

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

Filière : Génie Civil

Spécialité : Construction métallique

Thème

Analyse probabiliste de la stabilité des réservoirs métalliques sous sollicitations sismiques : Application du code parasismique algérien (RPA2024).

Présenté par :

Mr GUEMMOUN Mouloud

Devant le jury composé de :

Mr DAHMANI L.	Professeur à l'UMMTO	Président.
Mme BOUZID L.	Maitre de conférences B à l'UMMTO	Examinatrice.
Mr ALICHE A.	Maitre de conférences A à l'UMMTO	Encadrant.
Mr AKKOUICHE K.	Maitre de conférences A à l'UMMTO	Invité.
Mr DAHMOUS H.	Maitre de conférences A à l'UMMTO	Invité.

Promotion : 2024/2025

Remerciements

Je tiens en premier lieu à remercier Mr Aliche Amar, enseignement au département de génie civil pour m'avoir encadré et suivi tout au long de la préparation de ce travail, vos conseils et orientations m'ont été très utiles.

Je remercie sincèrement les membres de jury Mr DAHMANI L. et Mme BOUZID L. d'avoir accepté d'évaluer mon travail et pour leurs observations enrichissantes, qui témoignent de leur intérêt.

Mes remerciements vont à l'ensemble des enseignants du département des classes préparatoires de l'École Nationale Supérieure Des Travaux Publics d'Alger (ENSTP) où j'ai eu mes deux premières années de mon cursus universitaire.

Je tiens à remercier l'intégralité des enseignants du département de génie civil de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou (UMMTO) qui m'ont offert tous leurs aides, efforts et connaissances tout au long de mon parcours, particulièrement les enseignants de la formation de master en constructions métalliques.

Je souhaite exprimer ma gratitude à mes collègues pour les heures passées ensemble dans la réalisation de nos travaux, ces espoirs de continuer malgré les difficultés.

Enfin, mes remerciements s'adressent à ma mère, ma sœur ainsi que mes amis pour leurs encouragements et leur contribution à la réalisation de ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce mémoire :

À ma très chère maman ainsi qu'à ma sœur Ouiza qui m'ont toujours soutenu et encouragé pour aller de l'avant.

À ma grand-mère pour sa patience, ses encouragements et sa bienveillance.

À mes amis pour ces bons moments partager ensemble.

À mes collègues de master en constructions métalliques et structures pour cette force, ces encouragements, ces moments de stress de désespoir partager ensemble.

À la mémoire de mon grand-père, qui m'a appris ce que vaut le silence et le goût d'un travail bien fait.

À tous ceux qui rêvent encore, malgré les obstacles.

Résumé

Ce mémoire porte sur l'analyse du comportement sismique des réservoirs métalliques à l'aide d'une approche probabiliste intégrant les incertitudes inhérentes aux actions sismiques.

Contrairement aux méthodes déterministes traditionnelles, cette approche permet d'estimer le taux de défaillance structurelle en tenant compte des variations aléatoires des paramètres influents tels que l'accélération sismique, la pression hydrodynamique et les caractéristiques mécaniques du réservoir. Le travail inclut une modélisation complète selon le RPA 2024.

L'objectif est de garantir stabilité pour le réservoir tout en respectant les exigences de sécurité et de performance. L'approche de fiabilité permet ainsi de mieux appréhender les risques et d'optimiser la conception structurelle face aux sollicitations extrêmes.

Mots clés : Réservoir métallique, mode de défaillance, approche probabiliste, aléa sismique, effet hydrodynamique, incertitudes.

Abstract

This thesis focuses on the seismic behavior analysis of metallic tanks using a probabilistic approach that incorporates the inherent uncertainties of seismic actions. Unlike traditional deterministic methods, this approach allows for the estimation of structural failure rates by accounting for random variations in key parameters such as seismic acceleration, hydrodynamic pressure, and the mechanical properties of the tank. The work includes a comprehensive modeling based on the RPA 2024 guidelines. The objective is to ensure the stability of the tank while meeting safety and performance requirements. The reliability-based approach thus offers a better understanding of risks and enables the optimization of structural design under extreme loading conditions.

Keywords : Steel tank, failure mode, probabilistic approach, seismic hazard, hydrodynamic effect, uncertainties.

Table des matières

Liste des figures	8
Liste des tableaux.....	9
Introduction Générale	11
Chapitre 1 : Généralités sur les réservoirs métalliques et le comportement sismique.....	13
1.1. Typologie des réservoirs métalliques.....	13
1.1.1. Réservoirs à toit fixe	13
1.1.2. Réservoirs à toit flottant.....	13
1.1.3. Réservoirs cylindrique horizontaux	14
1.1.4. Réservoirs sphériques	14
1.2. Comportement général des réservoirs face aux sollicitations sismiques.....	15
1.2.1. Phénomènes physiques principaux	15
1.2.2. Interaction fluide-structure.....	15
1.2.3. Interaction sol-structure	15
1.3. Notion et modes de défaillance des réservoirs métalliques	16
1.3.1. Effet du ballotement.....	17
1.3.2. Flambement des parois	17
1.3.3. Pression hydrodynamique	18
1.3.4. Effet d'ancrage.....	18
1.4. Normes et règlements applicables	19
1.4.1. API 650	19
1.4.2. American Society of Mechanical Engineers (ASME).....	19
1.4.3. Eurocode	19
1.4.4. NF EN 14015	19
1.4.5. RPA 2024.....	20
1.5. Stabilité dynamique des réservoirs de stockage - État de l'art	20
1.5.1. Modélisation dynamique.....	20
1.5.2. Méthodes probabilistes et analyses de fiabilité.....	22
1.6. Conclusion	22
Chapitre 2 : Approche probabiliste appliquée aux structures de stockages.....	24
2.1. Principes de l'analyse probabiliste en génie civil	24
2.2. Sources d'incertitudes dans l'analyse sismique.....	25

