

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'études

En Vue de l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil

Option : Constructions Métallique CM

Thème

**Analyse et dimensionnement d'un
réservoir industriel de 21300 m³**

Réalisé par :

Mr. BOUAYAD Lamine

Mr. KRIM Dyas

Dirigé par :

Mr. ALICHE Amar

Année universitaire 2022/2023

Remerciements

Nous adressons en premier lieu nos remerciements à Mr ALICHE Amar, professeur au département de génie civil pour nous avoir encadrés et suivis tout au long de la réalisation de ce mémoire.

Qu'il trouve ici notre reconnaissance et notre profonde gratitude.

Nous souhaitons remercier aussi du fond du cœur tous nos enseignants avec qui on a gardés de très bonnes relations.

Nous souhaitons exprimer notre gratitude aux membres du jury le président Mr. BENYAHY ainsi que l'examineur Mr. AKKOUCHE pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.

Nous remercions les membres de nos familles qui ont toujours été à nos côtés pendant la réalisation de cette thèse et qui nous ont toujours encouragés.

Enfin, nous remercions tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de cette thèse.

Dédicace

*Mes sincères dédicaces sont portées
A mes parents, qui m'ont encouragés, qui n'ont jamais cessé de
croire en moi, que dieux les gardé prés de moi.
Mon frère jugurtha et mes sœurs Samia, Sihem, et Razika que
dieux les protèges
Je dédicace aussi ce travail à Ferial qui m'a toujours soutenue
et encouragée
Aussi mes frères Lamine, Abdallah et Ghiles et à tous mes amis*

KRIM Dyas

Dédicace

*Mes sincères dédicaces sont portées
A mes parents, qui m'ont encouragé, qui n'ont jamais cessé de
croire en moi, que dieux les gardé près de moi.
Mes frères Arezki et Idir ma sœur Maïssa, que dieux les
protèges
Je dédicace aussi ce travail à mes camarades qui m'a toujours
soutenu et encouragée
Aussi mes frères Dyas, Abdallah et Ghiles et à tous mes amis*

BOUAYAD Lamine

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre 1 : Généralité sur les réservoirs

Introduction	Erreur ! Signet non défini.
1.1. Rôle du stockage	Erreur ! Signet non défini.
1.2. Classification Des Réservoirs De Stockage	Erreur ! Signet non défini.
1.3. Mode De Stockage Des Produits Pétrolière	Erreur ! Signet non défini.
1.4. Élément Constituant Un Réservoir De Stockage	Erreur ! Signet non défini.
1.4.1. Le fond.....	Erreur ! Signet non défini.
1.4.2. La robe	Erreur ! Signet non défini.
1.4.3. Le toit.....	Erreur ! Signet non défini.
1.4.4. La ceinture ou renforcement.....	Erreur ! Signet non défini.
1.4.5. Supports et fondations	Erreur ! Signet non défini.
1.4.6. Dispositifs de sécurité.....	Erreur ! Signet non défini.
1.5. Les Différents Type De Réservoirs De Stockage A Température Ambiante	Erreur ! Signet non défini.
1.5.1. Réservoir à cuves ouvertes	Erreur ! Signet non défini.
1.5.2. Les réservoirs à toits fixe.....	Erreur ! Signet non défini.
1.5.3. Réservoirs à toit flottants	Erreur ! Signet non défini.
1.6. Les Matériaux.....	Erreur ! Signet non défini.
1.6.1. Acier au Carbone	Erreur ! Signet non défini.
1.6.2. Acier Inoxydable.....	Erreur ! Signet non défini.
1.6.3. Aluminium	Erreur ! Signet non défini.
1.6.4. Alliages de Nickel (Inconel, Monel).....	Erreur ! Signet non défini.
1.6.5. Titane	Erreur ! Signet non défini.
1.6.6. Cuivre	Erreur ! Signet non défini.
1.7. Normes de calculs	Erreur ! Signet non défini.
1.7.1. API 650 (Norme de l'American Petroleum Institute pour les Réservoirs de Stockage en Acier)	Erreur ! Signet non défini.
1.7.2. EN 14015 (Norme Européenne pour les Réservoirs de Stockage Soudés en Métal)	Erreur ! Signet non défini.
1.7.3. ASCE 7 (Norme de l'American Society of Civil Engineers).....	Erreur ! Signet non défini.

1.7.4. NFPA 30 (Norme de l'Association nationale de protection contre l'incendie pour les Liquides Inflammables et Combustibles)..... **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre 2: Etude climatique

Introduction	Erreur ! Signet non défini.
2.1.Présentation de l'ouvrage	Erreur ! Signet non défini.
2.2.Etude du vent.....	Erreur ! Signet non défini.
2.3.Données nécessaires pour le calcul	Erreur ! Signet non défini.
2.4.Effets du vent	Erreur ! Signet non défini.
2.5.Calcul de l'effet du vent sur les ouvrages circulaires.....	Erreur ! Signet non défini.
2.5.1. Pression dynamique	Erreur ! Signet non défini.
2.5.2. Pression dynamique normale et pression dynamique extrême	Erreur ! Signet non défini.
2.5.3. Pression dynamique de base	Erreur ! Signet non défini.
2.5.4. Effet de la hauteur au-dessus du sol.....	Erreur ! Signet non défini.
2.5.5. Effets de site d'implantation	Erreur ! Signet non défini.
2.5.6. Effet de masque.....	Erreur ! Signet non défini.
2.5.7. Effet des dimensions	Erreur ! Signet non défini.
2.5.8. Rapport de dimensions.....	Erreur ! Signet non défini.
2.5.9. Coefficient global de traînée(C_t).....	Erreur ! Signet non défini.
2.5.10. Amplification dynamique β	Erreur ! Signet non défini.
2.5.11. Actions extérieures du vent (C_e).....	Erreur ! Signet non défini.
2.5.12. Actions intérieures de vent (C_i).....	Erreur ! Signet non défini.
2.5.13. Actions résultantes (ce-ci).....	Erreur ! Signet non défini.
2.5.14. Charge de vent	Erreur ! Signet non défini.
2.6.Etude de neige	Erreur ! Signet non défini.
2.6.1. Charge de la neige sur le sol S_k	Erreur ! Signet non défini.
2.6.2. Charge de neige sur le toit S	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre 3: prédimensionnement du réservoir

Introduction	Erreur ! Signet non défini.
3.1. Choix des matériaux.....	Erreur ! Signet non défini.
3.1.1. Critères de choix des matériaux.....	Erreur ! Signet non défini.
3.1.2.Soudabilité des aciers	Erreur ! Signet non défini.
3.2. Pré dimensionnement du réservoir avec l'EUROCODE	Erreur ! Signet non défini.
3.2.1. Calcul du toit	Erreur ! Signet non défini.

3.2.2. Calcul des épaisseurs de la robe	Erreur ! Signet non défini.
3.2.3 Anneau de rive a la jonction coque-toit	Erreur ! Signet non défini.
3.2.4. Calcul du fond	Erreur ! Signet non défini.
3.3. Calcul de la tôle annulaire	Erreur ! Signet non défini.
3.3.1 Epaisseur de la tôle annulaire	Erreur ! Signet non défini.
3.3.2. Largeur de la tôle annulaire	Erreur ! Signet non défini.
3.4. Pré dimensionnement du réservoir avec l'API 650.....	Erreur ! Signet non défini.
3.4.1. Calcul du toit	Erreur ! Signet non défini.
3.4.2 Conception de la robe	Erreur ! Signet non défini.
3.4.3. Calcul de la cornière de rive	Erreur ! Signet non défini.
3.4.4. Calcul du fond	Erreur ! Signet non défini.
3.4.5. Comparaison et commentaires.....	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre 4 : Vérification a la stabilité du réservoir

Introduction	Erreur ! Signet non défini.
4.1. Détermination des contraintes appliques sur le réservoir.....	Erreur ! Signet non défini.
4.1.1. Sollicitation longitudinale due à la pression.....	Erreur ! Signet non défini.
4.1.2. Sollicitation circonférentielle due à la pression.....	Erreur ! Signet non défini.
4.2. Condition de résistance	Erreur ! Signet non défini.
4.2.1 Valeurs de calcul des résistances	Erreur ! Signet non défini.
4.2.2. Limitation des contraintes	Erreur ! Signet non défini.
4.3. Vérification au voilement élastique et à l'effondrement élasto-pastique :..	Erreur ! Signet non défini.
4.3.1. Vérification de la virole N°1 (ep= 18 mm).....	Erreur ! Signet non défini.
4.3.2. Vérification de la virole N°1 (ep= 25 mm).....	Erreur ! Signet non défini.
4.3.3. Vérification de la virole N°5 (ep= 11 mm).....	Erreur ! Signet non défini.
4.3.4. Vérification de la virole N°5 (ep= 14 mm).....	Erreur ! Signet non défini.
4.4. Vérifiée si le réservoir a besoin de raidisseurs	Erreur ! Signet non défini.
4.4.1. Raidisseur primaire.....	Erreur ! Signet non défini.
4.4.2. Raidisseur secondaire	Erreur ! Signet non défini.
4.4.3. Hauteur équivalente de la virole	Erreur ! Signet non défini.
4.5. Vérification de la stabilité d'ensemble.....	Erreur ! Signet non défini.
4.5.1. Calcul du maître couple	Erreur ! Signet non défini.
4.5.2. Calcul de l'action du vent	Erreur ! Signet non défini.
4.5.3. Calcul du moment de renversement du au vent.....	Erreur ! Signet non défini.
4.5.4. Calcul du poids total du réservoir à l'état vide.....	Erreur ! Signet non défini.

4.5.5. Le moment stabilisant du au poids propre totale **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre 5 : Calcul de la structure du toit

Introduction	Erreur ! Signet non défini.
5.1. Donnée de calcule	Erreur ! Signet non défini.
5.2. Nombre de tôle du toit.....	Erreur ! Signet non défini.
5.3. Dimensionnement des entretoises	Erreur ! Signet non défini.
5.3.1. Vérification de la résistance des entretoises	Erreur ! Signet non défini.
5.3.2. Calcule des charges appliquées	Erreur ! Signet non défini.
5.4. Combinaisons de charges	Erreur ! Signet non défini.
5.4.1. A l'état limite ultime ELU	Erreur ! Signet non défini.
5.4.2. A l'état limite de service	Erreur ! Signet non défini.
5.5. Vérification de la flèche	Erreur ! Signet non défini.
5.6. Calcule du moment fléchissant suivant les deux axes	Erreur ! Signet non défini.
5.7. Vérification des chevrons.....	Erreur ! Signet non défini.
5.7.1. Classe de la section.....	Erreur ! Signet non défini.
5.8. Calcule des charges appliquées	Erreur ! Signet non défini.
5.8.1 Charge permanente G	Erreur ! Signet non défini.
5.8.2. Charge variable q.....	Erreur ! Signet non défini.
5.9. Combinaisons de charges	Erreur ! Signet non défini.
5.9.1. A l'ELU.....	Erreur ! Signet non défini.
5.9.2. A l'ELS	Erreur ! Signet non défini.
5.10. Vérification de la flèche	Erreur ! Signet non défini.
5.11. Vérification de la résistance de chevron a la flexion simple..	Erreur ! Signet non défini.
5.11.1. Calcul du moment fléchissant sur l'axe y-y.....	Erreur ! Signet non défini.
5.12. Dimensionnement des poteaux.....	Erreur ! Signet non défini.
5.12.1. Calcul de la force de compression sur les poteaux.....	Erreur ! Signet non défini.
5.12.2. Calcule de l'effort de compression qui revient à chaque poteau :	Erreur ! Signet non défini.
5.13. Vérification au flambement des poteaux.....	Erreur ! Signet non défini.
5.13.1. Plan de flambement perpendiculaire à l'axe y-y (plan \perp y-y)	Erreur ! Signet non défini.
5.13.2 Plan de flambement perpendiculaire à l'axe z-z (plan \perp z-z)	Erreur ! Signet non défini.

5.13.3. Plan de flambement perpendiculaire à l'axe y-y (plan \perp y-y)	Erreur ! Signet non défini.
5.13.4. Plan de flambement perpendiculaire à l'axe z-z (plan \perp z-z)	Erreur ! Signet non défini.
5.14. Conclusion.....	Erreur ! Signet non défini.3

Chapitre 6 : Etude sismique

Introduction	Erreur ! Signet non défini.
6.1. Choix de la méthode de calcul	Erreur ! Signet non défini.
6.2. Présentation de la méthode D'HOUSNER.....	Erreur ! Signet non défini.
6.3. Hypothèse de calcul	Erreur ! Signet non défini.
6.4. Organigramme de calcul	Erreur ! Signet non défini.
6.5. APPLICATION DE LA METHODE DE CALCUL	Erreur ! Signet non défini.
6.6. CALCUL DES ACTIONS D'IMPULSIONS	Erreur ! Signet non défini.
6.7. Calcul de la force sismique totale	Erreur ! Signet non défini.
6.8. Calcul de la période fondamentale	Erreur ! Signet non défini.
6.9. Calcul des actions d'oscillations	Erreur ! Signet non défini.
6.10. Calcul de la masse oscillante.....	Erreur ! Signet non défini.
6.11. Calcul de la pulsation fondamentale de vibration du liquide .	Erreur ! Signet non défini.
6.12. Calcul du l'angle maximale d'oscillation de la surface libre .	Erreur ! Signet non défini.
6.13. Calcul des moments de flexions.....	Erreur ! Signet non défini.
6.14. Calcul des moments de renversement	Erreur ! Signet non défini.
6.15. Vérifications de la stabilité de l'ouvrage.....	Erreur ! Signet non défini.
6.16. Etat limite de service de niveau de fonctionnement minimal	Erreur ! Signet non défini.
6.17. Calcul des contraintes circonférentielles.....	Erreur ! Signet non défini.
6.18. Vérification au flambement.....	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre 7 : modélisation du réservoir métallique

Introduction	Erreur ! Signet non défini.
7.1. Lancement du logiciel	Erreur ! Signet non défini.
7.2. Réglage des préférences et des préférences de la tache	Erreur ! Signet non défini.
7.3. Préférences	Erreur ! Signet non défini.
7.4. Préférences de la tâche	Erreur ! Signet non défini.
7.5. Les lignes de construction	Erreur ! Signet non défini.

7.6. Définition des sections	Erreur ! Signet non défini.
7.7. Cas de charges	Erreur ! Signet non défini.
7.8. Définition des charges	Erreur ! Signet non défini.
7.9. Les résultats de calcul	Erreur ! Signet non défini.

Liste des figures

Figure 1.1. Réservoirs classés selon le produit stocké.....	2
Figure 1.2. Réservoirs classés selon leur forme.....	4
Figure 1.3. Réservoirs classés selon leurs capacités	5
Figure 1.4. Réservoirs classés selon leurs emplacements.....	5
Figure 1.5. Réservoirs classés selon leur matériau utilisé pour la construction.....	6
Figure 1.6. Le fond d'un réservoir	8
Figure 1.7. La robe.....	8
Figure 1.8. Toiture	9
Figure 1.9. Ceinture de renforcement.....	9
Figure 1.10. Fondation d'un réservoir métallique	10
Figure 1.11. Vue extérieure d'une sphère et de ses équipements de sécurité	10
Figure 1.12. Réservoir a cuve ouverte	11
Figure 1.13. Rapport de ponte de toiture fixe autoportant	12
Figure 1.14. Réservoir à toit fixe	12
Figure 1.15. Coupe d'un réservoir à toit supporte	13
Figure 1.16. Réservoir à toit flottant	14
Figure 1.17. Réservoir à toit flottant simple pont	15
Figure 1.18. Réservoir à toit flottant double pont	16
Figure 1.19. Réservoir à toit flottant interne	17
Figure 2.1. Situation du site	21
Figure 2.2. Coefficient de réduction des pressions dynamiques pour les grandes surfaces....	24
Figure 2.3. Coefficient de dimension γ_{\square}	25
Figure 2.4. Coefficient de réponse fonction de la période T du mode fondamental d'oscillation de la structure	26

Figure 2.5. Coefficient de pression (Ce)	27
Figure 3.1. La jonction coque-toit	36
Figure 3.2. Fond du réservoir	37
Figure 3.3. Recouvrement des tôles du fond	38
Figure 4.1. Les contraintes caractéristiques	45
Figure 4.2. Détail des contraintes d'un élément	46
Figure 4.3. La contrainte normale	46
Figure 4.4. Raidisseur secondaire.....	57
Figure 5.1. Les entretoises	61
Figure 5.2. Les chevrons	66
Figure 7.1. Type de structure	100
Figure 7.2. Les lignes de construction	104
Figure 7.3. Définition des viroles et du fond	106
Figure 7.4. Les appuis.....	109

Liste des tableaux

Tableau 1.1. Mode de stockage des produits pétroliers.....	7
Tableau 2.1. Caractéristiques de l'ouvrage.....	21
Tableau 2.2. Valeurs de coefficient de site K_s	23
Tableau 2.3. Le coefficient de pression (C_e) est donné en fonction de γ et de l'angle d'inclinaison α	27
Tableau 3.1. Les épaisseurs utilisées.....	35
Tableau 3.2. Récapitulatif des épaisseurs des tôles de la robe.....	42
Tableau 3.3. Comparaison entre l'API 650 et l'EUROCODE.....	44
Tableau 4.1. Limitation des contraintes.....	48
Tableau 4.2. Vérifications des viroles.....	56
Tableau 4.3. Comparaison entre les épaisseurs avants et après vérification.....	56
Tableau 5.1. Caractéristique géométrique du toit.....	60
Tableau 5.2. Caractéristique de l'entretoise adoptée.....	61
Tableau 5.3. Les caractéristiques de l'IPE 400.....	67
Tableau 5.4. Les caractéristiques du HEB 160.....	73
Tableau 5.5. Les caractéristiques du HEB 160.....	78
Tableau 6.1. Caractéristiques géométriques de réservoir.....	88
Tableau 6.2. Coefficient d'accélération de zone A.....	90
Tableau 6.3. Valeurs du coefficient de comportement R.....	90
Tableau 6.4. Valeurs de T_1 et T_2	91
Tableau 6.5. Valeurs de ξ (%).....	91
Tableau 6.6. Les pénalités à retenir selon que le critère de qualité q.....	92
Tableau 6.7. Contrainte circonférentielle.....	98
Tableau 6.8. Contrainte critique.....	99

Liste des notations

Pression dynamique	q
Pression dynamique extrême	q_{10} (extrême)
Pression dynamique normal	q_{10} (normal)
Effet de site	k_s
Effet de masque	K_m
Effet de dimension	δ
Rapporte de dimension	λ
Coefficient de trainée	C_t
Amplification dynamique	β
Coefficient de réponse	ε
Coefficient de pulsation	τ
Action extérieure du vent	C_e
Action intérieure du vent	C_i
Charge de la neige sur le sol	S_k
Charge de la neige sur le toit	S
Coefficient d'ajustement des charges	μ
Diamètre du réservoir	D
Hauteur du réservoir	H_r
Hauteur de virole	H_v
Largeur de la virole	L_v
Epaisseur des composants	t
Pression du vent	P_{sd}
Rayon intérieur du réservoir	R_i
Rayon extérieur du réservoir	R_e
Accélération de la pesanteur	G
Coefficient d'accélération	A
Coefficient de comportement	R
La période fondamentale	T
Module de plasticité de l'acier	E

Poids volumique d'acier	ρ
Facture de correction	η
Facteur de qualité	Q
Poids de l'ouvrage	P
Masse volumique du liquide	ρ
La masse du liquide	Ml
La masse inerte	Mi
L'accélération maximale	aS
La pression hydrodynamique d'impulsion	Pi
La hauteur maximale des vague	d _{max}
Le niveau d'application des pressions d'impulsion	h _i
Le niveau d'application des pressions d'oscillation	h ₀
Le moment de renversement	M _r
Le moment stabilisant	M _s
Poids total du réservoir	W
L'angle maximal d'oscillation	ϕ_0
La pulsation fondamentale de vibration du liquide en mouvement	ω_0^2
Le moment d'inertie de la paroi	I _x
L'effort tranchant à la base	V
Etats limites ultimes	ELU
Etats limites de services	ELS
American petroleum institute	API
Règlement parasismique algérienne	RPA

Résumé

Ce mémoire comprend l'étude et la conception d'un réservoir métallique destiné à stocker du fioul.

Cette étude consiste à la conception et au dimensionnement d'un réservoir métallique de 21300 m³, Étant donné que cette étude devrait se faire selon les règles de l'art, tous les calculs sont faits suivant les règlements et normes reconnus sur le plan international à savoir :

API 650, EUROCODES, RPA 99 (2003), DTR

Une fois le dimensionnement effectuée, nous effectuons une comparaison entre les deux codes.

En dernier nous avons modéliser la structure sur le logicielle (ROBOT 2021) pour prendre en compte tous les paramètre et combinaisons de charges.

Introduction générale

Durant les dernières années, le domaine industriel a connu des progrès considérables dans le monde, et plus particulièrement en Algérie, que ce soit dans le domaine de la recherche, de la production, ou du stockage. Ce dernier s'est caractérisé à travers la construction de réservoirs de différentes capacités et de différents types. Inutile de souligner que le stockage est un secteur stratégique dans l'industrie pétrolière.

Le stockage à grande échelle des produits utilisés dans l'industrie pétrolière et chimique, s'effectue principalement dans des réservoirs métalliques, de construction soudée, installés à l'air libre et reposant sur le sol.

Dans l'industrie pétrolière, les réservoirs sont d'une importance vitale pour la conservation et le stockage, stratégique parfois, souvent pour de longues périodes de temps, de produits chers, volatiles et dangereux. Ils permettent d'assurer une pérennité de la production malgré les interruptions accidentelles. Les réservoirs de stockage sont indispensables dans l'exploitation des champs pétroliers. Pour le choix d'un réservoir on doit tenir compte des fiches techniques de construction du bac. Le type de réservoir à utiliser dépend de la nature du produit, certains produits doivent être conservés sous haute pression, tandis que d'autres se conservent sous moyenne pression. Les bacs de stockage sont des ouvrages de grandes dimensions, ils sont fragiles, leur destruction peut être provoquée par le feu, les explosions, la corrosion et les séismes.

Le réservoir étudié dans le cadre de ce mémoire sera réalisé conformément aux recommandations techniques de l'EUROCOD et du RPA pour la partie sismique, nous avons aussi utilisé l'API 650 pour comparer les résultats trouvés avec ceux de l'EUROCOD

Introduction

Les réservoirs métalliques sont des structures de stockage utilisées pour contenir divers types de liquides, notamment l'eau, le pétrole, les produits chimiques et les gaz. Ils sont fabriqués en acier ou en d'autres métaux, en fonction de l'application spécifique. Les réservoirs métalliques varient en taille, en forme et en capacité, allant des petites cuves aux réservoirs massifs utilisés dans l'industrie pétrolière ou chimique.

C'est alors, que nous consacrons ce premier chapitre à la présentation des différentes typologies de réservoirs métallique, les matériaux de construction, normes de calcul et méthodologie de surveillance et de maintenance.

1.1. Rôle du stockage

Le stockage des produits issue de l'industrie chimique ou pétrolière consiste à immobiliser dans un laps de temps donnée une certaine quantité de liquide ou de gaz dans des structures appelées appareils à pression ou réservoirs selon que le produit stocke est sous pression ou pas. Dans l'industrie pétrolière, le stockage des hydrocarbures est un enjeu stratégique nécessaire pour assurer l'autonomie énergétique d'un pays pendant une durée limitée, et répondre aux fluctuations de production et de consommation et due à toute sorte de facteur qui influence la disponibilité de ses produits comme :

- Complication lors de leur extraction.
- Indisponibilité de moyen de transport.
- Variation de la consommation car elle dépend des conditions météorologiques.

1.2. Classification Des Réservoirs De Stockage

Les réservoirs de stockage métallique peuvent être classifiés de différentes manières en fonction de divers critères, notamment leur utilisation, leur forme, leur capacité, leur emplacement, le type du produit stocké, etc. dans ce qui suit nous présentons une classification en fonction de certains de ces critères :

❖ Selon l'utilisation

Les réservoirs peuvent être classés selon leur destination finale, savoir :

- Réservoirs de stockage d'eau potable.
- Réservoirs de stockage de produits pétroliers (réservoirs de carburant, de pétrole brut, etc.).
- Réservoirs de stockage de produits chimiques (réservoirs de produits chimiques, acides, bases, etc.).
- Réservoirs de stockage de gaz (gaz naturel, gaz comprimé, etc.).

- Réservoirs de stockage d'énergie (nous pouvons citer entre autre les réservoirs d'air comprimé utilisés pour le stockage d'énergie dans les centrales électriques).

❖ Selon le produit stocké

Les réservoirs peuvent être classés :

- Réservoirs de stockage de liquides inflammables.
- Réservoirs de stockage de produits chimiques corrosifs.
- Réservoirs de stockage de gaz sous pression.
- Réservoirs de stockage de liquides alimentaires.



Produit inflammables



acide



Gaz sous pression



Cuve de stockage alimentaire

Figure 1.1. Réservoirs classés selon le produit stocké.

Pour le stockage des produits pétroliers, qui une classe sellons leur volatilité comme suit :

- Catégorie A : produits dont la tension de vapeur durant le stockage est toujours supérieure à 1 Bar.
- Catégorie B : produits dont la tension de vapeur peut parfois être légèrement inférieur à 1 Bar.
- Catégorie C : produits dont la tension de vapeur est toujours inférieure a 1 Bar mais ne peut pas être négligé.

- Catégorie D : produits dont la tension de vapeur est négligeable

Nous pouvons déterminer une autre classification spécifique à ses produits, en fonction de la catégorie de produit contenus :

La catégorie A est divisée en 2 catégories :

- ***Stockage de produit de catégorie A-1***

On maintient le produit à une température basse afin de réduire sa tension de vapeur sous l'effet de la pression atmosphérique. Les épaisseurs de chaque élément sont seulement calculées par rapport à l'action de la charge hydrostatique. Les matériaux utilisés ont un bon comportement mécanique aux basses températures. Ce type de bac est utilisé pour stocker du gaz naturel liquéfié

- ***Stockage de produit de catégorie A-2***

La forme des réservoirs utilisés pour stocker ce type de produit est sphérique ou cylindrique, on maintient le produit à une pression égale à leur tension de vapeur.

Stockage de produit de catégorie B et C

Les bacs utilisés sont à toit fixe ou à toit flottant, le produit est stocké sous une pression proche de la pression atmosphérique, exemple « Gasoil, Essence, Kérosène »

Stockage de produit de catégorie D

Les bacs utilisés sont à toit fixe mais maintenus en température, les viroles de ce type de réservoir est calorifugée, on stocke des produits lourds comme le Bitume.

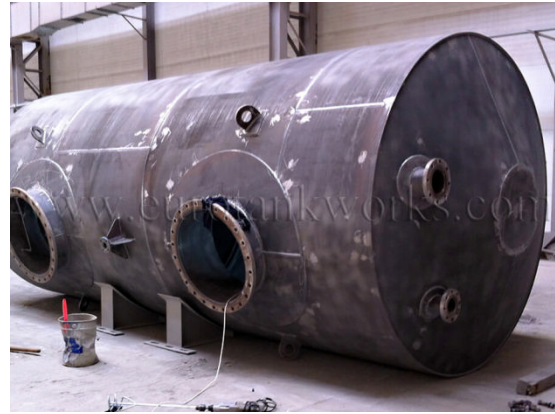
❖ **Selon la forme**

Un autre mode de classification est lié à la forme de l'ouvrage, ou nous pouvons distinguer :

- Réservoirs cylindriques verticaux : ces réservoirs ont une forme verticale et cylindrique.
- Réservoirs horizontaux : ces réservoirs ont une forme horizontale et sont souvent utilisés pour le stockage de carburant dans les véhicules ou sur les sites industriels.
- Réservoirs sphériques : ces réservoirs ont une forme sphérique et sont parfois utilisés pour le stockage de gaz à haute pression.



Réservoirs cylindriques verticaux



Réservoirs horizontaux



Réservoirs sphériques

Figure 1.2. Réservoirs classés selon leur forme**❖ Selon la capacité**

En plus de l'utilisation, la nature du produit et la forme géométrique, la capacité de l'ouvrage est un paramètre essentiel dans la conception et le calcul de ces ouvrages, ainsi nous pouvons distinguer :

- Petits réservoirs (par exemple, des cuves de stockage de quelques mètres cubes pour un usage domestique).
- Réservoirs de capacité moyenne (utilisés dans des installations industrielles ou commerciales).
- Grands réservoirs (réservoirs de stockage d'hydrocarbures dans les terminaux pétroliers, par exemple).



Figure 1.3. Réservoirs classés selon leurs capacités

❖ Selon l'emplacement

- Réservoirs enterrés : ces réservoirs sont enterrés sous le sol pour des raisons de sécurité ou d'esthétique.
- Réservoirs aériens : ces réservoirs sont installés au-dessus du sol.



Réservoirs aériens



Réservoir enterré

Figure 1.4. Réservoirs classés selon leurs emplacements

❖ Selon le matériau utilisé pour la construction

- Réservoirs en acier au carbone.
- Réservoirs en acier inoxydable.
- Réservoirs en aluminium.



Réservoirs aux fibres de carbone

Réservoir en acier inoxydable

Réservoir en aluminium

Figure 1.5. Réservoirs classés selon leur matériau utilisé pour la construction

Dans l'industrie pétrolière, les ingénieurs concepteur on favorise souvent l'utilisation de réservoirs en acier pour plusieurs raisons importantes, tels que :

- Résistance aux produits chimiques : L'acier est résistant à de nombreux produits chimiques corrosifs, ce qui en fait un matériau approprié pour le stockage de produits pétroliers, y compris les hydrocarbures, les carburants, les huiles et les produits chimiques associés à l'industrie pétrolière.
- Résistance mécanique : L'acier est un matériau robuste qui peut résister à des charges élevées, telles que la pression du liquide stocké, les charges de vent, les charges sismiques, et les charges liées à la manipulation des réservoirs pendant le transport ou la maintenance.
- Durabilité : Les réservoirs en acier ont une durée de vie longue et sont capables de résister à des conditions environnementales difficiles, notamment les intempéries et les changements de température.
- Étanchéité : L'acier peut être fabriqué avec des techniques de soudage de haute qualité pour assurer l'étanchéité des réservoirs, évitant ainsi les fuites potentielles de produits pétroliers.
- Facilité de maintenance : Les réservoirs en acier sont relativement faciles à entretenir et à réparer en cas de dommages ou de corrosion. Les inspections régulières et les mesures préventives peuvent prolonger leur durée de vie.
- Normes et réglementations : De nombreuses normes et codes de construction, tels que l'API 650 (American Petroleum Institute) aux États-Unis, sont spécifiquement conçus

pour la conception et la fabrication de réservoirs en acier utilisés dans l'industrie pétrolière. Cela assure une conformité aux normes de sécurité et de qualité.

1.3. Mode De Stockage Des Produits Pétrolière

Les réservoirs peuvent stocker des liquides et des gaz à des pressions et des températures spécifiques, le mode de stockage dépend du type de produit stocké et de la forme du réservoir.

Modes de stockage	Pression de vapeur absolue p et température de stockage θ du produit stocké	Exemples de produits stockés	Types de réservoirs de stockage recommandé
Stockage à pression atmosphérique	$P = P_{atm}$ $\theta = \theta_{ambiante}$	Eau pour incendie et industrielle, eau potable	Réservoir ouverte au à toit fixe.
Stockage sous faible pression	$P < 0.1 \text{ bar}$ ($Point\ d'éclair \geq 55^\circ C$) $\theta = \theta_{ambiante}$	Huiles, fuels, bitumes, asphaltes...	Réservoir à toit fixe
Stockage sous forte pression	$0.1 \text{ bar} < P < 0.75 \text{ bar}$ ($Point\ d'éclair \leq 55^\circ C$) $\theta = \theta_{ambiante}$	Pétrole brut, benzène, carburants aviation, essence...	Réservoir à toit flottant (externe ou interne)

Tableau 1.1. Mode de stockage des produits pétroliers.

1.4. Élément Constituant Un Réservoir De Stockage

Les éléments spécifiques et la conception d'un réservoir en acier varieront en fonction de l'application, de la taille et du liquide stocké. La sécurité et la conformité aux réglementations locales sont des considérations essentielles lors de la conception et de la construction de réservoirs de stockage en acier. Dans ce qui suit, nous présentons les éléments constitutifs typiques d'un réservoir de stockage en acier

1.4.1. Le fond

C'est la base du réservoir, Il est constitué de tôles se recouvrant aux extrémités où elles sont soudées entre elles, constituant une membrane étanche qui n'a aucune résistance mécanique son rôle et de transmettre les charges à la fondation.



Figure 1.6.Le fond d'un réservoir

1.4.2. La robe

C'est une paroi verticale constituée de tôles cintrées au diamètre du réservoir, Elle est constituée par un empilage vertical de viroles de largeur variant de 1.80m a 2.40m, l'Éure épaisseurs est dégressive du bas vers le haut, l'épaisseur maximale d'une virole ne dépasse pas 45mm. La robe doit supporter les charges appliquées par le produit stocké ainsi que la surcharge due aux charges sismiques.



Figure 1.7. La robe

1.4.3. Le toit

C'est la partie supérieure du réservoir, il est fait d'un assemblage de tôles il peut être fixe ou flottant. Cette partie de l'ouvrage est conçu, pour empêcher l'évaporation, minimiser la contamination ou maintenir la température du liquide.



Figure 1.8. Toiture

1.4.4. La ceinture ou renforcement

Les ceintures de renforcement sont nécessaires sur tous les bacs pour qu'ils conservent leur forme cylindrique lorsqu'ils sont exposés aux vents les plus violents. Pour les bacs à toit fixe, les plaques de toit sont fixées sur la ceinture de renforcement. Pour les bacs à toit flottant, la ceinture de renforcement est destinée à empêcher la déformation des parois.



Figure 1.9. Ceinture de renforcement

1.4.5. Supports et fondations

Les réservoirs nécessitent des supports solides et des fondations appropriées pour les maintenir en place de manière sécurisée. Les supports peuvent être en béton ou en acier, en fonction de la taille et du type de réservoir.



Figure 1.10. Fondation d'un réservoir métallique

1.4.6. Dispositifs de sécurité

Les réservoirs peuvent être équipés de dispositifs de sécurité tels que des soupapes de décharge de pression, des systèmes de détection d'incendie, des systèmes de protection contre les déversements, et aussi des échelles et passerelles installées sur la paroi extérieure du réservoir pour permettre l'accès en toute sécurité.

