

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructure de base

Thème

CALCUL D'UN SILO A CONE CENTRAL EN
BETON ARME DE "15.00 M" DE DIAMETRE
ET "48.00 M" DE HAUTEUR IMPLANTE A
LA CIMENTERIE D'OGGAZ - MASCARA

Présenté par :

BOUDJEMA Salim

Encadré par :

Mr BENREDOUANE M.
Mr TAFRAOUT S.

Promotion 2022 /2023

Remerciements

Dans le cadre de l'élaboration de mon mémoire de fin d'étude, Je tiens à remercier le tout puissants qui m'as guidé pour achever ce travail.

Je tiens également à remercier mon encadreur, Mr M. BENREDOUANE et mon co-encadreur Mr S. TAFRAOUT pour leurs soutiens incessants et leurs grandes disponibilités et leurs précieux conseils.

Je tiens aussi à présenter toute ma gratitude à toute l'équipe d'ingénieur de SCTE : Fayçal, Zakaria, Sidali, Youcef, Abdellatif et à l'ensemble du staff technique pour leurs générosité.

Mes remerciements sont adressés à l'ensemble du staff enseignants et cadres et employés de l'administration de l'école.

Dédicace

Je dédie ce travail à mes parents qui m'ont toujours soutenu et encouragé, et qui ont toujours attendu avec impatience que j'atteigne cette étape.

A ma grand-mère Fifi qui ne cesse de me soutenir.

A mes deux frères, Sidali et Sofiane.

A tous mes proches et à tous mes amis.

RESUME

Les silos jouent un rôle essentiel dans la gestion des stocks de produit agroalimentaires et industriels et dans leurs régulations à travers la planète, et ce du fait de leurs importances stratégiques dans le développement et la sécurité économique des pays.

La thématique de ce travail repose sur l'étude d'un silo à cône central (inversé) en béton armé destiné au stockage du ciment de capacité de 4800t, le lieu de ce projet est localisé à la cimenterie de Oggaz, wilaya de Mascara, objet d'extension.

Les objectifs assignés et atteints se résument comme suit

- Calcul des charges du produit ensilé agissantes sur le silo ;
- Modélisation de la structure d'un silo en béton armé de 15.00m de diamètre et de 48.00m de hauteur ;
- Calcul dynamique de structure ;
- Vérification de la stabilité globale de la structure ;
- Calcul et vérification de la résistance des éléments structuraux de la superstructure ;
- Calcul de l'infrastructure.

Le projet objet de notre étude est peu documenté dans la littérature technique, rendant ce travail un apport pour de futurs ingénieurs entreprenant des ouvrages similaires.

Mots clés

Silo, cône, stockage, Béton armé, modélisation, éléments finis, comportement structural, analyse modale, produit fini.

ABSTRACT

Silos play a crucial role in the management and regulation of stocks of agri-food and industrial products worldwide, due to their strategic importance in the development and economic security of countries.

The focus of this study is on the analysis of a reinforced concrete central cone (inverted) silo with a capacity of 4800 tons, designed for storing cement. The project is located at the Oggaz cement plant in the Mascara province, undergoing expansion.

The assigned objectives can be summarized as follows:

- Calculation of the loads exerted by the stored product on the silo.
- Modeling of the structure of a reinforced concrete silo with a diameter of 15.00m and a height of 48.00m.
- Dynamic structural analysis.
- Verification of overall stability of the structure.
- Calculation and verification of the strength of structural elements in the superstructure.
- Calculation of the infrastructure.

The project under study is poorly documented in the technical literature, making this work a valuable contribution for future engineers undertaking similar projects.

Keywords

Silo, cone, storage, reinforced concrete, modeling, finite elements, modal analysis, structural behavior, finished product.

ملخص

تلعب الصوامع دورًا حاسمًا في إدارة مخزون المنتجات الزراعية والصناعية وتنظيمها في جميع أنحاء العالم، وذلك نظرًا لأهميتها الاستراتيجية في تنمية وأمان الاقتصادات الوطنية.

يرتكز موضوع هذه الدراسة على تحليل صومعة بتصميم مخروطي مركزي (معكوس) مصنوعة من الخرسانة المسلحة، وهي مخصصة لتخزين الأسمت بسعة 4800 طن. يقع هذا المشروع في مصنع أوقاز للإسمنت في ولاية معسكر، وهو موضوع عملية توسعة.

يمكن تلخيص الأهداف المسطرة والمحققة إلى ما يلي:

- حساب التحميل الناتج عن المنتج المخزن وتأثيره على الصومعة.
- نمذجة هيكل صومعة مصنوعة من الخرسانة المسلحة بقطر 15.00 متر وارتفاع 48.00 متر.
- حسابات هيكلية ديناميكية.
- التحقق من استقرارية الهيكل بشكل عام.
- حساب والتحقق من متانة العناصر الهيكلية في الهيكل العلوي.
- حساب البنية التحتية.

يعد المشروع الذي يخضع للدراسة قليلاً وثيقة في الأدب الفني، مما يجعل هذا العمل مساهمة قيمة للمهندسين المستقبليين الذين يقومون بمشاريع مماثلة.

الكلمات المفتاحية

صومعة، مخروط، تخزين، خرسانة مسلحة، نمذجة، عناصر محددة، سلوك هيكل، منتج نهائي.

Table des figures

Table des tableaux

I. INTRODUCTION GENERALE	1
II. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE ET PRESENTATION DU PROJET	2
II.1 Introduction	2
II.2 Définition d'un silo.....	2
II.3 Les catégories de silos	2
II.3.1 Selon le critère nature des matériaux ensilés	2
II.3.1.1 Les silos agricoles	2
II.3.1.2 Les silos industriels.....	3
II.3.2 Selon le critère conception architecturale	3
II.3.2.1 Les silos cylindriques.....	3
II.3.2.2 Les silos à trémie	5
II.3.2.3 Les silos polygonaux (hexagonal, rectangulaire, carré, etc...).....	5
II.3.3 Selon le matériau utilisé pour la construction du silo	5
II.3.3.1 Les silos en béton armé.....	5
II.3.3.2 Les silos en béton précontraint.....	6
II.3.3.3 Les silos métalliques	7
II.4 Présentation du projet	7
II.4.1 Description du site.....	8
II.4.2 Types de silo dans une industrie de ciment.....	9
II.4.3 Description architecturale.....	10
II.4.3.1 Le silo à cône inversé.....	10
II.4.3.2 Cône central	11
II.4.3.3 Poutre de couronnement	11
II.4.3.4 La toiture	12
III. CALCULS DES ACTIONS	13
III.1 Introduction.....	13
III.2 Charges permanentes	13
III.2.1 Poids propre de la structure	13
III.2.2 Poids des équipements nécessaires au process.....	13
III.3 Charges d'exploitations	13

III.3.1	Charge de la matière ensilée.....	13
III.3.1.1	Actions au remplissage	13
III.3.1.2	Actions à la vidange.....	27
III.4	Action sur la toiture	41
III.5	Actions du vent	41
III.6	Actions thermiques	50
III.7	Action sismique	51
III.8	Explosion accidentelle	53
IV.	MODELISATION NUMERIQUE ET CALCUL	
	DYNAMIQUE.....	54
IV.1	Introduction.....	54
IV.2	Modélisation numérique	54
IV.2.1	Présentation du logiciel SAP2000.....	54
IV.2.2	Modélisation du silo par éléments finis.....	54
IV.2.3	Prédimensionnement des élément structuraux	56
IV.2.3.1	Identification des épaisseurs	56
IV.2.3.2	Épaisseurs du voile supérieur.....	56
IV.2.3.3	Epaisseur du voile inférieur et du cône.....	56
IV.2.3.4	Dimensions de la poutre de couronnement.....	56
IV.2.3.5	Dimensions du plancher collaborant.....	57
IV.2.4	Aperçu sur le modèle numérique	58
IV.2.5	Introduction des charges et surcharges.....	60
IV.2.6	Introduction de la masse de la structure	60
IV.2.6.1	Calcul manuel de la masse de la structure	61
IV.3	Analyse modale.....	61
IV.3.1	Résultats de l'analyse modale	62
IV.3.1.1	Interprétation des résultats	62
IV.3.2	Vérification de la période fondamentale de la structure.....	63
IV.4	Analyse dynamique modale spectrale.....	64
IV.4.1	Elaboration du spectre de réponse normalisé pour le silo	64
IV.4.2	Vérification de la résultante des forces sismique de calcul.....	65
IV.4.3	Vérification de la stabilité globale de la structure.....	66
V.	CALCULS DU FERRAILLAGE DES ELEMENTS	
	STRUCTURAUX.....	68
V.1	Donnée de calculs	68

V.2	Ferraillage du voile supérieur	69
V.2.1	Ferraillage horizontal du voile	69
V.2.1.1	Interprétation des résultats du calculs des sollicitations	69
V.2.1.2	Exemple de calcul	71
V.2.2	Ferraillage verticale du voile.....	76
V.2.3	Tableau récapitulatif de calcul des sections d'acier	76
V.2.4	Vérification de la contrainte maximale de cisaillement dans le béton.....	77
V.2.5	Justification des armatures de l'effort tranchant pour un élément surfacique....	78
V.3	Calculs du ferraillage du voile inférieur	79
V.3.1	Tableau récapitulatif de calcul des sections d'acier	81
V.3.2	Vérification de la contrainte maximale de cisaillement dans le béton.....	81
V.3.3	Justification des armatures de l'effort tranchant pour un élément surfacique....	82
V.3.4	Schéma récapitulatif des choix des barres d'acier.....	82
V.4	Vérification des contraintes à l'état limite de service vis-à-vis de la durabilité.....	84
V.4.1	Vérification de la contrainte du béton	84
V.4.2	Vérification de la contrainte d'acier	84
V.4.3	Vérification de l'état limite ultime de stabilité de forme du voile inférieur.....	88
V.4.3.1	Détail de calcul.....	88
V.5	Armatures additionnelles autour des ouvertures dans le voile	89
V.5.1	Calcul de la poutre de renforcement.....	89
V.5.1.1	Vérification de l'armature minimale selon CBA 93	91
V.5.1.2	Vérification de l'armature minimale selon RPA99 rev2003	91
V.5.1.3	Calculs des armatures transversales.....	91
V.5.1.4	Ferraillage de renforcement aux extrémités du linteau (armature diagonale).	92
V.6	Ferraillage de la poutre de couronnement	93
V.6.1	Vérification de l'armature minimale selon CBA 93	94
V.6.2	Vérification de l'armature longitudinale minimale selon RPA99 rev2003.....	95
V.6.3	Vérification de contrainte maximale de cisaillement dans le béton.....	95
V.7	Ferraillage du cône	96
V.7.1	Section minimale du ferraillage vertical et horizontale(cerces).....	97
V.7.2	Choix des barres d'acier	97
V.7.3	Vérification de la contrainte maximale de cisaillement	97
V.7.4	Justification des armatures de l'effort tranchant pour un élément surfacique....	97
VI. ETUDE DE LA FONDATION.....		99

VI.1	Choix du type de fondation.....	99
VI.2	Détermination du nombre des pieux.....	99
VI.3	Modélisation de la fondation.....	99
VI.3.1	Détermination la charge maximale à la tête des pieux.....	100
VI.4	Ferraillage du radier.....	101
VI.4.1	Calcul du ferraillage radial.....	102
VI.4.1.1	Choix des barres.....	103
VI.4.1.2	Vérification de la contrainte maximale de cisaillement dans le béton.....	104
VI.4.1.3	Justification des armatures de l'effort tranchant pour un élément surfacique 104	
VI.4.2	Calcul du ferraillage annulaire.....	104
VI.4.3	Vérification du non-poinçonnement.....	106
VI.4.4	Vérification des contraintes à l'état limite de service vis-à-vis de la durabilité 106	
VII.	Conclusion	108
	Bibliographie	
	Annexe 1	

Liste des figures

Figure II-1 : schéma de vue en élévation d'un silo à cône central multi-cellulaire	3
Figure II-2 : silo à cône central avec et sans ouverture camion	3
Figure II-4 : silo multi-cellulaire à cône central en cours de réalisation, Nantes France 2021. [12]	4
Figure II-3 : Vues en plan des silos multi-cellulaires. [4]	4
Figure II-5: Photo de silo autoportant et une coupe perspective du même silo. Réf [3]	5
Figure II-6 : photo prise d'un groupe de silo en béton armé - Cimenterie GICA (Meftah-Alger)	6
Figure II-7 : Silo métallique en batterie à tôle ondulée avec montants pour céréales. [11]	7
Figure II-8: Photo satellitaire de la cimenterie [8]	8
Figure II-9 : un zoom sur la zone d'implantation du projet [8]	9
Figure II-10 : silo clinker - Dar Es Salaam, Tanzanie [12]	10
Figure II-11: silo de stockage de ciment multi cellulaire - Allemagne [4]	11
Figure II-12 : schéma des éléments du silo à cône central [4]	12
Figure III-1 : Figure prise du code [1] représente les classes de fiabilité	14
Figure III-2 : schéma des indices dc et e0	14
Figure III-3 : schématisation des charges appliquées sur les parois du silo	15
Figure III-4 : schéma qui représente l'angle de talus naturel et la grandeur h0	17
Figure III-5 : schéma qui présente l'action de la pression localisée sur la paroi. [1]	22
Figure III-6 : schéma représentant l'allure des pressions lors de la vidange excentrée. [1]	31
Figure III-7 : Schéma représentant les différentes pressions agissantes et les caractéristiques géométriques lors d'une vidange excentrée. [1]	32
Figure III-8 : Les pressions horizontales agissantes (avec le cas du canal 1)	38
Figure III-9 : Les pressions horizontales agissantes (avec le cas du canal 2)	38
Figure III-10 : Les pressions horizontales agissantes (avec le cas du canal 3)	39
Figure III-11 : Les contraintes de frottement agissantes (avec le cas du canal 1)	39
Figure III-12 : Les contraintes de frottement agissantes (avec le cas du canal 2)	40
Figure III-13 : Les contraintes de frottement agissantes (avec le cas du canal 3)	40
Figure III-14 hauteur de référence	42
Figure III-15 : fonction adimensionnelle de la densité spectrale de puissance (rn)	46
Figure III-16 : fonction d'admittance aérodynamique en fonction de ηh et ηb	47
Figure III-17 : facteur d'élancement	48
Figure III-18 : courbe déterminante Cf,0	49
Figure III-19 : coefficient d'accélération	52
Figure IV-2 : Eléments quadrilatères et triangulaires	55

Figure IV-1 : Elément coque quadrilatère à 4 nœuds [5]	55
Figure IV-4 : dimensions de la poutre de couronnement	56
Figure IV-3 : vue en élévation du silo montrant les épaisseur des éléments structuraux	57
Figure IV-5 : capture d'écran sur le modèle numérique du silo	58
Figure IV-6 : capture d'écran sur le cône modélisé	59
Figure IV-7 : Capture d'écran su le cône et la poutre de couronnement modélisés	59
Figure IV-8 : capture d'écran sur le plancher collaborant	60
Figure IV-9 : Déformée de la structure dans les deux premiers modes	63
Figure IV-10 : capture d'écran sur l'allure du spectre obtenue avec l'application numérique du RPA	64
Figure IV-11 : Schéma de la fondation sur radier	67
Figure V-1 : l'effort de traction horizontal du voile supérieur sous enveloppe ELU	69
Figure V-2 : cartographie du moment max positif du voile supérieur	70
Figure V-3 : cartographie du moment max négatif du voile supérieur	70
Figure V-4 : schéma des sollicitations sur le voile [4]	71
Figure V-5 : Section de calcul du voile supérieur	71
Figure V-6 : effort sollicitant la portion du voile dans le sens horizontal	72
Figure V-7 : Capture d'écran du résultat de calcul avec le logiciel Robot Expert	75
Figure V-8 : : efforts sollicitant la portion du voile dans le sens vertical	76
Figure V-9 : l'élément considéré pour le calcul de la contrainte de cisaillement	78
Figure V-10 : cartographie de l'effort tranchant dans le voile supérieur	79
Figure V-11 : moment max (autour de l'axe horizontal) sous enveloppe ELA	80
Figure V-12 : Effort de traction max sous enveloppe ELA	80
Figure V-13 : Ferrailage du voile supérieur et inférieur	83
Figure V-14 : capture d'écran présentant les contraintes de compression du béton sous enveloppe ELS	84
Figure V-15 : Ferrailage du voile supérieur et inférieur final	87
Figure V-16 : cartographie de l'effort de traction horizontale au voisinage des ouvertures (F11)	90
Figure V-17 : les sections d'acier calculé du linteau	90
Figure V-18 : Dimensions de la poutre de couronnement	93
Figure V-19 : schéma avec les résultats de calcul de sections d'armature de la section équivalente de la poutre de couronnement	94
Figure V-20 : capture d'écran qui représente l'effort de traction dans la poutre de couronnement	94
Figure V-22 : capture d'écran qui représente la cartographie de l'effort verticale dans le cône (suivant l'axe 2)	96

Figure V-23 : dimensions de la section de calcul du cône	97
Figure VI-1: Capture d'écran sur le radier modélisé	100
Figure VI-2 : Cartographie du moment autour de l'axe X.....	101
Figure VI-3 ; cartographie du moment autour de l'axe Y	102
Figure VI-4 : Schéma de disposition des barres radiales sur le radier	104
Figure VI-5 : schéma de disposition des barres annulaire du radier	106

Liste des tableaux

Tableau III-1 : valeurs des propriétés à utiliser dans les différents cas de charge	17
Tableau III-2 : caractéristique du ciment [1].....	18
Tableau III-3: les valeurs des pressions calculées pour le cas pression horizontale max (lors du remplissage)	19
Tableau III-4: Les valeurs des pressions calculées pour le cas contrainte de frottement max (lors du remplissage)	20
Tableau III-5 : Les valeurs des pressions calculées pour le cas pression verticale max (lors du remplissage)	21
Tableau III-6: Les résultats de calcul des pressions pour le cas de charge 1 - pression horizontale max (lors du remplissage)	24
Tableau III-7: Les résultats de calcul des pressions pour le cas de charge 2-contrainte de frottement max (lors remplissage).....	25
Tableau III-8: Les résultats de calcul des pressions pour le cas de charge 3- pression verticale max (lors du remplissage)	26
Tableau III-9: Les paramètres de calcul des pressions exercées sur la paroi du silo	27
Tableau III-10 : Les résultats de calcul des pressions pour le cas de charge 1- pression horizontale max (lors de la vidange symétrique)	29
Tableau III-11 :Les résultats de calcul des pressions pour le cas de charge 2- contrainte de frottement max (lors de la vidange symétrique).....	30
Tableau III-12 Les résultats des caractéristiques géométriques pour chaque cas de diamètre du canal	33
Tableau III-13 : Les résultats de calcul des pressions agissantes à l'intérieur du canal d'écoulement pour les 3 cas de diamètre du canal.....	35
Tableau III-14 : Les résultats de calcul des pressions de la partie statique du matériau pour les 3 cas de diamètre de canal.....	36
Tableau III-15 : Les résultats de calcul des pressions de la partie adjacente au canal d'écoulement pour les 3 cas de diamètre de canal	37
Tableau III-16 : catégorie du terrain.....	41
Tableau III-17 : pression dynamique de référence.....	42
Tableau III-18 : les valeurs du coefficient C_r	43
Tableau III-19 : Les valeurs de I_v	44

Tableau III-20 : les valeurs de C_e	44
Tableau III-21 : tableau récapitulatif pour le calcul de la pression dynamique de pointe	44
Tableau III-22 : Force exercée par le vent	50
Tableau III-23 : les critères de pénalité	53
Tableau IV-1 : Poids propre de la structure	61
Tableau IV-2 : Récapitulatif des résultats de l'analyse modale (période et taux de participation massique).....	62
Tableau IV-3 : Résultats de la vérification de la stabilité au renversement	67
Tableau V-1 : Résultat de calculs des sections d'armature du voile supérieur.....	76
Tableau V-2 : Résultat de calculs des sections d'armature du voile inférieur.....	81
Tableau V-3 : résumé des calculs de vérification des contraintes d'acier des armatures horizontales	85
Tableau V-4 : résumé des calculs de vérification des contraintes d'acier des armatures verticales.....	86
Tableau VI-1 : Résultats de portance de pieu calculé par le laboratoire géotechnique.....	100
Tableau VI-2 : Résultats de l'essai de chargement statique sur la tête du pieu	101

I. INTRODUCTION GENERALE

De par le monde les silos occupent une place prépondérante dans la gestion des stocks des produits agroalimentaires ou industriel compte tenu de leurs enjeux stratégique dans le développement et la sécurité économique des pays.

Ils constituent également un outil de régulation incontournable de plusieurs produits au niveau des différents marchés mondiaux.

Ainsi notre pays ne semble pas échapper à cette vision puisque nous assistons à la réalisation et au lancement de nouveaux projets de développement et notamment dans le domaine des BTPH.

Le thème objet de cette étude « étude d'un silo en béton armé avec une capacité de stockage de 4800T » consiste à réaliser une étude technique spécifique de ce silo.

Ce silo répond à un besoin du marché algérien en matière de stockage et de régulation du « ciment » en vrac au sein d'une cimenterie localisée à Oggaz dans la wilaya de Mascara.

Il y a lieu de noter que notre silo présente une spécificité dans la conception technique et architecturale ; le produit stocké est supporté par un cône inversé qui forme le fond du compartiment du silo ; ce dernier dispose également de quatre ouvertures à sa base qui permettent le passage des camions pour le chargement du produit fini.

Notre projet de fin d'étude à été conduit sur la base de deux aspects ; à savoir :

- Aspect général de l'étude
 - Recherche bibliographique sur les silos.
 - Présentation du projet objet de l'étude.
- Aspect technique
 - Calculs des charges spécifiques.
 - Modélisation de la structure avec l'outil informatique en vue d'un choix technique approprié.
 - Analyse dynamique de la structure.
 - Vérification de la stabilité globale de la structure.
 - Calcul du ferrailage des éléments structuraux.

II. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE ET PRESENTATION DU PROJET

II.1 Introduction

Jusqu'à la fin du 19^{ème} siècle, le stockage des produits en vrac en général ne posait pas de problèmes sérieux. Il se faisait généralement dans des greniers de plus ou moins vastes superficies. Ils étaient parfois ensilés dans des petits silos en bois ou dans des boisseaux en bois. [1]

Avec l'apparition du ciment portland en 1824 [2], puis du béton armé dans les années 1850, [2] et la réalisation de grands progrès dans la soudure électrique des tôles minces en acier, on construisait des silos en béton armé ou en métal, de section et de hauteur de plus en plus grandes, ce qui permettait le stockage de céréales et de certains produits industriels, en quantité de plus en plus importantes sur des surfaces relativement réduites.

II.2 Définition d'un silo

Les silos sont des réservoirs de sections variables géométriquement et de grande hauteur, construit en béton armé, béton précontraint ou en acier destiné à stocker des matières premières ou des produits finis. On trouve des produits fins tels que les grains de céréales, les produits alimentaires (blé, orge, malt, farine, sucre, etc.), les cendres volantes, le ciment, le clinker, les produits chimiques, etc... ; les silos sont d'une utilisation multiple relevant de différents domaines d'activité agricole et industriel.

II.3 Les catégories de silos

Tout d'abord on distingue le silo du réservoir, ce dernier est destiné au stockage de liquides tel que l'eau, les hydrocarbures et autres

Les silos peuvent être classés selon le critère, nature du produit ensilé, la conception architecturale et le matériau avec lequel est réalisé (Béton ou Métal).

II.3.1 Selon le critère nature des matériaux ensilés

On distingue deux grandes catégories [3]:

II.3.1.1 Les silos agricoles

Ils sont destinés à stocker des produits alimentaires et agricoles et on distingue :

- **Les silos de fermes**

Ils sont destinés au stockage des petits volumes de récolte agricole, le blé ou l'orge par exemple. La capacité de stockage de ces silos varie entre 150 à 1000 quintaux.

- **Les silos de coopératives**

Leurs capacités varient d'une installation à une autre suivant les régions, de 10 000 à 100 000 quintaux et voire plus. Le choix du matériau de construction est souvent tributaire du coût de réalisation.

- **Les silos portuaires**

Leurs capacités peuvent atteindre 500 000 quintaux. Ils sont généralement en béton et rarement en acier, et ce en raison de l'agressivité de l'atmosphère marine qui nécessite un entretien très soigné des tôles d'acier.

II.3.1.2 Les silos industriels

Ce sont des silos en béton armé ou en métal. Ils doivent être particulièrement robuste pour supporter la grande quantité du matériau ensilée rentrant dans le process des grandes industries tel que le ciment, le charbon etc.

II.3.2 Selon le critère conception architecturale

La conception architectural des silos est définie selon les exigences du maitre d'ouvrage en termes de nature et du volume de la matière ensilée, ainsi que les contraintes du site.

On distingue 3 formes :

II.3.2.1 Les silos cylindriques

Il existe pour ce type de silo des conceptions diverses et ce particulièrement à l'intérieur de ce dernier tels que :

- Silos à cône central ou à cône inversé, comme son nom l'indique un cône inversé occupe le fond du silo sur toute la périphérie, c'est une conception auto stable qui sert à reprendre et transmettre les charges verticales vers le voile par l'intermédiaire du cône et de la poutre de couronnement. et ainsi les charges sont acheminées aux fondations [4].

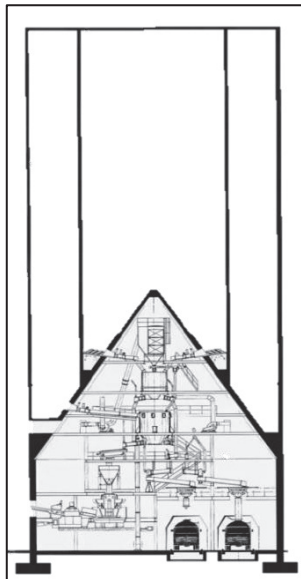


Figure II-2 : schéma de vue en élévation d'un silo à cône central multi-cellulaire

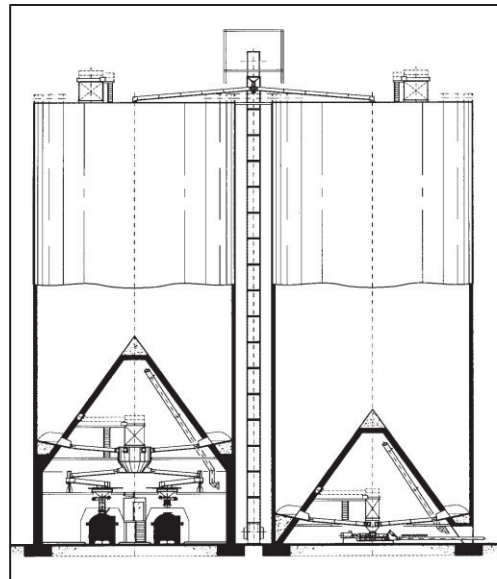


Figure II-1 : silo à cône central avec et sans ouverture camion

Cette conception permet d'avoir une structure rigide tout en ayant un volume de stockage élevée. Toutefois, on peut trouver d'autres conceptions, notamment à l'intérieur de la structure. On distingue les silos avec un compartiment circulaire unique, avec ou sans ouverture permettant l'accès aux camions pour un chargement direct de la matière ensilée (figure II-1). Comme on peut trouver des cellules avec

plusieurs compartiments séparés par des voiles en béton, permettant ainsi de stocker différents produits dans le même silo. Les figures ci-dessous illustrent des exemples de ces types de silos.

Vues en plan de quelques conceptions des silos multi-cellulaires réalisées par l'entreprise allemande IBAU Hamburg [4] avec citation d'exemple des lieux où sont réalisés des silos similaires.



Cimenterie en
collefero, Italy



Cimenterie Neuweid,
Allemagne



Usine de ciment,
Marrakech, Maroc

Figure II-4 : Vues en plan des silos multi-cellulaires. [4]

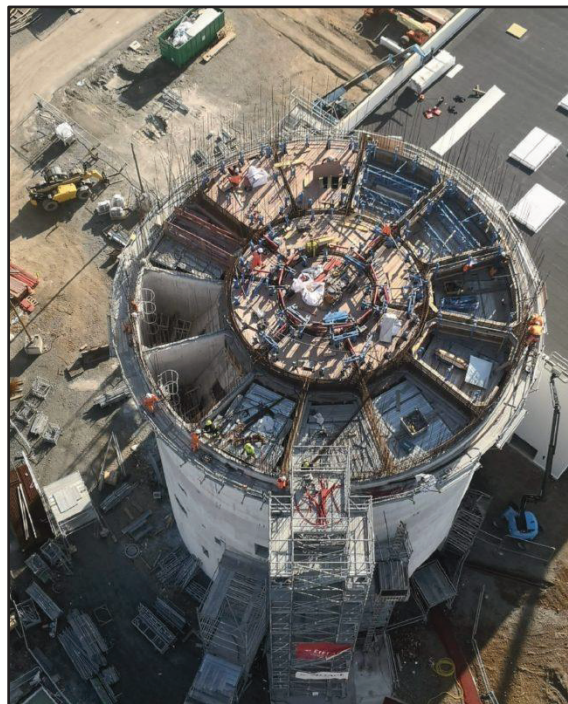


Figure II-3 : silo multi-cellulaire à cône central en cours de réalisation, Nantes France 2021. [12]

- Silos autoportants (système de Bernard Laffaille : la caractéristique essentielle de ces silos est d'être composés de cellules superposées en forme d'entonnoirs réalisés en tôles d'acier. Les cellules proprement dites sont les volumes compris entre deux surfaces coniques limitées par la paroi cylindrique extérieure. L'écartement de ces cônes est variable et c'est cet écartement qui conditionne le nombre et la capacité de chaque cellule.

Cette conception a disparu avec le décès de Laffaille [5] en 1955. [3]

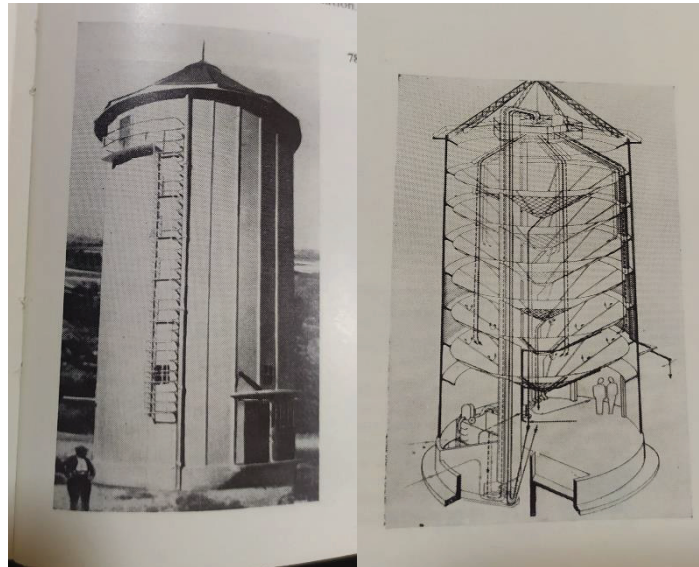


Figure II-5: Photo de silo autoportant et une coupe perspective du même silo. Réf [3]

II.3.2.2 Les silos à trémie

Les trémies terminent les cellules des silos dans la partie inférieure, et leur forme est généralement tronconique dans le cas des silos cylindriques ou pyramidales dans le cas de cellules carrées ou rectangulaires. Et ce, afin de permettre un bon écoulement de la matière ensilée, par la trappe de la vidange placée au point le plus bas. [3]

II.3.2.3 Les silos polygonaux (hexagonal, rectangulaire, carré, etc...)

Les silos peuvent être montées individuellement ou montées par batterie (groupe) de cellules. L'un des avantages importants du système de batterie de cellules est le résultat d'une petite cellule carrée dans le cas du regroupement de 4 cellules octogonales. Dans ce cas exceptionnel, la paroi de la cellule carrée est constituée entièrement par une paroi de chacune des 4 cellules octogonales. Ces cellules résultantes peuvent servir soit à l'ensilage soit au logement des appareils élévateurs. [3]

II.3.3 Selon le matériau utilisé pour la construction du silo

II.3.3.1 Les silos en béton armé

La réalisation pourra se faire soit en coulant le béton dans des coffrages classiques en bois ou en métal, soit en utilisant la technique des coffrages glissants. [3] Comme tout ouvrages en béton armé, le poids propre pose problème. Ce qui limite l'utilisation de ce matériau à des dimensions restreintes donc à des volumes de stockage restreints.



*Figure II-6 : photo prise d'un groupe de silo en béton armé -
Cimenterie GICA (Meftah-Alger)*

II.3.3.2 Les silos en béton précontraint

L'utilisation de la précontrainte permet de franchir les limites des structures en béton armé. Et ainsi, on peut concevoir des silos de grandes dimensions en termes de diamètre et hauteur.

La précontrainte dans les grands silos peut être installée dans la direction horizontale ou verticale, comme décrit dans les bases générales de l'ingénierie des structures, la précontrainte permettra d'améliorer les résistances des parois du silo en trouvant un compromis technico-économique entre des dimensions et des quantités du matériau des éléments structuraux. [3]

En fait, les forces provenant du produit stocké (y compris les surpressions et dépressions résultants de la vidange) augmentent avec l'augmentation des dimensions géométriques telles que la hauteur et le diamètre des silos cylindriques ou avec la fluctuation de la densité du matériau en vrac. Ceci entraînera une augmentation des contraintes de cisaillement et de traction dans les parois du silo, dans certains cas (silo à cône inversé) une augmentation aussi de la contrainte de compression. Ceci entraînera une nette augmentation de la contrainte de cisaillement dans le béton d'une part, et d'autre part dans le cas où elle sera admissible elle nécessitera un ferrailage transversal qui va densifier le ferrailage du voile et compliquera la mise en œuvre du béton. [4]

D'où l'avantage de l'utilisation du précontraint dans la paroi du silo.

En fait, la compression obtenue par post-tension à un effet positif double, à savoir :

Réduction de l'épaisseur du voile suite à la réduction de l'armature horizontale.

Augmentation de la capacité ultime du béton au cisaillement et diminution de la traction dans le béton.

L'utilisation du béton précontraint peut être une solution économique par rapport au béton armé suite à l'optimisation de la quantité de ferrailage et des épaisseurs des parois ; toutefois, il y a lieu d'étudier les deux variantes et trouver un compromis technico-économique pour le choix.

II.3.3.3 Les silos métalliques

Les premiers silos métalliques étaient réalisés par un assemblage de tôles planes ou des parois à lamelles.

Les silos lamellaires apportent une ventilation naturelle, ou forcée radialement de la masse ensilée.

Par la suite il y a eu l'apparition des silos à parois en tôle ondulée, qui déclencha une concurrence aboutissant à l'élimination presque complète des silos précédents. La tôle ondulée rigidifie la paroi, d'où son succès. [6] [7]



Figure II-7 : Silo métallique en batterie à tôle ondulée avec montants pour céréales. [11]

II.4 Présentation du projet

Mon projet de fin d'étude consiste à l'étude d'un silo en béton armé destiné au stockage de ciment en vrac en tant que produit fini.