2.2.1.	Incertitudes liées aux séismes	25
2.2.2.	Incertitudes structurelles	26
2.2.3.	Incertitudes analytiques	26
2.3.	Méthodes de modélisation probabiliste	27
2.3.1.	Méthode de Monte Carlo	27
2.3.2.	La méthode de Second Order Second Moment	28
2.3.3.	First Order Reliability Method.....	29
2.3.4.	Second Order Reliability Method	31
2.4.	Fiabilité structurelle et probabilités de défaillance	35
2.5.	Études précédentes utilisant une approche probabiliste pour les structures sismiques 36	
2.6.	Conclusion	37
Chapitre 3 : Analyse déterministe du comportement sismique d'un réservoir métallique		39
3.1.	Calcul hydrodynamique avec le modèle de Westergaard	40
3.2.	Calcul de l'accélération sismique S_a	41
3.3.	Dimensionnement de l'ouvrage selon l'EUROCODE	43
3.3.1.	Dimensionnement du toit.....	43
3.3.2.	Dimensionnement de la robe (viroles).....	44
3.3.3.	Dimensionnement du fond du réservoir.....	45
3.3.4.	Calcul de la tôle annulaire.....	45
3.3.5.	Joint de bordure à la jonction coque-toit.....	46
3.3.6.	Raidisseurs primaires et secondaires	47
3.3.7.	Calcul du moment stabilisant.....	49
3.4.	Vérification de la stabilité de l'ouvrage.....	50
3.4.1.	Stabilité vis-à-vis du renversement sous l'effet du vent	51
3.4.2.	Stabilité vis-à-vis du renversement sous l'effet hydrodynamique.....	52
3.4.3.	Calcul des ancrages.....	52
3.4.4.	Vérification des soudures.....	54
3.4.5.	Vérification au ballotement.....	59
3.4.6.	Vérification du pas d'éléphant.....	60
3.5.	Application pratique.....	61
3.5.1.	Présentation du projet	61
3.5.2.	Choix des matériaux	62
3.5.3.	Caractéristiques du site	64

3.5.4.	Calcul des différents éléments de l'ouvrage selon L'EUROCODE 3	69
3.5.5.	Vérification de l'ouvrage sous différents modes de défaillances	70
3.6.	Conclusion	73
Chapitre 4 : Analyse probabiliste de la stabilité dynamique.....		75
4.1.	Définition des variables aléatoires	75
4.2.	Modes de ruine et fonctions d'états limites	75
4.2.1.	État de limite ultime de la stabilité au renversement	75
4.2.2.	État limite de service des soudures	76
4.2.3.	Effet de ballonnement.....	76
4.2.4.	Pas d'éléphant (Elephant-foot)	76
4.3.	Identification des variables considérées.....	77
4.3.1.	Chargement sismique aléatoire	77
4.3.2.	Mise en œuvre informatique	78
4.4.	Application pratique.....	80
4.4.1.	Évaluation de la probabilité de défaillance	80
4.4.2.	Choix du nombre de tirage.....	80
4.4.3.	Évolution de P_f en fonction des modes de ruines	81
4.4.4.	Effet du site sur l'évolution de P_f	83
4.4.5.	Effet de la zone et du site sur l'évolution de P_f	83
4.5.	Conclusion	86
Conclusion générale.....		88
Référence bibliographique		90

Liste des figures

Figure 1-1 : Réservoir à toit fixe.....	13
Figure 1-2 : Réservoir à toit flottant	14
Figure 1-3 : Réservoir cylindrique horizontal.....	14
Figure 1-4 : Réservoir sphérique.....	15
Figure 1-5 : Différents domaines d'une fonction d'état limite.	16
Figure 1-6 : (a) Ballotement linéaire-(b) Ballotement faiblement non-linéaire-(c) Ballotement fortement non-linéaire (Source : R. A. Ibrahim, 2005).....	17
Figure 1-7 : Pied d'éléphant	18
Figure 1-8 : Allongement d'une tige d'ancrage	18
Figure 1-9 : Rupture d'une tige d'ancrage	19
Figure 1-10 : Modèle de Houzner.....	21
Figure 1-11 : Discrétisation en éléments finis d'un réservoir métallique.	21
Figure 2-1 : Démarche générale d'une analyse de fiabilité	24
Figure 2-2 : Organigramme de l'approche probabiliste.....	25
Figure 2-3 : Calcul de la défaillance avec la méthode de Monte Carlo.....	28
Figure 2-4 : L'algorithme numérique pour calculer l'indice de fiabilité β_{HL}	31
Figure 2-5 : Fonctions d'état limite linéaires et non linéaires	32
Figure 2-6 : Rotation de l'axe dans l'espace normalisé	33
Figure 3-1 : Spectre de réponse élastique (Sae/g).....	43
Figure 3-2 : Schéma du rôle de la tôle annulaire.	46
Figure 3-3 : Joint de bordure à la jonction coque-toit.....	47
Figure 3-4 : Transformation de la virole.....	48
Figure 3-5 : Schéma explicatif de la vérification vis-à-vis du vent.	51
Figure 3-6 : Schéma des contraintes internes.	56
Figure 3-7 : Schéma explicatif des soudures selon l'ASME Section VIII.	58
Figure 3-8 : Réservoir métallique posé au sol.	61
Figure 3-9 : Valeurs des Pondérations P_q selon RPA2024.	67
Figure 3-10 : Vérifications de la stabilité au vent de MATLAB.	70
Figure 3-11 : Courbe du spectre de réponse correspondante.....	71
Figure 3-12 : Force de WESTERGAARD ainsi que son moment renversant.....	72
Figure 3-13 : Résultat sur le nombre d'ancrage donné par MATLAB.....	72
Figure 3-14 : Résultats de MATLAB pour les vérifications des soudures selon l'EUROCODE.	72
Figure 3-15 : Résultats de MATLAB pour les vérifications des soudures selon l'API650.....	73
Figure 3-16 : Vérification au ballotement.....	73

