compression, indiquant ainsi un effondrement des matériaux (FIG 4.18 et 4.19). Cela signifie que les matériaux ont subi une rupture majeure ou une déformation excessive, conduisant à un effondrement total de la structure.

Cette situation met en évidence une incapacité de la structure à résister aux charges sismiques et souligne la nécessité urgente de renforcer ou de réhabiliter la structure afin d'éviter de tels effondrements et de garantir la sécurité des biens.

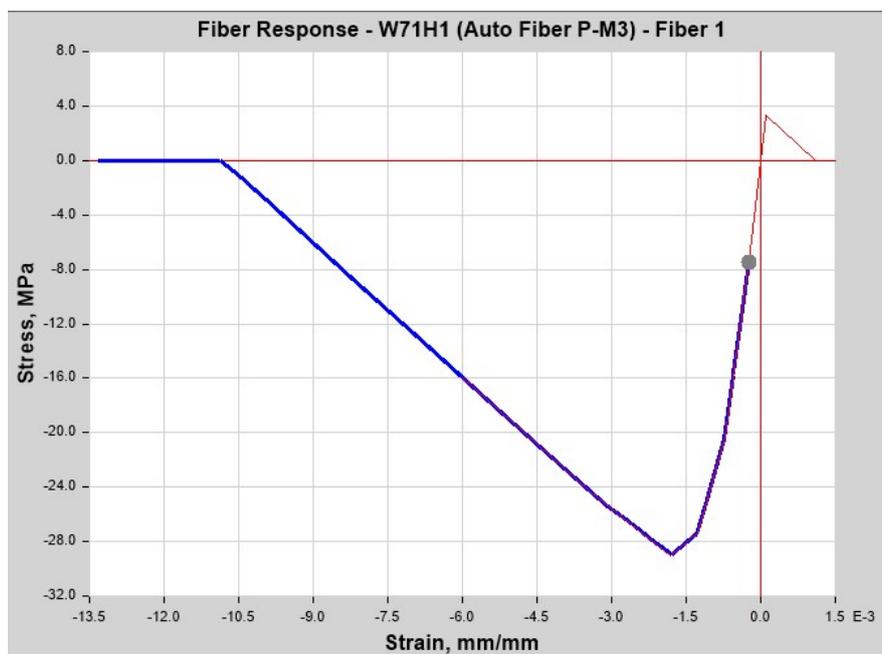


FIG. 4.18 : Comportement des fibres de béton

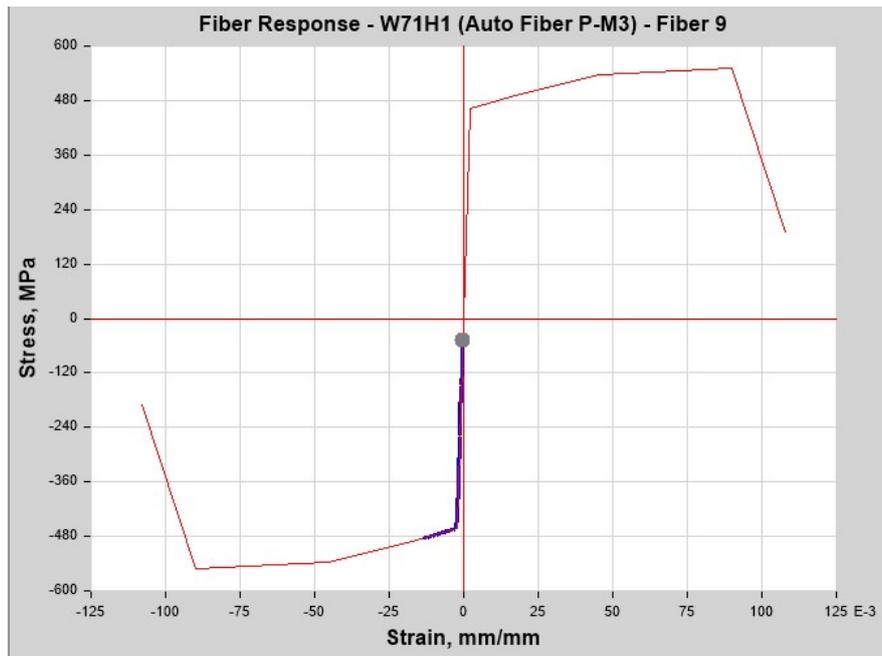


FIG. 4.19 : Comportement des fibres d'acier

4.4.3.4.2 les courbes de capacité

La courbe de capacité est définie comme la relation entre la force de cisaillement à la base de la structure et le déplacement surveillé. Elle illustre l'évolution de la force de cisaillement à mesure que la structure subit des niveaux croissants de déplacement (FIG 4.20 et 4.21).

Cependant, il a été constaté que la courbe de capacité ne présente pas de comportement ductile et chute brusquement après avoir atteint sa résistance maximale. Cela suggère que la structure ne possède pas la capacité d'absorber et de dissiper l'énergie par déformation plastique, qui est caractéristique d'un comportement ductile. Au lieu de cela, la structure atteint sa résistance maximale et subit une diminution rapide de sa résistance sans une dissipation significative de l'énergie.

L'absence de comportement ductile dans la courbe de capacité indique une vulnérabilité potentielle de la structure à une rupture soudaine et fragile sous des charges sismiques. Cette constatation souligne la nécessité d'une évaluation approfondie et de mesures potentielles de renforcement ou de consolidation afin d'améliorer la capacité de la structure à résister aux forces sismiques et d'améliorer sa ductilité.

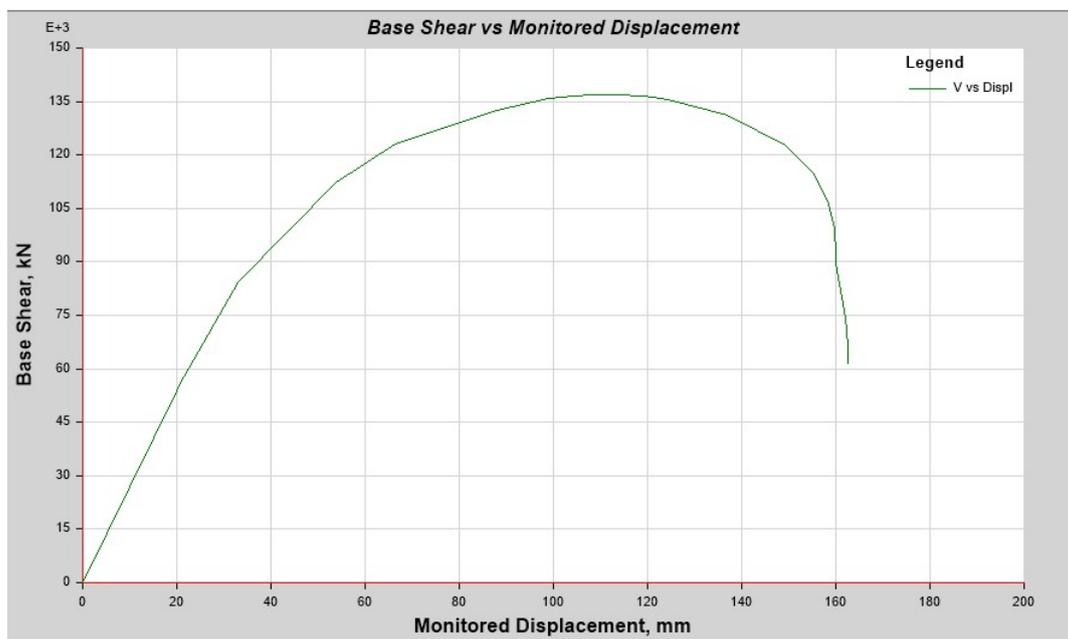


FIG. 4.20 : Courbe de capacité sur la direction X

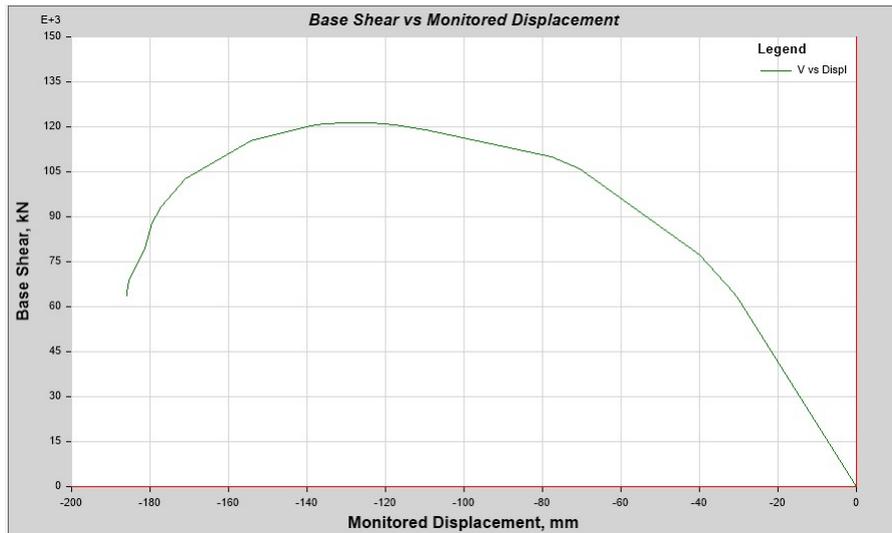


FIG. 4.21 : Courbe de capacité sur la direction Y



FIG. 4.22 : Courbe de capacité suivant X par rapport à l'action sismique

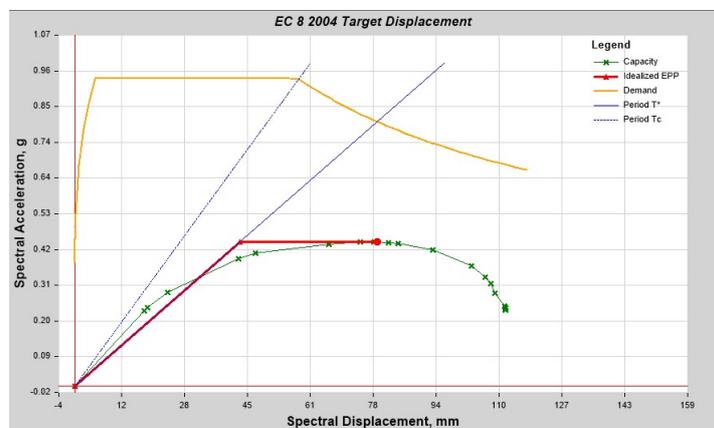


FIG. 4.23 : Courbe de capacité suivant Y par rapport à l'action sismique

4.4.3.4.3 Conclusion

Le constat selon lequel la courbe de capacité obtenue à partir de l'analyse de poussée progressive est entièrement située en dessous du spectre soulève de sérieuses préoccupations quant à la performance structurelle et à sa capacité à résister aux forces sismiques. Cela indique que la capacité de la structure à résister aux charges latérales est insuffisante par rapport aux exigences imposées par le spectre de conception. Une telle situation met en évidence les lacunes et les vulnérabilités présentes dans la structure, telles qu'un manque de résistance, de rigidité ou de ductilité dans certains éléments structuraux. Ces insuffisances peuvent entraîner différents mécanismes de défaillance lors d'un événement sismique, tels que la formation de rotules plastiques critiques, des dommages localisés, voire une instabilité structurelle globale. Par conséquent, les conséquences d'une capacité insuffisante de la structure peuvent inclure la mise en danger de la sécurité des occupants, la compromission de l'intégrité structurelle et des pertes économiques considérables. Il devient donc impératif de considérer des mesures de renforcement ou de réhabilitation qui peuvent améliorer la performance sismique de la structure. Diverses techniques de renforcement, telles que l'ajout de murs de contreventement, de systèmes d'entretoisement ou le renforcement d'éléments critiques, doivent être soigneusement évaluées pour améliorer la capacité de la structure et assurer sa résilience face aux événements sismiques.

