

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)
Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme de master
de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Filière : Génie Civil.

Spécialité : Construction Hydraulique et Aménagement.

Thème

Analyses des contraintes D'une paroi d'un réservoir tronconique.

Présenté par :

M^{elle} GRICHE Houria.

Devant le jury composé de :

Mr	DEHMOUS Hocine	Professeur à l'UMMTO	Président.
Mme	BOUZELA Karima	Maitre-assistante à l'UMMTO	Examinatrice.
Mr	HAMMOUM Hocine	Maitre de conférences à l'UMMTO	Encadrant.

Promotion : 2024/2025

Tableau 1: Les caractéristiques géométriques du réservoir.	14
Tableau 2: paramètres géométrique et résultats de calcul de lanterneau d'aération.....	16
Tableau 3: paramètres géométrique et résultats de calcul de la coupole	18
Tableau 4: résultats du calcul des efforts internes de la coupole.	19
Tableau 5: paramètres géométriques et résultats de calcul de la ceinture supérieure.	21
Tableau 6: paramètres géométrique et résultats de calcul de la paroi inclinée.....	24
Tableau 7: Paramètres de calcul.....	41
Tableau 8: Résultats de calculs des efforts de compressions et de tractions.	42
Tableau 9: Résultats de calculs des contraintes	42
Tableau 10: Résultats de calculs des contraintes pour les différentes bandes	43
Tableau 11: Résultats de calcul des contraintes de cisaillement pour la bonde du fond.	44
Tableau 12: Résultats de calcul des contraintes de cisaillement pour la bonde du fond en MPa.	45
Tableau 13: Résultats de calculs des efforts de compressions de tractions sous l'effet du béton seulement	47
Tableau 14: Résultats de calculs des contraintes	47
Tableau 15: Résultats de calculs des contraintes pour les différentes bandes	48
Tableau 16: Résultats de calcul des contraintes de cisaillement pour la bonde du fond.	49
Tableau 17: Résultats de calcul des contraintes de cisaillement pour la bonde du fond.	50
Tableau 18: Résultats de calcul des contraintes de traction.....	52
Tableau 19: Résultats de calcul des contraintes de compression.....	53

Figure 1: Réservoir surélevé de "Bel-Air" à Lapalisse (SIVOM Vallée de la Besbre).....	4
Figure 2: Réservoir pose au sol Château d'eau du village de Zouitna (périphérie de Jijel).	5
Figure 3: Réservoir enterrer.....	6
Figure 4: Réservoir en maçonnerie (https://wikiwater.fr).	7
Figure 5: Réservoirs conique (https://chateauxdeau.com)	9
Figure 6: Intégration architecturale de réservoirs tronconiques dans le paysage urbain.....	10
Figure 7: Dimensions de lanterneau d'aération.....	15
Figure 8: Représentation de la Coupole de couverture.	17
Figure 9: Effort de traction dans un anneau.	19
Figure 10: Représentation de la paroi du réservoir	20
Figure 11: présentation des efforts internes sous l'effet hydrostatique.	22
Figure 12: présentation des efforts internes sous l'effet du poids propre.....	23
Figure 13: Etat de contrainte dans le plan (Nash, 1972)	26
Figure 14: Cercle de Mohr pour un état de contraintes donné.	28
Figure 15: Convention de signe des contraintes.....	29
Figure 16: Contrainte dans un plan incliné.....	29
Figure 17: Cercle de Mohr pour un cas général.	31
Figure 18: Etat de contraintes bi-axial.....	32
Figure 19: Cercle de Mohr pour le cas d'étude.	33
Figure 20: les efforts engendrés sous l'effet de l'eau.....	36
Figure 21: les efforts engendrés sous l'effet du poids propre.	38
Figure 22: Etat de contrainte de la bonde du fond.....	43
Figure 23: l'état des contraintes de cisaillement.	44
Figure 24: Cercle de Mohr correspondant à la bonde du fond.	45
Figure 25: l'état des contraintes de cisaillement a $\bar{\sigma}=0$	46
Figure 26: Etat de contrainte de la bonde du fond (réservoir vide).....	48
Figure 27: l'état des contraintes de cisaillement.	49
Figure 28: Cercle de Mohr de la bonde du fond.....	50
Figure 29: l'état des contraintes de cisaillement a $\bar{\sigma}=0$	51
Figure 30: Résultats de calcul des contraintes de traction.....	52
Figure 31: Résultats de calcul des contraintes de compression.....	53

Figure 32: Cercle de Mohr pour les différentes bandes.	54
Figure 33: Présentation du chemin préférentiel des fissures.	59
Figure 34: La Présentation graphiques des fissurations	59

Introduction générale	1
Chapitre 1: Synthèse bibliographique	
Introduction	3
1. Généralités sur les réservoirs	3
1.1. Types de réservoirs	3
1.1.1. Types de réservoirs selon la hauteur.....	3
1.1.2. Types de formes de réservoirs	8
1.1.3. Reservoir tronconique.....	8
Conclusion	12
Chapitre 2 : Calcule déterministe de la paroi du réservoir tronconique	
2. Introduction	13
2.1. Présentation de l’ouvrage	13
2.2. Descente de charges.....	14
2.3. Eléments de la structure.....	14
2.3.1. Lanterneau d’aération	14
2.3.2. Coupole de couverture.....	16
2.3.3. Ceinture supérieure.....	19
2.3.4. Paroi inclinée	21
2.3.5. Calcul des efforts internes Sous l’effet de la pression hydrostatique.....	22
2.3.6. Calcul des efforts internes Sous l’effet du poids propre	22
2.3.7. Poids transmis par la ceinture a la paroi P**	23
Conclusion	24
Chapitre 3 : Analyse d’un état plan de contraintes contraintes	
3. Introduction	25
3.1. Définition et origine des états de contraintes.....	25
3.1.1. Types de contraintes	25
3.1.2. Utilité des états de contraintes	27
3.1.3. Cercle de Mohr	27
3.1.3. Critères de rupture	28
3.1.4. Etat plan de contrainte	28
3.1.5. Contraintes dans un plan incline d’un angle (α).....	29
3.2. Contraintes principales	30
3.2.1. Contrainte extrêmes de cisaillement.....	30
3.2.2. Présentation sur le Cercle de Mohr	31
3.3. Cas d’étude	31
3.3.1. Etats de contrainte bi-axiale	31
3.3.2. Contraintes maximale et minimale de cisaillement.....	32

3.3.3. Etat de contrainte particulier τ ($\bar{\sigma}=0$)	33
3.3.4. Présentation graphique	33
Conclusion	34
Chapitre 4 : Analyse des états de contraintes dans la paroi du réservoir tronconique	
4. Introduction	35
4.1. Détermination des efforts et des contraintes de compression et de traction sous l'effet Hydrostatique.....	35
4.1.2. Contrainte de traction	36
4.1.3. Contrainte de compression	37
4.2. Détermination des contraintes de compression et de traction sous l'effet du poids propre de la paroi tronconique	38
4.2.1. Contraintes de traction.....	39
4.2.2. Contrainte de compression	39
4.3. Détermination des contraintes transmises par la ceinture a la paroi tronconique $\bar{\sigma}_{p''2}$...	40
4.4. Détermination des contraintes principales.....	41
4.5. Application au cas d'étude	41
4.5.1. Réservoir plein.....	41
4.5.2. Réservoir vide.....	46
4.5.3. Influence de la hauteur d'eau sur les contraintes.....	51
Conclusion	60
Conclusion générale	61
Références bibliographiques	

Introduction générale

Introduction

De nos jours, la valorisation du patrimoine civil et industriel connaît un intérêt grandissant à l'échelle mondiale. Sa restauration ou sa conservation est désormais perçue comme un levier de développement durable.

L'ouvrage étudié est un réservoir hydraulique en béton armé de géométrie tronconique d'une capacité de 800 m³. La paroi de ce réservoir est soumise principalement à deux types de sollicitations : la pression hydrostatique générée par l'eau, et le poids propre de la structure. L'objectif de ce travail est d'analyser les états de contraintes induits par ces sollicitations dans la paroi du réservoir, et d'identifier les zones critiques où la résistance du matériau pourrait être dépassée. Il s'agit ainsi d'évaluer les efforts internes et de vérifier si les contraintes restent dans les limites admissibles de résistance du béton armé. Plusieurs méthodes existent dans le domaine de la RDM. Nous nous intéressons ici dans cette étude à une approche par la mécanique du milieu continu ; qui analyse les états de contrainte.

Pour répondre à cette problématique, l'étude est structurée en quatre chapitres, allant de la présentation générale du réservoir jusqu'à l'analyse mécanique des contraintes, en passant par des méthodes de calcul analytique.

Le premier chapitre présente une vue d'ensemble des réservoirs, en particulier des réservoirs tronconiques. Il décrit leurs formes, leurs usages courants et leurs caractéristiques géométriques. L'objectif est de fournir les bases nécessaires pour comprendre leur comportement structurel et les principaux efforts auxquels ils sont soumis, afin de mieux cerner les enjeux liés à leur conception.

Le troisième chapitre est traité à l'analyse des contraintes, une étape fondamentale dans l'étude du comportement mécanique du réservoir. Nous y présentons les principales étapes d'évaluation des états de contraintes, en combinant des approches analytiques et graphiques, notamment l'utilisation du cercle de Mohr, afin de mieux interpréter la répartition des efforts internes dans la structure.

Enfin, le quatrième chapitre est dédié sur le développement de fonctions analytiques permettant de calculer, en tout point de la paroi, les contraintes normales (traction et compression) ainsi que les contraintes de cisaillement, en fonction de la hauteur. Ces fonctions tiennent compte de deux sollicitations principales : d'une part, le poids propre du béton, qui génère des efforts de compression croissants vers la base ; d'autre part, la pression hydrostatique exercée par l'eau, qui varie avec la profondeur et peut induire localement des efforts de traction, de compression ou de cisaillement.

L'objectif est de fournir une représentation continue et précise de l'état de contrainte longitudinales et tangentielles dans la paroi tronconique, permettant ainsi de visualiser l'évolution des efforts internes selon la position du point où l'on cherche l'état de contraintes et la hauteur hydrostatique, cette étude nous permet de proposer d'identifier les zones critiques, et propose le chemin préférentielle des fissures.

Chapitre 1

Synthèse bibliographique

Introduction

Les réservoirs coniques sont largement utilisés dans divers domaines industriels pour le stockage et la gestion de fluides. Leur forme particulière, alliant efficacité de vidange et optimisation de l'espace, les rend adaptés à de nombreuses applications, notamment dans les secteurs hydraulique et agroalimentaire. Avant toute étude détaillée de leur conception ou de leur comportement mécanique, il est essentiel de comprendre les caractéristiques générales de ces structures.

Ce chapitre propose une vue d'ensemble des réservoirs coniques, en abordant tout d'abord leurs formes, leurs usages et leurs particularités géométriques.

1. Généralités sur les réservoirs

Les réservoirs d'eau jouent un rôle fondamental dans les infrastructures hydrauliques, assurant le stockage, la régulation et la distribution de l'eau pour divers usages : domestique, agricole, industriel ou incendie. Le choix du type de réservoir et du matériau de construction dépend de plusieurs paramètres, notamment la capacité souhaitée, les contraintes topographiques, les conditions climatiques, les ressources disponibles, ainsi que la durabilité recherchée.

Parmi les matériaux les plus couramment utilisés pour la construction de réservoirs, on retrouve le béton armé, le béton précontraint et la maçonnerie traditionnelle. Chacun de ces matériaux présente des caractéristiques mécaniques, des méthodes de mise en œuvre, des avantages et des inconvénients qui influencent directement la performance et la longévité de l'ouvrage.

1.1. Types de réservoirs

Les réservoirs se classent généralement en deux grandes catégories, selon leur hauteur et les matériaux utilisés

1.1.1. Types de réservoirs selon la hauteur

- **Réservoirs surélevés (ou châteaux d'eau)**

Les réservoirs surélevés, communément appelés châteaux d'eau, sont des ouvrages hydrauliques conçus pour stocker l'eau en hauteur, généralement entre 10 et 50 mètres au-dessus du sol tel qu'indiqué à la figure 1. Cette disposition permet d'exploiter la gravité pour alimenter les réseaux de distribution en eau potable, sans nécessiter de pompage mécanique. Ainsi, la

hauteur de la colonne d'eau fournit naturellement une pression hydrostatique constante, estimée à environ 1 bar pour chaque 10 mètres de hauteur, ce qui est suffisant pour alimenter efficacement les installations domestiques et urbaines. Ces structures sont le plus souvent réalisées en béton armé, en acier, ou parfois en matériaux composites, en fonction des contraintes locales et des préférences techniques. Leur conception nécessite une attention particulière à la stabilité de la structure porteuse, notamment face aux sollicitations dues au vent, aux séismes ou aux variations de charge du réservoir (*Guide technique des réservoirs d'eau potable*, CSTB, 2015).

En revanche, ces réservoirs présentent également des inconvénients notables. Leur coût de construction est élevé en raison de l'importance des travaux de génie civil et des exigences en matière de fondations et de stabilité structurale. De plus, leur impact visuel sur le paysage urbain ou rural peut être jugé négatif, notamment dans les zones protégées ou touristiques.



Figure 1: Réservoir surélevé de "Bel-Air" à Lapalisse (SIVOM Vallée de la Besbre).

- **Les réservoirs posés au sol**

Les réservoirs posés au sol sont des ouvrages hydrauliques installés directement sur une plateforme tel qu'indiqué à la figure 2, généralement en béton. Ils adoptent des formes variées (cylindriques ou parallélépipédiques) et sont fabriqués en béton généralement.

Leur principal avantage réside dans leur facilité d'accès pour les opérations de maintenance et leur coût de construction réduit (Réservoirs en béton pour le stockage d'eau potable – NF EN 1992-3, 2018).



Figure 2: Réservoir pose au sol Château d'eau du village de Zouitna (périphérie de Jijel).

- **Réservoir enterrés**

Les réservoirs enterrés sont des structures de stockage d'eau implantées totalement ou partiellement sous le niveau du sol naturel. Ils sont généralement construits en béton armé coulé en place ou en éléments préfabriqués tel qu'indiqué à la figure 3, selon les contraintes du site et les volumes à stocker. Leur position peut être sous une surface paysagée ou intégrée sous des infrastructures, telles que des routes ou des parkings.

Ce type de réservoir présente plusieurs avantages fonctionnels et environnementaux. Leur discrétion architecturale favorise une intégration paysagère optimale, particulièrement dans les zones urbaines ou sensibles,

Cependant, ces ouvrages comportent aussi des inconvénients techniques : leur coût de réalisation est généralement plus élevé, en raison des travaux de terrassement, de drainage, ainsi que des exigences strictes en matière d'étanchéité (membranes, revêtements internes, adjuvants). De plus, l'accessibilité pour la maintenance ou l'inspection est plus complexe, ce qui peut allonger les temps d'intervention en cas de dysfonctionnement. Ce type de réservoir est souvent choisi lorsque l'espace en surface est contraint ou lorsque des considérations esthétiques ou environnementales priment sur les coûts.



Figure 3: Réservoir enterre.

1.1.1.1. Types de réservoirs selon les matériaux de construction

Dans les systèmes hydrauliques, le choix du matériau pour la construction d'un réservoir dépend de nombreux facteurs : capacité de stockage, pression interne, conditions du site, durabilité, et budget. Les matériaux les plus utilisés sont : le béton armé, le béton précontraint, et la maçonnerie traditionnelle.

- **Réservoir en béton armée**

Les réservoirs en béton armé sont réalisés avec un béton renforcé par des armatures en acier, ce qui leur permet de résister efficacement aux efforts de traction, en plus des efforts de compression. Ils sont couramment utilisés pour des configurations enterrées, semi-enterrées ou posées au sol (*NF EN 1992-3 – Eurocode 2*).

Ces structures offrent une excellente résistance à la poussée hydrostatique ainsi qu'aux charges extérieures, comme les surcharges de terrain ou le trafic.

Parmi les avantages notables, on retrouve leur durabilité, leur résistance mécanique élevée, ainsi qu'une mise en œuvre relativement aisée sur site, sans besoin de matériel complexe. En revanche, ces réservoirs présentent des inconvénients liés à leur poids élevé, et au risque de fissuration en cas de mauvaise conception, de mauvaise exécution ou de retraits différés du béton.

- **Réservoir en maçonnerie**

Les réservoirs en maçonnerie sont réalisés à partir de blocs de briques ou de parpaings assemblés avec du mortier tel qu'indiqué à la figure 4. Principalement utilisés pour les petits volumes ou dans l'hydraulique rurale, ils sont généralement posés au sol ou semi-enterrés.

Ce type de structure est moins adapté aux fortes pressions internes, ce qui limite son usage aux basses hauteurs d'eau. Pour garantir une bonne étanchéité, il est nécessaire d'appliquer un enduit hydraulique ou un cuvelage intérieur (*Manuel pratique de construction de petits réservoirs en maçonnerie*, CIEH, 2005).

Les principaux avantages incluent un coût de réalisation faible, une construction simple avec des matériaux locaux, et une facilité de réparation. En revanche, ces réservoirs présentent une durabilité limitée, une moindre étanchéité, et sont sensibles aux infiltrations ainsi qu'aux déformations du sol.



Figure 4: Réservoir en maçonnerie (<https://wikiwater.fr>).

- **Réservoir en béton précontrainte**

Les réservoirs en béton précontraint utilisent des câbles ou fils d'acier tendus avant ou après la mise en place du béton, générant une compression interne qui compense les efforts de traction. Cette technique améliore la résistance structurelle et réduit les fissurations.