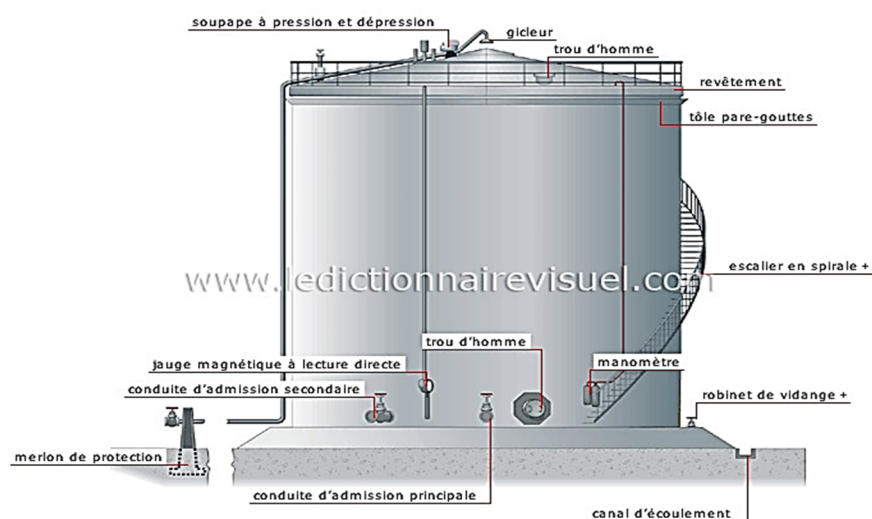
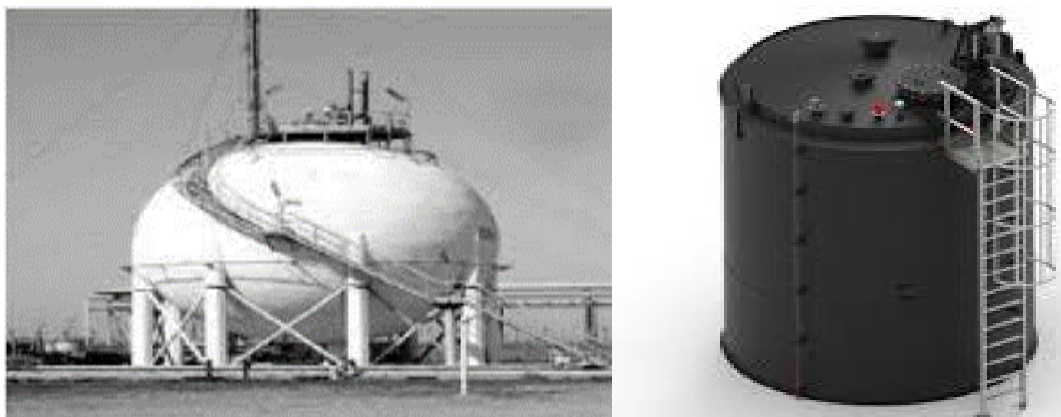


Figure 1.11. Vue extérieure d'une sphère et de ses équipements de sécurité

1.5. Les Différents Type De Réservoirs De Stockage A Température Ambiante

Ils constituent la presque totalité des parcs de stockage, ils sont destinés à stocker des liquides sous une pression très proche de la pression atmosphérique, de manière à pouvoir stocker de grands volumes pour un coût d'investissement faible.

On peut citer :

1.5.1. Réservoir à cuves ouvertes

Ce type de structure ne comporte pas de toit et leur emploi est limité à quelque liquide non toxique que l'on peut stocker à l'air libre et cela sans impacter la qualité du liquide ou de l'environnement voilà quelque exemple de produit stocker « le lisier, déchet industrielle, eaux d'irrigation, eaux usées, etc... »



Figure 1.12. Réservoir a cuve ouverte

1.5.2. Les réservoirs à toits fixe

Les bacs à toits fixe sont des constructions simples, ils sont de forme cylindrique obstrues à leur sommet par un toit légèrement conique ou hémisphérique autoportant ou sur poteaux ils sont étudiés pour supporter une surcharge externe d'au moins 120daN/m², le fond du bac est constitué de tôles se recouvrant et soudées entre elles il est conçu pour permettre une vidange aussi efficace que possible. La pente vers le drain située au centre ou en périphérie est de 1 à 2%. Les robes peuvent être construites en matière plastique mais elles sont souvent métalliques. Elles sont faites de tôles rivetées pour les plus anciennes, boulonnées ou entièrement soudées pour les plus récentes. Ces dernières sont étanches aux vapeurs et aux gaz. Ces réservoirs sont prévus pour le stockage d'hydrocarbures peu volatiles et à faible tension de vapeur c'est-à-dire la tension de vapeur à température ambiante est inférieure à 0.1 bar ou dont le point d'éclair est supérieur à 55°C on peut citer comme exemple « le fuel, brut dégazé...etc ».

On distingue deux catégories de réservoir à toit fixe les toits autoportants et les toits supporté

Réservoirs à toit fixe autoportant

Ont un toit conique avec une pente de 1/5 ou 1/6 ou bien sphérique avec un rayon de courbure compris entre 0.8 et 1.5 fois le diamètre du réservoir. La structure de ces toits est constituée d'élément porteurs rayonnants, réalisées par de simples chevrons ou des fermes métalliques, ces éléments sont fixés au centre par un anneau formant une clef de voute et prennent appui sur le sommet de la robe du réservoir. L'écartement des fermes ou des chevrons sont compris entre 2 et 2.5m on limite aussi l'utilisation des charpentes ou chevrons a des réservoirs de 25m de diamètre pour les toits coniques et a 60m pour les toit sphériques, mais pour les charpente a ferme l'Eure utilisation est limitée a 60m de diamètre quel que soit la forme du toit on aussi le cas ou le diamètre est inférieur a 20m dans ce cas le toit est autoportant sans charpente alors l'épaisseur des tôles de toit sont généralement limitée a 9.5 mm pour conserver un assemblage par recouvrement des tôles.

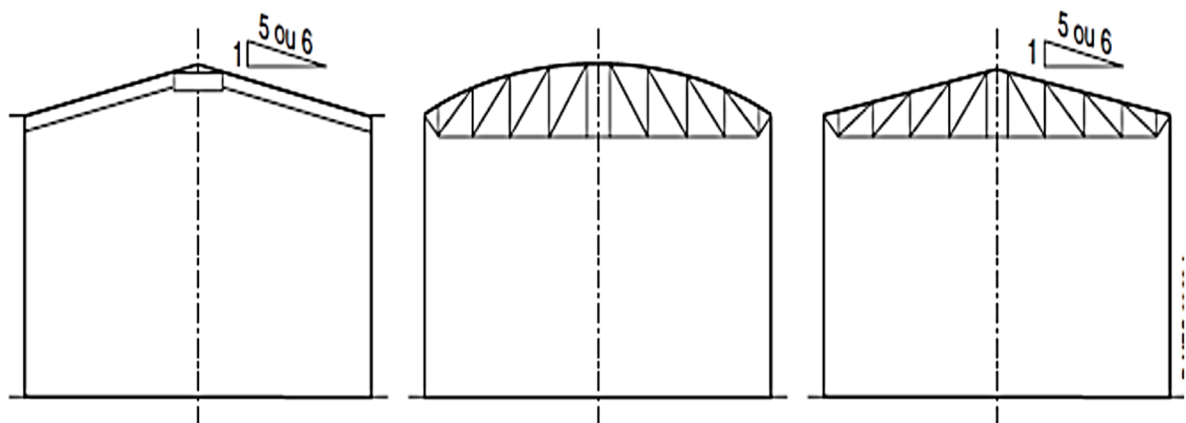


Figure 1.13. Rapport de pente de toiture fixe autoportant



Figure 1.14. Réservoir à toit fixe

Réservoirs à toit fixe supporte

Les toits de ces réservoirs sont de forme conique assez plat avec une pente de 1/16 ou 1/12, ces derniers sont constitués d'une charpente métallique reposent sur un poteau central ou tube ou on profile ci le diamètre du réservoir est inférieure a 25m on ajoute des poteaux intermédiaires disposes on cercle concentrique et sont rattacher au toit par des pannes droites sur lesquelles viennent se poser les chevrons. L'espacement entre ces chevrons n'excède pas 1.7m sauf sur la robe ou il peut être augmenté à 2m.

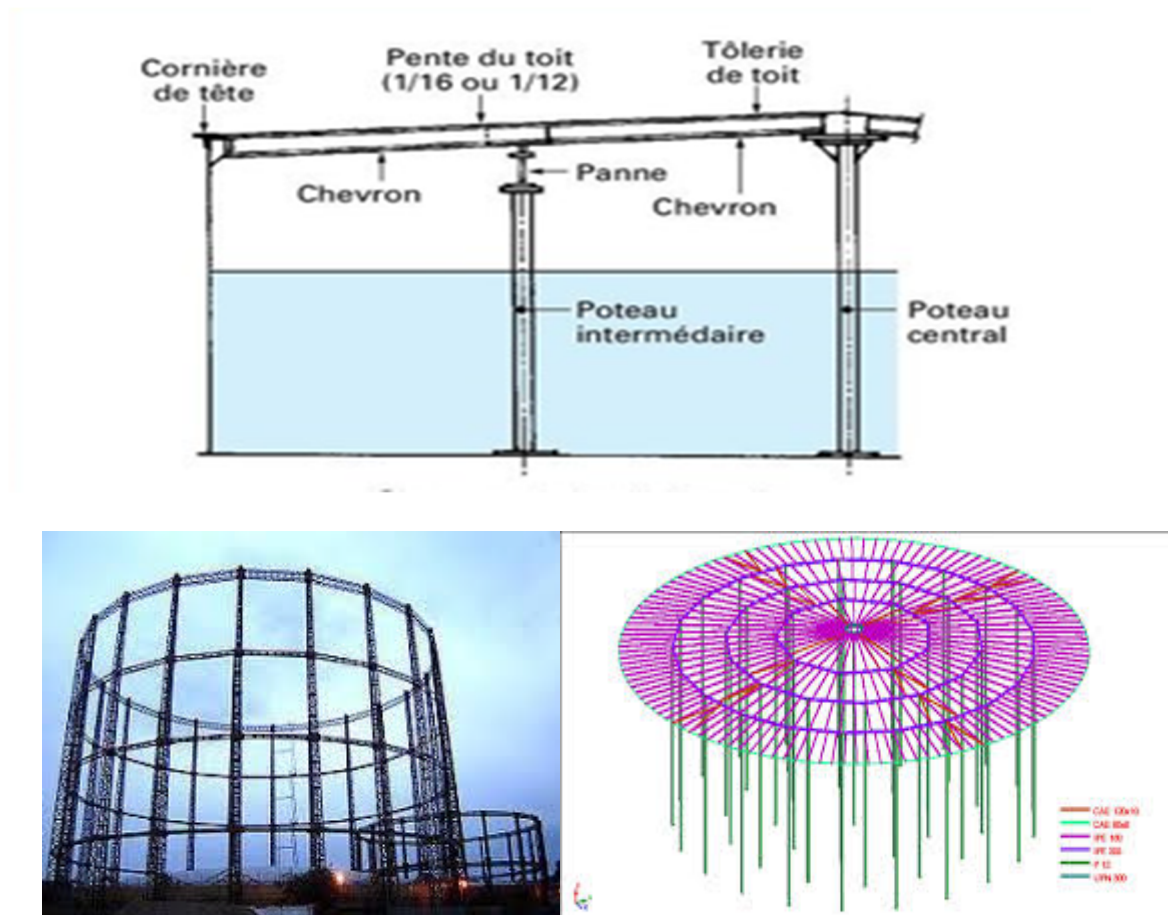


Figure 1.15. Coupe d'un réservoir à toit supporte.

1.5.3. Réservoirs à toit flottants

Ils sont destinés au stockage des hydrocarbures les plus volatiles, dont la tension de vapeur absolue a température ambiante est comprise entre 0.1 et 0.75 bar ou dont le point éclair est inférieur a 55°C. C'est le cas du pétrole brut, des diverses essences et carburant dérivée de celui-ci.

Le produit stocker doit être dégazé. la particularité des ces réservoirs par rapport au toit fixe et que le toit repose sur une structure qui flotte à la surface du liquide d'où l'appellation « toit flottant » pour éviter la formation d'un espace gazeux entre le liquide stocker et le toit du

réservoir limitant ainsi la perte de produit par évaporation, diminuer les risques d'incendie et réduit la pollution atmosphérique. Le toit monte et décent suivant la quantité du liquide se trouvent à l'intérieur du réservoir. Vu que le toit est exposé à l'air libre il doit donc être conçu pour résister aux effets du vent de la pluie et de la neige. la masse volumique minimale du liquide stocké doit être égale ou supérieur à 700 kg/m^3 , le toit doit supporter une charge d'eaux pluviales correspondant à une chute de 250 mm sur une période de 24h si le système de pompage est hors service, lorsque le réservoir est vide le toit flottant repose sur des béquilles ou pieds de supports situés sur le fond du réservoir ces derniers doivent supporter une surcharge de 120 daN/m^2 sans accumulation d'eau. De même que les bacs à toit fixe, les bacs à toit flottant ont un équipement spécifique de leur technologie comme des soupapes automatique casse vide, le barrage mousse pour éviter un effondrement de la robe et prévenir les feu à l'intérieur du bac. Des joints d'étanchéité assureront l'étanchéité entre le toit et la robe du bac.

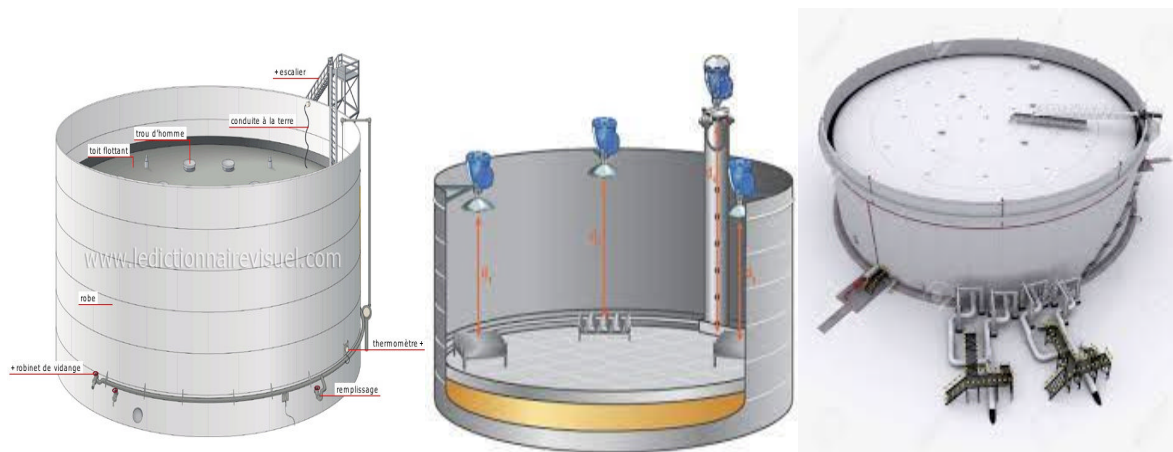


Figure 1.16. Réservoir à toit flottant

On distingue deux types de réservoirs à toits flottant:

Réservoir a toit flottant externe

Réservoir a toit flottant simple pont :

Ils sont constitués par une membrane circulaire centrale, appelée pont, qui repose directement sur le liquide stocké et qui est entourée par un caisson annulaire. Ce dernier est divisé par des cloisons en compartiment étanche pour assurer la flottabilité du toit durant le service normal, en cas d'accumulation d'eaux ou de crevaisson de la membrane du pont

La surface du caisson représente 20 à 25% de la surface du pont, sauf pour les petits réservoirs, là elle peut atteindre les 35%. La partie inférieure du caisson est pentue. Cette pente est orientée vers le haut pour piéger les vapeurs émises par le liquide sous le pont central

ci la température ambiante, cela crée un dôme gazeux entre le pont et le liquide, ce dernier fini par se dissiper grâce à la condensation et retourne à l'état liquide au fur et à mesure que la température diminue. La partie supérieure du caisson a une pente descendante vers le pont central où se trouve une canalisation placée sous le toit flottant qui permet le drainage des eaux de pluies ou de la fonte des neiges cette canalisation peut être flexible ou articulée elle part du toit flottant vers le fond du bac où se trouve une trappe sur la robe.

Le pont central est constitué de tôle rectangulaire de 5mm d'épaisseur, assemblées par recouvrement et soudées sur leur face supérieure. Les ponts supérieur et inférieur et inférieur du caisson sont également de 5 mm d'épaisseur sauf les couronnes qui sont souvent plus épaisses.

Les toits flottants simple pont sont utilisés pour des réservoirs de 15 à 100 m de diamètre, leur utilisation est déconseillée dans les régions de vent violent ou permanent en particulier pour des réservoirs de diamètre supérieur à 50 m car ils sont plus sensibles à l'effet du vent.

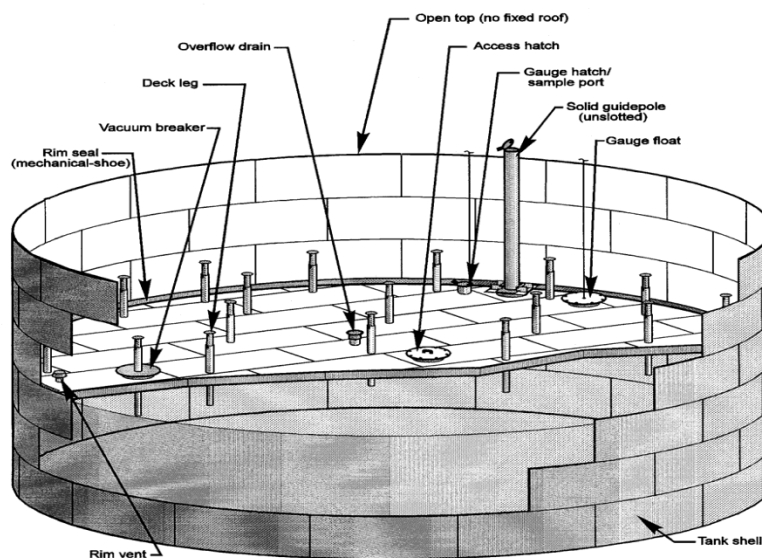


Figure 1.17. Réservoir à toit flottant simple pont

Réservoir a toit flottant double pont:

Ils sont constitués de deux voiles circulaires en tôle assemblées l'une sur l'autre, le pont inférieur est directement en contact avec le liquide et le pont supérieur est exposé à l'air libre. Ils sont séparés par des couronnes concentriques verticales formant des caissons étanches au liquide pour assurer la flottabilité du toit.

Le pont inférieur :

Il peut être plat ou légèrement conique vers le haut, dans tous les cas il possède une capacité de déformation suffisante pour piéger les gaz issus du liquide au centre du toit, de plus les effets de la température extérieure sont moins contraignants par rapport à un toit à simple pont grâce à l'espace rempli d'air qui se trouve entre les deux ponts assurant ainsi une bonne isolation thermique au-dessus du liquide.

Le pont supérieur :

Repose sur des chevrons en profils installés radialement entre les couronnes concentriques qui séparent les deux ponts, il est conçu avec une pente qui assure le drainage des eaux de pluies vers le centre du réservoir. Pour les toits de diamètre supérieur à 60m le pont supérieur est réalisé avec un profil conique à deux pentes opposées pour limiter la hauteur de la couronne extérieure sur laquelle est fixé le joint d'étanchéité.

Les toits flottant double pont sont employés pour des réservoirs de diamètre compris entre 15 et 125m.

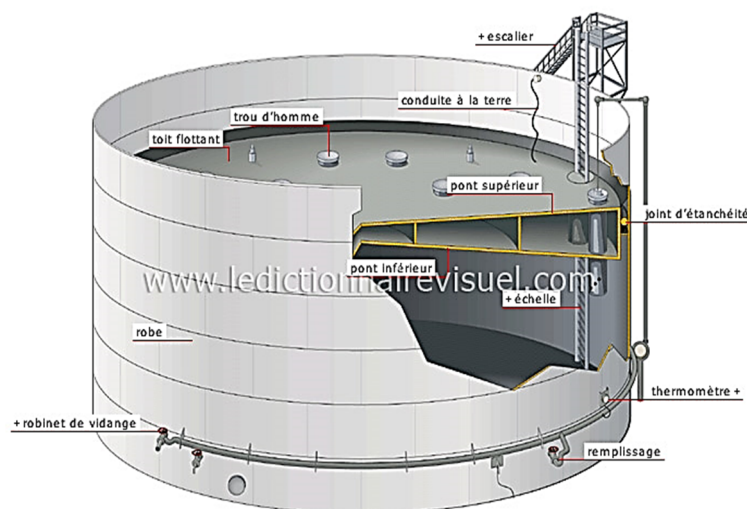


Figure 1.18. Réservoir à toit flottant double pont

Les réservoirs à toit flottant interne :

Ils sont utilisés pour le stockage des produits volatiles dont il faut assurer la conservation la pureté et limiter l'émission des vapeurs toxiques vers l'atmosphère. La présence du toit fixe élimine les problèmes engendrés par les toits flottants externes comme le drainage des eaux, l'accumulation des neiges sur le toit, le blocage du joint d'étanchéité sur la robe par le gel, le fonctionnement du toit flottant à l'abri du vent limite largement les pertes par évaporation ce qui rend ce type de réservoir plus performant que les toits flottants externes. Ces réservoirs ont

des toits fixes mais en place à l'intérieur de ceci un toit flottant simplifié appeler « écran flottant ». Le toit fixe peut être soit autoportant ou supporté par poteaux verticaux à l'intérieur du réservoir ces dernier doivent être de forme tubulaire afin de faciliter le déplacement du toit et de réalise l'étanchéité des puits qui traverse le toit.

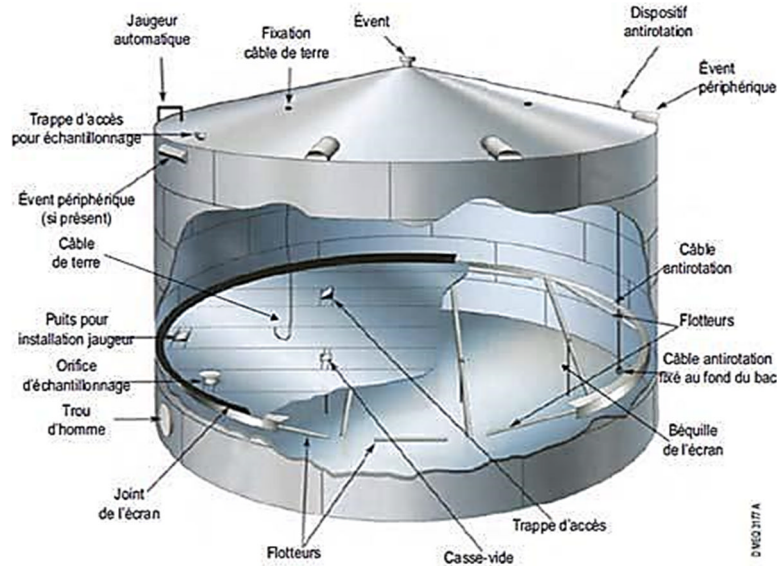


Figure 1.19. Réservoir à toit flottant interne

1.6. Les Matériaux

Les matériaux utilisés pour la construction des réservoirs de stockage dépendent de plusieurs facteurs comme : La capacité du réservoir, la durée de stockage, la pression de stockage, le type de produit stockée et l'environnement où se trouve le réservoir.

Voici les caractéristiques mécaniques de certains matériaux couramment utilisés dans la construction des réservoirs métalliques. Il convient de noter que ces propriétés peuvent varier en fonction de la composition spécifique de l'alliage ou du traitement thermique appliqué au matériau. Les valeurs fournies ci-dessous sont des estimations générales :

1.6.1. Acier au Carbone

Résistance à la traction : 370-680 MPa

Limite d'élasticité : 250 MPa

Module de Young : 200 GPa

Dureté (Brinell) : 120-250 HB

1.6.2. Acier Inoxydable

Résistance à la traction : 520-1 380 MPa (varie considérablement en fonction du type d'acier inoxydable)

Limite d'élasticité : 205-1 100 MPa

Module de Young : 190-210 GPa

Dureté (Brinell) : 85-250 HB

1.6.3. Aluminium

Résistance à la traction : 70-700 MPa (varie en fonction de l'alliage)

Limite d'élasticité : 20-600 MPa

Module de Young : 69 GPa

Dureté (Brinell) : 22-120 HB

1.6.4. Alliages de Nickel (Inconel, Monel)

Résistance à la traction : 485-827 MPa (varie en fonction de l'alliage)

Limite d'élasticité : 240-517 MPa

Module de Young : 207-230 GPa

Dureté (Brinell) : 150-400 HB

1.6.5. Titane

Résistance à la traction : 240-880 MPa (varie en fonction de l'alliage)

Limite d'élasticité : 140-550 MPa

Module de Young : 103-120 GPa

Dureté (Brinell) : 70-400 HB

1.6.6. Cuivre

Résistance à la traction : 210-360 MPa (varie en fonction de la pureté du cuivre)

Limite d'élasticité : 50-310 MPa

Module de Young : 110-128 GPa

Dureté (Brinell) : 45-155 HB

Or, dans la majorité des cas les réservoirs métalliques sont construits avec des tôles en acier à haute teneur en carbone pur, acier inoxydable, généralement de nuance S235 ou S275 ou équivalent. Et pour les liquides inflammables ou corrosifs, des alliages de métaux spécifiques sont utilisés pour éviter la corrosion et les fuites et aussi peuvent être recouverts d'un revêtement pour prolonger leur durée de vie.

1.7. Normes de calculs

Les normes et réglementations jouent un rôle essentiel dans la conception, la fabrication, l'inspection et l'exploitation des réservoirs métalliques, notamment pour garantir leur sécurité et leur intégrité. Voici une description détaillée des principales normes et réglementations utilisées dans la conception et le calcul des réservoirs métalliques :

1.7.1. API 650 (Norme de l'American Petroleum Institute pour les Réservoirs de Stockage en Acier)

Sécurité Sismique :

L'API 650 ne fournit pas de dispositions spécifiques pour la conception sismique des réservoirs, mais il se réfère à d'autres codes, tels que l'ASCE 7, pour déterminer les charges sismiques appropriées en fonction de la localisation du réservoir. Pour les zones sismiques, il est courant de concevoir les fondations des réservoirs pour résister aux forces sismiques en utilisant des méthodes d'ingénierie sismique.

Exigences Environnementales :

L'API 650 impose des exigences strictes en matière de protection contre la corrosion. Il spécifie les matériaux et les revêtements appropriés pour éviter la corrosion des réservoirs. Les codes API exigent également des systèmes de détection de fuites pour surveiller en permanence les réservoirs et détecter les déversements potentiels.

1.7.2. EN 14015 (Norme Européenne pour les Réservoirs de Stockage Soudés en Métal)

Sécurité Sismique :

L'EN 14015 définit des critères de conception pour la résistance sismique, en fonction de la zone sismique dans laquelle le réservoir est situé. Elle exige que la conception prenne en compte les forces sismiques et la stabilité sous chargement sismique.

Exigences Environnementales :

La norme européenne exige la protection de l'environnement contre les déversements. Cela inclut la conception de systèmes de confinement secondaire pour empêcher la fuite de produits stockés.

1.7.3. ASCE 7 (Norme de l'American Society of Civil Engineers)

Sécurité Sismique :

L'ASCE 7 est largement utilisée pour déterminer les charges sismiques appropriées pour la conception des réservoirs. Elle définit les facteurs de charge sismique en fonction de la zone sismique et du type de sol.

Elle exige que les réservoirs soient conçus pour résister à ces forces sismiques.

Exigences Environnementales :

L'ASCE 7 ne traite pas directement des exigences environnementales, mais elle influence la conception des fondations sismiques et des systèmes de confinement secondaire qui sont importants pour la protection de l'environnement.

1.7.4. NFPA 30 (Norme de l'Association nationale de protection contre l'incendie pour les Liquides Inflammables et Combustibles)***Sécurité Sismique :***

La NFPA 30 ne couvre pas spécifiquement la conception sismique des réservoirs, mais elle inclut des dispositions sur le stockage sûr des liquides inflammables en général, y compris les mesures de protection en cas de séisme.

Exigences Environnementales :

La norme aborde la gestion des liquides inflammables, y compris des recommandations pour les contenants et les réservoirs afin d'éviter les déversements.

1.7.5. EN 1993-4-2 (Eurocode 3 Partie 4-2)***Sécurité Sismique :***

L'EN 1993-4-2 est spécifique à la conception des réservoirs de stockage en acier sous l'effet des charges sismiques. Elle couvre la détermination des charges sismiques, la conception structurale sismique, et la stabilité.

Exigences Environnementales :

Comme l'EN 14015, elle exige des systèmes de confinement secondaire pour empêcher les déversements de produits stockés dans l'environnement.

Introduction

Une étude climatique complète est cruciale pour garantir la sécurité, la durabilité et la conformité réglementaire des réservoirs métalliques, en prenant en compte les conditions climatiques locales. Dans ce chapitre, sur la base des données climatiques, nous procédons à la détermination des charges climatiques maximales auxquelles le réservoir sera exposé. Cela comprend la charge de vent maximale, la charge de neige (le cas échéant), la charge de glace (le cas échéant), et d'autres charges spécifiques à la région.

2.1. Présentation de l'ouvrage

Le projet consiste à réaliser un réservoir à toit fixe supporter constituer d'acier soude, destiné pour le stockage de fioul. Ce réservoir se situe dans la région de KAIS (wilaya de KHENCHLA) il est destiné à alimenter en carburant les turbines de la centrale électrique se situant dans cette région.



Figure 2.1: Situation du site

Les caractéristiques de l'ouvrage sont résumées dans le tableau suivant :

ÉLÉMENT	VALEURE
diamètre du réservoir	40m
hauteur total du réservoir	20m
hauteur de virole	18.75m
nombre de viroles	9
largeur des huit premières viroles	2.1 m
largeur de la dernière virole	1.95 m
longueur de virole	9 m
hauteur maximale du liquide	16.95 m
densité du produit stocké	850 Kg/m ³
capacité du réservoir	21300 m ³
pression de conception	ATM

Tableau 2.1. Caractéristiques de l'ouvrage

2.2. Etude du vent

Le dimensionnement d'une structure se fait par rapport au charge et surcharge qui s'applique sur cette dernière. Dans notre cas nous avons besoin de connaître la pression exercée par le vent sur notre réservoir pour cela en se réfère au **RNV 65** (règlement neige et vent) comme code de calcul.

2.3. Données nécessaires pour le calcul

- Vitesse extrême du vent : 145,8 km /h ou 40,5 m/s
- Capacité du réservoir : 21300 m³
- Diamètre du réservoir : 40 m
- Hauteur de la robe (viroles) : 18,75 m
- Zone d'implantation : wilaya de KHENCHLA dans région de KAIS
- Catégorie de construction : VI

2.4. Effets du vent

Pour le calcul des constructions, on admet que le vent a une direction d'ensemble moyenne horizontale a la structure, mais qu'il peut venir de n'importe quel côté. L'action du vent sur un ouvrage dépend des caractéristiques suivantes :

- Vitesse du vent
- Catégorie de la construction et de ses proportions
- Nature du site
- Position dans l'espace (ouvrage reposant sur le sol ou sur élever)
- Perméabilité des parois (nombre d'ouverture sur une paroi)

Dans notre cas nous avons un ouvrage circulaire alors il n'y aura qu'une seule direction du vent.

2.5. Calcule de l'effet du vent sur les ouvrages circulaires

2.5.1. Pression dynamique

La pression dynamique q en (daN/m) est donne en fonction de la vitesse V du vent en (m/s) par la formule suivante :

$$q = \frac{V^2}{16,3}$$

2.5.2. Pression dynamique normale et pression dynamique extrême

Conformément à la règle I-3,1 on doit envisager dans les calculs une pression dynamique normale et une pression dynamique extrême, le rapport de la seconde a la première est égal à 1,75

$$\frac{q_{10(extreme)}}{q_{10(normale)}} = 1,75$$

2.5.3. Pression dynamique de base

Par convention, les pressions dynamiques de base normale et extrême sont celles qui s'exercent à une hauteur de 10 m au-dessus du sol.

- **Calcul de $q_{10(\text{extrême})}$**

On a la vitesse extrême du vent $V = 40,5$ m/s

$$q_{10(\text{extrême})} = \frac{V^2}{16,3} = \frac{40,5^2}{16,3} = 100,63 \text{ daN/m}^2$$

- **Calcul de $q_{10(\text{normale})}$**

$$q_{10(\text{normale})} = \frac{q_{10(\text{extrême})}}{1,75} = \frac{100,63}{1,75} = 57,5 \text{ daN/m}^2$$

2.5.4. Effet de la hauteur au-dessus du sol

La variation de la vitesse du vent avec la hauteur H dépend de plusieurs facteurs : le site, la vitesse maximale du vent et le freinage dû au sol. Soit q_H la pression dynamique agissant à la hauteur H au-dessus du sol exprimé en mètres, q_{10} la pression dynamique de base à 10 m de hauteur. Pour H compris entre 0 et 500 m, le rapport entre q_H et q_{10} est défini par la formule suivante :

$$q_h = 2,5 \times \frac{H + 18}{H + 60} \times q_{10}$$

H : la hauteur totale du réservoir qui est égale à 20m, D'où :

$$q_{h(\text{extreme})} = 2,5 \times \frac{20 + 18}{20 + 60} \times 100,63 = 119,5 \text{ daN/m}^2$$

$$q_{h(\text{normale})} = 2,5 \times \frac{20 + 18}{20 + 60} \times 57,5 = 68,28 \text{ daN/m}^2$$

2.5.5. Effets de site d'implantation

A l'intérieur d'une région à laquelle correspondent des valeurs déterminées des pressions dynamiques de base, il convient de tenir compte de la nature du site d'implantation de la construction. Les valeurs des pressions dynamiques de base normales et extrême définies ci-dessus doivent être multipliées par un coefficient de site K_s . Les coefficients de site K_s sont donnés par le tableau 8 du RNV en fonction de la nature du site (protégé, normal ou exposé).

	Zone 1	Zone 2	Zone 3
Site protégé	0.8	0.8	0.8
Site normal	1.0	1.0	1.0
Site exposé	1.35	1.30	1.25

Tableau 2.2. Valeurs de coefficient de site K_s .

Dans notre cas nous sommes dans la zone 1 sur un site exposé alors $K_s = 1,35$

2.5.6. Effet de masque

Il y a effet de masque lorsqu'une construction est masquée partiellement ou totalement par d'autres constructions ayant une grande probabilité de durée, mais dans notre cas la construction est isolée ce qui implique que l'effet de masque $K_m = 1$

2.5.7. Effet des dimensions

Le vent est irrégulier, surtout au voisinage du sol, et ne souffle pas avec la même vigueur simultanément en tout point d'une même surface ; la pression moyenne diminue quand la surface frappée augmente. On tient compte en multipliant la pression dynamique par un coefficient réducteur (δ) fonction de la plus grande dimension, horizontale ou verticale, de la surface offerte au vent afférente à l'élément considéré dans le calcul.