Liste des tableaux

Tableau 1 : Tableau comparatif des méthodes probabilistes	34
Tableau 2 : Épaisseurs minimales des viroles selon l'EUROCODE.....	45
Tableau 3 : Les spécifications du fond selon l'EUROCODE.	45
Tableau 4 : Cornières minimales à prendre.	47
Tableau 5 : Cornière de rive à prendre en fonction du diamètre du réservoir.	48
Tableau 6 : Aires de traction des boulons en fonction des diamètres.....	53
Tableau 7 : Valeurs des coefficients β_w et γ_{Mw}	55
Tableau 8 : Tableau 9-2 de l'API650.	58
Tableau 9 : Exigences et tests des soudures selon l'API650.....	59
Tableau 10 : Caractéristiques géométriques du réservoir.	62
Tableau 11 : Composition chimique de l'A283 Gr C.....	63
Tableau 12 : Caractéristiques mécaniques de l'A283 Gr C.	63
Tableau 13 : Composition chimique de l'A573 Gr 70.	63
Tableau 14 : Caractéristiques mécaniques de l'A573 Gr 70.	64
Tableau 15 : Classement des zones sismiques selon RPA 2024.....	64
Tableau 16 : Classement de la combe de Kais, Wilaya de Khenchela.	64
Tableau 17 : Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération de zone.....	65
Tableau 18 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique des types 1 et 2.....	66
Tableau 19 : Valeurs des coefficients d'importance.....	66
Tableau 20 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique vertical de type 1.....	68
Tableau 21 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique vertical de type 2.....	68
Tableau 22 : Épaisseurs des viroles données par MATLAB.	69
Tableau 23 : Épaisseurs du fond et du toit.....	69
Tableau 24 : Renforts du réservoir.....	69
Tableau 25 : Valeurs utiliser dans le calcul sismique.	70
Tableau 26 : Pressions de l'effet hydrodynamique.	71

A decorative horizontal border with a scroll-like appearance, featuring rounded ends and a slight shadow effect. The text is centered within this border.

Introduction Générale

Introduction Générale

La révolution industrielle apparue au cours des dernières décennies a incité les ingénieurs à concevoir des structures de stockage capables de garantir la sécurité des liquides, même en grande quantité. Cela a donné naissance à différents types de réservoirs, notamment ceux en béton armé et en acier.

Dans le cadre de notre projet, nous nous concentrerons sur les réservoirs métalliques, qui jouent un rôle crucial dans le stockage de liquides dans les industries pétrochimiques, les centrales énergétiques, et les infrastructures hydrauliques.

La conception de ces réservoirs repose sur des approches déterministes, qui doivent satisfaire à la fois aux exigences fonctionnelles (capacité, durabilité) et aux exigences de sécurité liées aux charges dynamiques telles que les séismes ou le vent. Cette considération est particulièrement importante en raison de leur large surface exposée et de leur faible rigidité.

Par ailleurs, une approche probabiliste a également été adoptée dans cette étude pour évaluer la fiabilité structurelle, en prenant en compte les incertitudes liées aux séismes, aux propriétés des matériaux et aux conditions aux limites.



**Généralités sur les réservoirs métalliques et
le comportement sismique**

Chapitre 1 : Généralités sur les réservoirs métalliques et le comportement sismique

1.1. Typologie des réservoirs métalliques

Dans de nombreux domaines industriels, on utilise des réservoirs métalliques pour entreposer des liquides, des gaz ou des matières solides. Dans ce qui suit nous citons les différentes catégories de ces ouvrages et leurs usages.

1.1.1. Réservoirs à toit fixe

Les réservoirs cylindriques verticaux à toit fixe (fig. 1.1), reposant sur le sol et munis d'un toit rigide soudé à la coque, sont des ouvrages conçus pour le stockage des produits peu volatils, ainsi que de l'eau (U. Sharma, s.d).

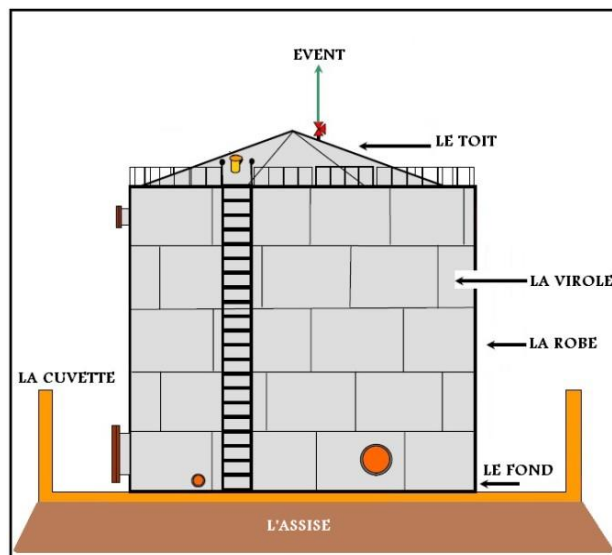


Figure 1-1 : Réservoir à toit fixe

1.1.2. Réservoirs à toit flottant

Comprennent une structure flottante qui se déplace suivant les mouvements de descente et de montée du produit soit dans un bac ouvert soit dans un bac à toit fixe. Ces réservoirs, en raison de leur remarquable capacité à réduire les pertes par évaporation sont réservés aux produits volatils. La capacité de ces réservoirs peut être très importante (plus de 35 000 m³).

Il existe deux types de réservoirs à toit flottant :

- a) **Bacs à toit flottant externe** : le mécanisme de couverture, est basé sur un toit installé à l'air libre dans des bacs ouverts. La face inférieure du toit est complètement mouillée par le liquide sur lequel le toit flotte. Pratiquement aucun vide entre le liquide et la

toiture existe, ce qui permet de réduire considérablement les pertes par évaporation et les risques d'incendie.

- b) **Bacs à toit flottant interne** : Ce sont des bacs à toit fixe dans lesquels est installé un toit flottant simplifié également appelé écran flottant.



Figure 1-2 : Réservoir à toit flottant

1.1.3. Réservoirs cylindrique horizontaux

Ce type de structures sont souvent installés au-dessus du sol sur des berceaux supports. Leurs extrémités sont terminées par des fonds emboutis hémisphériques ou elliptiques. Ces récipients sont destinés aux stockages sous forte pression, mais leur emploi est limité en général à de faibles capacités.