Ils sont idéaux pour les grands volumes et les réservoirs soumis à fortes pressions internes, souvent de forme circulaire pour une meilleure répartition des efforts. Le nombre réduit de joints favorise une étanchéité durable (AFGC, 2014)

Parmi les avantages, on note une longue durée de vie, une optimisation des matériaux (moins de béton et d'acier) et une excellente tenue à la fatigue. Cependant, la mise en œuvre est complexe, exigeant des équipements spécifiques et une main-d'œuvre qualifiée, ce qui engendre un coût plus élevé que les réservoirs en béton armé classiques.

1.1.2. Types de formes de réservoirs

Les réservoirs peuvent adopter différentes formes selon leur usage, leur capacité et les contraintes structurelles. Les plus courantes sont les formes circulaires, rectangulaires et coniques.

- **Le réservoir circulaire**, de forme cylindrique, est largement utilisé pour les grands volumes. Il se distingue par une répartition homogène des efforts, une bonne étanchéité et une consommation optimisée de matériaux. Toutefois, sa construction est plus complexe, notamment à cause du coffrage courbe et des fondations spécifiques (Fascicule 74).
- **Le réservoir rectangulaire**, de type parallélépipédique, est plus simple à construire grâce à ses formes droites, et bien adapté aux contraintes de site même lorsqu'il est nécessaire d'enterrer l'ouvrage. Cependant, il est moins performant au niveau structurel, notamment aux contraintes internes importantes au niveau des angles, et donc plus exposé aux fissurations (Eurocode 2, EN 1992-3).
- **Le réservoir conique**, objet de notre étude, présente une base ou une couverture en forme de cône. Il est particulièrement adapté aux systèmes nécessitant une bonne évacuation des sédiments ou des boues, comme dans les bassins de décantation ou certaines structures hydrauliques spécialisées. Grâce à sa géométrie, il favorise l'écoulement et limite les stagnations, ce qui le rend très performant pour l'auto nettoyage. En revanche, il est plus complexe à concevoir et à construire, et reste moins utilisé pour les grands stockages d'eau potable (Fascicule 74).

1.1.3. Reservoir tronconique

Un réservoir conique est une structure de stockage dont une partie, généralement le fond, possède une forme conique tel qu'indiqué à la figure 5. Cette géométrie se caractérise par une surface inclinée vers un point de sortie ou une zone basse, facilitant ainsi l'écoulement et la vidange du contenu. Selon les besoins, le cône peut être tronqué (avec une base plus large et un sommet ouvert ou fermé), inversé ou complet.



Figure 5: Réservoirs conique (<https://chateauxdeau.com>)

1.1.3.1. Aspect historique

L'usage des formes coniques dans les ouvrages hydrauliques remonte à l'Antiquité. Les civilisations anciennes, comme les Romains, les Perses et les peuples de Mésopotamie, ont développé des systèmes de stockage d'eau sophistiqués pour répondre à leurs besoins agricoles, domestiques et sanitaires. Bien que la forme conique complète n'ait pas toujours été utilisée telle quelle, des éléments tronconiques apparaissent fréquemment dans les citernes souterraines, puits, et aqueducs (Duckworth, 2002).

Les romains, en particulier, ont été des pionniers dans l'ingénierie hydraulique. Leur maîtrise du béton romain (*opus caementicium*) leur a permis de construire des réservoirs voûtés et semi-enterrés, souvent dotés de fond conique ou de structures de transition circulaire-conique pour améliorer l'écoulement gravitaire de l'eau. (Cambridge University Press, 2001).

1.1.3.2. Aspect sociologique

Sur le plan sociologique, la présence et la forme des réservoirs sont le reflet direct des besoins et de l'organisation sociale. Dans les sociétés anciennes, l'eau était un bien commun, et les systèmes de stockage centralisés étaient souvent situés dans des lieux de pouvoir (temples, forums, palais) ou dans des espaces communautaires.

La géométrie des réservoirs n'était pas qu'un choix technique ; elle participait aussi à la symbolique du pouvoir, de la pureté et de la modernité. Dans certaines civilisations, la forme

conique symbolisait l'élévation ou la transition (terre-ciel, base-sommet), ce qui en faisait un choix privilégié pour certaines structures, y compris les réservoirs.

À l'époque moderne, la forme conique est souvent dissimulée ou intégrée dans des formes architecturales urbaines plus harmonieuses. Cela permet d'adapter l'aspect technique du réservoir à l'esthétique locale et aux préférences culturelles de la population, ce qui reflète une évolution vers une intégration sociale de la technique.

1.1.3.3. Aspect architectural

Dans le domaine de l'architecture industrielle, la forme conique, bien qu'optimisée pour des raisons purement fonctionnelles – notamment la gestion des flux et la vidange complète des réservoirs – peut parfois être en décalage avec les exigences esthétiques ou paysagères de certains environnements. Pour concilier efficacité technique et intégration visuelle, les architectes adoptent diverses stratégies. L'une des plus courantes consiste à envelopper la structure conique dans des façades secondaires ou des habillages qui masquent sa géométrie tout en utilisant des matériaux nobles ou naturels pour mieux l'intégrer dans le paysage tel qu'indiqué à la figure 6.

Dans d'autres cas, la structure est partiellement ou totalement enterrée, recouverte de végétation, ou incorporée dans un aménagement paysager pour en atténuer la visibilité. Par ailleurs, certains projets jouent sur les perceptions à travers des formes hybrides, des effets de texture, de lumière ou de transparence, afin de brouiller la lecture directe de la géométrie conique. À l'inverse, certains architectes choisissent d'exposer et de magnifier cette forme pure, en faisant un élément symbolique fort, reflet de la précision et de la technicité du système. Ainsi, la géométrie conique, qu'elle soit dissimulée ou assumée, devient un terrain d'expression architectural entre contraintes techniques et création esthétique (Frampton, K., 2020).



Figure 6: Intégration architecturale de réservoirs tronconiques dans le paysage urbain (<https://chateauxdeau.com>)

1.1.3.4. Types de réservoirs coniques

Les réservoirs coniques sont classés selon la géométrie de leur fond ou de leur couverture, chaque configuration étant liée à des usages et des contraintes bien spécifiques. Ils sont particulièrement prisés dans les domaines du stockage, du traitement des fluides ou des matières solides, et dans les installations où la vidange complète est cruciale (Boucher & Chazal, 2011).

- **Réservoirs à fond conique**

Ce type de réservoir est le plus répandu, notamment dans les installations industrielles où une vidange rapide et totale est nécessaire. Grâce à leur géométrie, ces réservoirs permettent un écoulement gravitaire efficace du contenu, limitant les dépôts et facilitant le nettoyage.

- **Réservoirs entièrement coniques**

Moins fréquents dans les ouvrages classiques, les réservoirs entièrement coniques — c'est-à-dire ceux ayant à la fois un fond et une paroi latérale coniques — Leur conception nécessite une étude plus poussée des contraintes mécaniques c'est justement l'objet de notre intérêt.

1.1.3.5. Contraintes de conception spécifiques des réservoirs coniques

a. Contraintes géométriques et dimensionnelles

- **Angle de conicité**

Il influence directement la vidange du contenu et la répartition des efforts internes. Un angle trop faible peut entraîner des problèmes d'écoulement (phénomène de "pontage" pour les solides), tandis qu'un angle trop important augmente les efforts latéraux.

- **Hauteur et diamètre**

Ces dimensions influencent les contraintes internes, notamment la pression hydrostatique pour les liquides, qui dépend de la hauteur de remplissage, le diamètre influence directement l'effort de traction dans les bandes de la paroi tronconique.

b. Contraintes mécaniques (états de contrainte)

- **Pression hydrostatique**

La pression augmente linéairement avec la profondeur. Cela impose un dimensionnement rigoureux des parois, notamment à la base.

- **Efforts de traction et compression**

La forme conique génère des états de contrainte complexes, en particulier au niveau de la jonction entre la paroi verticale et le cône. Des renforts ou des armatures sont souvent nécessaires.

- **Efforts de cisaillement**

Présents au niveau des appuis et des zones de transition de géométrie, ils doivent être bien maîtrisés pour éviter les fissurations.

- c. **Contraintes liées aux matériaux**

- **Compatibilité chimique**

Les matériaux doivent résister aux produits stockés (corrosifs, acides, solutions alcalines...).

- **Durabilité**

Les matériaux comme le béton armé doivent être protégés contre l'humidité, la carbonatation ou le gel.

- **Déformations différées**

Le béton est sensible au fluage et au retrait, ce qui peut engendrer des fissures à long terme si les effets ne sont pas anticipés.

Conclusion

Ainsi, cette première approche des réservoirs coniques vise à poser les fondations nécessaires à une compréhension approfondie de leur comportement. En identifiant leurs caractéristiques géométriques, leurs contraintes auxquelles ils sont soumis, ce chapitre prépare le terrain pour une analyse mécanique liée à la forme tronconique, hauteur hydrostatique, et dimensions géométrique variable d'un réservoir tronconique en fonction de la hauteur. C'est ce que nous aborderons dans ce qui va suivre.

Chapitre 2

Calcul déterministe de la paroi du réservoir tronconique

2. Introduction

Le calcul déterministe constitue une étape fondamentale dans la conception et l'analyse des ouvrages de génie civil par l'ingénieur de bureau d'études. Il permet d'évaluer de manière précise la stabilité et la résistance des différentes composantes de la structure sous des charges bien définies. Dans ce chapitre, nous allons donc déterminer, de manière systématique, les charges permanentes (poids propres) et les surcharges variables (pression de l'eau) qui agissent sur les différentes parties de l'ouvrage, à savoir la coupole, la ceinture supérieure et les parois. Ces efforts résultent de différentes sources telles que les charges permanentes, les charges d'exploitation. L'identification exacte de ces charges est essentielle pour garantir la sécurité et la durabilité de l'ouvrage dans des conditions d'utilisation normales.

2.1. Présentation de l'ouvrage

Ce travail porte sur l'étude d'un château d'eau surélevé projeté, d'une hauteur de 35,2 m et d'une capacité de 800 m³. En tant qu'ouvrage en béton armé de grande importance, il est destiné à assurer l'approvisionnement en eau potable d'une localité.

L'étude de génie civil, se fera conformément aux règles de calcul des ouvrages en Béton Armé aux états limites « BAEL 91 ».

La forme de notre château d'eau est tronconique. Il est constitué essentiellement des éléments suivants :

- Lanterneau ;
- Une coupole de couverture (coupole supérieure) ;
- Une ceinture supérieure ;
- Une cuve tronconique ;
- Une cheminée ;
- Une coupole inférieure ;
- Une ceinture inférieure ;
- Un fut cylindrique ;
- Radier.

Le château d'eau a pour fonction principale d'assurer les débits maximaux requis, tant pour l'alimentation en eau potable (AEP) que pour les besoins en cas d'incendie. Il joue également un rôle essentiel dans la régulation de la pression au sein du réseau de distribution.

À cet effet, le niveau de la cuve doit impérativement être supérieur à la cote piézométrique la plus élevée exigée dans le réseau d'alimentation.

2.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Les caractéristiques géométriques du réservoir d'étude sont présentées sur le tableau 1 :

Tableau 1: Les caractéristiques géométriques du réservoir.

paramètres	valeurs (m)	Unités
Hauteur total de l'ouvrage	33,2	m
Hauteur d'encrage	5	m
Capacité	800	m ³
Hauteur utile d'eau	6	m
Diamètre coupole supérieure	22,6	m
Diamètre de la coupole inférieure	5,2	m

2.2. Descente de charges

La descente de charges et le principe de distribution et de transfert des charges dans une structure, dont l'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des dites charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure.

2.3. Eléments de la structure

La descente de charges sera déterminée en se référant aux cours OH₁ et OH₂ dispensé par le professeur (HAMMOUM. H).

2.3.1. Lanterneau d'aération

Le lanterneau d'aération est un élément standard essentiel dans les ouvrages hydrauliques fermés, notamment les conduites ou les réservoirs. Il a pour fonction principale d'assurer une bonne aération du système en maintenant la pression à la surface libre du liquide égale à la pression atmosphérique tel qu'indiqué à la figure 7.

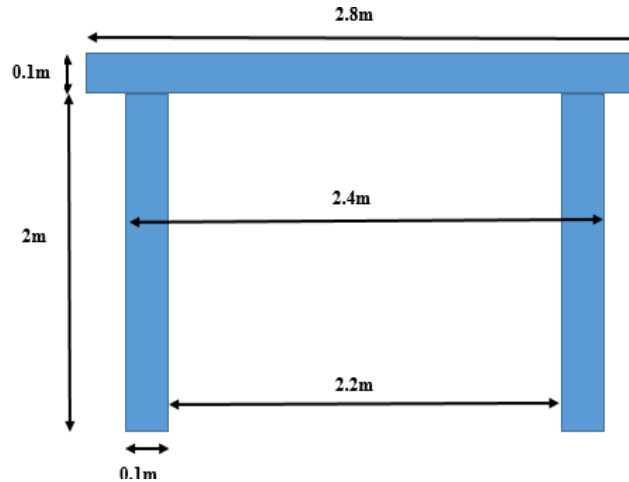


Figure 7: Dimensions de lanterneau d'aération.

2.3.1.1. Poids de lanterneau

Le poids de lanterneau est donné par la formule suivante :

$$P_L = P_d + P_v \quad (2.1)$$

Avec :

P_d : Poids de la dalle au-dessus du voile de lanterneau

$$P_d = \left(\frac{\pi \cdot D_1^2}{4} \right) \cdot e_1 \cdot \gamma_b \quad (2.2)$$

D'où :

D_1 : diamètre de la dalle au-dessus du voile de lanterneau.

e_1 : l'épaisseur de la dalle au-dessus du voile de lanterneau.

γ_b : Poids volumique du béton égal à 2500kg/m³.

Et :

P_v : Poids du voile cylindrique

$$P_v = \left(\frac{\pi \cdot (D_2^2 - D_2'{}^2)}{4} \right) \cdot H_L \cdot \gamma_b \quad (2.3)$$

D'où :

D_2 : diamètre extérieur du voile de lanterneau.

D_2' : diamètre intérieur du voile de lanterneau.

H_L : hauteur du voile de l'lanterneau.

2.3.1.2. Charge d'exploitation p'_L

$$P'_L = \left(\frac{\pi \cdot D_2}{4}\right) \cdot Q \quad (2.4)$$

Avec :

Q : surcharge surfacique qui vaut 100 kg/m².

Les paramètres utilisés et les résultats des calculs sont résumés dans le tableau 2 :

Tableau 2: paramètres géométrique et résultats de calcul de lanterneau d'aération

Paramètres	valeurs	unités
Diamètre intérieure D_2	2,20	m
Diamètre extérieure du voile D_2	2,40	m
Diamètre extérieure de la dalle au-dessus du voile D_1	2,80	m
Epaisseur de la paroi e_1	0,10	m
Hauteur de lanterneau H_L	2,00	m
Poids de la dalle au-dessus du voile de lanterneau P_d	1539,38	Kg
poids du voile cylindrique P_v	3612,83	Kg
poids propre totale P_L	5152,21	Kg
La charge d'exploitation Lanterneau p'_L	452,39	Kg

2.3.2. Coupole de couverture

La coupole d'un réservoir, étant située à la partie supérieure de l'ouvrage, est directement exposée aux intempéries telles que la pluie, le vent, le rayonnement solaire et les variations de température. Cette exposition permanente peut entraîner, en l'absence de protection adéquate, des infiltrations d'eau ou d'autres impuretés dans le réservoir, mettant en péril la qualité de l'eau potable stockée.

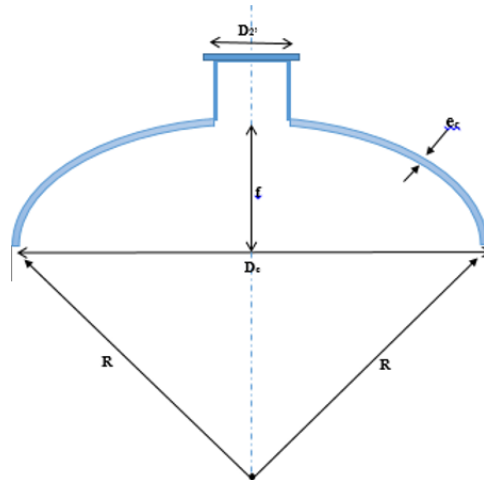


Figure 8: Représentation de la Coupole de couverture.

2.3.2.1. Charge permanente G_c

La charge permanente représente le poids propre de la coupole de couverture, c'est-à-dire la charge exercée de façon constante et continue sur la structure tout au long de sa durée de vie. Elle comprend principalement le poids des matériaux constitutifs de la coupole, tels que le béton, les armatures.

Cette charge est prise en compte lors du dimensionnement de la structure, car elle influence directement les efforts internes (contraintes, moments, déformations) auxquels la coupole sera soumise.

$$G_c = e_c \cdot \gamma_b \quad (2.5)$$

Avec :

G_c : charge permanente répartie sur la coupole de couverture

e_c : épaisseur de la coupole.