Chapitre 5

Redimensionnement de la structure

5.1 Introduction

Ce chapitre a pour objectif de calculer le ferrailage approprié afin d'assurer la sécurité et la performance de la structure vis-à-vis des charges sismiques. Les objectifs spécifiques de ce chapitre sont les suivants :

Tout d'abord, les charges sismiques qui agissent sur la structure seront déterminées en utilisant l'analyse spectrale modale. Cela permettra de prendre en compte les caractéristiques du site, les spectres de réponse sismique et les paramètres de conception spécifiques pour obtenir des charges sismiques réalistes.

Ensuite, il sera procédé à la modélisation précise de la structure en prenant en compte sa géométrie, ses matériaux et ses éléments constitutifs. Les paramètres de masse, de rigidité et d'amortissement seront attribués aux différents éléments afin de représenter de manière précise le comportement dynamique de la structure.

Les fréquences naturelles et les modes propres de la structure seront calculés à l'aide de l'analyse des valeurs propres. Ces informations permettront de comprendre le comportement vibratoire de la structure et d'identifier les modes de déformation dominants.

Le ferrailage approprié sera ensuite calculé en utilisant les résultats de l'analyse spectrale modale, les combinaisons modales et les critères de résistance des matériaux. Les calculs seront effectués conformément aux normes et aux recommandations de conception en vigueur pour garantir la résistance et la ductilité des éléments structuraux face aux charges sismiques.

Enfin, la sécurité et la performance de la structure seront évaluées en analysant les déformations, les efforts internes, les déplacements et autres paramètres pertinents. Cela permettra de vérifier si la structure répond aux exigences de résistance et de déformation spécifiées, et d'assurer ainsi sa fiabilité et sa durabilité face aux sollicitations sismiques.

En résumé, ce chapitre joue un rôle clé dans le processus de conception et de renforcement sismique des structures en calculant le ferrailage approprié. Les différentes étapes, de la détermination des charges sismiques à l'évaluation de la sécurité et de la performance, garantissent que la structure sera capable de résister aux charges sismiques et de maintenir son intégrité structurale lors d'un séisme.

5.2 Détermination des charges sismiques

5.2.1 Choix du spectre

Pour la détermination des charges sismiques, une étape clé consiste à choisir le spectre de réponse approprié. Le spectre de réponse sismique est une représentation graphique de l'accélération, de la vitesse ou du déplacement en fonction de la période, généralement utilisé pour caractériser l'amplitude des mouvements du sol lors d'un séisme.

Le spectre de réponse du règlement parasismique algérien (RPA99/2003)[11], utilisé pour la structure étudiée, est représenté par la figure suivante :

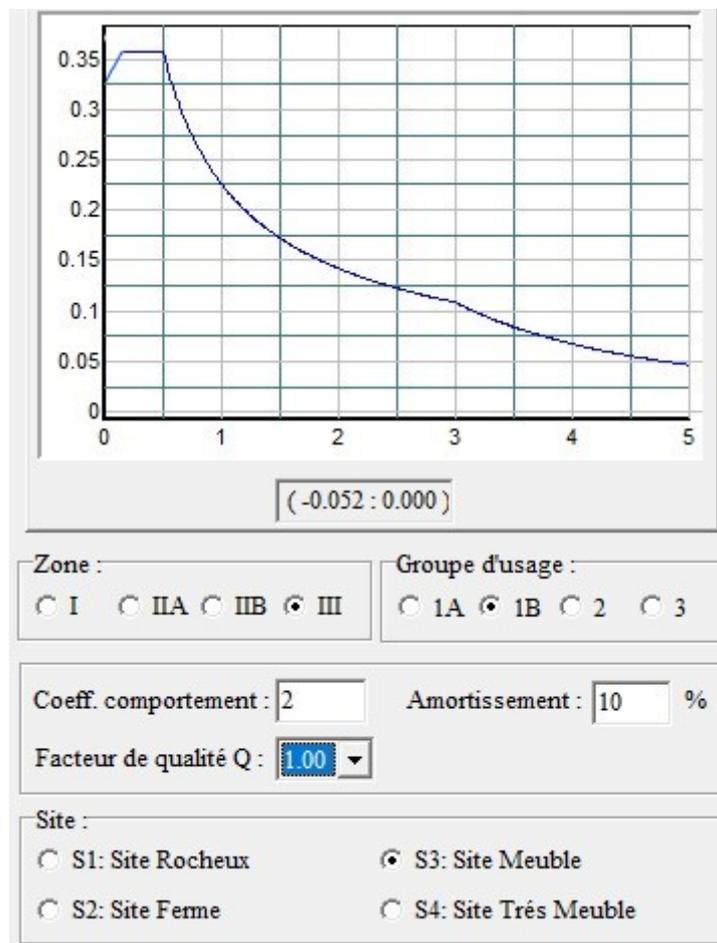


FIG. 5.1 : Spectre de calcul

- La zone sismique choisie est la zone III , qui est caractérisée par une sismicité élevée. Le choix de la zone sismique est déterminé en fonction de la localisation géographique et de la classification sismique de la région.

- L'ouvrage est classé dans le groupe 1B, qui regroupe des structures de grande importance telles que les châteaux d'eau et les réservoirs de taille moyenne à grande, correspondant parfaitement à notre cas d'étude.
- Le site choisi est classé en tant que site S3, ce qui indique qu'il s'agit d'un site meuble.
- Le facteur de comportement non linéaire global est fixé à $R = 2$, le silo étant considéré comme une console verticale à masses réparties.
- Le silo étant réalisé par une entreprise qualifiée avec un suivi régulier et ne présentant aucune irrégularité en plan ou en élévation, aucune pénalité n'est donc appliquée au facteur de qualité $Q = 1$

5.2.2 Les combinaisons des charges

Pour les Classes d'évaluation des actions 2 et 3. L'action dominante et l'action permanente doivent être prises à leur pleine valeur dans chaque cas de charge, mais les actions associées peuvent être réduites par le facteur de combinaison ψ pour tenir compte de la probabilité réduite de leur survenue simultanée conformément à l'EN 1990.[12]

TAB. 5.1 : Situations de conception et Combinaisons d'Actions à l'ELU

Situations de conception / Action dominante	Actions permanentes	Action accompagnante 2	$\psi_{0,2}$	Action accompagnante 3	$\psi_{0,3}$
Décharge de solides	Poids propre	Tassement des fondations	1	Neige ou vent ou variation thermique	0,6
Autres actions dominantes	Poids propre	Remplissage de solides	1	Neige ou vent ou variation thermique	0,6

TAB. 5.2 : Situations de conception et Combinaisons d'Actions à l'ELS

Situation de Conception / Action Dominante	Actions Permanent	Action Accompagnante 1	$\psi_{0,1}$	Action Accompagnante 2	$\psi_{0,2}$	Action Accompagnante 3	$\psi_{0,3}$
Décharge de Solides	Poids Propre	Décharge de Solides	0,9	Tassement des Fondations	0,7	Neige ou Vent ou Variation Thermique	0,6
Autres Actions Dominantes	Poids Propre	Remplissage de Solides	0,9	Déformation Imposée	0,7	Neige ou Vent ou Variation Thermique	0,6

TAB. 5.3 : Situations de conception et Combinaisons d'Actions à l'ELA

Situation de Conception / Action Dominante	Actions Permanent	Action Sismique Dominante	Action Accompagnante 1	$\psi_{0.1}$	Action Accompagnante 2	$\psi_{0.2}$	Action Accompagnante 3	$\psi_{0.3}$
Action Sismique et Silo Plein	Poids Propre	Action Sismique	Remplissage de Solides, Silo Plein	0,8	Déformation Imposée	0,3	Charges Imposées	0,3
Action Sismique et Silo Vide	Poids Propre	Action Sismique	Solides, Silo Vide	0,8	Déformation Imposée	0,3	Charges Imposées	0,3

5.3 Modélisation de la structure

Pour la modélisation, nous avons utilisé plusieurs murs adjacents les uns aux autres pour former des cylindres. Nous avons utilisé une hauteur de 2,5 m jusqu'au 35 m, puis des murs d'une hauteur de 2 m jusqu'au sommet de la structure. Cette approche nous permet de mieux représenter les variations des charges appliquées sur la structure. En utilisant des murs de différentes hauteurs, nous prenons en compte les spécificités de charges sur l'ensemble de la structure, en tenant compte des différentes parties de la hauteur de la structure. Cela permet une modélisation plus précise des contraintes et des déformations dans la structure et contribue à une évaluation plus réaliste de sa réponse aux charges sismiques.

Conformément à l'analyse effectuée dans la section 4.2.2.1, le fond incliné de la structure a été soigneusement pris en compte et intégré à la conception. Cette section a abordé différents aspects liés aux considérations de conception, à la méthodologie et à l'intégrité structurelle du fond incliné. Des calculs détaillés et une analyse ont été réalisés pour garantir la sécurité et les performances de cet élément particulier au sein de la structure plus large.