- Remarque(δ) ≤ 1

Détermination du coefficient réducteur (δ)

Nous avons une hauteur de 20m et un diamètre de 40m donc la plus grande dimension est horizontale le coefficient réducteur (δ) sera déterminé à partir de la figure suivante :

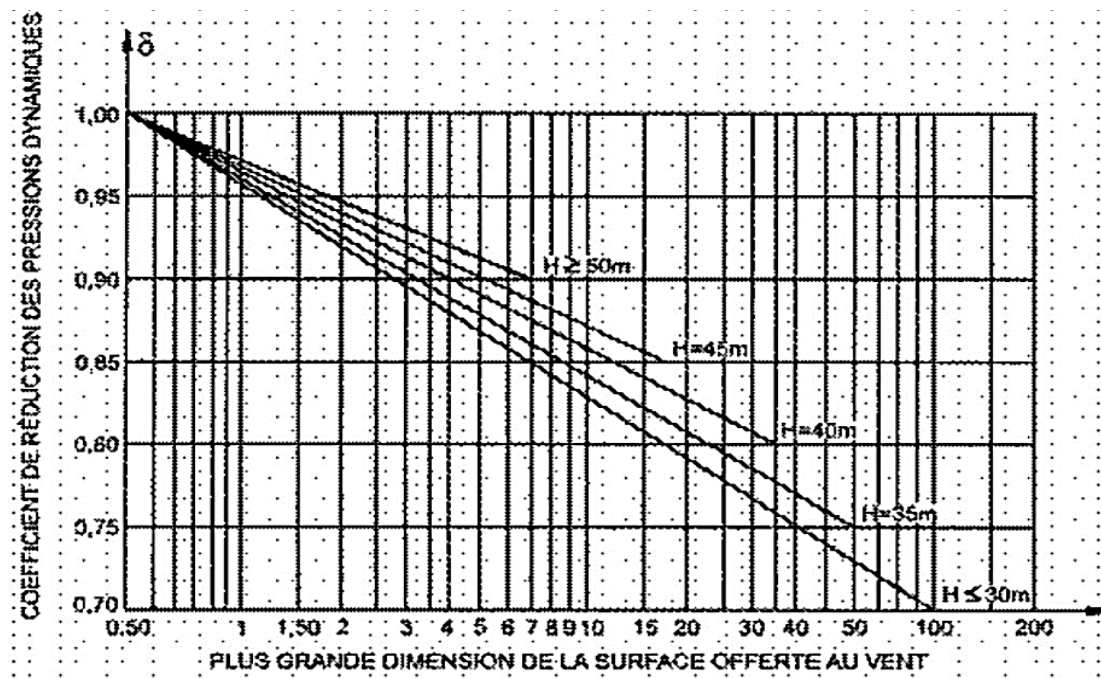


Figure 2.2. Coefficient de réduction des pressions dynamiques pour les grandes surfaces.

Dans notre cas $\delta = 0,75$

2.5.8. Rapport de dimensions

Pour le cylindre nous avons qu'une seule direction du vent, le rapport de dimension (λ) est le rapport de la hauteur H de la construction à la dimension horizontale est donné par la relation :

$$\lambda = \frac{H}{D} = \frac{20}{40} = 0,5$$

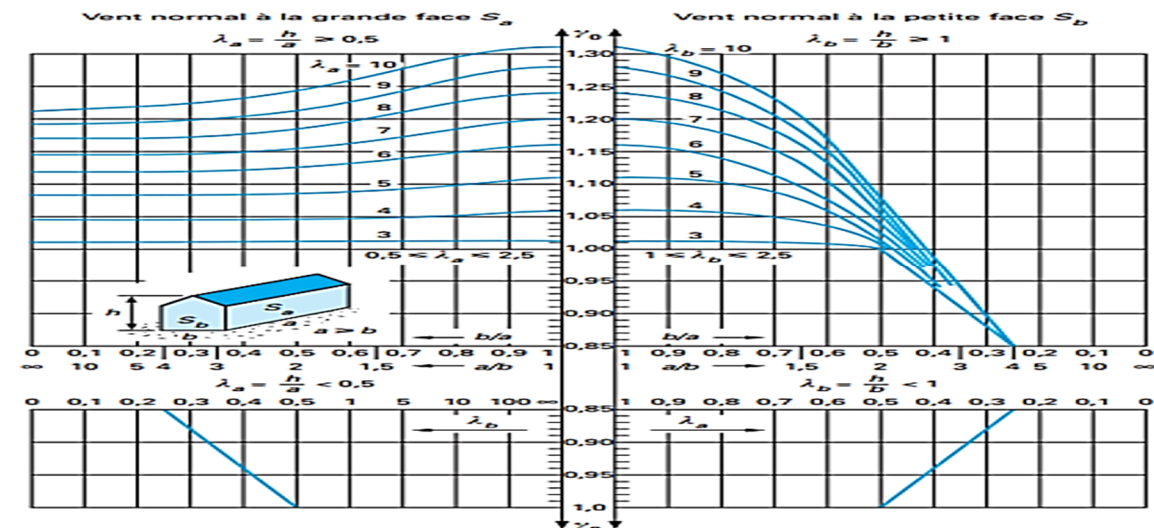


Figure 2.3. Coefficient de dimension γ_0 .

$\lambda < 1$ Donc $\gamma_0 = 1$

2.5.9. Coefficient global de traînée (C_t)

Rugosité de surface : $\nu = 14,4 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

Nombre de REYNOLDS : $Re = \frac{V \times d}{\nu} = 4,17 \times 10^5$

$$d = \frac{Re \times \nu}{V} = \frac{4,17 \times 10^5 \times 14,4 \times 10^{-6}}{40,5} = 0,148$$

$$d = 0,148 < 0,28$$

$q_{10(\text{extrême})} = 100,63 \text{ daN/m}^2$

$$d \times \sqrt{q_{10}} = 0,148 \sqrt{100,63} = 1,485$$

On a un cylindre de catégorie donc d'après le tableau 15 du RNV :

$$d < 0,28 \text{ et } 0,5 < d \sqrt{q_{10}} < 1,5 \text{ Implique } c_{t0} = 0,9 - 0,3 \times d \sqrt{q_{10}}$$

$$c_{t0} = 0,45$$

Calcul du coefficient c_t :

$$c_t = \gamma_0 \times c_{t0} = 1 \times 0,45$$

$$c_t = 0,45$$

2.5.10. Amplification dynamique β

Aux effets statiques précédemment définis s'ajoutent des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques mécaniques et aérodynamiques de la construction. Ces actions dynamiques dépendent entre autres de la fréquence propre fondamentale de vibration de la construction et sont caractérisées par le coefficient de majoration β . Ce coefficient se calcul grâce à la formule suivante :

$$\beta = \theta(1 + \varepsilon\tau)$$

ε : Coefficient de réponse fonction de la période T du mode fondamental d'oscillation de la structure

τ : Coefficient de pulsation déterminé à chaque niveau de la structure en fonction de sa hauteur H au-dessus du sol

θ : Coefficient global dépendant du type de construction dans notre cas égal à 1

Coefficient de réponse ε

$$T = 0,1 \times \frac{H}{\sqrt{D}} = 0,1 \times \frac{20}{\sqrt{40}} = 0,316 \text{ s}$$

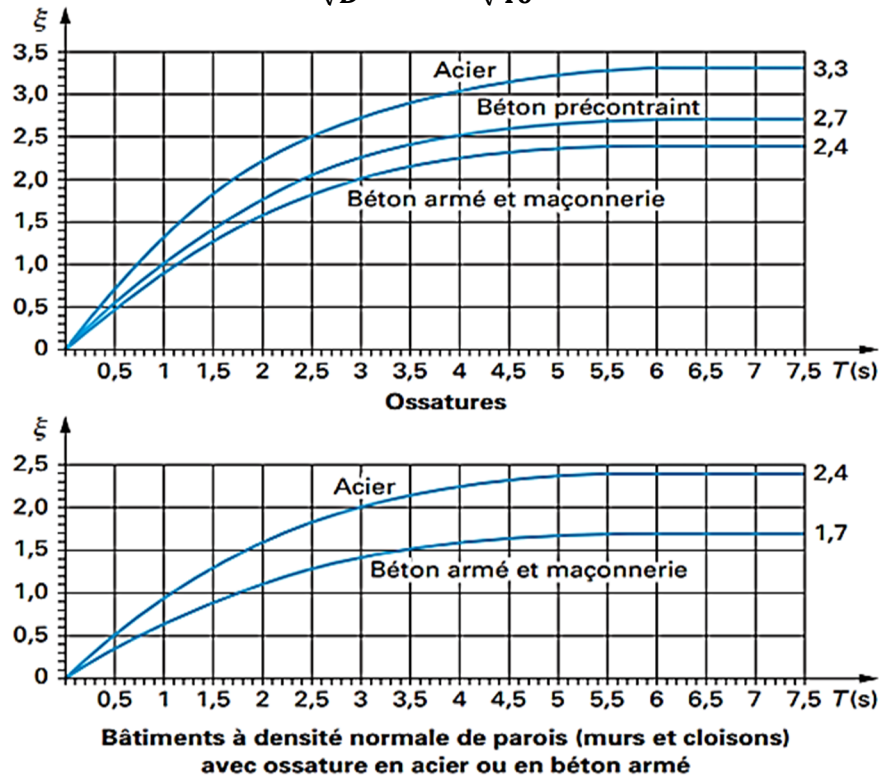
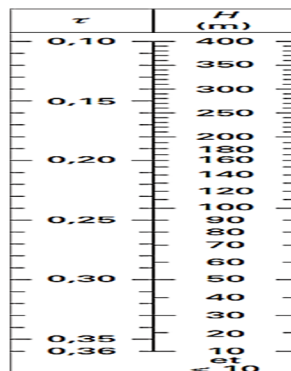


Figure 2.4. Coefficient de réponse fonction de la période T du mode fondamental d'oscillation de la structure.

Du tableau on a : $\varepsilon = 0,3$

Coefficient de pulsation τ :

Déterminé à chaque niveau de la structure en fonction de sa hauteur H au-dessus du sol, et donné par l'échelle fonctionnelle de la figure suivante :



Pour une hauteur de 20m on a $\tau = 0,345$

Donc l'amplification dynamique β est :

$$\beta = \theta(1 + \varepsilon\tau) = 1(1 + 0,3 \times 0,345)$$

$$\beta = 1,1035$$

2.5.11. Actions extérieures du vent (C_e)

Pour un cylindre de catégorie 6 les actions extérieures sont données sous la forme polaire pour $\gamma = 1$ (RNV65) Le coefficient de pression (C_e) est donné en fonction de γ et de l'angle d'inclinaison α du plan tangent à la surface courbe sur la direction du vent.

Dans notre cas $\gamma = 1$ les valeurs de (C_e) sont donnée par la figure suivante :

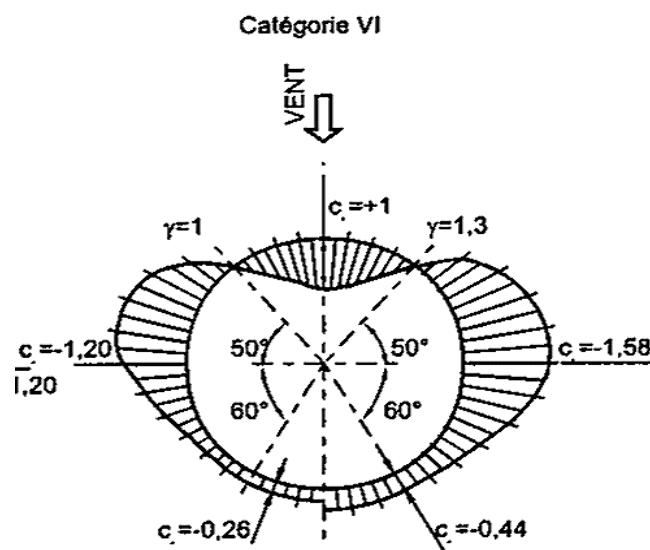


Figure 2.5. Coefficient de réponse fonction de la période T du mode fondamental d'oscillation de la structure.

En résumé dans ce tableau les valeurs de (C_e) en fonction de l'angle α .

α	γ	C_e
0	1	- 1,2
50	1	0
90	1	1
- 60	1	- 0,26
- 90	1	- 0,26

Tableau 2.3. Le coefficient de pression (C_e) est donné en fonction de γ et de l'angle d'inclinaison α .

2.5.12. Actions intérieures de vent (C_i)

La détermination des actions intérieures de vent (C_i) est une étape importante dans la conception des structures, notamment des réservoirs métalliques. Ces actions de vent sont dues aux variations de pression causées par le vent agissant à la surface extérieure du réservoir. La norme de conception utilisée déterminera la manière de calculer C_i , et cela peut varier en fonction de la forme du réservoir et des conditions climatiques. Pour les réservoirs de stockage deux cas sont pris en considération :

Cas 1 : réservoir plein

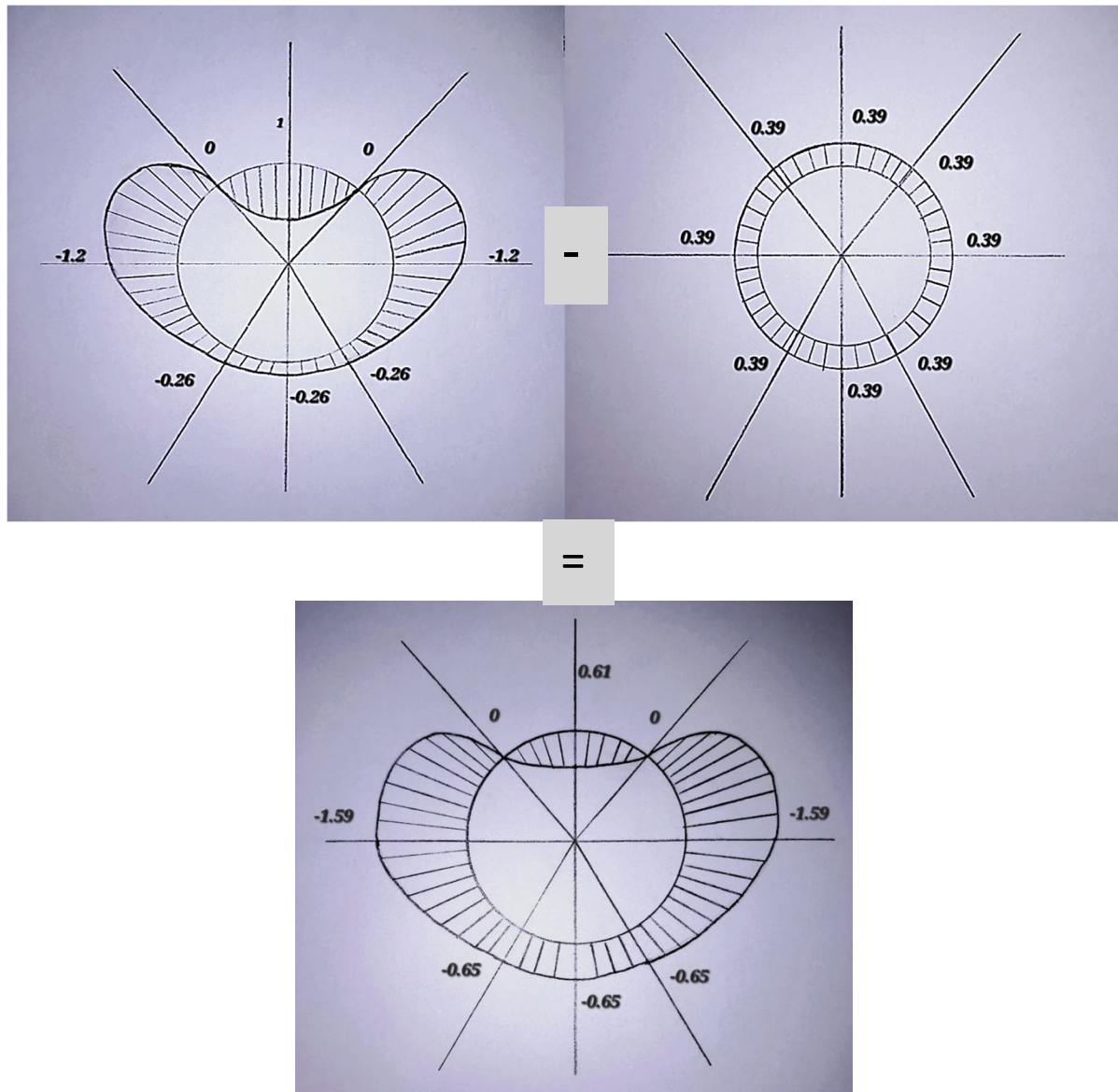
Construction fermée les parois ont une perméabilité : $\mu \leq 5 \%$.

- **Surpression :**

$$c_i = 0,6(1,1 - c_t)$$

$$c_i = 0,6(1,1 - 0,45)$$

$$c_i = 0,39$$

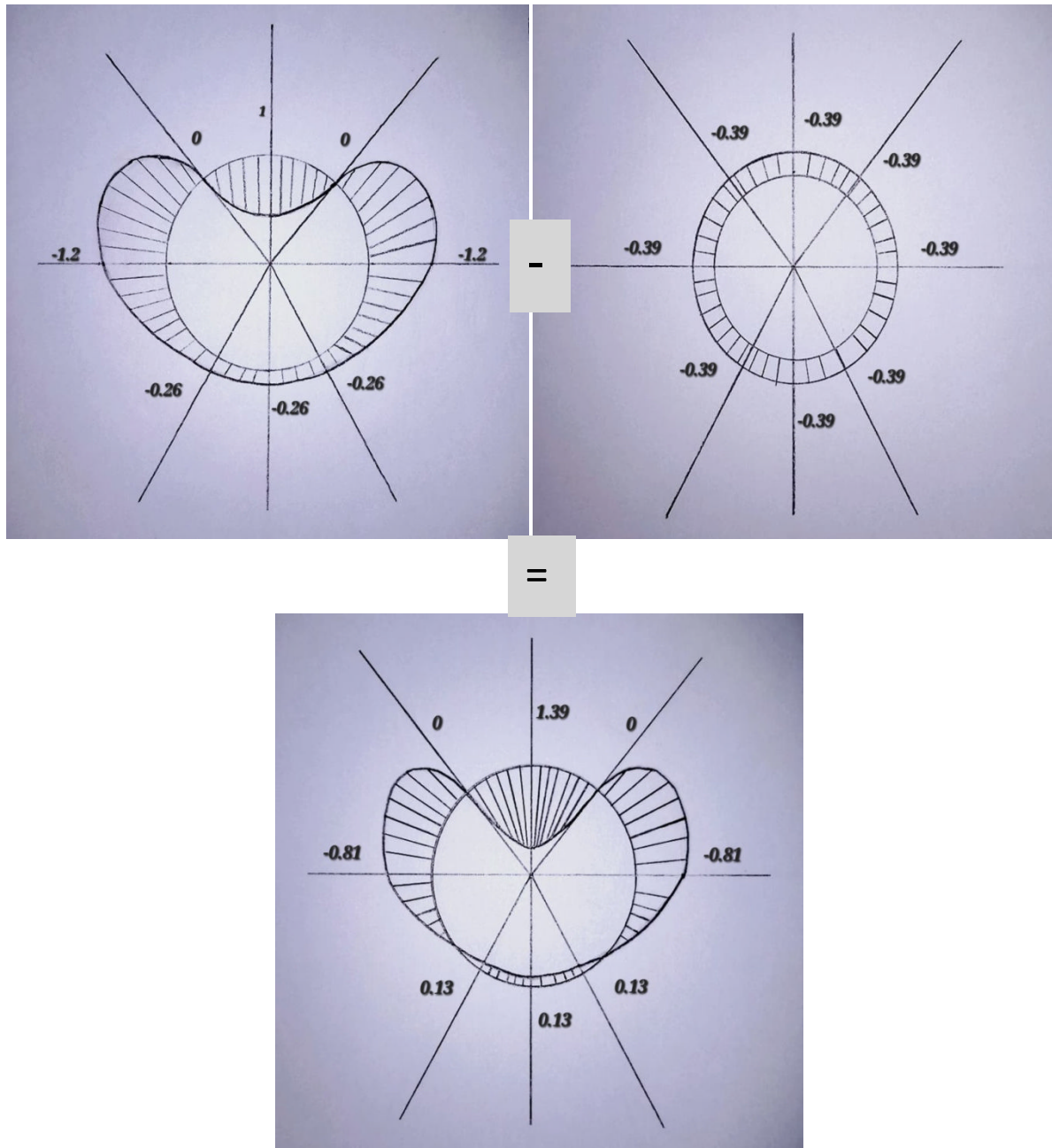


- **Dépression :**

$$c_i = -0,6(1,1 - c_t)$$

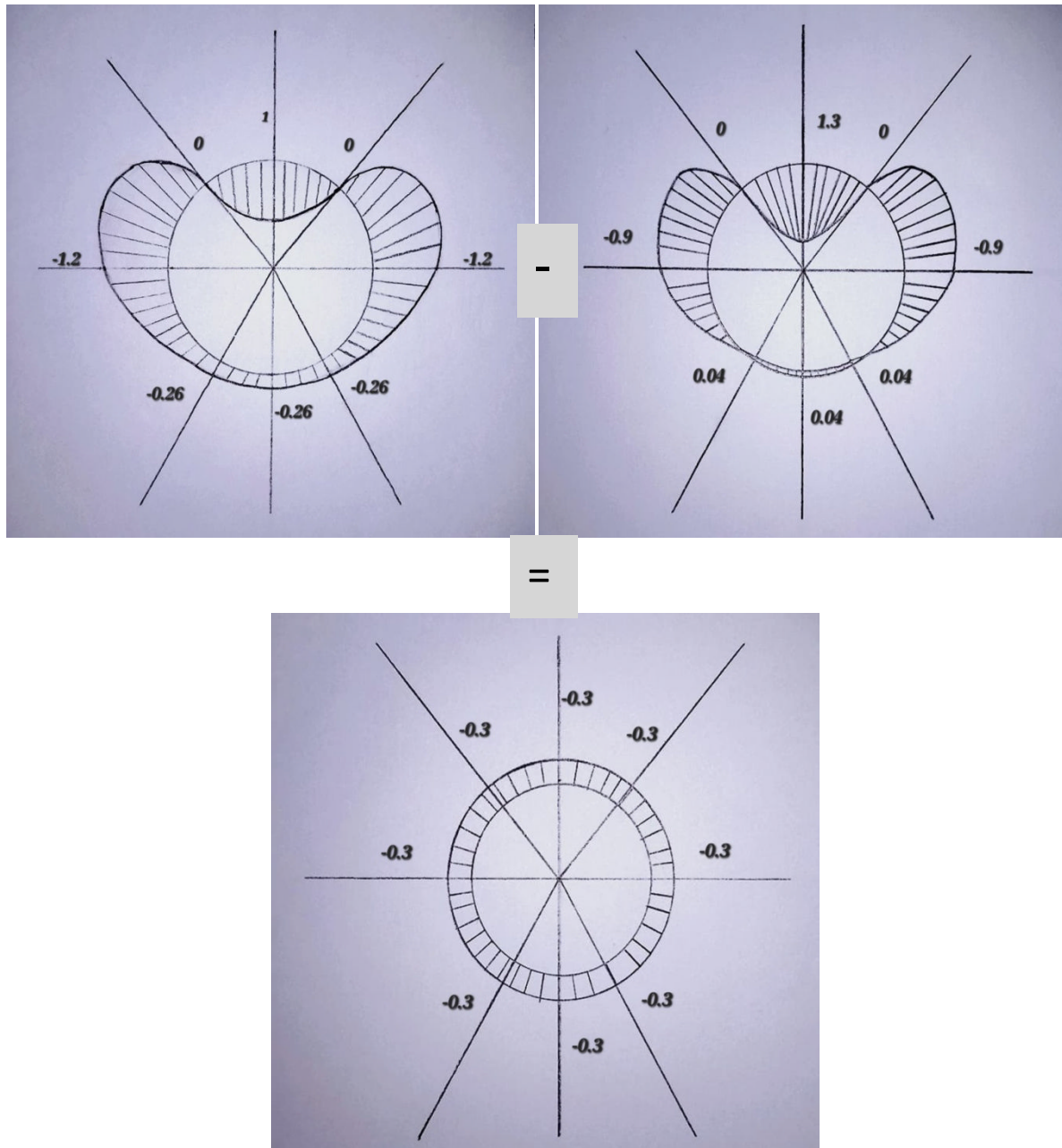
$$c_i = -0,6(1,1 - 0,45)$$

$$c_i = -0,39$$



Cas 2 : réservoir vide

Pour les constructions couvertes à leurs parties supérieures, on applique une dépression uniforme égale à : -0,3



2.5.13. Actions résultantes (ce-ci)

L'action résultante ($C_e - C_i$) représente la différence entre les charges extérieures (vent, neige, etc.) et les charges intérieures (vent, pression, etc.) agissant sur une structure. Cette action résultante est essentielle dans la conception pour s'assurer que la structure est stable et capable de résister à toutes les forces auxquelles elle est soumise. Voici comment vous pouvez déterminer l'action résultante ($C_e - C_i$) :

- $C_e = 1$ (90°)
- $C_i = 0.39$

Pour notre cas, le cas le plus défavorable est $c_{max} = 1,39$

2.5.14. Charge de vent

$$Q = q_h \times k_s \times k_m \times c_{max} \times \delta \times \beta$$

$$Q = 119,5 \times 1,35 \times 1 \times 1,1035 \times 0,75 \times 1,39$$

$$Q = 185,58 \text{ daN/m}^2$$

$$Q = 1,85 \text{ kN/m}^2$$

2.6. Etude de neige

Pour calculer l'action de la neige sur le toit de notre réservoir nous allons utiliser le (RNV 2013) qui définit les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige. Il s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie se trouvant à une altitude inférieure à 2000m.

2.6.1. Charge de la neige sur le sol S_k

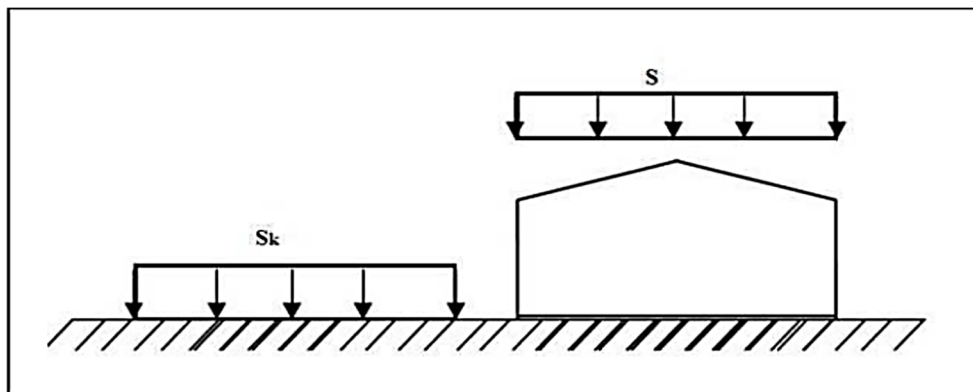
La valeur de S_k est déterminée par rapport à l'altitude H et la zone d'implantation de la structure. Dans notre cas nous avons les données suivantes :

- Altitude H : 934m
- Zone : zone B

La loi de variation utilisée est : $S_k = \frac{0.04 \times H + 10}{100}$

$$S_k = \frac{0.04 \times 934 + 10}{100} = 0.4736 = 0.5 \text{ KN/m}^2$$

2.6.2. Charge de neige sur le toit S



La charge caractéristique de neige S s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k$$

μ : est un coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme donne en fonction de l'angle du toit, dans notre cas $\alpha = 3.57^\circ$ donc selon le tableau du RNV $0 \leq \alpha \leq 30^\circ$ ce qui implique que $\mu = 0.8$

$$S = 0.8 \times 0.5 = 0.4 \text{ KN/m}^2$$

Introduction

Le pré dimensionnement d'un ouvrage de stockage n'est qu'une étape initiale. Pour garantir la sécurité et la conformité aux normes, une conception structurale détaillée doit être effectuée on inclut l'analyse structurale, la conception des parois, des fondations, des supports, et des systèmes associés pour le réservoir métallique. Dans ce chapitre nous allons dimensionnée les tous ces éléments.

3.1. Choix des matériaux

Les matériaux utiliser pour la construction des réservoirs doivent satisfaire les spécifications de l'ASTM, ainsi que les propriétés qui dépendent de l'usage, des contraintes divers (technique, coût, encombrement, etc.). Le choix devra se faire sur la base d'éléments solides, pour permettre une réponse optimale aux besoins et contraintes des clients.

3.1.1. Critères de choix des matériaux

Les principaux critères de choix d'un matériau sont :

- La capacité du matériau de subir sans détérioration notable, les sollicitations de service.
- La fiabilité de mise en œuvre.
- La disponibilité sur me marché.
- Le respect des exigences réglementaires.

En tenant compte de tous ces critères on a choisi les matériaux suivants :

- ✓ Les tôles de toit : acier A283 Gr C
- ✓ Les tôles de fond : acier A283 Gr C
- ✓ La robe : acier A573 Gr 70

3.1.2 Soudabilité des aciers

Les aciers sensibles à la trempe lorsqu'ils sont soumis à un procédé de soudage ou un coupage par l'oxycoupage, nécessitent un préchauffage, afin d'éliminer le risque d'avoir des fissurations à chaud ou à froid. Avec :

- ✓ CE : Pourcentage de carbone équivalent
- ✓ $CE < 0,3$ bonne soudabilité
- ✓ $0,4 < CE < 0,6$ l'acier nécessite un préchauffage
- ✓ $CE > 0,6$ problème très parti

Soudabilité de l'acier : Acier A573 Gr70

Matériau	Resistance a la rupture (Mpa)	Resistance a la traction élastique minimale (Mpa)
Acier A573 Gr70	290	485

Caractéristiques mécaniques

Matériau	Cmax %	Mnmax %	Sima %	Pmax %	Smax %
Acier A573 Gr70	0.24	0.8	0.5	0.035	0.053

Mais avant d'entamer le soudage il faut la vérification d'aptitude de soudabilité en utilisant la formule suivante :

$$CE = C\% + \frac{Mn}{20} + \frac{Ni}{15} + \frac{Cr + Mo + V}{10}$$

$$CE = C\% + \frac{Mn}{20} = 0.24 + \frac{0.8}{20} = 0.28 < 0.3$$

On trouve que $CE < 0,3$, donc : le matériau a une bonne soudabilité et ne nécessite pas de préchauffage.

Soudabilité de l'acier : A283 Gr C

Matériau	C%	Si%	P%	S%	Mn%
A283 GrC	0.21	0.5	0.055	0.055	0.9

Composition chimique

$$CE = C\% + \frac{Mn}{20} + \frac{Ni}{15} + \frac{Cr + Mo + V}{10}$$

CE : Pourcentage de carbone équivalent

- ✓ $CE < 0,3$ bonne soudabilité
- ✓ $0,4 < CE < 0,6$ l'acier nécessite un préchauffage
- ✓ $CE > 0,6$ problème très particulier.

$$CE = C\% + \frac{Mn}{20} = 0.21 + \frac{0.9}{20} = 0.25 < 0.3$$

On trouve que $CE < 0,3$, donc : le matériau a une bonne soudabilité et ne nécessite pas de préchauffage.

3.2. Pré dimensionnement du réservoir avec l'EUROCODE**3.2.1. Calcul du toit**

La couverture du réservoir est constituée de tôle d'acier forment un cône. On a deux types de toit les toits autoportants et les toits supporter avec structure, dans notre cas nous avons un toit supporter. L'épaisseur du toit est donnée selon l'EUROCODE par la relation suivante :

$$p_{i,sd} \leq 0.05 \times (1.21 \times (\frac{t}{r_c})^2)$$

Avec :

$$P_{i,sd} = 1.85 \times 10^{-4} \text{KN} / \text{cm}^2$$

$$E=2.1 \times 10^5 \text{ KN / cm}^2$$

$$R_c=r \times \sin 3.57=1.25\text{m}$$

$$t \geq r_c \times \sqrt{\frac{1.85 \times 10^{-4}}{1270.5}}$$

$$t \geq 0.04\text{cm}$$

On prend :

$$t = 0.4\text{mm}$$

Le résultat trouvé est largement en dessous de l'épaisseur minimale spécifier par la partie 4-2 de l'EUROCODE 3 qui est de 3 mm donc nous avons opté pour une épaisseur de 8mm avec CA

D'où, T=8mm

3.2.2. Calcul des épaisseurs de la robe

Le calcul des épaisseurs des viroles dépend de la pression hydrostatique et de la hauteur de la robe, car les viroles reprennent toutes les contraintes appliquer par le produit stocker cette dernière varie en fonction de la profondeur. Elle sera maximale au fond du réservoir et minimale a la surface. Pour calculer les épaisseurs on utilise la relation suivante :

$$\sigma_{\theta} = \frac{pr}{t} \leq f_{yd}$$

D'où :

$$t = \frac{pr}{f_{yd}}$$

$$p = \gamma_F \times \rho \times g \times (H_j - 0.3) + p_0$$

Avec :

- ✓ $p_0 = 0$ Surpression de calcul au-dessus du niveau du liquide
- ✓ $\gamma_F = 1.2$
- ✓ $g=10 \text{ m/s}^2$
- ✓ $\rho =850 \text{ Kg/m}^3$
- ✓ $f_{yd}=f_y/1.1=263.64 \text{ N/mm}^2$

$$\gamma_F \times \rho \times g = 10200 \text{ N/m}^3 = 10.2 \text{ KN/m}^3$$

Ainsi :

$$t \geq \frac{10.2(H_j - 0.3)r}{163.64 \times 10^3}$$

D'où :

$$t \geq 3.87 \times 10^{-5}(H_j - 0.3)r$$

- Calcul l'épaisseur de la 1ere rangée (virole 1) : H= 18.75

$$t \geq 3.87 \times 10^{-5}(18.75 - 0.3)20 = 0.01428m = 14.3mm$$

- Calcul l'épaisseur de la 2eme rangée (virole 2) : H= 16.65m

$$t \geq 3.87 \times 10^{-5}(16.65 - 0.3)20 = 0.01265m = 12.7mm$$

- Calcul l'épaisseur de la 3eme rangée (virole 3) : H= 14.55m

$$t \geq 3.87 \times 10^{-5}(14.55 - 0.3)20 = 0.01102m = 11.02mm$$

- Calcul l'épaisseur de la 4eme rangée (virole 4) : H= 12.45m

$$t \geq 3.87 \times 10^{-5}(12.45 - 0.3)20 = 0.00940m = 9.4mm$$

- Calcul l'épaisseur de la 5eme rangée (virole 5) : H= 10.35m

$$t \geq 3.87 \times 10^{-5}(10.35 - 0.3)20 = 0.00777m = 7.7mm$$

- Calcul l'épaisseur de la 6eme rangée (virole 6) : H= 8.25m

$$t \geq 3.87 \times 10^{-5}(8.25 - 0.3)20 = 0.00615m = 6.2mm$$

- Calcul l'épaisseur de la 7eme rangée (virole 7) : H= 6.15m

$$t \geq 3.87 \times 10^{-5}(6.15 - 0.3)20 = 0.0045m = 4.5mm$$

- Calcul l'épaisseur de la 7eme rangée (virole 8) : H= 4.05m

$$t \geq 3.87 \times 10^{-5}(4.05 - 0.3)20 = 0.0029m = 2.9mm$$

- Calcul l'épaisseur de la 7eme rangée (virole 9) : H= 2.1m

$$t \geq 3.87 \times 10^{-5}(4.05 - 0.3)20 = 0.0013m = 1.3mm$$

Remarque : Le règlement préconise les épaisseurs minimales suivantes :

- ✓ $t > 6mm$ si $D \leq 33m$
- ✓ $t > 8mm$ si $33m < D \leq 60m$
- ✓ $t > 10mm$ si $D > 60m$

Dans notre cas, $33m < D \leq 60m$, on prend $t_{min} > 8mm$

Nous résumons si dessous les résultats obtenus :

Ranger	T calculer (mm)	T retenue (mm)	Ca (mm)	T utiliser (mm)
1	14.3	15	3	18
2	12.7	13	3	16
3	11.02	12	3	16
4	9.4	10	3	16
5	7.7	8	3	11
6	6.2	8	3	11
7	4.5	8	3	11
8	2.9	8	3	11
9	1.3	8	3	11

Tableau 3.1 : les épaisseurs utilisées

3.2.3 Anneau de rive a la jonction coque-toit

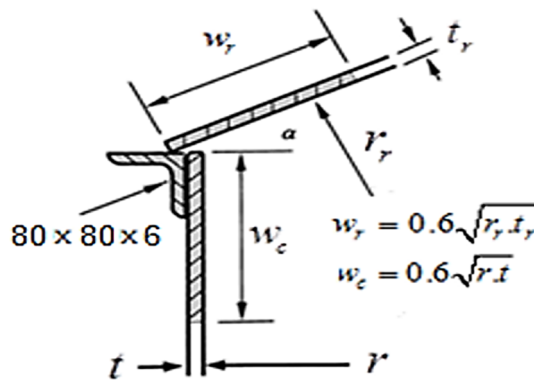


Figure 3.1. La jonction coque-toit

Vérification de l'effort dans l'anneau de rive :

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff}} \leq f_{yd}$$

$$N_{Ed} = \frac{p_{vEd} \times r^2}{2 \tan 3.57^\circ} = \frac{1.85 \times 20^2}{2 \tan(3.57^\circ)}$$

$N_{Ed} = 5913.92 \text{ KN}$

p_{vEd} : Pression vertical totale

$$A_{eff} = (w_c \times t) + (w_r \times t_r) + (A_{cor}) = (0.6\sqrt{r \cdot t} \times t) + (0.6\sqrt{r_r \cdot t_r} \times t_r) + (A_{cor})$$

Avec : $R=20\text{m}$ et $r_r=1.25\text{m}$

Les dimensions minimales de la cornière de rive ne doivent pas être inférieures à celles indiquées dans le tableau ci-dessous.