Figure 1-3 : Réservoir cylindrique horizontal

1.1.4. Réservoirs sphériques

Ces ouvrages sont généralement supportés par des poteaux disposés au niveau de l'équateur ou, quelquefois, par une jupe métallique ou un massif de béton placé sous l'hémisphère inférieur. Ces ouvrages sont parfaitement adaptés au stockage sous forte pression et permettent la réalisation économique de grandes capacités (A. Benarous, 2018).



Figure 1-4 : Réservoir sphérique

1.2. Comportement général des réservoirs face aux sollicitations sismiques

Contrairement aux bâtiments, les réservoirs de stockage de grande capacité (verticaux/horizontaux) présentent un comportement dynamique particulier, allant de la simple déformation à des dommages plus importants, voir la rupture totale. Ainsi, le type de comportement dépendra de plusieurs facteurs influents, notamment le type d'ouvrage, le produit stocké, la taille, le site d'implantation et l'intensité du séisme.

Leur comportement est résumé ci-après :

1.2.1. Phénomènes physiques principaux

Lors d'une action sismique, Les réservoirs peuvent subir des déformations. Le flambement des parois ou bien le pas d'éléphant résultant des compressions dynamiques. Le glissement et le soulèvement provoqués par les forces horizontales et verticales respectivement. Enfin, le claquage du toit causé par le mouvement du liquide frappant violemment le toit ou les parties supérieures (Calvi, G. M., & Nascimbene R., 2023).

1.2.2. Interaction fluide-structure

Les mouvements du sol induisent des oscillations du liquide provoquant des pressions variables sur les parois du réservoir. Cette interaction appelé interaction fluide-structure (FSI) modifie la répartition des efforts internes plus particulièrement dans le pied et toit du réservoir. Le liquide peut se comporter comme une masse impulsive (solidaire de la structure) et partiellement comme une masse convective (oscillant librement) influençant la réponse du système d'où l'importance de prendre en compte cette interaction afin d'éviter toute forme de sous-estimation (Housner, G. W, 1963).

1.2.3. Interaction sol-structure

Les mouvements du sol durant un séisme ne sont pas transmis à la base du réservoir seulement car ils sont modifiés par les propriétés mécaniques du sol et celles de la structure, engendrant

des effets d'amplification ou d'atténuation. Ce phénomène est appelé l'interaction sol-structure (ISS) et peut altérer la période propre du réservoir, modifier la répartition des pressions hydrodynamiques. Sa prise en compte est donc nécessaire pour garantir la stabilité et la sécurité de la structure sous sollicitation sismique. (A. S. Veletsos & Y. Tang, 1990).

1.3. Notion et modes de défaillance des réservoirs métalliques

Les réservoirs de stockage peuvent subir une perte de performance due à plusieurs facteurs tels que : l'effet de ballotement, le flambement des parois, la pression hydrodynamique et l'effet d'ancrage. Ces effets peuvent affecter la stabilité et la durabilité du réservoir, notamment en cas d'événements externes comme les sollicitations sismiques.

Notons que le niveau de fiabilité dépend du mode de défaillance choisi, qui à son tour permet de définir la marge de sécurité ou la fonction d'état limite à respecter. Cette fonction d'état limite notée G s'écrit comme suit :

$$M = G(R, S)$$

Avec :

M : Marge de sécurité de la fonction G .

R : Résistance du matériau constitutif.

S : Sollicitations imposés.

Ainsi qu'on peut e domaines pour la fonction d'état limite (Fig 1-5) :

$G(R, S) < 0$: Domaine de défaillance.

$G(R, S) > 0$: Domaine de sécurité.

$G(R, S) = 0$: État limite.

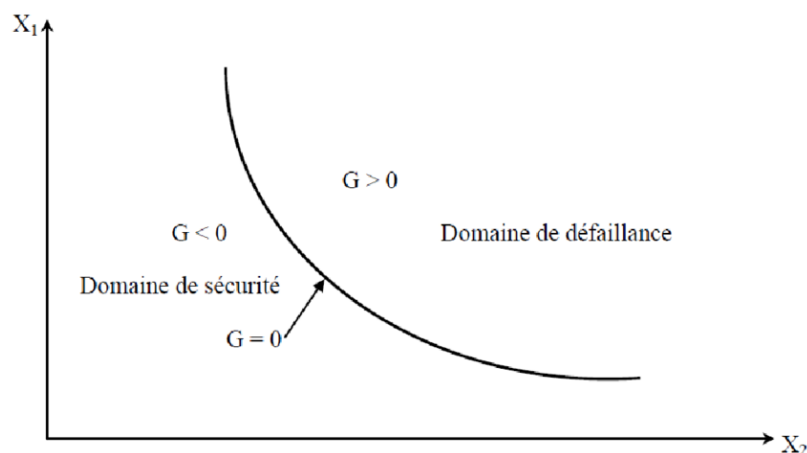


Figure 1-5 : Différents domaines d'une fonction d'état limite.

1.3.1. Effet du ballotement

Le phénomène de ballotement du liquide, correspond à l'oscillation de la surface du liquide due à l'excitation de son contenant. Il s'agit d'un phénomène qui peut être fortement non-linéaire. Cependant sous certaines hypothèses, le ballotement ou la forme des vagues de pression se propageant en surface peut être modélisé linéairement. (Goulmot, D. 2012).