2.3.2.2. Poids de la coupole

$$P_c = G_c \cdot S_c \quad (2.6)$$

S_c : surface de la coupole – L'ouverture de lanterneau d'aération donnée par :

$$S_c = (2 \cdot \pi \cdot R \cdot f) - \left(\frac{\pi \cdot D_{2f}^2}{4} \right) \quad (2.7)$$

2.3.2.3. Charge d'exploitation Q_c

$$P'_c = S_c \cdot Q \quad (2.8)$$

Les paramètres utilisés et les résultats des calculs sont résumés dans le tableau 3 :

Tableau 3: paramètres géométrique et résultats de calcul de la coupole

Paramètres	valeurs	unités
Diamètre extérieur de la cuve D_e	23,10	m
Epaisseur de la coupole e_c	0,10	m
la flèche f	2,50	m
Rayon de courbure R	26,79	m
la surface de la coupole S_c	416,26	m^2
charger permanente de la coupole G_c	250	Kg/m^2
poids de la coupole P_c	104 065,26	kg
La charge d'exploitation P'_c	41 626,10	Kg

2.3.2.3. Effort internes dans la coupole

Le calcul consiste à déterminer l'effort suivant la tangente à la coupole (figure 8), pde pourtour à l'état limite de service :

- **Poids totale de la coupole P_c**

$$P_{Tc} = P_L + P_c + Q_L + Q_c \quad (2.9)$$

- **Charge verticale par mètre linéaire V_1**

$$V_1 = \frac{P_{Tc}}{\pi \cdot D_i} \quad (2.10)$$

- **Composante horizontale par mètre linéaire H_1**

$$H_1 = V_1 \cdot \left(\frac{\left(\frac{D_i}{2}\right)^2 - f^2}{D_i \cdot f} \right) \quad (2.11)$$

Avec :

D_i : diamètre intérieur de la c

- **Effort de compression dans l'axe de la coupole N_1**

$$N_1 = \sqrt{H_1^2 + V_1^2} \quad (2.12)$$

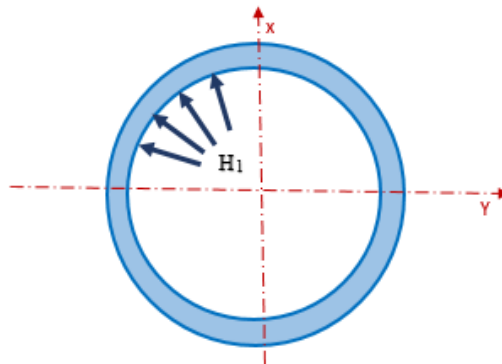
Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau 4 :

Tableau 4: résultats du calcul des efforts internes de la coupole.

paramètres	valeurs	unités
Poids de la coupole P_c	151 295,96	Kg
Charge verticale par mètre linéaire V_{1s}	2 130,93	kg/ml
Composante horizontale par mètre linéaire H_{1s}	4 580,18	kg/ml
Effort de compression dans l'axe de la coupole N_{1s}	5 051,62	kg/ml

2.3.3. Ceinture supérieure

La ceinture supérieure, aussi appelée anneau de butée ou couronne périphérique, est un élément structural clé situé à la base de la coupole d'un réservoir. C'est une poutre circulaire en béton armé située à la base de la coupole d'un réservoir. Elle sert à absorber les efforts de traction dus à la poussée de la coupole telle qu'il est illustré dans la figure 9, et à résister à la pression de l'eau contenue dans le réservoir. Réalisée en béton armé, elle combine la résistance à la compression du béton et la résistance à la traction de l'acier.

**Figure 9:** Effort de traction dans un anneau.

2.3.3.1. Poids propre de la ceinture

Le poids propre de la ceinture supérieure représente la charge verticale exercée par sa propre masse sous l'effet de la gravité.

$$P_{cs} = \frac{\pi}{4} \cdot (d_e^2 - d_i^2) \cdot H_{sc} \cdot \gamma_b \quad (2.13)$$

Avec :

d_e : diamètre extérieur de la ceinture supérieure.

d_i : diamètre intérieur de la ceinture supérieure.

P_{cs} : Poids de la ceinture supérieure.

H_{sc} : la hauteur de la ceinture supérieure.

2.3.3.2. Effort internes dans la ceinture supérieur

La charge verticale totale appliquée sur la ceinture P_2 (résultant de la descente de charges), se décompose en un effort horizontal transmis à la ceinture P'_2 et en un effort de compression dirigé suivant la paroi P''_2 tel qu'il est indiquée dans la figure 10.

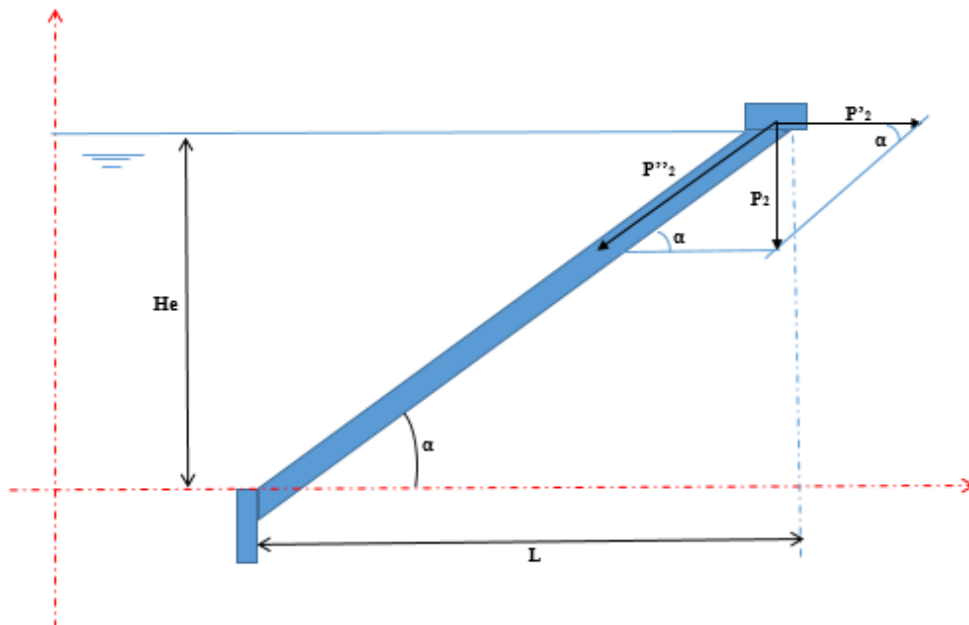


Figure 10: Représentation de la paroi du réservoir

- **Charge totale verticale sur la ceinture P_2 :**

$$P_2 = P_{cs} + P_c \tag{2.14}$$

- **Détermination de l'angle d'inclinaison de la paroi de la cuve :**

$$\alpha = \text{Arctg}\left(\frac{H_e}{\frac{D_i - D'_i}{2}}\right) \tag{2.15}$$

Avec :

D_i : diamètre intérieur de la partie supérieure de la cuve.

D'_i : diamètre intérieure de la partie inférieure de la cuve.

H_e : hauteur d'eau.

- L'effort total horizontal sur la ceinture P'_2 :

$$P'_2 = \frac{P_2}{\text{tg } \alpha} \quad (2.16)$$

- L'effort de compression suivant la paroi P''_2 :

$$P''_2 = \frac{P_2}{\sin \alpha} \quad (2.17)$$

- les efforts de traction sur la ceinture T

$$T = P'_2 \times (D_i/2) \quad (2.18)$$

D_i : diamètre intérieur de la partie supérieure de la cuve.

Cette dernière sera absorbée par les armatures de la ceinture supérieure.

Les caractéristiques géométriques de la ceinture supérieures ainsi que les résultats des calculs des efforts internes sont résumés dans le tableau.5 :

Tableau 5: paramètres géométriques et résultats de calcul de la ceinture supérieure.

paramètres	valeurs	unités
Diamètre intérieure de la partie inferieur de la cuve D'_i	5,20	m
Hauteur d'eau utile H_e	6,00	m
Hauteur de la ceinture H_{cs}	0,90	m
Diamètre intérieur de la ceinture d_i	22,60	m
Diamètre extérieure de la ceinture d_e	23,20	m
Poids volumique du béton γ_b	2500,00	Kg/m ³
poids propre de la ceinture P_{cs}	48561,17	Kg
Charge totale verticale sur la ceinture P_2	2222,23	Kg/ml
Angle d'inclinaison de la paroi de la cuve α	35,86	°
L'effort totale horizontale sur la ceinture P'_2	11662,21	Kg/ml
L'effort de compression suivant le tronc de cône P''_2	11872,05	Kg/ml
les efforts de traction sur la ceinture T	30321,75	Kg

2.3.4. Paroi inclinée

La forme tronconique permet une meilleure répartition de la pression hydrostatique. En effet, la pression dans un réservoir augmente avec la profondeur. Cet élément est soumis à deux forces principales : la pression exercée par l'eau, et son propre poids.

2.3.5. Calcul des efforts internes Sous l'effet de la pression hydrostatique.

Notons P^* la pression exercée par l'eau au centre de l'élément de coordonnées $M(x, y)$. Cette pression peut être décomposée en deux composantes : q_1 , dirigée parallèlement à la surface, induisant une traction axiale F_1 dans la paroi, et c_1 , orientée selon les génératrices de la paroi inclinée, engendrant un effort de compression C_1 tel qu'il est indiquée dans la figure 11.

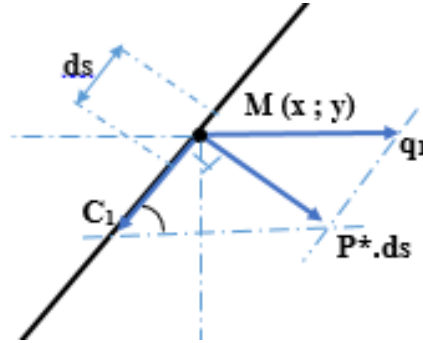


Figure 11: présentation des efforts internes sous l'effet hydrostatique.

2.3.5.1. L'effort de traction F_1

$$F_1 = \frac{L \cdot \varpi}{\sin \alpha \cdot \cos \alpha} \cdot \left(H_e \cdot \left(R_e + \frac{L}{2} \right) - L \cdot \operatorname{tg} \alpha \cdot \left(\frac{R_e}{2} + \frac{L}{2} \right) \right) \quad (2.19)$$

2.3.5.2. L'effort de compression radial C_1

$$C_1 = \frac{2\pi \cdot L \cdot \varpi}{\sin \alpha} \cdot \left(H_e \cdot \left(R_e + \frac{L}{2} \right) - L \cdot \operatorname{tg} \alpha \cdot \left(\frac{R_e}{2} + \frac{L}{2} \right) \right) \quad (2.20)$$

L : la projection horizontale de la paroi inclinée.

ϖ : le poids volumique de l'eau.

2.3.6. Calcul des efforts internes Sous l'effet du poids propre

Notons δ la force exercée par le poids propre de la paroi au centre de l'élément de coordonnées $M(x, y)$. Cette pression peut être décomposée en deux composantes : q_2 (force horizontale), induisant une traction axiale F_2 dans la paroi, et c_2 , orientée selon les génératrices de la paroi inclinée, engendrant un effort de compression C_2 tel qu'il est indiquée dans la figure 12, (cours M2 CHA, ouvrage hydraulique 2, professeur HAMMOUM).

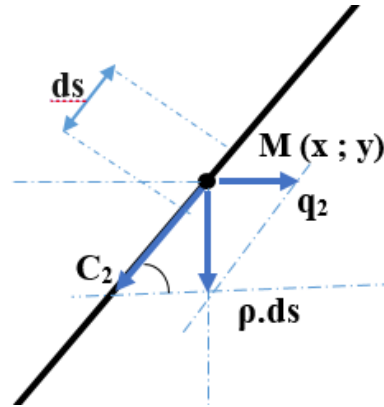


Figure 12: présentation des efforts internes sous l'effet du poids propre.

2.3.6.1. L'effort de traction F2

$$F2 = \frac{L.\delta}{\sin\alpha} \cdot \left(Re + \frac{L}{2} \right) \tag{2.21}$$

Avec :

δ : charge surfacique de la paroi.

e_p : épaisseur de la paroi.

$$\delta = \gamma_b \cdot e_p \tag{2.22}$$

2.3.6.2. L'effort de compression radial C2

$$C2 = \frac{2\pi.\delta.L}{\sin\alpha.\cos\alpha} \cdot \left(Re + \frac{L}{2} \right) \tag{2.23}$$

2.3.7. Poids transmis par la ceinture a la paroi P**

$$P^{**} = P''_2 \cdot \pi \cdot D_i \tag{2.24}$$

2.3.7.1. Force de traction équilibrée par les cerces F

$$F = F1 + F2 \tag{2.25}$$

2.3.7.2. La force de compression totale agissant sur la paroi C

$$C = C1 + C2 + P^{**} \tag{2.26}$$

2.3.7.3. Compression arrivant en bas de la paroi C'

$$C' = \frac{C}{\pi.D_i} \tag{2.27}$$

Les caractéristiques géométriques du la ceinture supérieures ainsi que et les résultats des calculs des efforts de traction et de compression sont résumés dans le tableau 6 :

Tableau 6: paramètres géométrique et résultats de calcul de la paroi inclinée.

Paramètres	valeurs	Unités
Epaisseur de la paroi de la cuve	0,3	m
La masse surfacique du troc de cône	750	Kg/m ²
la projection horizontale du tronc de cône ₁	8,3	m
Sous l'effet de la pression d'eau		
L'effort de traction F ₁	1631889,2	Kg
L'effort de compression radial C ₁	9411279,39	Kg
Sous l'effet du poids de poids propres		
L'effort de traction F ₂	237783,15	Kg
L'effort de compression radial C ₂	1520917,47	Kg
Poids transmis par la ceinture a la paroi P**	11872,05	Kg/ml
Force de traction équilibrée par les cerces F	1869672,34	Kg
La force de compression totale	10944068,91	Kg
Compression arrivant en bas de la paroi C'	580600,89	Kg

Conclusion

Le calcul déterministe a permis d'identifier les différentes charges agissant sur la paroi inclinée, depuis le sommet au niveau du lanterneau d'aération jusqu'à sa base de la paroi inclinée. On souhaiterait connaître l'état de contraintes en n'importe quel point de la paroi sous l'action variable de la pression hydrostatique.

Chapitre 3

Analyse d'un état plan de contraintes

3. Introduction

L'analyse des contraintes constitue une étape cruciale dans l'évaluation du comportement mécanique des structures, en particulier pour les réservoirs tronconiques soumis à diverses sollicitations. Une compréhension fine de la répartition des contraintes permet non seulement de vérifier la résistance des matériaux, mais aussi d'optimiser la conception pour garantir sécurité, fiabilité et durabilité.

Dans ce chapitre, nous présenterons les principales méthodes utilisées pour analyser les états de contraintes dans les structures.

3.1. Définition et origine des états de contraintes

L'état de contrainte représente l'ensemble des forces internes qui s'exercent en un point d'un matériau lorsqu'il est soumis à une action extérieure (poids, pression, charge, etc.). Ces forces internes apparaissent car la matière réagit pour résister à la déformation et rester en équilibre.

Concrètement, si on imagine "couper" mentalement un solide en deux, les deux parties exercent l'une sur l'autre des forces de contact. Ces forces, rapportées à la surface, sont appelées contraintes. Elles s'expriment en pascal (Pa), c'est-à-dire en force par unité de surface (N/m^2).

Il existe deux grands types de contraintes :

Les contraintes normales : perpendiculaires à la surface (traction ou compression).

Les contraintes de cisaillement : parallèles à la surface, responsables du glissement entre couches. L'état de contrainte à un point est décrit par un tenseur. Ce concept est fondamental en mécanique des structures, en génie civil, ou en mécanique des sols, car il permet de prédire si un matériau va : **résister**, **se déformer**, ou **se rompre** (Augustin-Louis Cauchy formalise, 1822).

3.1.1. Types de contraintes

Lorsqu'un solide est soumis à des charges, les forces internes qui se développent dans le matériau peuvent être réparties en différents types de contraintes, selon leur orientation et le nombre de dimensions considérées dans l'analyse (Basic Equations of the Theory of Elasticity, 2021).

a. Analyse bidimensionnelle

Dans une analyse **bidimensionnelle** (généralement dans le plan x, y) tel qu'indiqué à la figure 13, on considère trois composantes de contraintes en un point :

- σ_x : contrainte normale dans la direction x , elle agit perpendiculairement à une surface parallèle à l'axe y .
- σ_y : contrainte normale dans la direction y .
- τ_{xy} ou τ_{yx} : contrainte de cisaillement dans le plan xy , elle agit parallèlement à la surface.

Ces contraintes peuvent être représentées par un tenseur 2D :

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{yx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y \end{bmatrix} \quad (1.1)$$

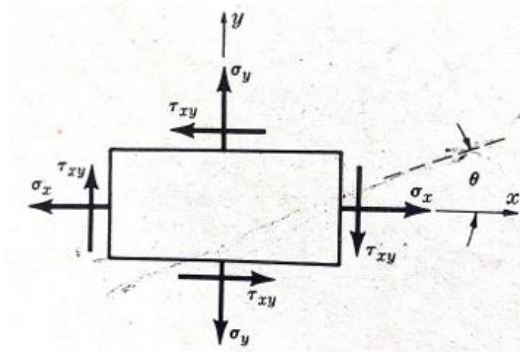


Figure 13: Etat de contrainte dans le plan (Nash, 1972)

b. Analyse tridimensionnelle

Dans un solide tridimensionnel, l'état de contrainte complet comporte six composantes indépendantes

- σ_x : selon l'axe des x .
- σ_y : selon l'axe des y .
- σ_z : selon l'axe des z .
- τ_{xy} ou τ_{xz} ou τ_{zy} : les efforts tranchants agissant dans les plans xy, xz, zy .

Ces composantes se regroupent dans un tenseur de contrainte 3D :

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{bmatrix} \quad (1.2)$$

L'étude en 2D est souvent une simplification d'un problème 3D, utile pour les cas où l'épaisseur est négligeable ou les efforts sont uniformes dans une direction. En génie civil, ces contraintes permettent de dimensionner les structures, de vérifier leur stabilité, ou encore d'anticiper les zones critiques dans les ouvrages.