Diamètre du réservoir D (m)	Dimensions minimales des cornières de rive (mm)
$D \leq 20$	$80 \times 80 \times 10$
$20 < D \leq 36$	$100 \times 100 \times 10$
$36 < D \leq 48$	$100 \times 100 \times 12$
$48 < D$	$150 \times 150 \times 12$

Du tableau on prend une cornière de dimension $100 \times 100 \times 12$

$$A_{cor} = 22.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{eff} = (0.6\sqrt{2000 \times 1.1} \times 1.1) + (0.6\sqrt{125 \times 0.8} \times 0.8) + (22.7)$$

$$A_{eff} = 58.46 \text{ cm}^2$$

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff}} = \frac{5913.92}{58.46} = 101.16 \text{ KN / cm}^2$$

$$f_{yd} = 26.3 \text{ KN / cm}^2$$

On constate que $\frac{N_{Ed}}{A_{eff}} > f_{yd}$ donc la cornière $100 \times 100 \times 12$ n'est pas vérifiée

On essaie avec une cornière de $300 \times 300 \times 34^*$

$$A_{eff} = 227.16 \text{ cm}^2$$

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff}} = \frac{5913.92}{227.16} = 26.03 \text{ KN/cm}^2$$

$\frac{N_{Ed}}{A_{eff}} < f_{yd}$ La cornière $300 \times 300 \times 34^*$ est vérifiée

3.2.4. Calcul du fond

Il existe une différence entre les tôles de bordure annulaire (pourtour extérieur) et les tôles de membranes (centre). Ceci est précisé sur la figure qui illustre la configuration classique du fond.

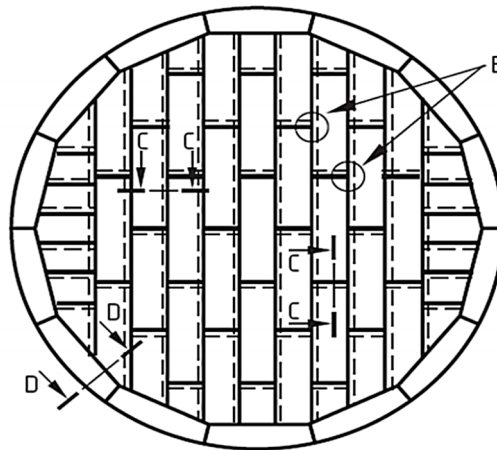


Figure 3.2 : Fond du réservoir

Il convient que l'épaisseur spécifiée des tôles de fond ne soit pas inférieure à la spécification du tableau issue de l'EUROCOD, la tolérance de corrosion non comprise. Il convient d'utiliser des valeurs plus importantes si elles sont requises pour résister à un soulèvement dû à la pression interne négative, sauf si un niveau minimal garanti de liquide résiduel est utilisé pour aider à résister

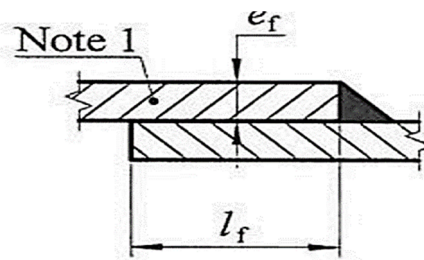
Matériau	Fond soudés par recouvrement	Fond soudés en bout
Aciers au carbone	6mm	5mm
Aciers inoxydables	5mm	6mm

Dans notre cas nous avons un acier au carbone et un fond soudés par recouvrement ce qui implique que l'épaisseur de tôle de fond est: $6\text{mm} + C_a = 6 + 3 = 9\text{mm}$

Recouvrement des tôles de fond

Les tôles de fond peuvent être assemblées par recouvrement ou bout à bout mais pour notre projet nos tôles seront assemblées par recouvrement.

La largeur, I_f , de la zone de recouvrement doit respecter l'exigence suivante :



Note 1 : Tôle de fond

Figure 3.3 : recouvrement des tôles du fond

$I_f \geq 5 \times e_f$: ou e_f est l'épaisseur des tôles de fond

Alors nous considérons la longueur de recouvrement est de :

$I_f = 5 \times 9 = 45$ mm, nous prenons une longueur de recouvrement de 50mm

3.3. Calcul de la tôle annulaire

3.3.1 Epaisseur de la tôle annulaire

Les tôles de bordure annulaire ont comme fonction importante de soutenir la paroi. Ces dernières seront donc la plupart du temps plus épaisses que les tôles de membrane. L'épaisseur de la tôle annulaire est déduite en fonction de la première virole par la relation suivante :

$$t_a = \frac{t_s}{3} + 3$$

Où :

- ✓ T_a : épaisseur de la tôle annulaire.
- ✓ t_s : épaisseur de la plaque de la première virole.

$$t_a = \frac{18}{3} + 3 = 9 \text{ mm}$$

L'épaisseur de la tôle annulaire est de : 9 mm

3.3.2. Largeur de la tôle annulaire

La partie interne de la tôle annulaire de fond doit avoir une largeur minimale supérieure à la valeur W_a donnée par la formule suivante :

$$W_a = 1.5 \left(\frac{f_y \times t_a^2}{\rho \times g \times H} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$W_a = 1.5 \left(\frac{290 \times 10^3 \times 0.009^2}{10 \times 0.85 \times 18.75} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$W_a = 0.575 \text{ m} = 575 \text{ mm}$$

La largeur de la tôle annulaire est de : 600 mm

3.4. Pré dimensionnement du réservoir avec l'API 650

3.4.1. Calcul du toit

D'après l'API 650 (5.10.2.2) les épaisseurs des tôles du toit ne devront pas être inférieures à 5mm.

$$t_{\min} + Ca = 5+3 = 8\text{mm}$$

L'épaisseur des tôles de toit est de : 8mm

3.4.2 Conception de la robe

a- Calcul du nombre de viroles

Les dimensions des viroles sont : (9000 × 2100)

$$N_v = \frac{H_r}{L_v}$$

Avec :

- ✓ N_v : nombre de virole
- ✓ H_r : hauteur du réservoir
- ✓ L_v : largeur de virole

$$N_v = \frac{18.75}{2.1} = 8.9$$

Le nombre de virole de notre réservoir sera de : 9 viroles

b-Calcul des épaisseurs de virole

Le calcul des épaisseurs de la robe se fera par les formules spécifiées par l'API 650.2007 page S-3 suivante :

- Formule établie par un calcul théorique approché d'après l'API 650 (S.3.2.2.3) :

$$t_d = \frac{4.9 \times D \times (H - 0.3) \times G}{S_d \times E} + Ca$$

- Formule établie par les essais hydrostatiques d'après l'API 650 (S.3.2.2.3) :

$$t_t = \frac{4.9 \times D \times (H - 0.3)}{S_t \times E}$$

Avec :

- ✓ H : hauteur de conception du liquide
- ✓ D : diamètre nominal du réservoir, en m
- ✓ $G = 0,85$: densité du liquide

Acier : **A573 Gr70**

- ✓ $S_d = 193$ Mpa. Contrainte admissible théorique.
- ✓ $S_t = 208$ Mpa. Contrainte admissible hydrostatique
- ✓ Ca : surépaisseur de corrosion, en mm. (3mm)
- ✓ E : efficacité de joint 0.85

On choisira la plus grande valeur entre l'épaisseur théorique et hydrostatique.

c-Calcul théorique

- Calcul l'épaisseur de la 1ere rangée (virole 1) : H=16.95 m

$$t_d = \frac{4.9 \times 40 \times (16.95 - 0.3) \times 0.85}{193 \times 0.85} + 3 = 19.9 \text{ mm}$$

- Calcul l'épaisseur de la 2eme rangée (virole 2) : H=14.85 m

$$t_d = \frac{4.9 \times 40 \times (14.85 - 0.3) \times 0.85}{193 \times 0.85} + 3 = 17.7 \text{ mm}$$

- Calcul l'épaisseur de la 3eme rangée (virole 3) : H=12.75 m

$$t_d = \frac{4.9 \times 40 \times (12.75 - 0.3) \times 0.85}{193 \times 0.85} + 3 = 15.6 \text{ mm}$$

- Calcul l'épaisseur de la 4eme rangée (virole 4) : H= 10.65 m

$$t_d = \frac{4.9 \times 40 \times (10.65 - 0.3) \times 0.85}{193 \times 0.85} + 3 = 13.5 \text{ mm}$$

- Calcul l'épaisseur de la 5eme rangée (virole 5) : H=8.55 m

$$t_d = \frac{4.9 \times 40 \times (8.55 - 0.3) \times 0.85}{193 \times 0.85} + 3 = 11.3 \text{ mm}$$

- Calcul l'épaisseur de la 6eme rangée (virole 6) : H=6.45 m

$$t_d = \frac{4.9 \times 40 \times (6.45 - 0.3) \times 0.85}{193 \times 0.85} + 3 = 9.2 \text{ mm}$$

- Calcul l'épaisseur de la 7eme rangée (virole 7) : H=4.35 m

$$t_d = \frac{4.9 \times 40 \times (4.35 - 0.3) \times 0.85}{193 \times 0.85} + 3 = 7.1 \text{ mm}$$

- Calcul l'épaisseur de la 7eme rangée (virole 8) : H=2.25 m

$$t_d = \frac{4.9 \times 40 \times (2.25 - 0.3) \times 0.85}{193 \times 0.85} + 3 = 4.9 \text{ mm}$$

- Calcul l'épaisseur de la 7eme rangée (virole 9) : H=0.15 m

$$t_d = \frac{4.9 \times 40 \times (0.15 - 0.3) \times 0.85}{193 \times 0.85} + 3 = 2.84 \text{ mm}$$

d-Calcul hydrostatique

- Calcul l'épaisseur de la 1ere rangée (virole 1) : H= 16.95 m

$$t_t = \frac{4.9 \times 40 \times (16.95 - 0.3)}{208 \times 0.85} = 18.4 \text{ mm}$$

- Calcul l'épaisseur de la 2eme rangée (virole 2) : H= 14.85 m

$$t_t = \frac{4.9 \times 40 \times (14.85 - 0.3)}{208 \times 0.85} = 16.1 \text{ mm}$$

- Calcul l'épaisseur de la 3eme rangée (virole 3) : H= 12.75 m

$$t_t = \frac{4.9 \times 40 \times (12.75 - 0.3)}{208 \times 0.85} = 13.8 \text{ mm}$$

- Calcul l'épaisseur de la 4eme rangée (virole 4) : H= 10.65 m

$$t_t = \frac{4.9 \times 40 \times (10.65 - 0.3)}{208 \times 0.85} = 11.4 \text{ mm}$$

- Calcul l'épaisseur de la 5eme rangée (virole 5) : H= 8.55 m

$$t_t = \frac{4.9 \times 40 \times (8.55 - 0.3)}{208 \times 0.85} = 9.1 \text{ mm}$$

- Calcul l'épaisseur de la 6eme rangée (virole 6) : H= 6.45 m

$$t_t = \frac{4.9 \times 40 \times (6.45 - 0.3)}{208 \times 0.85} = 6.8 \text{ mm}$$

- Calcul l'épaisseur de la 7eme rangée (virole 7) : H= 4.35 m

$$t_t = \frac{4.9 \times 40 \times (4.35 - 0.3)}{208 \times 0.85} = 4.4 \text{ mm}$$

- Calcul l'épaisseur de la 7eme rangée (virole 8) : H= 2.25 m

$$t_t = \frac{4.9 \times D \times (2.25 - 0.3)}{208 \times 0.85} = 2.16 \text{ mm}$$

- Calcul l'épaisseur de la 7eme rangée (virole 9) : H= 0.15 m

$$t_t = \frac{4.9 \times 40 \times (0.15 - 0.3)}{208 \times 0.85} = 0.16 \text{ mm}$$

Remarque

Selon l'API 650 les réservoirs dont le diamètre est compris entre :

$$36m < D \leq 60 m$$

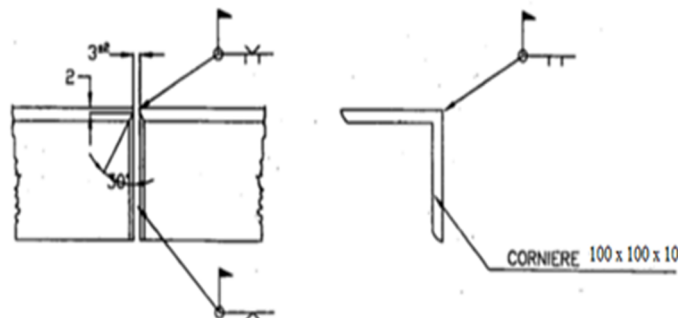
Doivent avoir une épaisseur de tôle minimale de 8 mm

N° de virole	Hauteur (m)	Épaisseur du calcul théorique t_a (mm)	Épaisseur du calcul hydrostatique t_t (mm)	Épaisseur retenue
1	16.95	19.9	18.4	20
2	14.85	17.7	16.1	18
3	12.75	15.6	13.8	16
4	10.65	13.5	11.4	14
5	8.55	11.3	9.1	12
6	6.45	9.2	6.8	10
7	4.35	7.11	4.4	8
8	2.25	4.9	2.16	8
9	0.15	2.84	0.16	8

Tableau 3.2 : Récapitulatif des épaisseurs des tôles de la robe

3.4.3. Calcul de la cornière de rive

La robe du réservoir sera pourvue d'une cornière de rive en acier. La cornière de rive, de taille normalisée, sera placée à la partie supérieure de la robe. La cornière de rive joue un rôle pour la rigidité de la robe comme la montre la figure ci-dessous



DETAIL DE JOINT DE LA CORNIERE DE RIVE (ECH.1/4)

La taille minimale de la cornière de rive spécifier par l'API 650 est : $D > 18m : 75 \times 75 \times 10$. Nous avons opté pour une cornière de dimension $100 \times 100 \times 10$

a- Préparation

La cornière sera découpée aux dimensions spécifiées sur les plans d'exécution et cintrées selon le diamètre extérieur de la virole supérieure de la robe. Les travaux de préparation seront exécutés en atelier.

b- Assemblage

L'assemblage de la cornière de rive avec la robe sera exécuté par double soudage à recouvrement avec des joints de soudure d'angle droit. L'assemblage des tronçons de la cornière de rive sera exécuté par un soudage bout à bout

3.4.4. Calcul du fond

a- Tôle centrale du fond

D'après l'API 650 (5.4.1) l'épaisseur minimale des tôles centrales du fond est 6 mm.

$T_{fond} = 6 + 3 = 9$ mm. L'épaisseur des tôles centrales est de 9 mm

b- Epaisseur de la tôle marginale

L'épaisseur de la tôle de fond est déduite du tableau 5-1a de l'API 650 suivant ;

Plate Thickness ^a of First Shell Course (mm)	Stress ^b in First Shell Course (MPa)			
	≤ 190	≤ 210	≤ 220	≤ 250
$t \leq 19$	6	6	7	9
$19 < t \leq 25$	6	7	10	11
$25 < t \leq 32$	6	9	12	14
$32 < t \leq 40$	8	11	14	17
$40 < t \leq 45$	9	13	16	19

Dans notre cas $t_b = 7$ mm

Epaisseur des tôles marginales est de : $7+3=10$ mm

c- Largeur de la tôle marginale

La largeur de la tôle marginale est donnée par la relation (5.5.2) de l'API 650 :

$$b = \frac{215 \times t_b}{(H \times G)^{0.5}}$$

Avec :

T_b : épaisseur de la tôle marginale

H : hauteur maximale du liquide

G : densité du liquide

$$H \times G \leq 23m : 16.95 \times 0.85 = 14.5 m$$

$$b = \frac{215 \times 10}{(16.95 \times 0.85)^{0.5}} = 566.42 \text{ mm}$$

Ce qui implique l'adoption de la largeur $b = 600$ mm de l'intérieur de la virole inférieure vers le centre du fond, et 100 mm de plus par mesure de sécurité. Les recouvrements des tôles de fond devront avoir une largeur de 50 mm à l'extérieur de la robe selon l'API 650 (5.4.2), plus l'épaisseur de la 1ere virole = 20 mm Donc : $b = 800$ mm.

3.4.5. Comparaison et commentaires

Dans cette partie nous allons mener une simple comparaison entre les deux règlements API 650 et EUROCODE en va récapitulais les résultats trouver dans le tableau suivant

	Eurocode	API 650
N° de virole	Épaisseur (mm)	Épaisseur (mm)
Épaisseur des viroles	1	20
	2	18
	3	16
	4	16
	5	14
	6	12
	7	10
	8	8
	9	8
Épaisseur de la plaque de fond	9	9
Épaisseur de la plaque annulaire	9	10
Largeur de la plaque annulaire	600	800
Épaisseur des tôles de toit	8	8
Cornière de rive	300 × 300 × 34*	100 × 100 × 10

Tableau 3.3 : comparaison entre l'API 650 et l'EUROCODE

D'après le Tableau on constate que le règlement API 650 à des épaisseurs plus importantes que celle obtenue dans l'EUROCODE, on peut déduire que l'API 650 est un règlement plus sévère que l'EUROCODE qui aboutit à des résultats plus sécuritaires. Mais d'autre part nous constatons que l'EUROCODE offre des formules plus simples qui aboutisse à des résultats certes inférieur a ceux de l'API mais qui reste toujours dans le domaine de sécurité. C'est pour cela que nous avons faits les vérifications à la stabilité du réservoir avec l'EUROCODE.

Introduction

Dans ce chapitre nous allons nous intéresser à la stabilité du réservoir, et cela ont vérifions la capacité du réservoir à résister aux sollicitations qui s'exerce sur ce dernier. Pour cela les vérifications doivent se faire dans les deux directions suivantes :

- Direction radiale : vérification du réservoir au renversement sous l'effet du vent
- Direction axiale : vérification a La stabilité de la paroi du réservoir au voilement et de la partie proche du fond vis-à-vis d'un effondrement plastique.

4.1. Détermination des contraintes appliqués sur le réservoir

Dans le cas de sollicitations simples considérées séparément, On peut identifier aisément la composante de la contrainte associée à la sollicitation et déterminer la direction suivant laquelle elle est la plus importante. Mais lorsqu'il s'agit d'une combinaison de sollicitations, des contraintes normales et tangentielles peuvent agir en même point. Nous allons déterminer les contraintes caractéristiques autour d'un point de chaque virole constituant le réservoir afin de les utiliser dans le cadre de la vérification aux déformations.

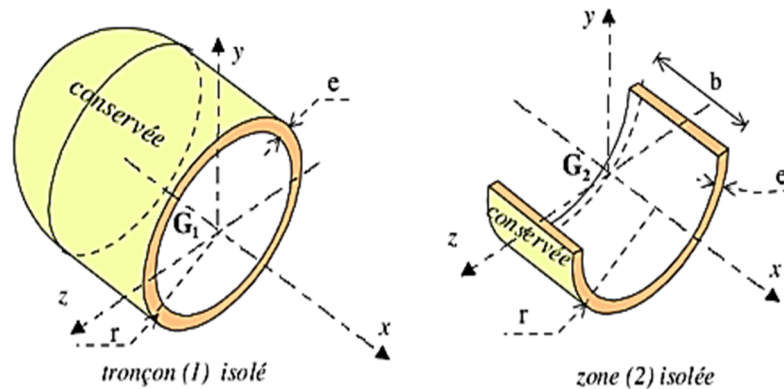


Figure 4.1 : les contraintes caractéristiques

La pression maximale dans notre réservoir est donnée par la relation suivant :

$$p_{max} = \rho \times g \times H$$

- ρ : la masse volumique du liquide
- G : l'accélération due à la gravité
- H : la hauteur considéré du liquide

$$p_{max} = 850 \times 10 \times 16.95 = 144075 \text{ N/m}^2$$

$$P_{max} = 0.144 \text{ Mpa}$$

Les pressions varient en fonction de la profondeur nous allons déterminer les contraintes dans chaque viroles les résultats trouver seront résumer dans un tableau a la fin de nos calculs.

Les épaisseurs de notre réservoir sont très petites par rapport au diamètre intérieur, c'est-à-dire que $\frac{r}{e} \gg 20$. La modélisation du comportement se fait à partir de l'équilibre d'un petit élément de réservoir isolé (secteur angulaire d'épaisseur « e » avec deux dimensions infinitésimales) et sollicité par des forces de cohésion et de pression intérieure p. On considère les contraintes constantes dans l'épaisseur « e » du réservoir.

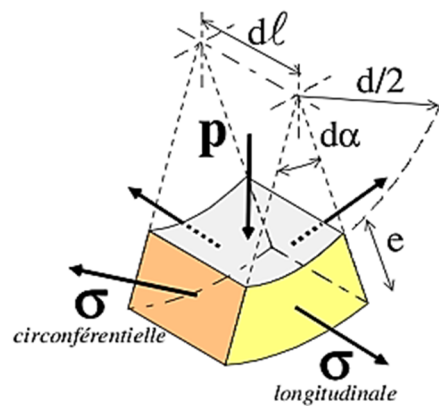


Figure 4.2 : détail des contraintes d'un élément

4.1.1. Sollicitation longitudinale due à la pression

Calcul de la contrainte normale longitudinale

$$\sigma_x = \frac{N_x}{S_{annul}} = p \frac{r}{2e}$$

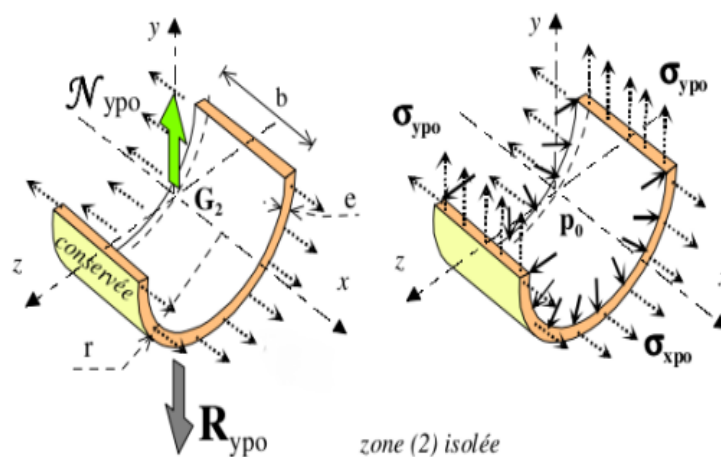


Figure 4.3 : la contrainte normale

➤ Sollicitation dans la première virole

Pour le calcul des contraintes, il convient de considérer les charges liquides et la pression interne dans chaque virole de la coque.

$$\sigma_x = p \frac{r}{2e} = (\rho g H_{red} + p_d) \frac{r}{2e}$$

Ou,

La valeur de H_{red} pour la virole de rang dénotée par $H_{red,j}$ selon sa relation avec la valeur de la virole immédiatement supérieure, soit la virole de rang (j+1) : $H_{red} = H_j - \Delta H$

Avec : $\Delta H = 0.3 \text{ m}$

H_j : est la distance verticale entre le bas de la virole de rang j et le niveau du liquide

p_d : La valeur de calcul de la pression au-dessus du niveau du liquide. Dans la section 9 de l'EN 14015, cette pression peut être négligée si la pression de conception est réglée inférieure à 10 mbar

$$H_{red} = 16.95 - 0.3$$

$$H_{red} = 16.65 \text{ m}$$

$$\sigma_x = (850 \times 10 \times 16.65 + 0) \frac{20}{2 \times 0.018}$$

$$\sigma_x = 78625000 \text{ N/m}^2$$

$$\sigma_x = 78.63 \text{ Mpa}$$

4.1.2. Sollicitation circonférentielle due à la pression

Calcul de la contrainte normale circonférentielle

$$\sigma_y = \frac{N_y}{S_{coupure}} = p \frac{r}{e} = (\rho g H_{red} + p_d) \frac{r}{e}$$

On remarque que $\sigma_y = 2\sigma_x = p \frac{r}{e}$

$$\sigma_y = (850 \times 10 \times 16.65 + 0) \frac{20}{0.018}$$

$$\sigma_y = 157250000 \text{ N/m}^2$$

$$\sigma_y = 157.25 \text{ Mpa}$$

4.2. Condition de résistance

Les réservoirs sous pression doivent satisfaire aux exigences de plusieurs réglementations. Dans le cadre de ce dimensionnement, on se limitera à l'utilisation du «critère de Von Mises» comme condition de résistance à appliquer quelles que soient les orientations de facettes autour du petit élément et qui permettrait de justifier l'épaisseur de la virole suivant les conditions suivantes.

$$\sigma_{eqV.mises} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \times \sigma_y + 3\tau_{xy}^2}$$

$$\tau_{xy} = 0$$

$$\sigma_{eqV.mises} = \sqrt{78.63^2 + 157.25^2} - 78.63 \times 157.25 = 136.18 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{eqV.mises} = 136.18 \text{ Mpa}$$

4.2.1 Valeurs de calcul des résistances

Il convient de prendre la résistance de calcul de Von Mises égale à la valeur suivante :

$$f_{eq.Rd} = \frac{f_y}{\gamma_M}$$

Le coefficient partiel pour la résistance γ_M est donné dans l'ENV 1993-1-1

$$f_{eq.Rd} = \frac{290}{1.05} = 276.19 \text{ Mpa}$$

4.2.2. Limitation des contraintes

Les contraintes calculées doivent satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{eqV.mises} \leq f_{eq.Rd}$$

Le tableau suivant récapitule tous les résultats trouver et cela pour toute les viroles :

Virole	H _{red} (m)	Epaisseur (mm)	Pression p(Mpa)	σ_x (Mpa)	σ_y (Mpa)	$\sigma_{eqv.mises}$ (Mpa)	$f_{eq.Rd}$ (Mpa)
V1	16.65	18	0.141	78.625	157.25	136.18	276.19
V2	14.55	16	0.123	77.296	154.593	133.88	276.19
V3	12.45	16	0.105	66.140	132.281	114.55	276.19
V4	10.35	16	0.087	54.984	109.698	95.23	276.19
V5	8.25	11	0.070	63.75	127.5	110.41	276.19
V6	6.15	11	0.052	47.522	95.054	82.31	276.19
V7	4.05	11	0.034	31.295	62.59	54.2	276.19
V8	1.95	11	0.016	15.068	30.136	26.09	276.19
V9	0	11	0	0	0	0	276.19

Tableau 4.1 : limitation des contraintes

Toutes les conditions sont vérifiées.

4.3. Vérification au voilement élastique et à l'effondrement élasto-pastique :

Pour faire ces vérifications nous allons prendre les viroles avec la plus grande épaisseur et celle avec la plus petite épaisseur c'est-à-dire la **virole1** et la **virole 5**

4.3.1. Vérification de la virole N°1 (ep= 18 mm)

- Vérification du voilement élastique

Ce voilement se produit dans les parties de la coque où l'épaisseur est réduite par rapport à l'épaisseur et où la pression interne, qui a un effet stabilisateur, est également réduite par rapport à la valeur maximale qu'elle atteint à la base. Il convient d'effectuer des vérifications au voilement à la base du réservoir et plus haut, en considérant la valeur maximale possible

de la pression au niveau considéré. La vérification peut être effectuée conformément à l'EN

1993-1-6 ou, en vérifiant : $\frac{\sigma_m}{\sigma_{cr}} \leq 0.19 + 0.81 \times \frac{\sigma_p}{\sigma_{cr}}$

σ_m : La contrainte verticale maximale de membrane

- **Calcul de la contrainte critique de flambement du cylindre sollicité en compression axiale**

$$\sigma_{cr} = 0.6E \frac{t}{R}$$

$$\sigma_{cr} = 0.6 \times 210000 \frac{0.018}{20} = 113.4 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{cr} = 113.4 \text{ Mpa}$$

- **Calcul de la contrainte admissible**

$$\bar{\sigma} = 1 - 1.24 \left(\frac{\delta}{t} \right) \left[\left(1 + \frac{2}{1.24 \left(\frac{\delta}{t} \right)} \right)^{\frac{1}{2}} - 1 \right]$$

Avec : $\left(\frac{\delta}{t} \right)$ le rapport entre l'amplitude maximale des imperfections et l'épaisseur de la paroi,

qui peut être pris égal à $\left(\frac{\delta}{t} \right) = \frac{0.06}{a} \sqrt{\frac{R}{t}}$

- a=1 pour les constructions normales
- a=1.5 pour les constructions de bonne qualité ;
- a=2.5 pour les constructions de très haute qualité.
- Pour notre cas nous allons considérer a= 2.5

$$\left(\frac{\delta}{t} \right) = \frac{0.06}{2.5} \sqrt{\frac{20000}{18}}$$

$$\frac{\delta}{t} = 0.8$$

$$\bar{\sigma} = 1 - 1.24 \times 0.8 \left[\left(1 + \frac{2}{1.24 \times 0.8} \right)^{\frac{1}{2}} - 1 \right]$$

$$\bar{\sigma} = 0.26$$

- **Calcul de la contrainte au niveau de la virole N°1**

$$\sigma_p = \sigma_{cr} \left[1 - \left(1 - \frac{\bar{p}}{5} \right)^2 \left(1 - \frac{\sigma_0}{\sigma_{cr}} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$\lambda^2 = \frac{f_y}{\bar{\sigma} \times \sigma_{cr}}$$

$$\lambda^2 = \frac{290}{0.26 \times 113.4} = 9.83$$

$$\lambda^2 = 9.83 > 2 \text{ ce qui implique que: } \sigma_0 = \bar{\sigma} \times \sigma_{cr}$$

$$\sigma_0 = 0.26 \times 113.4$$

$$\sigma_0 = 29.484 \text{ Mpa}$$

$$\bar{p} = \frac{p \times R}{t \times \sigma_{cr}}$$

$$\bar{p} = \frac{0.144 \times 20}{0.018 \times 113.4} = 1.41 < 5$$

$$\sigma_p = 113.4 \left[1 - \left(1 - \frac{1.41}{5} \right)^2 \left(1 - \frac{29.484}{113.4} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$\sigma_p = 96.06 \text{ Mpa} \quad \dots \dots \quad \sigma_p < \sigma_{cr} \text{ OK}$$

Vérification de la condition : $\frac{\sigma_m}{\sigma_{cr}} \leq 0.19 + 0.81 \times \frac{\sigma_p}{\sigma_{cr}}$

$$\sigma_m = \sigma_x$$

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_{cr}} = \frac{78.63}{113.4} = 0.693 \leq 0.19 + 0.81 \times \frac{96.06}{113.4} = 0.876 \dots \dots \text{ La condition est vérifiée}$$

• Vérification à l'effondrement élasto-plastique de la virole N°1

Cette forme de flambement en « pied d'éléphant » survient en général près de la base du réservoir ; elle est due à la combinaison de contraintes de compression verticales et de contraintes de traction circonférentielle induisant un état de contrainte bi axial. Dans les réservoirs à épaisseur de paroi variable, le problème peut exister dans toutes les parties de la paroi qui ont une épaisseur constante. L'équation empirique développée pour vérifier cette forme d'instabilité est :

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_{cr}} \leq \left[1 - \left(\frac{p \times R}{t \times f_y} \right)^2 \right] \times \left[1 - \frac{1}{1.12 + r^{1.15}} \right] \times \left[\frac{r + \frac{f_y}{250}}{r + 1} \right]$$

$$r = \frac{\frac{R}{t}}{400}$$

$$r = \frac{\frac{20}{0.018}}{400} = 2.77$$

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_{cr}} = 0.693 \leq \left[1 - \left(\frac{0.144 \times 20}{0.018 \times 290} \right)^2 \right] \times \left[1 - \frac{1}{1.12 + 2.77^{1.15}} \right] \times \left[\frac{2.77 + \frac{290}{250}}{2.77 + 1} \right] = 0.55$$

La condition est non vérifiée, nous allons augmenter l'épaisseur de la virole

4.3.2. Vérification de la virole N°1 (ep= 25 mm)

- Calcul de la contrainte critique de flambement du cylindre sollicité en compression axiale

$$\sigma_{cr} = 0.6E \frac{t}{R}$$

$$\sigma_{cr} = 0.6 \times 210000 \frac{0.025}{20} = 157.5 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{cr} = 157.5 \text{ Mpa}$$

- Calcul de la contrainte admissible

$$\bar{\sigma} = 1 - 1.24 \left(\frac{\delta}{t} \right) \left[\left(1 + \frac{2}{1.24 \left(\frac{\delta}{t} \right)} \right)^{\frac{1}{2}} - 1 \right]$$

Avec : $\left(\frac{\delta}{t} \right)$ le rapport entre l'amplitude maximale des imperfections et l'épaisseur de la paroi, qui peut être pris égal à $\left(\frac{\delta}{t} \right) = \frac{0.06}{a} \sqrt{\frac{R}{t}}$