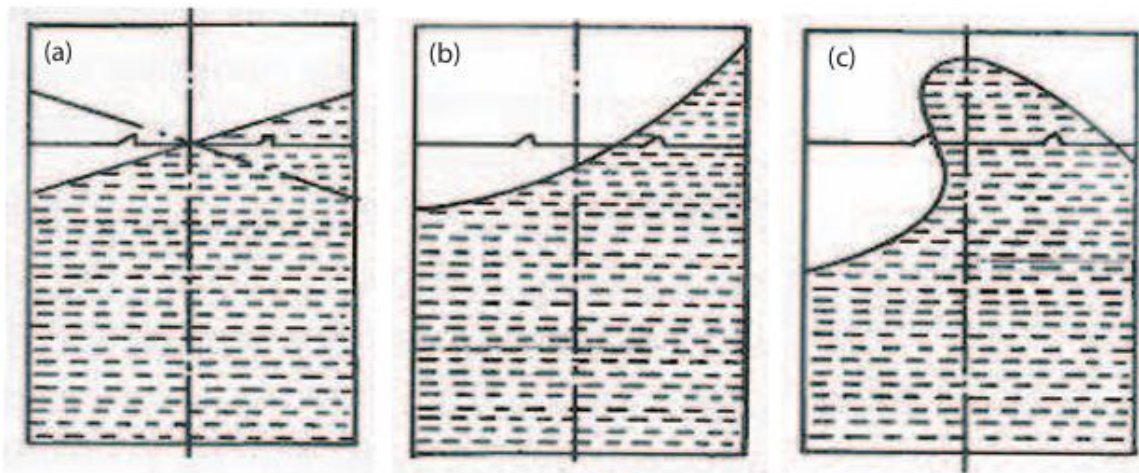


Figure 1-6 : (a) Ballotement linéaire-(b) Ballotement faiblement non-linéaire-(c) Ballotement fortement non-linéaire (Source : R. A. Ibrahim, 2005)

(a) le liquide subit de très faibles oscillations et sa surface reste plane. Il s'agit d'un cas parfaitement linéaire qui peut être décrit par les équations d'oscillation d'un pendule linéaire.

(b) le liquide subit des oscillations plus ou moins importantes et sa surface n'est plus plane.

(c) le liquide possède un mouvement fortement non-linéaire en surface principalement due à des changements rapides de vitesses associés aux impacts de la pression hydrodynamique au voisinage de la surface libre du liquide.

1.3.2. Flambement des parois

En combinant une compression axiale ainsi que la flexion dû au séisme peut provoquer un flambage localisé en forme de renflement vers l'extérieur, généralement près de la base du réservoir nommé : pied d'éléphant, observé généralement sur les réservoirs larges ($H / D < 1$).



Figure 1-7 : Pied d'éléphant

1.3.3. Pression hydrodynamique

Il s'agit d'une surpression générée par le mouvement du liquide contenu dans le réservoir lors du séisme, de plus de la pression hydrostatique résultante du poids du fluide. La pression hydrodynamique résulte de l'accélération du liquide due aux secousses sismiques. Elle se répartit de manière non uniforme sur la hauteur du réservoir et varie dans le temps en fonction des caractéristiques de l'excitation sismique, de la géométrie du réservoir et de la profondeur du fluide (M. A. Haroun, 1983).

1.3.4. Effet d'ancrage

Ce sont des réservoirs fixés à la fondation à l'aide des tiges d'ancrages ce qui offre une meilleure résistance au glissement, au soulèvement ainsi qu'un meilleur contrôle du comportement sismique (renversement), mais les ancrages peuvent subir des efforts de traction, cisaillement et aussi une concentration des efforts au niveau du joint entre la virole basse et la fondation (Y. Zhang & J. J. Jiang, 2009).



Figure 1-8 : Allongement d'une tige d'ancrage



Figure 1-9 : Rupture d'une tige d'ancrage

1.4. Normes et règlements applicables

Le dimensionnement d'un réservoir métallique peut être soumis à diverses normes et réglementations en fonction du lieu du projet (pays), de la catégorie de réservoir (enterré, aérien, cylindrique, sphérique...), des sollicitations (pression, vent, séisme, température, etc.) et des critères de sécurité. Dans cette étude, nous nous sommes appuyés sur les normes suivantes :

1.4.1. API 650

La norme API 650 (American Petroleum Institute Standard 650) est une norme américaine relative à la conception (calcul des éléments), la fabrication, l'inspection et l'installation de réservoirs métalliques soudés à fond plat, destinés au stockage de liquides sous pression atmosphérique ou légèrement supérieure.

1.4.2. American Society of Mechanical Engineers (ASME)

La partie ASME SECTION VIII est une norme américaine qui traite la conception, fabrication et test des ouvrages à pression utilisé souvent dans la conception des réservoirs métalliques plus précisément des soudures car l'API650 ne fournit pas de vérifications pour celles-ci.

1.4.3. Eurocode

La norme Eurocode 3 – EN 1993-4-2 (Partie 4-2) fait partie de l'ensemble des Eurocodes dédiés au dimensionnement des structures en acier, et plus précisément le calcul des réservoirs métalliques, dans celle-ci il s'agit d'un calcul semi probabiliste. Elle complète l'API 650 car elle est plus rigoureuse du comportement structural quant au calcul sous effet combinés des charges permanentes, variables et dynamiques ainsi que les vérifications liées aux soudures, ancrages, fondations...

1.4.4. NF EN 14015

La norme NF EN 14015 de son titre complet : “ Réservoirs de stockage verticaux cylindriques soudés pour le stockage des liquides à température ambiante et supérieure – Conception et

construction ” est une norme européenne qui spécifie les règles de conception et de construction des réservoirs verticaux cylindriques de stockage en acier, soudés sur site, destinés au stockage de liquides à température ambiante ou élevée, généralement non réfrigérés.

1.4.5. RPA 2024

Les Règles Parasismiques Algériennes (RPA 2024), officiellement désignées sous le nom de Document Technique Réglementaire DTR-BC 2.48, il constitue un document technique réglementaire qui établit les normes à respecter pour la conception et la réalisation de structures parasismiques en Algérie.

Cette nouvelle version marque une mise à jour majeure des normes de construction parasismique en Algérie, remplaçant la version précédente de 2003.

1.5. Stabilité dynamique des réservoirs de stockage - État de l'art

La stabilité dynamique d'un réservoir métallique sous charges sismiques ou dynamiques est une thématique critique en ingénierie, notamment dans les zones sismiques, elle vise la capacité de l'ouvrage à résister face aux sollicitations dynamiques et le tout sans perte de stabilité globale.