Deux silos identiques et adjacents seront implantés à l'intérieur de l'enceinte d'une cimenterie en exploitation. Il s'agit de la cimenterie d'une superficie globale de plus de 750 000 m² [8] de Lafarge d'oggaz qui est rattaché administrativement à la commune de Sig wilaya de Mascara. Les deux silos serviront de complément de stockage aux silos existants au niveau du site.

Le silo, objet de cette étude à une forme cylindrique, 48m de hauteur et 15m de diamètre. Il présente ainsi un volume de 4000m³ permettant de stocker 4800 t de produit fini.

Le lieu d'implantation est repéré par le cercle rouge dans la figure satellitaire de la cimenterie ci-dessous :



Figure II-8: Photo satellitaire de la cimenterie [8]

II.4.1 Description du site

La cimenterie est localisée dans un relief plat d'une moyenne altitude de 160m, située au voisinage d'un piémont. [9]

Selon le zonage du règlement parasismique Algérien révision 2003 le site est classé en **zone IIa** soit une zone de sismicité moyenne. [10]

La cimenterie étant en exploitation, le projet de réalisation de deux silos supplémentaires adjacents pour le stockage du produit fini, nécessite la prise en charge des contraintes du site dans le choix du type de fondations ; dans notre cas, selon l'étude géotechnique, le silo devra être fondé à - 7.50 m du niveau de terrain naturel (niveau de bon sol), d'où la nécessité de réaliser une excavation à ciel ouvert avec des talus non raides pour stabiliser les pentes. Cet aménagement n'est pas possible dans notre cas à cause des ouvrages avoisinants tels que les silos, le hangar d'ensachage, le hangar de pièce de rechange et l'atelier de mécanique (comme le montre la photo satellitaire ci-dessous figure II-9). Dans ce type de situation, soit on préconise une fondation (radier) posée au sol et dans ce cas on doit réaliser un soutènement provisoire de la fouille (mur berlinoise, paroi moulée, palplanche ou autre). Soit un radier posé sur des pieux s'étendant jusqu'au bon sol.

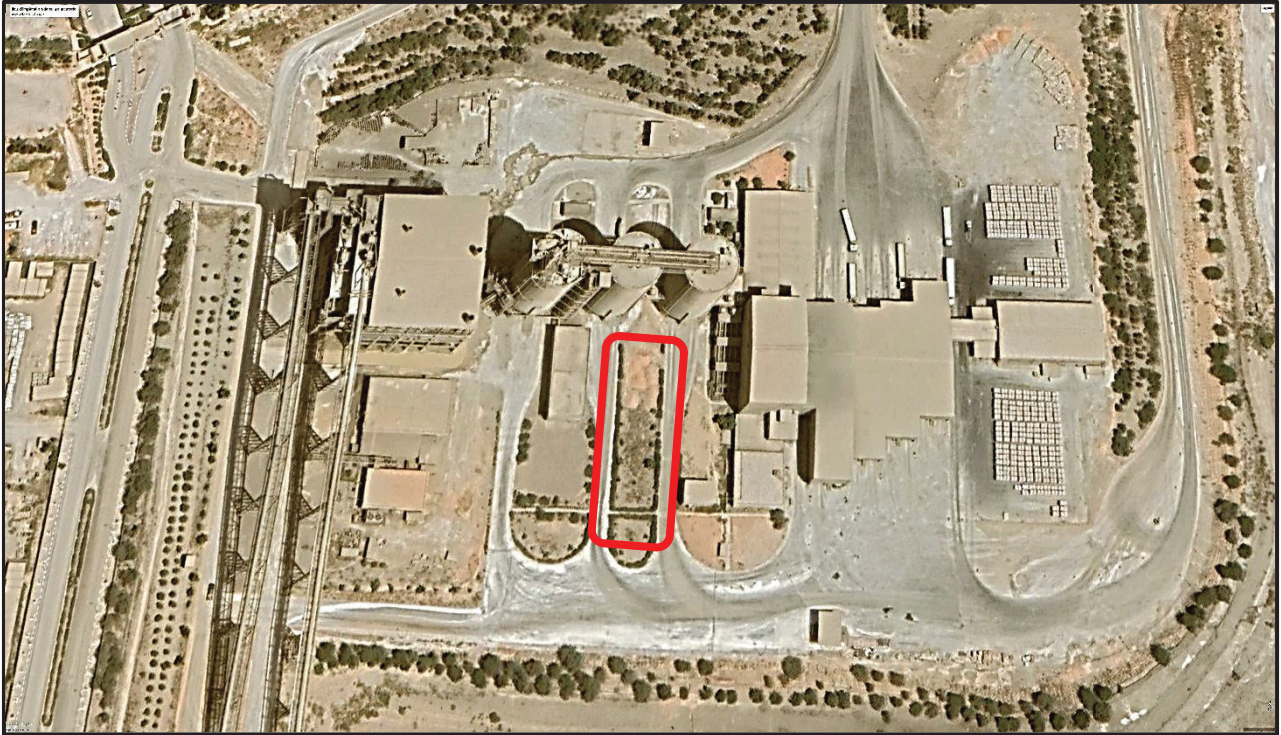


Figure II-9 : un zoom sur la zone d'implantation du projet [8]

II.4.2 Types de silo dans une industrie de ciment

Le projet objet de cette d'étude concerne un silo de ciment.

En générale dans une usine de ciment, on retrouve plusieurs types de silos selon la matière ensilée :

Un silo de stockage de matières premières : utilisé pour stocker les matières premières telles que le calcaire, l'argile, le minerai de fer qui seront ensuite utilisés pour produire le clinker.

Un silo de clinker : utilisé pour stocker le clinker refroidi avant d'être broyé et mélangé avec d'autres matériaux pour produire du ciment. Ce type de sili est caractérisé par son fond plat posé sur le sol, par son grand diamètre et élancement et une toiture en charpente métallique.

Un silo de ciment : utilisé pour stocker le produit fini avant son expédition.

Un silo d'additifs : utilisé pour stocker les additifs tels que le gypse de calcaire pulvérisé et les cendres volantes, qui sont ajoutés au ciment pour améliorer ces propriétés.



Figure II-10 : silo clinker - Dar Es Salaam, Tanzanie [12]

II.4.3 Description architecturale

Le silo objet de notre étude présente une description architecturale définie par :

II.4.3.1 Le silo à cône inversé

La paroi du silo épouse une forme latérale en cylindre circulaire et se distingue en deux parties :

La paroi supérieure, au-dessus du cône, avec une hauteur de 32 m, qui reprend principalement les charges horizontales du produit en vrac.

La paroi inférieure, au-dessous du cône, avec une hauteur de 16 m et une épaisseur plus grande que celle de la paroi supérieure car elle reprend la charge verticale totale de la structure au-dessus. Ceci est un avantage du silo à cône central : toutes les charges verticales principales sont réparties également sur le périmètre du silo et acheminées à la fondation.

Au niveau de cette partie de la structure, deux grandes ouvertures sont prévues pour permettre l'accès des camions citernes à l'intérieur du silo pour effectuer le chargement de la matière ensilée.

Ouvertures au nombre de 4 de dimension 4 m x 5 m.



*Figure II-11: silo de stockage de ciment multi cellulaire -
Allemagne [4]*

II.4.3.2 Cône central

La caractéristique distinctive de la structure de notre silo est le cône central, qui forme le fond du compartiment du silo. Le cône central (cône inversé) s'étend sur toute la section du silo et est soutenu uniquement par un retrait de la paroi extérieure du silo. Un béton ordinaire est envisageable au-dessus de la poutre de couronnement sur toute la périphérie du cône pour avoir une planéité sur laquelle sont mis en place les glissières de fluide au même niveau des portes de déchargement du ciment. [4]

II.4.3.3 Poutre de couronnement

Une poutre de couronnement est située au bas de la coque conique, qui repose sur la paroi inférieure. Elle sert de support pour le cône et transfère les forces dues au chargement supérieur vers la paroi inférieure, assurant ainsi la stabilité géométrique en réduisant les excentricités murales dues aux pressions transmises par le cône. [4]

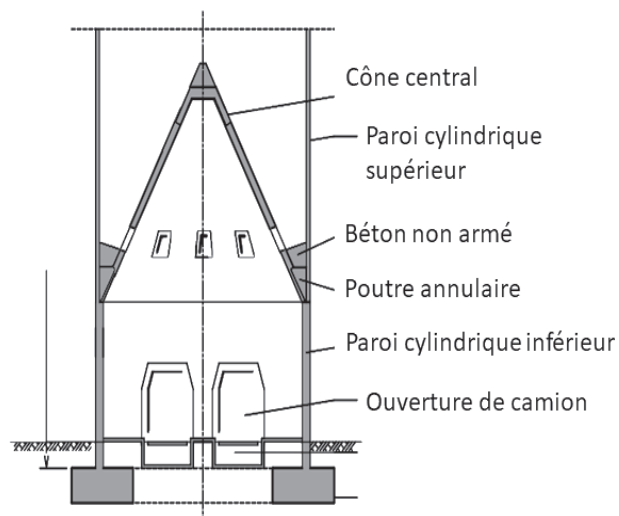


Figure II-12 : schéma des éléments du silo à cône central [4]

II.4.3.4 La toiture

La toiture du silo à cône inversé est plate, constituée d'un plancher collaborant composé de poutres métalliques et d'une dalle en béton armé. Le choix d'une toiture plate facilite la mise en place des équipements de chargement de la matière ensilée, ainsi on retrouve des plates-formes métalliques munies d'escaliers pour permettre l'accès et les déplacements aux ouvriers.

III. CALCULS DES ACTIONS

III.1 Introduction

Les silos étant des constructions spéciales (non courantes), une attention particulière est prise lors de la détermination des charges appliquées aux différents éléments structuraux de l'ouvrage ainsi que lors de l'établissement des différents cas de charge à considérer.

La particularité est beaucoup plus dans l'étude du remplissage et de la vidange des silos.

III.2 Charges permanentes

III.2.1 Poids propre de la structure

La charge due au poids propre des différents éléments structuraux composant le silo sera évaluée automatiquement après avoir modélisé la structure à l'aide du logiciel SAP2000 (Voir chapitre 4). Idem pour le poids propre de la toiture (plancher collaborant).

III.2.2 Poids des équipements nécessaires au process

Par contre, le poids des équipements rentrant dans le process et qui seront installés sur la toiture est donnée par le maître d'ouvrage comme étant une charge répartie d'intensité 5KN/m^2 .

A noter que le poids des escaliers fixés sur la paroi extérieure du silo permettant l'accès à la toiture est négligeable devant les autres charges sollicitant la paroi.

III.3 Charges d'exploitations

III.3.1 Charge de la matière ensilée

Le chargement de la matière ensilée jusqu'au remplissage du silo induit des pressions dites statiques de la masse pulvérulente au repos, ces pressions s'exercent sur la paroi verticale et sur le fond du silo (cône). Par contre, la vidange provoque une surpression due à la rupture d'équilibre de la matière ensilée (stockée).

Pour le calcul des actions du remplissage et à la vidange sur les parois du silo on se réfère à **l'Eurocode 1 - partie 4 : Action dans les silos et réservoirs**. [1]

III.3.1.1 Actions au remplissage

III.3.1.1.1 Elancement du silo

Le silo, cas de notre étude présente un rapport $h_c/d_c = 1.73 < 2$ et vu que $1 < h_c/d_c < 2$ donc notre silo est **intermédiairement élancé**.

Où :

- h_c est la distance entre l'orifice de la vidange et la surface équivalente **$h_c=26\text{m}$** .
Surface équivalente : c'est le plan horizontal qui délimite le même volume de produit que la surface réelle.
- d_c est la dimension caractéristique d'une section, c'est le diamètre intérieur du silo.

$d_c = 15\text{m}$. (Voir la figure II-2,a)

III.3.1.1.2 Classe de fiabilité

La norme utilisée exige un classement des silos selon des classes de fiabilité, pour réduire les risques de défaillance, et couvrir ainsi les incertitudes de détermination des actions avec précision des grands silos.

Trois classes de fiabilité sont définies dans l'article 2-5 [1] ; ils sont en fonction de la capacité de stockage du silo et de l'excentricité du centre du silo par rapport à l'axe de l'orifice de vidange.

Le tableau de classification de fiabilité des silos, tel que décrit dans la norme mentionnée précédemment, est illustré dans la figure ci-dessous.

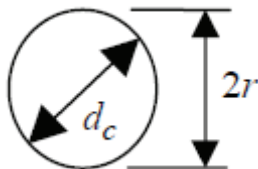
Figure III-1 : Figure prise du code [1] représente les classes de fiabilité

Reliability Class	Description
Reliability Class 3	Silos with capacity in excess of 10000 tonnes Silos with capacity in excess of 1000 tonnes in which any of the following design situations occur: a) eccentric discharge with $e_0/d_c > 0,25$ (see Figure 1.1b) b) squat silos with top surface eccentricity with $e_1/d_c > 0,25$
Reliability Class 2	All silos covered by this Standard and not placed in another class
Reliability Class 1	Silos with capacity below 100 tonnes

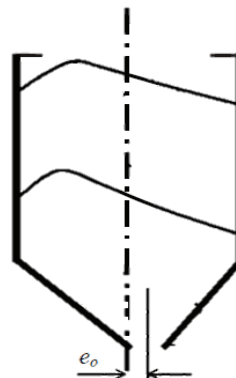
Notre silo à une capacité de stockage de 4800t, et présente un rapport $e_0/d_c = 0.5 > 0.25$;

Avec

- e_0 est l'excentricité entre l'axe verticale du silo et l'axe de l'orifice de vidange, (voir la figure III-2, b) ;
Pour le cas la plus défavorable $e_0 = 7.5$.



(Figure III-a)



(Figure III-b)

Figure III-2 : schéma des indices d_c et e_0

Donc le silo objet de cette étude est de fiabilité de **classe 3**.

A la fin du remplissage, trois pressions vont s'exercer sur les parois intérieures du silo :

- Pression horizontale à la fin du remplissage P_{hf} ;
- Pression verticale à la fin du remplissage agissant sur le fond du silo P_{vf} ;
- Contrainte de frottement sur la paroi P_{wf} .

Remarque : Dans les notations précédentes, l'indice « f » fait référence aux pressions exercées au cours du remplissage « en anglais filling ».

Ci-dessous une figure qui schématise les charges appliquées par la matière ensilée sur les parois intérieures.

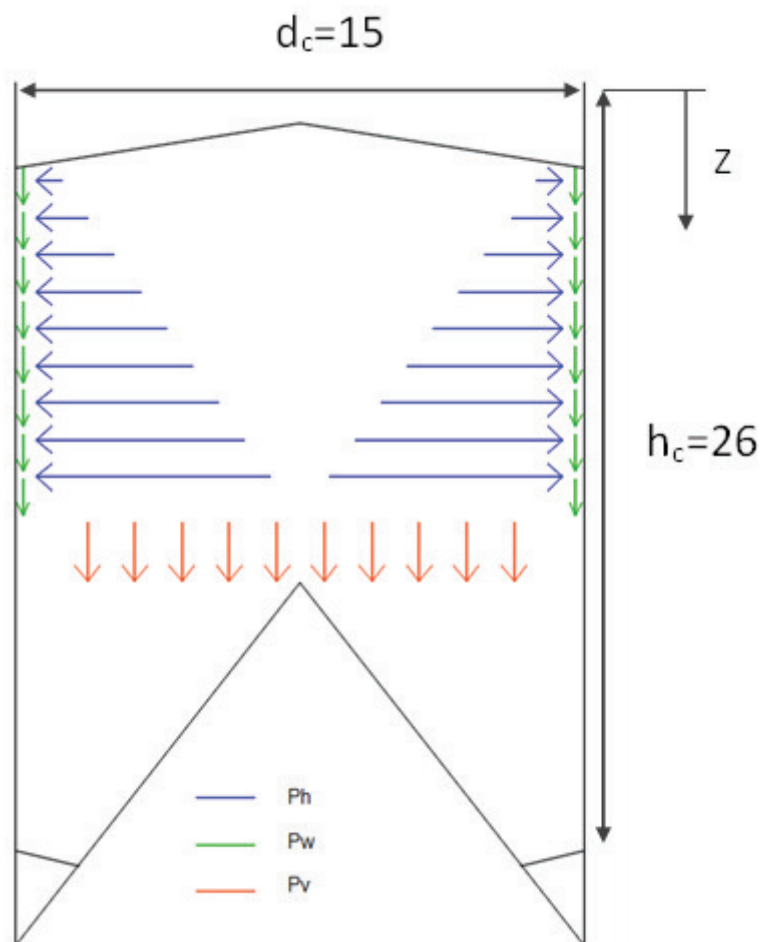


Figure III-3 : schématisation des charges appliquées sur les parois du silo

III.3.1.1.3 Charges agissant sur la paroi du silo

Une partie du poids du ciment est transférée à la paroi verticale du silo par frottement et par une pression horizontale (latérale), le calcul de ces pressions s'effectue à l'aide des formules suivantes :

III.3.1.1.3.1 Pression horizontale sur la paroi verticale en phase de remplissage

$$\mathbf{P}_{hf}(z) = \mathbf{p}_{h0} \times \mathbf{Y}_R \quad III-1$$

Avec

$$\bullet \quad p_{h0} = \frac{\gamma A}{\mu U} \quad III-2$$

$$\bullet \quad Y_R = \left[1 - \left(\frac{z-h_0}{z_0-h_0} + 1 \right)^n \right] \quad III-3$$

$$\bullet \quad z_0 = \frac{A}{K \mu U} \quad III-4$$

$$\bullet \quad n = -(1 + \tan \Phi_r) (1 - h_0/z_0) \quad III-5$$

$$\bullet \quad h_0 = \frac{r}{3} \tan \Phi_r \quad III-6$$

Où :

A est l'aire intérieure de la section droite de la cellule ;

U est le périmètre intérieur de la section droite ;

γ est le poids volumique de la matière ensilée ;

μ est le coefficient de frottement sur la paroi ;

Φ_r Angle de talus naturel (voir la figure III-4);

K est le rapport de pression horizontale/pression verticale ;

Z est la profondeur considérée (voir figure III-4);

Z₀ paramètre utilisé pour le calcul des actions ;

h₀ est la valeur de z au contact du produit avec la paroi du silo (voir la figure III-4).

III.3.1.1.3.2 Contrainte de frottement sur la paroi verticale en phase de remplissage

$$\mathbf{P}_{wf}(z) = \mu \times \mathbf{P}_{hf} \quad III-7$$

III.3.1.1.4 Charges agissantes sur le cône central

La surface inclinée du cône est chargée avec des pressions normales et des forces de frottement méridien du produit ensilée en vrac qui sont dues aux pressions verticales et horizontales.

Selon le document « **IBAU HAMBURG - Central Cône Silos** » [2] (IBAU HAMBURG est l'entreprise Allemande qui a innovée le concept de silo à cône inversé en 1975) les charges résultantes sur un cône sont difficiles à mesurer et donc pas exactement connues, Cependant elles peuvent être assimilés à celles agissant sur un fond de silo plat.

III.3.1.1.4.1 Pression verticale lors de remplissage sur fond plat

$$\mathbf{P}_{vf}(z) = \gamma \times \mathbf{Z}_V \quad III-8$$

Avec

$$z_V = h_0 - \frac{1}{n+1} \left(z_0 - h_0 - \frac{(z + z_0 - 2h_0)^{n+1}}{(z_0 - h_0)^n} \right)$$

III-9

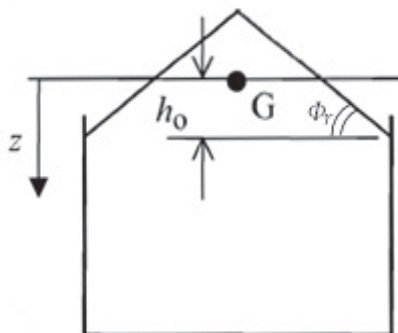


Figure III-4 : schéma qui représente l'angle de talus naturel et la grandeur h_0

III.3.1.1.5 Calcul des pressions maximales au remplissage

L'Eurocode [1] exige une considération des cas de charges au cours du remplissage donnant les valeurs extrêmes et les plus dommageable lorsque les propriétés du produit fini stocké K , μ , Φ_i prennent des valeurs caractéristiques à différentes extrémités de leur plage statistique.

Dans l'annexe E [1] les propriétés du produit ensilé sont définies par leurs valeurs moyenne avec un facteur de conversion propre à chaque matériau.

Tableau III-1 : valeurs des propriétés à utiliser dans les différents cas de charge

Cas de charge	Valeur du coefficient de frottement de paroi μ	Valeur du rapport des pressions agissantes sur le mur K	Angle de frottement interne Φ_i
Charge sur la paroi verticale			
Pression horizontale Max P_{hf, max}	Inférieur	Supérieur	Inférieur
Contrainte de frottement Max P_{wf, max}	Supérieur	Supérieur	Inférieur
Pression verticale Max P_{vf, max}	Inférieur	Inférieur	Supérieur

Le code [1] a défini 3 cas de charge à prendre en considération pour les pressions au remplissage.

III.3.1.1.5.1 Propriétés du produit fini stocké « ciment »

Tableau III-2 : caractéristique du ciment [1]

Coefficient de frottement de la paroi μ		Valeur du rapport des pressions agissantes sur le mur K		Angle de frottement interne Φ_i	
μ_m	a_μ	K_m	a_k	Φ_{im}	a_ϕ
0.51	1.07	0.54	1.2	30 °	1.22

- La valeur caractéristique supérieure des propriétés
 - $K = a_k \cdot K_m$;
 - $\mu = a_\mu \cdot \mu_m$;
 - $\Phi_i = a_\phi \cdot \Phi_{im}$.
- La valeur caractéristique inférieure des propriétés
 - $K = K_m / a_k$;
 - $\mu = \mu_m / a_\mu$;
 - $\Phi_i = \Phi_{im} / a_\phi$.

Avec a_k , a_μ , a_ϕ facteurs de conversion.

III.3.1.1.5.2 1^{er} Cas : Pression horizontale max $P_{hf, max}$

Le tableau suivant résume les résultats de calcul de la pression horizontale max ainsi que les valeurs correspondantes à : les pressions verticales et celles du frottement.

- $K = K_m a_k = 0.65$
- $\Phi_i = \Phi_{im} / a_\phi = 36.6^\circ$
- $\mu = \mu_m / a_\mu = 0.48$

Tableau III-3: les valeurs des pressions calculées pour le cas pression horizontale max (lors du remplissage)

Z (m)	Phf max (KPa)	Pwfl (KPa)	Pvfl (KPa)
0.00	0.00	0.00	-0.99
1.00	0.00	0.00	16.00
2.00	13.20	6.29	31.13
3.00	24.12	11.50	44.74
4.00	33.30	15.87	57.08
5.00	41.10	19.59	68.34
6.00	47.80	22.78	78.68
7.00	53.62	25.56	88.22
8.00	58.71	27.98	97.08
9.00	63.20	30.12	105.32
10.00	67.18	32.02	113.03
11.00	70.73	33.71	120.26
12.00	73.92	35.23	127.07
13.00	76.80	36.60	133.48
14.00	79.40	37.84	139.56
15.00	81.77	38.97	145.31
16.00	83.93	40.00	150.78
17.00	85.91	40.95	155.98
18.00	87.73	41.82	160.95
19.00	89.41	42.62	165.69
20.00	90.96	43.36	170.22
21.00	92.40	44.04	174.57
22.00	93.73	44.68	178.74
23.00	94.98	45.27	182.75
24.00	96.14	45.82	186.60
25.00	97.23	46.34	190.31
26.00	98.24	46.83	193.89

III.3.1.1.5.3 2nd cas : Contrainte de frottement max $P_{wf, max}$

Le tableau suivant résume les résultats de calcul de la contrainte du frottement max ainsi que les valeurs correspondantes à : les pressions verticales et horizontales.

- $K = a_k K_m = 0.65$
- $\mu = a_\mu \mu_m = 0.55$
- $\Phi_i = \Phi_{im} / a_\phi = 24.6^\circ$
-

Tableau III-4: Les valeurs des pressions calculées pour le cas contrainte de frottement max (lors du remplissage)

Z (m)	Pwf max (KPa)	Phf 2 (KPa)	Pvf2 (KPa)
0.00	0.00	0.00	-1.15
1.00	0.00	0.00	16.00
2.00	7.10	13.01	31.02
3.00	12.83	23.51	44.33
4.00	17.53	32.13	56.27
5.00	21.46	39.33	67.05
6.00	24.79	45.42	76.87
7.00	27.63	50.63	85.87
8.00	30.09	55.14	94.17
9.00	32.23	59.07	101.86
10.00	34.12	62.52	109.00
11.00	35.78	65.57	115.68
12.00	37.27	68.29	121.93
13.00	38.60	70.73	127.82
14.00	39.79	72.92	133.36
15.00	40.88	74.91	138.60
16.00	41.86	76.71	143.57
17.00	42.76	78.35	148.29
18.00	43.58	79.85	152.77
19.00	44.33	81.23	157.05
20.00	45.02	82.50	161.14
21.00	45.66	83.68	165.04
22.00	46.26	84.76	168.79
23.00	46.81	85.77	172.38
24.00	47.32	86.71	175.83
25.00	47.80	87.59	179.14
26.00	48.24	88.41	182.34

III.3.1.1.5.4 3^{ème} cas : Pression verticale max $P_{vf, max}$

Le tableau suivant résume les résultats de calcul de la pression verticale max ainsi que les valeurs correspondantes à : les pressions horizontales et celles du frottement.

Pour

- $K = K_m / a_k = 0.45$
- $\mu = \mu_m / a_\mu = 0.48$
- $\Phi_i = a_\phi \quad \Phi_{im} = 36.6^\circ$

Tableau III-5 : Les valeurs des pressions calculées pour le cas pression verticale max (lors du remplissage)

Z (m)	Pvf max (KPa)	Phf 3 (KPa)	Pwf3 (KPa)
0.00	-0.67	0.00	0.00
1.00	16.00	0.00	0.00
2.00	31.39	9.44	4.50
3.00	45.65	17.71	8.44
4.00	58.93	24.99	11.91
5.00	71.33	31.46	15.00
6.00	82.96	37.24	17.75
7.00	93.89	42.42	20.22
8.00	104.20	47.09	22.44
9.00	113.94	51.32	24.46
10.00	123.17	55.17	26.30
11.00	131.93	58.68	27.97
12.00	140.26	61.90	29.50
13.00	148.21	64.85	30.91
14.00	155.79	67.58	32.21
15.00	163.03	70.10	33.41
16.00	169.98	72.43	34.52
17.00	176.63	74.60	35.56
18.00	183.02	76.62	36.52
19.00	189.16	78.50	37.42
20.00	195.07	80.26	38.25
21.00	200.76	81.91	39.04
22.00	206.25	83.45	39.78
23.00	211.55	84.91	40.47
24.00	216.67	86.27	41.12
25.00	221.62	87.56	41.74
26.00	226.42	88.78	42.32

III.3.1.1.6 Pression localisée lors du chargement

Pression localisée agissante vers l'extérieur sur la paroi verticale durant le chargement

Pour les silos intermédiairement élancés ($1.0 < h_c/d_c < 2.0$) avec classe de fiabilité 2 et 3 la pression localisée sera calculée avec la formule de la pression localisée des silos élancés.

$$P_{pf} = C_{pf} P_{hf} \quad \text{III-10}$$

Avec
$$C_{pf} = 0.21 C_{op} (1 + 2E^2) \left(1 - e^{(-1.5(h_c/d_c - 1))}\right) \quad \text{III-11}$$

Où
$$E = 2 e_f/d_c \quad \text{III-12}$$

$$C_{pf} = 0.07$$

Où

e_f est l'excentricité du chargement et est pris égale à 0 pour notre cas ;

C_{op} coefficient de calcul de la charge localisée donné par le code [1], $C_{op}=0.5$

C_{pf} est le facteur de calcul de la pression localisée en phase de remplissage ;

s longueur et largeur de la surface d'application de la pression localisée ; $s=0.2 d_c$

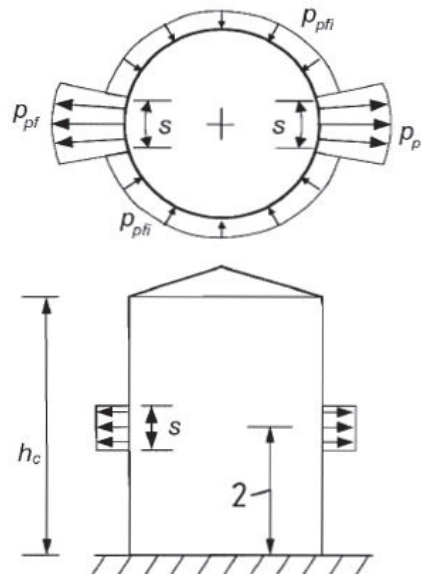


Figure III-5 : schéma qui présente l'action de la pression localisée sur la paroi. [1]

La pression agissante vers l'intérieur due à la pression localisée en phase de chargement

P_{pfi}

$$P_{pfi} = P_{pf}/7 \quad \text{III-13}$$

La résultante de la pression **symétrique** horizontale de la pression localisée

La résultante de la pression symétrique horizontale en chargement est donnée par la formule suivante :

$$P_{hf,u} = P_{hf} (1 + \zeta C_{pf}) \quad III-14$$

Où

$$\zeta = 0.5 + 0.01 \frac{dc}{t} \quad III-15$$

t étant l'épaisseur de la paroi

De II.3.1.1.6 : $C_{pf}=0.07$

On prend $\zeta=1$

$$P_{hf,u} = P_{hf \max}(1 + \zeta C_{pf}) = 105 \text{ KPa}$$

III.3.1.1.7 Définition des cas de charges à prendre en considération

Les pressions dans les cas de charges seront multipliées par des coefficients qui seront résumés comme suit :

III.3.1.1.7.1 1^{er} cas Pression horizontale max $P_{hf, \max}$

$$P_{hf,1} = P_{hf, \max} \times (1 + \zeta C_{pf}) \quad III-16$$

$$P_{wf,1} = A_1 \times P_{wf, \max} \quad III-17$$

$$P_{vf,1} = B_1 \times P_{vf, \max} \quad III-18$$

La multiplication de la pressions horizontale max par le terme $1+\zeta C_{pf}$ pour prendre en compte la pression localisée dans les calculs.

Les coefficients A_1, A_2, A_3 et B_1, B_2, B_3 sont données par le bureau d'étude concepteur [3]

$$A_1 = 0.85; \quad B_1 = 0.97 ; \quad (1 + \zeta C_{pf}) = 1.07$$

Tableau III-6: Les résultats de calcul des pressions pour le cas de charge 1 - pression horizontale max (lors du remplissage)

	Cas de charge 1 Phfmax		
Z (m)	Phf max (KPa)	Pvfl (KPa)	pwfl (KPa)
0.00	0.00	-0.57	0.00
1.00	0.00	13.60	0.00
2.00	14.12	26.68	6.89
3.00	25.81	38.80	12.44
4.00	35.63	50.09	17.01
5.00	43.97	60.63	20.82
6.00	51.15	70.51	24.04
7.00	57.38	79.81	26.80
8.00	62.82	88.57	29.19
9.00	67.62	96.85	31.27
10.00	71.88	104.69	33.09
11.00	75.68	112.14	34.71
12.00	79.09	119.22	36.15
13.00	82.17	125.97	37.44
14.00	84.96	132.42	38.60
15.00	87.49	138.58	39.65
16.00	89.80	144.48	40.60
17.00	91.92	150.14	41.47
18.00	93.87	155.57	42.27
19.00	95.67	160.79	43.00
20.00	97.33	165.81	43.67
21.00	98.87	170.65	44.29
22.00	100.30	175.31	44.87
23.00	101.63	179.82	45.40
24.00	102.87	184.17	45.90
25.00	104.03	188.38	46.36
26.00	105.12	192.45	46.80

III.3.1.1.7.2 2nd cas Contrainte de frottement max $P_{wf, max}$

$$P_{wf,2} = P_{wf,max} \times 1 \quad \text{III-19}$$

$$P_{vf,2} = A_2 \times P_{vf,max} \quad \text{III-20}$$

$$P_{hf,2} = B_2 \times P_{hf,max} \quad \text{III-21}$$

Avec $A_2 = 0.544$; $B_2 = 0.9$

Tableau III-7: Les résultats de calcul des pressions pour le cas de charge 2-contrainte de frottement max (lors remplissage)

Z (m)	Cas de charge 2 P_{wfmax}		
	Pwf max (KPa)	Phf2 (KPa)	Pvf2(KPa)
0.00	0.00	0.00	-0.37
1.00	0.00	0.00	8.70
2.00	7.10	11.88	17.07
3.00	12.83	21.71	24.83
4.00	17.53	29.97	32.06
5.00	21.46	36.99	38.80
6.00	24.79	43.02	45.13
7.00	27.63	48.26	51.08
8.00	30.09	52.84	56.68
9.00	32.23	56.88	61.98
10.00	34.12	60.46	67.00
11.00	35.78	63.66	71.77
12.00	37.27	66.53	76.30
13.00	38.60	69.12	80.62
14.00	39.79	71.46	84.75
15.00	40.88	73.59	88.69
16.00	41.86	75.54	92.47
17.00	42.76	77.32	96.09
18.00	43.58	78.96	99.56
19.00	44.33	80.47	102.90
20.00	45.02	81.86	106.12
21.00	45.66	83.16	109.21
22.00	46.26	84.36	112.20
23.00	46.81	85.48	115.08
24.00	47.32	86.53	117.87
25.00	47.80	87.50	120.56
26.00	48.24	88.42	123.17

III.3.1.1.7.3 3ème cas Pression verticale max $P_{vf, max}$

$$P_{Vf,3} = P_{vf,max} \times 1 \quad \text{III-22}$$

$$P_{wf,3} = A_3 \times P_{wf,max} \quad \text{III-23}$$

$$P_{hf,3} = B_3 \times P_{hf,max} \quad \text{III-24}$$

Avec $A_3=0.56$; $B_3=0.9$

Tableau III-8: Les résultats de calcul des pressions pour le cas de charge 3- pression verticale max (lors du remplissage)

	Cas de charge 3 Pvfmax		
Z (m)	Pvf max (KPa)	Pwf 3 (KPa)	Phf 3 (KPa)
0.00	-0.67	0.00	0.00
1.00	16.00	0.00	0.00
2.00	31.39	3.98	11.88
3.00	45.65	7.18	21.71
4.00	58.93	9.82	29.97
5.00	71.33	12.02	36.99
6.00	82.96	13.88	43.02
7.00	93.89	15.47	48.26
8.00	104.20	16.85	52.84
9.00	113.94	18.05	56.88
10.00	123.17	19.11	60.46
11.00	131.93	20.04	63.66
12.00	140.26	20.87	66.53
13.00	148.21	21.61	69.12
14.00	155.79	22.28	71.46
15.00	163.03	22.89	73.59
16.00	169.98	23.44	75.54
17.00	176.63	23.94	77.32
18.00	183.02	24.40	78.96
19.00	189.16	24.82	80.47
20.00	195.07	25.21	81.86
21.00	200.76	25.57	83.16
22.00	206.25	25.90	84.36
23.00	211.55	26.21	85.48
24.00	216.67	26.50	86.53
25.00	221.62	26.77	87.50
26.00	226.42	27.02	88.42

Liste des notations

Les paramètres requis pour le calcul des pressions sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-9: Les paramètres de calcul des pressions exercées sur la paroi du silo

Paramètres	Valeurs	Unités
Rayon	7.5	m
Diamètre d_c	15	m
Hauteur du produit ensilé	26	m
Aire de section droite A	176.625	m ²
Périmètre intérieure U	47.100	m
Hauteur de matière ensilée à considérer Z	26.000	m
Poids volumique γ	16.000	KN/m ³
Coefficient de frottement sur la paroi μ_m	0.51	/
Rapport de pression K_m	0.54	/
Coefficient a_μ	1.07	/
Coefficient a_k	1.2	/
Coefficient a_ϕ	1.22	/
h_0	1	m
Angle de frottement intérieur Φ_i	30°	/
Angle de talus naturel Φ_r	36°	/
Coefficient de calcul de la pression localisée C_{op}	0.5	/

III.3.1.2 Actions à la vidange

Durant la vidange de la matière ensilée on distingue deux cas de vidange selon l'Eurocode [1].