- a=1 pour les constructions normales
- a=1.5 pour les constructions de bonne qualité ;
- a=2.5 pour les constructions de très haute qualité.
- Pour notre cas nous allons considérer a= 2.5

$$\left(\frac{\delta}{t} \right) = \frac{0.06}{2.5} \sqrt{\frac{20000}{25}}$$

$$\frac{\delta}{t} = 0.67$$

$$\bar{\sigma} = 1 - 1.24 \times 0.67 \left[\left(1 + \frac{2}{1.24 \times 0.67} \right)^{\frac{1}{2}} - 1 \right]$$

$$\bar{\sigma} = 0.29$$

- Calcul de la contrainte au niveau de la virole N°1

$$\sigma_p = \sigma_{cr} \left[1 - \left(1 - \frac{\bar{p}}{5} \right)^2 \left(1 - \frac{\sigma_0}{\sigma_{cr}} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$\lambda^2 = \frac{f_y}{\bar{\sigma} \times \sigma_{cr}}$$

$$\lambda^2 = \frac{290}{0.29 \times 157.5} = 6.34$$

$$\lambda^2 = 9.83 > 2 : \text{ce qui implique que } \sigma_0 = \bar{\sigma} \times \sigma_{cr}$$

$$\sigma_0 = 0.29 \times 157.5$$

$$\sigma_0 = 45.675 \text{ Mpa}$$

$$\bar{p} = \frac{p \times R}{t \times \sigma_{cr}}$$

$$\bar{p} = \frac{0.144 \times 20}{0.025 \times 157.5} = 0.73 < 5$$

$$\sigma_p = 157.5 \left[1 - \left(1 - \frac{0.73}{5} \right)^2 \left(1 - \frac{45.675}{157.5} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$\sigma_p = 125.24 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_p < \sigma_{cr} \text{ OK}$$

Vérification de la condition : $\frac{\sigma_m}{\sigma_{cr}} \leq 0.19 + 0.81 \times \frac{\sigma_p}{\sigma_{cr}}$

$$\sigma_m = \sigma_x$$

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_{cr}} = \frac{78.63}{157.5} = 0.46 \leq 0.19 + 0.81 \times \frac{125.24}{157.5} = 0.83 \dots \text{ La condition est vérifiée}$$

• Vérification à l'effondrement élasto-plastique de la virole N°1

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_{cr}} \leq \left[1 - \left(\frac{p \times R}{t \times f_y} \right)^2 \right] \times \left[1 - \frac{1}{1.12 + r^{1.15}} \right] \times \left[\frac{r + \frac{f_y}{250}}{r + 1} \right]$$

$$r = \frac{\frac{R}{t}}{400}$$

$$r = \frac{\frac{20}{0.025}}{400} = 2$$

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_{cr}} = 0.46 \leq \left[1 - \left(\frac{0.144 \times 20}{0.025 \times 290} \right)^2 \right] \times \left[1 - \frac{1}{1.12 + 2^{1.15}} \right] \times \left[\frac{2 + \frac{290}{250}}{2 + 1} \right] = 0.62$$

La virole N°1 avec une épaisseur de 25mm vérifiée OK

4.3.3. Vérification de la virole N°5 (ep= 11 mm)

➤ Vérification du voilement élastique

- Calcul de la contrainte critique de flambement du cylindre sollicité en compression axiale

$$\sigma_{cr} = 0.6E \frac{t}{R}$$

$$\sigma_{cr} = 0.6 \times 210000 \frac{0.011}{20} = 69.3 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{cr} = 69.3 \text{ Mpa}$$

- **Calcul de la contrainte admissible**

$$\bar{\sigma} = 1 - 1.24 \left(\frac{\delta}{t} \right) \left[\left(1 + \frac{2}{1.24 \left(\frac{\delta}{t} \right)} \right)^{\frac{1}{2}} - 1 \right]$$

Avec : $\left(\frac{\delta}{t} \right)$ le rapport entre l'amplitude maximale des imperfections et l'épaisseur de la paroi,

qui peut être pris égal à $\left(\frac{\delta}{t} \right) = \frac{0.06}{a} \sqrt{\frac{R}{t}}$

- a=1 pour les constructions normales
- a=1.5 pour les constructions de bonne qualité ;
- a=2.5 pour les constructions de très haute qualité.
- Pour notre cas nous allons considérer a= 2.5

$$\left(\frac{\delta}{t} \right) = \frac{0.06}{2.5} \sqrt{\frac{20000}{11}}$$

$$\frac{\delta}{t} = 1.02$$

$$\bar{\sigma} = 1 - 1.24 \times 1.02 \left[\left(1 + \frac{2}{1.24 \times 1.02} \right)^{\frac{1}{2}} - 1 \right]$$

$$\bar{\sigma} = 0.23$$

- **Calcul de la contrainte au niveau de la virole N°5**

$$\sigma_p = \sigma_{cr} \left[1 - \left(1 - \frac{\bar{p}}{5} \right)^2 \left(1 - \frac{\sigma_0}{\sigma_{cr}} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$\lambda^2 = \frac{f_y}{\bar{\sigma} \times \sigma_{cr}}$$

$$\lambda^2 = \frac{290}{0.23 \times 69.3} = 18.19$$

$$\lambda^2 = 18.19 > 2 \text{ ce qui implique que: } \sigma_0 = \bar{\sigma} \times \sigma_{cr}$$

$$\sigma_0 = 0.23 \times 69.3$$

$$\sigma_0 = 15.939 \text{ Mpa}$$

$$\bar{p} = \frac{p \times R}{t \times \sigma_{cr}}$$

$$\bar{p} = \frac{0.144 \times 20}{0.011 \times 69.3} = 1.83 < 5$$

$$\sigma_p = 69.3 \left[1 - \left(1 - \frac{1.83}{5} \right)^2 \left(1 - \frac{15.939}{69.3} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$\sigma_p = 60.48 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_p < \sigma_{cr} \text{ OK}$$

Vérification de la condition : $\frac{\sigma_m}{\sigma_{cr}} \leq 0.19 + 0.81 \times \frac{\sigma_p}{\sigma_{cr}}$

$$\sigma_m = \sigma_x$$

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_{cr}} = \frac{63.75}{69.3} = 0.91 \leq 0.19 + 0.81 \times \frac{60.48}{69.3} = 0.89 \quad \dots \text{ La condition est non vérifiée}$$

4.3.4. Vérification de la virole N°5 (ep= 14 mm)

➤ Vérification du voilement élastique

- Calcul de la contrainte critique de flambement du cylindre sollicité en compression axiale

$$\sigma_{cr} = 0.6E \frac{t}{R}$$

$$\sigma_{cr} = 0.6 \times 210000 \frac{0.014}{20} = 88.2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{cr} = 88.2 \text{ Mpa}$$

- Calcul de la contrainte admissible

$$\bar{\sigma} = 1 - 1.24 \left(\frac{\delta}{t} \right) \left[\left(1 + \frac{2}{1.24 \left(\frac{\delta}{t} \right)} \right)^{\frac{1}{2}} - 1 \right]$$

Avec : $\left(\frac{\delta}{t} \right)$ le rapport entre l'amplitude maximale des imperfections et l'épaisseur de la paroi,

qui peut être pris égal à $\left(\frac{\delta}{t} \right) = \frac{0.06}{a} \sqrt{\frac{R}{t}}$

- a=1 pour les constructions normales
- a=1.5 pour les constructions de bonne qualité ;
- a=2.5 pour les constructions de très haute qualité.
- Pour notre cas nous allons considérer a= 2.5

$$\left(\frac{\delta}{t} \right) = \frac{0.06}{2.5} \sqrt{\frac{20000}{14}}$$

$$\frac{\delta}{t} = 0.9$$

$$\bar{\sigma} = 1 - 1.24 \times 0.9 \left[\left(1 + \frac{2}{1.24 \times 0.9} \right)^{\frac{1}{2}} - 1 \right]$$

$$\bar{\sigma} = 0.25$$

- **Calcul de la contrainte au niveau de la virole N°5**

$$\sigma_p = \sigma_{cr} \left[1 - \left(1 - \frac{\bar{p}}{5} \right)^2 \left(1 - \frac{\sigma_0}{\sigma_{cr}} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$\lambda^2 = \frac{f_y}{\bar{\sigma} \times \sigma_{cr}}$$

$$\lambda^2 = \frac{290}{0.25 \times 88.2} = 13.15$$

$$\lambda^2 = 13.15 > 2 \text{ ce qui implique que: } \sigma_0 = \bar{\sigma} \times \sigma_{cr}$$

$$\sigma_0 = 0.25 \times 88.2$$

$$\sigma_0 = 22.05 \text{ Mpa}$$

$$\bar{p} = \frac{p \times R}{t \times \sigma_{cr}}$$

$$\bar{p} = \frac{0.144 \times 20}{0.014 \times 88.2} = 1.13 < 5$$

$$\sigma_p = 69.3 \left[1 - \left(1 - \frac{1.13}{5} \right)^2 \left(1 - \frac{22.05}{88.2} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$\sigma_p = 71.81 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_p < \sigma_{cr} \text{ OK}$$

Vérification de la condition : $\frac{\sigma_m}{\sigma_{cr}} \leq 0.19 + 0.81 \times \frac{\sigma_p}{\sigma_{cr}}$

$$\sigma_m = \sigma_x$$

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_{cr}} = \frac{63.75}{88.2} = 0.72 \leq 0.19 + 0.81 \times \frac{71.81}{88.2} = 0.84 \text{ La condition est vérifiée}$$

- **Vérification à l'effondrement élasto-plastique de la virole N°5**

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_{cr}} \leq \left[1 - \left(\frac{p \times R}{t \times f_y} \right)^2 \right] \times \left[1 - \frac{1}{1.12 + r^{1.15}} \right] \times \left[\frac{r + \frac{f_y}{250}}{r + 1} \right]$$

$$r = \frac{R}{t} = \frac{20}{0.014} = 3.57$$

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_{cr}} = 0.72 \leq \left[1 - \left(\frac{0.070 \times 20}{0.014 \times 290} \right)^2 \right] \times \left[1 - \frac{1}{1.12 + 3.57^{1.15}} \right] \times \left[\frac{3.57 + \frac{290}{250}}{3.57 + 1} \right] = 0.74$$

La condition est vérifiée

Le tableau ci-dessous résume toutes les autres vérifications

Virole	σ_{cr}	$\bar{\sigma}$	σ_0	\bar{p}	σ_p	$\frac{\sigma_m}{\sigma_{cr}}$	$\frac{0.19 + 0.81}{\sigma_{cr}} \times \frac{\sigma_p}{\sigma_{cr}}$	$\left[1 - \left(\frac{p \times R}{t \times f_y} \right)^2 \right] \times \left[1 - \frac{1}{1.12 + r^{1.15}} \right] \times \left[\frac{r + \frac{f_y}{250}}{r + 1} \right]$
V1	157.5	0.29	45.675	0.73	125.24	0.46	0.83	0.62
V2	100.8	0.26	26.22	1.53	86.53	0.7	0.88	0.82
V3	100.8	0.26	26.22	1.31	84.46	0.65	0.86	0.82
V4	100.8	0.26	26.22	1.09	82.22	0.54	0.85	0.82
V5	88.2	0.25	22.05	1.13	71.81	0.72	0.84	0.74
V6	69.3	0.23	16.09	1.3	57.54	0.68	0.86	0.87
V7	69.3	0.23	16.09	0.9	53.87	0.45	0.81	0.87
V8	69.3	0.23	16.09	0.43	49.42	0.21	0.76	0.87
V9	69.3	0.23	16.09	0	44.4	0	0.7	0.87

Tableau 4.2 : vérifications des viroles

Toutes les viroles sont vérifiées

Viroles	Epaisseur avant vérification (mm)	Epaisseur après vérification (mm)
1	18	25
2	16	16
3	16	16
4	16	16
5	11	14
6	11	11
7	11	11
8	11	11
9	11	11

Tableau4.3 : Comparaison entre les épaisseurs avons et après vérification

4.4. Vérifiée si le réservoir a besoin de raidisseurs

4.4.1. Raidisseur primaire

Les réservoirs à toit fixe avec structure peuvent être considérés comme suffisamment raidis au sommet de la coque par la structure du toit. Il n'est pas nécessaire d'utiliser un raidisseur primaire.

4.4.2. Raidisseur secondaire

Les dimensions minimales à donner aux raidisseurs secondaires pour éviter le voilement local de la coque sont donnés dans le tableau ci-dessous d'après les Eurocodes.

Diamètre du réservoir(m)	Cornière de rive (mm)
$D \leq 20m$	$100 \times 65 \times 9$
$20m < D \leq 36m$	$120 \times 80 \times 10$
$36m < D \leq 48m$	$150 \times 100 \times 10$
$D > 48m$	$200 \times 100 \times 12$

Les dimensions minimales des raidisseurs secondaires

Remarque : Il convient que la grande aile soit en position horizontale. t Dans le cas où l'épaisseur du réservoir est variable, il convient de transformer la hauteur du réservoir à une hauteur équivalente ayant l'épaisseur t_{\min}

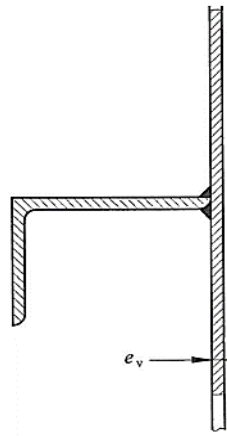


Figure 4.4 : Raidisseur secondaire

4.4.3. Hauteur équivalente de la virole

$$h_e = h \left(\frac{t_{\min}}{t} \right)^{2.5}$$

t_{\min} : est l'épaisseur de la virole la plus faible (mm).

t : est l'épaisseur de la virole.

h : est la hauteur de la virole sous le joint de bordure ou le contreventement primaire.

Rangée1 :

$$h_e = 2.1 \left(\frac{0.011}{0.025} \right)^{2.5} = 0.27 \text{ m}$$

Rangée2;3et4 :

$$h_e = 2.1 \left(\frac{0.011}{0.016} \right)^{2.5} = 0.82 \text{ m}$$

Rangée 5 :

$$h_e = 2.1 \left(\frac{0.011}{0.014} \right)^{2.5} = 1.15 \text{ m}$$

Rangée 6 ; 7 et 8 :

$$h_e = 2.1 \left(\frac{0.011}{0.011} \right)^{2.5} = 2.1 \text{ m}$$

Rangée 9 :

$$h_e = 1.95 \left(\frac{0.011}{0.011} \right)^{2.5} = 1.95 \text{ m}$$

Hauteur équivalente totale : $h_e = \sum h_e$

$h_e = 0.27 + 3(0.82) + 1.15 + 3(2.1) + 1.95 = 12.13 \text{ m}$: Hauteur sur la quelle le voilement de la coque peut se produire.

La hauteur maximale entre raidisseurs est donnée par la relation :

$$H_p = 0.46 \left(\frac{E}{p_{sd}} \right) \left(\frac{t_{min}}{r} \right)^{2.5} r k$$

$$H_p = 0.46 \left(\frac{210 \times 10^6}{1.85} \right) \left(\frac{0.011}{20} \right)^{2.5} 20 \times 1$$

$$H_p = 7.4 \text{ m}$$

12.13m > 7.4m Les raidisseurs sont nécessaires.

On a $36\text{m} < D \leq 48\text{m}$ On opte pour un raidisseur secondaire à mi-hauteur de :

$$\mathbf{150 \times 100 \times 10 \text{ (mm)}}$$

4.5. Vérification de la stabilité d'ensemble

4.5.1. Calcul du maître couple

$$A = D \times h = 40 \times 18.75 = 750 \text{ m}^2$$

4.5.2. Calcul de l'action du vent

$$V = p_{Ed} \times A = 1.85 \times 750 = 1387.5 \text{ KN}$$

4.5.3. Calcul du moment de renversement du au vent.

$$M_r = V \times \frac{h}{2} = 1387.5 \times \frac{18.75}{2} = 13007.8125 \text{ KN.m}$$

4.5.4. Calcul du poids total du réservoir à l'état vide

$W_R = W_{cyl} + W_{toit}$ Poids propre du cylindre et du toit

$$W_{cyl} = \rho \times 3.14 \times D \times \sum h_j \times t_j$$

$$W_{cyl} = 850 \times 3.14 \times 40 \times 2.1 \times (0.025 + 0.016 \times 3 + 0.014 + 3 \times 0.011)$$

$$W_{cyl} = 29208.32 \text{ KN}$$

$$W_{toit} = 850 \times \frac{3.14 \times 20^2 \times 1.25}{3} \times 0.008$$

$$W_{toit} = 3560.47 \text{ KN}$$

$$W_R = 3560.47 + 29208.32 = 32768.79 \text{ KN}$$

4.5.5. Le moment stabilisant du au poids propre totale

$$M_s = W \times \frac{D}{2} = 32768.79 \times 20 = 655375.8 \text{ KN.m}$$

$M_s = 655375.8 \text{ KN.m} > M_R = 13007.8125 \text{ KN.m} \dots\dots$ Le réservoir est stable.

Introduction

Les toits des réservoirs en acier sont de formes divers et variées, de même que les structures qui les supportent. On distingue deux types de toits fixes, avec structure auto portante et les toits fixes avec structure supportée (voire chapitre 1). L'utilisation de l'une ou l'autre répond à des critères bien spécifiques que nous avons cités dans le chapitre 1. Dans ce chapitre nous allons dimensionner la structure qui supportera le toit de notre réservoir.

5.1. Donnée de calcul

Type de toit	Toit fixe avec structure supportée
Hauteur du toit	1.25m
Largeur	40m
Angle du toit	3.57°

Tableau 5.1. Caractéristique géométrique du toit.

5.2. Nombre de tôle du toit

Dans notre cas d'étude le format des tôles utilisé est :

$$(9000 \times 2100 \times 8) \text{ mm}$$

Calcul de la surface des tôles du toit

$$S_{\text{toit}} = \pi \times R \times \sqrt{R^2 + h^2}$$

$$S_{\text{toit}} = \pi \times 20 \times \sqrt{20^2 + 1.25^2}$$

$$S_{\text{toit}} = 1259.1 \text{ m}^2$$

Calcul de la surface des tôles

$$S_{\text{tole}} = 9 \times 2.1$$

$$S_{\text{tole}} = 18.9 \text{ m}^2$$

Calcul du nombre de tôle a utilisée

$$N_{\text{tole}} = \frac{S_{\text{cone}}}{S_{\text{tole}}}$$

$$N_{\text{tole}} = \frac{1259.1}{18.9}$$

$$N_{\text{tole}} = 66.66$$

On utilisera : 67 tôles

Calcul du poids des tôles

$$P = \rho \times S_{\text{tole}} \times N_{\text{tole}} \times e$$

Ou

e : est l'épaisseur des tôles

$$P = 7850 \times 18.9 \times 67 \times 0.008$$

$$P = 79523.64 \text{ Kg}$$

5.3. Dimensionnement des entretoises

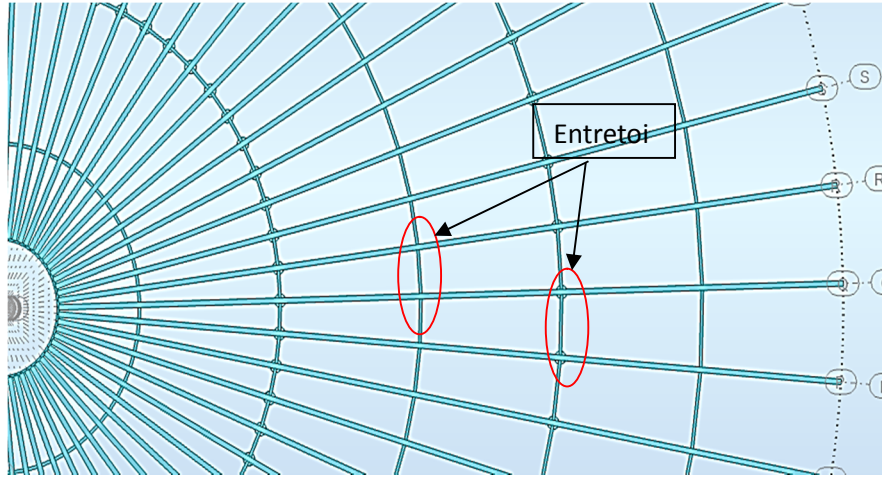


Figure 5.1 : les entretoises

5.3.1. Vérification de la résistance des entretoises

Dans cette étape nous avons adopté des entretoises de type IPE 120. Dans ce qui suit nous procédons à la vérification :

Caractéristique de l'IPE 120	
H	120 mm
B	64 mm
t _w	4.4 mm
t _f	6.3 mm
I _y	318 × 10 ⁴ mm ⁴
W _{ply}	60.7 × 10 ³ mm ³
I _z	27.7 × 10 ⁴ mm ⁴
W _{plz}	13.6 × 10 ³ mm ³
R	7 mm
G	10.4 Kg/m
I _t	1.74 × 10 ⁴ mm ⁴

Tableau 5.2. Caractéristique de l'entretoise adoptée

a- Classe de la section

✓ La semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} \leq 9\epsilon$$

Avec : $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(64 - 4.4 - 2 \times 7)/2}{5.1} = 4.47 < 9$$

La semelle est de classe 1

✓ L'âme

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{93.4}{4.4} = 21.22 < 72$$

L'âme est de classe 1

5.3.2. Calcule des charges appliquées

➤ *Charge permanente G*

Poids propre de la toiture : $G_{toture} = \rho \times e = 7850 \times 0.008 = 62.8 \text{ daN/m}^2$

Poids propre du profile IPE 120 : $G_{profile} = 10.4 \text{ daN/m}$

$$G = G_{toture} + G_{profile}$$

$$G = (62.8 \times 3.34) + 10.4$$

$$\mathbf{G = 220.152 \text{ daN/m}}$$

➤ *Charge variable q*

- Charge du vent V :

$$V = 185.58 \times 3.34$$

$$\mathbf{V = 619.84 \text{ daN/m}}$$

- Charge de neige S :

$$S = 40 \times 3.34$$

$$\mathbf{S = 133.6 \text{ daN/m}}$$

- Charge d'entretien E :

Charge d'exploitation (deux ouvriers + 01 caisse à outils) = 100 daN

$$E = \frac{8 \times 100}{3 \times 1.67} = 159.68 \text{ daN/m}$$

$$\mathbf{E=159.68 \text{ daN/m}}$$

5.4. Combinaisons de charges

5.4.1. A l'état limite ultime ELU

✓ **Combinaison 1**

$$comb\ 1 = 1.35G + 1.5V = (1.35 \times 220.152) + (1.5 \times 619.84)$$

$$comb\ 1 = 1226.97\ daN/m$$

✓ **Combinaison 2**

$$comb\ 2 = 1.35G + 1.5S = (1.35 \times 220.152) + (1.5 \times 133.6)$$

$$comb\ 2 = 497.61\ daN/m$$

✓ **Combinaison 3**

$$comb\ 3 = 1.35G + 1.5E = (1.35 \times 220.152) + (1.5 \times 159.68)$$

$$comb\ 3 = 536.73\ daN/m$$

✓ **Combinaison 4**

$$comb\ 4 = 1.35G + 1.35 \sum (V; S; E)$$

$$comb\ 4 = (1.35 \times 220.152) + (1.35 \times (619.84 + 133.6 + 159.68))$$

$$comb\ 4 = 1529.92\ daN/m$$

5.4.2. A l'état limite de service

✓ **Combinaison 1**

$$comb\ 1 = G + V = 220.152 + 619.84$$

$$comb\ 1 = 839.99\ daN/m$$

✓ **Combinaison 2**

$$comb\ 2 = G + S = 220.152 + 133.6$$

$$comb\ 2 = 353.752\ daN/m$$

✓ **Combinaison 3**

$$comb\ 3 = G + E = 220.152 + 159.68$$

$$comb\ 3 = 379.83\ daN/m$$

✓ **Combinaison 4**

$$comb\ 4 = G + 0.9 \sum (V; S; E)$$

$$comb\ 4 = 220.152 + (0.9 \times (619.84 + 133.6 + 159.68))$$

$$comb\ 4 = 1041.96\ daN/m$$

5.5. Vérification de la flèche

La vérification de la toiture d'un réservoir métallique par rapport à la flèche (ou déformation verticale) est importante pour assurer la sécurité et l'intégrité de la structure. Dans ce qui suit nous procédons à la vérification vis-à-vis de la flèche. Le calcul se fait suivant la combinaison la plus défavorable à l'ELS comme suit :

Projection suivant les axes z-z :

$$Q_{zz} = \text{comb } 4 \times \cos \alpha$$

$$Q_{zz} = 1041.96 \times \cos 3.57$$

$$\mathbf{Q_{zz} = 1039.67 \text{ daN/m}}$$

Projection suivant les axes y-y :

$$Q_{s-yy} = \text{comb } 4 \times \sin \alpha$$

$$Q_{s-yy} = 1041.96 \times \sin 3.57$$

$$\mathbf{Q_{s-yy} = 95.21 \text{ daN/m}}$$

L'équation pour le calcul de la flèche sur les axes y-y et z-z pour une poutre sur deux appuis est :

$$f = \frac{5 \times Q_s \times L^4}{384 \times E \times I}$$

Suivant y-y :

$$f_y = \frac{5 \times Q_{s-yy} \times L^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$f_y = \frac{5 \times 95.21 \times 10^{-2} \times 167^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 27.7}$$

$$\mathbf{f_y = 0.17 \text{ cm}}$$

Suivant z-z :

$$f_z = \frac{5 \times Q_{s-zz} \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_z = \frac{5 \times 1039.67 \times 10^{-2} \times 167^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 318}$$

$$\mathbf{f_z = 0.16 \text{ cm}}$$

$$f_{eq} = \sqrt{f_y^2 + f_z^2}$$

$$f_{eq} = \sqrt{0.16^2 + 0.17^2}$$

$$f_{eq} = 0.23 \text{ cm}$$

$$f_{eq} = 0.23 < \frac{L}{200} = 0.835 \quad \dots\dots\dots \text{La flèche est vérifiée}$$

5.6. Calcule du moment fléchissant suivant les deux axes

Le calcul se fait avec la combinaison la plus défavorable à l'ELU.

Projection suivant les axes z-z :

$$Qu - zz = \text{comb } 4 \times \cos \alpha$$

$$Qu - zz = 1529.92 \times \cos 3.57$$

$$Qu - zz = 1526.95 \text{ daN/m}$$

Projection suivant les axes y-y :

$$Qu - yy = \text{comb } 4 \times \sin \alpha$$

$$Qu - yy = 1529.92 \times \sin 3.57$$

$$Qu - yy = 95.26 \text{ daN/m}$$

Moment fléchissant sur l'axe y-y :

$$M_{y,sd} = (Qu - yy) \frac{L^2}{8}$$

$$M_{y,sd} = 1526.95 \frac{1.67^2}{8}$$

$$M_{y,sd} = 532.31 \text{ daN.m}$$

Moment fléchissant sur l'axe z-z :

$$M_{z,sd} = (Qu - zz) \frac{L^2}{8}$$

$$M_{z,sd} = 95.26 \frac{1.67^2}{8}$$

$$M_{z,sd} = 33.21 \text{ daN.m}$$

Vérification de la résistance des entretoises à la flexion bi axiale :

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{ply,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{plz,Rd}} \right)^\beta \leq 1$$

Calcul de moment de résistance plastique de la section brute par rapport à l'axe z-z :

$$M_{plz,Rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{Mo}}$$

Avec :

$$W_{pl,z} = 13.6 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$M_{plz,Rd} = \frac{13.6 \times 23.5}{1.1}$$

$$M_{plz,Rd} = 290.54 \text{ daN.m}$$

Calcul de moment de résistance plastique de la section brute par rapport à l'axe y-y :

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{Mo}}$$

Avec :

$$W_{pl,y} = 60.7 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$M_{ply,Rd} = \frac{60.7 \times 23.5}{1.1}$$

$$M_{ply,Rd} = 1296.8 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{532.31}{1296.8}\right)^2 + \left(\frac{33.21}{290.54}\right)^1 = 0.28 < 1$$

La résistance des entretoises à la flexion bi-axiale est vérifiée

Conclusion l'IPE 120 convient comme entretoise.

5.7. Vérification des chevrons

Les chevrons sont les éléments qui reprennent les charges appliquées par la toiture, les entretoises ainsi que les actions extérieures, c'est pour cela que nous devons vérifier la stabilité des chevrons principalement à la flexion.

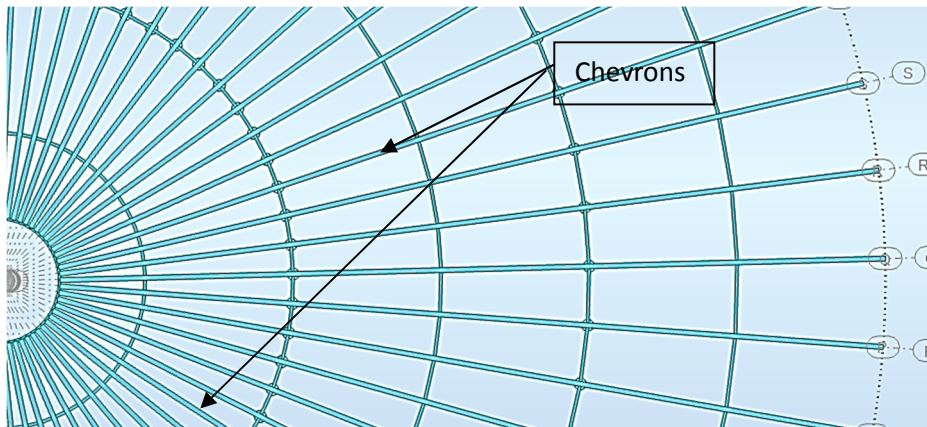


Figure 5.2 : les chevrons

Nous allons vérifier si l'IPE 400 convient comme chevron

Caractéristique de l' IPE 400	
H	400 mm
B	180 mm
t _w	8.6 mm
t _f	13.5 mm
I _y	23130 × 10 ⁴ mm ⁴
W _{ply}	1307 × 10 ³ mm ³
I _z	1318 × 10 ⁴ mm ⁴
W _{plz}	229 × 10 ³ mm ³
R	21 mm
G	66.3 Kg/m
I _t	51.1 × 10 ⁴ mm ⁴

Tableau 5.3 : les caractéristiques de l' IPE 400

5.7.1. Classe de la section

- *La semelle*

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} \leq 9\varepsilon$$

$$\text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(180 - 8.6 - 2 \times 21)/2}{13.5} = 4.79 < 9$$

La semelle est de classe 1

- *L'âme*

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{331}{8.6} = 98.49 < 72$$

L'âme est de classe 1

5.8. Calcule des charges appliquées

5.8.1 Charge permanente G

- Poids propre de la toiture : $G_{\text{toiture}} = \rho \times e = 7850 \times 0.008 = 62.8 \text{ daN/m}^2$

- Poids propre des profiles IPE 120 et IPE 400 :

$$G_{profile} = 10.4 + 66.3 = 76.7 \text{ daN/m}$$

- Entre axe : 2m

$$G = G_{toture} + G_{profile}$$

$$G = (62.8 \times 2) + 76.7$$

$$\mathbf{G = 202.3 \text{ daN/m}}$$

5.8.2. Charge variable q

- Charge du vent V :

$$V = 185.58 \times 2$$

$$\mathbf{V = 371.16 \text{ daN/m}}$$

- Charge de neige S :

$$S = 40 \times 2$$

$$\mathbf{S = 80 \text{ daN/m}}$$

- Charge d'entretien E :

Charge d'exploitation (deux ouvriers + 01 caisse à outils) = 100 daN

$$E = \frac{8 \times 100}{3 \times 20.04} = 13.3 \text{ daN/m}$$

$$\mathbf{E=13.3 \text{ daN/m}}$$

5.9. Combinaisons de charges

5.9.1. A l'ELU

- ✓ **Combinaison 1**

$$\text{comb 1} = 1.35G + 1.5V = (1.35 \times 202.3) + (1.5 \times 371.16)$$

$$\mathbf{\text{comb 1} = 829.845 \text{ daN/m}}$$

- ✓ **Combinaison 2**

$$\text{comb 2} = 1.35G + 1.5S = (1.35 \times 202.3) + (1.5 \times 80)$$

$$\mathbf{\text{comb 2} = 393.105 \text{ daN/m}}$$

- ✓ **Combinaison 3**

$$\text{comb 3} = 1.35G + 1.5E = (1.35 \times 202.3) + (1.5 \times 13.3)$$

$$\mathbf{\text{comb 3} = 293.055 \text{ daN/m}}$$

$$\text{comb 4} = 1.35G + 1.35 \sum (V; S; E)$$

✓ **Combinaison 4**

$$\text{comb 4} = (1.35 \times 202.3) + (1.35 \times (371.16 + 80 + 13.3))$$

$$\text{comb 4} = \mathbf{900.126 \text{ daN/m}}$$

5.9.2. A l'ELS✓ **Combinaison 1**

$$\text{comb 1} = G + V = 202.3 + 371.16$$

$$\text{comb 1} = \mathbf{573.46 \text{ daN/m}}$$

✓ **Combinaison 2**

$$\text{comb 2} = G + S = 202.3 + 80$$

$$\text{comb 2} = \mathbf{282.3 \text{ daN/m}}$$

✓ **Combinaison 3**

$$\text{comb 3} = G + E = 202.3 + 13.3$$

$$\text{comb 3} = \mathbf{215.6 \text{ daN/m}}$$

✓ **Combinaison 4**

$$\text{comb 4} = G + 0.9 \sum (V; S; E)$$

$$\text{comb 4} = 202.3 + (0.9 \times (371.4 + 80 + 13.3))$$

$$\text{comb 4} = \mathbf{620.314 \text{ daN/m}}$$

5.10. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche se fait à l'ELS.