3.1.2. Utilité des états de contraintes

L'étude des états de contraintes est essentielle en mécanique des structures et en génie civil, car :

- Elle permet de comprendre comment les matériaux et les structures réagissent aux sollicitations extérieures.
- permet de vérifier la sécurité des structures en s'assurant que les contraintes ne dépassent pas les limites admissibles.
- Sert au dimensionnement optimal des éléments (poutres, dalles, voiles...) pour éviter la surconsommation de matériaux.
- Aide à comprendre le comportement mécanique global d'un ouvrage sous différentes sollicitations (traction, compression, flexion...).
- Préviend les pathologies structurelles comme les fissures, déformations excessives ou ruptures.
- Constitue la base des analyses numériques par éléments finis utilisées dans les logiciels de calcul.

(Discover Engineering, 2025)

3.1.3. Cercle de Mohr

Le cercle de Mohr tel qu'indiqué à la figure 14, est une représentation graphique de l'état de contrainte en un point. Il permet de visualiser :

- Les contraintes normales et tangentielles sur un plan quelconque.
- Les contraintes principales (σ_1 et σ_2 ou σ_3 selon le cas 2D ou 3D).
- L'orientation des plans sur lesquels ces contraintes agissent.

Et visualiser rapidement si un matériau risque de rompre ou de plastifier. Identifier la contrainte maximale de cisaillement, qui est égale au rayon du cercle et fournir une base graphique pour appliquer les critères de rupture (Nash, 1972)

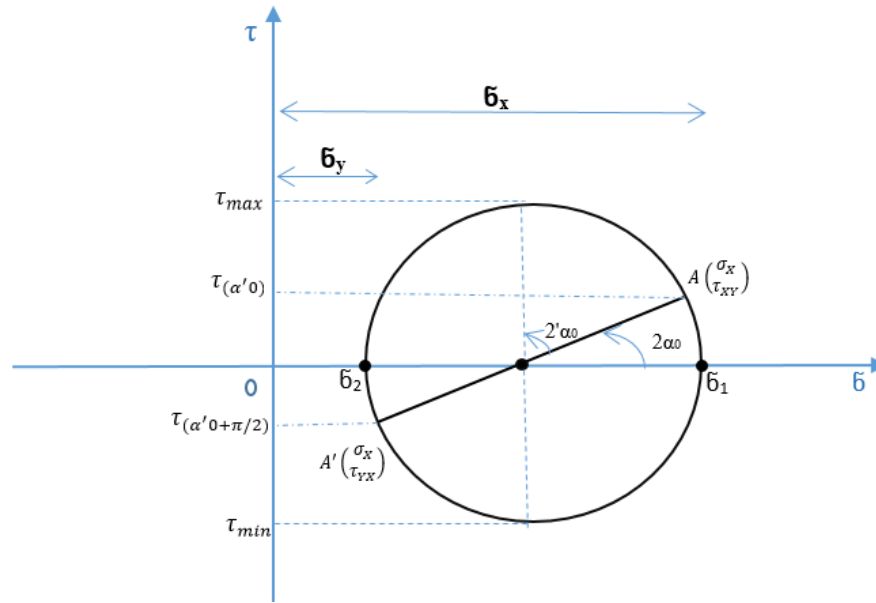


Figure 14: Cercle de Mohr pour un état de contraintes donné.

3.1.3. Critères de rupture

Les critères de rupture d'une paroi de réservoir dépendent des contraintes de traction, de compression et de cisaillement admissibles du matériau utilisé (généralement le béton armé ou précontraint pour les réservoirs d'eau). La sécurité d'une paroi de réservoir dépend du respect des contraintes admissibles en compression, traction et cisaillement, définies selon les propriétés du béton et les normes en vigueur.

3.1.4. Etat plan de contrainte

En générale, un élément est soumis à deux contraintes normales, notées σ_x et σ_y , ainsi qu'à une contrainte de cisaillement τ_{xy} , comme représenté dans la figure 15. La convention de signes adoptée stipule que les contraintes normales de traction sont positives, tandis que les contraintes de compression, agissant en sens opposé, sont considérées comme négatives. De plus, la figure précise l'orientation des contraintes de cisaillement positives, conformément aux conventions classiques en mécanique des milieux continus.

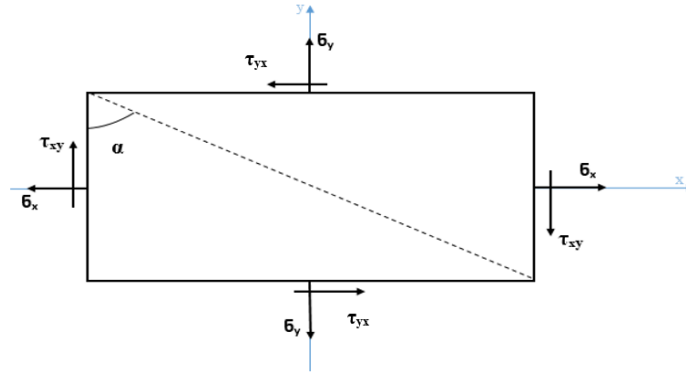


Figure 15: Convention de signe des contraintes.

3.1.5. Contraintes dans un plan incliné d'un angle (α)

Supposons que les contraintes σ_x , σ_y et τ_{xy} soient connues. Il est alors fréquent de chercher à déterminer l'état de contrainte sur un plan incliné d'un angle α par rapport à l'axe y . La contrainte normale sur ce plan est notée σ_α , tandis que la contrainte de cisaillement est notée τ_α telle qu'il est indiqué dans la figure 16. Ces contraintes peuvent être déterminées à l'aide des figures 14 et 15.

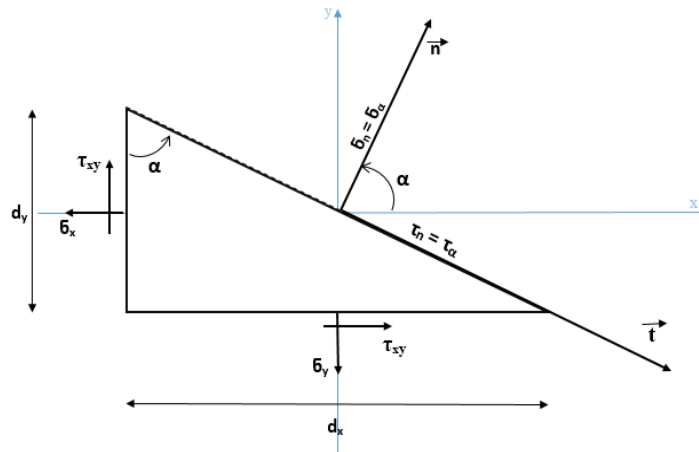


Figure 16: Contrainte dans un plan incliné.

Donc σ_α et τ_α peuvent être obtenues pour toute valeur de α par ces expressions :

$$\sigma_\alpha = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cdot \cos 2\alpha - \tau_{xy} \cdot \sin 2\alpha \quad (3.1)$$

$$\tau_\alpha = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cdot \sin 2\alpha + \tau_{xy} \cdot \cos 2\alpha \quad (3.2)$$

(3.1) et (3.2) expriment σ_α ; τ_α en fonction des contraintes sur les deux facettes normales a Ox et Oy et de l'angle α variables avec la facette courantes.

3.2. Contraintes principales

Pour déterminer la facette dans laquelle la contrainte normale est maximale ou minimales on dérive l'expression de σ_α par rapport à α :

$$\frac{d\sigma_\alpha}{d\alpha} = -2 \cdot \frac{(\sigma_x - \sigma_y)}{2} \cdot \sin 2\alpha - 2\tau_{xy} \cdot \cos 2\alpha = -2 \cdot \tau_\alpha = 0$$

Et pour $\frac{d\sigma_\alpha}{d\alpha} = 0$; $\tau_\alpha = 0$ on obtient un angle α_0 et $(\alpha_0 + \pi/2)$ pour laquelle la contrainte prend respectivement une valeur maximale σ_1 ou une valeur minimale σ_2 (contraintes principales) ou inversement :

$$\operatorname{tg} 2\alpha_0 = -\frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} \quad (3.3)$$

En remplaçant (3.3) dans (3.1) on obtient :

$$\sigma_{min}^{max} = \sigma_2^1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + (\tau_{xy})^2} \quad (3.4)$$

3.2.1. Contrainte extrêmes de cisaillement

Pour déterminer la facette dans laquelle la contrainte de cisaillement est maximale ou minimales on dérive l'expression de τ_α par rapport à α :

$$\frac{d\tau_\alpha}{d\alpha} = 2 \cdot \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cdot \cos 2\alpha - 2\tau_{xy} \cdot \sin 2\alpha$$

On obtient un angle α_0' et $(\alpha_0' + \pi/2)$ pour laquelle la contrainte de cisaillement prend une valeur respectivement maximale ou une valeur minimale inversement.

$$\operatorname{tg} 2\alpha_0' = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2\tau_{xy}} \quad (3.5)$$

On remplace (3.5) dans (3.2) on obtient :

$$\tau_{min}^{max} = \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + (\tau_{xy})^2} \quad (3.6)$$

Et la contrainte normale sur chaque un des plans de contrainte de cisaillement maximale ou minimale est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{(\alpha_0')} = \bar{\sigma}_{(\alpha_0'+\pi/2)} = \frac{\bar{\sigma}_x + \bar{\sigma}_y}{2} \quad (3.7)$$

3.2.2. Présentation sur le Cercle de Mohr

Les informations contenues des équations ci-dessus peuvent être toutes présentées commodément dans un graphique dit le cercle de Mohr illustré dans la figure 17. Dans cette représentation, les contraintes normales sont portées sur l'axe horizontal, et les contraintes de cisaillement sur l'axe vertical. On porte σ_x , σ_y et τ_{xy} à l'échelle et on trace par ces points un cercle qui a son centre l'axe horizontale

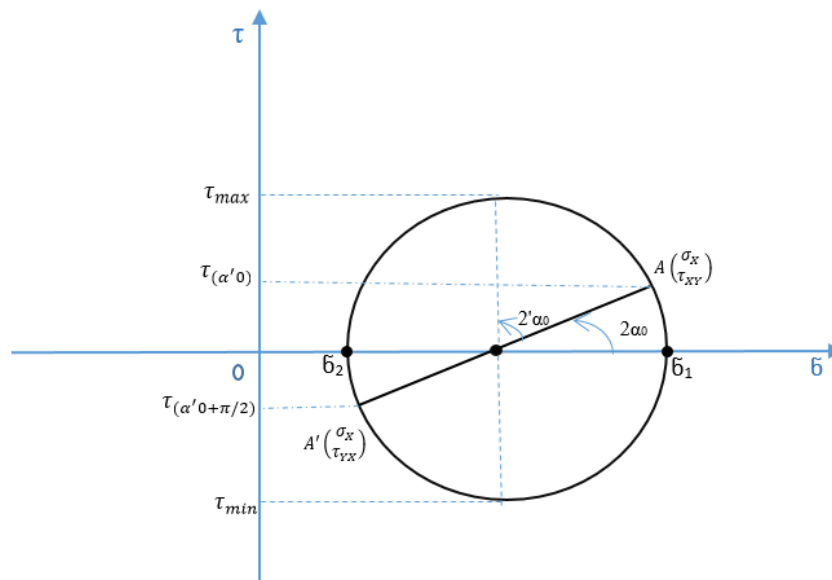


Figure 17: Cercle de Mohr pour un cas général.

3.3. Cas d'étude

3.3.1. Etats de contrainte bi-axiale

L'état de contraintes bi-axial tel qu'il est indiqué dans la figure 18, correspond à une situation dans laquelle deux contraintes principales agissent dans un même plan, tandis que la contrainte dans la direction perpendiculaire est nulle ou négligeable

D'où : $\sigma_x \neq 0 ; \sigma_y \neq 0 ; \tau_{xy} = 0$

On constate que les facettes initiales sont des faces principale

$$\sigma_x = \sigma_1 = \sigma_{\max}$$

$$\sigma_y = \sigma_2 = \sigma_{\min}$$

$$\tau_{xy} = 0$$

Pour analyser cet état, on utilise souvent le cercle de Mohr, un outil graphique qui permet de visualiser les contraintes normales et de cisaillement, d'identifier les contraintes principales et de déterminer les plans les plus sollicités. Les contraintes principales correspondent aux facettes où les contraintes normales maximales et minimales apparaissent sur le cercle de Mohr.

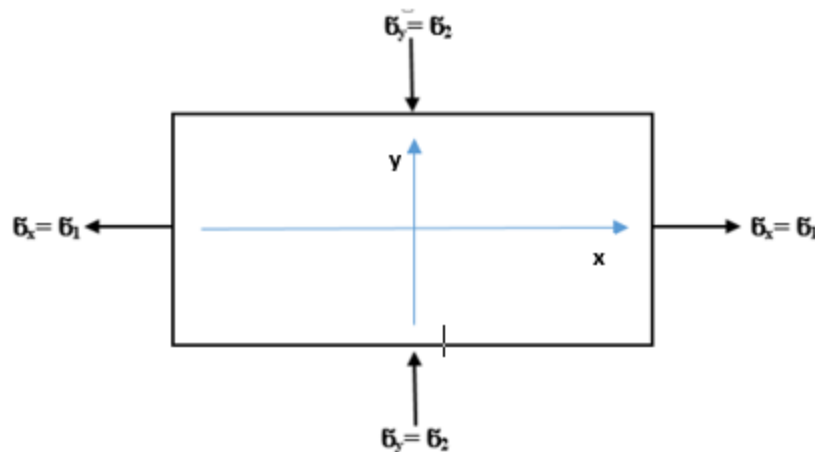


Figure 18: Etat de contraintes bi-axial.

3.3.2. Contraintes maximale et minimale de cisaillement

Pour déterminer la facette dans laquelle la contrainte de cisaillement est maximale ou minimales :

$$\tau_{\min}^{\max} = \pm \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \quad (3.8)$$

Ou :

$$\tau_{\alpha/0} = \pm \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \times \sin 2\alpha/0 \quad (3.9)$$

Pour déterminer la contrainte normale correspondant à la facette où la contrainte de cisaillement est maximale ou minimale, on utilise l'expression :

$$\sigma_{(\alpha'0)} = \sigma_{(\alpha'0+\pi/2)} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \quad (3.10)$$

3.3.3. Etat de contrainte particulier τ ($\sigma=0$)

On cherche l'état de contrainte correspondant à une facette dont la $\sigma_\beta = 0$ et ou $\tau_\beta \neq 0$.

$$\sigma_{(\beta)} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cdot \cos 2\beta = 0 \quad (3.11)$$

On obtient :

$$\cos 2\beta = -\frac{\sigma_x + \sigma_y}{\sigma_y - \sigma_x} \quad (3.12)$$

$$\beta = \frac{1}{2} \cdot \text{Arcos} \left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{\sigma_y - \sigma_x} \right) \quad (3.13)$$

Et on remplace (3.12) dans (3.2) on obtient :

$$\tau_\beta = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cdot \sin 2\beta \quad (3.14)$$

3.3.4. Présentation graphique

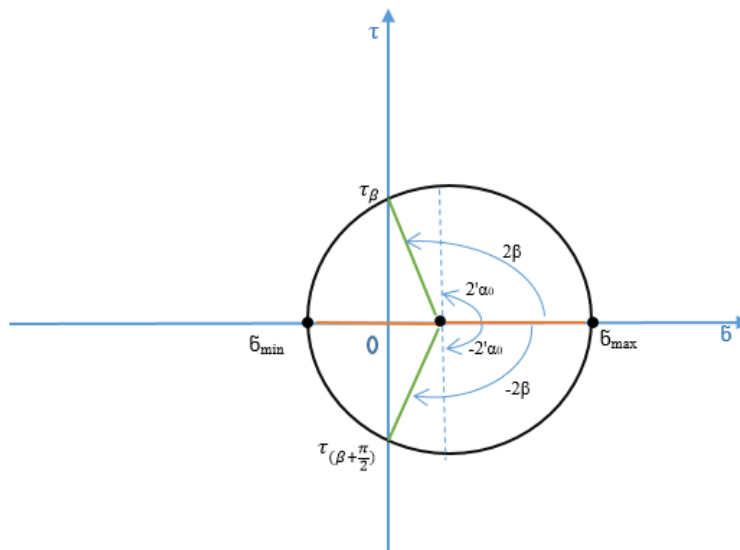


Figure 19: Cercle de Mohr pour le cas d'étude.

Conclusion

La présentation de ces différentes étapes d'analyse des contraintes permettra ainsi, de disposer d'un cadre méthodologique solide pour l'étude mécanique du réservoir. En comparant les approches théoriques et numériques, ce chapitre offrira les outils nécessaires pour choisir la méthode la plus appropriée en fonction des exigences du projet et des conditions de fonctionnement. Ce socle analytique est indispensable pour aborder, dans les chapitres suivants, l'évaluation détaillée des performances structurelles du réservoir tronconique.

Chapitre 4
Analyse des états de contraintes
dans la paroi du réservoir
tronconique

4. Introduction

Dans le cadre de l'analyse mécanique des réservoirs tronconiques, la détermination précise des contraintes internes est essentielle pour évaluer la résistance de la structure et s'assurer de sa stabilité sous l'effet des sollicitations. La paroi tronconique étant soumise à la fois au poids propre du matériau (ici, le béton) et à la poussée hydrostatique due à l'eau stockée, il est fondamental d'établir une modélisation rigoureuse des contraintes qui en résultent.

Ce chapitre se concentre sur le développement de fonctions permettant de calculer les contraintes de traction et de compression en tout point $M(x, y)$ de la paroi, en fonction de la hauteur y , mesurée à partir de la base de la coupole inférieure jusqu'à une hauteur donnée sur le générateur du cône. Ces fonctions tiendront compte, d'une part, du poids propre du béton, qui engendre des efforts de compression croissants vers la base, et d'autre part, de la pression hydrostatique exercée par l'eau, qui varie elle aussi avec la profondeur et peut induire des efforts de traction ou de compression selon les zones considérées.