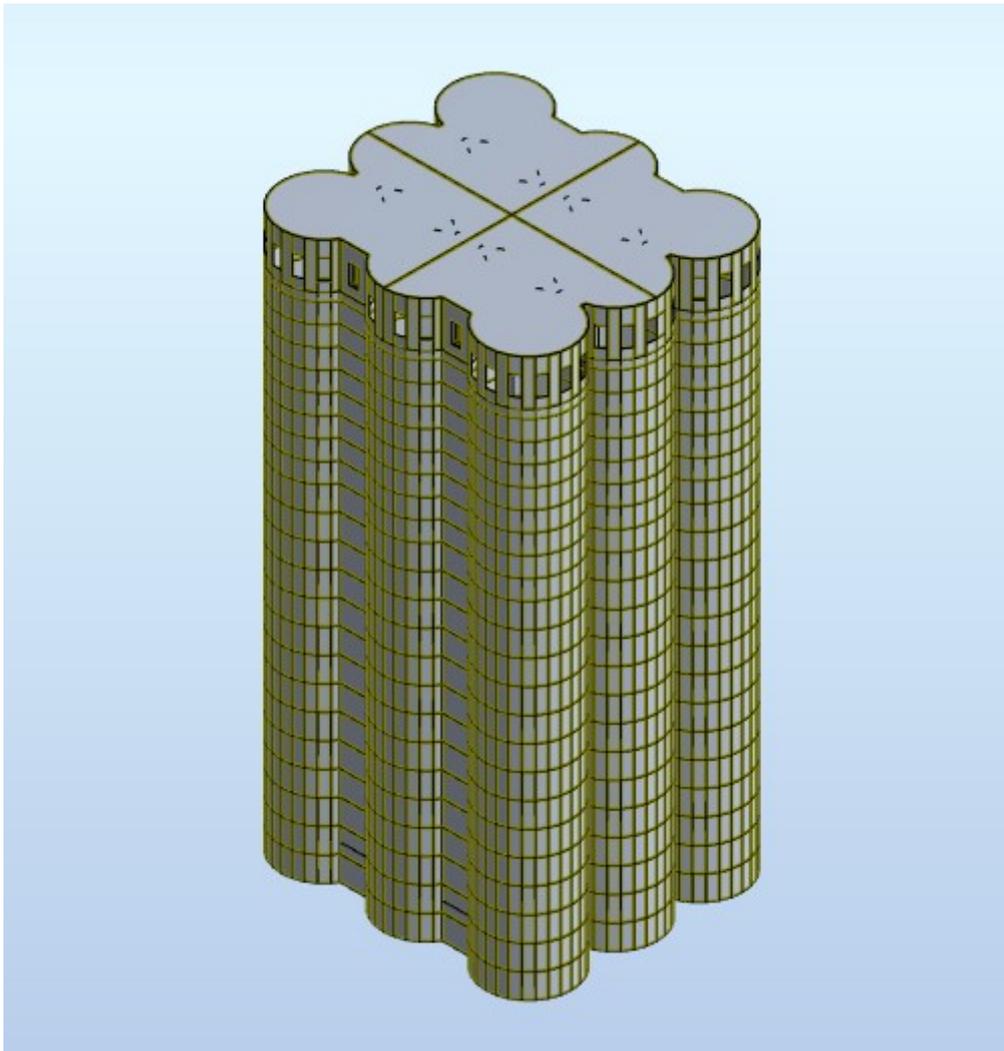


FIG. 5.2 : modele des silos sur AUTODESK ROBOT

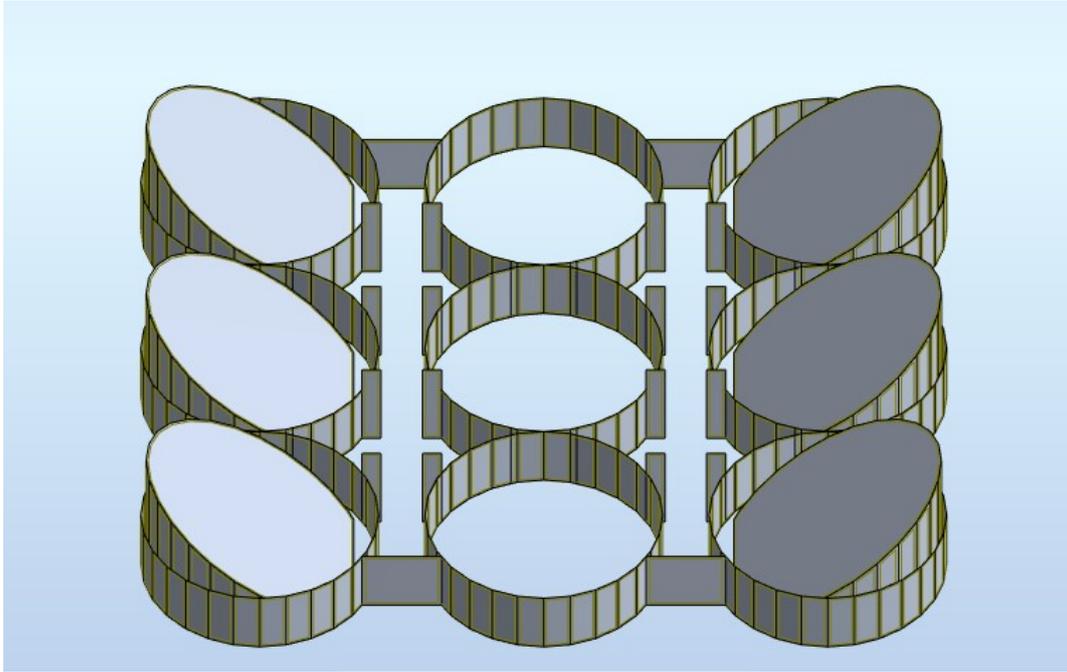


FIG. 5.3 : le fond incliné

5.4 Calcul des fréquences et des modes propres

L'analyse modale, qui est une méthode d'analyse couramment utilisée en génie civil, joue un rôle crucial dans l'étude du comportement dynamique des structures. En réalisant une modélisation précise de la structure et en résolvant les équations du mouvement, nous sommes en mesure de déterminer les périodes de vibration et les modes propres correspondants. Ces informations nous permettent de mieux comprendre le comportement vibratoire de la structure, d'identifier les modes de vibration prédominants et d'évaluer les réponses les plus critiques aux charges dynamiques. Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

TAB. 5.4 : Modes et périodes propres

Cas/Mode	Période (sec)	Masse relative UX	Masse relative UY	Masse relative UZ	Masse totale UX (kg)	Masse totale UY (kg)	Masse totale UZ (kg)
1	0.54	0	64.11	0	3.86E7	3.86E7	3.86E7
2	0.48	62.95	64.11	0	3.86E7	3.86E7	3.86E7
3	0.38	62.95	64.11	0	3.86E7	3.86E7	3.86E7
4	0.38	62.95	64.11	0	3.86E7	3.86E7	3.86E7
5	0.37	62.95	64.32	0	3.86E7	3.86E7	3.86E7
6	0.35	63.83	64.32	0	3.86E7	3.86E7	3.86E7
7	0.33	63.83	64.36	0	3.86E7	3.86E7	3.86E7
8	0.33	63.88	64.36	0	3.86E7	3.86E7	3.86E7
9	0.33	63.88	64.36	0	3.86E7	3.86E7	3.86E7
10	0.32	63.88	64.36	0	3.86E7	3.86E7	3.86E7
11	0.31	63.88	64.36	0	3.86E7	3.86E7	3.86E7
12	0.29	63.88	64.36	0	3.86E7	3.86E7	3.86E7
13	0.27	64	64.36	0	3.86E7	3.86E7	3.86E7
14	0.27	64	64.36	0	3.86E7	3.86E7	3.86E7
15	0.26	64	64.4	0	3.86E7	3.86E7	3.86E7
16	0.26	64	64.4	0	3.86E7	3.86E7	3.86E7
17	0.25	64	64.53	0	3.86E7	3.86E7	3.86E7
18	0.25	64	64.53	0	3.86E7	3.86E7	3.86E7
19	0.22	64.15	64.53	0	3.86E7	3.86E7	3.86E7
20	0.21	64.15	64.55	0	3.86E7	3.86E7	3.86E7
21	0.21	64.15	64.55	0	3.86E7	3.86E7	3.86E7
22	0.21	64.15	64.55	0	3.86E7	3.86E7	3.86E7
23	0.21	64.62	64.55	0	3.86E7	3.86E7	3.86E7
24	0.21	64.62	64.55	0	3.86E7	3.86E7	3.86E7
25	0.21	64.62	64.55	0	3.86E7	3.86E7	3.86E7
26	0.2	64.62	64.55	0	3.86E7	3.86E7	3.86E7
27	0.2	64.62	64.55	0	3.86E7	3.86E7	3.86E7
28	0.2	64.62	64.55	0	3.86E7	3.86E7	3.86E7
29	0.2	64.86	64.55	0	3.86E7	3.86E7	3.86E7
30	0.19	64.86	65.51	0	3.86E7	3.86E7	3.86E7

5.5 Interpretation et calcul de ferrailage

5.5.1 Effort de compression

La figure qui suit représente la distribution de l'effort de compression maximale.

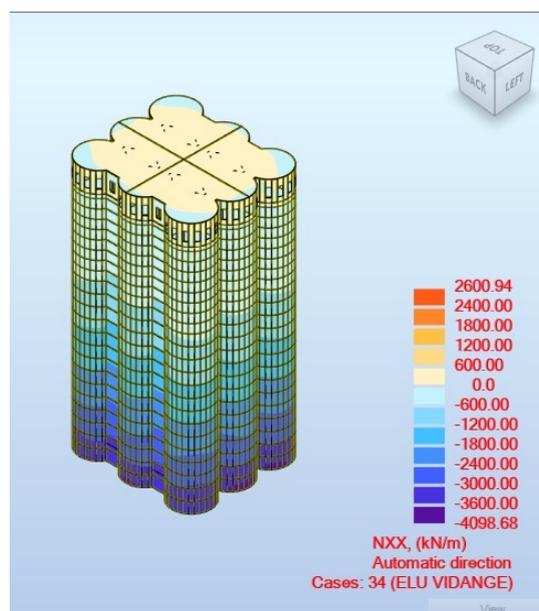


FIG. 5.4 : Distribution de l'effort de compression maximale

Nous avons identifié une force de compression de 4100 KN/m, ce qui indique la

nécessité de modifier la résistance du béton pour supporter cette force de manière adéquate.

En choisissant une résistance de 45 MPa, on obtient :

$$\sigma_{\max} < \sigma_{\text{adm}} \quad (5.1)$$

$$\frac{4000000}{180 * 960} < \frac{0.85 * 45}{1.5}$$

$$23.12MPa < 25.5MPa$$

Nous avons décidé d'opter pour un béton de résistance de 45 MPa.

5.5.2 Calcul de ferrailage

Voici un tableau présentant les valeurs des forces maximales dans les murs pour l'état limite ultime et l'état limite accidentel :

TAB. 5.5 : Les efforts maximaux dans les voiles

	N (kN)	V (kN)	M(KN.m)
ELU	2600	42	-2
ELA	3000	550	-17

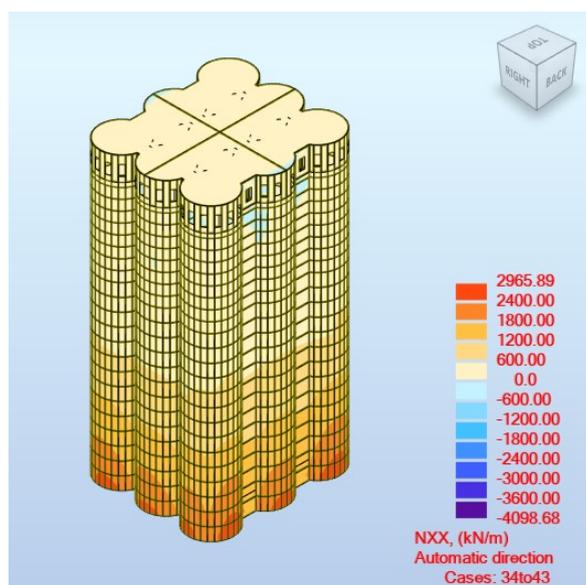


FIG. 5.5 : Distribution de l'effort de traction maximale

La géométrie des voiles est indiquée dans la figure ci-dessous.