III.3.1.2.1 Les actions lors de la vidange symétrique

Les pressions horizontales et de frottements seront amplifiées uniformément sur toute la périphérie durant la vidange symétrique de la matière ensilée. Parallèlement une diminution de la matière ensilée entraînera une diminution de la pression verticale. Cependant, le cas le plus défavorable est atteint par la pression verticale a fin du remplissage.

$$P_{we} = C_w P_{wf} \quad \text{III-25}$$

$$P_{he} = C_h P_{hf} \quad \text{III-26}$$

Où :

C_w et C_h sont des coefficients d'amplification de la contrainte de frottement et de la pression horizontale respectivement.

Pour les silos de classe de fiabilité 3

- $C_w = 1 + 0.15 C_s$ III-27

- $C_h = 1 + 0.1 C_s$ III-28

- $C_s = \frac{h_c}{h_d} - 1$ III-29

Donc

$$C_w = 1.073$$

$$C_h = 1.11$$

C_0 coefficient maximale d'amplification

Remarque : L'indice « e » fait référence aux pressions exercées lors de la vidange.

III.3.1.2.2 Pression localisée sur la paroi lors de la vidange symétrique

La pression localisée agissante vers l'extérieur sur la paroi verticale lors de la vidange

La formule adoptée pour le calcul de la pression localisée agissante vers l'intérieur pour $e_0 > 0.25 d_c$ est la suivante : (Voir la figure III-5)

$$P_{pe} = C_{pe} P_{he} \quad \text{III-30}$$

Pour $hc/dc = 1.73 > 1.2$

$$C_{pe} = 0.42 C_{op} (1 + 2E^2) \left(1 - e^{(-1.5(hc/dc - 1))}\right) \quad \text{III-31}$$

Où $E = 2e/d_c$ III-32

$$C_{pe} = 0.311$$

$$e = \max(e_f, e_0)$$

e_f est l'excentricité de du chargement ; Dans notre cas e_f est prise égale à 0.

On prend dans notre cas $e_0 = 6m$.

La pression agissante vers l'intérieur due à la pression localisée lors de la vidange

$$P_{pei} = P_{pe}/7 \quad \text{III-33}$$

La résultante de la pression symétrique horizontale de la pression localisée (lors du déchargement)

La résultante de la pression symétrique horizontale lors du déchargement est donnée par les formules suivantes :

$$P_{he,u} = P_{hf} (1 + \zeta C_{pe}) \quad \text{III-34}$$

Où $\zeta = 0.5 + 0.01d_c/t$

t est l'épaisseur de la paroi

$$C_{pe} = 0.311$$

On prend $\zeta = 1$

$$P_{he,u} = P_{he} (1 + \zeta C_{pf}) = 142.88 \text{ KPa}$$

III.3.1.2.3 Les cas de charges à considérer lors du déchargement symétrique

III.3.1.2.3.1 1^{er} cas Pression horizontale max $P_{hf, max}$

$$P_{he,1} = P_{hf,max} \times C_h \times (1 + \zeta C_{pe}) \quad III-35$$

$$P_{we,1} = A_1 \times P_{wf,max} \quad III-36$$

$$P_{ve,1} = B_1 \times P_{vf,max} \quad III-37$$

A1= 0.8 ; B1=0.95 ; Ch=1.11 ; 1+ζCpe =1.311

Tableau III-10 : Les résultats de calcul des pressions pour le cas de charge 1- pression horizontale max (lors de la vidange symétrique)

	1er cas de charge P _{hemax}		
Z (m)	P _{he max} (KPa)	P _{ve1} (KPa)	p _{we1} (KPa)
0.00	0.00	-0.64	0.00
1.00	0.00	15.20	0.00
2.00	19.20	29.82	5.68
3.00	35.10	43.37	10.26
4.00	48.45	55.98	14.03
5.00	59.81	67.76	17.17
6.00	69.56	78.81	19.83
7.00	78.03	89.20	22.10
8.00	85.44	98.99	24.07
9.00	91.97	108.24	25.79
10.00	97.76	117.01	27.29
11.00	102.93	125.33	28.63
12.00	107.57	133.25	29.81
13.00	111.75	140.79	30.88
14.00	115.54	148.00	31.84
15.00	118.99	154.88	32.70
16.00	122.14	161.48	33.49
17.00	125.02	167.80	34.20
18.00	127.67	173.87	34.86
19.00	130.11	179.70	35.46
20.00	132.37	185.32	36.02
21.00	134.46	190.72	36.53
22.00	136.40	195.94	37.00
23.00	138.21	200.97	37.44
24.00	139.90	205.84	37.85
25.00	141.48	210.54	38.24
26.00	142.97	215.10	38.59

III.3.1.2.3.2 2^{ème} cas Contrainte de frottement max $P_{we, max}$

$$P_{we,2} = P_{wf,max} \times C_w \quad \text{III-38}$$

$$P_{ve,2} = A_2 \times P_{vf,max} \quad \text{III-39}$$

$$P_{he,2} = B_2 \times P_{hf,max} \quad \text{III-40}$$

A2=0.544 ; B2=0.9 ; Cw=1.073

Tableau III-11 :Les résultats de calcul des pressions pour le cas de charge 2- contrainte de frottement max (lors de la vidange symétrique)

	2 ^{ème} cas de charge Pwemax		
Z(m)	Pwe max (KPa)	Phe2 (KPa)	Pve2 (KPa)
0.00	0.00	0.00	-0.37
1.00	0.00	0.00	8.70
2.00	7.62	11.88	17.07
3.00	13.76	21.71	24.83
4.00	18.81	29.97	32.06
5.00	23.03	36.99	38.80
6.00	26.60	43.02	45.13
7.00	29.65	48.26	51.08
8.00	32.29	52.84	56.68
9.00	34.59	56.88	61.98
10.00	36.61	60.46	67.00
11.00	38.40	63.66	71.77
12.00	39.99	66.53	76.30
13.00	41.42	69.12	80.62
14.00	42.70	71.46	84.75
15.00	43.86	73.59	88.69
16.00	44.92	75.54	92.47
17.00	45.88	77.32	96.09
18.00	46.76	78.96	99.56
19.00	47.56	80.47	102.90
20.00	48.31	81.86	106.12
21.00	49.00	83.16	109.21
22.00	49.63	84.36	112.20
23.00	50.22	85.48	115.08
24.00	50.77	86.53	117.87
25.00	51.29	87.50	120.56
26.00	51.76	88.42	123.17

III.3.1.2.3.3 3ème cas Pression verticale max $P_{ve, max}$

C'est le même cas de charge utilisé et calculé en « III.3.1.1.7.3 » pour le cas de la pression verticale max lors du remplissage

III.3.1.2.4 Les actions lors de la vidange très excentrée [$e_0 (6m) > 0.25d_c (3.75m)$]

Lors d'une vidange excentrée un canal d'écoulement va se créer autour de l'orifice ouvert, un canal d'écoulement est caractérisé par le paramètre r_c décrit par le rayon du canal, e_c l'excentricité du canal de débit par rapport au centre du silo.

Le niveau de contrainte du produit fini à l'intérieur du canal d'écoulement est bien en dessous du produit fini en vrac au repos. Par conséquent, il y a une réduction de pression dans la zone où le canal d'écoulement touche la paroi ; par contre, il y a une augmentation de pression à côté de cette zone sur une longueur qui va être déterminée par la suite. La pression sur le périmètre restant du mur est aussi spécifiée.

Les figures III-6 et III-7 ci-dessous sont des schémas qui donnent plus de détaille sur les pressions horizontales lors de la vidange excentrée.

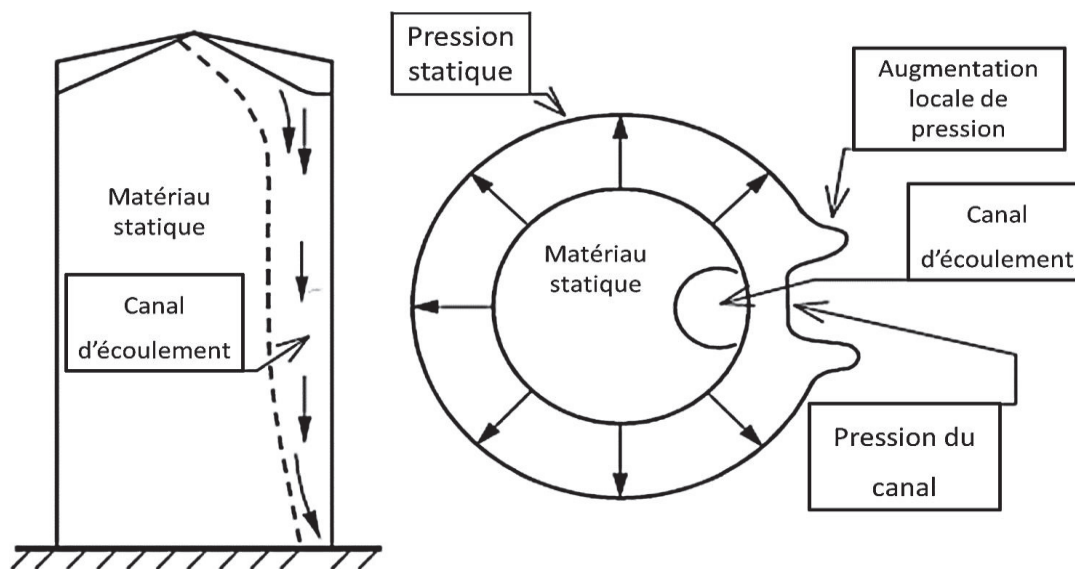


Figure III-6 : schéma représentant l'allure des pressions lors de la vidange excentrée. [1]

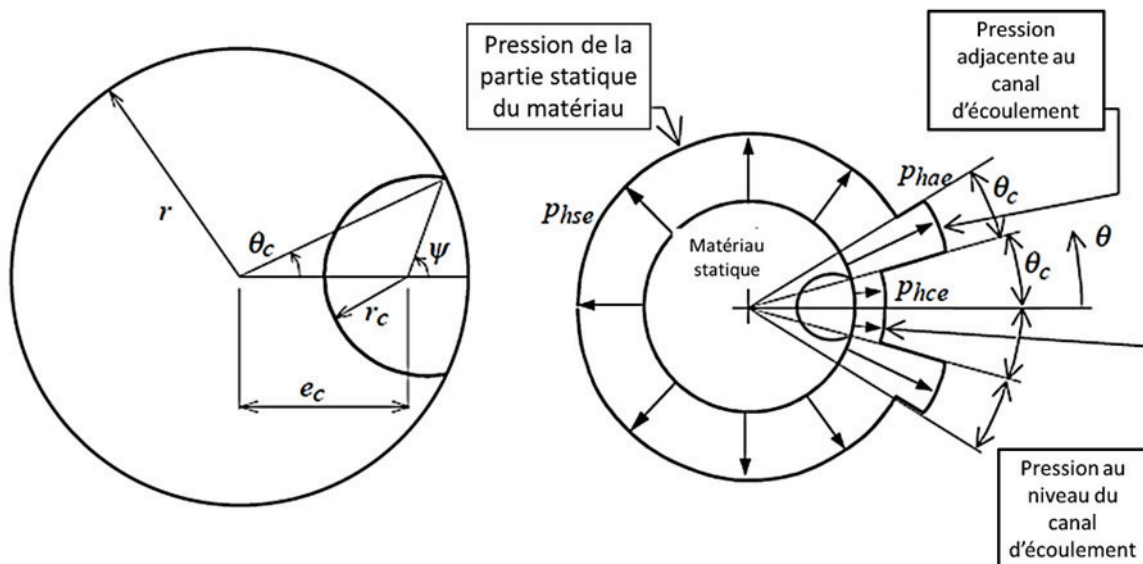


Figure III-7 : Schéma représentant les différentes pressions agissantes et les caractéristiques géométriques lors d'une vidange excentrée. [1]

La détermination des pressions est en fonction des paramètres géométriques du canal d'écoulement. Dans notre cas la géométrie du canal d'écoulement est inconnue, dans un cas pareil, le code [1] exige que les calculs de ces pressions doivent être effectués pour trois valeurs de rayon du canal du débit.

- $rc_1 = k_1 \cdot \frac{dc}{2}$ Avec $k_1 = 0.25$ $rc_1 = 1.875$ m
- $rc_2 = k_2 \cdot \frac{dc}{2}$ Avec $k_2 = 0.4$ $rc_2 = 3$ m
- $rc_3 = k_3 \cdot \frac{dc}{2}$ Avec $k_3 = 0.6$ $rc_3 = 4.5$ m

III.3.1.2.4.1 Caractéristiques géométriques du canal d'écoulement

On calcul d'abord les caractéristiques géométriques de chaque cas.

Les valeurs caractéristiques des propriétés du Produit fini seront calculées cette fois-ci en considérant le cas d'une paroi de trémie qui peut être assimilée à la paroi inclinée du cône lors du déchargement.

Cas de charge	Valeur coefficient de frottement de la paroi μ	Valeur du rapport des pression sur le mur K	Angle de frottement interne Φ_i
Charge sur la paroi verticale			
Pression Maximale sur la trémie	Inférieur	Supérieur	Supérieur

- $K = a_k K_m = 0.648$
- $\Phi_i = a_\phi \Phi_{im} = 0.476$
- $\mu = \mu_m / a_\mu = 36.6$

Les valeurs de Φ_m et Φ_i seront prises en radian.

L'excentricité du canal d'écoulement

$$e_c = r[\eta(1 - G) + (1 - \eta)\sqrt{1 - G}] \quad \text{III-41}$$

Avec $G = \frac{r_c}{r}$ III-42

$$\eta = \frac{\mu}{\tan \Phi_i} \quad \text{III-43}$$

- L'angle de la longueur de la paroi entre le contacte du canal d'écoulement et la paroi ;(Voir **figure III-7**)

$$\cos \theta_c = \frac{r^2 + e_c^2 - r_c^2}{2 r e_c} \quad \text{III-44}$$

- Longueur de l'arc de la paroi entre le contacte du canal d'écoulement et la paroi ;

$$U_{wc} = 2 \theta_c r \quad \text{III-45}$$

- Longueur de l'arc entre le canal d'écoulement et la matière statique ;

$$U_{sc} = 2 r_c (\pi - \psi) \quad \text{III-46}$$

Avec $\sin \psi = \frac{r}{r_c} \sin \theta_c$ III-47

L'aire de la section du canal d'écoulement

$$A_c = (\pi - \psi)r_c^2 + \theta_c r^2 - r r_c \sin (\psi - \theta_c) \quad \text{III-48}$$

Les résultats des caractéristiques géométriques pour chaque cas seront résumés dans le tableau suivant

Tableau III-12 Les résultats des caractéristiques géométriques pour chaque cas de diamètre du canal

	cas 1	cas 2	cas 3
Ec (m)	5.937	4.969	3.625
Cos θ_c	0.988	0.965	0.904
θ_c en rad	0.155	0.265	0.442
Uwc (m)	2.330	3.969	6.634
sin ψ	0.619	0.654	0.713
ψ en rad	0.667	0.713	0.794
Usc (m)	9.273	14.564	21.112
Ac (m²)	10.542	26.984	60.745

III.3.1.2.4.2 Pression à l'intérieur du canal d'écoulement

III.3.1.2.4.2.1 La pression horizontale à l'intérieur du canal d'écoulement

$$P_{hce} = P_{hco} (1 - e^{-z/z_{oc}}) \quad III-49$$

III.3.1.2.4.2.2 La contrainte de frottement à l'intérieur du canal d'écoulement

$$P_{wce} = \mu P_{hce} \quad III-50$$

Avec

$$P_{hco} = \gamma K z_{oc} \quad III-51$$

$$z_{oc} = \frac{1}{K} \left(\frac{A_c}{U_{wc} \mu + U_{sc} \tan \Phi_i} \right) \quad III-52$$

III.3.1.2.4.3 Pression de la partie statique du produit fini ensilée

On définit la deuxième pression à prendre en considération, c'est la pression exercée par la partie du Produit fini qui restera statique durant la vidange.

III.3.1.2.4.3.1 Pression horizontale de la partie statique du produit fini ensilée

$$P_{hse} = P_{hf} \quad III-53$$

III.3.1.2.4.3.2 La contrainte de frottement de la partie statique du produit fini ensilée

$$P_{wse} = P_{wf} \quad III-54$$

III.3.1.2.4.4 Pression de partie adjacente du canal d'écoulement

La grande pression sera exercée sur la paroi dans la partie adjacente au canal d'écoulement, voir la figure III-7

III.3.1.2.4.4.1 Pression horizontale adjacente au canal d'écoulement

$$P_{hae} = 2P_{hf} - P_{hce} \quad III-55$$

III.3.1.2.4.4.2 La contrainte de frottement adjacente au canal d'écoulement

$$P_{wae} = \mu P_{hae} \quad III-56$$

Un récapitulatif des valeurs des pressions lors de la vidange excentrée calculées avec Excel sont données dans les tableaux ci-dessous :

Tableau III-13 : Les résultats de calcul des pressions agissantes à l'intérieur du canal d'écoulement pour les 3 cas de diamètre du canal

	Les pressions exercées sur la paroi à l'intérieur du canal					
Z(m)	Phce1(KPa)	Pwce1(KPa)	Phce2(KPa)	Pwce2(KPa)	Phce3(KPa)	Pwce3(KPa)
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	8.19	3.90	8.94	4.26	9.39	4.48
2	13.20	6.29	15.52	7.40	17.07	8.14
3	16.26	7.75	20.37	9.71	23.36	11.13
4	18.14	8.65	23.95	11.42	28.50	13.58
5	19.29	9.19	26.59	12.67	32.70	15.59
6	19.99	9.53	28.53	13.60	36.14	17.23
7	20.42	9.73	29.96	14.28	38.95	18.57
8	20.68	9.86	31.02	14.78	41.25	19.66
9	20.84	9.93	31.79	15.15	43.13	20.56
10	20.94	9.98	32.37	15.43	44.67	21.29
11	21.00	10.01	32.79	15.63	45.93	21.89
12	21.03	10.03	33.10	15.78	46.96	22.38
13	21.06	10.04	33.33	15.89	47.80	22.78
14	21.07	10.04	33.50	15.97	48.49	23.11
15	21.08	10.05	33.62	16.03	49.05	23.38
16	21.08	10.05	33.72	16.07	49.52	23.60
17	21.09	10.05	33.78	16.10	49.89	23.78
18	21.09	10.05	33.83	16.13	50.20	23.93
19	21.09	10.05	33.87	16.14	50.45	24.05
20	21.09	10.05	33.90	16.16	50.66	24.15
21	21.09	10.05	33.92	16.17	50.83	24.23
22	21.09	10.05	33.93	16.17	50.97	24.29
23	21.09	10.05	33.94	16.18	51.08	24.35
24	21.09	10.05	33.95	16.18	51.17	24.39
25	21.09	10.05	33.96	16.19	51.25	24.43
26	21.09	10.05	33.96	16.19	51.31	24.45

Tableau III-14 : Les résultats de calcul des pressions de la partie statique du matériau pour les 3 cas de diamètre de canal

	Les pressions exercées sur la paroi de la partie statique du matériau ensilé					
Z(m)	Phse1(KPa)	Pwse1(KPa)	Phse2(KPa)	Pwse2(KPa)	Phse3(KPa)	Pwse3(KPa)
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	13.20	7.10	13.20	7.10	13.20	7.10
3	24.12	12.83	24.12	12.83	24.12	12.83
4	33.30	17.53	33.30	17.53	33.30	17.53
5	41.10	21.46	41.10	21.46	41.10	21.46
6	47.80	24.79	47.80	24.79	47.80	24.79
7	53.62	27.63	53.62	27.63	53.62	27.63
8	58.71	30.09	58.71	30.09	58.71	30.09
9	63.20	32.23	63.20	32.23	63.20	32.23
10	67.18	34.12	67.18	34.12	67.18	34.12
11	70.73	35.78	70.73	35.78	70.73	35.78
12	73.92	37.27	73.92	37.27	73.92	37.27
13	76.80	38.60	76.80	38.60	76.80	38.60
14	79.40	39.79	79.40	39.79	79.40	39.79
15	81.77	40.88	81.77	40.88	81.77	40.88
16	83.93	41.86	83.93	41.86	83.93	41.86
17	85.91	42.76	85.91	42.76	85.91	42.76
18	87.73	43.58	87.73	43.58	87.73	43.58
19	89.41	44.33	89.41	44.33	89.41	44.33
20	90.96	45.02	90.96	45.02	90.96	45.02
21	92.40	45.66	92.40	45.66	92.40	45.66
22	93.73	46.26	93.73	46.26	93.73	46.26
23	94.98	46.81	94.98	46.81	94.98	46.81
24	96.14	47.32	96.14	47.32	96.14	47.32
25	97.23	47.80	97.23	47.80	97.23	47.80
26	98.24	48.24	98.24	48.24	98.24	48.24

Tableau III-15 : Les résultats de calcul des pressions de la partie adjacente au canal d'écoulement pour les 3 cas de diamètre de canal

	Les pressions exercées sur la paroi dans la partie adjacente au canal d'écoulement					
Z(m)	Phae1(KPa)	Pwae1(KPa)	Phae2(KPa)	Pwae2(KPa)	Phae3(KPa)	Pwae(KPa)
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	-8.19	-3.90	-8.94	-4.26	-9.39	-4.48
2	13.19	6.29	10.87	5.18	9.32	4.44
3	31.98	15.24	27.87	13.28	24.88	11.86
4	48.45	23.09	42.64	20.32	38.09	18.16
5	62.91	29.98	55.61	26.50	49.49	23.59
6	75.62	36.04	67.08	31.97	59.47	28.34
7	86.83	41.39	77.28	36.84	68.29	32.55
8	96.75	46.11	86.41	41.19	76.17	36.31
9	105.56	50.31	94.60	45.09	83.26	39.69
10	113.42	54.06	101.99	48.61	89.69	42.75
11	120.47	57.42	108.68	51.80	95.53	45.53
12	126.81	60.44	114.74	54.69	100.88	48.08
13	132.53	63.17	120.26	57.32	105.79	50.42
14	137.73	65.65	125.30	59.72	110.31	52.58
15	142.46	67.90	129.91	61.92	114.48	54.57
16	146.78	69.96	134.14	63.94	118.34	56.41
17	150.73	71.85	138.04	65.79	121.93	58.12
18	154.37	73.58	141.63	67.50	125.26	59.70
19	157.73	75.18	144.95	69.09	128.37	61.18
20	160.83	76.66	148.02	70.55	131.26	62.56
21	163.71	78.03	150.88	71.91	133.97	63.86
22	166.38	79.30	153.54	73.18	136.50	65.06
23	168.87	80.49	156.02	74.36	138.88	66.20
24	171.19	81.59	158.33	75.47	141.11	67.26
25	173.36	82.63	160.50	76.50	143.21	68.26
26	175.40	83.60	162.53	77.47	145.18	69.20

III.3.1.2.4.5 Graphiques récapitulatifs des pressions horizontales agissantes sur la paroi verticale

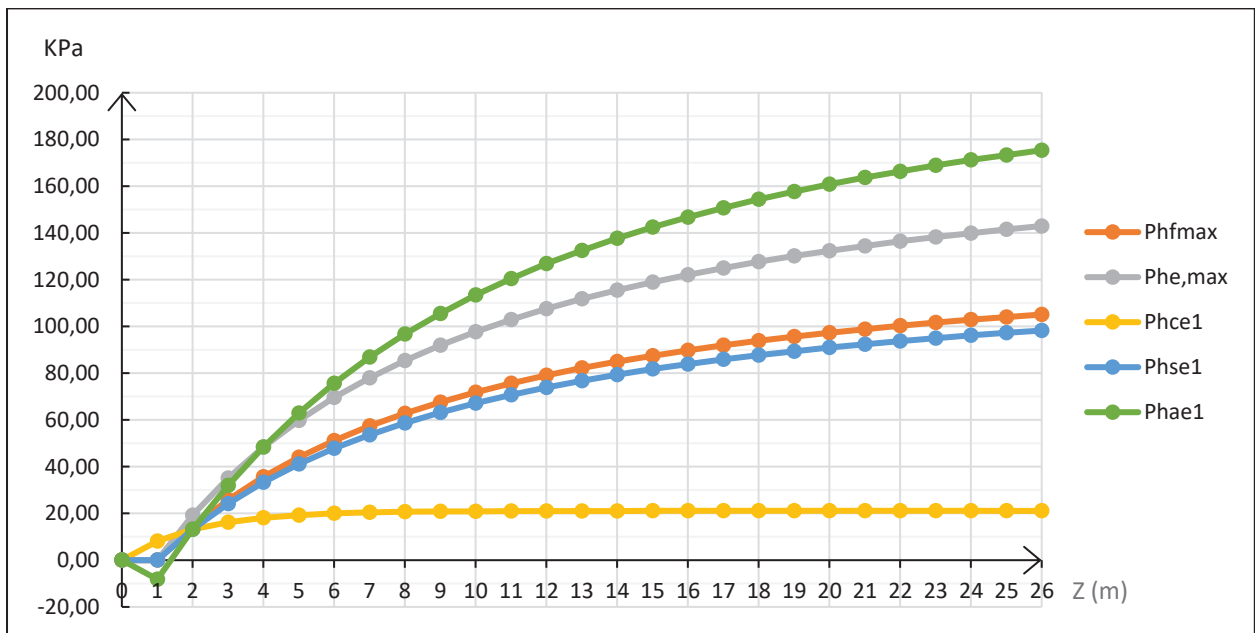


Figure III-8 : Les pressions horizontales agissantes (avec le cas du canal 1)

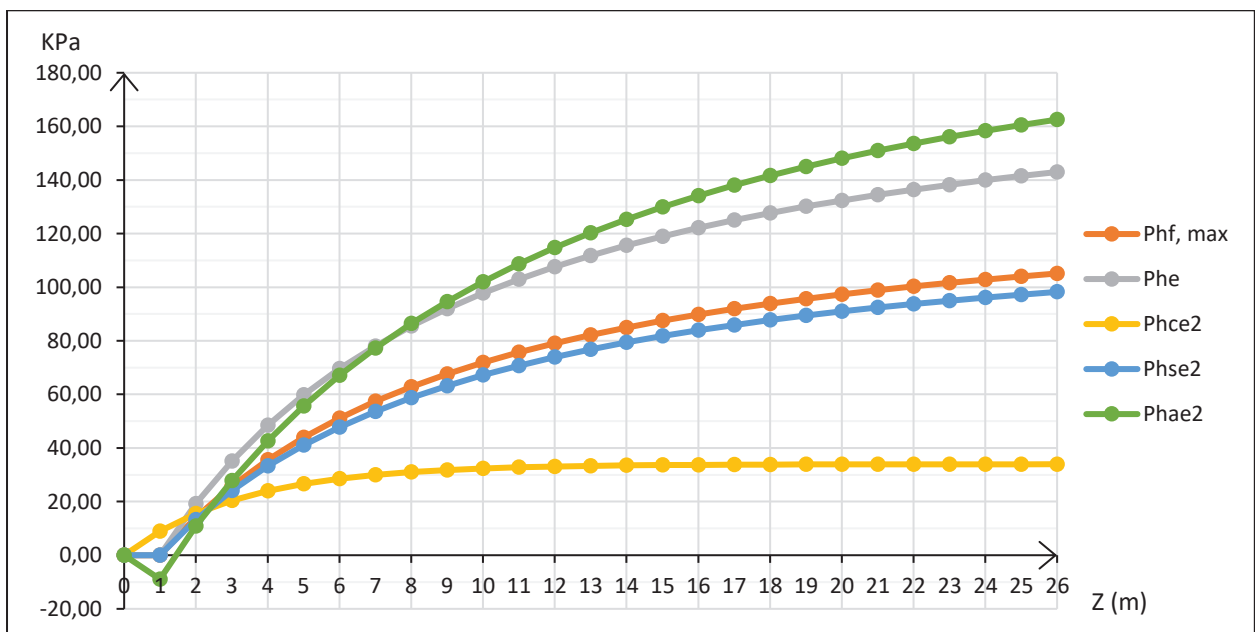


Figure III-9 : Les pressions horizontales agissantes (avec le cas du canal 2)

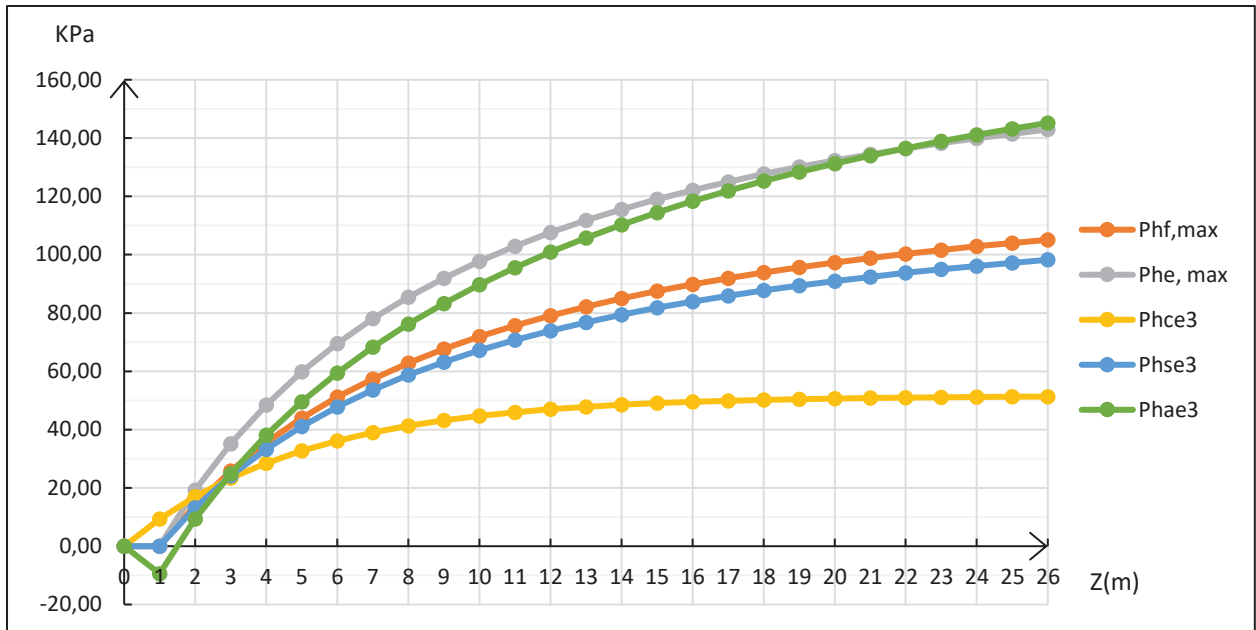


Figure III-10 : Les pressions horizontales agissantes (avec le cas du canal 3)

III.3.1.2.4.6 Graphiques récapitulatifs des contraintes de frottement agissantes sur la paroi verticale

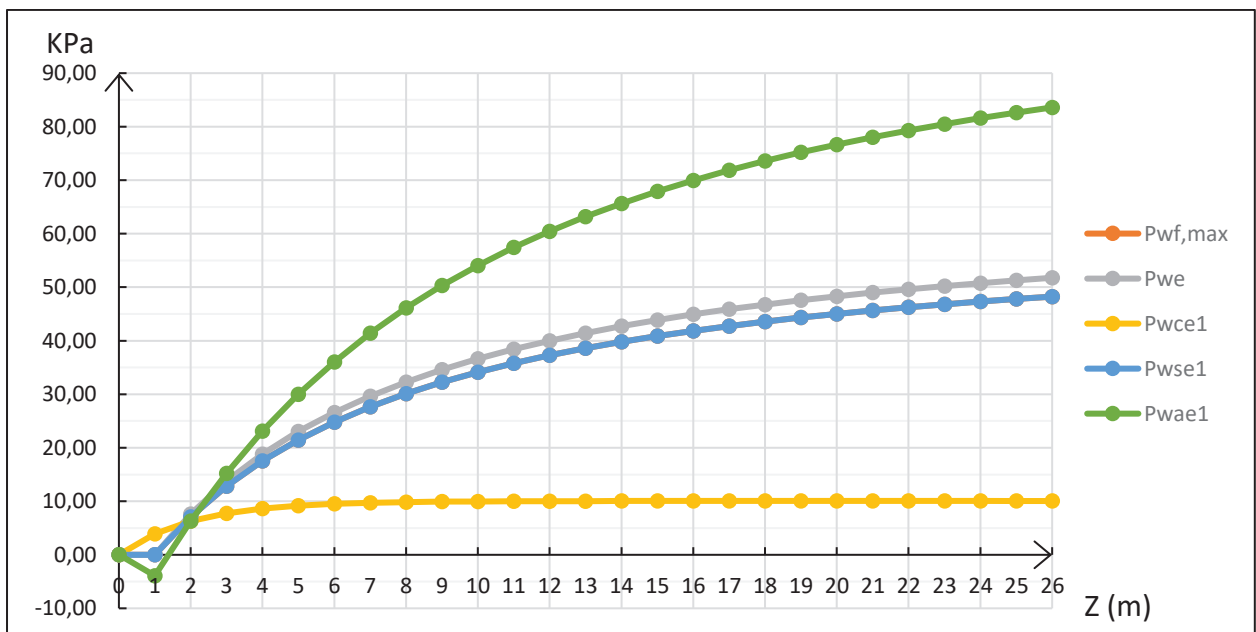


Figure III-11 : Les contraintes de frottement agissantes (avec le cas du canal 1)