L'objectif est de fournir une représentation continue et analytique de l'état de contrainte longitudinal sur la paroi tronconique, qui servira de base à l'interprétation mécanique. Les équations développées dans ce cadre permettront de visualiser l'évolution des efforts internes selon la hauteur, et de localiser les zones critiques en vue d'un renforcement ou d'un contrôle plus strict.

4.1. Détermination des efforts et des contraintes de compression et de traction sous l'effet Hydrostatique

Lorsqu'un réservoir tronconique est rempli d'eau, la pression exercée par le fluide varie en fonction de la profondeur. Cette pression hydrostatique croissante induit des efforts internes dans la paroi du réservoir, générant des contraintes qui peuvent être de traction ou de compression selon l'orientation et la géométrie de la structure.

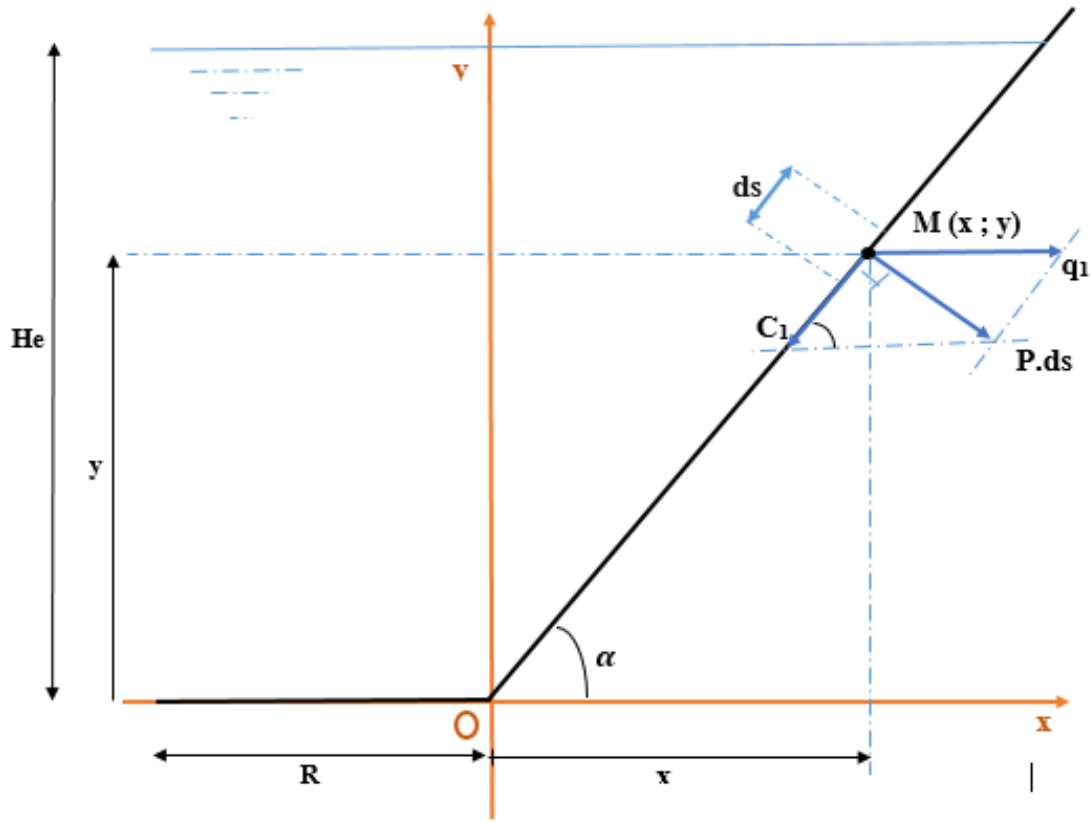


Figure 20: les efforts engendrés sous l'effet de l'eau.

4.1.2. Contrainte de traction

Considérons un élément de surface de la paroi de dimension (1.ds).

Cet élément est soumis à la pression de l'eau illustré dans la figure 20.

P : la pression due à l'eau au centre de l'élément (ds) de coordonnées M(x, y).

$$P = \varpi. (He - y) \tag{4.1}$$

Qui peut être décomposée en :

$$q_1 = \frac{P.ds}{\sin \alpha} = \frac{P}{\sin \alpha^2} dy \tag{4.2}$$

q_1 : est une force qui aura pour valeur par unité de longueur suivant les parallèles.

α : Angle d'inclinaison.

dx et dy désignent les projections de (ds) suivant les axes Ox et Oy.

Avec : $ds = \frac{dy}{\sin \alpha}$

La charge uniformément répartie horizontal q_1 engendra une traction axiale dans la paroi

$$dF_1 = q_1 (R + x) dy = \frac{\varpi(He-y)}{\sin \alpha^2} ds \cdot \sin \alpha \cdot \left(R + \frac{y}{\text{tg} \alpha}\right) \quad (4.3)$$

$$dF_1 = \frac{\varpi(He-y)}{\sin \alpha} \left(R + \frac{y}{\text{tg} \alpha}\right) \cdot ds \quad (4.4)$$

On aura une contrainte de traction au centre de l'élément (ds)

$$\sigma_n^{dF_1} = \frac{dF_1}{e \cdot ds} \quad (4.5)$$

4.1.3. Contrainte de compression

Considérons un élément de surface de la paroi de dimension (1.ds).

Cet élément est soumis à la pression de l'eau.

P : la pression due à l'eau au centre de l'élément (ds) de coordonnées M(x y).

$$P = \varpi \cdot (He - y) \quad (4.1)$$

Qui peut être décomposée en :

c_1 est une charge linéaire de compression due à l'eau s'exerce sur l'ensemble de la paroi

Avec : $ds = \frac{dy}{\sin \alpha}$

$$c_1 = \frac{P \cdot ds}{\tan \alpha} = \frac{P}{\sin \alpha \cdot \tan \alpha} dy \quad (4.6)$$

$$dc_1 = c_1 \cdot 2 \cdot \pi(R + x) dy = \frac{2 \cdot \pi \cdot \varpi(He-y)}{\sin \alpha \cdot \text{tg} \alpha} \left(R + \frac{y}{\text{tg} \alpha}\right) dy \quad (4.7)$$

C_1 est une force de compression due à l'eau et s'exerce sur l'ensemble de la paroi suivant la direction génératrice ayant pour valeur après intégration de dc_1

$$C_1 = \int \frac{2 \cdot \pi \cdot \varpi(He-y)}{\sin \alpha \cdot \text{tg} \alpha} \left(R + \frac{y}{\tan \alpha}\right) dy \quad (4.8)$$

$$C_1 = \frac{2 \cdot \pi \cdot \varpi}{\sin \alpha \cdot \text{tg} \alpha} \int (He - y) \left(R + \frac{y}{\text{tg} \alpha}\right) dy \quad (4.9)$$

$$C_1 = \frac{2 \cdot \pi \cdot \varpi}{\sin \alpha \cdot \text{tg} \alpha} \int \left(He \cdot R - y \cdot R + \frac{He \cdot y}{\text{tg} \alpha} - \frac{y^2}{\text{tg} \alpha}\right) dy \quad (4.10)$$

$$C_1 = \frac{2 \cdot \pi \cdot \varpi}{\sin \alpha \cdot \text{tg} \alpha} \left(He \cdot R \cdot y - \frac{y^2 \cdot R}{2} + \frac{He \cdot y^2}{2 \cdot \text{tg} \alpha} - \frac{y^3}{3 \cdot \text{tg} \alpha}\right) + C^{te} \quad (4.11)$$

- Pour $y = He$; $C_1 = 0$

$$\frac{2 \cdot \pi \cdot \varpi}{\sin \alpha \cdot \text{tg} \alpha} \left(He^2 \cdot R - \frac{He^2 R}{2} + \frac{He^3}{2 \cdot \text{tg} \alpha} - \frac{He^3}{3 \cdot \text{tg} \alpha}\right) = 0 \quad (4.12)$$

$$C^{te} = -\frac{2 \cdot \pi \cdot \varpi}{\sin \alpha \cdot \text{tg} \alpha} \left(He^2 \cdot R - \frac{He^2 \cdot R}{2} + \frac{He^3}{2 \cdot \text{tg} \alpha} - \frac{He^3}{3 \cdot \text{tg} \alpha}\right) \quad (4.13)$$

$$C^{te} = -\frac{2.\pi.\varpi}{\sin \alpha .tg \alpha} \left(\frac{He^2.R}{2} + \frac{He^3}{3.tg \alpha} \right) \quad (4.14)$$

Donc :

$$C_1 = \frac{2.\pi.\varpi}{\sin \alpha .tg \alpha} \left[\left(He.R.y - \frac{y^2.R}{2} + \frac{He.y^2}{2.tg \alpha} - \frac{y^3}{3.tg \alpha} \right) - \left(\frac{He^2.R}{2} + \frac{He^3}{6.tg \alpha} \right) \right] \quad (4.15)$$

On aura une contrainte de compression au centre de l'élément (ds)

$$\sigma_n^{C_1} = \frac{C_1}{e.2.\pi \left(R + \frac{y}{tg \alpha} \right)} \quad (4.16)$$

4.2. Détermination des contraintes de compression et de traction sous l'effet du poids propre de la paroi tronconique

Lorsqu'un réservoir tronconique est vide, les seules sollicitations agissant sur la paroi proviennent du poids propre de la structure. En l'absence de pression hydrostatique, les efforts internes sont principalement des efforts de compression et de traction dus à la masse du béton. Illustré dans la figure 21.

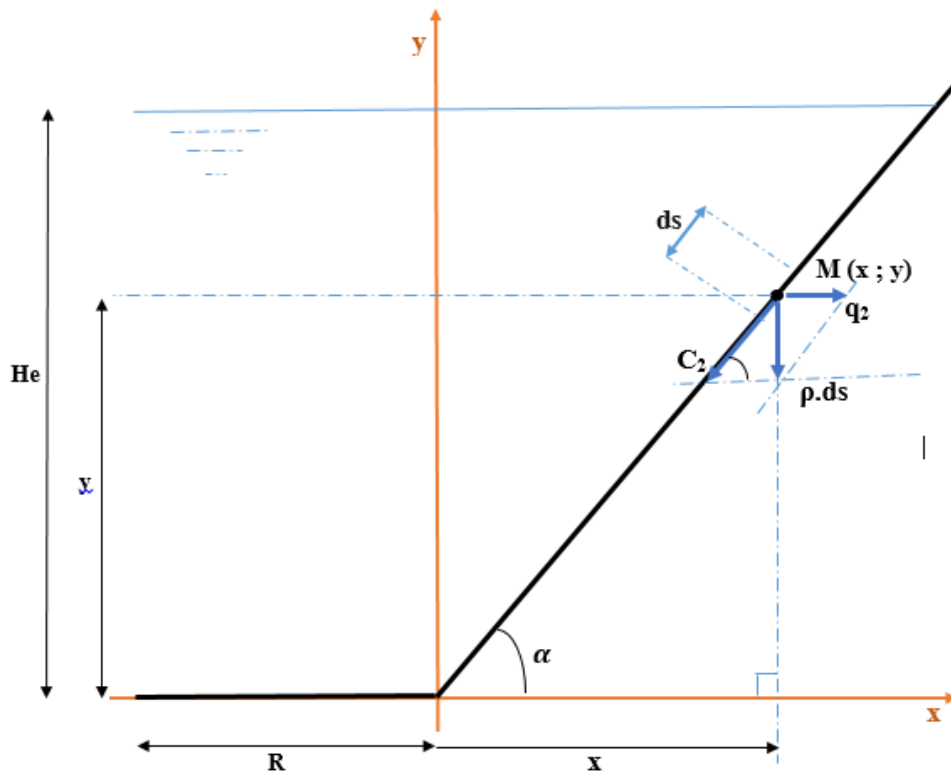


Figure 21: les efforts engendrés sous l'effet du poids propre.

4.2.1. Contraintes de traction

Considérons l'effet du poids propre d'un élément de surface de la paroi de dimension (1.ds).

ρ : le poids surfacique de la paroi pour un élément (1.ds)

Qui peut être décomposée en :

$$q_2 = \frac{\rho \cdot ds}{\text{tg } \alpha} = \frac{\rho \cdot ds}{\text{tg } \alpha \cdot \sin \alpha} \tag{4.17}$$

q : est une force qui aura pour valeur par unité de longueur suivant les génération.

α : Angle d'inclinaison de la paroi.

dx et dy désignent les projections de ds suivant les axes x et y .

Avec : $ds = \frac{dy}{\sin \alpha}$

La charge uniformément répartie horizontal q_2 engendra une traction axiale dans la paroi

$$dF_2 = q_2 (R + x) dy = \frac{\rho}{\sin \alpha \cdot \text{tg } \alpha} \left(R + \frac{y}{\text{tg } \alpha} \right) dy \tag{4.18}$$

On aura une contrainte de traction au centre de l'élément (ds)

$$\sigma_n^{dF_2} = \frac{dF_2}{e \cdot ds} \tag{4.19}$$

4.2.2. Contrainte de compression

Considérons un élément de surface de la paroi de dimension (1.ds).

ρ : le poids surfacique de la paroi pour un élément (1.ds) qui peut être décomposée en :

c_2 : est une charge linéaire de compression linéaire due au poids propre

$$c_2 = \frac{\rho \cdot ds}{\sin \alpha} = \frac{\rho \cdot dy}{\sin \alpha^2} \tag{4.20}$$

$$dc_2 = c_2 \cdot 2 \cdot \pi \left(R + \frac{y}{\text{tg } \alpha} \right) dy = \frac{2 \cdot \pi \cdot \rho}{\sin \alpha^2} \left(R + \frac{y}{\text{tg } \alpha} \right) dy \tag{4.21}$$

C_2 est une force de compression due à l'eau s'exerce sur l'ensemble de la paroi suivant la direction génératrice aura pour valeur après intégration de dc_2

$$C_2 = \int dc_2 = \int \frac{2 \cdot \pi \cdot \rho}{\sin \alpha^2} \left(R + \frac{y}{\text{tg } \alpha} \right) dy \tag{4.22}$$

$$C_2 = \frac{2 \cdot \pi \cdot \rho}{\sin \alpha^2} \int \left(R + \frac{y}{\text{tg } \alpha} \right) dy \tag{4.23}$$

$$C_2 = \frac{2 \cdot \pi \cdot \rho}{\sin \alpha^2} \left(R \cdot y + \frac{y^2}{\text{tg } \alpha} \right) + C^{te} \tag{4.24}$$

- Pour $y = He$; $C_2 = 0$

$$\frac{2.\pi.\rho}{\sin \alpha^2} \left(R. He + \frac{He^2}{\text{tg} \alpha} \right) + C^{te} = 0 \quad (4.25)$$

$$C^{te} = -\frac{2.\pi.\rho}{\sin \alpha^2} \left(R. He + \frac{He^2}{\text{tg} \alpha} \right) \quad (4.26)$$

Donc :

$$C_2 = \frac{2.\pi.\rho}{\sin \alpha^2} \left[\left(R. y + \frac{y^2}{\text{tg} \alpha} \right) - \left(R. He + \frac{He^2}{\text{tg} \alpha} \right) \right] \quad (4.27)$$

On aura une contrainte de compression au centre de l'élément (ds)

$$\sigma_n^{C_2} = \frac{C_2}{e.2.\pi \left(R + \frac{y}{\text{tg} \alpha} \right)} \quad (4.28)$$

4.3. Détermination des contraintes transmises par la ceinture a la paroi tronconique

$\bar{\sigma}_{P_2''}$

Dans un réservoir conique, le poids P_2'' transmis par la ceinture supérieure (ou anneau) à la paroi inclinée se répartit le long du périmètre de cette ceinture. Lorsqu'on descend le long de la paroi, ce poids est transféré progressivement à d'autres anneaux situés à des niveaux inférieurs. Ainsi, à chaque niveau, la charge transmise, notée P_2''' dépend du périmètre p''' de la ceinture correspondante. En supposant une répartition uniforme des charges et une transmission idéale le long de la paroi, la descente de charge est proportionnelle aux périmètres :

$$\frac{P_2'''}{P_2''} = \frac{p'''}{p''} \quad (4.29)$$

D'où :

p''' : Périmètre de la ceinture supérieure.

p'' : Périmètre de la charge transmise.

$$\frac{P_2'''}{P_2''} = \frac{\pi.D}{\pi(R+x)} \quad (4.30)$$

$$P_2''' = \frac{P_2''.\pi.D}{\pi(R+x)} \quad (4.31)$$

On aura une contrainte de compression au point M(x, y)

$$\bar{\sigma}_{P_2'''} = \frac{P_2'''.\pi.D}{e.\pi(R+x)} \quad (4.32)$$

4.4. Détermination des contraintes principales

Les contraintes principales de traction dans la paroi d'un réservoir tronconique résultent principalement de la pression hydrostatique exercée par l'eau F_1 et le poids propre F_2 . Cette pression génère une contrainte de traction circonférentielle telle qu'exprimée par la relation suivante :

$$\sigma_x = \sigma_{F1} + \sigma_{F2} \tag{4.33}$$

Les contraintes principales de compression dans la paroi d'un réservoir conique résultent principalement de la pression hydrostatique exercée par l'eau C_1 et le poids propre C_2 ainsi que l'effort transmis par la ceinture à la paroi tronconique P''_2 . Cette pression génère une contrainte de compression circonférentielle comme les efforts transmis par la ceinture.

$$\sigma_y = \sigma_{C1} + \sigma_{C2} + \sigma_{P''_2} \tag{4.34}$$

4.5. Application au cas d'étude

Afin d'illustrer la méthode de calcul décrite précédemment, nous l'appliquons au réservoir étudié en vue de déterminer les contraintes normales de compression et de traction, ainsi que les contraintes de cisaillement.