FIG. 5.6 : géométrie des voiles

5.5.2.1 Les armatures verticales

Dans la combinaison ELA, la section du voile est soumise à une contrainte de traction à travers toute sa base avec un moment maximal de $17KN.m$ qui donne une contrainte maximale de $17 MPa$. Il est essentiel de prendre en compte cette contrainte et de veiller à ce que les armatures soient dimensionnées de manière adéquate pour reprendre intégralement l'effort de traction. Cette précaution est nécessaire pour garantir la résistance et la stabilité de la structure en situation de charge maximale.

$$A_v = \frac{N_t}{f_e} = \frac{3000000}{500} = 60 \text{ cm}^2$$

Ce qui donne par face : $30cm^2$

choix des armatures vericales :

on opte pour $10\Phi 20$ par face

$$A_s = 31.41 \text{ cm}^2$$

cela donne un espacement de : $s = 7.5cm$

5.5.2.2 Les armatures horizontales

5.5.2.2.1 Vérification vis à vis au cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton doit respecter la limite suivante :

$$\tau_u < \tau_{lim}$$

$$\frac{1.4 \cdot V_u}{0.9 \cdot a \cdot L} < 0.2 f_{c28}$$

$$5MPa < 9MPa$$

✓ verifier

Nous n'avons pas besoin d'armatures transversales car les contraintes de cisaillement maximales peuvent être maîtrisées par le béton lui-même. Ainsi, nous n'avons besoin que du ferrailage minimal requis.

$$A_{\min} = 0.15\%aL$$

$$A_{\min} = 0.15\% \cdot 18 \cdot 96$$

$$A_{\min} = 2.6 \text{ cm}^2$$

5.5.2.2 Contrainte interne uniforme sur la section

La pression horizontale sur les parois créera des contraintes de traction qui pourraient poser un problème si nous n'y prêtons pas attention.

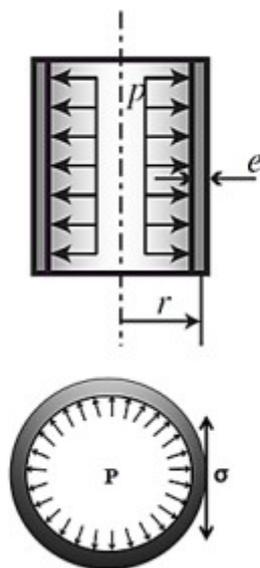


FIG. 5.7 : Distribution de la contrainte σ

où :

σ représente la contrainte perpendiculaire à l'axe du cylindre,
 p représente la pression horizontale à la paroi du silo,
 e représente l'épaisseur de la paroi,
 r représente le rayon du silo.

À l'ELU, les charges de vidange génèrent un effort de traction maximal. Il convient de noter que ces charges de vidange sont plus importantes que les charges de remplissage. La considération de ces charges de traction est essentielle pour garantir la sécurité et la stabilité de la structure.

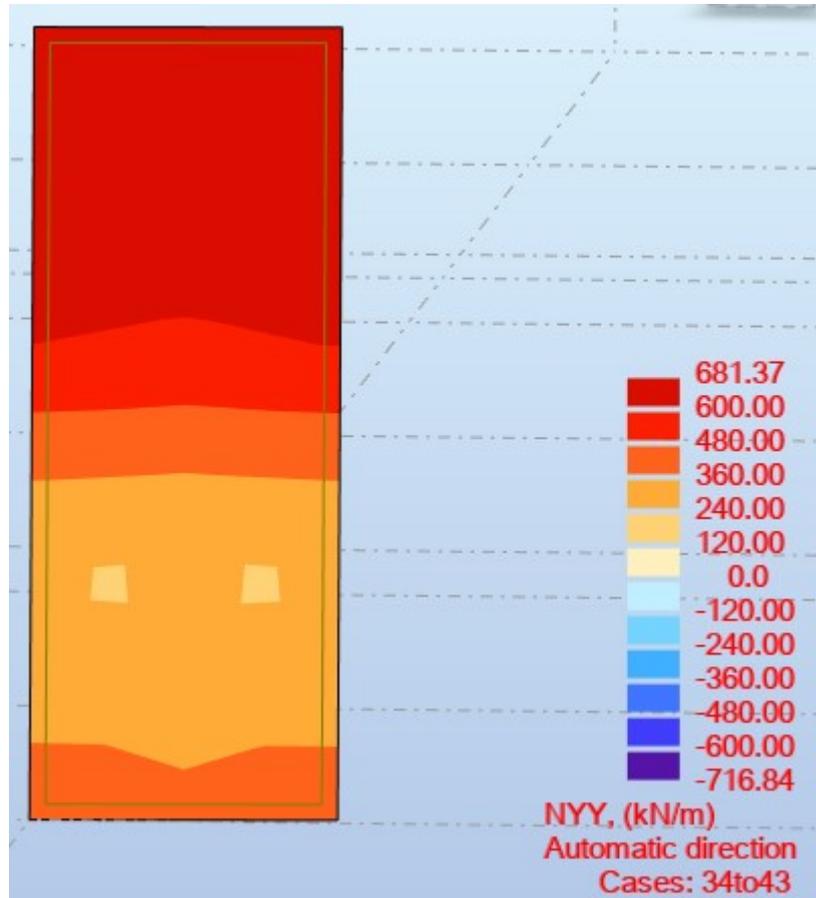


FIG. 5.8 : Effort de traction maximale sur les parois

Pour contrôler ces forces de traction, nous devons ajouter des armatures selon l'équation suivante :

$$A_s = \frac{N_u \cdot \gamma_s}{f_e}$$
$$A_s = \frac{700 \cdot 1.15}{500}$$
$$A_s = 16.1 \text{ cm}^2$$

Ce qui donne par face : 8.05 cm^2

choix des armatures horizontales :

on opte pour $6\Phi 14$ par face par metre

$$A_s = 9.23 \text{ cm}^2$$

5.6 Analyse Pushover de structure

nous avons utilisé un modèle similaire à celui mentionné dans la FIG 4.8 ,utilisé pour l'analyse de poussée sur les silos, mais avec des modifications apportées aux propriétés des matériaux. Plus spécifiquement, nous avons ajusté la résistance du béton en utilisant une résistance à la compression différente et, nous avons modifié la quantité d'armatures dans la structure. Ces modifications des propriétés des matériaux ont été effectuées dans le but d'améliorer la résistance et la performance de la structure face aux charges sismiques. En utilisant ce même modèle de base, mais avec des paramètres de matériaux ajustés, nous sommes en mesure d'évaluer les effets de ces changements sur le comportement global de la structure. Cela nous permet de fournir une analyse approfondie et une interprétation précise des résultats obtenus, en tenant compte des modifications spécifiques apportées aux propriétés des matériaux.

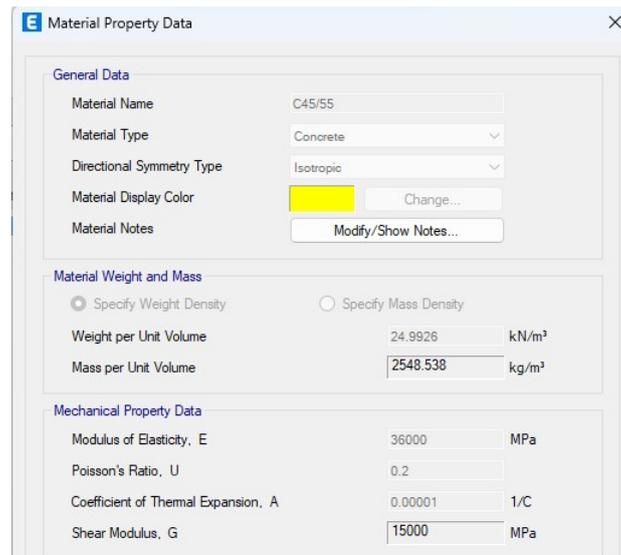
nous avons également modifié certains paramètres clés pour mieux comprendre le comportement de la structure. Nous avons notamment ajusté le déplacement maximum toléré à 70 cm dans les directions x et y. Cette modification vise à évaluer la capacité de la structure à résister à des déformations plus importantes et à mieux appréhender ses performances lors de charges sismiques élevées. De plus, nous avons maintenu le schéma de charge latérale utilisé précédemment afin de pouvoir comparer les résultats obtenus avec les précédentes analyses.

5.6.1 Propriétés des rotules

Les détails concernant les modifications apportées au béton et aux armatures seront abordés dans les sections suivantes.

5.6.1.1 Le béton

Nous avons modifié la classe du béton, ce qui a entraîné une variation de sa résistance (FIG 5.9) . En ajustant la classe du béton, nous avons pu améliorer sa résistance et sa capacité à supporter les charges sismiques.



General Data		
Material Name	C45/55	
Material Type	Concrete	
Directional Symmetry Type	Isotropic	
Material Display Color	[Yellow] Change...	
Material Notes	Modify/Show Notes...	

Material Weight and Mass		
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density	
Weight per Unit Volume	24.9926	kN/m ³
Mass per Unit Volume	2548.538	kg/m ³

Mechanical Property Data		
Modulus of Elasticity, E	36000	MPa
Poisson's Ratio, U	0.2	
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.00001	1/C
Shear Modulus, G	15000	MPa

FIG. 5.9 : Propriétés mécanique du béton C45/55

5.6.2 Interprétation des résultats

On commence par présenter le graphe de la force de cisaillement à la base en fonction du déplacement surveillé pour les deux directions (FIG 5.10 et 5.11)

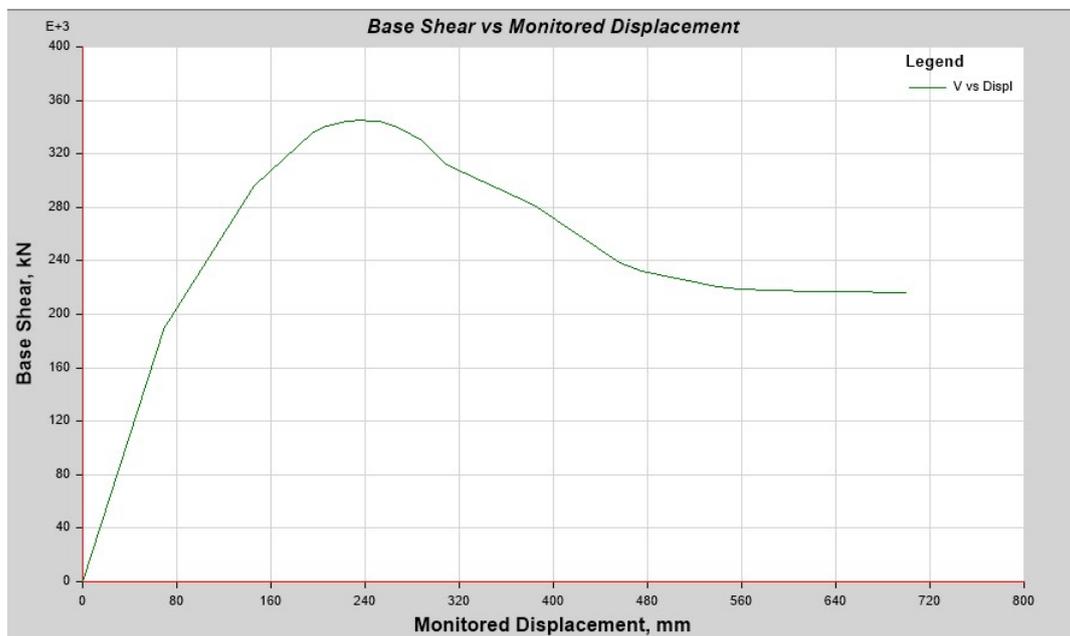


FIG. 5.10 : Force de cisaillement de base en fonction du déplacement surveillé suivant X