Et pour ce fait, plusieurs méthodes sont mises en œuvre notamment :

1.5.1. Modélisation dynamique

a) Modèle simplifié (Masse-ressort)

Introduits par **Houzner (1963)**, qui a pour principe de décomposer la réponse dynamique du liquide en deux composantes :

- **Action passive** : représente la masse du liquide qui se déplace solidairement avec le réservoir contribuant à l'inertie du système où l'obtient un système mécanique en considération une masse M_i liée à la paroi du réservoir d'une hauteur H_i de façon à ce qu'elle exerce les mêmes efforts horizontaux que la masse du condensat équivalente.
- **Action active** : Correspond à la partie du liquide qui oscille causé par l'action sismique (effet de sloshing) provoquant des efforts d'oscillations.

On obtient un système mécanique en considérant une masse M_0 retenu par des ressorts de raideurs K_0 à un niveau H_0 dont les oscillations horizontales exerçant les mêmes efforts de vibration que la masse active du liquide.

N.B : cette méthode n'est applicable que si le quotient de la hauteur sur le rayon du réservoir est inférieur à 1.5 ($H/R < 1.5$) (C. Toumi, 2021).

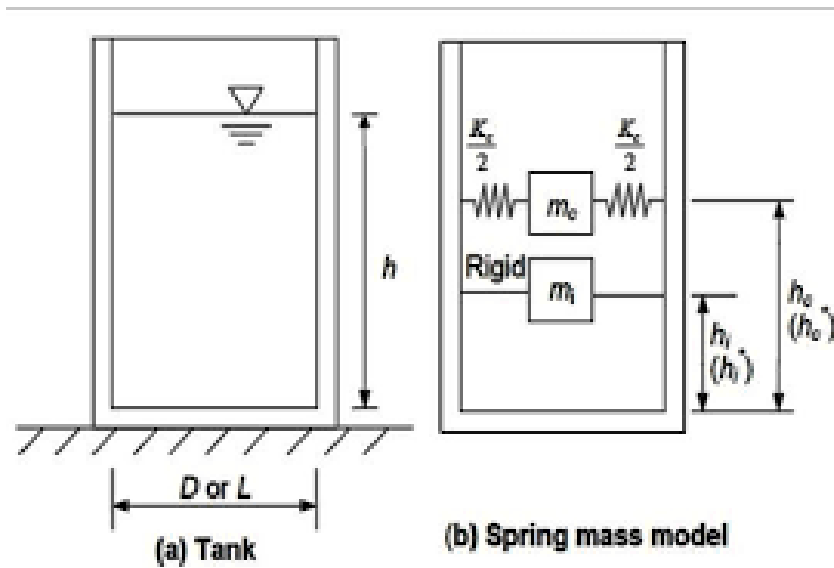


Figure 1-10 : Modèle de Houzner

b) Modèle éléments-finis

Il est largement utilisé pour son approche réaliste et plus précise que les modèles simplifiés, qui a pour conviction de discrétiser la structure et le liquide comme un ensemble d'éléments finis interconnectés (maillage).

Elle peut intégrer la géométrie complexe, les propriétés non linéaires des matériaux, les effets de contact, et surtout l'interaction fluide-structure (FSI) (Belytschko Liu & Moran, 2000).

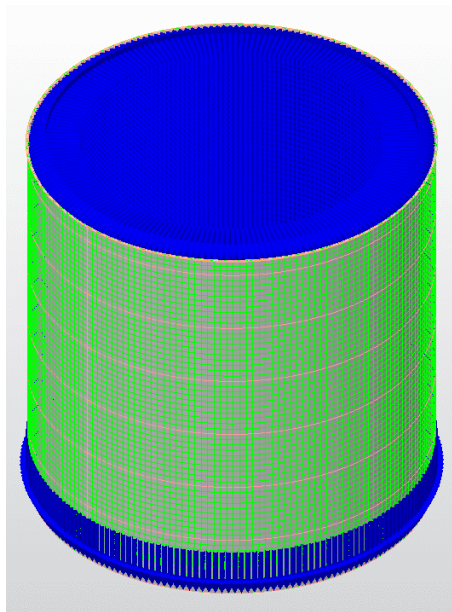


Figure 1-11 : Discrétisation en éléments finis d'un réservoir métallique.

1.5.2. Méthodes probabilistes et analyses de fiabilité

Les méthodes probabilistes permettent de prendre en compte les incertitudes liées aux actions sismiques, aux matériaux et aux conditions de modélisation. Contrairement aux approches déterministes, elles évaluent d'une manière réaliste la probabilité de défaillance d'un système à l'aide de lois statistiques.

a) Approche déterministe

Il s'agit d'une méthode classique où le calcul se fait suivant une approche déterministe dans laquelle on ne tient compte que de valeurs fixes qui conduisent à un résultat unique sous forme d'une contrainte maximale ou bien d'un effort... Donc en intégrant cette méthode on ignore les incertitudes autrement dit on ne tient pas compte de toutes les situations possibles, en conséquence ça se peut qu'on sous-estime le risque réel ou même le surestimer.

b) Approche probabiliste

Contrairement à l'approche déterministe, cette méthode est rigoureuse quant à l'analyse car on tient compte de toutes les incertitudes et de tous les scénarios possibles afin de quantifier le risque de défaillance de l'ouvrage (Ditlevsen & Madsen, 1996).

L'objectif principal est d'estimer la probabilité de défaillance c'est-à-dire la probabilité que la résistance soit inférieure à la sollicitation :

$$P_f = P (R < S)$$

Pour ce fait, on intègre la variation des paramètres en les modélisant avec des distributions statistiques, des méthodes numériques qu'on détaillera dans le prochain chapitre.

Cette méthode est couramment utilisée en ingénierie car elle permet une optimisation fiable en question de sécurité de l'ouvrage d'un côté, et de l'autre même le coût.

1.6. Conclusion

Ce chapitre a permis d'établir les bases essentielles relatives aux réservoirs métalliques, tant sur le plan de leur typologie, de leur fonctionnement structurel jusqu'à l'état de l'art concernant leur stabilité. Les éléments présentés constituent ainsi un socle fondamental pour aborder les méthodes de modélisation et d'analyse détaillée dans les chapitres suivants.

A decorative horizontal border with rounded ends, resembling a scroll, containing the title text.