4.5.1. Réservoir plein

Le réservoir faisant l'objet de notre application est présenté au chapitre 2.

Les paramètres de calcul sont donnés dans le tableau 7.

Tableau 7: Paramètres de calcul.

Paramètres	valeurs	unités
Rayon intérieure inf. de la cuve R	3,00	m
Hauteur d'eau He	6,00	m
projection de la paroi sur l'axe des Ox L	8,30	m
Charge totale verticale sur la ceinture P2	157 778,64	Kg
L'angle d'inclinaison de la paroi α	35,86	rad
L'effort de compression P''_2	11 872,05	Kg/ml
Epaisseur de la paroi ep	0,27	m
La masse surfacique du troc de cône f	670,72	Kg/m ²
résistance caractéristique du béton fc28	25,00	MPa

4.5.1.1. Calcul des efforts de compression et de traction

Les efforts de tractions (F_1 et F_2) et les efforts de compressions (C_1 et C_2) sont calculés conformément aux relations (4.4), (4.18), (4.15), (4.27) respectivement. Les résultats sont illustrés dans le tableau 8, pour les différentes bandes.

Tableau 8: Résultats de calculs des efforts de compressions et de tractions.

N° du point	x (m)	Y(m)	F1 (Kg)	F2 (Kg)	C1 (Kg)	C2 (Kg)
1	-	-	30 724,75	4 751,21	-1 539 996,93	-526 755,79
2	1,38	1,00	37 410,22	6 942,05	-1 240 470,66	-481 426,96
3	2,77	2,00	39 373,19	9 132,89	-903 359,37	-419 112,61
4	4,15	3,00	36 613,66	11 323,72	-569 709,85	-339 812,74
5	5,53	4,00	29 131,61	13 514,56	-280 568,91	-243 527,35
6	6,92	5,00	16 927,06	15 705,40	-76 983,36	-130 256,43
7	8,30	6,00	-	17 896,23	-	-

4.5.1.2. Calcul de la contrainte de traction et de compression et les contraintes transmises par la ceinture au tronc de cône.

Les contraintes de traction (σ_{F1} et σ_{F2}), les contraintes de compressions (σ_{C1} et σ_{C2}) ainsi que les contraintes transmises par la ceinture au tronc de cône ($\sigma_{P''2}$) sont calculées conformément aux relations (4.5) (4.19) (4.16) (4.28) (4.32), respectivement. Les résultats sont dans le tableau 9, pour les différentes bandes.

Tableau 9: Résultats de calculs des contraintes

N° du point	x (m)	Y(m)	$\sigma_{P''2}$ (MPa)	σ_{F1} (MPa) eau	σ_{F2} (MPa) béton	σ_{C1} (MPa) eau	σ_{C1} (MPa) béton
1	-	0,00	1,67	1,15	0,18	-3,05	-1,04
2	1,38	1,00	1,14	1,39	0,26	-1,68	-0,65
3	2,77	2,00	0,87	1,47	0,34	-0,93	-0,43
4	4,15	3,00	0,70	1,36	0,42	-0,47	-0,28
5	5,53	4,00	0,59	1,09	0,50	-0,20	-0,17
6	6,92	5,00	0,50	0,63	0,59	-0,05	-0,08
7	8,30	6,00	0,44	0,00	0,67	0,00	0,00

4.5.1.3. Calculs des contraintes principales

Les contraintes principales de traction et de compressions ($\bar{\sigma}_x$, $\bar{\sigma}_y$) sont calculées conformément aux relations (4.33) (4.34). Les résultats sont illustrés dans le tableau 10, pour les différentes bandes.

Tableau 10: Résultats de calculs des contraintes pour les différentes bandes

N° du point	x (m)	Y (m)	Réservoir plein		Réservoir vide	
			$\bar{\sigma}_x$ (MPa)	$\bar{\sigma}_y$ (MPa)	$\bar{\sigma}_x$ (MPa)	$\bar{\sigma}_y$ (MPa)
2	1,38	1,00	1,65	-1,79	0,26	-1,08
3	2,77	2,00	1,81	-1,30	0,34	-0,76
4	4,15	3,00	1,79	-0,98	0,42	-0,54
5	5,53	4,00	1,59	-0,76	0,50	-0,39
6	6,92	5,00	1,22	-0,58	0,59	-0,27
7	8,30	6,00	0,67	-0,44	0,67	-0,17

La bande la plus sollicitée est extraite à partir des résultats du tableau 4.4. La représentation de l'état de contrainte normales dans cet élément est donné en figure 22.

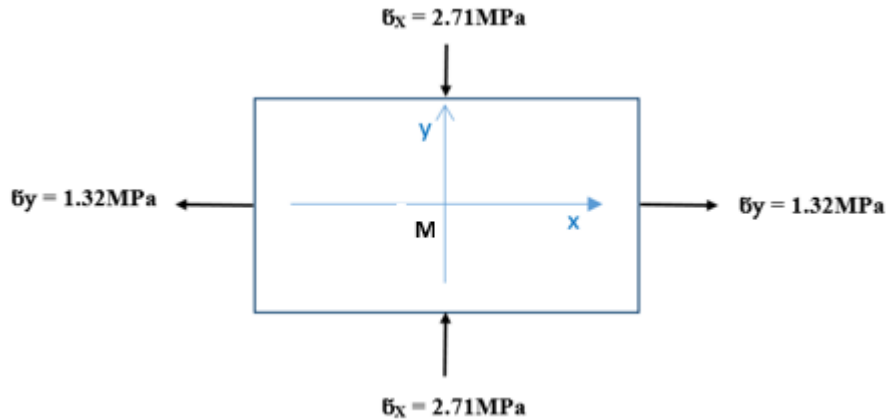


Figure 22: Etat de contrainte de la bonde du fond.

4.5.1.4. Calcul des contraintes extrêmes de cisaillement

Le calcul des contraintes de cisaillement est effectué conformément aux relations (3.8) et (3.9).

Les résultats sont présentés dans le tableau 11 et illustrée dans la figure 23.

Tableau 11: Résultats de calcul des contraintes de cisaillement pour la bonde du fond.

	α_0' (rad)	τ_{\max} (MPa)	τ_{\min} (MPa)	$\tau (\alpha_0')$ (MPa)	$\tau (\alpha_0'+\pi/2)$ (MPa)	$\bar{\sigma} (\alpha_0')$ (MPa)	$\bar{\sigma} (\alpha_0'+\pi/2)$ (MPa)
Reservoir plein	0.79	2.02	-2,02	2,02	-2.02	-0.69	-0,69
reservoir	0.79	0.92	-0.92	0.92	-0.92	0.74	0.74

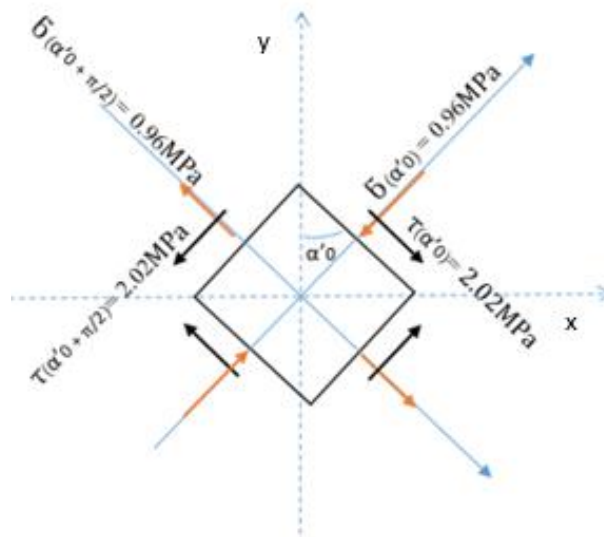


Figure 23: l'état des contraintes de cisaillement.

4.5.1.5. Représentation du Cercle

La représentation du cercle de Mohr est donnée en figure 24.

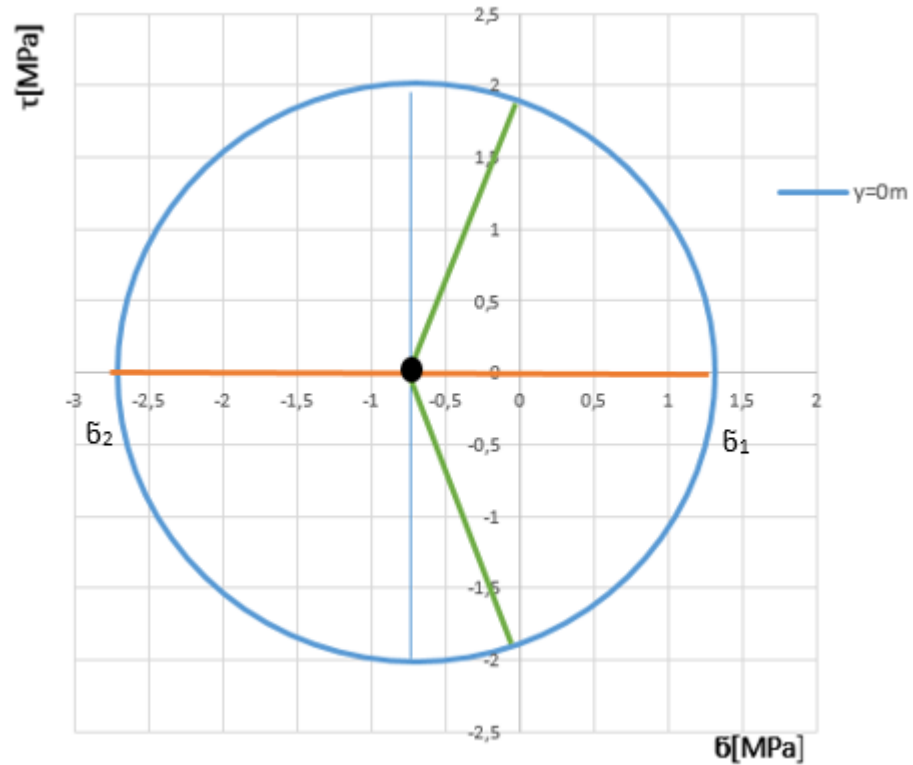


Figure 24: Cercle de Mohr correspondant à la bonde du fond.

4.5.1.6. Calcul des contraintes τ pour $\beta=0$

Le calcul des contraintes de cisaillement pour $\beta=0$ est effectué conformément aux relations (3.11) et (3.12) et (3.13).

Les résultats sont présentés dans le tableau 12 illustré dans la figure 25 :

Tableau 12: Résultats de calcul des contraintes de cisaillement pour la bonde du fond en MPa.

$\sigma(\beta_1)$ (MPa)	β_1 (rad)	$\tau(\beta_1)$ (MPa)	$\sigma(\beta_1)=\sigma(\beta_1+\pi/2)$ (MPa)	$\tau(\beta_1+\pi/2)$ (MPa)
0	0,61	1,89	0	-1,89

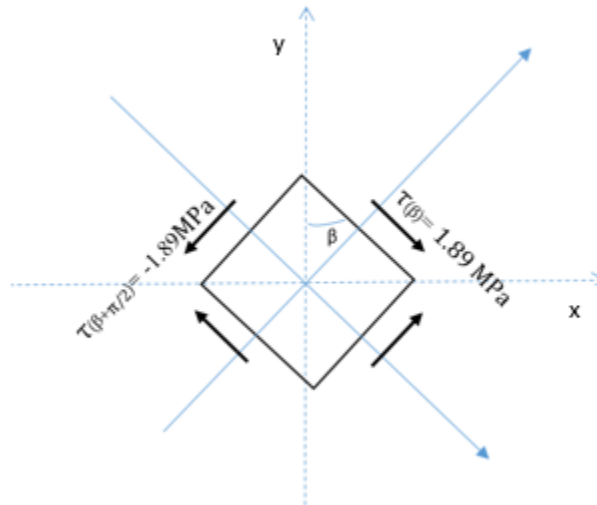


Figure 25: l'état des contraintes de cisaillement à $\beta=0$.

Interprétation des résultats

Pour un angle $\beta=0,61$ rad, la contrainte normale est nulle tandis que la contrainte de cisaillement reste non nulle. Cela correspond à un état de cisaillement pur, pouvant engendrer un risque de fissuration du matériau.

4.5.2. Réservoir vide

Lorsqu'on considère un réservoir vide, les contraintes liées à la pression hydrostatique exercée par l'eau sont supprimées. Cela signifie que les contraintes de traction circonférentielle, les pressions internes sur les parois, ainsi que les efforts horizontaux ou inclinés dus au liquide ne sont plus présentes. L'état de contrainte résiduel dépend alors uniquement des actions permanentes telles que le poids propre de la structure.

Le réservoir faisant l'objet de notre application est présenté au chapitre 2.

Les paramètres de calcul sont donnés dans le tableau 13.

4.5.2.1. Calcul des efforts de compression de traction

L'effort de traction (F_2) et l'effort de compression (C_2) sous l'effet du béton seulement sont calculés conformément aux relations (4.18), (4.27) respectivement et $F_1=0$ $C_1=0$. Les résultats sont illustrés dans le tableau 13, pour les différentes bandes.

Tableau 13: Résultats de calculs des efforts de compressions de tractions sous l'effet du béton seulement

N° du point	x (m)	Y(m)	F ₂ (Kg)	C ₂ (Kg)
1	-	-	4 751,21	-
2	1,38	1,00	6 942,05	45 328,83
3	2,77	2,00	9 132,89	107 643,18
4	4,15	3,00	11 323,72	186 943,05
5	5,53	4,00	13 514,56	283 228,45
6	6,92	5,00	15 705,40	396 499,36
7	8,30	6,00	17 896,23	5265,79

4.5.2.2. Calcul de la contrainte de traction et de compression et les contraintes transmises par la ceinture au tronc de cône.

Les contraintes de traction (σ_{F2}), les contraintes de compressions (σ_{C2}) ainsi que et les contraintes transmises par la ceinture au tronc de cône ($\sigma_{P''2}$) sont calculées conformément aux relations (4.19), (4.28), (4.32), respectivement. Les résultats sont dans le tableau 14, pour les différentes bandes.

Tableau 14: Résultats de calculs des contraintes

N° du point	x (m)	Y(m)	$\sigma_{P''2}$ (MPa)	σ_{F2} (MPa)	σ_{C2} (MPa)
1	-	0,00	1,67	0,18	0,00
2	1,38	1,00	1,14	0,26	0,06
3	2,77	2,00	0,87	0,34	0,11
4	4,15	3,00	0,70	0,42	0,16
5	5,53	4,00	0,59	0,50	0,20
6	6,92	5,00	0,50	0,59	0,24
7	8,30	6,00	0,44	0,67	0,28

4.5.2.3. Calculs des contraintes principales

Les contraintes principales de traction de compressions (σ_x , σ_y) sont calculées conformément aux relations (4.33) (4.34). Les résultats sont illustrés dans le tableau 15, pour les différentes bandes.

Tableau 15: Résultats de calculs des contraintes pour les différentes bandes

N° du point	x (m)	Y(m)	σ_x (MPa)	σ_y (MPa)
1	-	0,00	0,18	-1,67
2	1,38	1,00	0,26	-1,08
3	2,77	2,00	0,34	-0,76
4	4,15	3,00	0,42	-0,54
5	5,53	4,00	0,50	-0,39
6	6,92	5,00	0,59	-0,27
7	8,30	6,00	0,67	-0,17

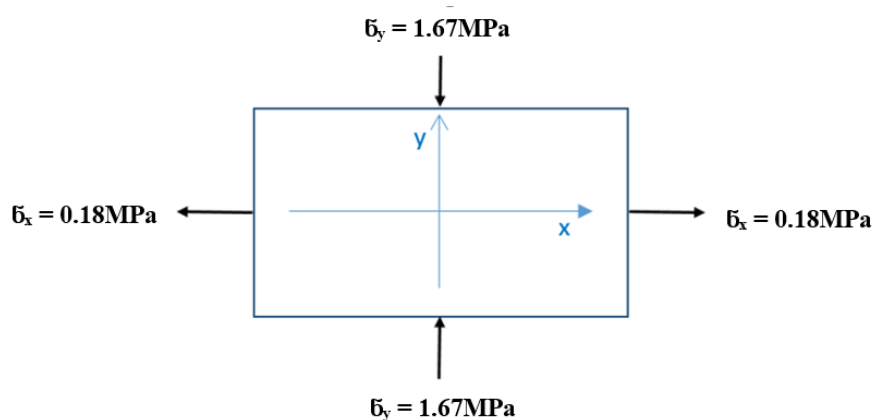


Figure 26: Etat de contrainte de la bonde du fond (réservoir vide).

4.5.2.4. Calculs des contraintes extrêmes de cisaillement

Le calcul des contraintes de cisaillement est effectué conformément aux relations (3.8) et (3.9).

Les résultats sont présentés dans le tableau 16 :

Tableau 16: Résultats de calcul des contraintes de cisaillement pour la bonde du fond.