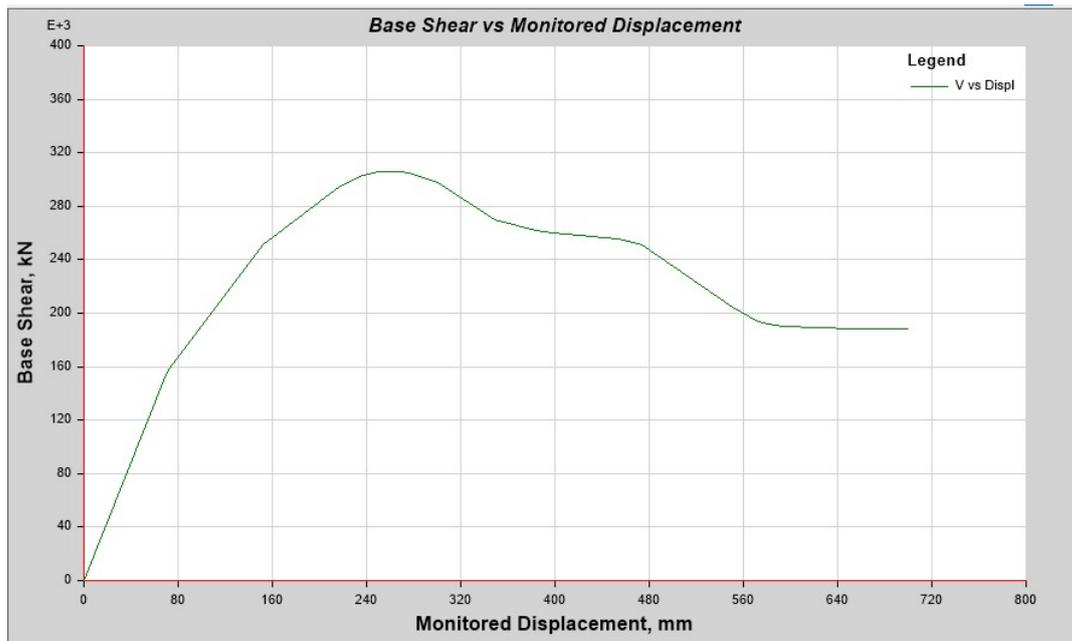


FIG. 5.11 : Force de cisaillement de base en fonction du déplacement surveillé suivant Y

Après les forces de cisaillement de base, viennent les courbes de capacité par rapport à l'action sismique suivant les deux directions (FIG 5.12 et 5.13)

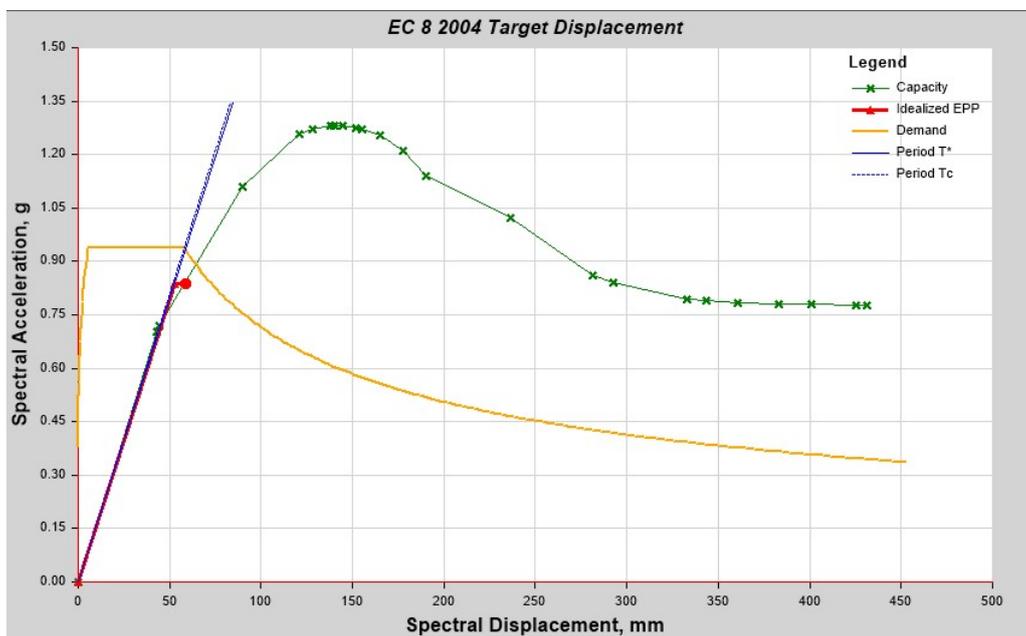


FIG. 5.12 : Courbe de capacité suivant X par rapport à l'action sismique

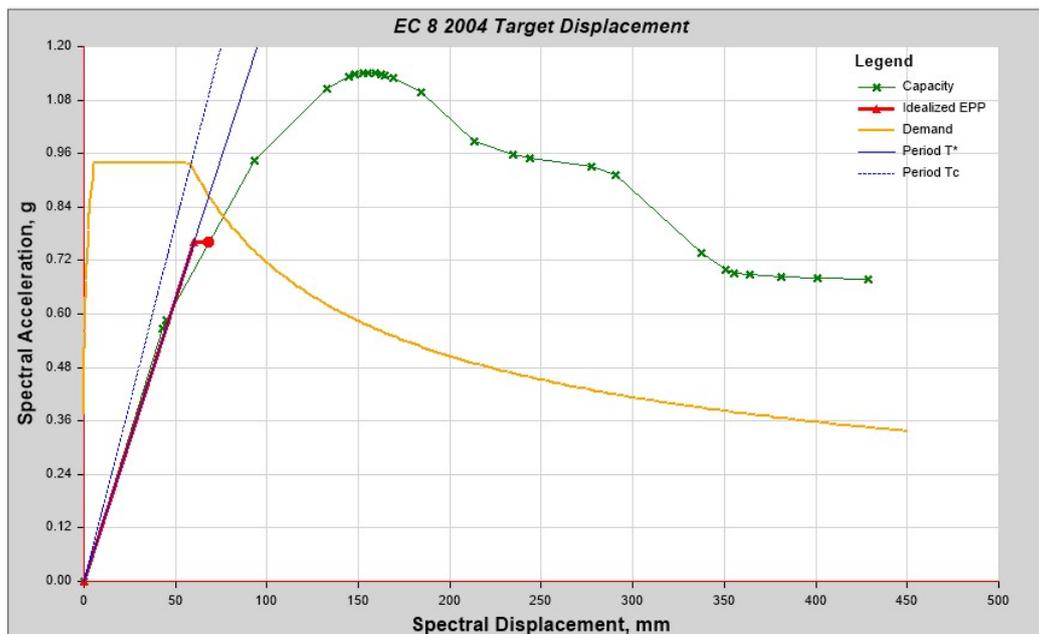


FIG. 5.13 : Courbe de capacité suivant Y par rapport à l'action sismique

A la lecture de ces deux dernière, on peut en déduire que les silos présentent un meilleur comportement que précédemment. On peut facilement remarquer que la courbe de capacité croise l'action sismique dans la partie linéaire de la courbe, cela veut dire que la structure est bien conçue et bien dimensionnée.

Par ailleurs, l'intersection de la courbe de capacité avec l'action sismique indique que la structure est capable de supporter les charges sismiques prévues sans subir de déformations excessives ou de défaillance structurelle. Les résultats obtenus par l'analyse Pushover montrent une amélioration significative du comportement des silos face aux charges sismiques.

5.6.2.1 Déplacement cible

Le déplacement cible, également appelé point de performance, est déterminé en utilisant des méthodes d'analyse spectrale pour comparer la courbe de capacité de la structure à la courbe de demande représentée par un spectre .

L'intersection entre la courbe de capacité et la courbe de demande, dans le domaine de l'accélération spectrale-déplacement spectral (Sa-Sd), permet de déterminer le déplacement cible. Cela indique le niveau de déplacement maximal que la structure peut atteindre tout en maintenant une performance acceptable.

La méthode des coefficients FEMA-273/356 et FEMA-440 utilise des coefficients qui sont basés sur la demande de la structure par rapport au déplacement. Ces

coefficients prennent en compte les caractéristiques sismiques de la région et les propriétés de la structure pour déterminer le déplacement cible.

En déterminant le déplacement cible, il est possible d'évaluer si la structure peut résister aux forces sismiques prévues sans dépasser les limites de déplacement souhaitées. Cela permet d'évaluer la capacité de la structure, d'identifier les éventuelles vulnérabilités et de prendre des décisions éclairées concernant les modifications de conception ou les stratégies de renforcement pour améliorer la résistance sismique de la structure.

Il est important de noter que la méthode de détermination du déplacement cible peut varier en fonction des codes de conception et des recommandations spécifiques. Elle doit être utilisée avec soin et être basée sur une compréhension approfondie de la structure, de son comportement et des charges sismiques attendues.[3]

En résumé, le déplacement cible dans une analyse de poussée permet d'évaluer la réponse et la performance de la structure sous une excitation sismique. Il fournit une référence pour évaluer la capacité de la structure, déterminer les objectifs de performance et prendre des décisions éclairées pour renforcer la résistance sismique de la structure.

▼ Name	
Name	Pushover3
▼ Plot Definition	
Plot Type	EC 8 2004 Target Displ
Load Case	pushover x
Legend Type	Integrated
▼ Demand Spectrum	
Spectrum Source	Defined Function
Function Name	spectre elastique
SF, g	1
Tc, sec (sec)	0.5
▼ Damping Parameters	
Damping Ratio	0.05
> Capacity Curve	
> Bilinear Force-Displacement Curve	
> Demand Curve	
> Period Lines	
▼ Target Displacement Results	
Displacement, dt (mm)	95.012
Shear at dt (kN)	226118.7887
▼ Calculated Parameters	
Target Displ Found	Yes
Fy*, g	0.839
Em* (mm)	27.071
dy* (mm)	52.588
T* (sec)	0.502
Se(T*), g	0.934
det* (mm)	58.55
Tc (sec)	0.5
dt* (mm)	58.55
Gamma	1.622751

FIG. 5.14 : Déplacement cible suivant X

Nous avons obtenu un déplacement cible de 95 mm. Lorsque nous comparons

ce déplacement au déplacement maximal que la structure peut atteindre dans la courbe montrée dans 5.10, nous pouvons conclure que la structure est capable de résister à cette action sismique dans direction X.

$S_e(T^*)$ représente la valeur élastique de déplacement spectral et d'accélération spectrale correspondant à la période T^* . Ces valeurs sont calculées à partir des spectres de conception élastiques.

T^* est d'un intérêt particulier car nous devons connaître sa position par rapport à T_c afin de calculer S_d . Nous avons obtenu un déplacement cible de 111 mm. Lorsque

▼ Name	
Name	Pushover3
▼ Plot Definition	
Plot Type	EC 8 2004 Target Displ
Load Case	pushover y
Legend Type	Integrated
▼ Demand Spectrum	
Spectrum Source	Defined Function
Function Name	spectre elastique
SF, g	1
Tc, sec (sec)	0.5
▼ Damping Parameters	
Damping Ratio	0.05
> Capacity Curve	
> Bilinear Force-Displacement Curve	
> Demand Curve	
> Period Lines	
▼ Target Displacement Results	
Displacement, dt (mm)	111.498
Shear at dt (kN)	203785.281
▼ Calculated Parameters	
Target Displ Found	Yes
Fy*, g	0.761
Em* (mm)	29.124
dy* (mm)	60.019
T* (sec)	0.564
Se(T*), g	0.865
det* (mm)	68.28
Tc (sec)	0.5
dt* (mm)	68.28
Gamma	1.632969

FIG. 5.15 : Déplacement cible suivant Y

nous comparons ce déplacement au déplacement maximal que la structure peut atteindre dans la courbe montrée dans 5.11, nous pouvons conclure que la structure est capable de résister à cette action sismique dans la direction Y.