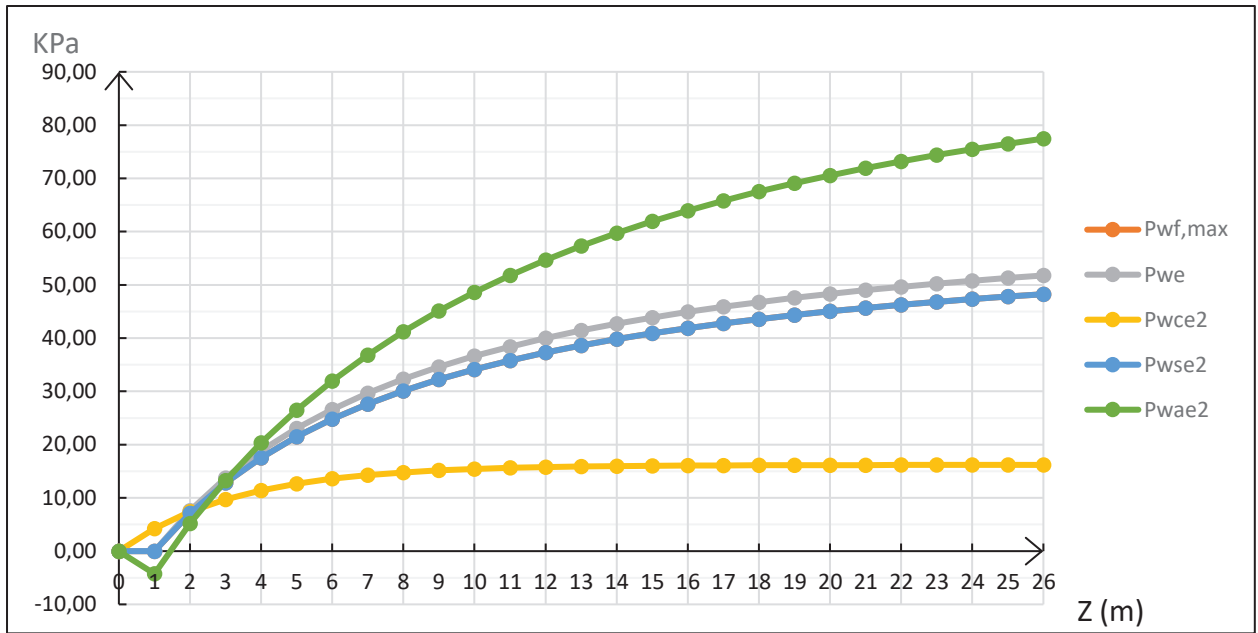


Figure III-12 : Les contraintes de frottement agissantes (avec le cas du canal 2)

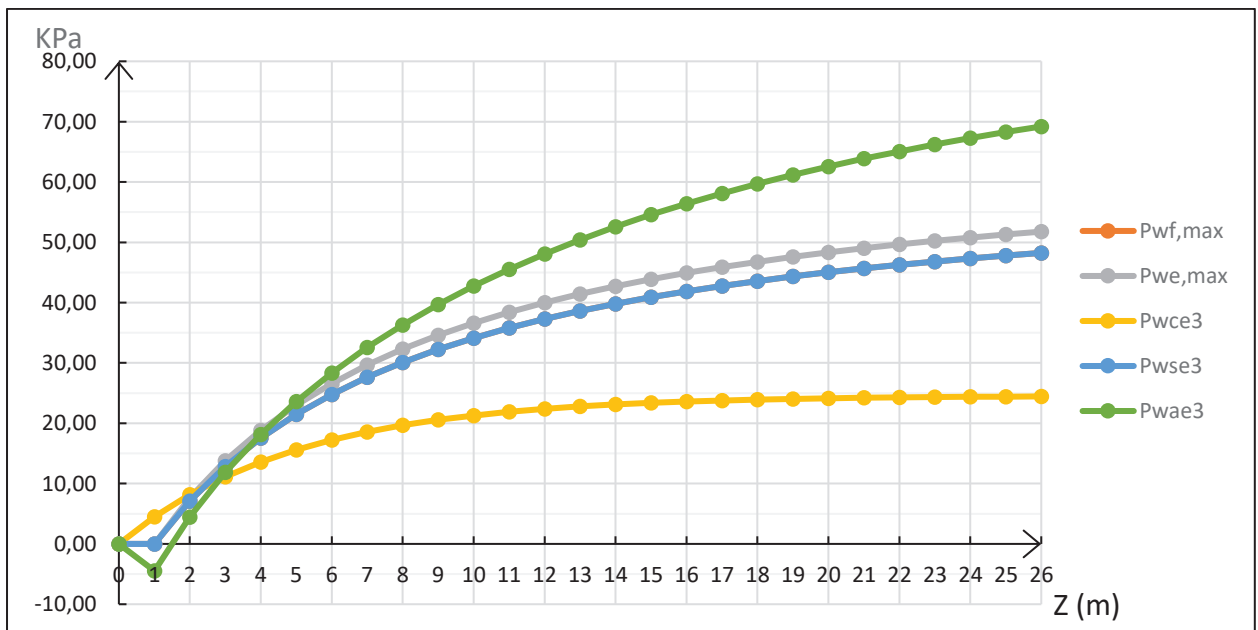


Figure III-13 : Les contraintes de frottement agissantes (avec le cas du canal 3)

III.4 Action sur la toiture

On définit d'abord, le poids des personnes circulant sur la toiture pour des raisons de maintenance ou autre. Il est estimé à :

$$Q_1 = Q_{\text{circulation}} : 1.5 \text{ KN/m}^2$$

La charge de la poussière résultante de l'exploitation de la cimenterie est considérée avec une valeur de :

$$Q_2 = 1 \text{ KN/m}^2$$

La valeur est exigée par le maître d'ouvrage.

III.5 Actions du vent

Pour la détermination des actions du vent sur le silo on se réfère au DTR C 2-4.7 - Règlement Neige & vent, version de 2013. [4]

La notation **DTR-R&V** sera utilisée pour faire référence au DTR C 2-4.7 - Règlement Neige & vent, version de 2013 dans la suite des calculs.

Données selon DTR-R&V

- Zone de vent (Wilaya de MASCARA) : zone III ;
- Vitesse de référence : $V_{\text{ref}}=29\text{m/s}$;
- Catégorie du terrain

Tableau III-16 : catégorie du terrain

Catégorie du terrain	K_T	z_0	z_{min}	ε
(II) Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbre, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0.19	0.05	2	0.52

- K_T est le facteur de terrain ;
- Z_0 est le paramètre de rugosité ;
- Z_{min} est la hauteur minimale ;
- ε est un coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d .

Calculs d'actions d'ensemble

On procède au calcul de la force exercée par le vent F_w à l'aide des coefficients de force en utilisant l'expression suivante :

$$F_w = C_d \times C_f \times q_p(z) \times A_{\text{ref}} \quad [N] \quad \text{III-57}$$

Avec

- $q_p(z)$ est la pression dynamique de pointe ;
- C_d est le coefficient dynamique ;
- C_f est coefficient de force ;

– A_{ref} aire de référence.

Détermination de la Pression dynamique de pointe

La pression dynamique de pointe est donnée par l'équation :

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times C_e(z_e) \quad [N/m^2] \quad III-58$$

Où :

$q_{réf}$ est la pression dynamique de référence donné par le **tableau III-14** [4]:

Tableau III-17 : pression dynamique de référence

Zone	$q_{réf}$ (N/m ²)
I	375
II	435
III	500
IV	575

Hauteur de référence

z_e est la hauteur de référence montrée sur la **figure III-2** de [4] qui est présentée dans la figure ci-dessous.

Cas $h > 2b$

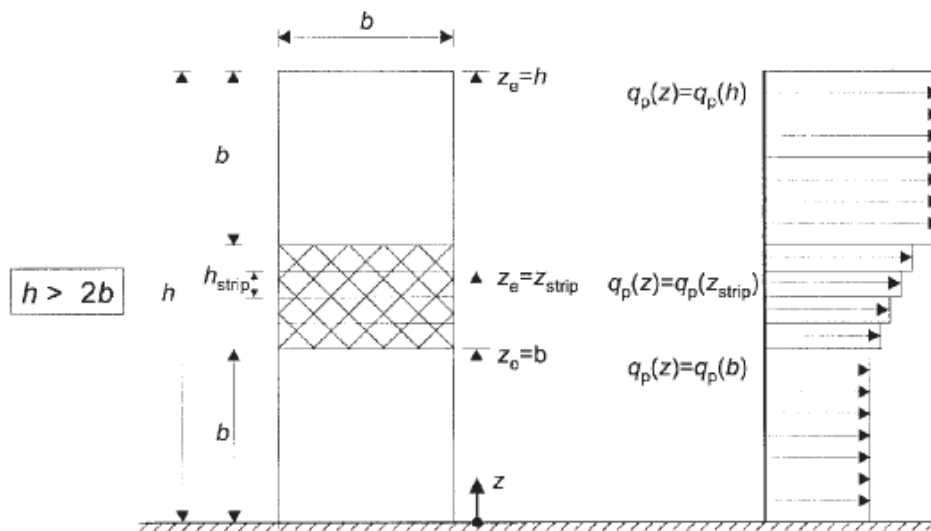


Figure III-14 hauteur de référence

Donc la hauteur totale de l'ouvrage est découpée en 3 tronçons dont La hauteur de référence (z_e) de chaque tronçon **correspond à sa hauteur max.**

- Tronçon 1 : de 0 à 15.6m correspondant à $z_e = b$;

- Tronçon 2 : de 15.6 à 32.4m ;
- Tronçon 3 : de 32.4 à 48m.
- **Coefficient d'exposition**

Le coefficient d'exposition au vent tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et la hauteur au-dessus du sol et de nature de turbulence du vent.

Il est donné par :

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7 I_v(z)] \quad \text{III-59}$$

Avec

- C_r est le coefficient de rugosité ;
- C_t est le coefficient de topographie ;
- z est la hauteur considérée ;
- I_v est l'intensité de la turbulence.

- **Coefficient de rugosité**

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

$$\left\{ \begin{array}{ll} C_r = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{Pour } z_{min} \leq z \leq 200m \\ C_r = K_T \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) & \text{Pour } z < z_{min} \end{array} \right.$$

On obtient les valeurs suivantes :

Tableau III-18 : les valeurs du coefficient C_r

Tronçon	$z_c(m)$	C_r
de 0 à 15.6m	15.6	1.091
de 15.6 à 32.4m	32.4	1.230
de 32.4 à 48m	48	1.304

- **Coefficient de topographie**

Le coefficient de topographie prend en compte l'accroissement de vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées, etc.

L'ouvrage est situé sur un terrain de pente inférieur à 0.05, par conséquent selon le [4]

$$C_t(z) = 1.$$

- **Intensité de turbulence**

L'intensité de turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par l'équation suivant

$$\left\{ \begin{array}{l} I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{pour } z > z_{min} \\ I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)} \quad \text{pour } z \leq z_{min} \end{array} \right.$$

On obtient

Tableau III-19 : Les valeurs de I_v

Tronçon	$z_e(\text{m})$	I_v
de 0 à 15.6m	15.6	0.1741
de 15.6 à 32.4m	32.4	0.1544
de 32.4 à 48m	48	0.1456

On remplace les paramètres calculés dans l'équation III-59 et les valeurs du coefficient d'exposition se résument dans le tableau ci-dessous :

Tableau III-20 : les valeurs de C_e

Tronçon	$z_e(\text{m})$	C_e
De 0 à 15.6m	15.6	2.64
De 15.6 à 32.4m	32.4	3.1
De 32.4 à 48m	48	3.36

- **Pression dynamique de pointe**

Les valeurs de la pression dynamique de pointe sont données dans le tableau récapitulatif ci-dessous.

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times C_e(z_e) \quad [N/m^2] \quad III-60$$

Avec $q_{réf} = 500 \text{ N/m}^2$

Tableau III-21 : tableau récapitulatif pour le calcul de la pression dynamique de pointe

Tronçon	$z_e(\text{m})$	C_r	C_t	I_v	C_e	$q_p(z_e)[N/m^2]$
De 0 à 15.6m	15.6	1.091	1	0.1741	2.640	1320
De 15.6 à 32.4m	32.4	1.230		0.1544	3.148	1574
De 32.4 à 48m	48	1.304		0.1456	3.433	1716

- **Détermination du coefficient dynamique**

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure ainsi que des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois.

Formule générale

$$C_d = \frac{1 + (2 \times g \times I_v(z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 \times R^2})}{1 + (7 \times I_v(z_{eq}))} \quad \text{III-61}$$

Où :

- Z_{eq} (en m) est la hauteur équivalente de la construction ;
- I_v est l'intensité de turbulence pour $z=Z_{eq}$;
- Q^2 est la partie quasi-statique ;
- R^2 est la partie restante ;
- G est le facteur de pointe.

- ***Hauteur équivalente***

La hauteur équivalente est prise égale à : **$Z_{eq} = 0.6 \times h$**

$$Z_{eq} = 0.6 \times 48 = \mathbf{28.8m}$$

- ***Coefficient de réponse quasi-statique***

Q^2 est le coefficient de réponse quasi-statique traduisant l'imparfaite corrélation de la pression sur la surface de la construction, il est donné par :

$$Q^2 = \frac{1}{1 + \left(0.9 \times \left(\frac{D + h}{L_i(z_{eq})}\right)^{0.63}\right)} \quad \text{III-62}$$

- D est le diamètre de la structure
- $L_i(z_{eq})$ est l'échelle de turbulence pour $z=z_{eq}$ donnée par :

$$L_i(Z_{eq}) = 300 \times \left(\frac{z}{200}\right)^\varepsilon \quad \text{pour} \quad z_{min} \leq z \leq 200m$$

$$L_i(Z_{eq}) = \mathbf{109.5}$$

On remplace dans (III-62)

$$Q^2 = \frac{1}{1 + \left(0.9 \times \left(\frac{15 + 48}{109.5}\right)^{0.63}\right)} = 0.61$$

$$Q^2 = \mathbf{0.61}$$

- ***Coefficient de réponse résonnante***

R^2 est le coefficient de réponse résonante traduisant la résonance du mode de vibration engendrée par la turbulence.

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b \quad \text{III-63}$$

- R_N est la fonction adimensionnelle de la densité spectrale de puissance, qui peut être déterminée à partir de la **figure III-11 extrait du DTR-N&V**.

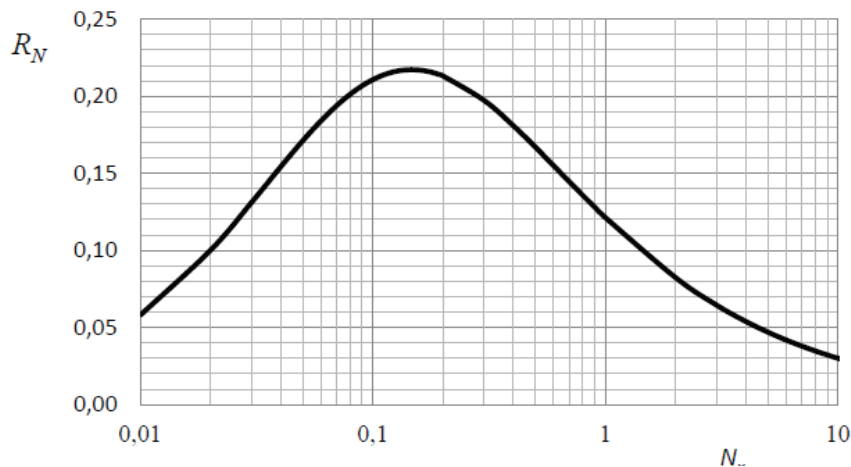


Figure III-15 : fonction adimensionnelle de la densité spectrale de puissance (r_n)

N_x Fréquence adimensionnelle

$$N_x = \frac{n_{1,x} \times L_i(z_{eq})}{V_m(z_{eq})} \quad \text{III-64}$$

- $n_{1,x}$ est la fréquence fondamentale, elle peut être estimée pour les bâtiments de grande hauteur selon [4] à l'aide l'expression suivante :

$$n_{1,x} = \frac{46}{h} = \frac{46}{48} = 0.95 \text{ Hz}$$

- V_m est la vitesse moyenne pour $z=z_{eq}$, elle est déterminée comme suite :

$$V_m(z_{eq}) = C_r(z_{eq}) \times C_t(z_{eq}) \times V_{réf} \quad \text{III-65}$$

$$V_m(z_{eq}) = 1.2 \times 1 \times 29 = \mathbf{34.8 \text{ m/s}}$$

- $L_i(z_{eq})$ est calculée précédemment : $L_i(z_{eq}) = 109.5$

Donc

$N_x = 2.83$
$R_N = \frac{6.8 \times N_x}{(1 + 10.2 \times N_x)^{5/3}} = 0.0645$

- R_h et R_b sont des fonctions d'admittance aérodynamique qui peuvent être déterminées directement par le graphe présenté dans la figure (III-12 du DTR-N&V).

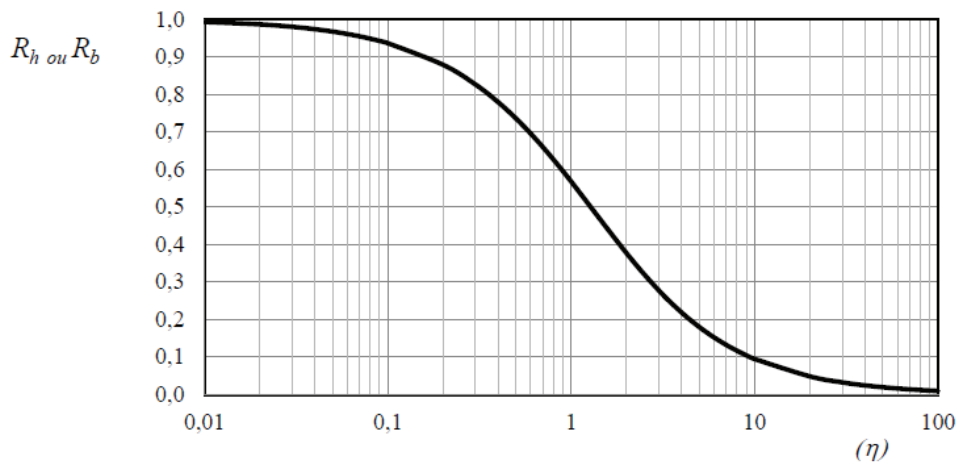


Figure III-16 : fonction d'admittance aérodynamique en fonction de ηh et ηb

Avec

$$\eta_h = \frac{4.6 \times N_x \times h}{L_i(Zeq)} = \frac{4.6 \times 3 \times 48}{109.5} = 5.7 \quad \text{III-66}$$

$$\eta_b = \frac{4.6 \times N_x \times D}{L_i(Zeq)} = \frac{4.6 \times 3 \times 15}{109.5} = 1.78 \quad \text{III-67}$$

Par projection sur le graphe de la **figure (III-16)** ci-dessus on trouve :

$$R_h = 0.15$$

$$R_b = 0.4$$

- δ est le décrement logarithmique d'amortissement des vibrations pour le mode fondamental dans la direction du vent donné par :

$$\delta = \delta_s + \delta_a \quad \text{III-68}$$

δ_s est le décrement logarithmique d'amortissement structural, il est pris égale à **0.1** ;

δ_a est le décrement logarithmique d'amortissement aérodynamique pris égal à **0**.

On peut déterminer la valeur du coefficient de réponse résonante R^2 , on remplace dans **III-64**

$R^2=0.06$

Facteur de pointe

g est le facteur de pointe est donné par l'équation suivante

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times \nu)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times \nu)}} \geq 3 \quad \text{III-69}$$

Avec ν (en Hz) est la fréquence moyenne donnée par :

$$v = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0.08 \quad ; \quad v = 0.95 \times \sqrt{\frac{0.06}{0.61 + 0.06}} = 0.28 \quad \text{III-70}$$

Donc on trouve :

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times 0.16)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times 0.16)}} = 3.38 > 3$$

Intensité de turbulence

$$- I_v(z_{eq}) = 0.157$$

On remplace les paramètres calculés précédemment dans l'équation du coefficient dynamique [III-61], on trouve :

$$C_d = 0.89$$

Détermination du coefficient de force C_f

Les coefficients de force C_f donnent l'effet global du vent sur une structure, un élément de structure ou un composant de la structure.

Formule générale

$$C_f = C_{f,0} \times \psi_\lambda \quad \text{III-71}$$

Où :

- $C_{f,0}$ est le coefficient de force des constructions en considérant un élancement effectif infini ;
- ψ_λ est le facteur de l'élancement défini.

Facteur d'élancement

Le facteur d'élancement est donné par la figure III-16 extrait du DTR-N&V [4] en fonction de l'élancement effectif λ_e et le coefficient de remplissage.

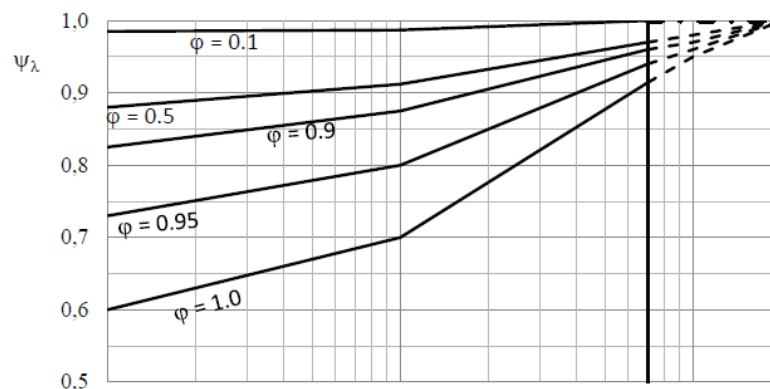


Figure III-17 : facteur d'élancement

On prendra selon **DTR- N&V** $\varphi=1$ pour les constructions fermées.

Elancement effectif selon le **DTR-N&V** pour les cylindres à base circulaires

$$\lambda_e = \text{Min} \left(0.7 \frac{l}{b}; 70 \right) = \text{Min} \left(0.7 \frac{48}{15.6}; 70 \right) = 2.24$$

D'où $\psi_\lambda=0.5$

Le coefficient $C_{f,0}$

Pour les constructions à base circulaire, la détermination de $C_{f,0}$ selon le **DTR-N&V** [4] est à partir de la figure III-18 .

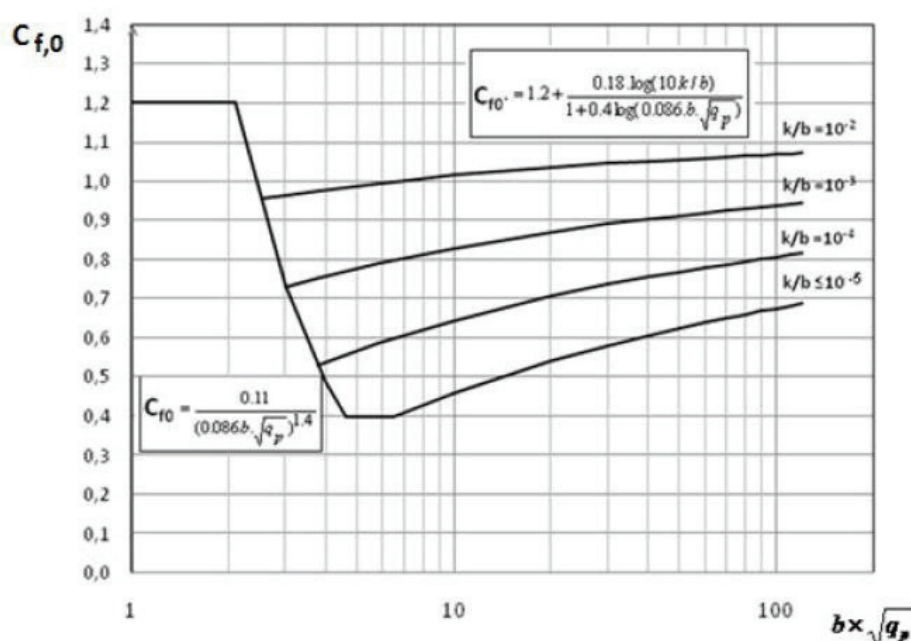


Figure III-18 : courbe déterminante $C_{f,0}$

- La rugosité équivalente k est prise égal à 1 pour un béton brut selon le règlement ;

On prend la valeur la plus défavorable à partir de la figure ci-dessus, $C_{f,0} = 1.2$

D'où on remplace les valeurs obtenues dans la formule [III-72] [4]

$$C_f = C_{f,0} \times \psi_\lambda = 0.6 \quad \text{III-72}$$

La force exercée par le vent F_w

On calcule la force exercée par le vent pour chaque tronçon, les valeurs seront résumées dans le tableau ci-dessous.

On remplace dans la formule III-57

A_{ref} : l'aire de référence.

Selon le DTR-N&V l'aire de référence des constructions à base circulaire est donné par l'équation suivante.

$$A_{ref}=l \times b$$

l est la longueur de l'élément structural considéré ;

b est le diamètre.

Tableau III-22 : Force exercée par le vent

Tronçon	$q_p(z_e)[N/m^2]$	C_d	C_f	$F_w(KN/m^2)$	$F_w \times A_{ref} (KN)$	$F_w = \sum F_i$
de 0 à 15.6m	1320	0.89	0.6	0.704	164.73	590.75 KN
de 15.6 à 32.4m	1574			0.84	211.68	
de 32.4 à 48m	1716			0.916	214.34	

III.6 Actions thermiques

Pour la détermination de l'action thermique sur les parois du silo on se réfère à l'Eurocode : **EN1991-1-5.[5]**

La température du ciment déversé chaud dans le silo doit être prise en compte selon **EN1991-4. [1]**

- **Paramètres utilisés**

Paramètre géométrique de la paroi du silo

Hauteur du mur de silo $H = 28m$

Epaisseur du mur $e = 30cm$

- **Température**

Température du ciment lors du remplissage fournit par le process $t_c = 90 \text{ }^\circ C$

Température de l'air extérieure moyenne $t_e = 28 \text{ }^\circ C$

- **Resistance thermique**

Resistance thermique de la surface intérieure de la paroi $R_{in} = 0.15 \quad [m^2KW]$

Resistance thermique de la surface extérieure de la paroi $R_{out} = 0.04 \quad [m^2KW]$

Coefficient de conductivité du béton $\lambda = 1.74 \quad [Wm \text{ }^\circ C]$

Resistance thermique totale de la paroi R_{tot}

$$R_{tot} = R_{in} + \frac{e}{\lambda} + R_{out} \quad [m^2K/W] \quad III-73$$

$$R_{tot} = 0.36 \quad m^2K/W$$

Température de la surface extérieure de la paroi du silo

$$T_e = t_e + \frac{R_{out}}{R_{tot}}(t_i - t_e) \quad III-74$$

$$T_e = 28 + \frac{0.04}{0.36}(90 - 28)$$

$$T_e = 34.88 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Température de la surface intérieure de la paroi du silo

$$T_i = t_i - \frac{R_{in}}{R_{tot}}(t_i - t_e) \quad III-75$$

$$T_i = 90 - \frac{0.15}{0.36}(90 - 28)$$

$$T_i = 64.16 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Différence de température

$$\Delta T = T_i - T_e$$

$$\Delta T = 29.28 \text{ } ^\circ\text{C}$$

L'effort de la température sera introduit dans le logiciel comme étant une température et un gradient thermique ; qui sera considéré dans les combinaisons d'actions.

III.7 Action sismique

Dans le présent paragraphe on va définir les paramètres qui vont être utilisés ultérieurement pour le calcul des forces sismiques par la méthode statique équivalente et la méthode dynamique modale spectrale au niveau du chapitre calcul dynamique de la structure (Chapitre IV).

Le règlement utilisé est le **Règlement Parasismique Algérien 99 rev 2003**. [6]

- **La zone sismique** : La commune de Oggaz de la wilaya de Mascara est classée en **zone IIa** définie comme étant une zone de sismicité moyenne.
- **Groupe d'usage** : les bâtiments industriels sont classés dans le groupe 2 : des ouvrages courants ou d'importance moyenne.

Le maître de l'ouvrage du projet exige un surclassement de l'ouvrage pour une protection accrue, comme l'autorise le RPA99 dans l'article 3.2 [6]

Groupe d'usage : **groupe 1B**.

- **Classe du site** : selon le rapport géotechnique le sol est classé en catégorie **S2**, dite site ferme.

- **Coefficient d'accélération de zone A** : tiré du tableau 4.1 du RPA 99 rev 2003 [6]

Tableau 4.1. : coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Figure III-19 : coefficient d'accélération

Où **A= 0.2g**

Avec g l'accélération de la pesanteur

- **Coefficient de comportement R** : Tiré du tableau 4.3 du RPA. [6]

Le coefficient de comportement est en fonction de la classe du système de contreventement de la structure

Classe du système de contreventement :

A) Structure en béton armé -> **classe 5** : Système fonctionnant en console verticale à masse répartie prédominante.

Donc la valeur du coefficient de comportement **R=2**

- **Facteur de qualité Q**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent ;
- la régularité en plan et en élévation ;
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée avec la formule :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{5} P_q$$

P_q est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les critères de pénalité sont donnés dans le tableau 4.4 du RPA 99 [6] qui figure ci-dessous :

Dans le tableau ci-dessous figure les critères « observé » en vert et les critères « non observé » en rouge.

Tableau III-23 : les critères de pénalité

Critère « q »	P _q	
	Observé	Non observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.5
2. Redondance en plan	0	0.5
3. Régularité en plan	0	0.5
4. Régularité en élévation	0	0.5
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.5
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.5

La valeur de Q est

$$Q = 1 + (0.5 + 0.5)$$

$$Q = 1.1$$

III.8 Explosion accidentelle

Il existe une possibilité d'explosions de poussière combustibles et/ou explosives non toxiques qui sont stockées, produites, manipulées ou évacuées en quantités significatives dans les silos.

Selon l'Eurocode [1] de nombreux types différents de solides stockés produisent des poussières qui peuvent être explosives lorsque les particules sont suffisamment fines, réparties de manière homogène dans l'air et peuvent réagir avec l'oxygène pour produire une réaction exothermique continue.

Les types les plus importants de poussières explosives d'après l'Eurocode [1] sont : la cellulose, les engrais, la farine de pois, les aliments pour animaux, le caoutchouc, les céréales, le bois, la poussière de bois, le charbon, les matériaux synthétiques, le maïs concassé, l'amidon de maïs, le malt, la farine de seigle, la farine de blé, le lait en poudre, le papier, les pigments, la farine de soja, les produits de nettoyage, le sucre.

Pour le cas de notre projet d'un silo de stockage de ciment il n'y a pas lieu de vérifier la surpression induite par l'explosion car le matériau stocké n'engendre pas un risque car ce dernier ne figure pas dans la liste des matériaux susceptibles cités précédemment.

IV. MODELISATION NUMERIQUE ET CALCUL DYNAMIQUE

IV.1 Introduction

Le silo objet de notre travail de fin d'études, sera calculé et vérifié en situation fondamentale et accidentelle. La situation fondamentale, concerne principalement les charges statiques gravitaires de type permanente et variable (exploitation, température climatique et d'exploitation et le vent). Par contre, la situation accidentelle concerne une action sismique.

De nos jours l'outil informatique est incontournable, la précision des calculs exige de nous l'utilisation des méthodes numériques en général, et plus précisément la méthode des éléments finis pour le calcul des structures.

Cette dernière consiste à modéliser la structure pour pouvoir mener les différentes analyses nécessaires au calcul du silo. Dans ce qui suit, on détaillera le calcul dynamique de notre structure.

IV.2 Modélisation numérique

Notre structure (silo) sera modélisée en éléments finis avec le logiciel SAP 2000 présenté ci-dessous. Ce qui nous permettra de déterminer les modes propres de vibration et les efforts engendrés par l'action sismique.

IV.2.1 Présentation du logiciel SAP2000

SAP2000, « Structural Analysis Program » programme d'analyse structurelles, élaboré par Computers & Structures Inc (CSI).

SAP2000 est un logiciel de calcul et d'analyse de tous les types de systèmes structurel des constructions en génie civil. Il offre la possibilité de mener une analyse linéaire (domaine élastique) ou non linéaire.

La puissance du logiciel se définit dans l'intégration d'un moteur d'analyse aux éléments finis pour des systèmes basiques et avancés allant de 2D à 3D. La discrétisation automatique du milieu en un certain nombre d'éléments (maillage) permet le traitement de structures à géométrie simple ou complexe. Outil très performant, permettant aux ingénieurs d'effectuer aisément et avec précision des analyses avancées de la structure modélisée.

IV.2.2 Modélisation du silo par éléments finis

La méthode des éléments finis étant par définition une méthode numérique de calcul entre autres des structures ; méthode approchée, le milieu continu est discrétisé en un certain nombre d'éléments (de forme triangulaire ou quadrilatérale avec un certain nombre de nœuds) ayant un champ de déplacement (fonction de forme) proche du déplacement réel de la structure, interconnectés par le biais des nœuds. Le raffinement du maillage permet d'atteindre une bonne précision dans le calcul. Deux autres détails importants dans la modélisation, le premier étant le bon choix du type d'élément (à part la forme géométrique et le nombre de nœuds) à utiliser dans la modélisation et qui est en fonction du comportement de l'élément structurel discrétisé ; par exemple, une dalle est discrétisée avec un élément plaque (mince ou épaisse) ou un élément shell ; un voile est discrétisé avec un élément shell, par contre pour une poutre ou un poteau on

utilise un élément barre. Le deuxième détail est en rapport avec les conditions limites qu'il faut les introduire afin de reproduire les effets des appuis extérieurs du système structurel ou de certaines liaisons internes.

La modélisation des ouvrages en béton armé est faite généralement à base d'éléments de membrane, de plaque, de coque à quatre nœuds et rarement par élément de volume.

Deux éléments ont été choisis pour modéliser notre silo ; à savoir :

1. Élément coque "Shell "

C'est un élément surfacique, résultant de la superposition de l'élément membrane et l'élément plaque. Permet la modélisation du comportement membranaire et flexionnel d'une plaque. L'élément coque est utilisé pour simuler les systèmes de plancher, de mur (voile) et de tablier de ponts par exemple.

De ce fait on va l'utiliser pour simuler les éléments structuraux du silo tels que le voile périphérique, le cône et la toiture.

Les éléments finis utilisés sont des triangles et des quadrilatères, comme le montrent les figures suivantes :

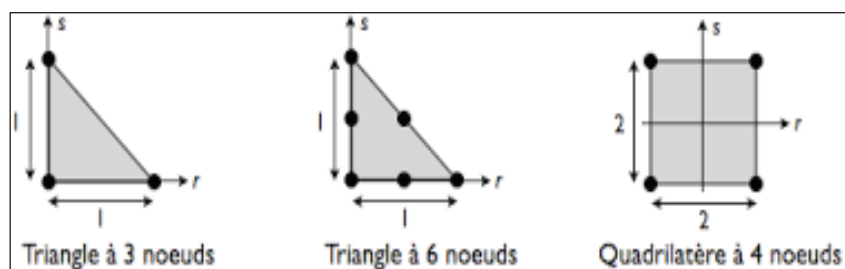


Figure IV-1 : Eléments quadrilatères et triangulaires

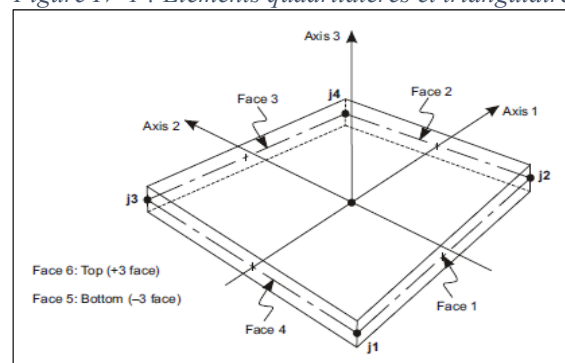


Figure IV-2 : Élément coque quadrilatère à 4 nœuds [5]

2. Élément "frame"

Les éléments « frame » permettent de modéliser les poutres (beams) et les poteaux (columns).