α_0' (rad)	τ_{\max} (MPa)	τ_{\min} (MPa)	$\tau(\alpha_0')$ (MPa)	τ $(\alpha_0'+\pi/2)$ (MPa)	$\sigma(\alpha_0')$ (MPa)	$\sigma(\alpha_0'+\pi/2)$ (MPa)
0.79	0.92	-0.92	0.92	-0.92	0.74	0.74

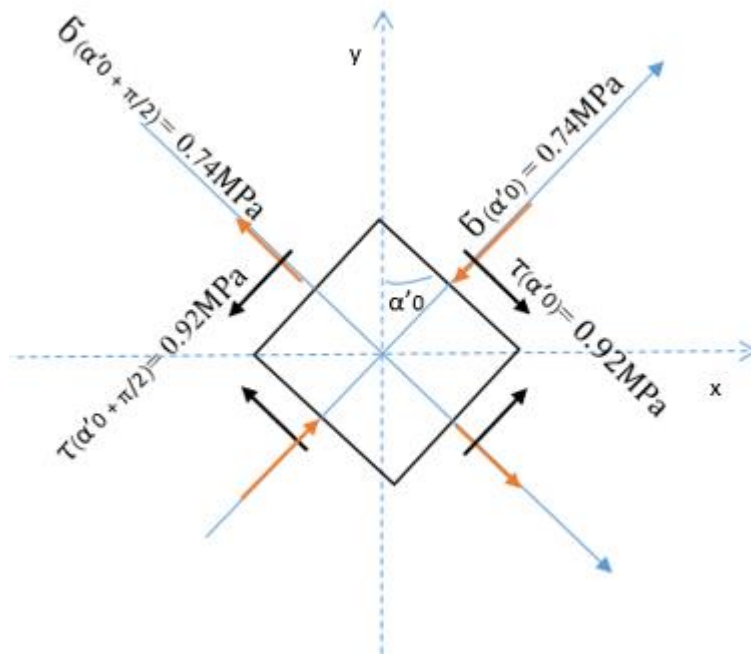


Figure 27: l'état des contraintes de cisaillement.

4.5.2.5. Représentation du Cercle de Mohr

La représentation du cercle de Mohr est donnée en figure 28.

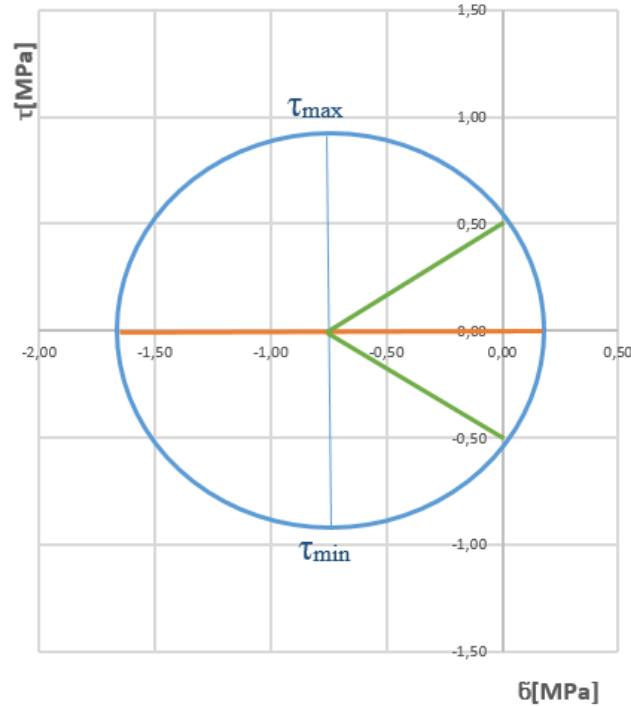


Figure 28: Cercle de Mohr de la bonde du fond.

4.5.2.6. Calcul des contraintes pour $\sigma=0$

Le calcul des contraintes de cisaillement pour $\sigma=0$ est effectué conformément aux relations (3.11) et (3.12) et (3.13).

Les résultats sont présentés dans le tableau 17 et illustré dans la figure 29.

Tableau 17: Résultats de calcul des contraintes de cisaillement pour la bonde du fond.

$\sigma(\beta)$ (MPa)	β (rad)	$\tau(\beta)$ (MPa)	$\sigma(\beta)=\sigma(\beta+\pi/2)$ (MPa)	$\tau(\beta+\pi/2)$ (MPa)
0	0,32	0.74	0	-0.74
0	0,61	1,89	0	-1,89

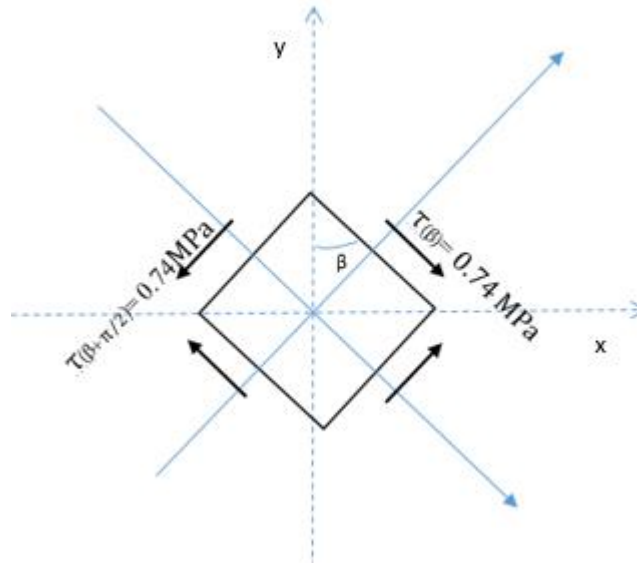


Figure 29: l'état des contraintes de cisaillement à $\bar{\sigma}=0$

Interprétation des résultats

Dans le cas d'un réservoir vide, pour un angle $\beta_2=0,61$ rad, la contrainte normale en un point de la paroi est nulle, tandis que la contrainte de cisaillement demeure non nulle. Cette situation correspond à un état de cisaillement pur, susceptible de provoquer une fissuration du béton en l'absence de pression hydrostatique.

4.5.3. Influence de la hauteur d'eau sur les contraintes

Pour analyser l'influence de la hauteur d'eau sur l'état de contrainte dans la paroi du réservoir tronconique, nous avons considéré différentes hauteurs allant d' $H_e=0$ (réservoir vide) à $H_e=6$ m (réservoir plein), avec un pas de 1 m. Les résultats de calcul des contraintes pour les différentes bandes sont donnés dans tableaux 17 et 18 et illustrée par les figures 29 et la figure 30.

Tableau 18: Résultats de calcul des contraintes de traction.

Y (m)/ He (m)	$\bar{\sigma}_x$ (MPa)						
	-	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00
-	0,18	0,37	0,56	0,75	0,94	1,13	1,32
1,00	0,26	0,26	0,54	0,82	1,10	1,37	1,65
2,00	0,34	0,34	0,34	0,71	1,07	1,44	1,81
3,00	0,42	0,42	0,42	0,42	0,88	1,33	1,79
4,00	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	1,05	1,59
5,00	0,59	0,59	0,59	0,59	0,59	0,59	1,22
6,00	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67

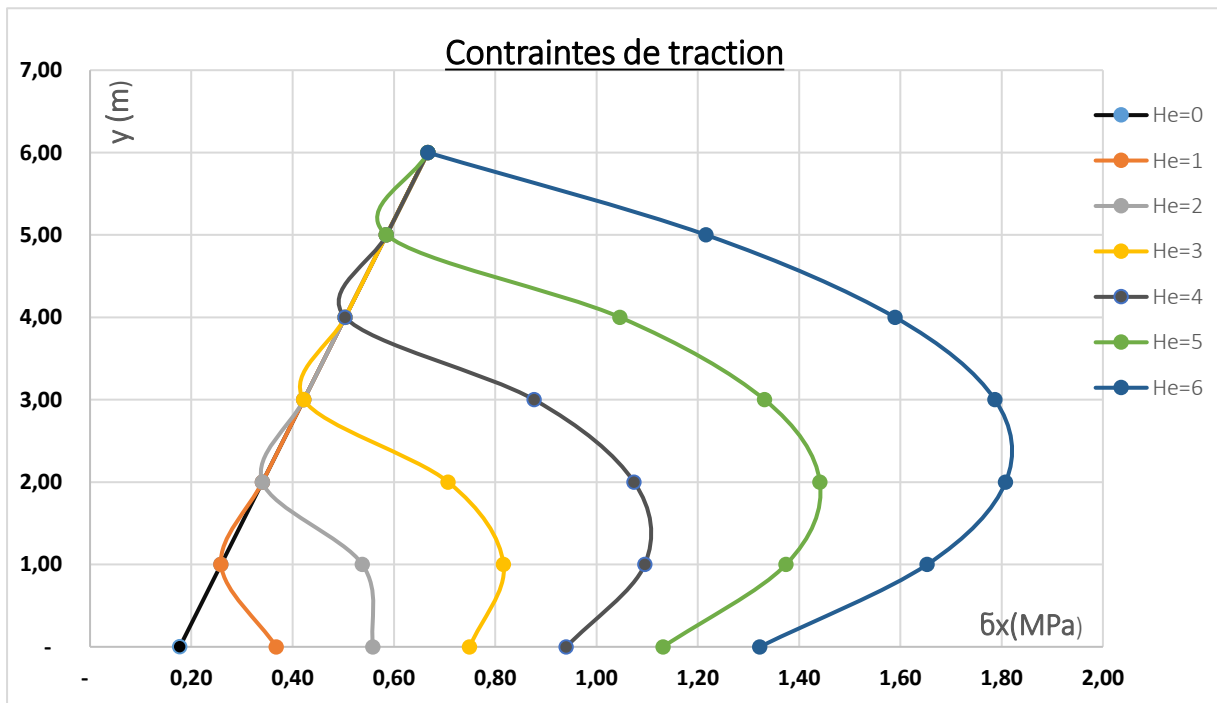


Figure 30: Résultats de calcul des contraintes de traction.

Tableau 19: Résultats de calcul des contraintes de compression.

Y (m)/He(m)	$\bar{\sigma}_y$ (MPa)						
	-	1,00	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00
-	1,67	1,76	1,88	2,04	2,23	2,45	2,71
1,00	1,08	1,14	1,23	1,33	1,46	1,62	1,79
2,00	0,76	0,80	0,87	0,95	1,05	1,16	1,30
3,00	0,54	0,58	0,63	0,70	0,78	0,87	0,98
4,00	0,39	0,42	0,46	0,52	0,59	0,66	0,76
5,00	0,27	0,29	0,33	0,38	0,44	0,50	0,58
6,00	0,17	0,19	0,22	0,26	0,31	0,37	0,44

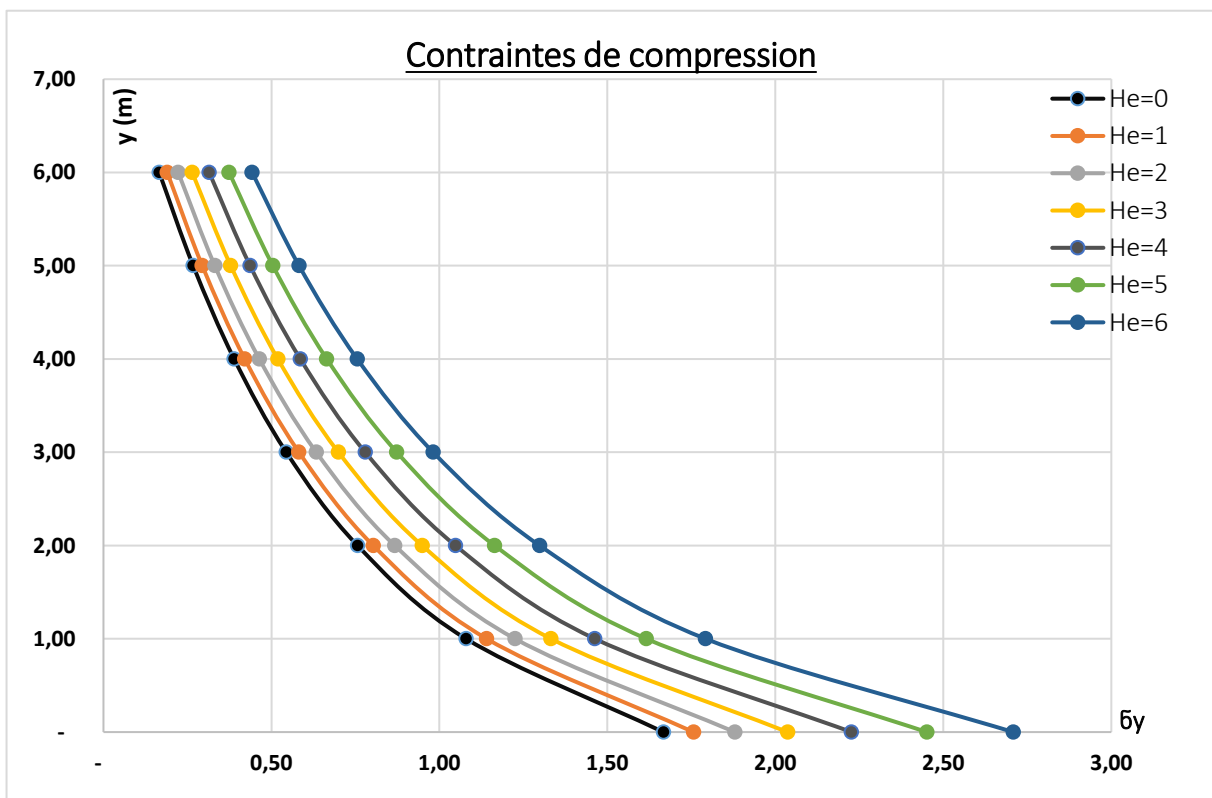


Figure 31: Résultats de calcul des contraintes de compression.

4.5.3.1. Représentation du Cercle de Mohr

La représentation du cercle de Mohr est donnée en figure 32.

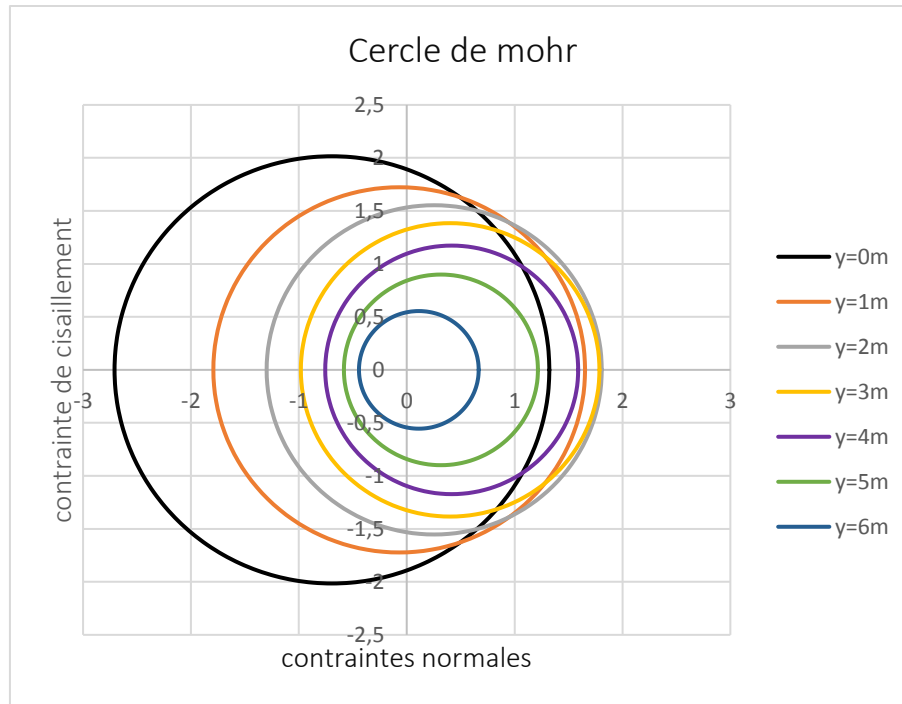


Figure 32: Cercle de Mohr pour les différentes bandes.

La représentation des cercles de Mohr pour les différentes bandes de la paroi génère une enveloppe qui regroupe l'ensemble des états de contrainte du réservoir. Cette enveloppe reste contenue dans les limites des contraintes admissibles, garantissant ainsi la sécurité de la structure.