5.6.2.2 Les resultats des rotules

5.6.2.2.1 Formation des rotules

Les rotules sont réparties à la base de la structure. Les résultats obtenus pour

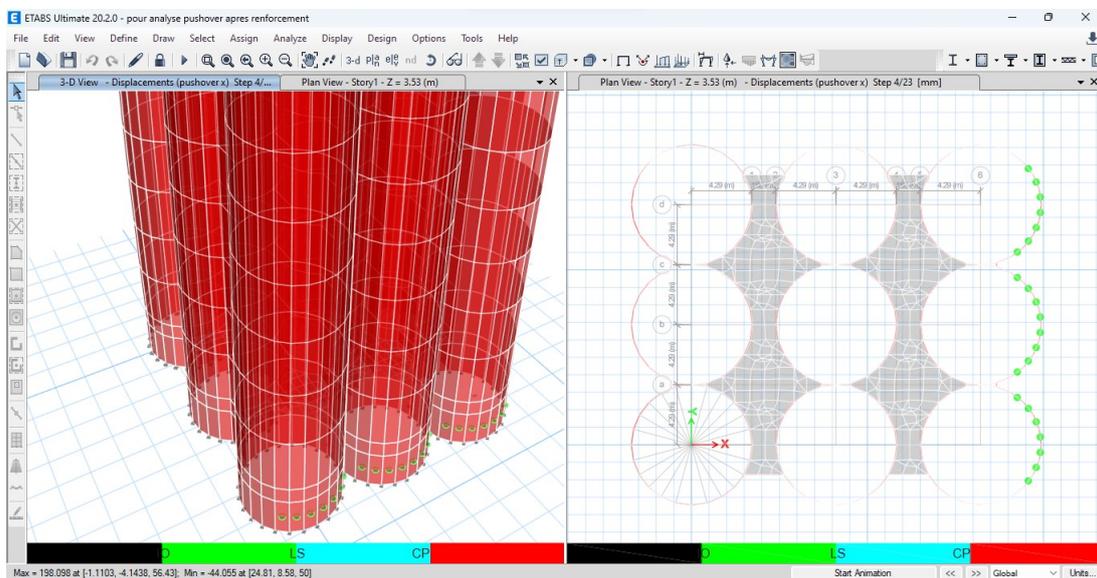


FIG. 5.16 : Formation des premières rotules suivant X

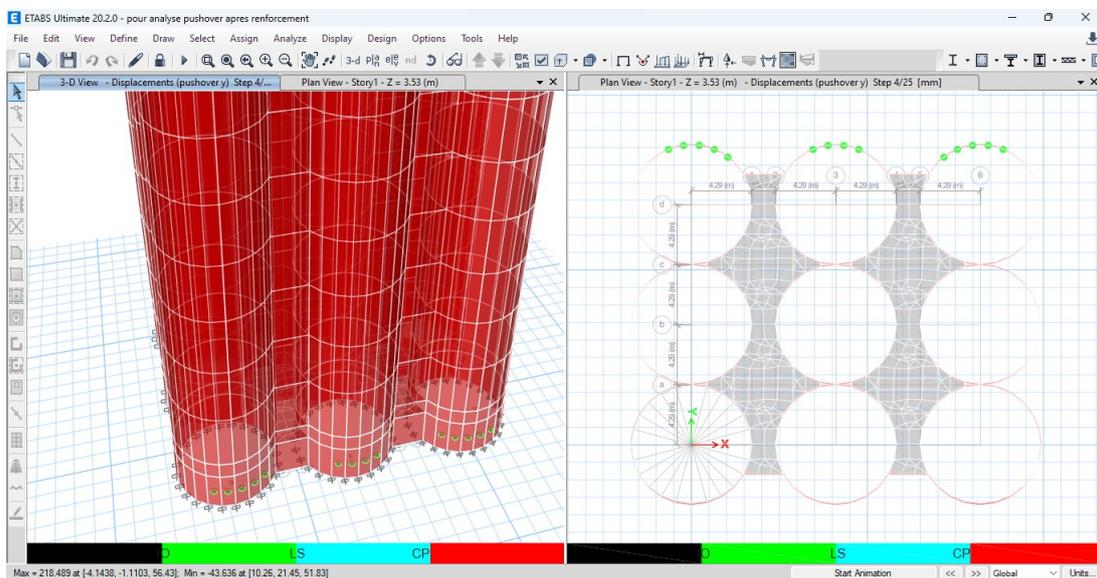


FIG. 5.17 : Formation des premières rotules suivant Y

les rotules sont logiquement correctes car les premières rotules se forment dans les parois les plus sollicitées en compression .

Ces rotules se forment dans les parois les plus sollicitées, avec un déplacement dans la direction X égal à 198 mm et un déplacement de 218 mm dans la direction

Y.

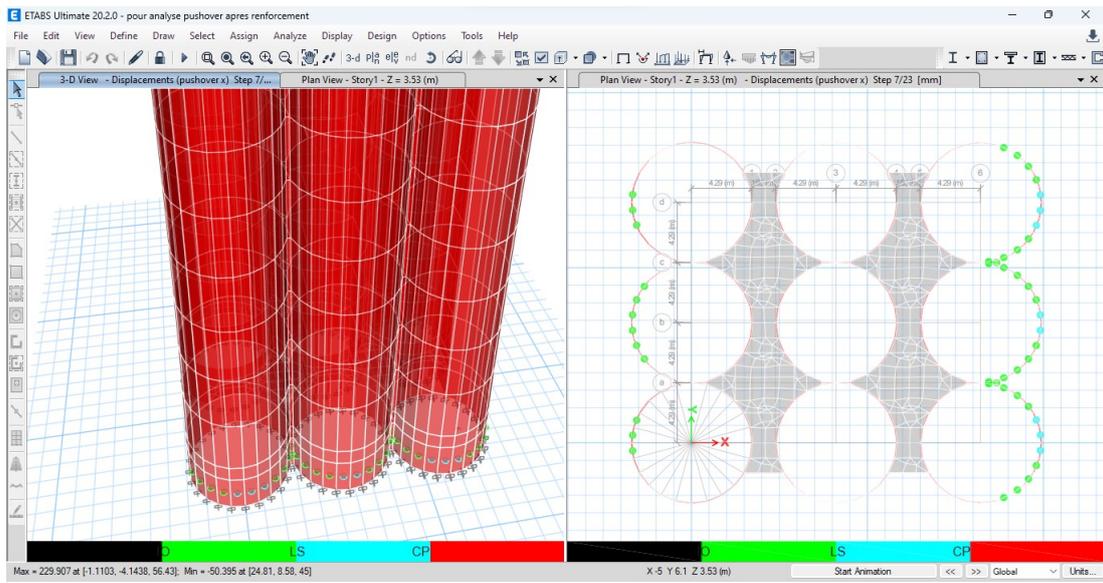


FIG. 5.18 : Les premières CP(Collapse prevention) rotules qui se sont formées suivant X

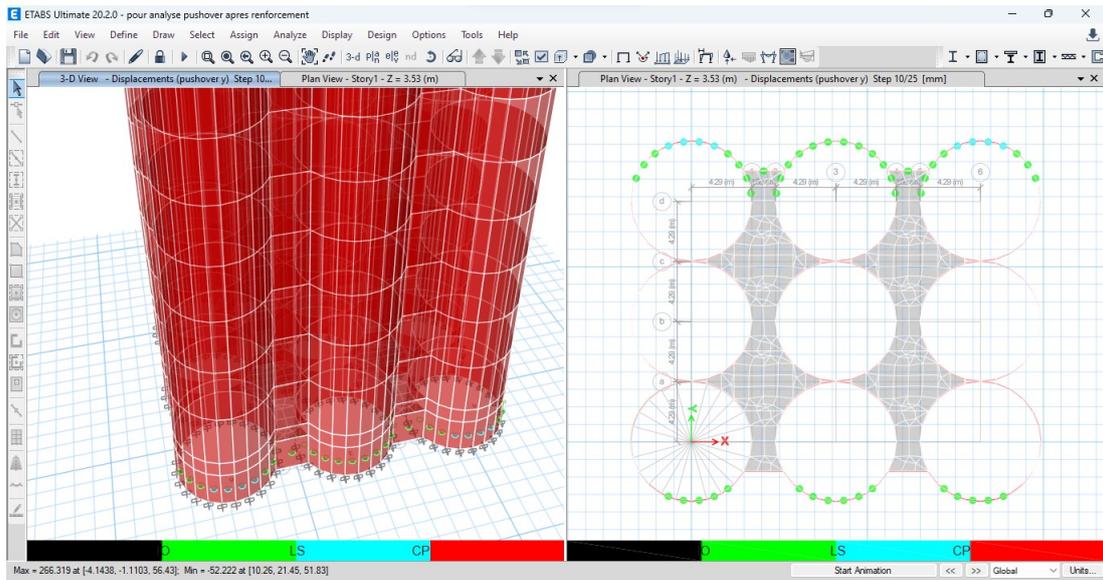


FIG. 5.19 : Les premières CP(Collapse prevention) rotules qui se sont formées suivant Y