**Approche probabiliste appliquée
aux structures de stockages**

Chapitre 2 : Approche probabiliste appliquée aux structures de stockages

2.1. Principes de l'analyse probabiliste en génie civil

Face à l'évolution de construire des ouvrages fiables et économiques (C. Cremona, 2003), les ingénieurs ont dû développer un concept de sécurité basé sur la théorie de la fiabilité structurale.

L'évaluation de la fiabilité part du principe du calcul de la probabilité d'un ouvrage à satisfaire toutes les charges qui lui reviennent ce pour une durée de vie donnée (50 ans par exemple), le calcul de cette probabilité exige le passage par une méthodologie assez rigoureuse en quatre étapes comme le montre la Figure 2-1 (A. Aliche, 2016) :

- En premier lieu, on définit le système mécanique déterministe principalement la géométrie, les caractéristiques des matériaux ainsi que les conditions aux limites.
- En second lieu, on entame la démarche du calcul probabiliste en définissant les paramètres aléatoires et on leur associe les lois de probabilités adéquates.
- Par la suite, on fixe la ou les fonctions d'états limites (scénarios de défaillance possible) pour lequel / lesquelles on veut évaluer la probabilité de défaillance.
- Enfin, évaluer les probabilités qui dépassent les états limites et études de sensibilité éventuelles.

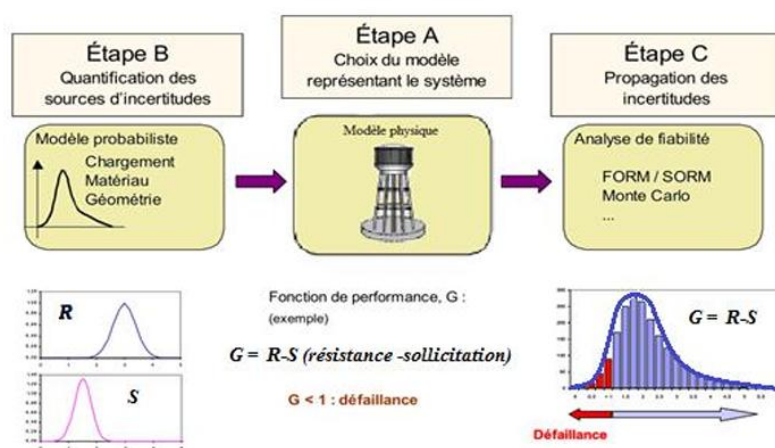


Figure 2-1 : Démarche générale d'une analyse de fiabilité

L'organigramme ci-après à la Figure (O. Tebbi, 2005) résume les étapes de l'approche probabiliste :

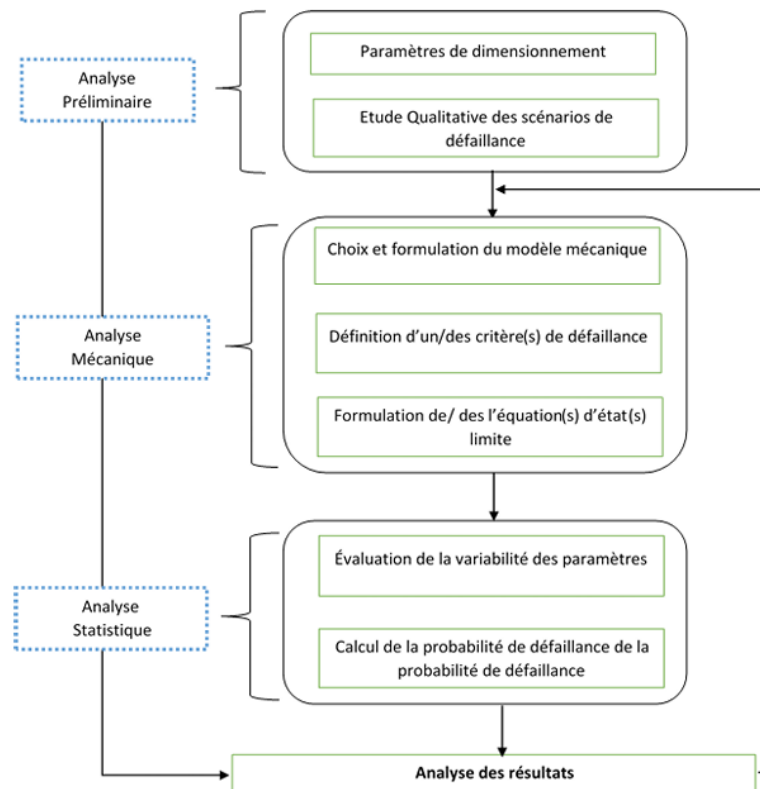


Figure 2-2 : Organigramme de l'approche probabiliste

2.2. Sources d'incertitudes dans l'analyse sismique

Afin d'assurer la fiabilité en analyse sismique, les incertitudes doivent être prise en compte la raison pour laquelle on a pu les classer en trois catégories :

2.2.1. Incertitudes liées aux séismes

Cette partie concerne le séisme lui-même :

a) Aléa sismique

En parlant de l'aléa sismiques, on fait référence aux paramètres du séisme : la magnitude, la distance de la faille et la profondeur de l'épicentre qui sont assez complexe à déterminer avec précision ce qui laisse place aux incertitudes en termes d'évaluation.

b) Variabilité des accélérogrammes

Dans le cas on a les mêmes paramètres pour un séisme, la durée et l'amplitude des accélérogrammes peut varier à cause d'autres paramètres comme la vitesse de propagation des ondes ce qui nous fait une autre source d'incertitude.

c) Effets de site

Les conditions du sol influencent la réponse sismique comme la stratification du sol, sa nature... peuvent influencer l'intensité des secousses. Dans ce cas, l'incertitude est existante du fait que ces effets ne sont pas toujours compris.