4.5.3.2. Calcul analytique des contraintes extrêmes de cisaillement et du cisaillement pur

Le calcul analytique des contraintes de cisaillement correspondant aux facettes où les contraintes sont nulles et les contraintes extrêmes de cisaillement est présenté dans le tableau 20 :

Etat de contrainte initial				Etat de contrainte τ_{MAX}				Etat de contrainte τ pour $\delta=0$					
He=6m													
Y (m)	δ_x	δ_y	τ_{xy}	α_0'	τ_{max}	τ_{min}	$\tau(\alpha_0')$	$\delta(\alpha_0')$	$\delta(\beta)$	β	$\tau(\beta)$	$\delta(\beta+\pi/2)$	$\tau(\beta+\pi/2)$
0,00	1,32	-2,71	0,00	0,79	2,02	-	2,02	-0,69	0,00	0,61	1,89	-1,39	-1,89
1,00	1,65	-1,79	0,00	0,79	1,72	-	1,72	-0,07	0,00	0,77	1,72	-0,14	-1,72
2,00	1,81	-1,30	0,00	0,79	1,55	-	1,55	0,25	0,00	0,87	1,53	0,51	-1,53
3,00	1,79	-0,98	0,00	0,79	1,38	-	1,38	0,40	0,00	0,93	1,32	0,81	-1,32
4,00	1,59	-0,76	0,00	0,79	1,17	-	1,17	0,42	0,00	0,97	1,10	0,83	-1,10
5,00	1,22	-0,58	0,00	0,79	0,90	-	0,90	0,32	0,00	0,97	0,84	0,63	-0,84
6,00	0,67	-0,44	0,00	0,79	0,55	-	0,55	0,11	0,00	0,89	0,54	0,22	-0,54
He=5m													
Y (m)	δ_x	δ_y	τ_{xy}	α_0'	τ_{max}	τ_{min}	$\tau(\alpha_0')$	$\delta(\alpha_0')$	$\delta(\beta)$	β	$\tau(\beta)$	$\delta(\beta+\pi/2)$	$\tau(\beta+\pi/2)$
0,00	1,13	-2,45	0,00	0,79	1,79	-	1,79	-0,66	0,00	0,60	0,66	-1,32	-0,66
1,00	1,37	-1,62	0,00	0,79	1,50	-	1,50	-0,12	0,00	0,74	0,12	-0,24	-0,12
2,00	1,44	-1,16	0,00	0,79	1,30	-	1,30	0,14	0,00	0,84	-0,14	0,28	0,14
3,00	1,33	-0,87	0,00	0,79	1,10	-	1,10	0,23	0,00	0,89	-0,23	0,46	0,23
4,00	1,05	-0,66	0,00	0,79	0,86	-	0,86	0,19	0,00	0,90	-0,19	0,38	0,19

5,00	0,59	-0,50	0,00	0,79	0,54	- 0,54	0,54	0,04	0,00	0,82	-0,04	0,08	0,04
6,00	0,67	-0,37	0,00	0,79	0,52	- 0,52	0,52	0,15	0,00	0,93	-0,15	0,29	0,15
He=4m													
Y (m)	σ_x	σ_y	τ_{xy}	α_0'	τ_{max}	τ_{min}	$\tau(\alpha_0')$	σ (α_0'')	σ (β)	β	$\tau(\beta)$	σ ($\beta+\pi/2$)	$\tau(\beta+\pi/2)$
0,00	0,94	-2,23	0,00	0,79	1,58	- 1,58	1,58	-0,64	0,00	0,58	0,64	-1,29	-0,64
1,00	1,10	-1,46	0,00	0,79	1,28	- 1,28	1,28	-0,18	0,00	0,71	0,18	-0,37	-0,18
2,00	1,07	-1,05	0,00	0,79	1,06	- 1,06	1,06	0,01	0,00	0,79	-0,01	0,03	0,01
3,00	0,88	-0,78	0,00	0,79	0,83	- 0,83	0,83	0,05	0,00	0,81	-0,05	0,10	0,05
4,00	0,50	-0,59	0,00	0,79	0,54	- 0,54	0,54	-0,04	0,00	0,75	0,04	-0,08	-0,04
5,00	0,59	-0,44	0,00	0,79	0,51	- 0,51	0,51	0,07	0,00	0,86	-0,07	0,15	0,07
6,00	0,67	-0,31	0,00	0,79	0,49	- 0,49	0,49	0,18	0,00	0,97	-0,18	0,35	0,18
He=3m													
Y (m)	σ_x	σ_y	τ_{xy}	α_0'	τ_{max}	τ_{min}	$\tau(\alpha_0')$	σ	σ (β)	β	$\tau(\beta)$	σ ($\beta+\pi/2$)	$\tau(\beta+\pi/2)$
0,00	0,75	-2,04	0,00	0,79	1,39	- 1,39	1,39	-0,64	0,00	0,55	0,64	-1,29	-0,64
1,00	0,82	-1,33	0,00	0,79	1,07	- 1,07	1,07	-0,26	0,00	0,66	0,26	-0,52	-0,26
2,00	0,71	-0,95	0,00	0,79	0,83	- 0,83	0,83	-0,12	0,00	0,71	0,12	-0,24	-0,12
3,00	0,42	-0,70	0,00	0,79	0,56	- 0,56	0,56	-0,14	0,00	0,66	0,14	-0,28	-0,14

4,00	0,50	-0,52	0,00	0,79	0,51	-0,51	0,51	-0,01	0,00	0,78	0,01	-0,02	-0,01
5,00	0,59	-0,38	0,00	0,79	0,48	-0,48	0,48	0,10	0,00	0,89	-0,10	0,21	0,10
6,00	0,67	-0,26	0,00	0,79	0,47	-0,47	0,47	0,20	0,00	1,01	-0,20	0,40	0,20
He=2m													
Y (m)	σ_x	σ_y	τ_{xy}	α_0'	τ_{max}	τ_{min}	$\tau(\alpha_0')$	σ	$\sigma(\beta)$	β	$\tau(\beta)$	$\sigma(\beta+\pi/2)$	$\tau(\beta+\pi/2)$
0,00	0,56	-1,88	0,00	0,79	1,22	-1,22	1,22	-0,66	0,00	0,50	0,66	-1,32	-0,66
1,00	0,54	-1,23	0,00	0,79	0,88	-0,88	0,88	-0,34	0,00	0,59	0,34	-0,69	-0,34
2,00	0,34	-0,87	0,00	0,79	0,60	-0,60	0,60	-0,26	0,00	0,56	0,26	-0,53	-0,26
3,00	0,42	-0,63	0,00	0,79	0,53	-0,53	0,53	-0,11	0,00	0,68	0,11	-0,21	-0,11
4,00	0,50	-0,46	0,00	0,79	0,48	-0,48	0,48	0,02	0,00	0,81	-0,02	0,04	0,02
5,00	0,59	-0,33	0,00	0,79	0,46	-0,46	0,46	0,13	0,00	0,93	-0,13	0,25	0,13
6,00	0,67	-0,22	0,00	0,79	0,44	-0,44	0,44	0,22	0,00	1,05	-0,22	0,44	0,22
He=1m													
Y (m)	σ_x	σ_y	τ_{xy}	α_0'	τ_{max}	τ_{min}	$\tau(\alpha_0')$	σ	$\sigma(\beta)$	β	$\tau(\beta)$	$\sigma(\beta+\pi/2)$	$\tau(\beta+\pi/2)$
0,00	0,37	-1,76	0,00	0,79	1,06	-1,06	1,06	-0,69	0,00	0,43	0,69	-1,39	-0,69
1,00	0,26	-1,14	0,00	0,79	0,70	-0,70	0,70	-0,44	0,00	0,44	0,44	-0,88	-0,44
2,00	0,34	-0,80	0,00	0,79	0,57	-0,57	0,57	-0,23	0,00	0,58	0,23	-0,46	-0,23

3,00	0,42	-0,58	0,00	0,79	0,50	-	0,50	-0,08	0,00	0,71	0,08	-0,16	-0,08
4,00	0,50	-0,42	0,00	0,79	0,46	-	0,46	0,04	0,00	0,83	-0,04	0,08	0,04
5,00	0,59	-0,29	0,00	0,79	0,44	-	0,44	0,15	0,00	0,95	-0,15	0,29	0,15
6,00	0,67	-0,19	0,00	0,79	0,43	-	0,43	0,24	0,00	1,08	-0,24	0,48	0,24
He=0m													
Y (m)	σ_x	σ_y	τ_{xy}	α_0'	τ_{max}	τ_{min}	$\tau(\alpha_0')$	σ	$\sigma(\beta)$	β	$\tau(\beta)$	$\sigma(\beta+\pi/2)$	$\tau(\beta+\pi/2)$
0,00	0,18	-1,67	0,00	0,79	0,92	-	0,92	-0,74	0,00	0,32	0,74	-1,49	-0,74
1,00	0,26	-1,08	0,00	0,79	0,67	-	0,67	-0,41	0,00	0,46	0,41	-0,82	-0,41
2,00	0,34	-0,76	0,00	0,79	0,55	-	0,55	-0,21	0,00	0,59	0,21	-0,42	-0,21
3,00	0,42	-0,54	0,00	0,79	0,48	-	0,48	-0,06	0,00	0,72	0,06	-0,12	-0,06
4,00	0,50	-0,39	0,00	0,79	0,45	-	0,45	0,06	0,00	0,85	-0,06	0,11	0,06
5,00	0,59	-0,27	0,00	0,79	0,43	-	0,43	0,16	0,00	0,98	-0,16	0,32	0,16
6,00	0,67	-0,17	0,00	0,79	0,42	-	0,42	0,25	0,00	1,11	-0,25	0,50	0,25

4.5.3.3. Présentation du chemin préférentiel des fissures

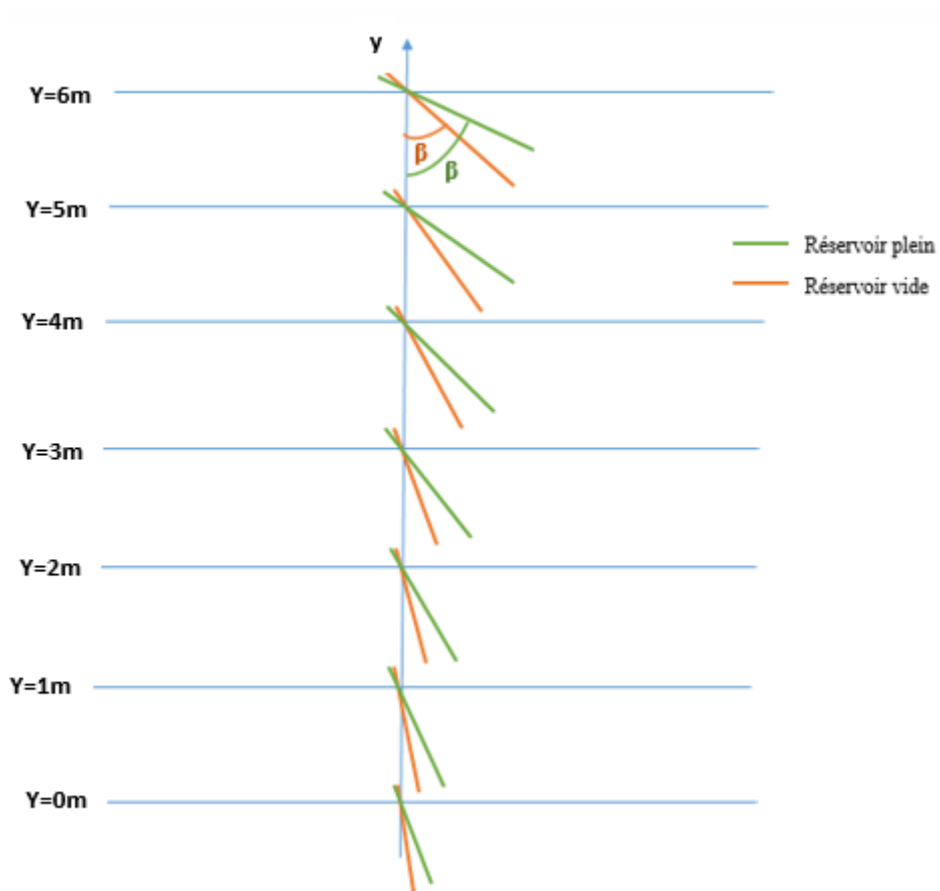


Figure 33: Présentation du chemin préférentiel des fissures.

4.5.3.4. Présentation graphique des fissurations correspondant à chaque bande.

La Présentation graphique des fissurations correspondant à chaque bande est illustrée dans la figure 34 :

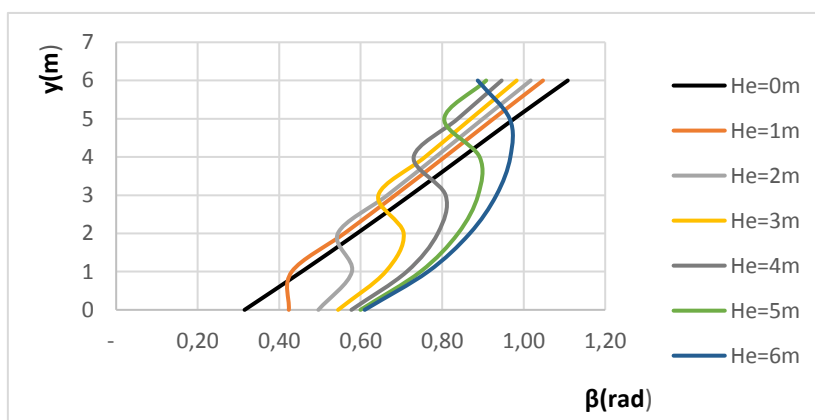


Figure 34: La Présentation graphique des fissurations

Conclusion

En somme, l'établissement de ces fonctions analytiques constitue une étape clé dans la compréhension du comportement mécanique des réservoirs coniques. En traduisant de manière précise les sollicitations induites par le poids propre du béton et la pression hydrostatique, ce travail pose les fondations nécessaires à une évaluation rigoureuse de la sécurité structurelle.

Il ouvre également la voie à une optimisation du dimensionnement, en identifiant les zones les plus sollicitées et en orientant les efforts de conception vers une meilleure maîtrise des contraintes internes.

Conclusion générale

Conclusion

L'approche déterministe exposé au chapitre 2, utilisée pour les ingénieurs pose les bases d'une compréhension approfondie des réservoirs tronconiques, en tenant compte de leur géométrie variable, de la forme tronconique, et de l'impact de la hauteur d'eau sur les sollicitations mécaniques en identifiant les charges agissant sur la paroi inclinée, depuis le sommet jusqu'à la base.

Par ailleurs, la méthode analytique présentée constitue un cadre méthodologique rigoureux pour l'analyse mécanique des états de contrainte de la paroi du réservoir. Les équations présentées permettent de suivre avec précision l'évolution des contraintes normales et tangentielles en n'importe quel point de coordonnées (x, y) de la paroi inclinée tenant compte de la charge hydrostatique.

Dans cette étude, deux cas ont été analysés : le réservoir plein et le réservoir vide. L'approche analytique adoptée a permis de déterminer, en fonction de la hauteur de la bande y , les états de contraintes en chaque point de la paroi. Elle a également mis en évidence les zones où les contraintes normales ou de cisaillement deviennent nulles.

Les résultats obtenus ont montré l'influence significative de la hauteur d'eau sur la répartition des contraintes, mettant en lumière les zones les plus sollicitées mécaniquement. La comparaison entre les deux cas a révélé les effets différenciés de la pression hydrostatique sur le comportement global du réservoir, en particulier concernant l'apparition probable de fissurations.

Cette analyse a également permis d'identifier les chemins préférentiels de propagation des fissures, ce qui constitue un élément clé pour l'évaluation de la sécurité structurelle et pour l'optimisation du renforcement ou du dimensionnement futur du réservoir.

Comme perspective à ce travail de recherche une étude paramétrique de l'angle d'inclinaison (α) serait souhaitable pour comprendre l'évolution et le comportement des états de contrainte de ce type de paroi de réservoir tronconique.

Références bibliographiques

- AFNOR** (2018), Réservoirs en béton pour le stockage d'eau potable – NF EN 1992-3.
- AFNOR (2020)**, *NF EN 1992-3 – Eurocode 2 : conception des structures en béton – Réservoirs et silos*.
- AFGC** (2014), *Guide pour la conception des structures en béton précontraint*, Association Française de Génie Civil.
- CIEH (2005)**, *Manuel pratique de construction de petits réservoirs en maçonnerie*, Centre International de l'Eau et de l'Hygiène.
- Eurocode 2 (EN 1992-3) – Structures en béton – Réservoirs et silos.
- FNTF** (2020), *Réservoirs enterrés : conception, dimensionnement et entretien*, Fédération Nationale des Travaux Publics.
- Fascicule 74 Titre II – Réservoirs en béton : recommandations techniques**.
- Ministère de l'Écologie** (2015), *Guide technique des réservoirs d'eau potable*, CSTB – Chapitre 3, p. 45.
- Duckworth, 2002.** Hodge, A. Trevor. Roman Aqueducts & Water Supply. Lewis, M.J.T. **Cambridge University Press, 2001.** Surveying Instruments of Greece and Rome.
- Angelakis, A. N., & Rose, J. B. (2014).** Evolution of Sanitation and Wastewater Technologies through the Centuries. IWA Publishing.
- Water and Population. 2011.** Grewe, Klaus. The Water Supply of Ancient Rome: City Area,
- Berger, M. (2005).** L'architecture des infrastructures : entre fonction et esthétique. Éditions du Linteau.
- Meynier, G. (2001).** Villes et architectures d'Afrique du Nord. CNRS Éditions.
- Frampton, K. (2020).** Modern Architecture: A Critical History. Thames & Hudson.
- Boucher, M., & Chazal, H. (2011).** *Stockage des liquides et des produits en vrac – Conception et dimensionnement des réservoirs en béton armé*. Éditions Presses des Ponts.
- Assmann Knowledge Base, 2024.** Assmann GmbH. Choosing the Right Tank: FDO vs. Conical Tanks.
- Brennen, C., & Nguyen, T. V. (1979).** Gravity Flow of Granular Materials in Conical Hoppers. Journal of Applied Mechanics.
- Oko, C. O. C. et al. (2010).** Méthode rationalisée pour l'angle de conicité des silos coniques
- Azabi, T. M. (2014).** Behaviour of Reinforced Concrete Conical Tanks under Hydrostatic Loading
- Ansary, A. M., & El Damatty, A. A. (2010, 2011).** Études sur le dimensionnement par éléments finis et optimisation des réservoirs coniques en acier et composite

Augustin-Louis Cauchy formalise en 1822 la notion de tenseur de contrainte via l'argument du tétraèdre, établissant ainsi les bases de la mécanique du solide moderne ».

Trevilla Engineering, 2024. The Importance of Stress Analysis

Cook, R. D, 1995. Finite Element Modeling for Stress Analysis

Discover Engineering, 2025. Stress Analysis in Structures

Nash, W. A. (1972). Schaum's Outline of Strength of Materials (2^e éd.). McGraw-Hill

Webographie

<https://www.sivom-vallee-besbre.fr/>

<https://www.archiexpo.fr/prod/armtec/product-105231-1792637.html>

<https://wikiwater.fr/e16-comment-construire-et.html>

<http://chateau.deau.free.fr/rdef/Dossiers/DossierFR/P03Typologie.htm>

<https://link.springer.com/>

<https://www.archiexpo.fr/prod/armtec/product-105231-1792637.html>

<http://chateau.deau.free.fr/rdef/Dossiers/DossierFR/P03Typologie.htm>

<https://chateauxdeau.com/85-vendee/>