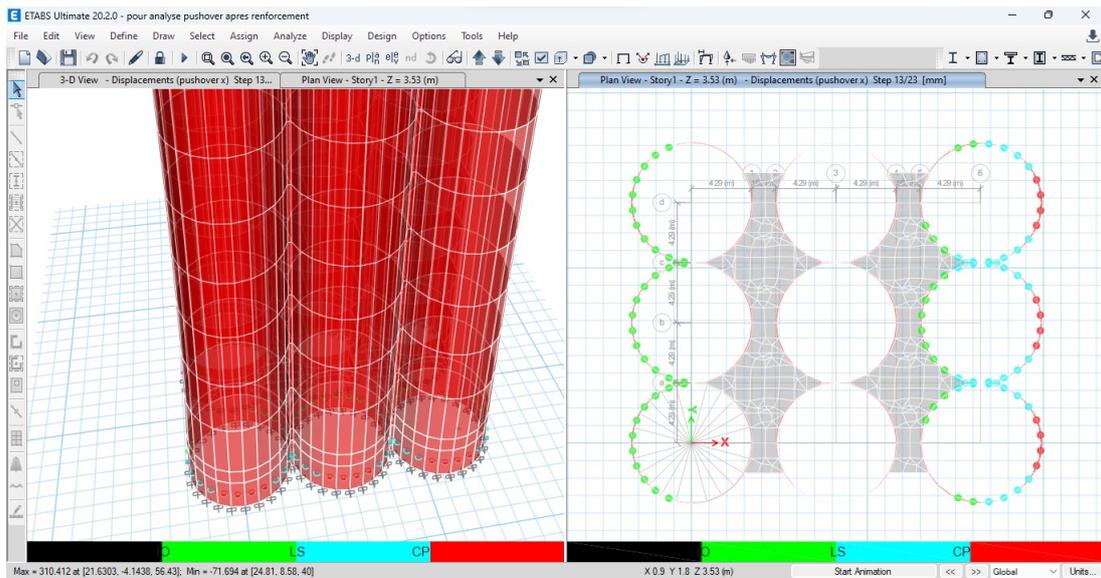


FIG. 5.20 : les premières rotules à s'effondrer suivant X

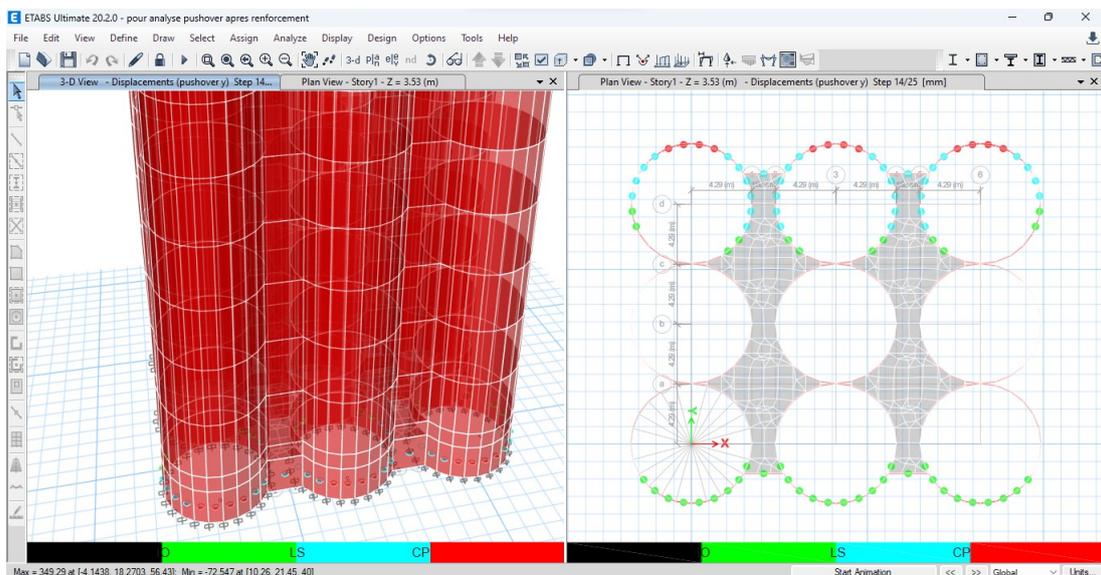


FIG. 5.21 : les premières rotules à s'effondrer suivant Y

Comme le montre la FIGURE 5.4 , les résultats obtenus confirment la validité de notre analyse. Il est clairement observable que les murs les plus sollicités sont également ceux qui s'effondrent en premier . Cette corrélation entre les charges appliquées et les défaillances structurelles met en évidence l'importance de la distribution des charges dans la résistance globale de la structure. Ces résultats renforcent notre compréhension du comportement des éléments structuraux soumis à des charges sismiques et nous fournissent des indications précieuses pour l'amélioration de la conception et de la résistance aux effondrements.

Pour examiner de près le comportement des rotules les plus endommagées, vérifier le graphe du moment-rotation des rotules et observer plus profondément le comportement des fibres des rotules, nous avons sélectionné la rotule numéro 71 pour l'étude dans la direction X et la rotule numéro 197 dans la direction Y.

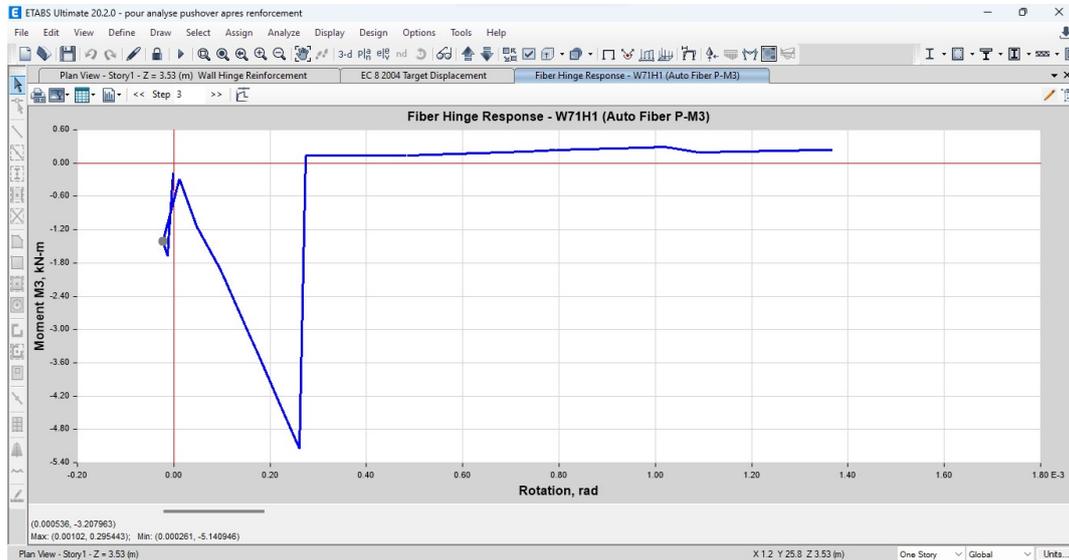


FIG. 5.22 : comportement de la rotule numéro 71

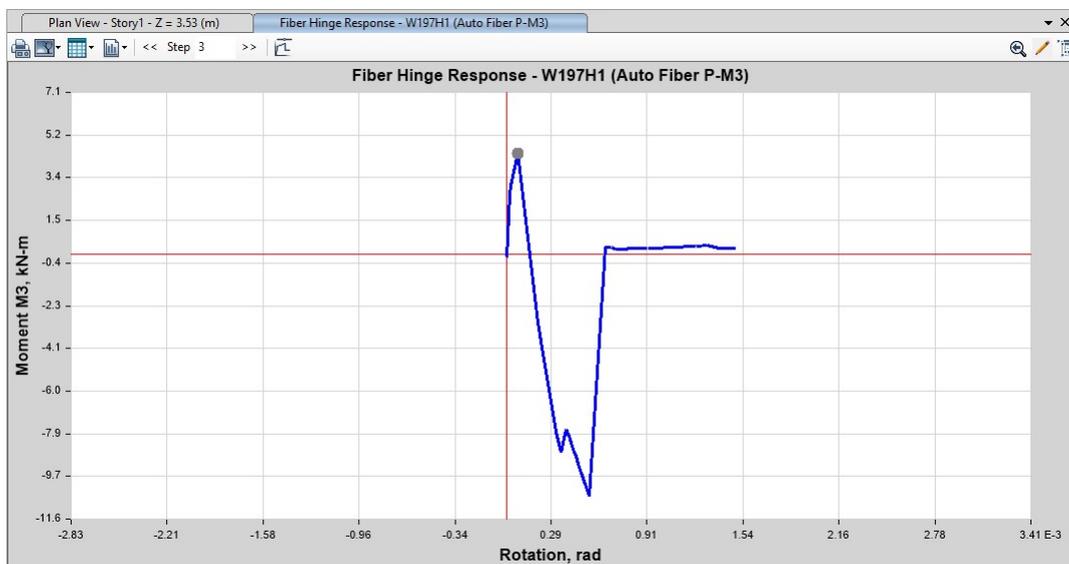


FIG. 5.23 : comportement de la rotule numéro 197

Nous pouvons constater que les rotules dans les deux directions sont en parfait état après un déplacement atteignant 148 mm dans la direction X et 152 mm dans la direction Y, ce qui confirme les résultats précédemment mentionnés dans les figures 5.14 et 5.15 . Cela indique que la structure résiste très bien à cette charge sismique appliquée.

Les rotules sélectionnées indiquent une capacité adéquate à absorber les déformations et les rotations, assurant ainsi l'intégrité et la stabilité de la structure. Ces résultats sont encourageants et témoignent de l'efficacité des mesures de renforcement mises en place pour améliorer la résistance sismique de la structure des silos.

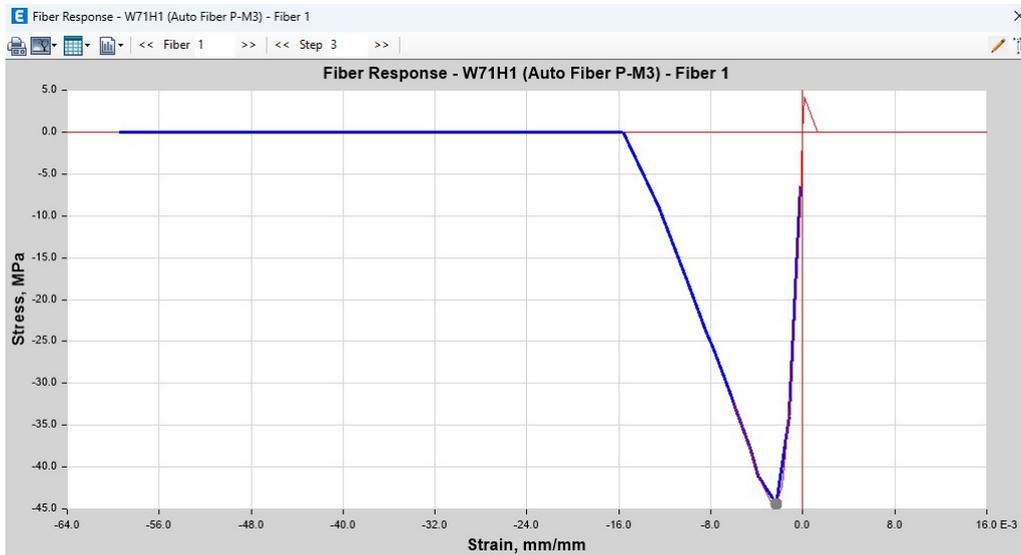


FIG. 5.24 : Comportement du fibre de béton de la rotules 71

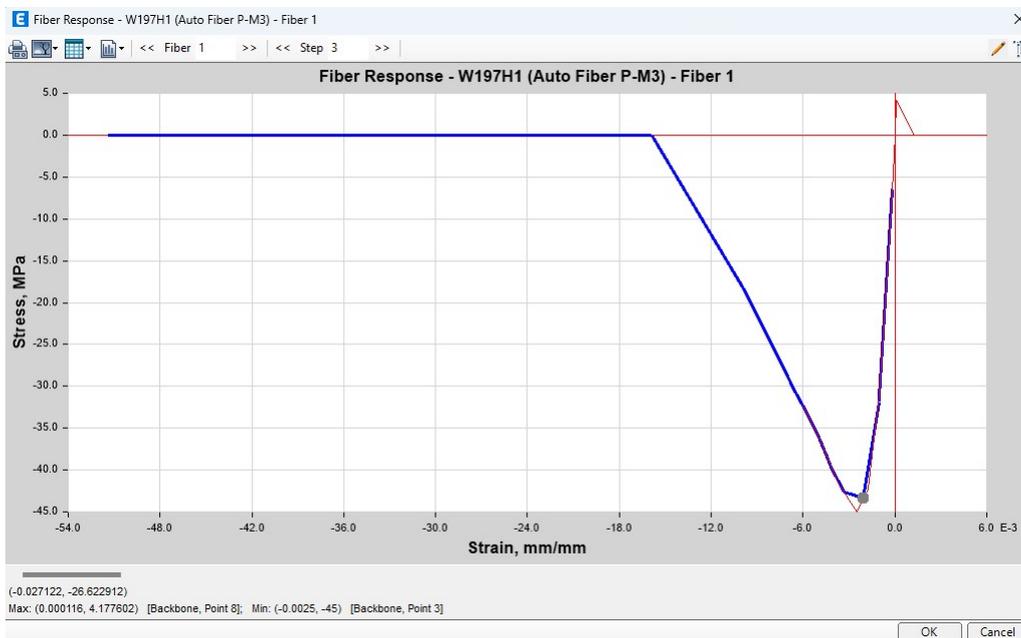


FIG. 5.25 : Comportement du fibre de béton de la rotules 197

Après avoir observé ces deux figures, nous pouvons constater que les déplacements à partir desquels les rotules commencent à apparaître sont de 148 mm dans la direction x et de 152 mm dans la direction y. C'est à ce stade que les fibres de béton

atteignent leur résistance maximale de 45 MPa. Nous pouvons donc affirmer que tant que les déplacements ne dépassent pas ces valeurs, la structure se comporte de manière élastique.