Projection suivant les axes y-y et z-z

Suivant z-z :

$$Q_{uz} = \text{comb 4} \times \cos \alpha$$

$$Q_{uz} = 620.314 \times \cos 3.57$$

$$Q_{uz} = \mathbf{619.11 \text{ daN/m}}$$

Suivant y-y :

$$Q_{uy} = \text{comb 4} \times \sin \alpha$$

$$Q_{uy} = 620.314 \times \sin 3.57$$

$$Q_{uy} = \mathbf{38.62 \text{ daN/m}}$$

L'équation pour le calcul de la flèche sur les axes y-y et z-z pour une poutre sur deux appuis est :

$$f = \frac{5 \times Qu \times L^4}{384 \times E \times I}$$

Suivant y-y :

$$f_y = \frac{5 \times Qu_y \times L^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$f_y = \frac{5 \times 38.62 \times 10^{-2} \times 1002^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 1318}$$

$$f_y = \mathbf{1.83\text{cm}}$$

Suivant z-z :

$$f_z = \frac{5 \times Qz \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$f_z = \frac{5 \times 619.11 \times 10^{-2} \times 1002^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 23130}$$

$$f_z = \mathbf{1.67\text{cm}}$$

$$f_{eq} = \sqrt{f_y^2 + f_z^2}$$

$$f_{eq} = \sqrt{1.83^2 + 1.67^2}$$

$$f_{eq} = \mathbf{2.47\text{cm}}$$

$$f_{eq} = 2.47 < \frac{1002}{200} = 5.01 \quad \text{..... La flèche est vérifiée}$$

5.11. Vérification de la résistance de chevron a la flexion simple

5.11.1. Calcul du moment fléchissant sur l'axe y-y

$$M_{y,sd} = Qy \frac{L^2}{8}$$

Avec :

$$Qy = \text{comb } 4 \times \cos \alpha$$

$$Qy = 900.126 \times \cos 3.57$$

$$Qy = \mathbf{898.37\text{ daN/m}}$$

$$M_{y,sd} = 898.37 \times \frac{10.02^2}{8}$$

$$M_{y,sd} = \mathbf{11274.59\text{ daN.m}}$$

Pour la vérification de la résistance de chevron en flexion simple on utilise la loi tirée de l'Eurocode 3 p193

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{1307 \times 10^3 \times 235}{1.1}$$

$$M_{c,Rd} = 279222727.2727 \text{ N.mm}$$

$$M_{c,Rd} = 27922.2727 \text{ daN.m}$$

On vérifie le rapport suivant :

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{c,Rd}} < 1$$

$$\frac{11274.59}{27922.2727} = 0.6 < 1$$

→ Les chevrons résistent à la flexion simple

Conclusion l'IPE 400 convient comme chevrons

5.12. Dimensionnement des poteaux

Les poteaux s'révent à soutenir le toit et sa structure, ils travaillent principalement en compression, dans cette partie nous allons dimensionner les poteaux en utilisant l'Eurocode

5.12.1. Calcul de la force de compression sur les poteaux

$$N_{Ed} = 1.35G + 1.5(Q_v + Q_s)$$

➤ Calcul des charges appliquées G

Charge des tôles

$$G_{\text{tôles}} = \rho \times e \times S_{\text{toit}}$$

$$G_{\text{tôles}} = 7850 \times 0.008 \times 1259.1$$

$$G_{\text{tôles}} = 79071.48 \text{ daN} = 790.71 \text{ kN}$$

Charge des chevrons

$$G_{ch} = L \times P \times N$$

Où ;

L : longueur des chevrons

P : poids des chevrons

N : nombre de chevron

$$L = \frac{20}{\cos(3.57)} = 20.04 \text{ m}$$

$$P = 66.3 \text{ Kg/m}$$

$$N = 63$$

$$G_{ch} = 20.04 \times 66.3 \times 63$$

$$G_{ch} = 83705.076 \text{ daN} = 837.05 \text{ KN}$$

Charge des entretoises

$$G_{ent} = \left(\sum L_{ent} \right) \times N_{ent} \times p$$

$$G_{ent} = (1.67 + 1.33 + 1 + 0.67 + 0.33) \times 63 \times 10.4$$

$$G_{ent} = 3276 \text{ daN} = 32.76 \text{ KN}$$

Charge permanente totale G

$$G = G_{toiles} + G_{ch} + G_{ent}$$

$$G = 790.71 + 837.05 + 32.76$$

$$G = 1660.52 \text{ KN}$$

➤ Charge variable Q

Charge du vent

$$Q_v = q_v \times S_{toit}$$

$$Q_v = 185.58 \times 1259.1$$

$$Q_v = 233663.778 \text{ daN} = 2336.64 \text{ KN}$$

Charge de la neige

$$Q_s = q_s \times S_{toit}$$

$$Q_v = 40 \times 1259.1$$

$$Q_v = 50364 \text{ daN} = 503.64 \text{ KN}$$

$$N_{Ed} = 1.35 \times 1660.52 + 1.5 \times (2336.64 + 503.64)$$

$$N_{Ed} = 6502.14 \text{ KN}$$

5.12.2. Calcule de l'effort de compression qui revient à chaque poteau :

Nombre de poteaux

$$N_{poteaux} = N_{p,intermédiaire} + poteaucentrale$$

$$N_{poteaux} = 63 + 1$$

$$N_{poteaux} = 64$$

$$N_{Ed} = \frac{6502.14}{64}$$

$$N_{Ed} = 101.6 \text{ KN}$$

5.13. Vérification au flambement des poteaux

- Poteau centrale H= 20 m
- Sélectionner une section pour notre poteau

$$I_{min} \geq \frac{N_{Ed} \times S_{Euler} \times L_f^2}{\pi^2 \times E}$$

$$S_{Euler} = 1.5$$

Comme notre poteau est bi-encastée aussi bien suivant l'axe y que suivant l'axe z, nous devons prendre l'axe donnant le moment d'inertie minimum, soit ici l'axe z.

$$I_z \geq \frac{101.6 \times 10^3 \times 1.5 \times 10000^2}{\pi^2 \times 210000}$$

$$I_z \geq 7353023.04 \text{ mm}^4$$

Après consultation du tableau des profiles nous avons opter pour un HEB 160 les caractéristiques du profile sont résumée dans le tableau suivant :

Aire de la section	A = 5430 mm ²
Rayons de girations	I _y =67.8 mm ; i _z = 40.5 mm
Hauteur de la section	H =160 mm
Largeur de la semelle	B = 160 mm
Epaisseur de la semelle	t _f = 13 mm

Tableau 5.4 : les caractéristiques du HEB 160

- Classe de la section

La semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} \leq 9\varepsilon$$

Avec :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(160 - 8 - 2 \times 15)/2}{13} = 4.69 < 8.28$$

La semelle est de classe 1

L'âme

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{104}{8} = 13 < 66.24$$

L'âme est de classe 1

Le profiles est de classe 1

5.13.1. Plan de flambement perpendiculaire à l'axe y-y (plan $\perp y-y$)

Longueur de flambement l_{fy}

Dans ce plan le poteau est bi encastrer, en utilisant le tableau suivant en déduit la langueur de flambement :

Conditions d'appuis				
Longueur de flambement $l_f =$	l_0	$l_0/\sqrt{2}$	$0.5l_0$	$2l_0$

$$l_{fy} = 0.5 \times l$$

$$l_{fy} = 0.5 \times 20$$

$$l_{fy} = 10m$$

L'élancement géométrique de l'élément λ_y

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y}$$

$$\lambda_y = \frac{10000}{67.8}$$

$$\lambda_y = 174.49$$

L'élancement élastique limite λ_1

$$\lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon \text{ Ou } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_u}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\lambda_1 = 93.9 \times 0.92 = 86.388$$

L'élancement réduit $\bar{\lambda}_y$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{174.49}{86.388}$$

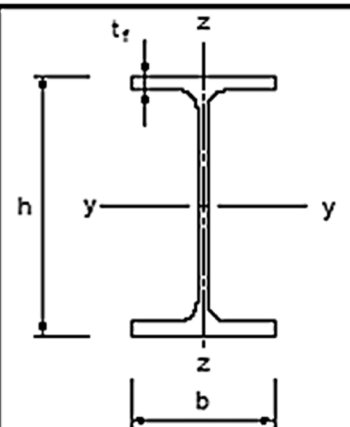
$$\bar{\lambda}_y = 2.01$$

$\bar{\lambda}_y > 0.2$ Il y'a un risque de flambement

La courbe de flambement

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{160} = 1 < 1.2$$

$$t_f = 13\text{mm} < 100\text{mm}$$

Section transversale	Limites	Flambé selon l'axe	Courbe de flambé	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ y-y z-z	a	a_0
			b	a_0
	$h/b \leq 1,2$	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ y-y z-z	b	a
			c	a
$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$ y-y z-z	b	a	
		c	a	
$h/b \leq 1,2$	$t_f > 100 \text{ mm}$ y-y z-z	d	c	
		d	c	

Donc la courbe de flambement est : b

α : facteur d'imperfection

Courbe de flambement	a_0	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

La courbe (b) $\Rightarrow \alpha = 0,34$.

$$\phi_y = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\phi_y = 0.5[1 + 0.34 \times (2.01 - 0.2) + 2.01^2]$$

$$\phi_y = 2.828$$

Le coefficient de réduction pour l'axe y-y

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0.5}}$$

$$\chi_y = \frac{1}{2.828 + (2.828^2 - 2.01^2)^{0.5}}$$

$$\chi_y = \mathbf{0.189}$$

5.13.2 Plan de flambement perpendiculaire à l'axe z-z (plan \perp z-z)Langueur de flambement l_{fz}

Dans ce plan le poteau est bi encastrer

$$l_{fz} = 0.5 \times l$$

$$l_{fz} = 0.5 \times 20$$

$$l_{fz} = \mathbf{10m}$$

L'élanement géométrique de l'élément λ_z

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z}$$

$$\lambda_z = \frac{10000}{40.5}$$

$$\lambda_z = \mathbf{246.91}$$

L'élanement élastique limite λ_1

$$\lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon \text{ Ou } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_u}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\lambda_1 = \mathbf{93.9 \times 0.92 = 86.388}$$

L'élanement réduit $\bar{\lambda}_z$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{246.91}{86.388}$$

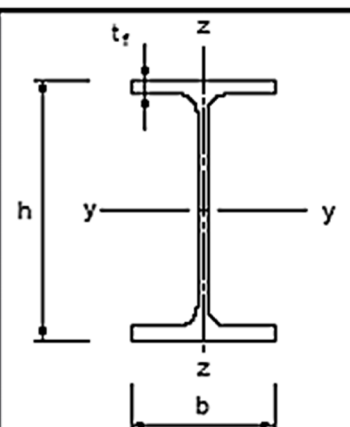
$$\bar{\lambda}_z = \mathbf{2.86}$$

$\bar{\lambda}_y > 0.2$ Il y'a un risque de flambement

La courbe de flambement

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{160} = 1 < 1.2$$

$$t_f = 13\text{mm} < 100\text{mm}$$

Section transversale	Limites	Flambé selon l'axe	Courbe de flambé ⁱ		
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460	
	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40\text{ mm}$	y-y z-z	a a ₀	
		$40\text{ mm} < t_f \leq 100$	y-y z-z	b a	
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100\text{ mm}$	y-y z-z	b c	a a
		$t_f > 100\text{ mm}$	y-y z-z	d d	c c

Donc la courbe de flambement est : c

α : facteur d'imperfection

Courbe de flambement	a ₀	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

La courbe (c) $\Rightarrow \alpha_z = 0,49$.

$$\phi_z = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\phi_z = 0.5[1 + 0.49 \times (2.86 - 0.2) + 2.86^2]$$

$$\phi_z = 5.242$$

Le coefficient de réduction pour l'axe z-z

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + (\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2)^{0.5}}$$

$$\chi_z = \frac{1}{5.242 + (5.242^2 - 2.86^2)^{0.5}}$$

$$\chi_z = 0.122$$

Le coefficient de réduction χ

$$\chi = \min(\chi_z; \chi_y)$$

$$\chi = \chi_z = 0.122$$

L'effort résistant réduit : $N_{b,Rd}$

$$N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\beta_A = 1$$

$$\gamma_{M1} = 1.1$$

$$N_{b,Rd} = 0.122 \times 1 \times 5430 \frac{275}{1.1}$$

$$N_{b,Rd} = 105391.36N = 105.39KN$$

Finalemnt, on vérifie que : $N_{Ed} = 101.6KN < N_{b,Rd} = 105.39KN$

Conclusion : Ce poteau résiste au flambement sous un effort $N_{Ed} = 101.6 KN$

- **Poteau intermédiaire H= 19.58 m**
- **Sélectionner une section pour notre poteau**

$$I_{min} \geq \frac{N_{Ed} \times S_{Euler} \times L_f^2}{\pi^2 \times E}$$

$$S_{Euler} = 1.5$$

Comme notre poteau est bi-encastree aussi bien suivant l'axe y que suivant l'axe z, nous devons prendre l'axe donnant le moment d'inertie minimum, soit ici l'axe z.

$$I_z \geq \frac{101.6 \times 10^3 \times 1.5 \times 9790^2}{\pi^2 \times 210000}$$

$$I_z \geq 7047438.76mm^4$$

Après consultation du tableau des profiles nous avons opter pour un HEB 160 les caractéristiques du profile sont résumée dans le tableau suivant :

Aire de la section	A = 5430 mm ²
Rayons de girations	I _y =67.8 mm ; i _z = 40.5 mm
Hauteur de la section	H =160 mm
Largeur de la semelle	B = 160 mm
Epaisseur de la semelle	t _f = 13 mm

Tableau 5.5 : les caractéristiques du HEB 160

- **Classe de la section**

La semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w - 2r)/2}{t_f} \leq 9\epsilon$$

Avec :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(160 - 8 - 2 \times 15)/2}{13} = 4.69 < 8.28$$

La semelle est de classe 1

L'âme

$$\frac{c}{t_f} = \frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{104}{8} = 13 < 66.24$$

L'âme est de classe 1

Le profiles est de classe 1

5.13.3. Plan de flambement perpendiculaire à l'axe y-y (plan $\perp y-y$)

Longueur de flambement l_{fy}

Dans ce plan le poteau est bi encastrer, en utilisant le tableau suivant en déduit la longueur de flambement :

Conditions d'appuis				
Longueur de flambement $l_f =$	l_0	$l_0/\sqrt{2}$	$0.5l_0$	$2l_0$

$$l_{fy} = 0.5 \times l$$

$$l_{fy} = 0.5 \times 19.58$$

$$l_{fy} = 9.79m$$

L'élancement géométrique de l'élément λ_y

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y}$$

$$\lambda_y = \frac{9790}{67.8}$$

$$\lambda_y = 144.39$$

L'élancement élastique limite λ_1

$$\lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon \text{ Ou } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_u}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\lambda_1 = 93.9 \times 0.92 = 86.388$$

L'élancement réduit $\bar{\lambda}_y$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{144.39}{86.388}$$

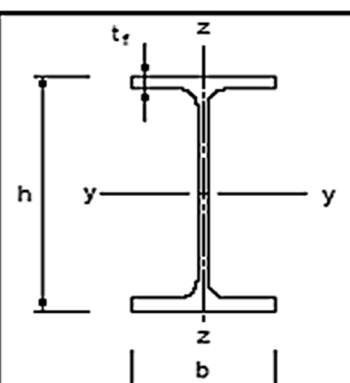
$$\bar{\lambda}_y = 1.67$$

$\bar{\lambda}_y > 0.2$ Il y'a un risque de flambement

La courbe de flambement

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{160} = 1 < 1.2$$

$$t_f = 13\text{mm} < 100\text{mm}$$

Section transversale	Limites	Flambé selon l'axe	Courbe de flambé		
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460	
	$h/b > 1,2$	y-y z-z	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	a b	a ₀ a ₀
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	b c	a a
	$h/b \leq 1,2$	y-y z-z	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	b c	a a
			$t_f > 100 \text{ mm}$	d d	c c

Donc la courbe de flambement est : b

α : facteur d'imperfection

Courbe de flambement	a_0	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

La courbe (b) $\Rightarrow \alpha = 0,34$.

$$\phi_y = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\phi_y = 0.5[1 + 0.34 \times (1.67 - 0.2) + 1.67^2]$$

$$\phi_y = 2.144$$

Le coefficient de réduction pour l'axe y-y

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + (\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)^{0.5}}$$

$$\chi_y = \frac{1}{2.144 + (2.144^2 - 1.67^2)^{0.5}}$$

$$\chi_y = 0.286$$

5.13.4. Plan de flambement perpendiculaire à l'axe z-z (plan \perp z-z)

Langueur de flambement l_{fz}

Dans ce plan le poteau est bi encastrer

$$l_{fz} = 0.5 \times l$$

$$l_{fz} = 0.5 \times 19.58.$$

$$l_{fz} = 9.79m$$

L'élançement géométrique de l'élément λ_z

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z}$$

$$\lambda_z = \frac{9790}{40.5}$$

$$\lambda_z = 241.72$$

L'élançement élastique limite λ_1

$$\lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon \text{ Ou } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_u}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

$$\lambda_1 = 93.9 \times 0.92 = 86.388$$

L'élancement réduit $\bar{\lambda}_z$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{241.72}{86.388}$$

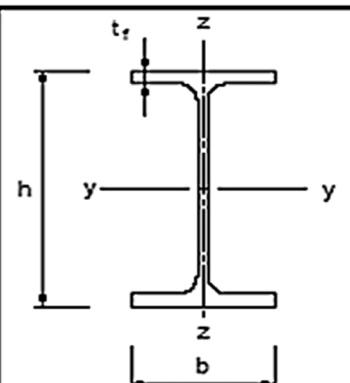
$$\bar{\lambda}_z = 2.79$$

$\bar{\lambda}_y > 0.2$ Il y'a un risque de flambement

La courbe de flambement

$$\frac{h}{b} = \frac{160}{160} = 1 < 1.2$$

$$t_f = 13\text{mm} < 100\text{mm}$$

Section transversale		Limites	Flamb ^s selon l'axe	Courbe de flamb ^s		
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460	
Sections en I laminées		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40\text{ mm}$	y-y z-z	a b	a ₀ a ₀
			$40\text{ mm} < t_f \leq 100$	y-y z-z	b c	a a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100\text{ mm}$	y-y z-z	b c	a a
			$t_f > 100\text{ mm}$	y-y z-z	d d	c c

Donc la courbe de flambement est : c

α : facteur d'imperfection

Courbe de flambement	a ₀	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

La courbe (c) $\Rightarrow \alpha_z = 0,49$.

$$\phi_z = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\phi_z = 0.5[1 + 0.49 \times (2.79 - 0.2) + 2.79^2]$$

$$\phi_z = 5.027$$

Le coefficient de réduction pour l'axe z-z

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + (\phi_z^2 - \lambda_z^2)^{0.5}}$$

$$\chi_z = \frac{1}{5.027 + (5.027^2 - 2.79^2)^{0.5}}$$

$$\chi_z = \mathbf{0.108}$$

Le coefficient de réduction χ

$$\chi = \min(\chi_z; \chi_y)$$

$$\chi = \chi_z = \mathbf{0.108}$$

L'effort résistant réduit : $N_{b,Rd}$

$$N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\beta_A = 1$$

$$\gamma_{M1} = 1.1$$

$$N_{b,Rd} = 0.108 \times 1 \times 5430 \frac{275}{1.1}$$

$$N_{b,Rd} = \mathbf{146610N} = \mathbf{146.61KN}$$

Finalement, on vérifie que : $N_{Ed} = 101.6KN < N_{b,Rd} = 146.61KN$

Conclusion : Ce poteau résiste au flambement sous un effort $N_{Ed} = 101.6 KN$

5.14. Conclusion

Les toits avec structure supporter par des poteaux sons des structures moins complexe que les toits autoportants, ces charpentes peuvent être mise en œuvre plus rapidement et pour des réservoirs avec un diamètre important contrairement au toit autoportant qui sons limiter à des diamètres de moins de 60m.

Introduction

L'étude sismique est une étape importante pour toute construction dans le domaine du génie civil plus particulièrement pour les réservoirs de stockage d'hydrocarbure vue leur importance stratégique et économique.

Lorsque ces structures sont soumises à des actions sismiques, il est essentiel d'anticiper le comportement de ces dernières aux sollicitations appliquées. Une mauvaise conception ou négligence de l'étude sismique peut entraîner des défaillances structurales, des fuites et même des ruptures du réservoir, entraînant ainsi des conséquences catastrophiques sur l'environnement et la sécurité des personnes.

L'étude sismique des réservoirs métalliques implique l'analyse des forces sismiques qui agissent sur le réservoir, ainsi que l'évaluation de la résistance et de la stabilité de la structure du réservoir face à ces forces. Il est également important de prendre en compte des facteurs tels que la localisation géographique du réservoir, la région sismique dans laquelle il se trouve, ainsi que les caractéristiques du sol sur lequel le réservoir est construit.

L'approche développée par HOUSNER (**HOUSNER, 1963**), utilisée pour étudier l'action du liquide sur les parois du réservoir dans laquelle l'action du liquide est décomposée en une action passive provoquant des efforts d'impulsion et une action active provoquant des efforts d'oscillation.

Pour mener à bien une étude sismique des réservoirs métalliques, des techniques d'ingénierie avancées sont utilisées, telles que l'analyse des éléments finis, qui permet d'évaluer le comportement structural du réservoir lorsqu'il est soumis à des charges sismiques. Des simulations informatiques sont également utilisées pour prédire les effets sismiques et évaluer l'intégrité du réservoir.

L'étude sismique des réservoirs métalliques est une étape cruciale dans la conception et la construction de ces structures. Elle vise à garantir la sécurité et la fiabilité des réservoirs face aux forces sismiques, afin de prévenir d'éventuelles catastrophes.

6.1. Choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul sismique dépend de nombreux facteurs, tels que la taille et la forme du réservoir, le type de matériaux utilisés pour la construction de la structure, les conditions du sol, etc. Il est donc recommandé de consulter les codes de construction et les recommandations régionales ou nationales applicables pour déterminer la méthode de calcul sismique appropriée pour un réservoir spécifique.

Il existe plusieurs méthodes de calcul sismique des réservoirs qui peuvent être utilisées en fonction des caractéristiques du réservoir, de son emplacement et de l'objectif de l'analyse sismique.

Voici quelques-unes des méthodes couramment utilisées :

- Méthode des forces latérales équivalentes.
- Analyse modale spectrale.
- Méthode de l'analyse dynamique non linéaire.

Dans le cas des réservoirs couverts et entièrement plein, on considère l'ensemble fluide-réservoir comme une seule masse. Il n'y a pas de mouvement relatif du liquide par rapport au réservoir à la suite d'une action sismique.

Par contre dans le cas des réservoirs partiellement remplis, l'action sismique rend la partie supérieure de liquide en mouvement ce qui conduit à la formation de vagues.

Les méthodes de calcul sont différentes selon la dépendance de la surpression dynamique par rapport au temps.

- méthode de JACOBSN et AYRE :

Dans cette méthode, on néglige les sollicitations produites par les oscillations des vagues du fluide pour ne s'intéresser qu'aux efforts d'impulsion. Le champ de vitesse dans le réservoir est directement proportionnel à la vitesse du sol.

- méthode de HUNT et PRIESTLEY :

Dans cette méthode on prend compte à la fois des phénomènes d'impulsion et l'oscillation, conduit à une relation entre le champ de vitesse fonction du temps et l'accélération du sol.

- méthode de HOUSNER :

Cette méthode sépare les deux phénomènes (l'impulsion et l'oscillation), il y aura lieu de différencier deux classes de réservoirs :

- ✓ Les réservoirs peu profonds dont le taux de remplissage est tel que $h/R < 1.5$
- ✓ Les réservoirs profonds dont le taux de remplissage est tel que $h/R > 1.5$

6.2. Présentation de la méthode D'HOUSNER

Suivant l'énoncé de la méthode de HOUSNER, l'action de liquide est décomposée en deux types d'action :

- Une action passive provoquant des efforts d'impulsion.
- Une action active provoquant des efforts d'oscillations.

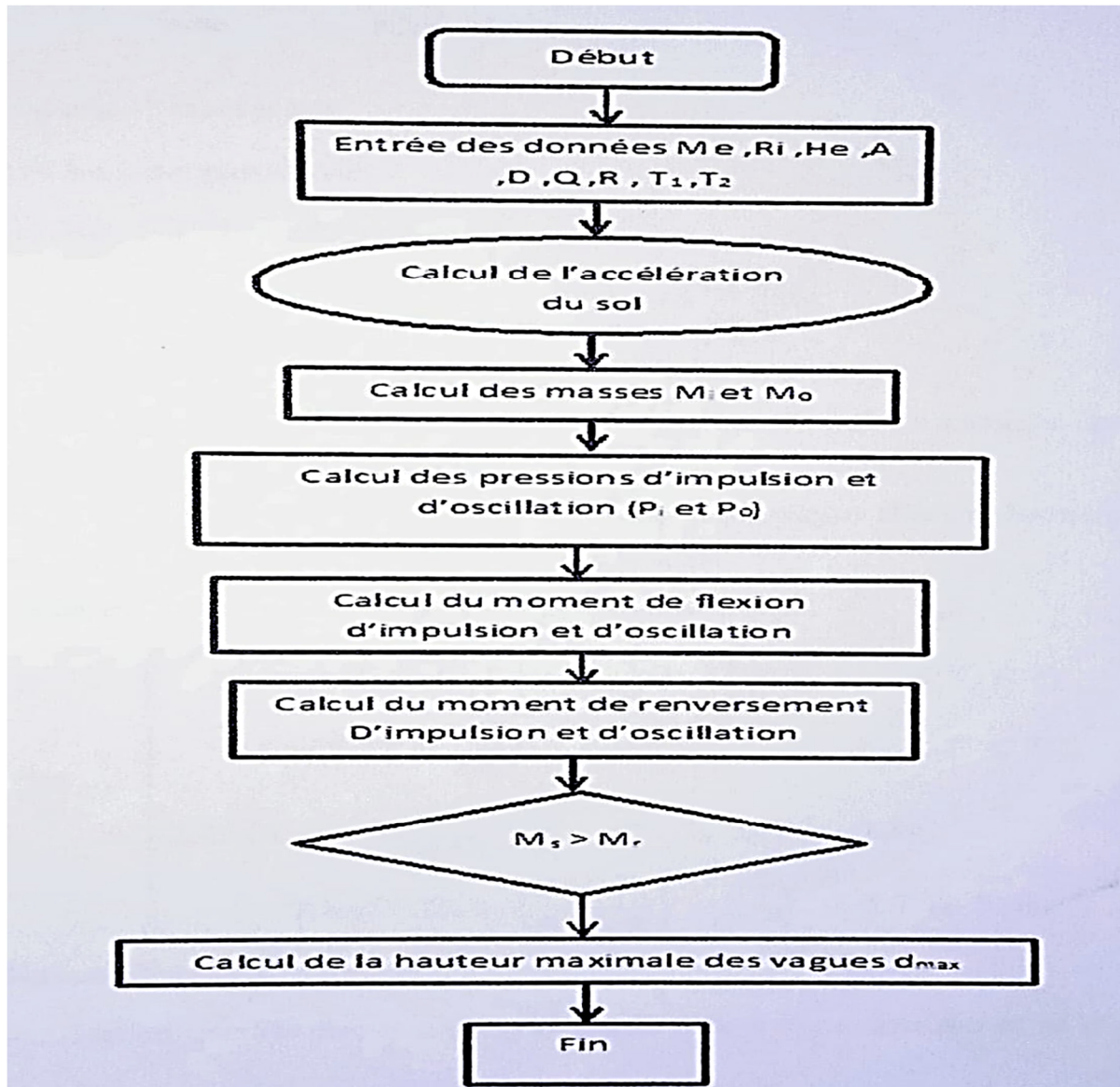
6.3. Hypothèse de calcul

- La dissipation d'énergie due à la viscosité du fluide dans les réservoirs sera négligée.
- Le liquide dans les réservoirs sera considéré comme incompressible

- Les réservoirs sont liés rigidement à leurs sols de fondation, ce qui leur confère la même accélération que celle du sol.

6.4. Organigramme de calcul

L'étude hydrodynamique approchée par la méthode analytique de HOUSNER, souvent méconnue par les ingénieurs civils de bureaux d'études, se prête bien à la programmation.



➤ POIDS DE RESERVOIR

Tôles du toit: 8mm ; 67 tôles ; 9m×2.1m

$$P = \rho \times A \times e \times \text{nbr des toles}$$

$$P = 7850 \times 18.9 \times 0.008 \times 67 = 79523.64 \text{ Kg}$$

Tôles du fond: 9mm ; roc=50mm ; b=600mm

$$A_{fondcent} = \pi \times R^2 - (\pi \times D \times b)$$

$$A_{fondcent} = \pi \times 20^2 - (\pi \times 40 \times 0.6) = 1181.24 \text{ m}^2$$

$$A_{Tot} = (9 - 0.05) \times (2.1 - 0.05) = 18.3475 \text{ m}^2$$

$$nbr \text{ des toles} = \frac{1181.24}{18.3475} \approx 65$$

$$P = \rho \times A \times e \times nbr \text{ des toles}$$

$$P = 7850 \times 18.9 \times 0.009 \times 65 = 86793.525 \text{ Kg}$$

$$A_{fondmarg} = (\pi \times D \times b)$$

$$A_{fondmarg} = (\pi \times 40 \times 0.6) = 75.398 \text{ m}^2$$

$$nbr \text{ des toles} = \frac{75.398}{18.9} \approx 4$$

$$P = \rho \times A \times e \times nbr \text{ des toles}$$

$$P = 7850 \times 18.9 \times 0.009 \times 4 = 5341.14 \text{ Kg}$$

Tôles des viroles : 25mm ; 16mm ; 14mm ; 11mm ; 14 tôles par ranger

$$\text{RNG 1 : } P = \rho \times A \times e \times nbr \text{ destoles}$$

$$P = 7850 \times 18.9 \times 0.025 \times 14 = 51927.75 \text{ Kg}$$

$$\text{RNG 2 ; 3 ; 4 : } P = (7850 \times 18.9 \times 0.016 \times 14) \times 3 = 99701.28 \text{ Kg}$$

$$\text{RNG 5 ; } P = 7850 \times 18.9 \times 0.014 \times 14 = 29079.54 \text{ Kg}$$

$$\text{RNG 6 ; 7 ; 8 ; 9 : } P = (7850 \times 18.9 \times 0.011 \times 14) \times 4 = 91392.84 \text{ Kg}$$

Chevrons : IPE400 ; G=66.3 Kg/m

$$P = G \times L \times nbr \text{ de chevrons}$$

$$P = 66.3 \times 20.04 \times 63 = 83705.076 \text{ Kg}$$

Entretoise : IPE120 ; G=10.4 Kg/m

$$P = G \times L \times nbr \text{ d entretoises}$$

$$P = 10.4 \times (1.67 + 1.33 + 1 + 0.67 + 0.33) \times 63 = 52850.625 \text{ Kg}$$

Liquide : $\rho=850 \text{ Kg/m}^3$; H=16.95 m

$$P = \pi \times R^2 \times H \times \rho$$

$$P = \pi \times 20^2 \times 16.95 \times 850 = 18105000 \text{ Kg}$$

POIDS DU RESERVOIR VIDE

$$P = 583591.416 \text{ Kg}$$

POIDS DU RESERVOIR PLAINE

$$P = 18688591.42 \text{ Kg}$$

6.5. APPLICATION DE LA METHODE DE CALCUL

$$\frac{h}{R} = \frac{16.95}{20} = 0.85 \leq 1.5$$

La méthode de HOUSNER est applicable.

6.6. CALCUL DES ACTIONS D'IMPULSIONS

Soit un réservoir cylindrique à base horizontale et parois verticales soumise à une accélération maximale S_a .

Caractéristiques géométriques		
Elément	Valeur	Unité
Diamètre	40	M
Rayon du réservoir	20	M
Hauteur du réservoir	18.75	M
Capacité nominale	21300	m ³
Hauteur max du liquide	16.95	M
Gravité du liquide	8.5	Kg/m ³
Hauteur de chaque virole	2.1	M
Nombre de virole	9	/

Tableau 6.1 : caractéristiques géométriques de réservoir

En considérant le liquide incompressible et en exprimant le principe de conservation de masse et le principe fondamental de la dynamique, on détermine l'expression de la résultante des pressions hydrodynamique horizontales d'impulsion P_i :

$$P_i = S_a \times M_i$$

$$\text{Avec : } M_i = M_e \times \frac{\tanh(\sqrt{3} \times \frac{R_i}{H_i})}{\sqrt{3} \times \frac{R_i}{H_i}}$$

Calcul la masse du liquide

$$M_e = v_c \times \gamma = 21300 \times 0.85$$

$$M_e = 18105 \text{ KN}$$

Calcul de rayon intérieur du réservoir

$$R_i = \frac{D - (t \times 2)}{2} = \frac{40 - (0.025 \times 2)}{2}$$

$$R_i = 19.975 \text{ m}$$

Avec : $H_i = 16.95 \text{ m}$

Calcul de la masse d'inertie

$$M_i = 18105 \times \frac{t_{\text{anh}}\left(\sqrt{3} \times \frac{19.975}{16.95}\right)}{\sqrt{3} \times \frac{19.975}{16.95}}$$

$$M_i = 8575.67 \text{ KN}$$

Calcul de l'accélération « Sa » selon la méthode dynamique d'analyse modale spectrale dans l'RPA 99 version 2003

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

ξ: Pourcentage d'amortissement critique.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

Coefficient d'accélération de zone

Le coefficient d'accélération A donné par (le tableau 4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

Groupe	Zone sismique		
	□	□	□
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

Tableau 6.2. : Coefficient d'accélération de zone A.

On a notre zone sismique □

Ouvrages d'importance vitale : **Groupe d'usage 1A**

D'où $A = 0.25$

Coefficient de comportement global de la structure

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement. En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient **R** la valeur la plus petite.

Cas	Description du système de contreventement	Valeur de R
<u>B</u>	<u>Acier</u>	
7	Portiques auto-stables ductiles	6
8	Portiques auto-stables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2

Tableau 6.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Du tableau 4.3 on a $R = 2$

Facteur d'amplification dynamique moyen

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure

$$D = \begin{cases} 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & 2.5\eta 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} T & \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} T > 3s \end{cases}$$

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site

η : Facteur de correction d'amortissement

Site	S1	S2	S3	S4
T ₁ (S)	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂ (S)	0.30	0.40	0.50	0.70

Tableau 6.4 : Valeurs de T₁ et T₂

Du tableau on a site S2 : T₂ = 0.40 s et T₁ = 0.15 s

Le pourcentage d'amortissement critique :

Fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Quant ξ = 5%, on a η = 1

Portique		
Remplissage	Béton armée	Acier
Léger	6	4
Dense	7	5

Tableau 6.5 : Valeurs de ξ (%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2 + 5)}} = 1 \geq 0.7$$

D'où D = 2.5

Facteur de qualité

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 par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

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

Critère q	Observé	Non observé
conditions minimales sur les files de contreventement	0	/
Redondance en plan	0	/
Régularité en plan	0	/
Régularité en élévation	0	/
Contrôle de la qualité des matériaux	/	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	/	0.1

$$\sum_1^5 P_q = 0.15$$

Tableau 6.6 : les pénalités à retenir selon que le critère de qualité q

$$Q = 1 + 0.15$$

$$\text{D'où } Q = 1.15$$

6.7. Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

W : Poids totale du réservoir $W = 186885.9142 \text{ KN}$

$$V = \frac{0.25 \times 2.5 \times 1.15}{2} \times 186885.9142$$

$$V = 67162.125 \text{ KN}$$

6.8. Calcul de la période fondamentale

La formule à utiliser est :

$$T = 1.79 H_t^2 \sqrt{\frac{P}{gEI_x}}$$

Avec :

P : le poids de l'ouvrage. $P = 5835.91 \text{ KN}$

H_t : Hauteur de la structure. $H_t = 18.75 \text{ m}$

E : Module d'élasticité de l'acier. $E = 2,1 \times 10^5 \text{ Mpa}$

I_x : Moment d'inertie de la paroi par rapport à l'axe horizontale I_x

$$I_x = \frac{\pi}{4} (R_e^4 - R_i^4)$$

Avec :

Rayon intérieur du réservoir. $R_i = 19.975$ m

Rayon extérieur du réservoir. $R_e = 20$ m

$$I_x = \frac{\pi}{4} (20^4 - 19.975^4)$$

$$I_x = 627.14 m^4$$

$$T = 1.79 \times 18.75^2 \sqrt{\frac{5835.91}{10 \times 2.1 \times 10^8 \times 627.14}}$$

$$T = 0.0419 s$$

D'où

$$\frac{Sa}{g} = 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right)$$

$$\frac{Sa}{g} = 1.25 \times 0.25 \left(1 + \frac{0.0419}{0.15} \left(2.5 \times 1 \times \frac{1.15}{2} - 1 \right) \right)$$

$$\frac{Sa}{g} = 0.35$$

$$Sa = 0.35 \times g = 0.35 \times 10$$

$$Sa = 3.5$$

D'où

$$Pi = Sa \times M_i$$

$$Pi = 3.5 \times 8575.67$$

$$Pi = 30014.845 KN$$

6.9. Calcul des actions d'oscillations

En partant de même hypothèse que précédemment en exprimant d'une part l'énergie potentielle acquise par la formation de vague en surface et d'autre part l'énergie cinétique de l'ensemble du système, on établit l'expression de distribution surpression hydrodynamiques.