Ces éléments sont représentés par des lignes droites qui relient deux points, ces éléments prennent en compte la flexion biaxiale, la torsion, la déformation axiale et le cisaillement biaxiale.

Dans notre cas on l'a utilisé pour modéliser les poutres métalliques dans le plancher collaborant ainsi dans les plateformes métalliques servant de circulation du personnel et de support pour les appareillages de déchargement au-dessous du cône.

IV.2.3 Prédimensionnement des éléments structuraux

Notre ouvrage, silo à cône central, est une construction industrielle spéciale comme on l'a déjà indiqué auparavant. Dans ce cas, on va se conformer aux recommandations du groupe de travail de l'entreprise IBAU [1] qui a innové ce concept. Ces recommandations sous forme de standards, constituent une référence en la matière.

IV.2.3.1 Identification des épaisseurs

Il s'agit des épaisseurs du voile supérieur et inférieur ainsi que celui du cône, ces dimensions sont fonction de la capacité du stockage qui est liée elle-même à la hauteur et diamètre du silo.

IV.2.3.2 Épaisseurs du voile supérieur

Selon le document publié par l'entreprise IBAU-Hamburg (central cône silos) [1] cette épaisseur varie entre 30-35 cm. On arrête ainsi l'épaisseur du voile supérieur à 35 cm.

La même référence limite le diamètre entre 10 à 30 m pour ce type de silo.

IV.2.3.3 Épaisseur du voile inférieur et du cône

Ces deux épaisseurs ont été tirées du document « Assessing Loads on Silos and Other Bulk Storage Structures » [2] et de la note de calcul établie par le bureau d'étude concepteur de ce silo. Donc on adopte pour notre ouvrage, 85 cm pour le voile inférieur et 60 cm pour le cône.

IV.2.3.4 Dimensions de la poutre de couronnement

Les dimensions de la poutre de couronnement sont aussi arrêtées par le bureau d'étude [3].

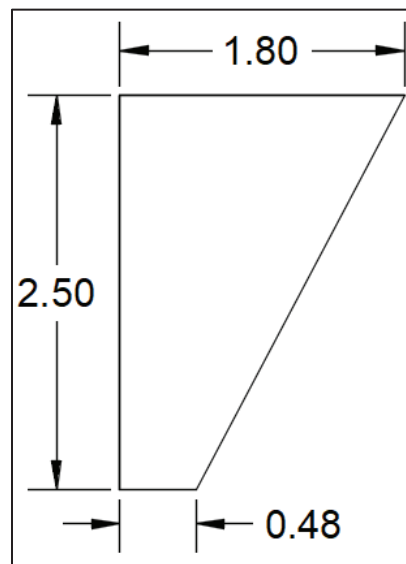


Figure IV-3 : dimensions de la poutre de couronnement

IV.2.3.5 Dimensions du plancher collaborant

Le plancher collaborant a été prédimensionné par le BET concepteur [3] qui est constitué de ce qui suit :

1. Une dalle en béton armé avec une épaisseur de 18 cm.
2. Des profilés métalliques utilisés sont identifiés aux normes chinoises référencées au BET concepteur de la toiture se résumant comme suit :
 - Profilés de nuance Q345
 - H900X400X12X20
 - HN500X200X10X16
 - HN400X200X8X3
 - HN248X124X5.5X8
 - HN300X150X5.5X8
 - HN198X99X4.5X7
 - HN150X75X5X7
 - HN100X50X5X7

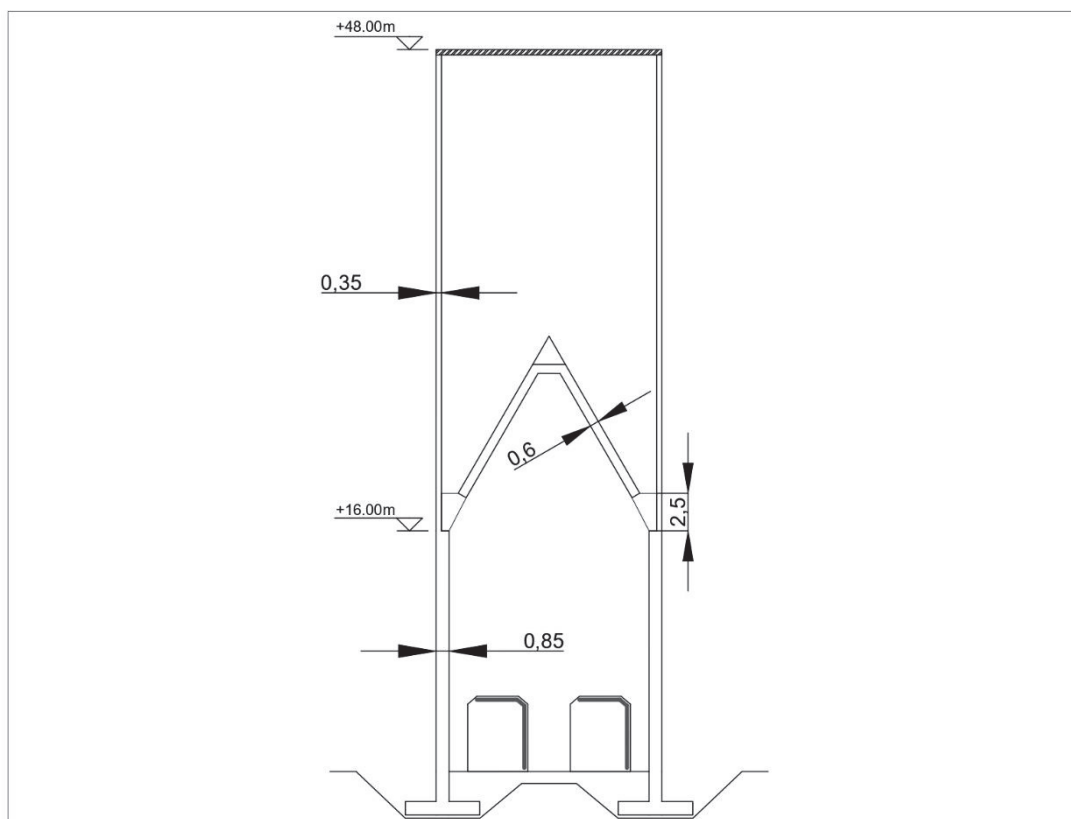


Figure IV-4 : vue en élévation du silo montrant les épaisseur des éléments structuraux

IV.2.4 Aperçu sur le modèle numérique

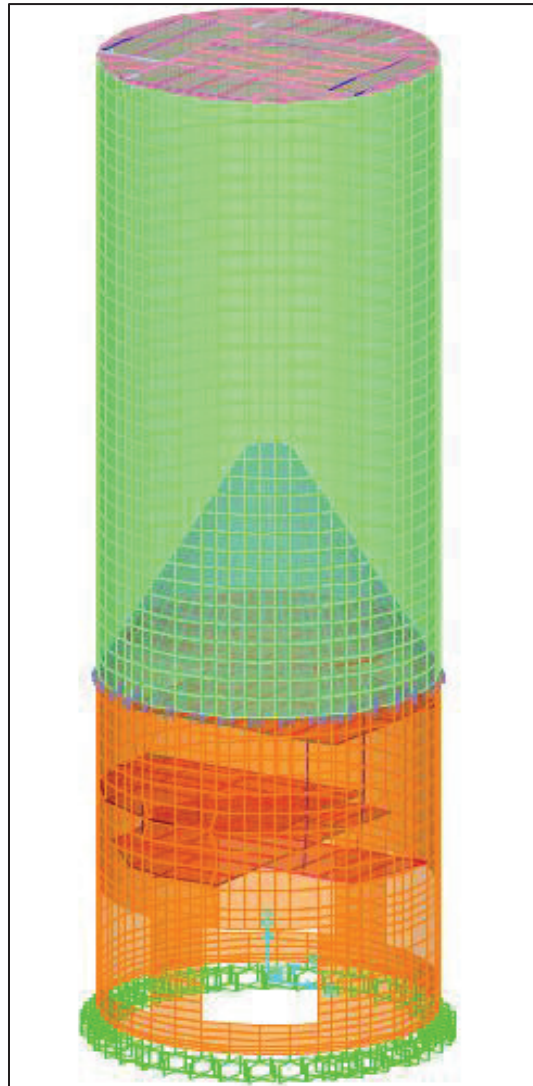


Figure IV-5 : capture d'écran sur le modèle numérique du silo

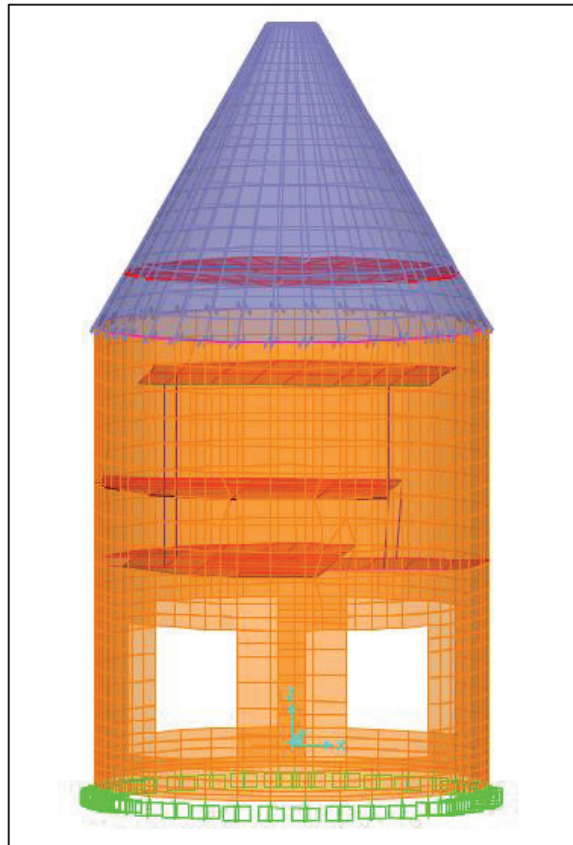


Figure IV-6 : capture d'écran sur le cône modélisé

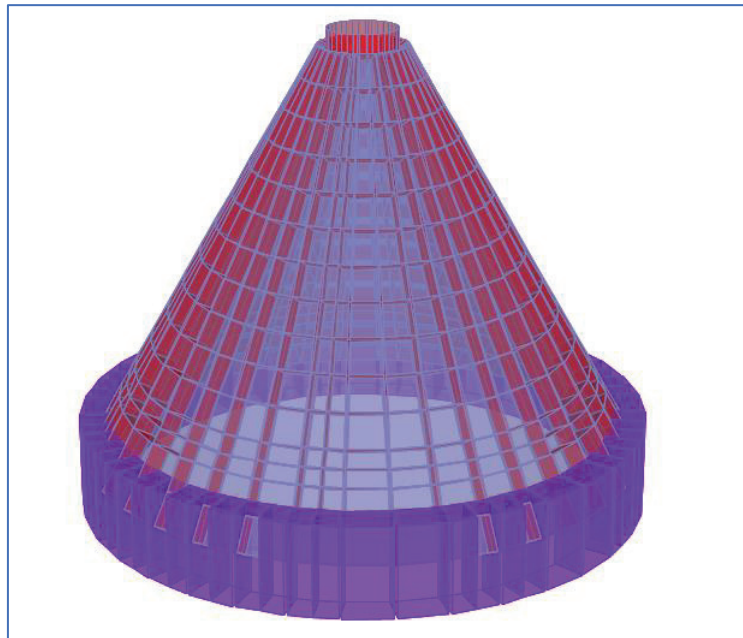


Figure IV-7 : Capture d'écran su le cône et la poutre de couronnement modélisés

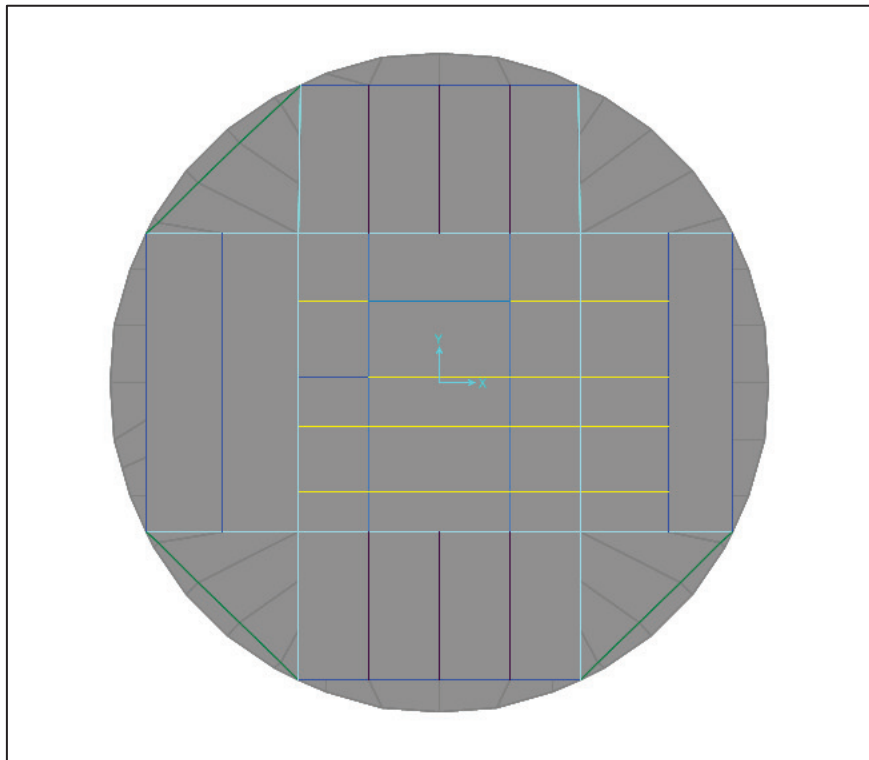


Figure IV-8 : capture d'écran sur le plancher collaborant

IV.2.5 Introduction des charges et surcharges

Les charges de pression qui proviennent du produit ensilé sont affectées en tant que charges de pression sur le logiciel.

Ces pressions sont appliquées d'une part sur le voile périphérique quand il s'agit d'une pression horizontale ou une pression de frottement, et d'autre part, sur le cône quand il s'agit de la pression verticale du produit ensilé.

Au niveau de la toiture, les charges affectées sont comme suit :

Charge permanente : poids de l'équipement de remplissage avec une valeur de $G= 5\text{KN/m}^2$.

Charge d'exploitation : deux charges sont affectées sur la toiture comme suit :

Charge d'exploitation $Q= 5 \text{ KN/m}^2$;

Charge de la poussière $Q= 1 \text{ KN/m}^2$.

IV.2.6 Introduction de la masse de la structure

Les masses prises en considération pour le calcul sismique englobent la totalité des charges permanentes « G » et une fraction des charges d'exploitation « Q ».

La masse totale de la structure est calculée avec la formule 4-5 de l'art 4.2.3 du RPA99. [4]

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

Avec

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

IV-1

W_{Gi} est la masse des charges permanentes, donnée systématiquement par le logiciel ;

W_{Qi} est la masse due aux charges d'exploitations, dans notre cas on prend la charge maximale de la pression verticale ;

β : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 du [3]

Dans le cas des réservoirs et des ouvrages assimilés, $\beta = 1$

IV.2.6.1 Calcul manuel de la masse de la structure

Le poids total de la structure à été calculé en sommant le poids de tous les éléments structuraux, en négligeant le poids des profilés métallique.

Les résultats des calculs sont présenté dans le tableau suivant :

Tableau IV-1 : Poids propre de la structure

Eléments	Volume m ³	Poids KN
Voile supérieur	540.102	13502.55
Ouverture du voile inférieur	-68	-1700
Voile inférieur	693.958	17348.95
Plancher	38.71	967.75
Cône	129.517	3237.925
Poutre de couronnement	109.85	2746.25
Total		36103.425

IV.3 Analyse modale

L'analyse de la structure du silo débutera par une analyse modale afin de déterminer les périodes propres, les facteurs de participation modaux et permetts ainsi de déterminer les modes de déformation de la structure en absence d'amortissement et d'excitation extérieure.

Pour valider le nombre de modes choisis, on fait appel au critère des masses modales effectives. Par définition, la masse modale pour le mode i est la masse effective c'est-à-dire celle qui, accélérée par l'accélération spectrale fournie par le spectre de réponse, donne une force d'inertie égale à l'effort horizontal propre à la structure sur ce mode. Le nombre de modes est jugé satisfaisant quand la somme des masses modales est supérieure ou égale à 90% de la masse totale de la structure.

IV.3.1 Résultats de l'analyse modale

Tableau IV-2 : Récapitulatif des résultats de l'analyse modale (période et taux de participation massique)

Mode	Period Sec	UX (%)	UY (%)	Somme Ux (%)	Somme Uy (%)
1	0.519841	0%	73%	0%	73%
2	0.476239	78%	0%	78%	73%
3	0.22008	0%	0%	78%	73%
4	0.219696	0%	0%	78%	73%
5	0.211535	0%	0%	78%	73%
6	0.211362	0%	0%	78%	73%
7	0.17021	0%	0%	78%	73%
8	0.152972	18%	0%	96%	73%
9	0.138966	0%	0%	96%	73%
10	0.136999	0%	0%	96%	73%
11	0.123525	0%	18%	96%	91%
12	0.121716	0%	0%	96%	91%
13	0.121494	0%	0%	96%	91%
14	0.11165	0%	0%	96%	91%
15	0.110401	0%	0%	96%	91%
16	0.10946	0%	0%	96%	91%
17	0.099032	0%	0%	96%	91%
18	0.088699	0%	0%	96%	91%
19	0.088108	0%	0%	96%	91%
20	0.088017	0%	0%	96%	91%

IV.3.1.1 Interprétation des résultats

- La période du mode fondamentale obtenue par la méthode numérique est de **0.52 sec** ;
- Nous constatons dans le premier mode un taux de participation massique de 73% selon la direction Y-Y ; il s'agit d'un mode de translation.
Dans le deuxième mode, nous constatons un taux de participation massique de 78% ; il s'agit aussi d'une translation dans la direction X-X ;
- Le taux de participation massique a atteint 90% de la masse de la structure en 8^{ème} mode Pour la direction X-X et en 11^{ème} mode dans la direction Y-Y.

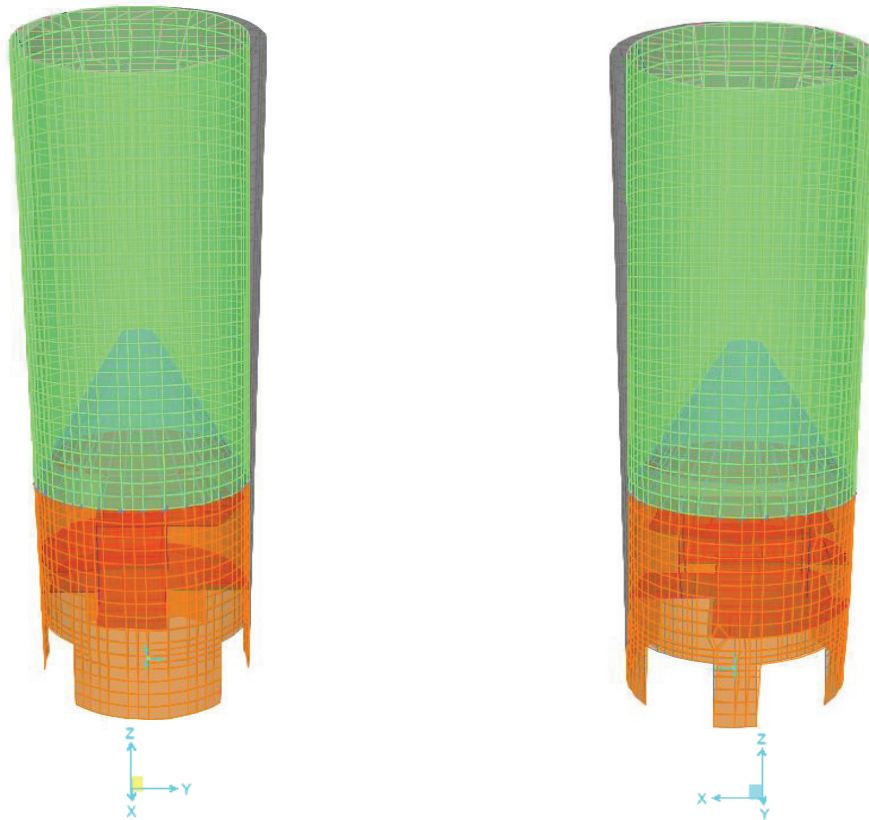


Figure IV-9 : Déformée de la structure dans les deux premiers modes

IV.3.2 Vérification de la période fondamentale de la structure

On doit vérifier que la période fondamentale ne doit pas dépasser la valeur estimée à partir des formules empiriques de plus de 30% selon l'art 4.2.4 du RPA. [4]

L'estimation de la période empirique est donnée par les formules suivantes :

La formule 4-6

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad IV-2$$

Avec $C_T = 0.05$ du tableau 4.6 du RPA. [4]

h_N étant la hauteur à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

- $h_N = 48\text{m}$.

D'où : $T = 0.911$ sec.

La formule 4-7 [4]

$$T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \quad IV-3$$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à la base dans direction de calcul considérée.

Pour raison de symétrie du silo, on prend $D = 15\text{m}$;

D'où : $T = 1.11\text{ sec}$.

Il y a lieu de retenir la plus petite des deux valeurs données par la formule 4-6 et 4-7.

$$T(\text{num}) = 0.52\text{sec} \leq 1.3 T(\text{empr}) = 1.18\text{ sec} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

IV.4 Analyse dynamique modale spectrale

Après avoir établie l'analyse modale de la structure sans aucun chargement extérieur, l'étape qui suit consiste à l'analyse de la structure sous l'effet de la force sismique, cette dernière est représentée par un spectre de réponse.

Le spectre de réponses est tiré à partir d'un accélérogramme enregistré d'un séisme donné en calculant pour toute la gamme de période T et d'amortissement ξ possible ; les valeurs de la réponse maximale en termes de déplacement (S_{pd}), de vitesse (S_{pv}) ou d'accélération (S_{pa}). [4]

Le spectre de réponse en accélération spectral est le plus utilisé car il fournit immédiatement la force d'inertie maximale engendrée par l'excitation sismique.

Par cette méthode, on cherche pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismique.

IV.4.1 Elaboration du spectre de réponse normalisé pour le silo

Les paramètre du spectre de réponse sont déterminés au niveau du chapitre 2 (II-7).

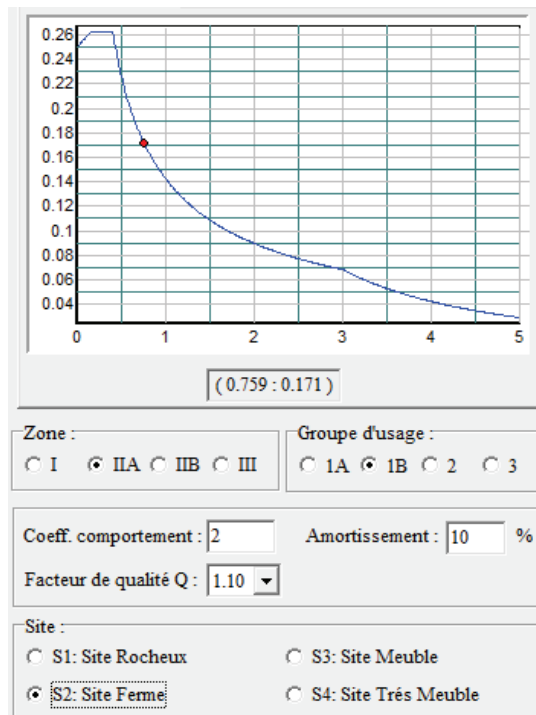


Figure IV-10 : capture d'écran sur l'allure du spectre obtenue avec l'application numérique du RPA

– Nombre de mode à considérer

Selon l'article 4.3.4 du RPA99 rev2003 [4]:

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

IV.4.2 Vérification de la résultante des forces sismique de calcul

La force sismique suivant X noté R_x obtenue numériquement :

$$R_x = 16474.769 \text{ KN ;}$$

La force sismique suivant Y noté R_y obtenu numériquement :

$$R_y = 14594.114 \text{ KN ;}$$

D'après l'article 4.3.6 de RPA99 rev2003 [4], la résultante des forces sismique à la base V_{num} obtenu par combinaison des valeurs modales ne doivent pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{MSE} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Calcul de la force sismique appliquée à la base de la structure par la méthode statique équivalente :

$$V_{\text{MSE}} = \frac{A D Q}{R} W \quad \text{IV-4}$$

Avec W : poids total de la structure obtenu par le logiciel SAP2000

$$W = 87875.8 \text{ KN}$$

Où W_{Qi} : la masse due aux charges d'exploitations \Rightarrow est prise égale à la masse du produit enlaid.

Du chapitre 3 (III-7) :

- $A = 0.2$
- $Q = 1.10$
- $R = 2$

D : facteur d'amplification dynamique moyen

A partir tableau 4.7 [4]:

Pour un site S_2 , $T_1 = 0.15\text{sec}$ et $T_2 = 0.4\text{sec}$.

La période numérique $T = 0.52\text{s} > T_2$.

η : facteur de correction d'amortissement

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

Du tableau 4.2 [4] : pour les structures constituées de voiles ou murs on prend le facteur d'amortissement $\xi = 10\%$.

D'où $\eta = 0.76$

Donc

$$D = 2.5 \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad IV-5$$

$$D = 1.59$$

On remplace dans IV-4

$$V_{MSE} = 15369.477 \text{ KN}$$

0.8 V_{MSE} = 12295.58 KN ;

D'où $V_x = 16474.769 \text{ KN} > 0.8 V_{MSE}$ **Vérifiée**

$R_y = 14594.114 \text{ KN} > 0.8 V_{MSE}$ **Vérifiée**

IV.4.3 Vérification de la stabilité globale de la structure

Cas a : Fondation superficielle type radier :

D'après l'article 10.1.5 du RPA99 rev2003 sur la vérification de stabilité au renversement, quel que soit le type de fondations, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation.

Le critère à vérifier est le suivant : $e = \frac{M}{N} \leq B/4$

La fondation de la structure n'étant pas encore considérée dans le modèle numérique, par conséquence la masse de la fondation n'est pas prise en compte.

Vu la charge importante acheminée par les voiles au sol, un radier annulaire d'une épaisseur de 2m a été proposé par BET [3] et adopté dans nos calculs.

Par contre, les rayons internes et externes ont été calculés sous Excel de façon à respecter le critère de stabilité cité précédemment.

Ce qui a donné : un débord extérieur est prise égale à 2.15 m et un du débord intérieur 2.6m pour assurer la stabilité au renversement, Le diamètre extérieur du radier est pris égale à 20m et le diamètre de la partie creuse prise égale à 8.5m (Voir la figure IV-11).

Ces dimensions vont être vérifier ultérieurement au niveau du chapitre sur l'infrastructure

La masse du radier sera ajoutée à la valeur de l'effort normal à la base :

$$N_{Radier} = [(\pi \times r_1^2) - (\pi \times r_2^2)] \times 2 \times 25 \quad (\text{KN})$$

$$N_{Radier} = 12864.1875 \text{ KN}$$

Avec

- $r_1 = 20\text{m}$
- $r_2 = 8.5\text{m}$

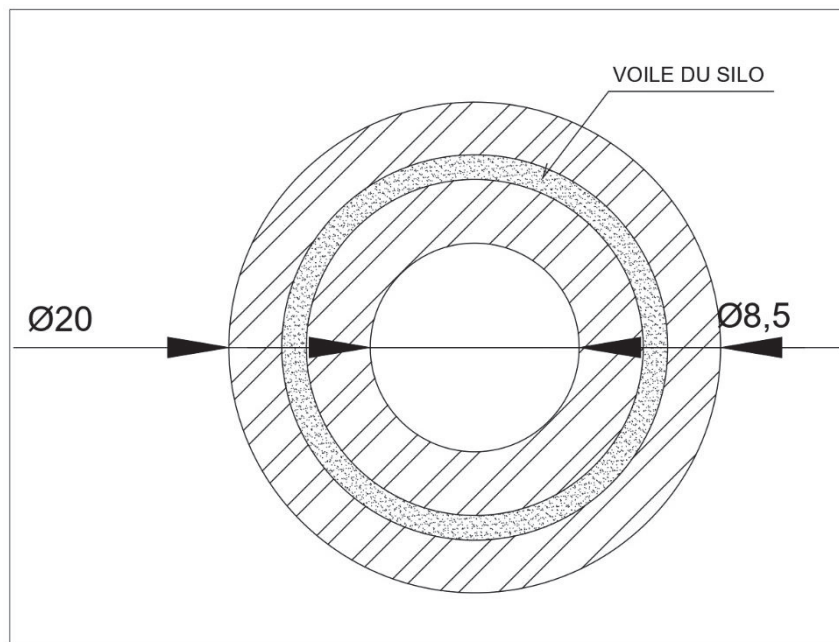


Figure IV-11 : Schéma de la fondation sur radier

Remarque : les résultats de la combinaison $0.8G + E$ seront obtenu en lançant l'analyse avec l'introduction de la masse de la structure sans surcharge, d'où $W_i = W_{Gi}$.

Le tableau suivant résume les résultats de vérification de la stabilité global

Tableau IV-3 : Résultats de la vérification de la stabilité au renversement

Combinaisons	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	M/N	B/4	
Acc - G+Q+Ex	100575.29	-227.1184	527575.5483	5.246	5.25	Vérifiée
Acc - G+Q+Ex	100546.15	-330.8749	-526761.88	5.239	5.25	Vérifiée
Acc - G+Q+Ey	100570.82	477724.1716	459.6589	4.750	5.25	Vérifiée
Acc - G+Q+Ey	100550.62	-478282.16	354.0135	4.757	5.25	Vérifiée
Acc - 0.8G+Ex	43334.015	-201.9598	198527.6815	4.581	5.25	Vérifiée
Acc - 0.8G+Ex	43313.833	-246.7759	-197874.619	4.568	5.25	Vérifiée
Acc - 0.8G+Ey	43329.586	180547.172	353.0554	4.167	5.25	Vérifiée
Acc - 0.8G+Ey	43318.261	-180995.908	300.0073	4.178	5.25	Vérifiée

Cas b : Fondation profonde sur pieux

Pour le cas de notre silo, ce dernier repose sur une fondation profonde de type pieux suite aux contraintes rencontré sur le lieu d'implantation (voir chapitre 6) ; de ce fait il n'y a pas lieu de vérifier le critère de stabilité au renversement de la structure.

V. CALCULS DU FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1 Donnée de calculs

Les éléments structuraux seront dimensionnés conformément aux règles nationales en vigueur, à savoir

- CBA 93 [1];
- RPA 99 rév2003 [2].

On utilisera comme matériau

- Un béton de $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ (résistance caractéristique à 28 jours);
- Des acier haute adhérence de nuance $HA FeE = 500 \text{ MPa}$ pour les armatures longitudinales ;
- Des aciers haute adhérence de nuance $HA FeE = 500 \text{ MPa}$ pour les armatures longitudinales.

La fissuration sera jugée peu nuisible pour les éléments à l'abri de l'environnement extérieur, et préjudiciable pour les éléments exposés aux intempéries.

Les sections d'acier seront déterminées à l'Etat Limite Ultime de Résistance, puis justifiées à l'Etat Limite de Service de durabilité. Par contre, le coffrage des éléments structuraux a été déjà déterminé à l'étape de prédimensionnement (voir III.2.3), et sera justifié à l'ELS de durabilité en contrôlant la contrainte de compression dans le béton ainsi que la contrainte de traction σ_{st} au niveau des aciers tendus les pourcentages d'acier adoptés.

Ces différents calculs de béton armé se feront manuellement selon les organigrammes de calcul développés à l'ENSTP [3] et automatiquement avec les programmes de calcul développés par SOCOTEC (société de control technique de construction- France) [4] et par Autodesk « Robot expert » [5] selon les Règles BAEL [6].

Pour la suite des calculs on utilisera les contraintes et coefficients de pondération suivants :

- Cas ELUR
 - Situation fondamentale :
 - Béton : $f_{bu} = 17 \text{ MPa}$ avec $\gamma_{\text{béton}} = 1.5$ et $\theta = 1$
 - Acier $\sigma_{st} = 435 \text{ MPa}$ avec $\gamma_{\text{acier}} = 1.15$ pour les HA500 ($\varepsilon_s = 10\text{‰}$)
 $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$ avec $\gamma_{\text{acier}} = 1.15$ pour les HA400 ($\varepsilon_s = 10\text{‰}$)
 - Situation accidentelle :
 - Béton : $f_{bu} = 26 \text{ MPa}$ avec $\gamma_{\text{béton}} = 1.15$ et $\theta = 0.85$
 - Acier : $\sigma_{st} = 500 \text{ MPa}$ avec $\gamma_{\text{acier}} = 1$ pour les HA500 ($\varepsilon_s = 10\text{‰}$)
 $\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$ avec $\gamma_{\text{acier}} = 1$ pour les HA400 ($\varepsilon_s = 10\text{‰}$)
- Cas ELS avec fissuration jugée préjudiciable
 - Béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$ contrainte admissible du béton
 - Aciers : $\overline{\sigma}_{st} = \text{Max}\{0.5f_e ; 110\sqrt{\eta ftj}\} = 250 \text{ MPa}$ contrainte admissible du l'acier tendue

Avec le coefficient de fissuration $\eta = 1.6$, $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$ et la limite d'élasticité des aciers $f_e = 500 \text{ MPa}$

V.2 Ferrailage du voile supérieur

V.2.1 Ferrailage horizontal du voile

Ce ferrailage se présente sous forme de cerces

V.2.1.1 Interprétation des résultats du calculs des sollicitations

Les sollicitations de calcul ont été calculées numériquement via le logiciel SAP 2000 sous les différentes combinaisons, situations et cas de charge :

- Combinaisons des ELUR en situation fondamentale et accidentelle ;
- Combinaisons des ELS vis-à-vis de la durabilité.

Afin de repérer les efforts les plus défavorables, on interprète la cartographie des efforts fournis par le logiciel ; on remarque que les résultats affichés des moments max et de l'effort normal max varient dans les différentes zones du voile selon le cas de charge considéré.

Pour déterminer le ferrailage horizontal on doit repérer les zones les plus sollicitées sous enveloppe ELS et ELU.