FIG. 5.26 : Comportement du fibre d'acier de la rotules 71

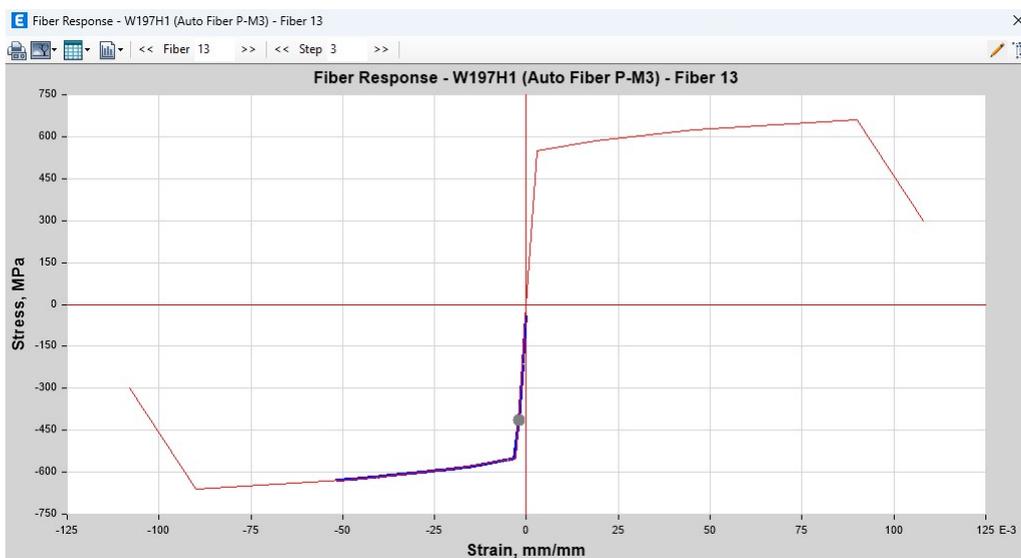


FIG. 5.27 : Comportement du fibre d'acier de la rotules 197

Par ailleurs, on constate que les contraintes dans les fibres d'acier se situent toujours dans la partie élastique de la courbe contrainte-déformation, ce qui indique non seulement que la structure est stable, mais confirme également la résistance de la structure et les résultats que nous avons obtenus concernant les contraintes dans les fibres de béton atteignant leur pic. Cela s'explique par le fait que les fibres d'acier sont soumises à une compression qui devrait être supportée uniquement par le béton.

5.7 Conclusion

En parcourant ce chapitre, il est clair que la structure présente des lacunes en ce qui concerne l'armature en béton. Cela constitue un résultat évident même pour des personnes qui ne sont pas expertes dans le domaine du génie civil. Cependant, en examinant de plus près, nous pouvons constater que le problème de ces silos est bien plus complexe qu'il n'y paraît.

Le principal problème de cette structure réside dans le système de vidange choisi, car il crée une erreur fatale dans la conception de ces silos. Non seulement il n'est pas recommandé d'opter pour ce système de vidange car il ajoute des charges supplémentaires sur la structure, mais il crée également ce que nous appelons une zone de concentration de contraintes élevées. Cela empêche la structure de se déplacer naturellement, notamment dans la direction X selon notre modèle, et les photos présentées confirment notre conclusion et nos résultats. Comme vous pouvez le constater, la structure est fortement endommagée, notamment au niveau des parois extérieures et en particulier des parois en contact avec le fond incliné.

Il est donc évident que des mesures doivent être prises pour améliorer la conception et le système de vidange de ces silos afin de garantir une résistance et une performance optimales. Des solutions telles que l'utilisation d'un système de vidange différent ou l'ajout d'armatures supplémentaires pour renforcer les zones sujettes aux contraintes élevées doivent être envisagées. Ces conclusions soulignent l'importance d'une analyse approfondie et d'une conception précise pour assurer la durabilité et la sécurité des structures.



FIG. 5.28 : Fissures causées par le fond incliné



FIG. 5.29 : Fissures dans le direction Y



FIG. 5.30 : Dommages causés par le flambement des armatures

Conclusion générale

En conclusion, les recherches menées dans cette étude sur les méthodes de renforcement et de réparation des structures ont fourni des informations précieuses et des résultats significatifs pour le domaine du génie civil. L'étude a débuté en explorant les différentes pathologies pouvant affecter les structures en béton, mettant en évidence l'importance de comprendre et de diagnostiquer les problèmes structurels. Ensuite, différentes méthodes traditionnelles et nouvelles de renforcement et de réparation des structures en béton ont été examinées, offrant un aperçu des techniques disponibles.

L'analyse s'est ensuite concentrée sur une structure de silo endommagée par un séisme, qui a servi comme un cas d'étude pour une analyse plus approfondie. Une analyse de poussée progressive a révélé que la structure d'origine n'était pas en mesure de résister aux charges sismiques appliquées, soulignant ainsi la nécessité de renforcer la structure. En conséquence, des mesures de renforcement appropriées ont été calculées et mises en œuvre pour remédier au manque de renforcement identifié.

Une analyse de poussée progressive de la structure renforcée a démontré une nette amélioration de sa résistance aux forces sismiques. L'analyse a indiqué que la structure présentait désormais une stabilité accrue et ne présentait aucune difficulté ni perte de résistance. L'examen des rotules a également confirmé leur intégrité et leur efficacité dans le soutien de la structure.

Sur la base des principales conclusions de l'analyse diagnostique, il est évident que des dommages importants, tels que des fissures et des éclatements de béton, ont été observés à la base de la structure et ont été attribués au fond incliné. Ces dommages ont principalement affecté les parois extérieures, tandis que les parois intérieures sont restées relativement indemnes.

Dans la perspective future, cette recherche suggère la mise en œuvre de solutions spécifiques pour renforcer la structure et résoudre les problèmes identifiés. Ces solutions peuvent inclure le renforcement de la base pour atténuer les fissures, la résolution des concentrations de contraintes causées par le fond incliné et le renforcement des parois extérieures pour une meilleure résistance sismique.

En vue de renforcer et de réparer les structures en béton, nous proposons les solutions suivantes :

- Retirer le fond incliné et de remplacer le système de vidange actuel en se basant sur les nouveaux codes et normes en vigueur
- Une des solutions proposées pour restaurer les parties endommagées et les fissures est l'utilisation de l'injection et du béton projeté. Cette méthode consiste à injecter un matériau spécifique dans les fissures et les zones endommagées,

puis à projeter du béton frais pour renforcer et consolider la structure. L'injection permet de combler les fissures et de renforcer les zones affaiblies, tandis que le béton projeté offre une couche supplémentaire de protection et de résistance.

- Chemiser les voiles de la structure après restauration des dommages et des fissures. Cette étape sera réalisée en deux parties, en se basant sur les contraintes de traction et compression dans les parois comme mentionné dans les figures 5.5 et 5.4. Nous proposons de réaliser un chemisage sur une hauteur de 10 m, puis de réduire l'épaisseur et de poursuivre sur une hauteur de 15 m. Cette approche permettra d'atteindre les zones de traction où l'armature actuelle va être suffisante pour résister aux sollicitations.
- ne jamais utiliser les silos à pleine capacité même après renforcement. Il est recommandé de les utiliser à des niveaux de capacité inférieurs pour éviter tout problème potentiel à l'avenir.

En résumé, ce mémoire offre une compréhension approfondie des pathologies affectant les structures en béton, des techniques de diagnostic et d'une gamme de méthodes traditionnelles et innovantes de renforcement et de réparation. L'examen d'une structure de silo endommagée démontre l'importance des mesures de renforcement pour améliorer sa résistance sismique. Les solutions proposées fournissent des informations précieuses et servent de base pour des pratiques de renforcement et de réparation futures dans des structures similaires.

Bibliographie

- [1] Sara CHAKRI. “Compréhension des mécanismes d’inhibition de la corrosion des armatures métalliques des bétons par des molécules d’origine biologique”. French. PhD thesis. Université Pierre et Marie Curie - Paris VI, 2015.
- [2] Victor DAVIDOVICI. *Conception-Construction Parasismique*.
- [3] P. FAJFAR. “A nonlinear analysis method for performance-based seismic design”. In : *Earthquake Spectra* 16.3 (2000), p. 573-592.
- [5] Mehrez KHEMAKHEM et Omrane BENJEDDOU. *Diagnostic, entretien et réparation des ouvrages en béton armé : en 44 fiches pratiques*. Le Moniteur, 2020.
- [7] J. B. MANDER, M. J. N. PRIESTLEY et R. PARK. “Theoretical stress-strain model for confined concrete”. In : *Journal of Structural Engineering* 114.8 (1988), p. 1804-1826.
- [8] P. K. MEHTA et P. J. M. MONTEIRO. *Concrete : Microstructure, Properties, and Materials*. McGraw-Hill Education, 2013.
- [9] MZ NASER, RA HAWILEH et JA ABDALLA. “Fiber-reinforced polymer composites in strengthening reinforced concrete structures : A critical review”. In : *Engineering Structures* 198 (2019), p. 109542.
- [10] Y.J. PARK, A.H-S. ANG et Y.K. WEN. “Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings”. In : *Journal of Structural Engineering* 111.4 (1985), p. 740-757.
- [11] *Règles de Calcul Parasismique (RPA99v2003)*. Règlement algérien de calcul parasismique. 2003.
- [12] THE EUROPEAN UNION. *Eurocode 1: Actions on structures – Part 4: Silos and tanks*. EN 1991-4 (2006). 2006.
- [13] THE EUROPEAN UNION. *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 4: Silos, tanks and pipelines*. EN 1998-4 (2006). 2006.

- [14] Zhi WU et al. “State-of-the-art review of FRP composites for major construction with high performance and longevity”. In : *International Journal of Sustainable Materials and Structural Systems* 1.3 (2014), p. 201-231.
- [15] Milan ZACEK. *Conception parasismique des émeubles d’habitation collective en béton armé*. Nov. 2010.

Webographie

- [4] FREYSSINET. *Réparation et Renforcement Parasismique du Bâti Existant*. http://www.freyssinet.fr/freyssinet/wfreyssinet_fr.nsf/pageDownload?openForm&file=0/81AC065AC3140E44C1257C68003E3378/. Accessed : 03/05/2023.
- [6] *La carbonatation : un phénomène naturel bénéfique pour le béton*. Infociments. Consulté le [05/05/2023]. URL : [<https://www.infociments.fr/ponts-et-passerelles/la-carbonatation-un-phenomene-naturel-benefique-pour-le-beton>].