La résultante de pression hydrodynamique horizontale d'oscillation sera donnée par la formule suivante :

$$P_0 = 1.2 M_0 g \theta_0$$

6.10. Calcul de la masse oscillante

$$M_0 = M_e 0.318 \times \frac{R_i}{H_e} \times t_{anh} \left(1.84 \times \frac{H_e}{R_i} \right)$$

$$M_0 = 18105 \times 0.318 \times \frac{19.975}{16.95} \times t_{anh} \left(1.84 \times \frac{16.95}{19.975} \right)$$

$$M_0 = 6212.51 \text{KN}$$

6.11. Calcul de la pulsation fondamentale de vibration du liquide

$$\omega_0^2 = \frac{g}{R_i} 1.84 \times t_{anh} \left(1.84 \times \frac{H_e}{R_i} \right)$$

$$\omega_0^2 = \frac{10}{19.975} \times 1.84 \times t_{anh} \left(1.84 \times \frac{16.95}{19.975} \right) = 0.843 \text{rad/s}$$

6.12. Calcul de l'angle maximale d'oscillation de la surface libre

$$\theta_0 = 0.83 \frac{S a}{g}$$

$$\theta_0 = 0.83 \times \frac{0.35}{10}$$

$$\theta_0 = 0.2905$$

D'où

$$P_0 = 1.2 M_0 g \theta_0 = 1.2 \times 6212.51 \times 10 \times 0.2905$$

$$P_0 = 21656.81 \text{KN}$$

Action d'oscillation

Le moment de flexion sur les parois sous l'action d'impulsion est donné par la formule suivante :

$$M_{f0} = P_0 \times h_0$$

Avec : h_0 Le niveau d'application des pressions d'impulsion par rapport au radier

$$h_0 = H_e \left(1 - \frac{1}{1.84 \times t_{anh} \left(1.84 \times \frac{H_e}{R_i} \right)} + \frac{1}{1.84 \times S_{inh} \left(1.84 \times \frac{H_e}{R_i} \right)} \right)$$

$$h_0 = 16.95 \times \left(1 - \frac{1}{1.84 \times t_{anh} \left(1.84 \times \frac{16.95}{19.975} \right)} + \frac{1}{1.84 \times S_{inh} \left(1.84 \times \frac{16.95}{19.975} \right)} \right)$$

$$h_0 = 10.93m$$

$$M_{f0} = 21656.81 \times 10.93$$

$$M_{f0} = 236708.93KN.m$$

6.13. Calcul des moments de flexions

Action d'impulsion

Le moment de flexion sur les parois sous l'action d'impulsion

$$M_{fi} = P_i \times h_i$$

h_i : le niveau d'application des pressions d'impulsion par rapport au radier.

$$h_i = \frac{3}{8}h$$

$$h_i = \frac{3}{8} \times 16.95$$

$$h_i = 6.36m$$

D'où

$$M_{fi} = P_i \times h_i$$

$$M_{fi} = 30014.845 \times 6.36$$

$$M_{fi} = 190894.41KN.m$$

6.14. Calcul des moments de renversement

Action d'impulsion

Le moment de renversement d'ensemble, sous l'action d'impulsion

$$M_{ri} = P_i \times h'_i$$

h'_i : Le niveau d'application des pressions d'impulsion, incluant l'effet de la pression sur la base

$$h'_i = \frac{3}{8} \times H_e + \frac{1}{2} \left(\frac{\sqrt{3} \times \frac{R_i}{H_e}}{t_{anh} \left(\sqrt{3} \times \frac{R_i}{H_e} \right)} \right)$$

$$h'_i = \frac{3}{8} \times 16.95 + \frac{1}{2} \left(\frac{\sqrt{3} \times \frac{19.975}{16.95}}{t_{anh} \left(\sqrt{3} \times \frac{19.975}{16.95} \right)} \right)$$

$$h'_i = 7.41m$$

D'où

$$M_{ri} = P_i \times h'_i$$

$$M_{ri} = 30014.845 \times 7.41$$

$$M_{ri} = 222410.0015KN.m$$

Action d'oscillations

Le moment de renversement d'ensemble, sous l'action d'impulsion

$$M_{r0} = P_0 \times h'_0$$

h'_0 Le niveau d'application des pressions d'oscillations incluant l'effet de la pression sur la base

$$h'_0 = H_e \left(1 - \frac{C_{osh} \left(1.84 \times \frac{H_e}{R_i} \right) - 2}{1.84 \times S_{inh} \left(1.84 \times \frac{H_e}{R_i} \right)} \right)$$

$$h'_0 = 16.95 \left(1 - \frac{C_{osh} \left(1.84 \times \frac{16.95}{19.975} \right) - 2}{1.84 \times S_{inh} \left(1.84 \times \frac{16.95}{19.975} \right)} \right)$$

$$h'_0 = 14.98m$$

D'où

$$M_{r0} = P_0 \times h'_0$$

$$M_{r0} = 21656.81 \times 14.98$$

$$M_{r0} = 324419.014KN.m$$

6.15. Vérifications de la stabilité de l'ouvrage

Etat limite ultime de stabilité

Sous l'effet de l'actions sismique à l'ELU, la stabilité d'ensemble de réservoir vis-à-vis l'effondrement doit être satisfaisante. La stabilité d'ensemble se rapportant à un comportement de corps rigide peut-être perdue par glissement ou renversement. A cet effet il y'a lieu de satisfaisante la condition suivante :

$$\frac{\text{Momentstabilisant}}{\text{Momentrenversant}} \geq 1.5$$

Pour le moment renversement, nous considérons, la somme des deux moments de renversement ; précédemment calculés (d'impulsion et d'oscillations). Quant à la résultante des forces horizontales, nous considérons la somme de la force d'impulsion et de la force d'oscillations.

Le moment de renversement max

$$M_{renv} = M_{ri} + M_{r0}$$

$$M_{renv} = 222410.0015 + 324419.014$$

$$M_{renv} = 546829.015 \text{ KN.m}$$

Le moment de stabilisateur

Poids de réservoir $M_e = 186885.9142 \text{ KN}$

Rayon extérieur $R_e = 20 \text{ m}$

$$M_{stab} = M_e \times R_e$$

$$M_{stab} = 186885.9142 \times 20$$

$$M_{stab} = 3737718.284 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{stab}}{M_{renv}} = \frac{3737718.284}{546829.015} = 6.83 > 1.5 \dots \dots \dots \text{ Pas de risque de renversement du réservoir}$$

6.16. Etat limite de service de niveau de fonctionnement minimal

Il Ya lieu de s'assurer que sous l'effet de l'actions sismique de dimensionnement approprié, le réservoir peut subir un endommagement de certains de ces composant, dans la mesure où toutefois, après les opérations de contrôle des dommages.

La hauteur maximale des vagues, après oscillations est donnée par :

$$D_{max} = \frac{0.408 \times R_i}{\left(\frac{g}{\omega_0^2 \theta_0 R_i}\right) t_{anh} \left(1.84 \times \frac{H_e}{R_i}\right)}$$

$$D_{max} = \frac{0.408 \times 19.975}{\left(\frac{10}{0.843 \times 0.2905 \times 19.975}\right) \times t_{anh} \left(1.84 \times \frac{16.95}{19.975}\right)}$$

$$D_{max} = 4.35 \text{ m}$$

6.17. Calcul des contraintes circonférentielles

Les cylindres verticaux des réservoirs reprennent la pression hydrostatique par de simples tensions circonférentielles sans qu'aucun raidisseur ne soit nécessaire. La traction circonférentielle dans la coque variera directement suivant la direction verticale en fonction de la hauteur du fluide contenu, depuis la surface du liquide jusqu'à la profondeur maximale.

A une profondeur H, la contrainte est donnée par la formule suivante : « cours silos et réservoir DAHMANI »

$$\sigma_H = \frac{H \times \rho \times g \times D}{2t}$$

virole	Valeurs des contraintes	Contrainte admissible	Unité
01	115.26	290	Mpa
02	157.78	290	Mpa
03	135.47	290	Mpa
04	113.16	290	Mpa
05	103.82	290	Mpa
06	99.68	290	Mpa
07	67.23	290	Mpa
08	34.77	290	Mpa
09	4.64	290	Mpa

Tableau 6.7 : contrainte circonférentielle

6.18. Vérification au flambement

Parmi les risques d'endommagement d'un réservoir, lors d'un séisme, figure le flambement des coques qui est le phénomène d'instabilité le plus complexe. Il s'agit d'une déformation d'une partie de la robe il pourrait s'agir de n'importe quelle virole. Aussi, les différents codes de dimensionnement proposent des normes à respecter afin d'éviter ce genre de déformations l'expression à vérifier pour les structures en acier est donné par la relations :

$$\sigma_{cr} = \left(\frac{1}{\sqrt{3(1-\nu^2)}} \right) \times \frac{E \times t}{R} = 0.605 \times \frac{E \times t}{R}$$

Virole	Valeurs	Unité
01	158.81	Mpa
02	101.64	Mpa
03	101.64	Mpa
04	101.64	Mpa
05	88.94	Mpa
06	69.88	Mpa
07	69.88	Mpa
08	69.88	Mpa
09	69.88	Mpa

Tableau 6.8 : contrainte critique

Introduction

Robot structural analysis est un logiciel de simulation et d'analyse structurelle développé par Autodesk. Il est largement utilisé dans le secteur de l'ingénierie de la construction pour analyser et évaluer la résistance des structures. Grâce à ses fonctionnalités avancées, il permet aux ingénieurs de modéliser et analyser diverses structures telles que les bâtiments, les ponts, les réservoirs, les stades, etc...

Ce logiciel utilise des méthodes de calcul avancées pour déterminer les contraintes, les déformations, les vibrations, et d'autres propriétés structurales, il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales.

Avec robot structural analysis, la dernière étape gérée est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée, les utilisateurs peuvent prendre des décisions éclairées pour optimiser la conception des structures et assurer leur sécurité et leur durabilité.

7.1. Lancement du logiciel

Au démarrage du logiciel, la fenêtre suivante apparaît pour sélectionner le type de structure ou l'élément qu'on veut étudier.

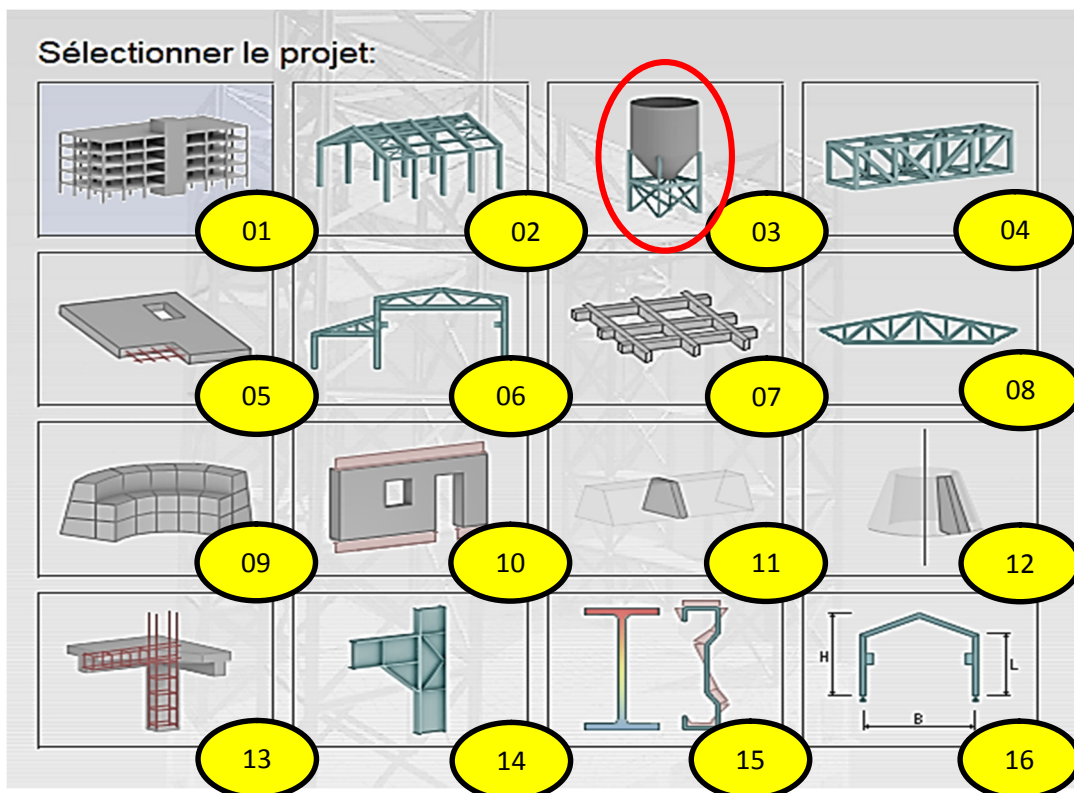


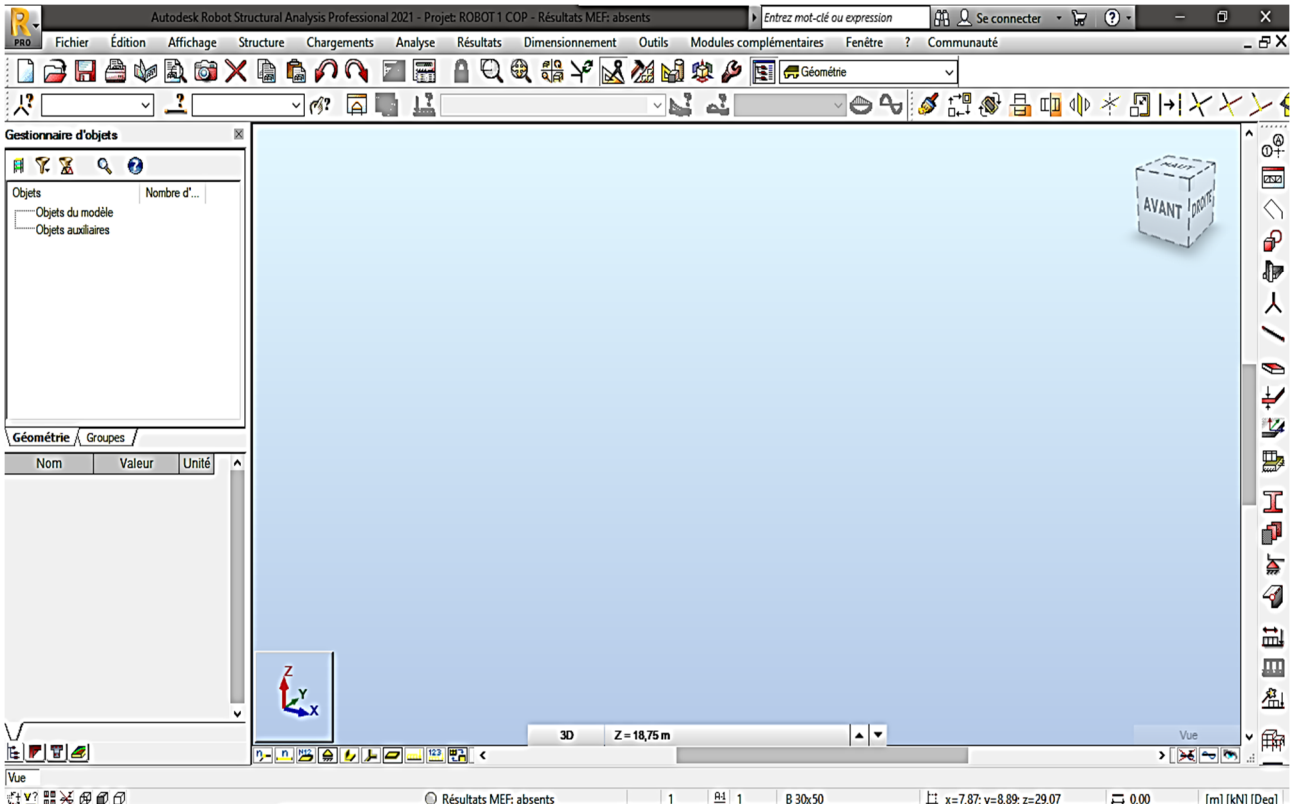
Figure 7.1 : type de structure

Pour faciliter la modélisation ils ont mis plusieurs modules à choisir 2D ou 3D comme portiques.

01. Conception d'un bâtiment
02. Etude d'un portique spatial
03. Etude d'une coque
04. Etude d'un treillis spatial
05. Etude d'une plaque
06. Etude d'un portique plan
07. Etude d'un grillage
08. Etude d'un treillis plan
09. Modélisation en volumiques
10. Etude en contraintes planes
11. Etude en déformations planes
12. Etude d'une structure axisymétrique
13. Conception des armatures d'éléments BA
14. Etude des assemblages
15. Etude d'une section
16. Etude d'une structure paramétrée

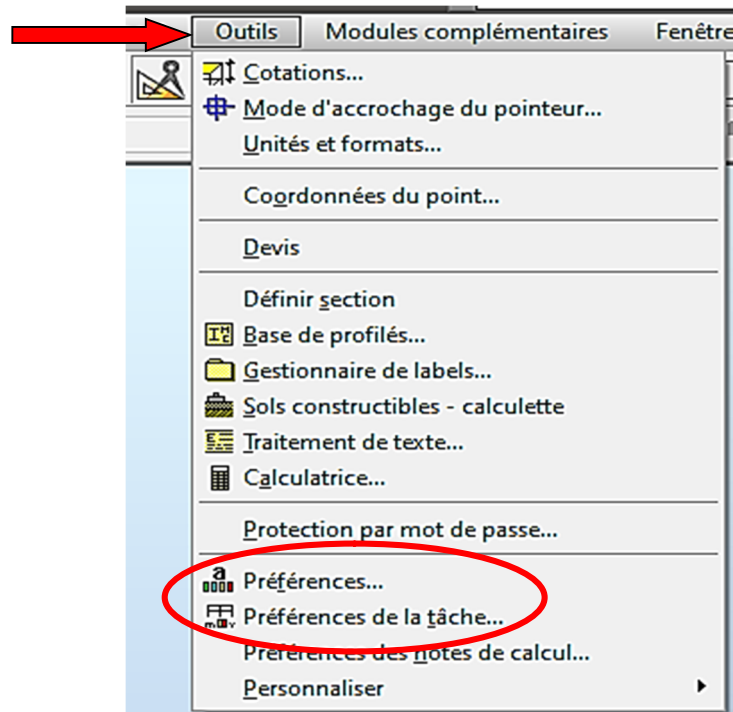
On choisit le type du projet : Etude d'une coque

La fenêtre principale apparaît qui contient le menu et les barres d'outils par défaut en haut et en bas et sur la droite et la fenêtre du gestionnaire des objets sur la gauche. On peut aussi personnaliser le bureau par défaut et les barres d'outils.



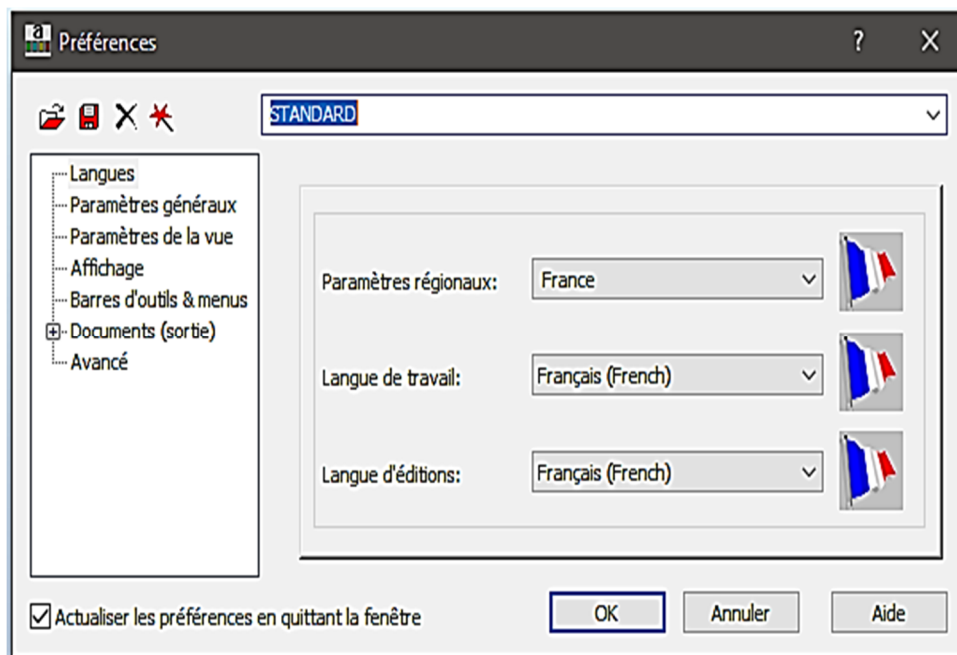
7.2. Réglage des préférences et des préférences de la tâche

Pour régler les préférences (langue, affichage, ...) et préférences de la tâche (unités et formats, matériaux, catalogues, normes de conception, ...) on clique sur le menu :



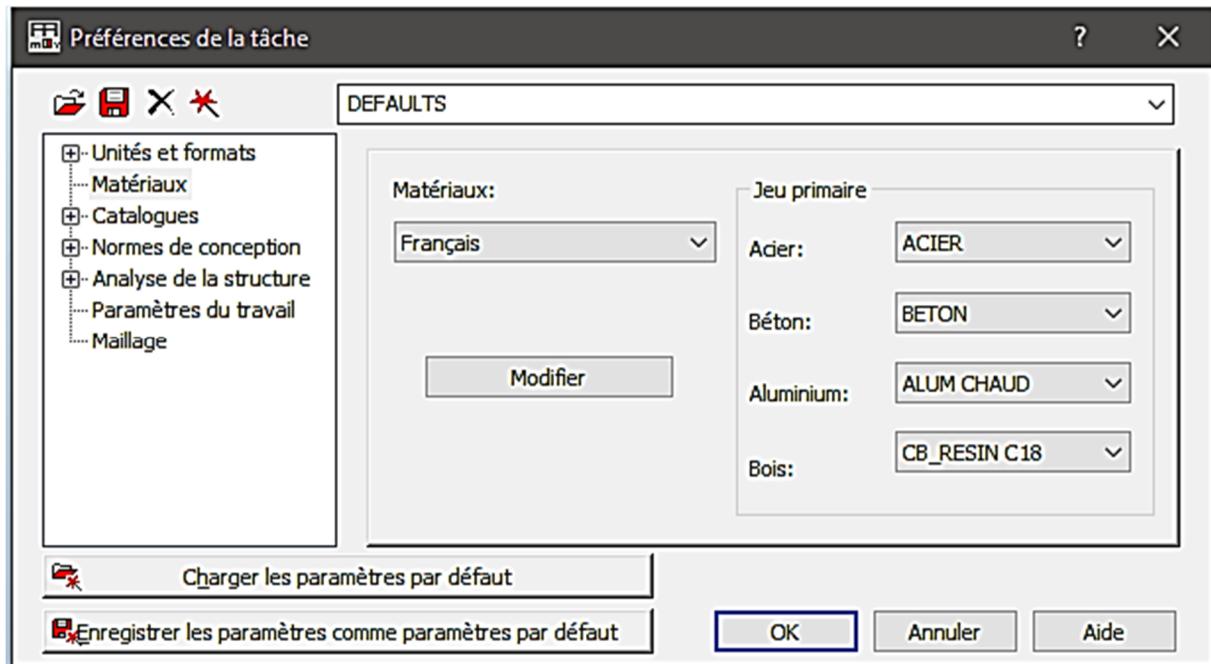
7.3. Préférences

Par cette fenêtre on peut changer par exemple la langue de travail du français vers anglais, on peut changer la couleur de l'arrière plan en cliquant sur affichage.



7.4. Préférences de la tâche

Le réglage des préférences se fait une seule fois lorsqu'on commence le projet, et si on a plusieurs types de projet et que chaque type a ses préférences (unités, normes,...), avec robot on peut définir plusieurs préférences et enregistrer chaque préférence dans un fichier et si on veut utiliser telle ou telle préférence on a qu'à ouvrir le fichier correspondant à la préférence voulue.



7.5. Les lignes de construction

Les lignes de construction de la structure représentent les axes des éléments de la structure à modéliser selon les 3 directions X, Y, Z et les extrémités des éléments et les bords des faces de la structure.

Notre exemple est un réservoir métallique constitué de 9 viroles et un fond et un toit conique supporté avec des poteaux, dont les dimensions sont :

Hauteur de virole 2.1 m


Hauteur de la robe 18.75 m

Hauteur du toit 1.25 m

L'angle entre chevrons 5.715°

Distance entre entretoises 3.34 m

Diamètre du réservoir 40 m

Par la commande  la première icône de la barre d'outils qui se trouve sur la droite de la fenêtre.

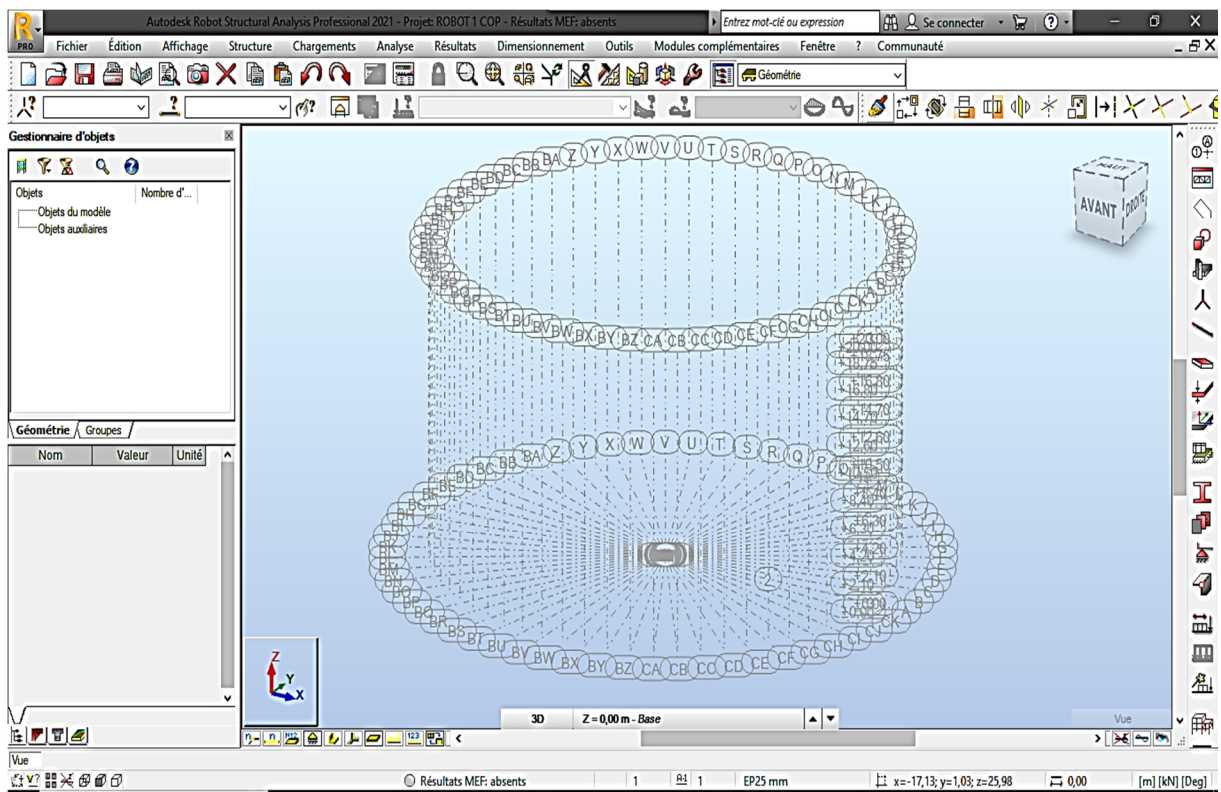
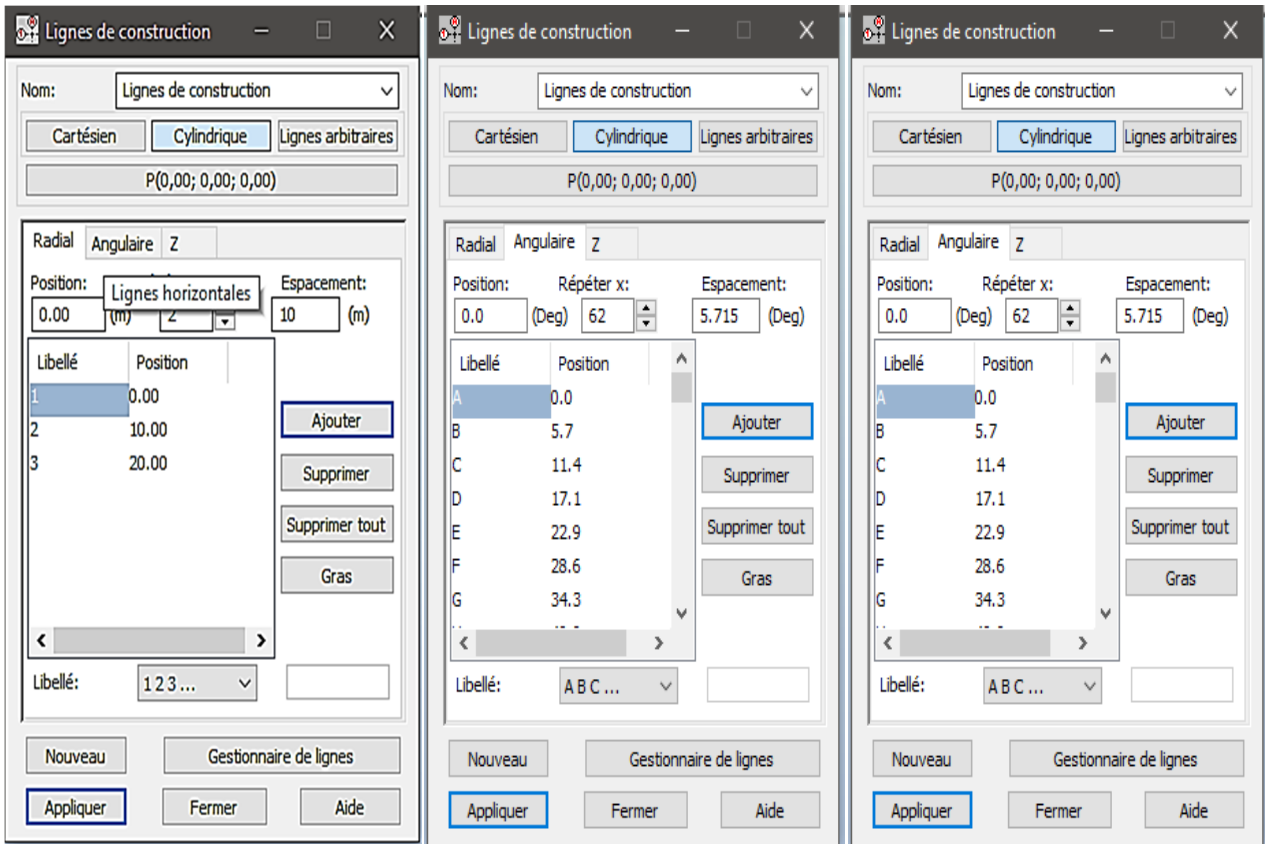

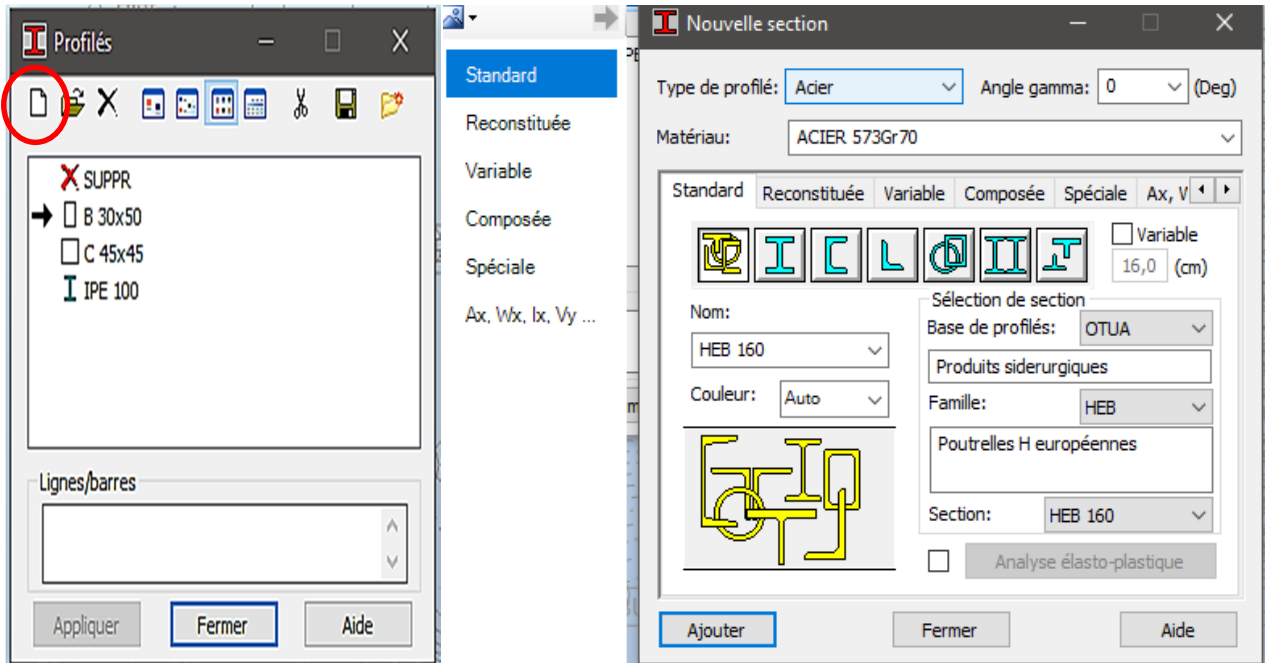


Figure 7.2 : les lignes de construction

7.6. Définition des sections

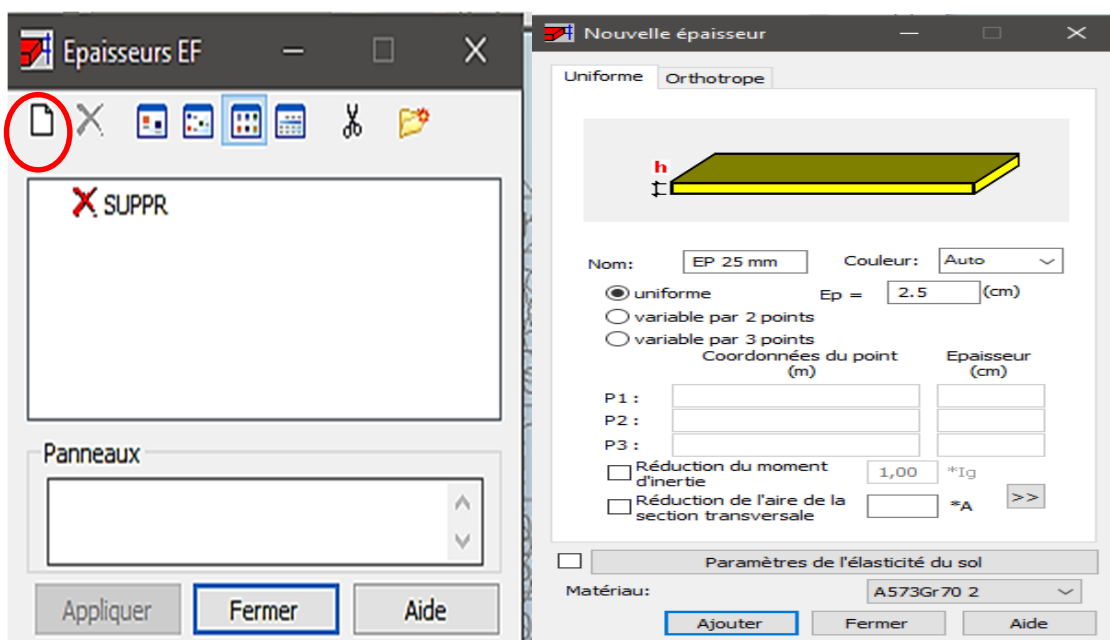
Pour définir les sections des éléments barres on utilise la commande  profilés de barres ou par la méthode texte dans la barre menu : structure ; caractéristiques ; profilés de barres, par cette option on peut définir les sections de tous les éléments barres de la structure : poteaux, poutres quel soit en béton ou acier, bois, ...