La figure ci-dessous montre l'effort de traction horizontal

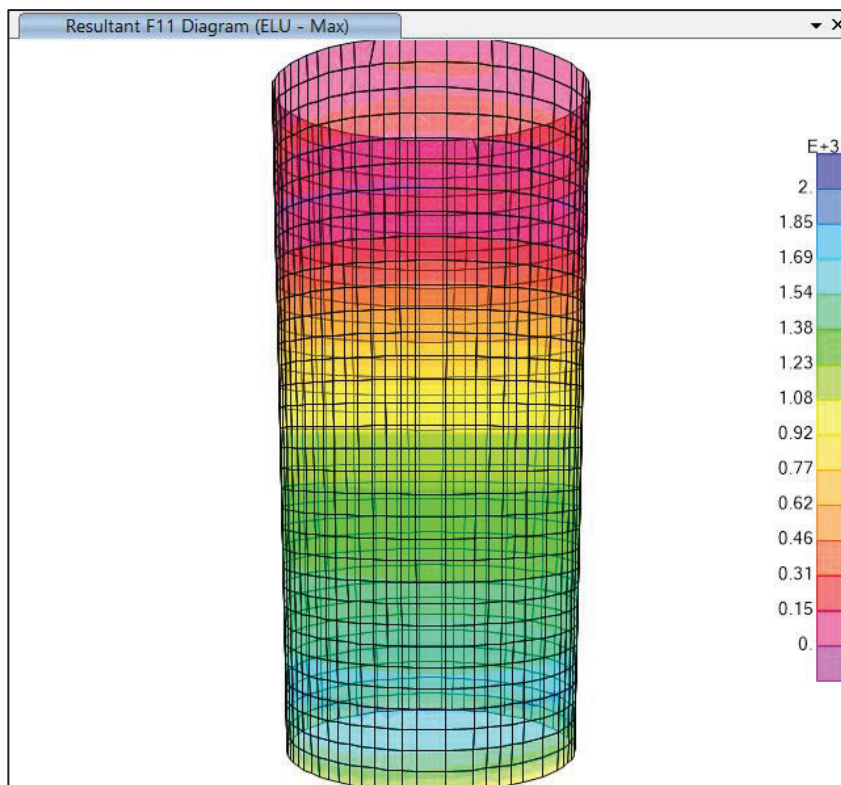


Figure V-1 : l'effort de traction horizontal du voile supérieur sous enveloppe

Les deux figures ci-dessous présentent la cartographie du moment max positif et négatif sous enveloppe ELU :

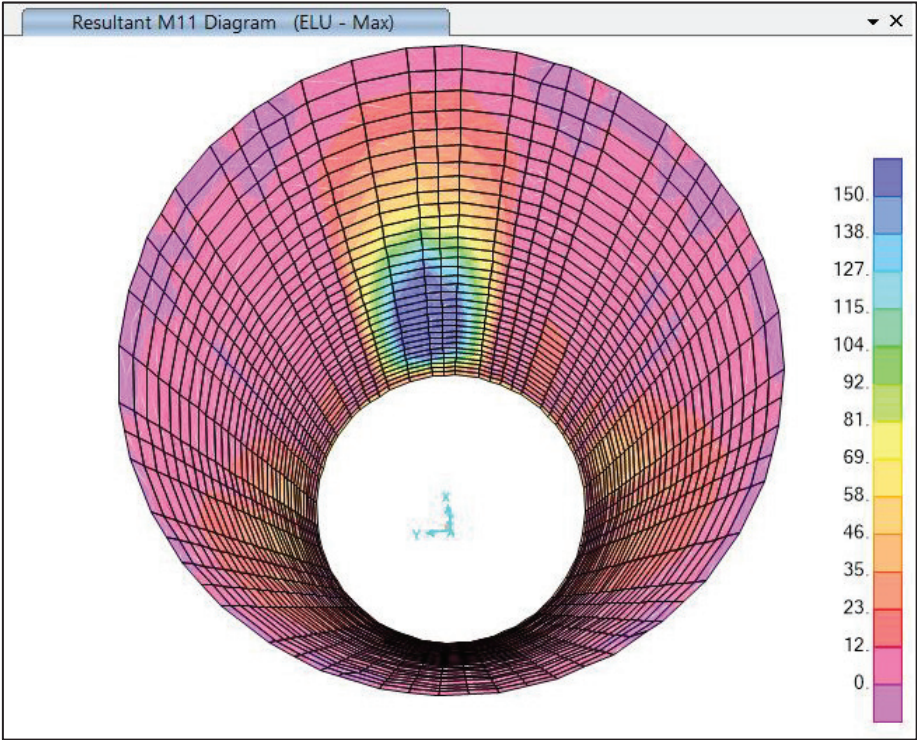


Figure V-2 : cartographie du moment max positif du voile supérieur

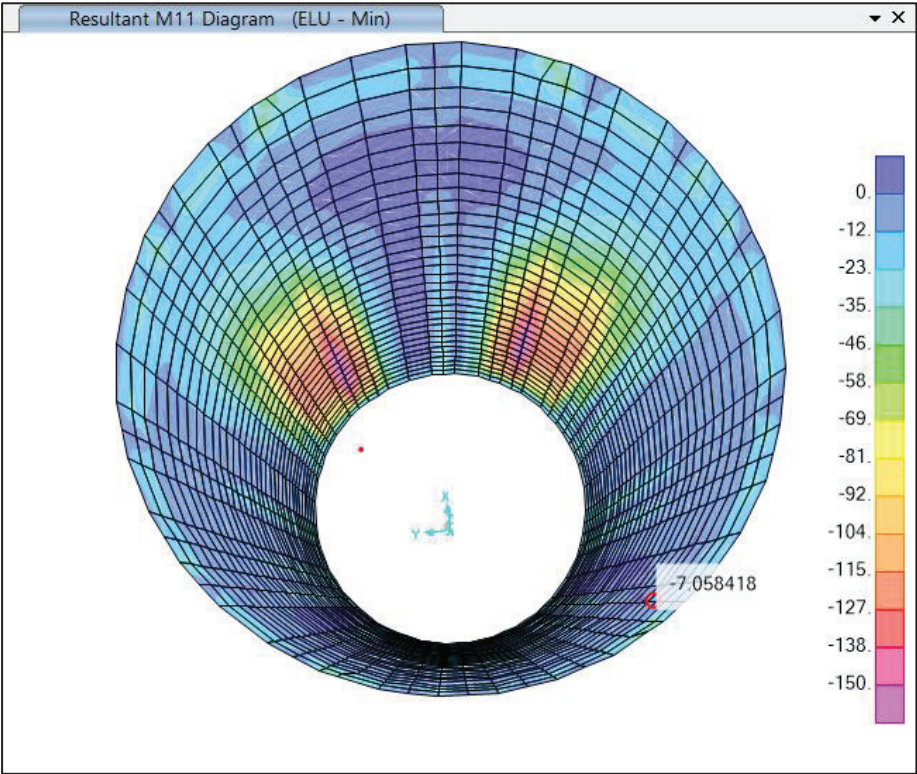


Figure V-3 : cartographie du moment max négatif du voile supérieur

Ce repérage avec observation nous a amené à découper le voile supérieur en 4 zones de 6 mètre de hauteur.

Pour chaque zone on adopte la section de ferrailage la plus grande obtenue sous les sollicitations suivantes :

- $[N_U^{\max} ; M_U^{\text{corr}}]$;
- $[M_U^{\max} \text{ positif} ; N_U^{\text{corr}}]$;
- $[M_U^{\max} \text{ négatif} ; N_U^{\text{corr}}]$.

(corr = correspondant)

La figure ci-dessous montre une schématisation des sollicitations sur les parois du silo horizontalement et verticalement :

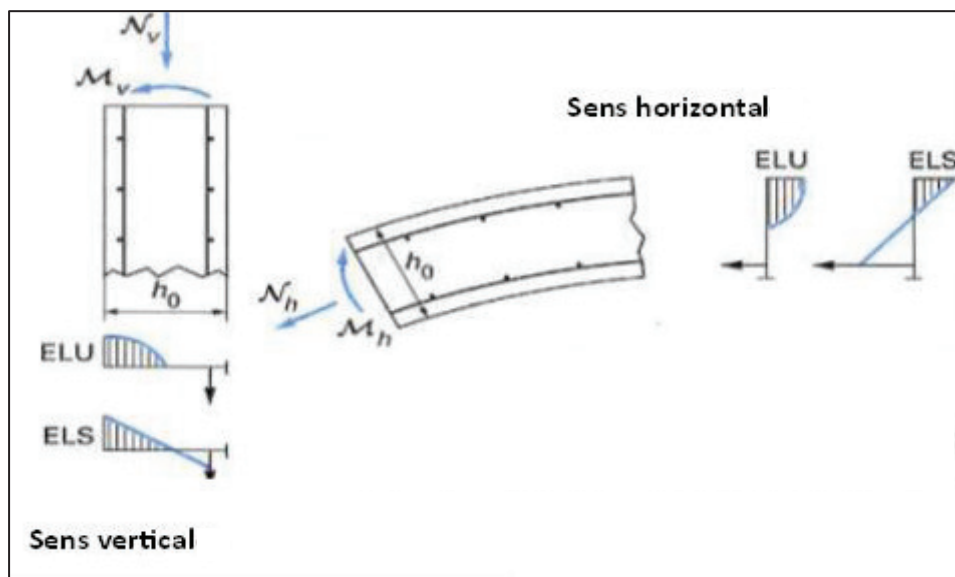


Figure V-4 : schéma des sollicitations sur le voile [4]

Les diagrammes dans figure IV-5 sont schématiques ; les sections peuvent être aussi entièrement tendue ou entièrement comprimée.

V.2.1.2 Exemple de calcul

Considérant une portion de 1ml de la circonférence du voile pour calculer le ferrailage ; la section sera dimensionnée en flexion composée.

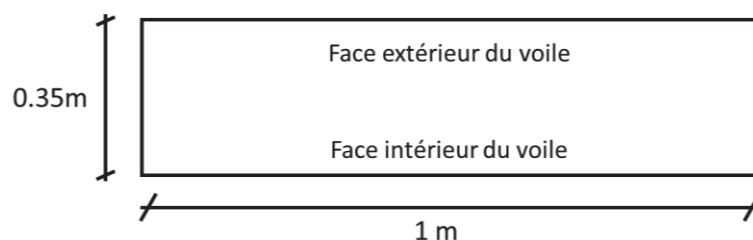


Figure V-5 : Section de calcul du voile supérieur

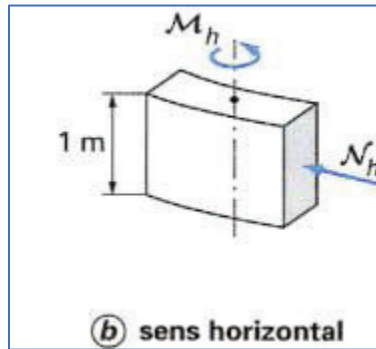


Figure V-6 : effort sollicitant la portion du voile dans le sens horizontal

Zone 1 : définie entre le niveau $Z = 0.00$ et $Z = + 6.00m$

Remarque : $Z=0$ correspond au niveau le plus bas du voile.

1^{er} cas : sollicitation de calcul : $[N_U^{max} ; M_U^{corr}]$

- $[N_U^{max} = 1731 \text{ KN (Traction)} ; M_U^{corr} = 13 \text{ KN}]$

Cette sollicitation correspond à la combinaison : $1.35G + 1.5(max, phe + LL) + W + 0.8T$;

Le moment étant trop faible par rapport à l'effort de traction, le calcul de la section d'armature peut être fait par un calcul d'une section en traction simple avec une bonne approximation.

La section d'armature à l'état limite ultime vis-à-vis de la résistance est donnée par la formule suivante

$$A_s = \frac{Nu}{\sigma_{s10}} = \frac{1731 \times 10^{-3}}{500/1.15} \quad V-1$$

$$A_s = 39.8 \text{ cm}^2 / ml$$

$A_s = 20 \text{ cm}^2$	████████████████████
$A_s = 20 \text{ cm}^2$	████████████████████

2eme cas : sollicitation de calcul : $[M_U^{max} \text{ positif} ; N_U^{corr}]$

- $[M_U^{max} = +186.6 \text{ KN} ; N_U^{corr} = 844 \text{ KN (Traction)}]$

Elle correspond à : $1.35G + 1.5(max, Phe(r_3) + LL) + W + 0.8T$;

Calcul de la position du centre de pression :

$$e = GC = \frac{Mu}{Nu} = 0.22m$$

Le centre de pression étant à l'extérieur des deux traces d'armature, la section est partiellement tendue.

Calcul par assimilation à la flexion simple avec M_{ua} :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} \quad V-2$$

Où : $M_{ua} = M_{ug} - N_u(d - h/2) = 68.44 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{68.44 \times 10^{-3}}{1 \times 0.315^2 \times 17}$$

$$\mu = 0.0127 < 0.186$$

C'est une section sans armature comprimée (domaine 1)

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.0159 \quad V-3$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.3129m \quad V-4$$

On est dans le domaine 1 donc $\epsilon_s = 10 \times 10^{-3}$

D'où $\sigma_{s10} = 500/1.15$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_{s10}} \left[\frac{M_{ua}}{z} - N_u \right] \quad V-5$$

$$A_s = 24.44 \text{ cm}^2/ml$$



3eme cas : sollicitation de calcul [M_U^{\max} négatif ; N_U^{corr}]

- [$M_U^{\max} = -156.8 \text{ KN}$; $N_U^{\text{corr}} = 1065 \text{ KN (Traction)}$]

Elle correspond à la combinaison : $1.35G + 1.5(\max, Phe(r_2) + LL)$;

Calcul de la position du centre de pression :

$$e = GC = \frac{Mu}{Nu} = 0.147m$$

Le centre de pression étant à l'extérieur des deux traces d'armature, la section est partiellement tendue.

Calcul par assimilation à la flexion simple avec M_{ua}

$$\mu = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}}$$

Où : $M_{ua} = M_{ug} - N_u(d - h/2) = 7.7 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{7.7 \times 10^{-3}}{1 \times 0.315^2 \times 17}$$

$$\mu = 4.56 \times 10^{-3} < 0.186$$

C'est une section sans armature comprimée (domaine 1).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 5.71 \times 10^{-3}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.314 \text{ m}$$

On est dans le domaine 1 donc $\varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$

D'où $\sigma_{s10} = 500/1.15$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_{s10}} \left[\frac{M_{ua}}{Z} - N_u \right]$$

$$A_s = 25.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$As = 25.06 \text{ cm}^2$

Une vérification des résultats de calcul des sections d'acier est faite avec les logiciels SOCOTEC BAELR et Expert Robot, et on remarque que les résultats sont similaires avec celles obtenu par le calcul manuel.

Dans ce qui suit un exemple de calcul détaillé avec Robot Expert [5] est présenté :

$$[M_U^{max} = -156.8 \text{ KN} ; N_U^{corr} = 1065 \text{ KN (Traction)}].$$

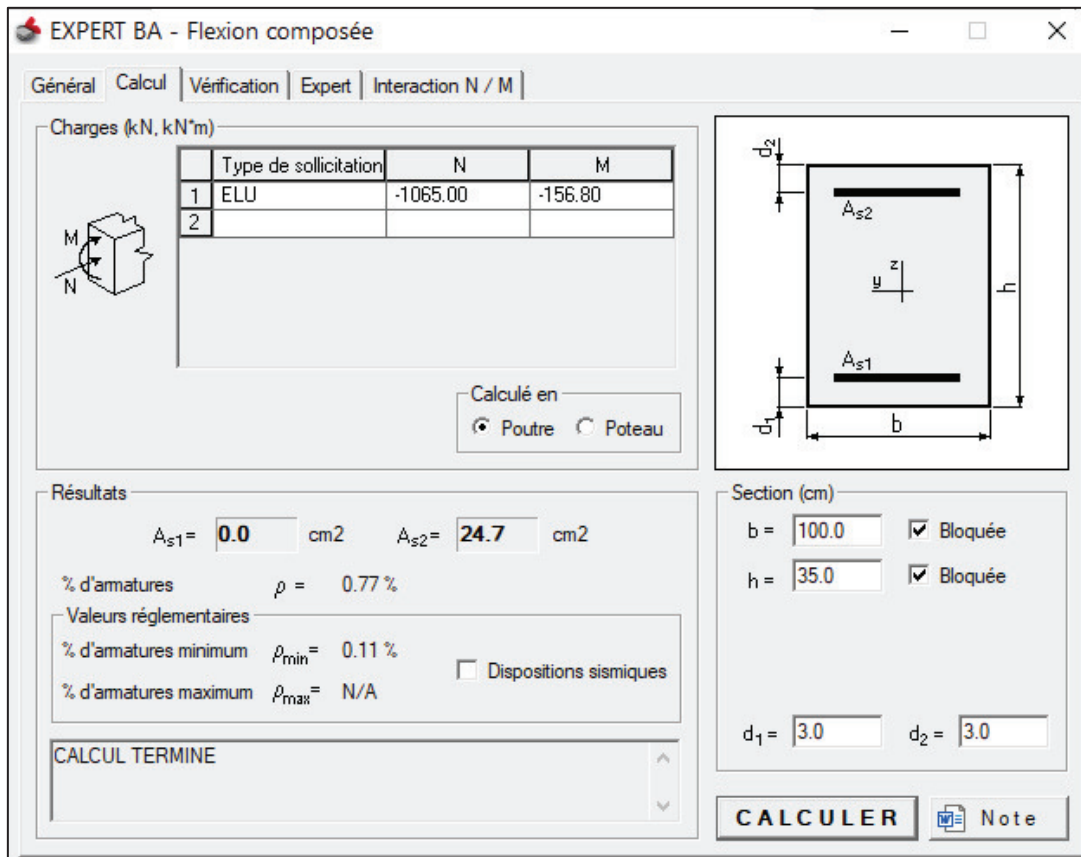


Figure V-7 : Capture d'écran du résultat de calcul avec le logiciel Robot Expert

La section de ferrailage retenue est celle calculée à partir des sollicitations suivantes :

$[M_U^{\max} \text{ positif ; } N_U^{\text{corr}}]$; $[M_U^{\max} \text{ négatif ; } N_U^{\text{corr}}]$

On prend la section la plus grande pour les deux nappes.



Le reste des résultats des calculs sera résumé dans le tableau (tableau V-1) présenté ci-après.

V.2.2 Ferrailage verticale du voile

Pour le calcul de l'armature dans le sens vertical la procédure reste identique que celle dans IV.2.1 mais en prenant une portion de 1m dans le sens vertical ; la figure ci-dessous montre les sollicitations agissantes sur la portion dans le sens vertical :

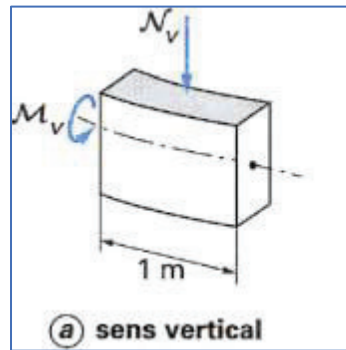


Figure V-8 : : efforts sollicitant la portion du voile dans le sens vertical

V.2.3 Tableau récapitulatif de calcul des sections d'acier

Les résultats de calculs des armatures horizontale et verticale du voile supérieur se résume dans le tableau suivant :

Remarque : le calcul est fait à partir du bas vers le haut donc le niveau 0 représente le bas du voile

Tableau V-1 : Résultat de calculs des sections d'armature du voile supérieur

Suite de l'armature horizontale							
ZONE 2 (6 à 12m)							
	Moment (KN.m)	Effort normal (KN)	Nature de la sollicitation	Section d'acier cm ²	Amin (cm ²)		Section pour chaque nappes (cm ²)
	Mu,max = -167.5	Nu,corr = 929.36 (trac)			BAEL	RPA99	
Combinaison correspondante	1.35G+1.5(max, phe(r2)+LL)		SPT	24.14	4.69	5.25	26.68
	Mu,max = +213.5	Nu,corr = 851.7 (trac)	SPT	26.68	4.41		
Combinaison correspondante	1.35G+1.5(max, phe(r2)+LL) +W						
ZONE 3 (12 à 24m)							
	Moment (KN.m)	Effort normal (KN)	Nature de la sollicitation	Section d'acier cm ²	Amin (cm ²)		Section pour chaque nappes (cm ²)
	Mu,max = -107.9	Nu,corr = 657.8 (trac)			BAEL	RPA99	
Combinaison correspondante	1.35G+1.5(max, phe(r2)+LL)		SPT	16.29	4.78	5.25	19.81
	Mu,max = +153.8	Nu,corr = 664.7 (trac)	SPT	19.81	4.48		
Combinaison correspondante	1.35G+1.5(max, phe(r2)+LL) +W						

ZONE 3 (24 à 32m)						
	Moment (KN.m)	Effort normal (KN)	Nature de la sollicitation	Section d'acier cm ²		Section pour chaque nappes (cm ²)
	Mu,max = -65	Nu,corr = 199.3 (trac)		BAEL	RPA99	
Combinaisons correspondante	1.35G+1.5W		SPT	7.33		8.16
	Mu,max = +61.6	Nu,corr = 285.6 (trac)		8.16		
Combinaisons correspondante	1.35G+1.5(max, phe(r2)+LL)+W		SPT	4.53		5.25
Armature verticale						
Zone 1 (0 à 6m)						
	Moment (KN.m)	Effort normal (KN)	Nature de la sollicitation	Section d'acier cm ²		Section pour chaque nappes (cm ²)
	Mu,corr = 448.9	Nu,corr = 2820.6 (comp)		Nappe sup	16.7	
Combinaisons correspondante	1.35G+1.5(max, phe(r3)+LL)+W + 0.8T		SPC(SAAC)	Nappe inf	13.6	4.8 5.25
						16.7
ZONE 2 (6 à 18m)						
	Moment (KN.m)	Effort normal (KN)	Nature de la sollicitation	Section d'acier cm ²		Section pour chaque nappes (cm ²)
	Mu,corr = -9.36	Nu,max = 50 (trac)		BAEL	RPA99	
Combinaisons correspondante	1.35G+1.5(max, phe(r3)+LL)+W + 0.8T		SPT	1.3		5.25
				4.66 5.25		
ZONE 3 (18 à 32m)						
	Moment (KN.m)	Effort normal (KN)	Nature de la sollicitation	Section d'acier cm ²		Section pour chaque nappes (cm ²)
	Mu,max = -248.7	Nu,corr = 140.2 (comp)		BAEL	RPA99	
Combinaisons correspondante	1.35G + 1.5W		SPC	18.2		18.2
				3.63 5.25		

Espacement minimal des armature horizontale et verticale selon RPA99 [2]

$$S < \min(1.5a ; 30\text{cm})$$

Avec a : l'épaisseur du voile

- S < 30cm

L'enrobage des aciers C : $c \geq \max(a; \phi)$; a=3cm dans le cas des intempéries

D'Ou on adopte un enrobage de 3cm.

V.2.4 Vérification de la contrainte maximale de cisaillement dans le béton

Selon CBA 93

$$\tau_b^{max} = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_b$$

V-6

D'après l'article A.5.1.2.1.1 du CBA 93 [3], pour un cas de fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_b = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 3 MPa$

L'effort tranchant maximale à l'ELU dans le voile supérieur est repéré par la cartographie citée précédemment (voir la photo IV-7). Il est égal à $V_u^{max} = 340KN$

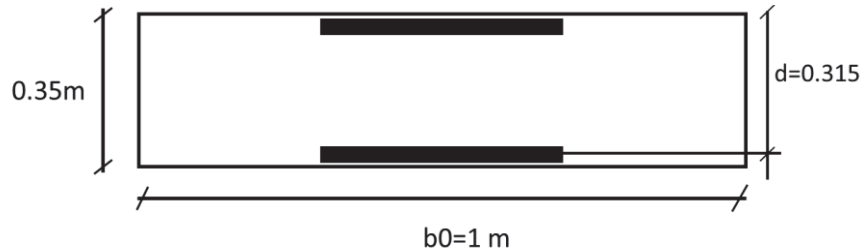


Figure V-9 : l'élément considéré pour le calcul de la contrainte de cisaillement

$$\tau_b^{max} = 1.07 MPa \leq 3MPa \quad \text{Vérifiée}$$

Selon RPA 99 version 2003

$$\tau_b^{max} = \frac{1.4 \times V_u^{max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} \quad V-7$$

$$\tau_b^{max} = 1.5 MPa \leq \bar{\tau}_b = 6MPa \quad \text{Vérifiée}$$

V.2.5 Justification des armatures de l'effort tranchant pour un élément surfacique

D'après l'article A.5.2.2 du [3] :

- Si

$$\tau_u^{max} \leq 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad V-8$$

Aucune armature d'effort tranchant n'est requise.

$\tau_u^{max} = 1.07 \leq 1.4 MPa$ Donc aucune armature d'effort tranchant est requise.

Selon [2] dans l'article 7.7.4.3 que les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré ; on choisit 4 épingles de HA 8.

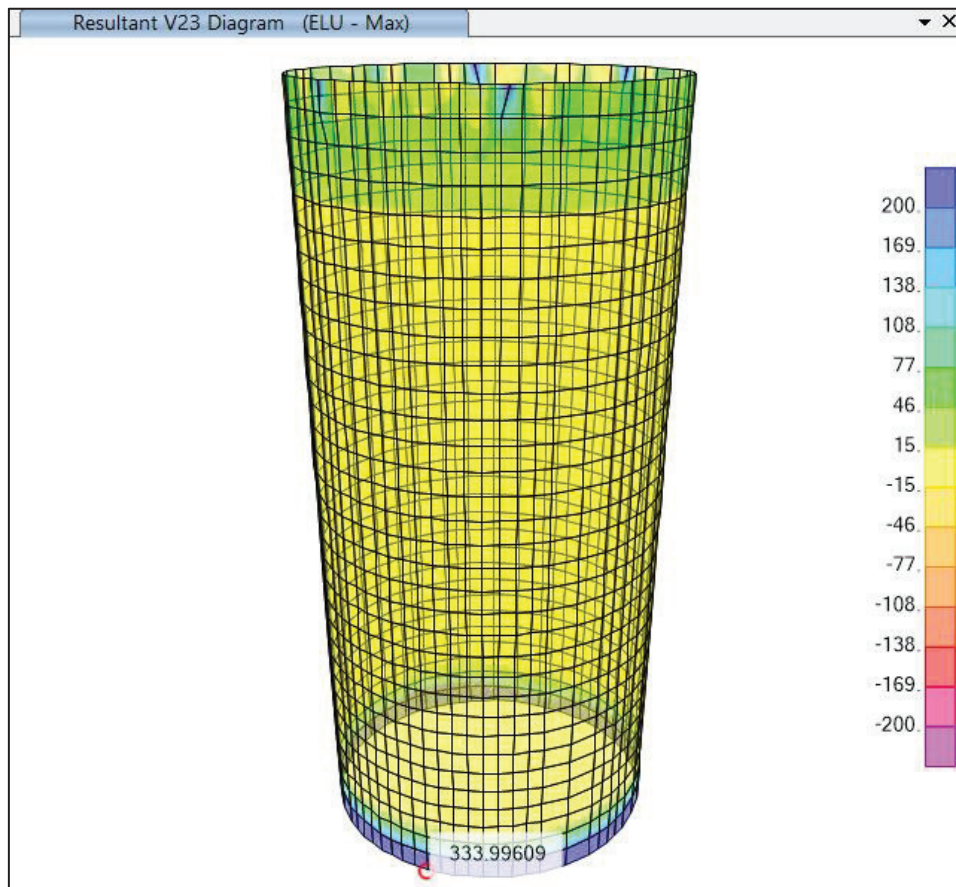


Figure V-10 : cartographie de l'effort tranchant dans le voile supérieur

V.3 Calculs du ferrailage du voile inférieur

On procède de la même manière pour le calcul du ferrailage du voile inférieur.

Après une analyse de la cartographie des efforts internes donnée par les deux enveloppes ELU et ELA, on détermine de la même manière le couple (effort normal ; moment) donnant la section d'armature la plus grande.

Ci-dessous quelques captures d'écrans donnant la cartographie des efforts sous enveloppes ELU et ELS

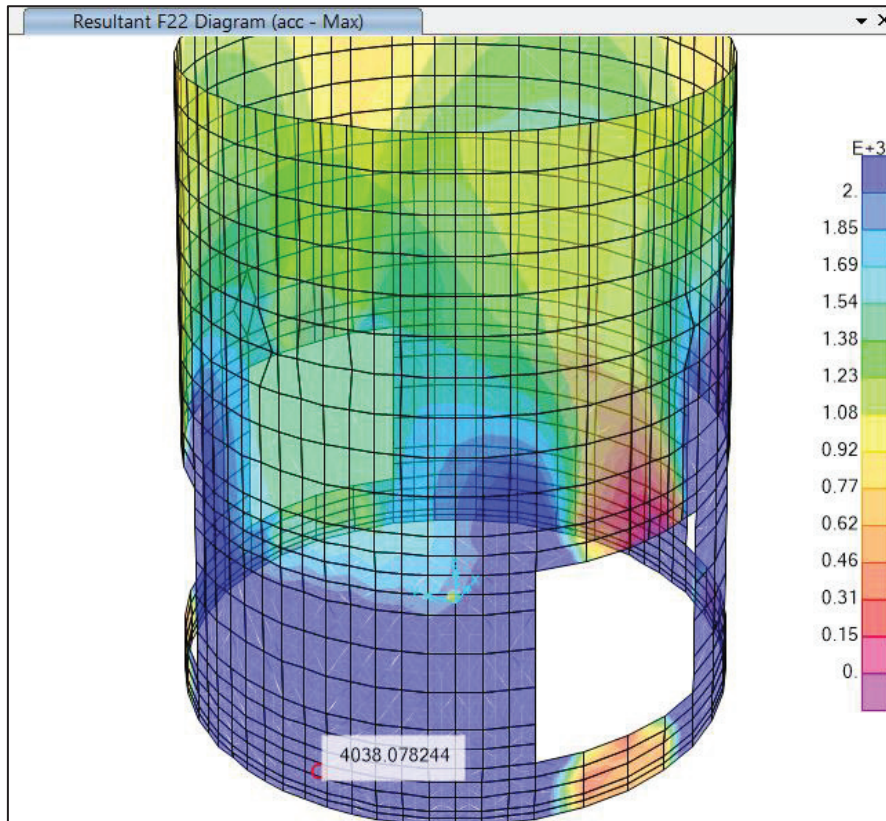


Figure V-12 : Effort de traction max sous enveloppe ELA

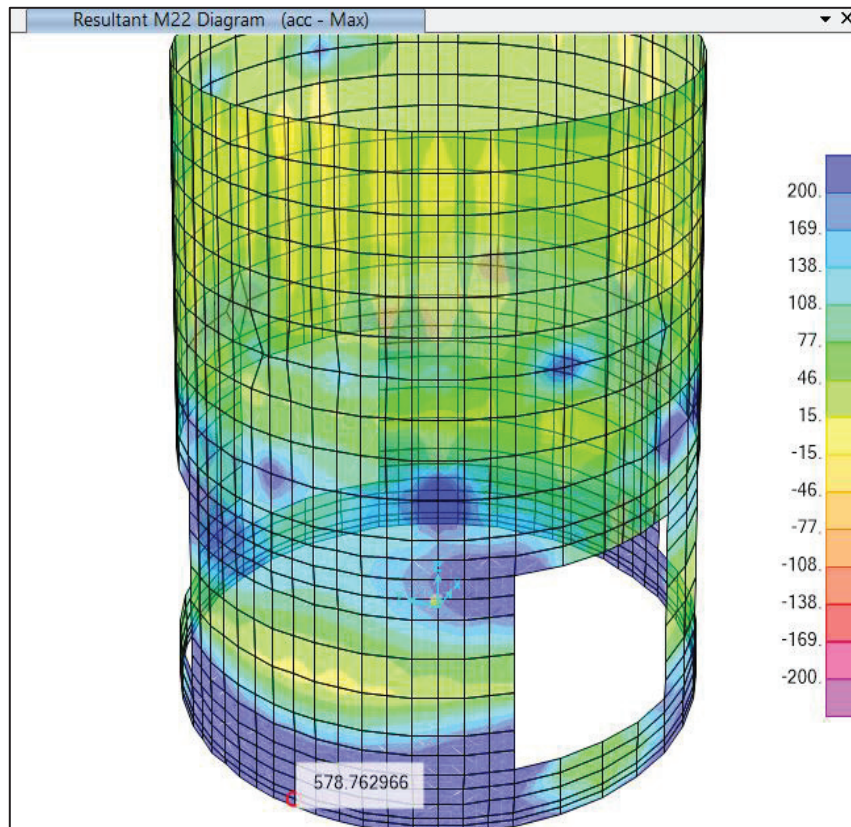


Figure V-11 : moment max (autour de l'axe horizontal) sous enveloppe ELA

V.3.1 Tableau récapitulatif de calcul des sections d'acier

Le tableau ci-dessous résume les résultats de calcul des sections d'acier :

Tableau V-2 : Résultat de calculs des sections d'armature du voile inférieur

Armature horizontale VOILE INF								
ZONE 1 (-1.5 à 14m)								
	Moment (KN.m)	Effort normal (KN)	Nature de la sollicitation	Section d'acier cm ²		Amin cm ²		Section pour chaque nappe cm ²
						BAEL	RPA99	
	Mu,corr = 71.8	Nu,max = 800 (trac)	SET	Nappe sup	7.11	9.18	12.75	15.67
Combinaisons correspondante	0.8G + Ex			Nappe inf	11.62	15.67		
ZONE 3 (14 à 16m)								
	Moment (KN.m)	Effort normal (KN)	Nature de la sollicitation	Section d'acier cm ²		Amin cm ²		Section pour chaque nappe cm ²
						BAEL	RPA99	
	Mu,corr = 52	Nu,max = 1415 (trac)	SET	Nappe sup	14.6	14.4	12.75	18.02
Combinaisons correspondante	1.35G+1.5(max,pvf+LL)+ W +0.8T			Nappe inf	18.02	17.94		
Armature vertical								
ZONE 1 (-1.5 à 5.5m)								
	Moment (KN.m)	Effort normal (KN)	Nature de la sollicitation	Section d'acier cm ²		Amin cm ²		Section pour chaque nappe cm ²
						BAEL	RPA99	
	Mu,corr = 500	Nu,max = 4137 (trac)	SET	Nappe sup	26.76	3.55	12.75	56.08
Combinaisons correspondante	0.8G + Ex			Nappe inf	56.08	7.31		
ZONE 1 (5 à 16m)								
	Moment (KN.m)	Effort normal (KN)	Nature de la sollicitation	Section d'acier cm ²		Amin cm ²		Section pour chaque nappes cm ²
						BAEL	RPA99	
	Mu,corr = 82.14	Nu,max = 2032 (trac)	SET	Nappe sup	18.6	6.8	12.75	22.7
Combinaisons correspondante	0.8G + Ex			Nappe inf	22.7	8.7		

V.3.2 Vérification de la contrainte maximale de cisaillement dans le béton

Selon CBA93 [3]

$$\tau_b^{max} = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_b$$

D'après l'article A.5.1.2.1.1 du CBA 93, pour un cas de fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_b = 3 \text{ MPa}$

L'effort tranchant maximale à l'ELU dans le voile inférieur est repéré de la cartographie des résultats citée précédemment ; il est égal à $V_u^{max} = 82.72 \text{ KN}$

$$\tau_b^{max} = 0.108 MPa \leq 3 MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

Selon RPA 99 version 2003

$$\tau_b^{max} = \frac{1.4 \times V_u^{max}}{b_0 \times d} = 0.151 MPa \leq \bar{\tau}_b = 6 MPa$$

V.3.3 Justification des armatures de l'effort tranchant pour un élément surfacique

D'après l'article A.5.2.2 du CBA 93 [3] :

Si $\tau_u^{max} \leq 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ aucune armature d'effort tranchant n'est requise.