Définition des panneaux

Dans la rubrique épaisseurs EF on clique sur définir nouvelle épaisseur

Dans cette fenêtre nous allons définir les épaisseurs, les matériaux et le nom.

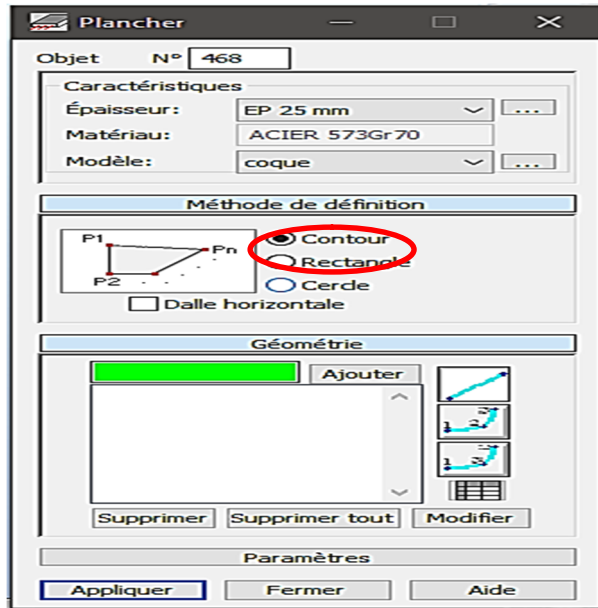


Les viroles et le fond

Dans la rubrique  Eléments de construction nous choisir dalles 

Pour les viroles: sur la fenêtre qui c’affiche on va définie les caractéristiques suivants :

Epaisseur ; modèle ; contour et on décoche dalle horizontale



Pour le fond : sur la fenêtre qui c’affiche on va définie les caractéristiques suivantes :

Epaisseur ; modèle ; cercle et on cocher sur dalle horizontale

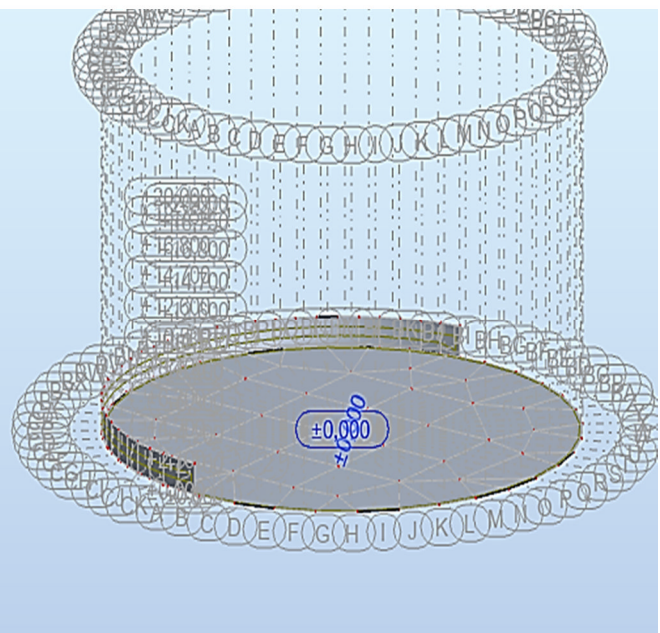
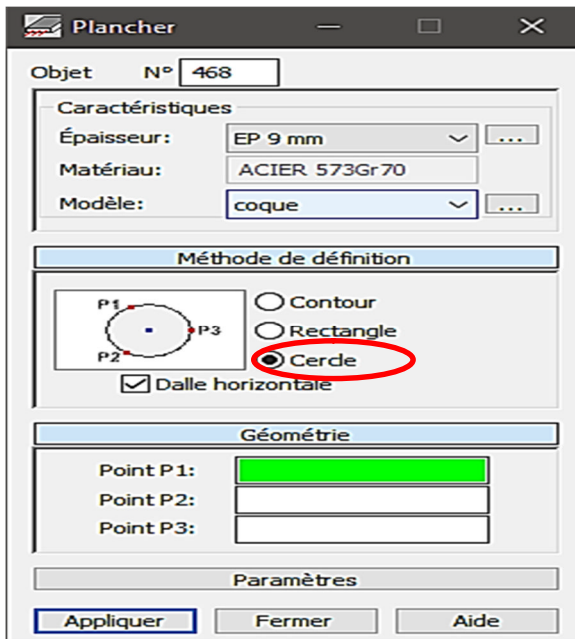
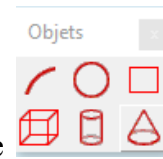


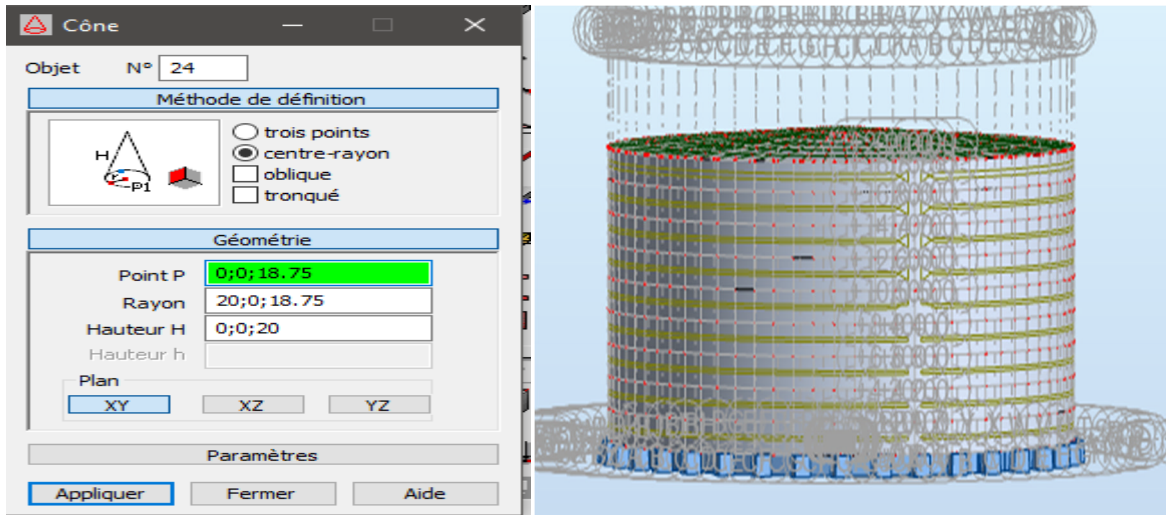
Figure 7.3 : définition des viroles et du fond

Toit

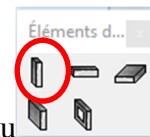


Toujours dans la même rubrique objet nous choisir l'option cône

Par suit on va cocher sur la méthode de définition centre-rayon et on va dessiner le cône avec son géométrie.

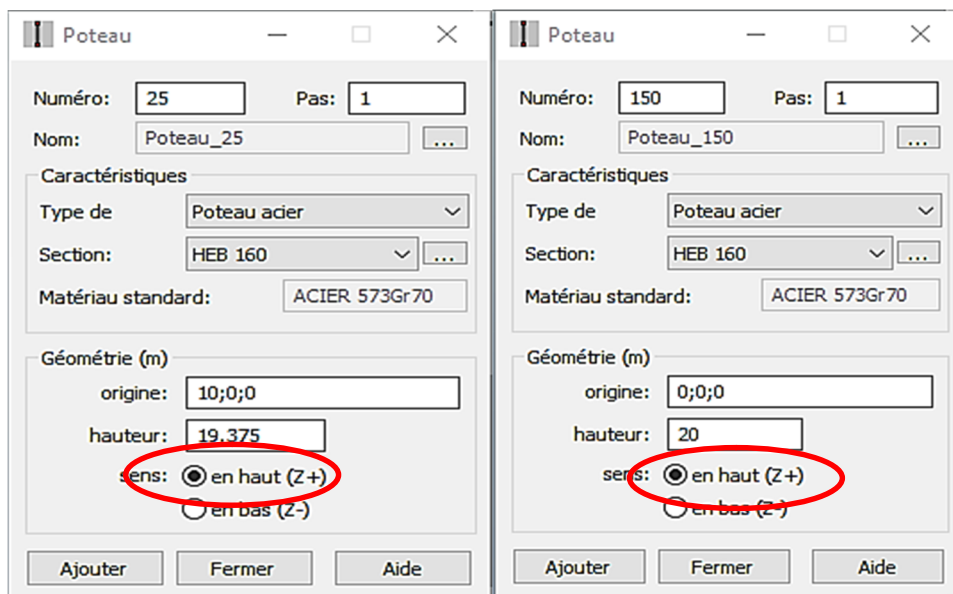


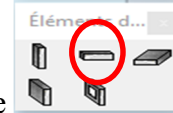
Poteaux et chevrons



Pour le poteau, dans la rubrique Eléments de construction nous choisir poteau

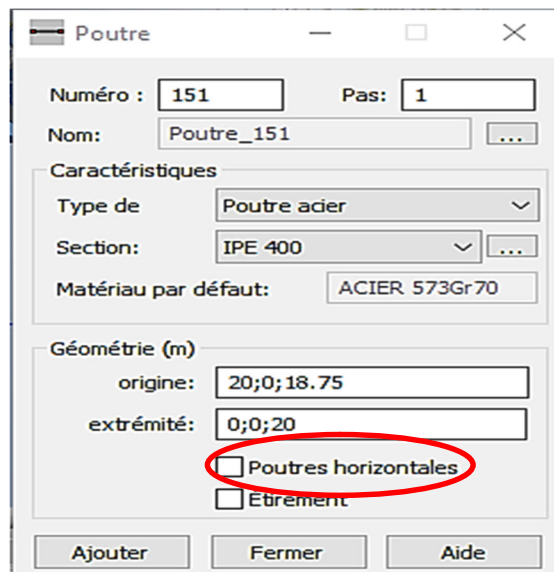
On va définir la hauteur et l'origine de poteau centrale et intermédiaire





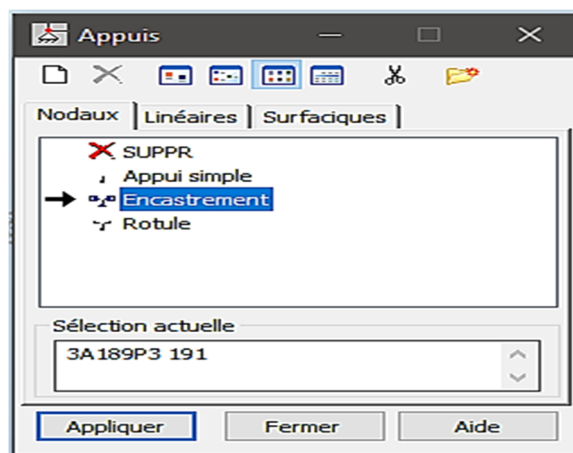
Pour le chevron, dans la même rubrique nous choisir poutre

On va définir sa géométrie et on décocher poutres horizontales

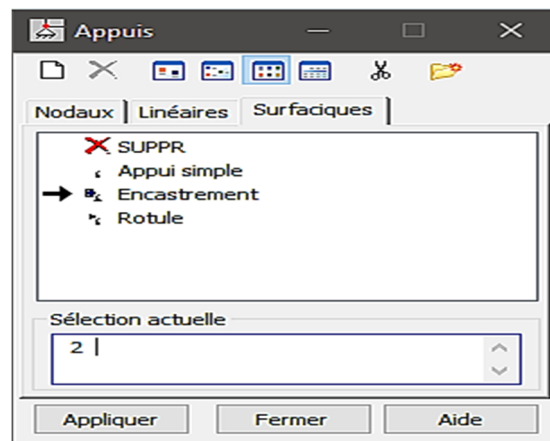


Appuis

Ont faits une sélection pour les nœuds al des poteaux, Dans la rubrique appuis ont choisie nodaux.



Pour le fond on choisit un appui surfacique



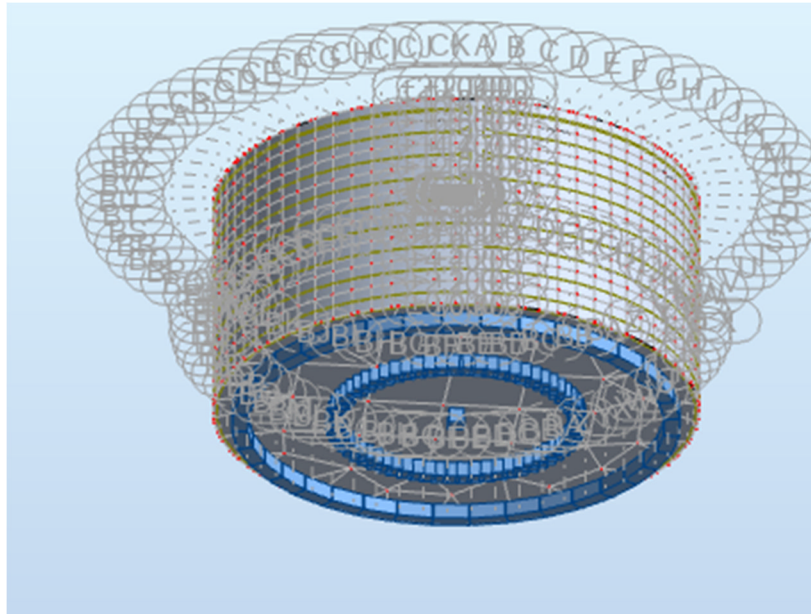

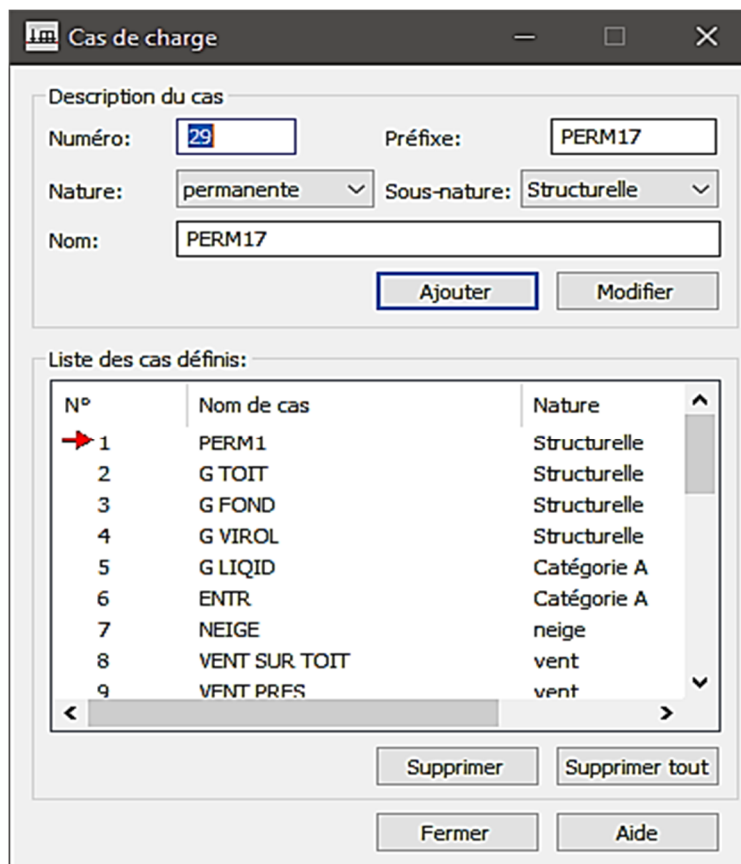


Figure 7.4 : les appuis

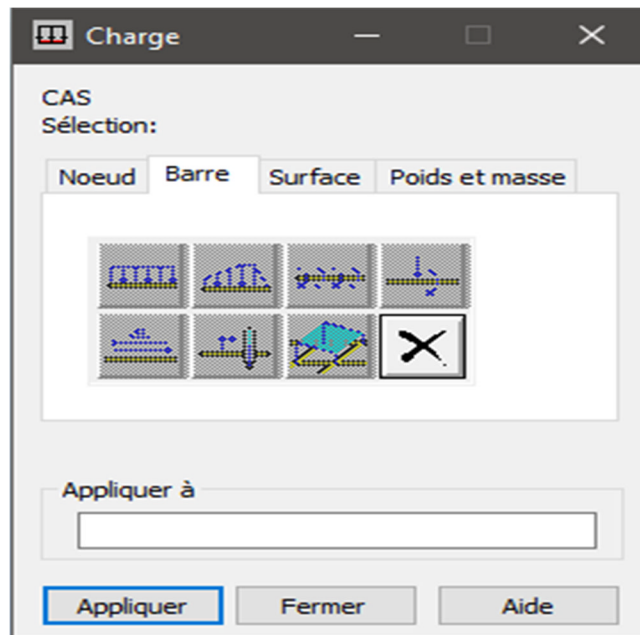
7.7. Cas de charges

Dans la rubrique  cas de charge, on définit la nature et le nom



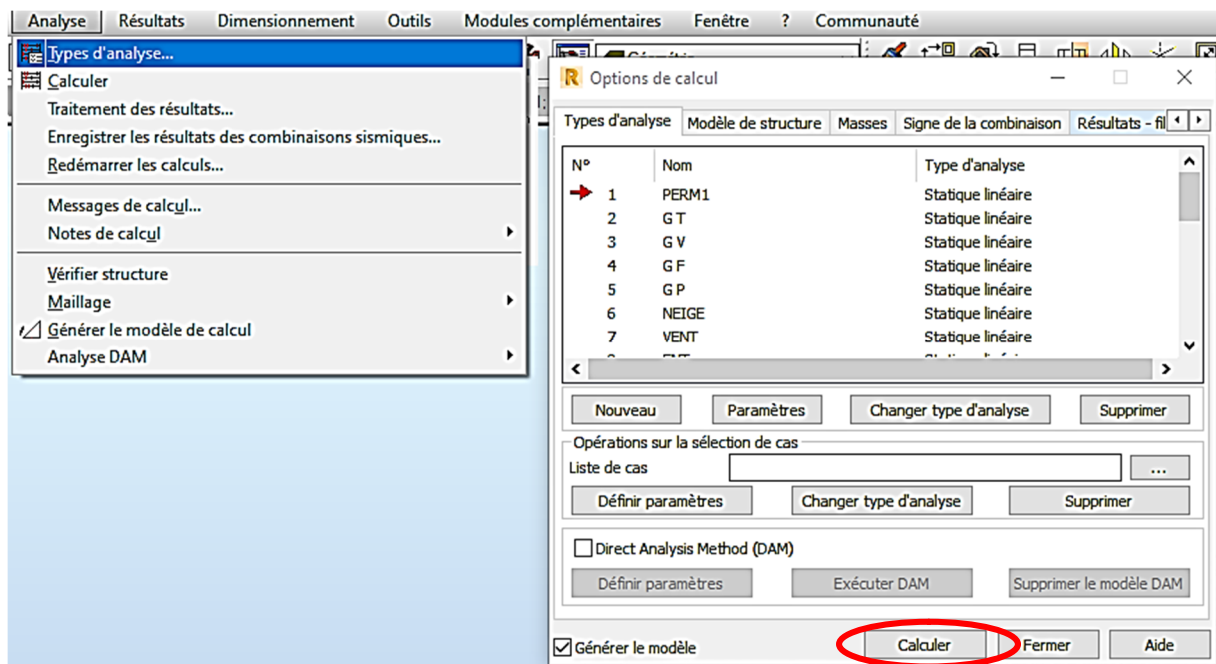
7.8. Définition des charges

Dans la rubrique  définir charges, on sélectionne le cas on lui donne la valeur approprier

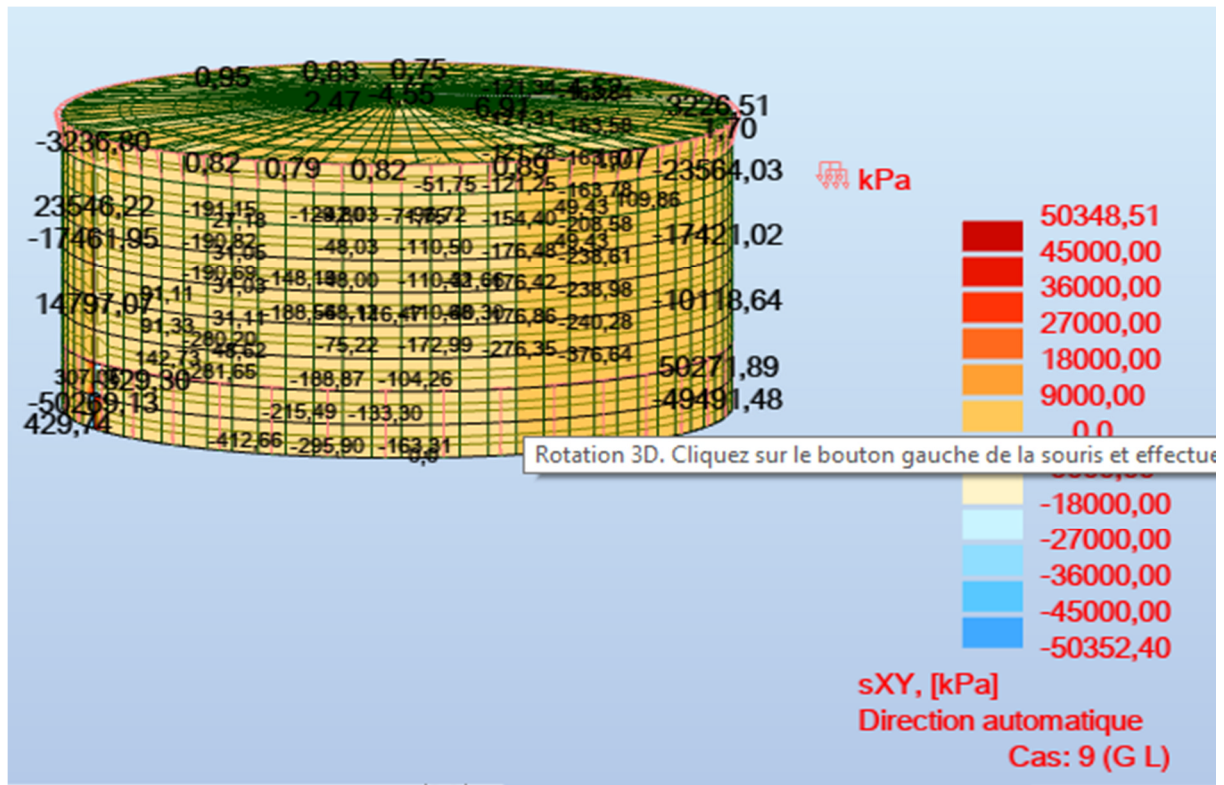


7.9. Les résultats de calcul

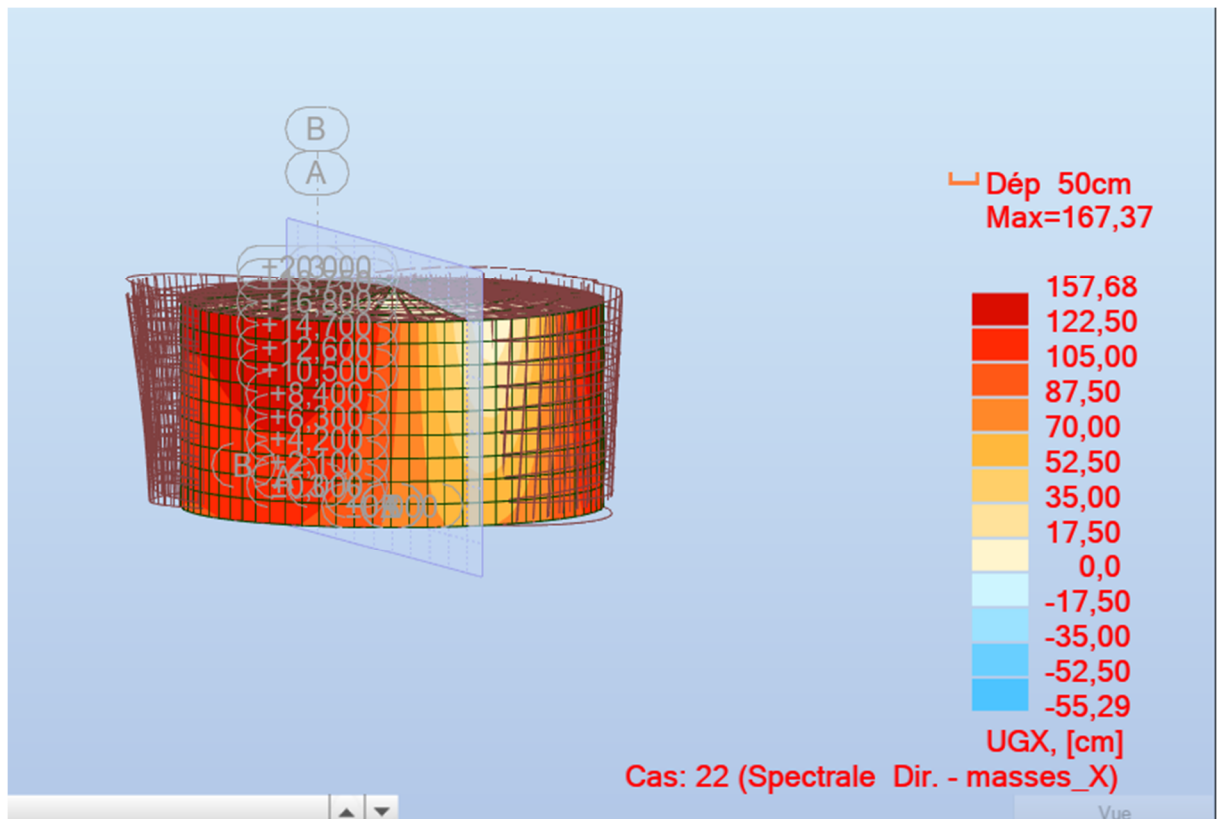
Dans menue texte analyse type d'analyse, on définit les options de calcul, lancer le calcul en cliquant sur calculer.



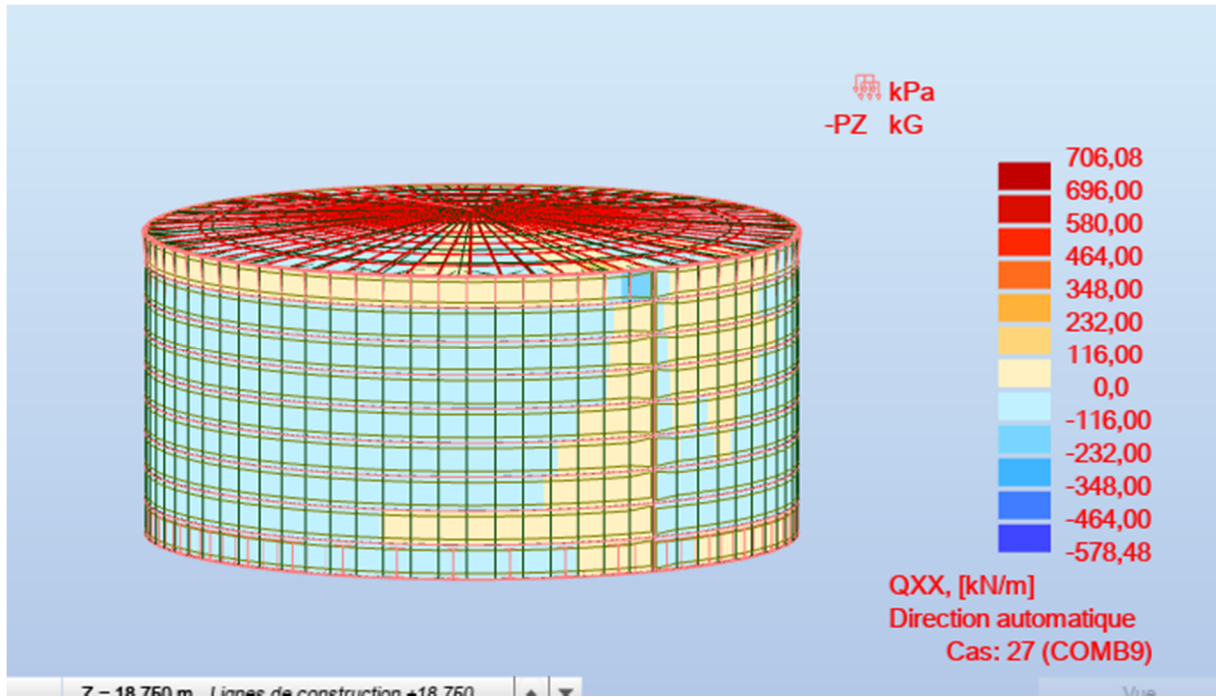
Les contraintes



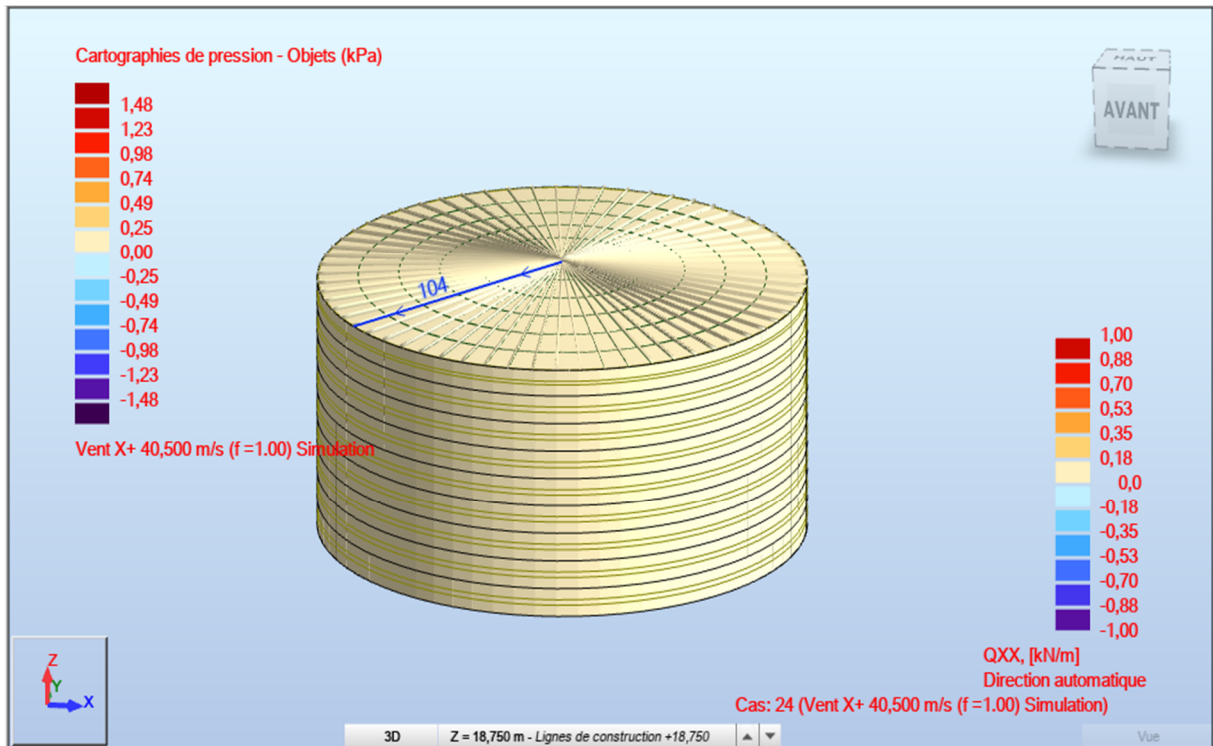
Les déplacements



Les efforts tranchants



Simulation du vent



Conclusion générale

Ce projet nous a permis de nous étudier les différentes phases de la réalisation globale des réservoirs cylindriques à toit fixe, et ainsi consolider nos connaissances en y ajoutant de nouvelles, en termes d'étude climatique, de dimensionnement des tôles à des valeurs très proches de la réalité pratique. Nous avons pu vérifier, d'un point de vue théorique tout au moins, la stabilité des structures bâties, dans différentes situations, et selon diverses hypothèses théoriques de travail, et de la sorte opter pour le dimensionnement de la charpente du toit fixe.

Toutes ces études ont été réalisées conformément aux normes et règlements API 650, RNV65, RPA 99 et Eurocode 3. Quant à nous, notre espoir est que ce modeste travail puisse nous servir d'introduction et d'éclairage en vue de nous guider vers l'amélioration de nos connaissances dans un domaine vaste et exaltant, où la patience, l'endurance, la perspicacité et le sérieux sont des vertus cardinales pour qui souhaite y tenir la moindre honorable petite place.

Références bibliographiques

<https://pdfprof.com/PDFV2/Documents1/48954/25/9>

<http://dspace.univ-eloued.dz/bitstream/123456789/9523/1/665.5-105.pdf>

<http://processs.free.fr/Pages/VersionWeb.php?page=0170#menuright>

<https://fac.umc.edu.dz/fstech/cours/G%20Transport/chapitre%203%20Stockage%20des%20Hydrocarbures%20MITDH.pdf>

https://www.researchgate.net/publication/318960386_CALCUL_ET_CONCEPTION_DES_SILOS_ET_RESERVOIRS_METALLIQUES

API 650 l'AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE spécifique aux réservoirs en acier

NV65 version 2000 [Regels définissant les effets de la Neige et du vent sur les constructions et annexes].

Livre Profiles Européens Arcelor Mittal

DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES EXERCICE DE PERFECTIONNEMENT SUR LES BASES DU COMPORTEMENT ELASTIQUE
ex-reservoir-sous-pression.doc/version du 01/11/2010/JG

R, CHMAYOU réservoirs métalliques : stockage des liquides à température ambiante

L, DAHMANI cours silos et réservoirs ,UMMTO

Chapitre 1 : Généralité sur les réservoirs

Chapitre 2 : Etude climatique

Chapitre 3 : Prédimensionnement du réservoir

Chapitre 4 : Vérification a la stabilité du réservoir

Chapitre 5 : Calcul de la structure du toit

Chapitre 6 : Étude sismique

Chapitre 7 : Modélisation du réservoir métallique