$\tau_u^{max} = 0.108 \leq 1.4 MPa$ Donc aucune armature d'effort tranchant n'est requise.

Selon [2] dans l'article 7.7.4.3 que les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré, on choisit 4 épingles de HA 8.

V.3.4 Schéma récapitulatif des choix des barres d'acier

Le choix de l'armature des sections se résume dans la figure ci-dessous :

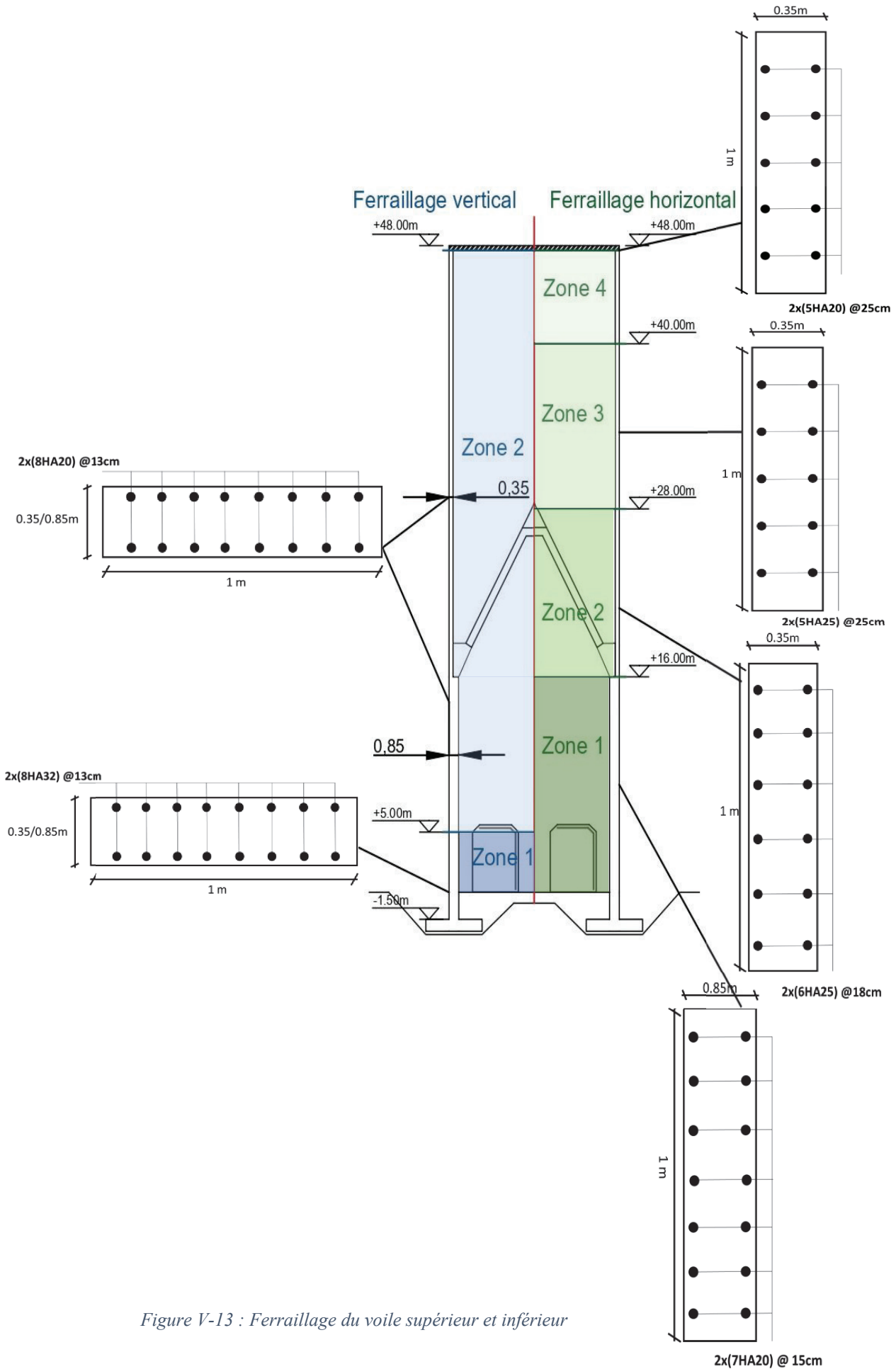


Figure V-13 : Ferrailage du voile supérieur et inférieur

V.4 Vérification des contraintes à l'état limite de service vis-à-vis de la durabilité

V.4.1 Vérification de la contrainte du béton

A partir de la cartographie des contraintes obtenue pour le cas des combinaisons de l'ELS, on peut vérifier la contrainte de service du béton comme le montre la figure ci-dessous :

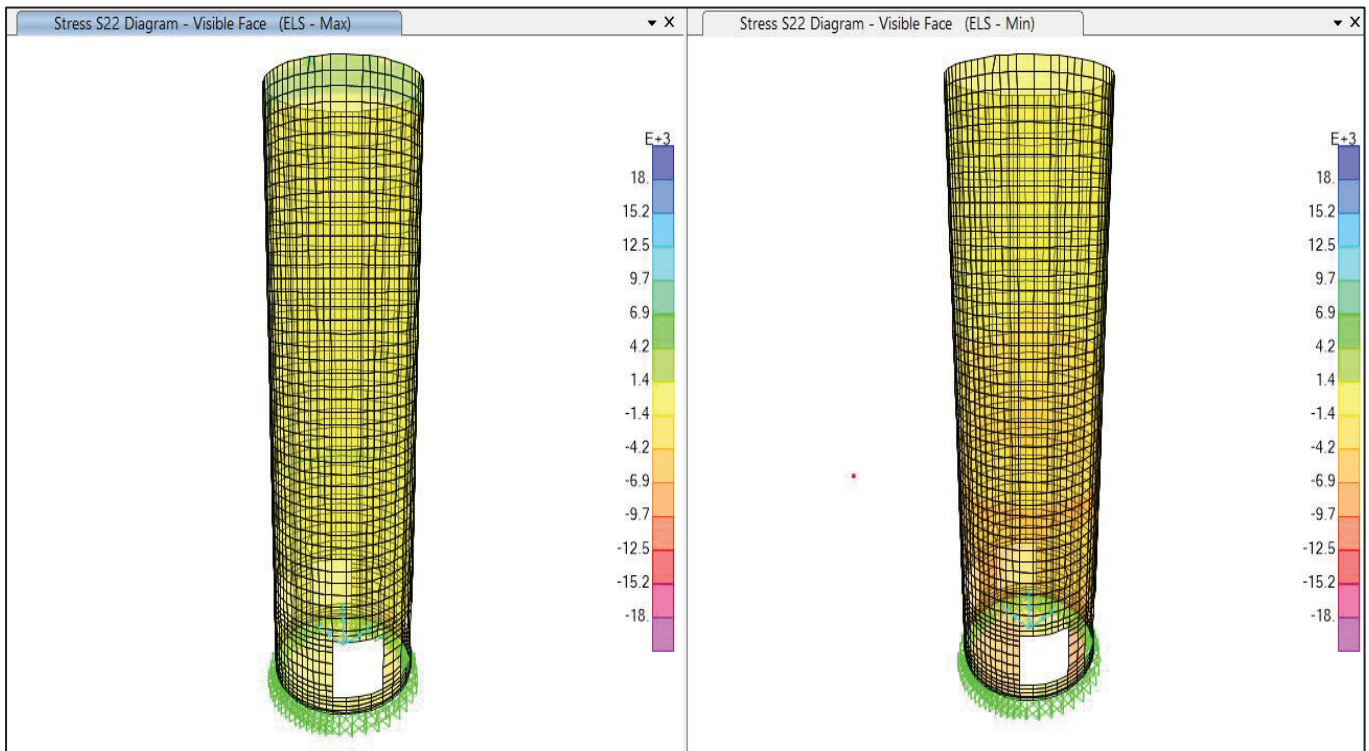


Figure V-14 : capture d'écran présentant les contraintes de compression du béton sous enveloppe ELS

On remarque clairement que la contrainte max et min sous enveloppe ELS que les contraintes du béton à la compression sont nettement inférieures à la contrainte limite du béton $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18MPa$.

Remarque : la contrainte du béton capturé par la cartographie précédente ne prend pas en compte le ferrailage des sections ; toutefois on peut valider le résultat de la cartographie, sachant que la contrainte calculée manuellement ou avec les logiciels de SOCOTEC [4] avec prise en compte de la section homogène équivalente ($B+n A_s$) sera plus faible.

V.4.2 Vérification de la contrainte d'acier

Les sections étant sollicitées en flexion composé, le calcul manuel de vérification des contraintes de l'acier à l'ELS est compliqué et très long. On a recours à la vérification des contraintes par le logiciel Socotec BAELR.

Le tableau ci-dessous résume les résultats des contrainte dans les armatures horizontales.

Une augmentation de de la section d'acier dans les zones 2 et 3 est nécessaire pour justifier l'ELS vis-vis la durabilité.

Tableau V-3 : résumé des calculs de vérification des contraintes d'acier des armatures horizontales

Vérification de la contrainte d'acier								
Armature horizontale								
ZONE 1 (-1.5 - 16m)								
	Moment (KN.m)	Effort normal (KN)	Section d'acier en cm ² pour chaque nappe		Contrainte d'acier		Contrainte limite d'acier	Vérifiée
		Mser,max = 136.8585	Nser,corr = 405.41 (trac)	7HA20 = 21.98		Nappe supérieur	-12.40	250.00
Combinaison correspondante	ELS - G+ (Max,phf+LL)				Nappe verticale	-172.00		
ZONE 2 (16 à 28m)								
	Moment (KN.m)	Effort normal (KN)	Section d'acier en cm ² pour chaque nappe		Contrainte d'acier		Contrainte limite d'acier	Vérifiée
		Mser,max = 142.4235	Nser,corr = 560.77 (trac)	6HA25=29.46		Nappe supérieure	28,8	250.00
Combinaison correspondante	ELS - G+ (Max, phe(r2)+LL)+0.77W				Nappe verticale	-265.50		
ZONE 2 (16 à 28m)								
	Moment (KN.m)	Effort normal (KN)	Nouvelle section d'acier	Section d'acier cm ² pour chaque nappe	Contrainte d'acier		Contrainte limite d'acier	Vérifiée
		Mser,max = 142.4235	Nser,corr = 560.77 (trac)	7HA25	34.37	Nappe supérieure	27,3	250.00
Combinaison correspondante	1.35G+1.5(max,phe(r2)+LL)				Nappe verticale	-227.80		
ZONE 3 (28 à 40m)								
	Moment (KN.m)	Effort normal (KN)	Section d'acier en cm ² pour chaque nappe		Contrainte d'acier		Contrainte limite d'acier	Vérifiée
		Mser,max = 140.14	Nser,corr = 554.68 (trac)	5HA25 = 24.6		Nappe supérieure	29,6	250.00
Combinaison correspondante	ELS - G+ (Max, phe(r2)+LL)+0.77W				Nappe verticale	313,7		
ZONE 3 (28 à 40m)								
	Moment (KN.m)	Effort normal (KN)	Nouvelle section d'acier	Section d'acier cm ² pour chaque nappe	Contrainte d'acier		Contrainte limite d'acier	Vérifiée

	Mser,max = 140.14	Nser,corr = 554.68 (trac)	7HA25	34.37	Nappe supérieure	27,7	250.00	OUI
Combinaison correspondante	ELS - G+ (Max, phe(r2) +LL)+0.77W				Nappe verticale	-226.90		
ZONE 4 (40 à 48m)								
	Moment (KN.m)	Effort normal (KN)	Section d'acier en cm2 pour chaque nappe		Contrainte d'acier		Contrainte limite d'acier	Vérifiée
	Mser,max = 40.9556	Nser,corr = 190.32 (trac)	5HA20 = 15.7		Nappe supérieure	5,96	250.00	OUI
Combinaison correspondante	ELS - G+ W				Nappe verticale	-152.00		

Le tableau ci-dessous résume les résultats des contraintes dans les armatures horizontales

Tableau V-4 : résumé des calculs de vérification des contraintes d'acier des armatures verticales

Vérification de la contrainte								
Armature verticale								
ZONE 1(-1.5 à 5m)								
	Moment (KN.m)	Effort normal (KN)	Section d'acier en cm ² pour chaque nappe		Contrainte d'acier		Contrainte limite d'acier	Vérifié
	Mser,max = -475.6734	Nser,corr = 5679.97 (comp)	8HA32 = 64.32		Nappe supérieure	47,1	250.00	OUI
Combinaisons correspondante	ELS - G+ (Max,phf+LL)+0.77W+0.6T				Nappe verticale	116.20		
ZONE 2(-5à 48m)								
	Moment (KN.m)	Effort normal (KN)	Section d'acier cm2 pour chaque nappe		Contrainte d'acier		Contrainte limite d'acier	Vérifié
	Mser,max = 136.8585	Nser,corr = 405.41 (trac)	8HA20 = 25.12		Nappe supérieure	-93.60	250.00	OUI
Combinaisons correspondante	ELS - G+ W+0.77(Max, phe(r2)+LL)+0.6T				Nappe verticale	-7.94		

Suite à cette vérification, quelques sections d'acier ont été corrigées.

Le ferrailage final du voile est représenté dans la figure suivante :

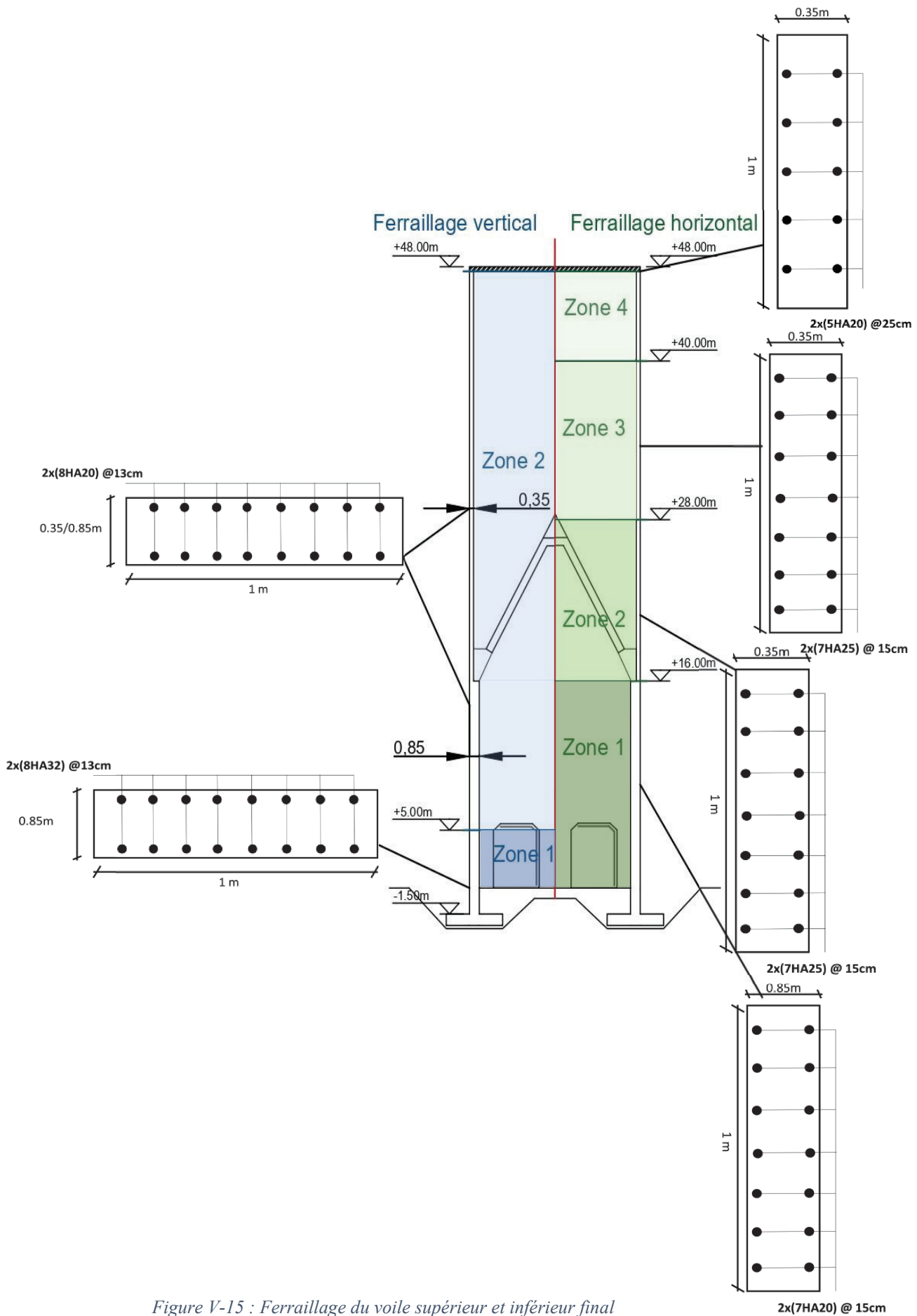


Figure V-15 : Ferrailage du voile supérieur et inférieur final

V.4.3 Vérification de l'état limite ultime de stabilité de forme du voile inférieur

Selon l'article A.4.4 du CBA93 [3] une justification des section soumises à un effort normal de compression vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme est exigée en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 ; \text{avec } e_1 = e_0 + e_a$$

Ou : e_1 : Excentricité global du 1^{er} ordre;

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liée à la déformation de la structure ;

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \varphi)$$

e_0 : excentricité structurel dite du premier ordre résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles définie ci-après;

e_a : excentricité additionnelle $\Rightarrow e_a = \max\{2cm ; l_0/250\} \Rightarrow$ Excentricité traduisant l'imperfection géométrique lors de l'exécution

Avec :

α : Le rapport du moment du premier ordre, du aux charges permanentes et quasi-permanentes sur le moment total du premier ordre ;

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \text{ à l'ELS}$$

φ : Rapport de déformation finale due au fluage = 2 ;

l_f : longueur de flambement ;

l_0 : longueur de la pièce = 17.5m (hauteur du voile inférieur);

h : hauteur totale de la section dans la direction du flambement .

V.4.3.1 Détail de calcul

- Selon notre modélisation le voile est encasté au niveau de ses deux extrémités.

$$\text{Alors } \Rightarrow l_f = 0.5 l_0 = 8.75m$$

- La hauteur totale de la section dans la direction du flambement est prise égale à 0.85 cm
- Calcul de l'excentricité structurel

Une analyse des résultats obtenu concernant l'effort normal de compression et du moment de flexion à la base de la structure par Excel été faite pour déterminer l'excentricité la plus grande (plus défavorable)

L'excentricité max à été obtenue par le couple [$M_U^{\max} = -687.347$ KN.m ; $N_U^{\text{corr}} = 8250.35$ (compression)]

Correspondant à la combinaison : 1.35G+ 1.5(Max,phf+LL)+W

$$e_0 = \frac{M}{N} = 8.331 \text{ cm}$$

- Calcul de l'excentricité additionnelle : $e_a = \max\{2cm ; 7cm\} = 7cm$

D'où $e_1 = 15.33cm$

- Vérification de l'égalité suivante $l_f/h < \max\left[15 ; 20 \frac{e_1}{h}\right]$

Avec l_f/h c'est l'élançement géométrique permettant de savoir si on peut tenir compte des effets du second ordre de **façon forfaitaire**

$$l_f/h = 10.29 < \max[15 ; 3.6] = 15$$

Cependant il est possible de tenir compte des effets du second ordre de **façon forfaitaire**.

- Calcul de e_2

A partir des résultats obtenus par notre modèle

- $M_G + M_Q$ est déterminé avec la combinaison à l'ELS la plus défavorable : G+ (Max,phf+LL)

$$\alpha = \frac{104.69}{435.52} = 0.24$$

$$e_2 = 6.7 \text{ cm}$$

La prise en charge des effets du 2nd ordre consiste à corriger la sollicitation en introduisant une excentricité totale $e = e_1 + e_2$ c-à-d dimensionner la voile avec N_U et $M_U = N_U (e_1 + e_2)$

D'où $N_U = 8250.35 \text{ KN}$; $M_U = 1817.55 \text{ KN.m}$

Une vérification est faite à l'aide du logiciel Expert Robot la section d'acier nécessaire est de 11.0 cm^2 pour chaque nappe, D'où il ressort que la section choisie 8HA32 = 64.32 cm^2 est **largement suffisante**.

L'ELU- de stabilité de forme est vérifiée.

V.5 Armatures additionnelles autour des ouvertures dans le voile

Théoriquement en terme de structure, concevoir une ouverture dans le voile va engendrée une concentration de contraintes à ce niveau. Ce qui est manifestement observé au niveau de la cartographie des résultats d'analyse de notre structure.

Ce problème est en charge par la conception de poutre noyée dans le voile rigidifiant ainsi les zones affectées.

V.5.1 Calcul de la poutre de renforcement

Pour le ferrailage du linteau, la section de calcul peut être assimilée à une poutre de hauteur $h=1\text{m}$ et d'une épaisseur égale à celle du voile c'est à dire $b=85\text{cm}$.

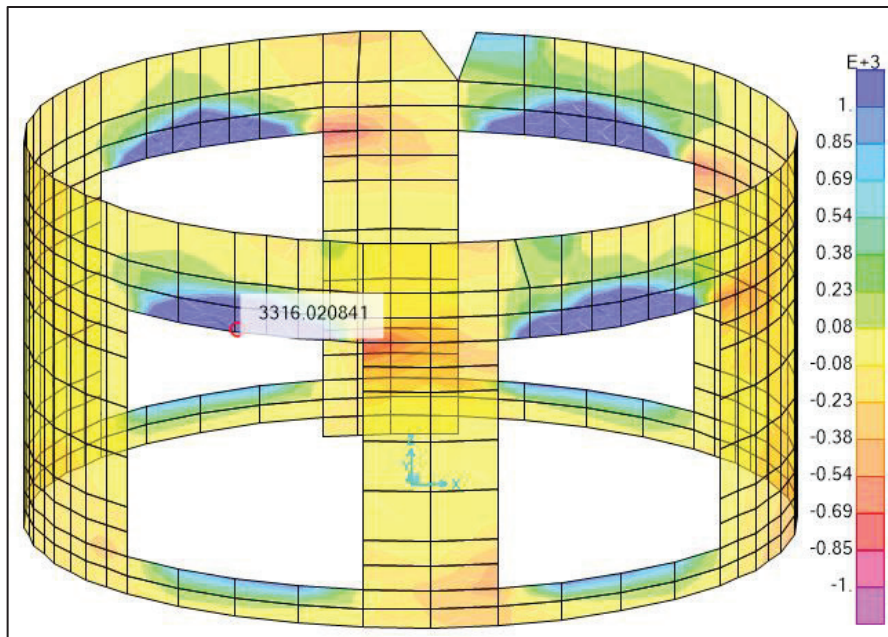


Figure V-16 : cartographie de l'effort de traction horizontale au voisinage des ouvertures (F11)

La sollicitation défavorable est la plus donnée par le couple suivant :

- $[N_U^{\max} = 3500\text{KN (traction)} ; M_U^{\text{corr}} = 99 \text{ KN.m}]$
- La combinaison correspondante à ce couple est : $1.35G + 1.5(\max, Phf + LL) + W$;
- La section est entièrement tendue.

Les résultats des sections d'acier calculés se résument dans la figure suivante.

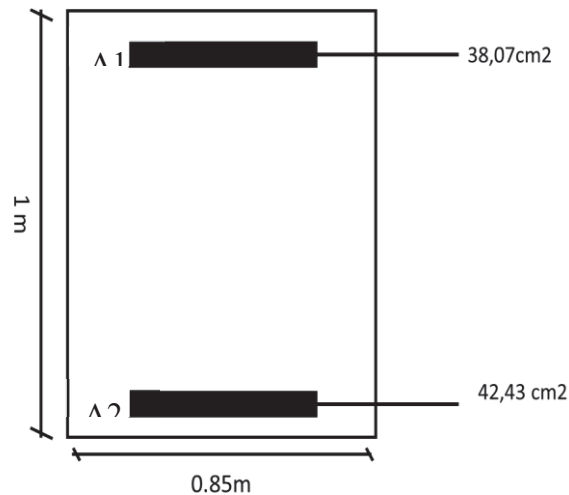


Figure V-17 : les sections d'acier calculé du

Choix des barres

- Soit une section d'acier :
- nappe supérieur : 8 HA 25 ;
 - nappe inférieur : 8 HA 25.

V.5.1.1 Vérification de l'armature minimale selon CBA 93

$$A_1 \geq A_{min1} = \frac{N_f e_{a2}}{(e_{a1} + e_{a2}) f_e} \quad V-9$$

$$A_2 \geq A_{min2} = \frac{N_f e_{a1}}{(e_{a1} + e_{a2}) f_e} \quad V-10$$

Avec $e_{a1} = 0.428$

$e_{a2} = 0.372$

Le rendement de la section

$$\rho = \frac{I}{B v v'} = 0.333$$

$$N_f = \frac{\rho v'}{e_0 - \rho v'} \times B f_{t28} \quad V V-11$$

$N_f = -1.74 \text{ MN}$ (Effort de fissuration)

$$A_{min1} = \frac{N_f e_{a2}}{(e_{a1} + e_{a2}) f_e} = 16.27 \text{ cm}^2 > A_1$$

$$A_{min2} = \frac{N_f e_{a1}}{(e_{a1} + e_{a2}) f_e} = 18.725 \text{ cm}^2 > A_2$$

V.5.1.2 Vérification de l'armature minimale selon RPA99 rev2003

$(A_1, A_2) > 0.0015 \cdot b \cdot h = 0.12 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

V.5.1.3 Calculs des armatures transversales

L'effort tranchant maximale à l'ELU dans le linteau est tiré du le logiciel, Il est égal à $V_u^{max} = 1209.7 \text{ KN}$

$\tau_u^{max} = 1.42 \text{ MPa} \leq 4 \text{ MPa}$

Condition vérifiée

Selon RPA 99 version 2003

$$\tau_b^{max} = \frac{1.4 \times V_u^{max}}{b_0 \times d} = 1.99$$

$$\tau_b^{max} = 1.99 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 6 \text{ MPa}$$

$$\tau_b^{max} = 1.99 \text{ MPa} > 0.06 f_{c28}$$

Donc selon RPA les armatures longitudinales et transversales sont prises suivant les minimums règlementaires.

$$\tau_b^{max} > 0.025f_{c28} \rightarrow A_t > 0.25\% \times b \times s = 2.125 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures transversale selon CBA 93

Calculs de l'espaceur mcaniquement ncessaire selon CBA93 :

On suppose un cadre HA8, donc $A_t = 1 \text{ cm}^2$.

$$S_{t1} \leq \frac{0.9 \times A_t \times fe}{\gamma_s \times b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times ft_j \times K)} = -3.16 \times 10^{-3} \quad V-12$$

S_{t1} est ngtatif donc non ncessaire

$$\text{Avec } K = 1 - \frac{10\sigma_{tm}}{f_{t28}} = 18.1$$

D'où on prend l'espaceur respectant les dispositions constructives :

Selon l'article A.5.1.2.2 du CBA93 : $S_{t1} \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$

On prend un espaceur de 20 cm.

Calcul de la section minimal de l'armature transversale selon le mme article :

$$A_t \geq \frac{b_0 \times s_t \times 0.4}{fe} = 1.7\text{cm}^2 \quad V-13$$

$$A_{\min}(\text{RPA}) = 2.125 \text{ cm}^2 > A_{t,\min} (\text{CBA93})$$

Choix de l'armature transversale du linteau : **2 cadres HA10.**

V.5.1.4 Ferrailage de renforcement aux extrmités du linteau (armature diagonale).

Dans notre cas les armatures diagonales ne sont pas ncessaires à cause de la continuité du voile au-dessus du linteau (y a pas d'ouverture au-dessus).

V.6 Ferrailage de la poutre de couronnement

Les dimensions de la poutre de couronnement sont données dans la figure ci-dessous

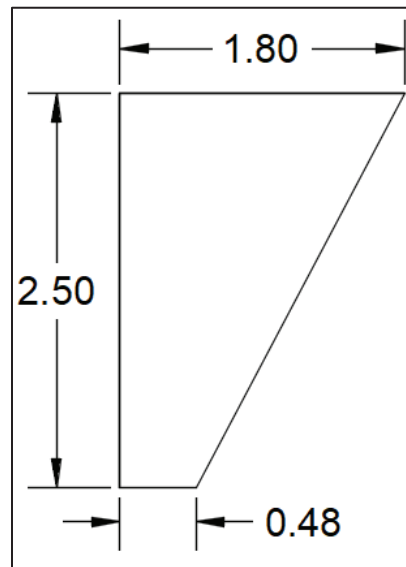


Figure V-18 : Dimensions de la poutre de couronnement

La poutre de couronnement a une section trapézoïdale. Elle a été modélisée par des éléments barres avec des caractéristiques géométriques réelles ;

La sollicitation la plus défavorable repérée au niveau des résultats obtenus est : $[N_U^{\max} = 10833 \text{ KN (traction)} ; M_U^{\text{cor}} = -2408 \text{ KN.m}]$

- La combinaison correspondante à ce couple est : $1.35G + 1.5(\max, Phe + LL) + W + 0.8T$;
- Une vérification montre que la section est entièrement tendue.
- La section étant entièrement tendue, donc par hypothèse le béton est négligé. De ce fait, on calcule les sections d'acier en assimilant la section réelle à une section rectangulaire équivalente de dimensions 2.5m x 0.9m.

Les résultats des sections d'acier calculées à l'aide du logiciel Socotec BAELR sont donnés dans la figure ci-dessous :

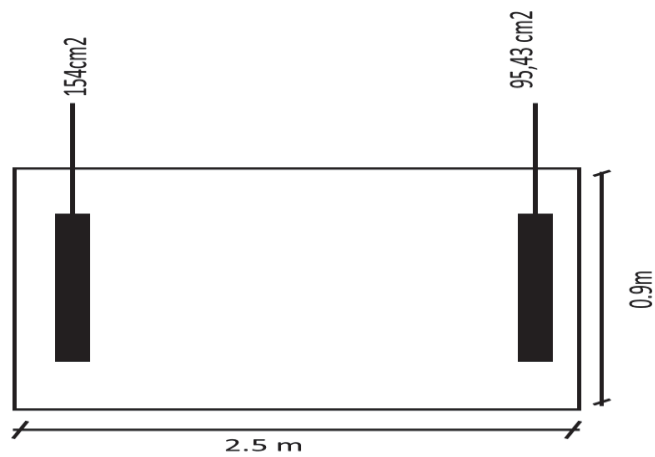


Figure V-19 : schéma avec les résultats de calcul de sections d'armature de la section équivalente de la poutre de couronnement

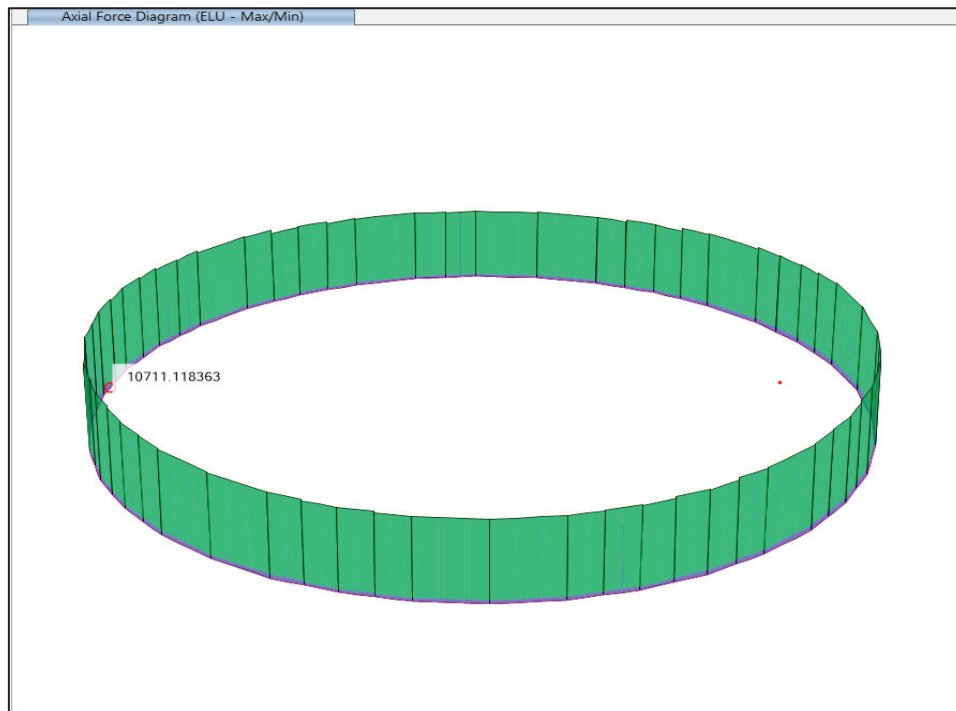


Figure V-20 : capture d'écran qui représente l'effort de traction dans la poutre de couronnement

Choix des barres :

Soit une section d'acier :
 - nappe supérieur : 20 HA 32 = 160.8 cm² ;
 - nappe inférieur : 13 HA 32 = 104.52 cm².

Le schéma de ferrailage est présenté en annexe.

V.6.1 Vérification de l'armature minimale selon CBA 93

Avec $e_{a1} = 0.778$

$$e_{a2} = 1.222$$

Le rendement de la section : $\rho = \frac{I}{Bv v'} = 0.333$

$$N_f = \frac{\rho v'}{e_0 - \rho v'} \times B f_{t28} = -3.53 \text{ MN}$$

$$A_{min1} = \frac{N_f e_{a2}}{(e_{a1} + e_{a2}) f_e} = 43.13 \text{ cm}^2 > A_1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{min2} = \frac{N_f e_{a1}}{(e_{a1} + e_{a2}) f_e} = 27.46 \text{ cm}^2 > A_2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.6.2 Vérification de l'armature longitudinale minimale selon RPA99 rev2003

$A_I(\text{min})_{\text{RPA}} = 0.5\% \times \text{aire de la section} = 112.5 \text{ cm}^2$ c'est vérifié

V.6.3 Vérification de contrainte maximale de cisaillement dans le béton

Selon CBA 93

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_b$$

La poutre n'est pas exposée aux intempéries c'est un cas de fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_b = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_b = 4 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant maximale à l'ELU dans la poutre de couronnement est tiré du le logiciel, Il est égal à $V_u^{max} = 850 \text{ KN}$

$$\tau_u^{max} = 0.37 \text{ MPa} \leq 4 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Selon RPA 99 version 2003

$$\tau_b^{max} = \frac{1.4 \times V_u^{max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\tau_b^{max} = 0.528 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 6 \text{ MPa}$$

Calculs de l'espacement mécaniquement nécessaire selon CBA93 :

On suppose un cadre HA20, donc $A_t = 6.28 \text{ cm}^2$.

$$S_{t1} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times K)} = -0.02$$

V-14

S_{t1} négatif donc non nécessaire

$$\text{Avec } K = 1 - \frac{10\sigma_{tm}}{f_{t28}} = 19.06$$

D'où on prend l'espacement respectant les dispositions constructives :

Selon l'article A.5.1.2.2 : $S_{t1} \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$

On prend un espacement de 20 cm.

Calcul de la section minimal de l'armature transversale selon le même article :

$$A_t \geq \frac{b_0 \times s_t \times 0.4}{f_e} = 1.44 \text{ cm}^2$$

V-15

$$A_{\min}(\text{RPA}) = 0.003 \cdot s \cdot b = 5.4 \text{ cm}^2 > A_{t,\min} (\text{CBA93})$$

Avec s : espacement des barres selon RPA99

Donc on prend $A_t = A_{\min}(\text{RPA})$.

D'où l'armature transversale choisie est la suivante : 3 cadres HA 12.

V.7 Ferrailage du cône

Pour rappel le cône est simplement appuyé sur la poutre de couronnement. La principale sollicitation obtenue se résume à un effort normal de compression donc il sera ferrailé horizontalement par 02 nappes de cerces et 02 nappes de barres radiales et transversalement par le minimum exigé par le CBA pour une section sollicitée en flexion composée et entièrement comprimé.

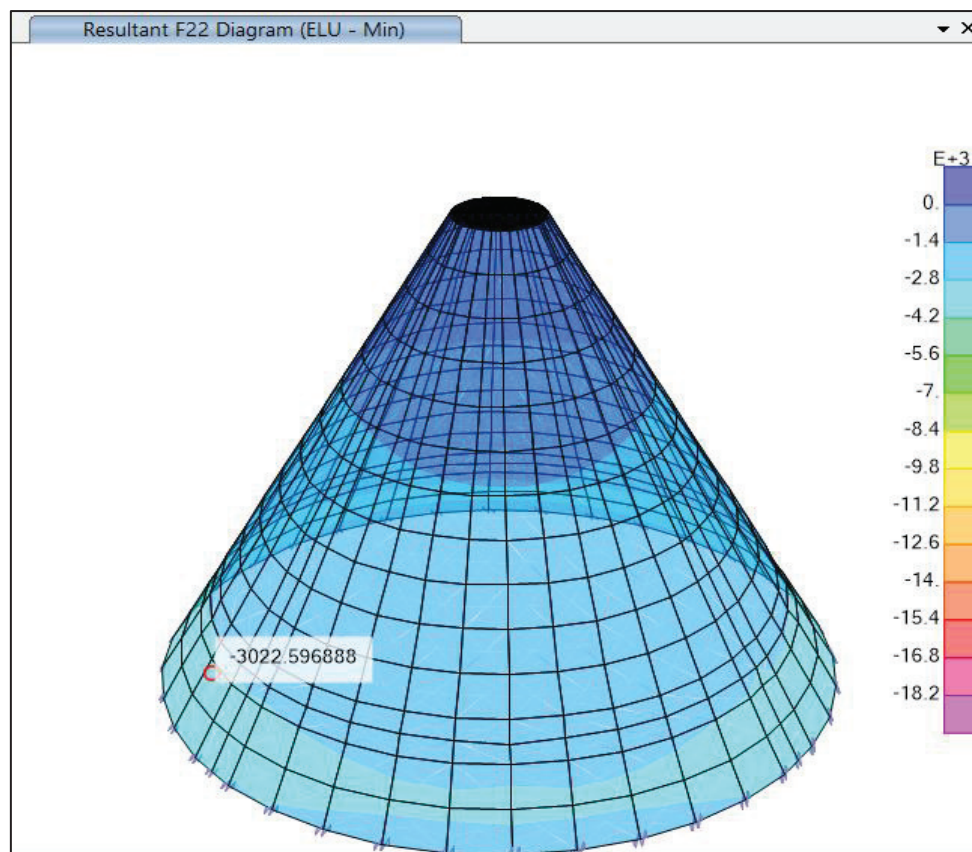


Figure V-21 : capture d'écran qui représente la cartographie de l'effort verticale dans le cône (suivant l'axe 2)

Les dimensions de la section de calcul sont représentées dans la figure ci-dessous :

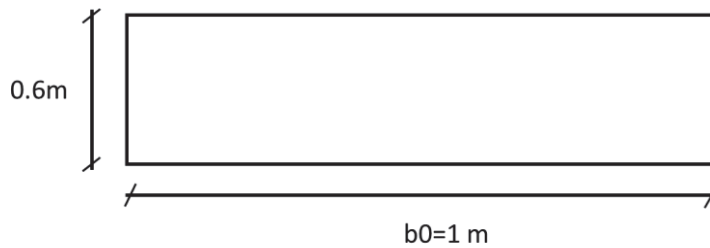


Figure V-22 : dimensions de la section de calcul du cône

V.7.1 Section minimale du ferrailage vertical et horizontale(cerces)

- Amin (CBA93) = max (4cm²/ml de périmètre ; 0.2 B/100) = (12.8 cm² ; 12cm²)
Amin (CBA93) = 12.8 cm².
- Amin (RPA)= 0.15% de l'aire de la section =9 cm².

V.7.2 Choix des barres d'acier

On choisit deux nappes pour les deux sens circonférence et radial : 2 x (5HA14)

V.7.3 Vérification de la contrainte maximale de cisaillement

Selon CBA93

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_b$$

Le cône n'étant pas exposé aux intempéries donc c'est un cas de fissuration jugée peu nuisible

$$\bar{\tau}_b = 4MPa$$

L'effort tranchant maximale à l'ELU dans le cône est égal à $V_u^{max} = 335.07KN$

$$\tau_u^{max} = 0.62MPa \leq 4MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

Selon RPA 99 version 2003

$$\tau_b^{max} = \frac{1.4 \times V_u^{max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\tau_b^{max} = 0.86 MPa \leq \bar{\tau}_b = 6MPa$$

V.7.4 Justification des armatures de l'effort tranchant pour un élément surfacique

D'après l'article A.5.2.2 du CBA 93 [3] :

Si $\tau_u^{max} \leq 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ aucune armature d'effort tranchant n'est requise.

$\tau_u^{max} = 0.62 \leq 1.4 MPa$ Donc aucune armature d'effort tranchant n'est requise.

Selon [2] dans l'article 7.7.4.3 que les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré, on choisit 4 épingles de HA 8.

Les plans de ferrailages des éléments structuraux calculés seront présentés en annexe 1.

VI. ETUDE DE LA FONDATION

Dans le présent chapitre on va s'intéresser au calcul du radier annulaire seulement.

VI.1 Choix du type de fondation

Comme déjà indique dans le chapitre 2 (II.4.1) ainsi comme décrit dans le rapport dans le rapport des travaux d'investigations géotechnique du projet [1], le choix de la fondation sur pieux a été retenue par le maitre d'ouvrage après une analyse économique relative aux contraintes de la variante de la fondation en mode superficiel. Sachant que le mode de fondation superficiel induira des excavations importantes pour que l'ouvrage reposera sur une assise adéquate et sécurisante ce qui nécessitera des travaux de stabilisation des talus de la fouille et des ouvrages mitoyens existant (silo en exploitation, tunnel, route d'accès, bâtiments électriques...)

Une autre contrainte importante induite par ce mode de fondation est la possibilité d'interrompre l'exploitation des silos existants suite au débord provoqué lors des travaux d'excavation sur les voies d'accès de circulation des camions.

De ce qui précède, le silo reposera sur un radier annulaire de 20m de largeur et de 2m d'épaisseur (ces dernières valeurs ont été retenu lors de la vérification de la stabilité global de la structure dans le chapitre 4), dans ce chapitre on présentera le calcul de ce radier.

VI.2 Détermination du nombre des pieux

Pour ce cas de figure on propose un groupe de pieux constitué de 30 pieux repartient sur l'intégralité de la surface du radier en respectant l'espacement minimale de 1.5B (soit un entre-axes minimal de 2.5B [1]).

VI.3 Modélisation de la fondation

Le radier sera modélisé au pieds de la superstructure par des éléments finis type « shell » vu son comportement.

Les têtes des pieux vont être définies par des encastrement (blocage des degrés de liberté) des nœuds citués sur la circonférence des pieux. Comme la figure ci-dessous :

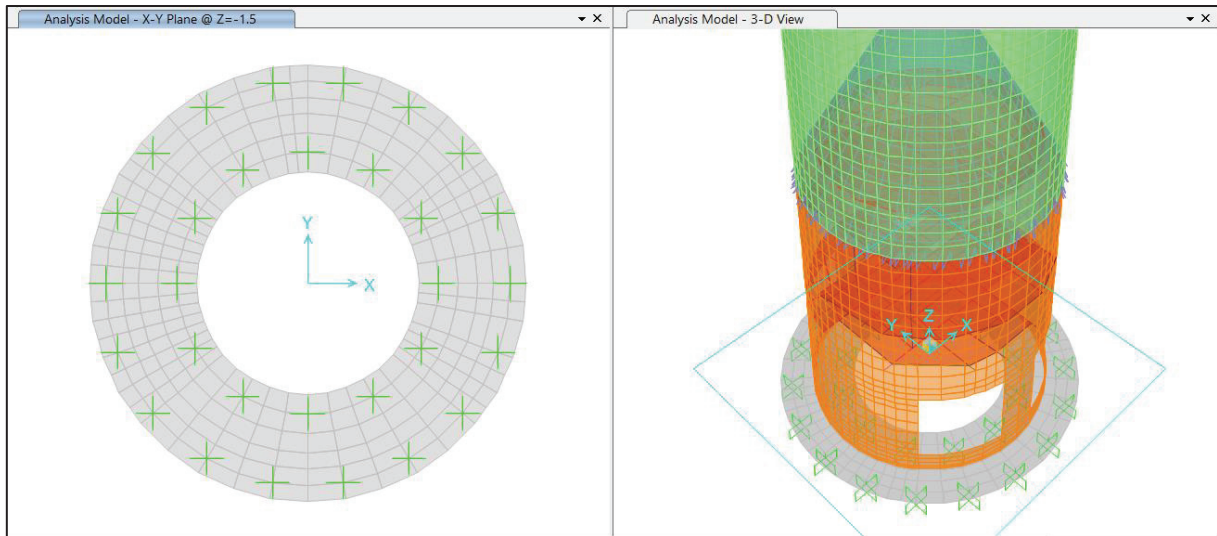


Figure VI-1: Capture d'écran sur le radier modélisé

VI.3.1 Détermination la charge maximale à la tête des pieux

On recherche les réactions à la base sous enveloppes ELU, ELS et ACC ;

Après interprétation et tri des résultats, ces derniers sont résumés dans le tableau suivant :

ACC : Situation accidentelle

VI-1 : Résultats des réactions à la base du model numérique

Valeur des réactions à la tête des pieux			
Enveloppe	ELU	ELS	ACC
Réactions à la base	6800 KN	4782 KN	6678 KN

Le laboratoire du sol chargé des études de sol à élaborer le calcul de portance pour un pieu foré de 1.00m de diamètre mise en place sans refoulement du sol avec une longueur moyenne de 20m à 25m ; les résultats en KPa sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI-1 : Résultats de portance de pieu calculé par le laboratoire géotechnique

Pieu foré mis en place sans refoulement de sol				
Diamètre	Fiche de pieu	Combinaison à ELU		Combinaison à l'ELS
		Fondamentale	Accidentelle	rare
$\phi = 1.00\text{m}$	20 m	6796,646	7612,2439	4940,31383
	25 m	7494,551	8393,8973	5532,47551

Afin de vérifier la capacité portante in situ du mode de fondation préconisé, un essai de chargement statique en tête du pieu présentant un élancement moyen de 20m a été réalisée sur site ; les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant

Tableau VI-2 : Résultats de l'essai de chargement statique sur la tête du pieu

Charges admissibles estimés à partir de l'essai de chargement statique selon DTR 2.33.2				
Diamètre	Fiche de pieu	Combinaison à ELU		Combinaison à l'ELS rares
		Fondamentale	Accidentelle	
$\phi = 1.00\text{m}$	20 m	7168	8145	8345

Les résultats d'estimation de la charge admissible du pieu sous les différentes combinaisons d'actions (ELU & ELS) à partir d'essai de chargement statique réalisé sont supérieurs à celle des résultats de calculs des charges admissibles calculées par le laboratoire.

Par conséquent les valeurs des réactions à la tête des pieux pour les combinaisons d'action à l'ELS (rares), l'ELU (fondamentale et accidentelles) qui sont de l'ordre 4782 KN, 6800 KN, 6678 KN respectivement sont largement garantie.

VI.4 Ferrailage du radier

D'abord, il faut prendre en compte le poids des camion citernes lors du chargement du produit ensilé ; on l'estime à $Q_{\text{camion}} = 1 \text{ t/m}^2$.

La cartographie des moments dans le radier pour le calcul des sections d'armatures sont présenté dans les figures ci-dessous.

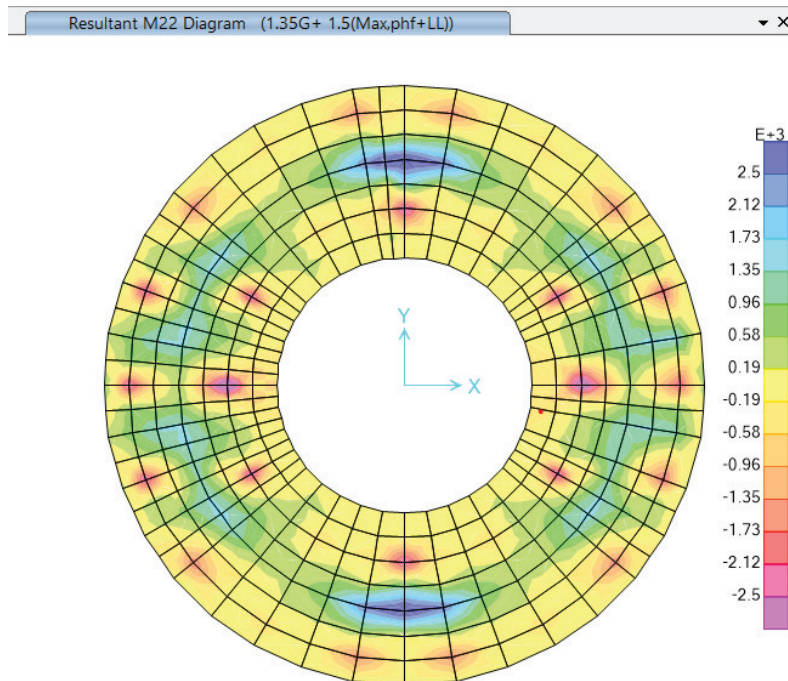


Figure VI-2 : Cartographie du moment autour de l'axe X

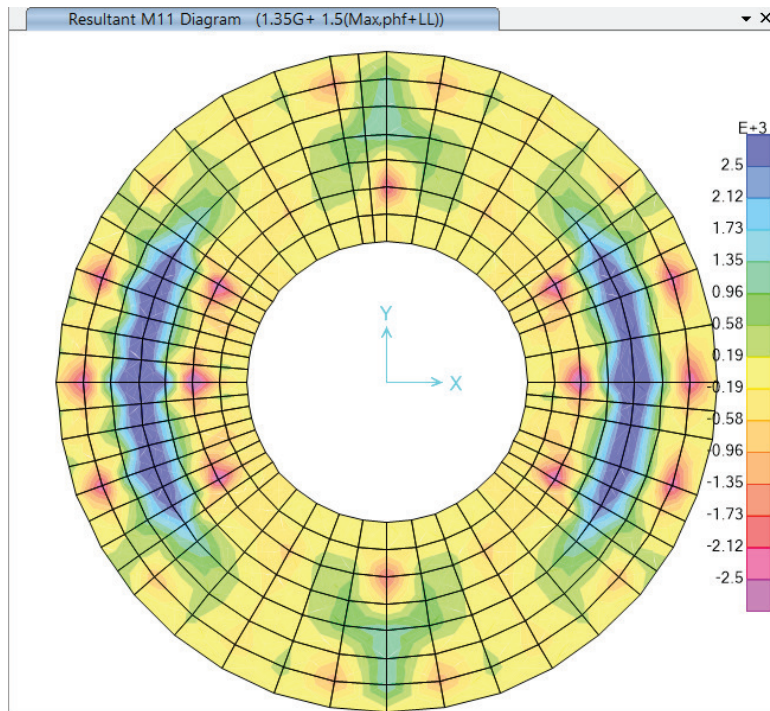
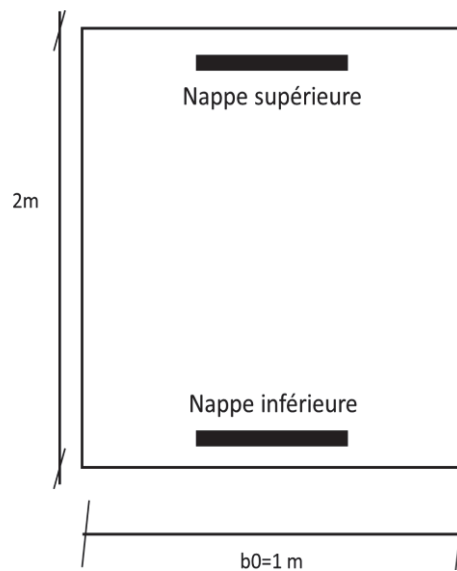


Figure VI-3 ; cartographie du moment autour de l'axe Y

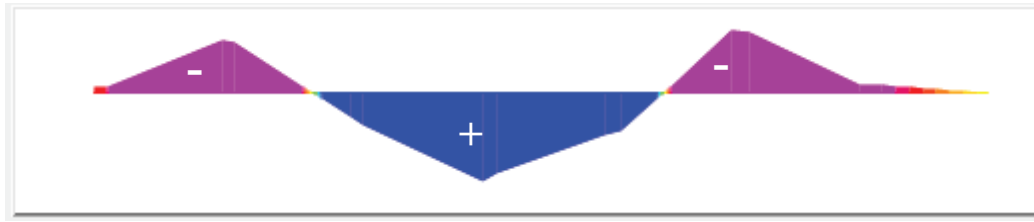
La combinaison la plus défavorable est $1.35G+1.5(\max, P_{he}+LL) +0.8T$ Pour le calcul des armatures radiale.

VI.4.1 Calcul du ferrailage radial

La section de calcul est présentée dans la figure ci-dessous



La figure ci-dessous présente l'allure du moment dans une coupe transversale du radier au droit de l'implantation de deux pieux adjacents

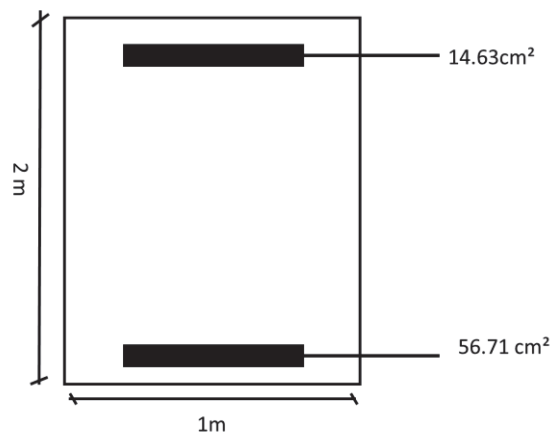


La section est sollicitée en flexion simple

Le couple de moments pour la détermination des deux nappes est le suivant :

- $[M_U^{\max} = +4254.26 \text{ KN.m} ; M_U^{\max} = -1132.8 \text{ KN.m}]$

Les résultats des sections d'acier calculées par Socotec BAELR sont présentés dans le schéma suivant :



VI.4.1.1 Choix des barres

Nappe supérieure : 7HA 20 @15

Nappe inférieure : 7HA 25 @ 15

Calcul des armatures de peau

Selon l'article A.7.3 du CBA 93 la section des armatures de peau est d'au moins $3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ de parement ; soit

$$A_{\text{peau}} \geq 5.625 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 5HA14 @40

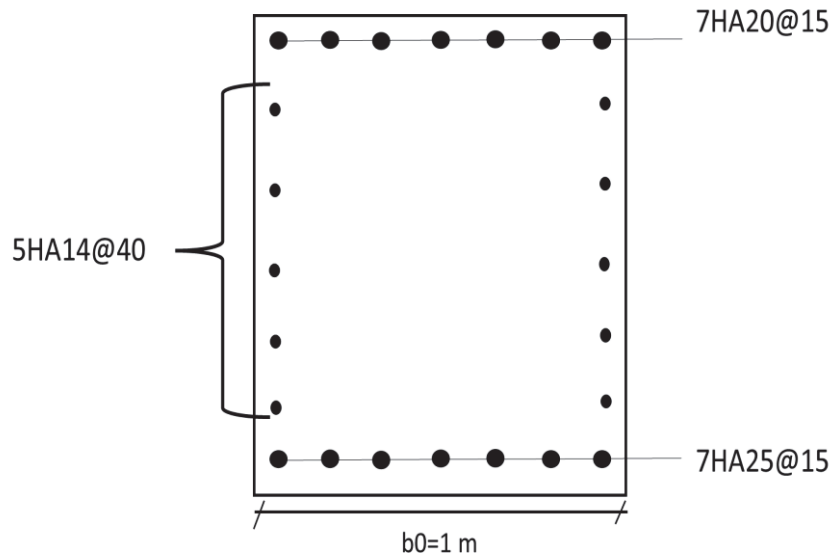


Figure VI-4 : Schéma de disposition des barres radiales sur le radier

VI.4.1.2 Vérification de la contrainte maximale de cisaillement dans le béton

Selon CBA93 [3]

$$\tau_b^{max} = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_b$$

D'après l'article A.5.1.2.1.1 du CBA 93, pour un cas de fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_b = 3 \text{ MPa}$

L'effort tranchant maximale à l'ELU dans le voile inférieur est repéré de la cartographie des résultats citée précédemment ; Il est égal à $V_u^{max} = 1863 \text{ KN}$

$$\tau_b^{max} = 1.035 \text{ MPa} \leq 3 \text{ MPa} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

Selon RPA 99 version 2003

$$\tau_b^{max} = \frac{1.4 \times V_u^{max}}{b_0 \times d} = 1.449 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 6 \text{ MPa}$$

VI.4.1.3 Justification des armatures de l'effort tranchant pour un élément surfacique

D'après l'article A.5.2.2 du CBA 93 [3] :

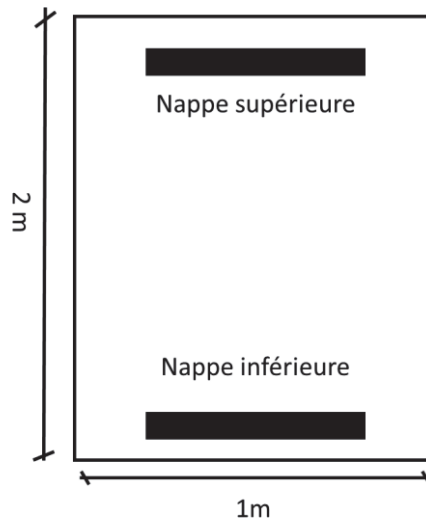
Si $\tau_u^{max} \leq 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ aucune armature d'effort tranchant n'est requise.

$\tau_u^{max} = 1.035 \leq 1.4 \text{ MPa}$ Donc aucune armature d'effort tranchant n'est requise.

Selon RPA99ver 2003[2] dans l'article 7.7.4.3 que les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 unités au mètre carré, on choisit 4 chaises de HA 10.

VI.4.2 Calcul du ferrailage annulaire

La section de calcul dans le sens radial est présentée dans la figure ci-dessous



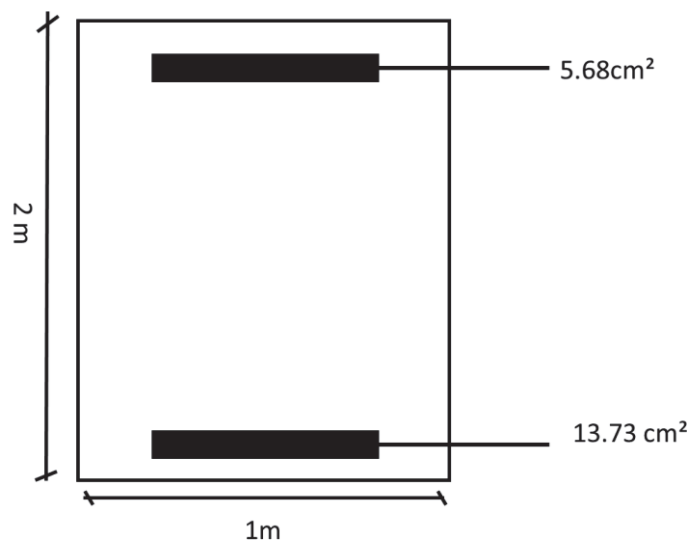
Le couple de moments pour la détermination des deux nappes est le suivant :

- $[M_U^{\max} = 1159 \text{ KN.m} ; M_U^{\max} = -482 \text{ KN.m}]$

Les résultats des sections d'acier calculées par Socotec BAELR sont présentés dans le schéma suivant :

La combinaison correspondante à ce couple est : $1.35G + 1.5(\max, Phe + LL)$;

Les résultats des sections d'acier calculées par Socotec BAELR sont présentés dans le schéma suivant :



Choix des barres : Nappe supérieure : 5 HA 14 @20 ; Nappe inférieure : 5 HA 20 @20.

Calcul des armatures de peau

$$A_{\text{peau}} \geq 5.658 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 5 HA 14 @40

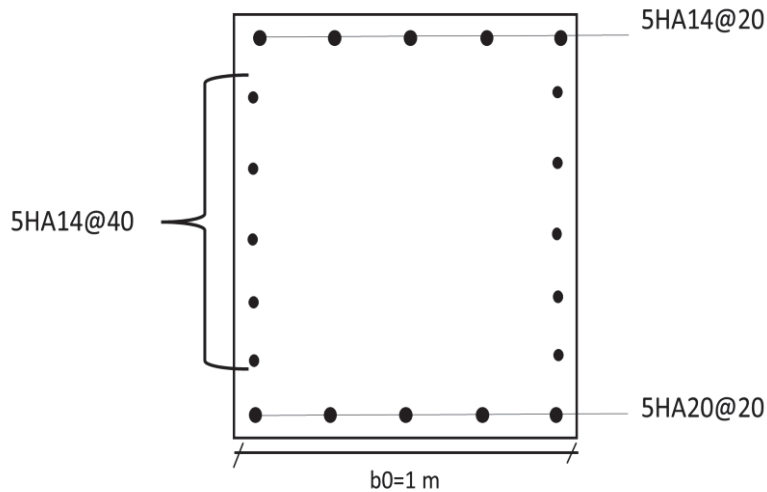


Figure VI-5 : schéma de disposition des barres annulaire du radier

VI.4.3 Vérification du non-poinçonnement

Selon l'article A.5.2.4.2 du CBA93, on doit vérifier au droit des têtes de pieux le non poinçonnement du radier en vérifiant l'inégalité suivante

$$Q_u \leq 0.045 u_c h f_{c28} / \gamma_b$$

Avec : Q_u : charge de calcul à l'ELU ;

h : épaisseur total du radier;

$$u_c : 2 (a + b + 2h)$$

On prend $a=b=1$

Donc on trouve $\frac{Q_u}{0.045 u_c h f_{c28} / \gamma_b} = 0.569 < 1$

VI.4.4 Vérification des contraintes à l'état limite de service vis-à-vis de la durabilité

La vérification de l'ELS vis-à-vis la durabilité est faite par le logiciel BAEL-R et les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

➤ La fissuration est jugée préjudiciable

Vérification de l'ELS vis-à-vis la durabilité des armatures radiales							
	Moment KN.m		Section d'acier cm ²		Contrainte d'acier MPa	Contrainte limite MPa	Vérifiée
Section d'armature	Mser = +1197,3	Mser = - 627	Nappe supérieure	7HA 20 = 21.98	-151	250	OUI
			Nappe inférieur	7HA 25 = 34.37	-187.5		OUI
Vérification de l'ELS vis-à-vis la durabilité des armatures annulaires							
	Moment KN.m		Section d'acier		Contrainte d'acier MPa	Contrainte limite MPa	Vérifiée

Section d'armature	Mser = +735	Mser = - 252	Nappe supérieure	5HA 14 = 10.05	-131.5	250	OUI
			Nappe inférieur	5HA 20 = 15.7	-248.6		OUI

VII. Conclusion

Le présent travail a pour thématique l'étude technique d'un silo à cône central (cône inversé) en béton armé de 15.00m de diamètre et de 48.00m de hauteur. Utilisé pour le stockage du ciment fini, ce dernier constitue un ouvrage non conventionnel de par son comportement structural (système autoportant du cône).

Le comportement structural de ce type d'ouvrage est souvent complexe et difficile à simuler, plusieurs outils de modélisation numérique permettent un rapprochement représentatif du comportement réel de l'ouvrage ;

Dans le cadre de ce travail nous avons utilisés le logiciel SAP 2000 a travers lequel nous avons réalisés l'étude du comportement dynamique ainsi que le calcul des éléments structuraux.

La cimenterie de Lafarge d'Oggaze à Mascara à prévu une extension par la réalisation d'un nouveau silo de stockage de ciment de capacité de 4800t, cette étude a été confiée au bureau d'étude SCTE objet de mon stage.

Les objectifs de ce travail sont :

- Calcul des charges du produit ensilé agissantes sur le silo ;
- Modélisation de la structure d'un silo en béton armé de 15.00m de diamètre et de 48.00m de hauteur ;
- Calcul dynamique de structure ;
- Vérification de la stabilité globale de la structure ;
- Calcul et vérification de la résistance des éléments structuraux de la superstructure ;
- Calcul de l'infrastructure.

Le silo objet de cette étude est particulièrement complexe et peu référencé dans la littérature ; rendant ce travail un apport pour de futurs ingénieurs entreprenant des ouvrages similaires.

Ce projet m'as permis de mettre à contribution mon potentiel des connaissances théoriques acquises le long du cursus universitaire.

Nous avons acquis une expérience et des connaissances de la réglementation parasismique algérienne et des calculs réglementaires du vent et de la neige (règlement neige & vent) ainsi que les normes européennes de calcul des charges sur les silos et le calcul des charges thermiques.

Ce projet m'as permis de découvrir et d'apprendre les bases de la modélisation sur le logiciel SAP 2000 (version 2022) ainsi que des applications de calcul et de vérification des éléments en béton armé (SOCOTEC, Robot Expert 2010).

Ce travail nécessite une étude complémentaire pour le reste des éléments structuraux qui n'ont pas été traité faute de temps à savoir :

- La passerelle métallique sur la toiture ;
- Les différentes plateformes métalliques ;
- Le plancher collaborant ;
- L'étude de l'introduction des ouvertures dans le cône tel que prévu dans la conception ;
- Calculs et ferrailage des pieux ;
- L'optimisation des dimensions du radier.

Pour conclure tous les objectifs fixés en amont ont été atteints avec succès. Cette expérience très riche en enseignements m'as permis d'acquérir un capital d'expérience jugé positif m'aidant ainsi à aborder le monde professionnel sans complexe.

Bibliographie

CHAPITRE 2

- [1] A. Reimbert et Marcel Reimbert, Silos-; Tome 2; Pressions et surpressions de vidange des silos, EDITION Eyrolles, 1979.
- [2] J.-L. Granju, Introduction au béton armé, France-Paris: EDITIONS EYROLLES ; AFNOR, 2012.
- [3] M. e. A. REIMBERT, SILOS, Paris - France: EDITIONS EYROLLES, 1971.
- [4] I. HAMBURG, «Downloads,» [En ligne]. Available: <https://www.ibauhamburg.com/en/downloads/>.
- [5] E. F. Nicolas Nogue, «Laffaille, Bernard».
- [6] H. Boehm, «Silo 1 Introduction général,» 3 2023. [En ligne]. Available: <https://metaletech.com/2021/11/22/les-silos-4-4-1-comportements-de-la-matiere-ensilee-1-3/>.
- [7] H. Boehm, Silo 3 La géometrie, CTICM, 2020.
- [8] «Google Earth».
- [9] 22 3 2023. [En ligne]. Available: <https://fr-fr.topographic-map.com/> .
- [10] Règlement Paramsisimique Algerien 99 révision 2003.
- [11] Privé, «Privé,» [En ligne]. Available: <https://www.prive.fr/fr/portfolio-items/les-silos-industriels/>.
- [12] P. u. Lochner, «Projects,» [En ligne]. Available: <https://www.pul-ingenieure.de/en/>.

CHAPITRE 3

- [1] E. 1991-4, NF EN 1991-4 : Action sur les structures-Silos et réservoirs, 2006.
- [2] I. HAMBURG, «Downloads,» [En ligne]. Available: <https://www.ibauhamburg.com/en/downloads/>.
- [3] B. d. SINOMA, *CBMI Construction Co.*
- [4] D. C. 2-4.7, Règlement Neige & Vent, 2003.
- [5] N. E. 1991-1-5, Eurocode 1 partie 1-5 :Actions thermiques.
- [6] Règlement Paramsisimique Algerien, 2003.

CHAPITRE 4

- [1] I. HAMBURG, «Downloads,» [En ligne]. Available: <https://www.ibauhamburg.com/en/downloads/>.
- [2] G. Blight, Assessing Loads on Silos and Other Bulk Storage Structures, London: Taylor & Francis, 2006.
- [3] B. d. SINOMA, *CBMI Construction Co.*
- [4] Règlement Paramsisimique Algerien, 2003.
- [5] V. Davidovici, La construction en zone sisimique, Paris: Edition Le Moniteur , 1999.
- [6] C. K. Base, «CSI Knowledge Base,» [En ligne]. Available: <https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Home>.

CHAPITRE 5

- [1] CBA 93.
- [2] Règlement Parasismique Algerien 99 révision 2003.
- [3] M. Benredouane, Cours de béton armé.
- [4] S. d. c. t. d. construction, *SOCOTEC-R*, france.
- [5] Autodesk, *Robot Expert*.
- [6] BAEL91rev99, BAEL91 rev99.
- [7] J. PERCHAT, Béton armé: Règles BAEL- Ouvrages particuliers, Technique de l'ingénieur.

CHAPITRE 6

- [1] Rapport géotechnique du projet silo (Oggaz, 2023).
- [2] R. FRANK, Technique d'ingénieur -Fondations profondes-.
- [3] CBA 93.
- [4] Règlement Parasismique Algerien 99 révision 2003.

Annexe 1