2.2.2. Incertitudes structurelles

Les incertitudes proviennent de la connaissance plus au moins parfaite de la structure réelle, s'ils ne sont pas bien pris en compte on se retrouvera avec un écart important entre le modèle et la réalité, elles sont résumées ci-après :

a) Propriétés des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux comme le module d'élasticité, la ductilité... peuvent varier selon la fabrication et aussi selon les conditions auxquelles elles sont soumises, ou même le vieillissement laissant place une autre fois à l'incertitude.

b) Dissipation d'énergie

Il s'agit de l'amortissement structurel qui est représenté par un coefficient d'amortissement, son estimation s'avère complexe mais il est essentiel afin de déterminer combien d'énergie sismique sera absorbé par la structure lors d'une secousse.

c) Conditions aux limites

Les fondations, les appuis et l'interaction sol-structure jouent un rôle majeur dans la réponse dynamique, s'ils sont mal modélisés cela crée une incertitude.

2.2.3. Incertitudes analytiques

Des incertitudes sont associées aux choix méthodologiques et aux simplifications appliquées lors de l'étude sismique. Ces limites résultent des outils numériques, des techniques d'analyse et des suppositions établies. On y trouve :

a) Type d'analyse utilisé

Le type d'analyse choisi (statique équivalente, analyse spectrale ...) influence la réponse sismique. La méthode la plus simple permet de faire un calcul rapide mais pas assez précis, tant dis que qu'une méthode complexe peut donner un résultat assez précis mais en contrepartie, elle nécessite plus de temps, de données et une certaine puissance de calcul.

b) Simplification du modèle

Souvent on essaie de simplifier le calcul en s'appuyant sur certaines approximations comme un passage d'une modélisation 3D en 2D ou bien négliger certains modes de vibrations. Tout cela peut influencer la fiabilité des résultats.

c) Paramètres numériques

Les paramètres numériques peuvent être une source d'incertitude car ils relèvent des choix numériques choisis lors de la résolution numérique du modèle où l'on peut trouver par exemple le pas de temps (Δt).

2.3. Méthodes de modélisation probabiliste

Dans le cadre probabiliste classique, les incertitudes sont modélisées comme des variables aléatoires avec certaines caractéristiques de distribution (B. Chemali, 2024). Soit $\bar{X} = [\bar{X}_1, \dots, \bar{X}_m]^T$ désigne le vecteur des variables aléatoires et X le vecteur des variables déterministes ; la probabilité de défaillance P_f peut être donnée par :

$$P_f = P [g(X, \bar{X}) \leq 0] = \int \dots \int_{g(X, \bar{X}) \leq 0} p_x(x, \bar{x}) dx_1 \dots d\bar{x}_m$$

où $g(X, \bar{X}) = \bar{y} - y(X, \bar{X})$ est la fonction de performance du système.

$P[\cdot]$ dénote la probabilité.

- $g(X, \bar{X}) \leq 0$ définit l'événement de défaillance.
- $p_x(x, \bar{x})$ est la fonction de densité de probabilité conjointe.
- y est la variable de performance et \bar{y} est le niveau limite correspondant.

Afin d'évaluer l'intégrale ci-dessus plusieurs méthodes sont mises en œuvre, on trouve :

2.3.1. Méthode de Monte Carlo

Cette méthode est utilisée lorsque la solution analytique ne peut être utiliser ou bien le domaine de défaillance ne peut être exprimé ou approché par une forme analytique (Melchers, 2002). L'estimation de Monte Carlo est exprimée comme suit :

$$P_f = \frac{n}{N}$$

Où N est le nombre de cas total.

n est le nombre de cas qui dépassent la limite.

Le seul souci de cette méthode se trouve dans le fait d'avoir une précision, il faut un grand nombre de cas.

La figure 2-3 nous montre le calcul de la défaillance suivant la méthode de Monte Carlo.

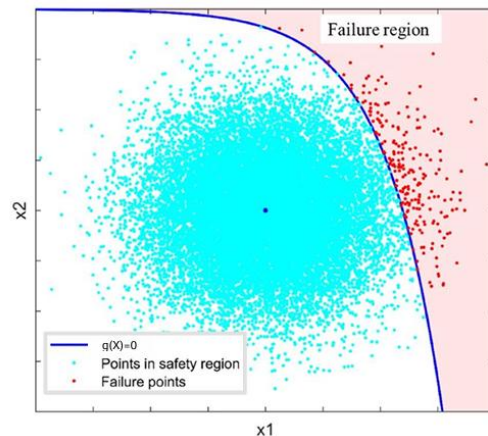


Figure 2-3 : Calcul de la défaillance avec la méthode de Monte Carlo

On peut calculer le pourcentage d'erreur de cette méthode en utilisant les différents paramètres définis précédemment :

$$\% \text{erreur} = 200 \sqrt{\frac{1 - P_f}{N}}$$

2.3.2. La méthode de Second Order Second Moment

La première alternative relativement simple à Monte Carlo est la méthode du Second Order Second Moment (SOSM), qui produit une linéarisation autour de la valeur moyenne des variables aléatoires d'entrée d'un problème probabiliste.

Dans cette méthode, un développement en série de Taylor de premier ordre et second ordre de la fonction de performance autour des moyennes des variables de conception et des paramètres est effectuée (par exemple Harr 1987 ; Tiliouine et Chemali 2016), afin d'appliquer les définitions de la moyenne et de l'écart type, cette méthode demande que les variables soient statistiquement non corrélées.

Considérons $y^0 = y(\bar{X})$ qui est la valeur de y lorsque X est à sa valeur moyenne \bar{X} , le développement de Taylor du vecteur y autour de $X = \bar{X}$ où les termes d'ordres supérieures ont été négligés sera :

$$y(\mathbf{X}) = y(\bar{\mathbf{X}}) + \sum_{i=1}^n \frac{\partial y}{\partial X_i} (X_i - \bar{X}_i) + \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \frac{(X_i - \bar{X}_i)(X_j - \bar{X}_j)}{2!} \frac{\partial^2 y}{\partial X_i \partial X_j}$$

L'application de FOSM (First Order Second Moment) ou SOSM produit la moyenne et l'écart type de la variable de réponse. Ces statistiques sont les mêmes que celles concernant la fonction de performance G , car elles sont calculées en différenciant G où y est constant (Haldar & Mahadevan, 2000).

On peut montrer (par exemple Harr 1987 ; Haldar et Mahadevan 2000) que pour une distribution normale des variables d'entrée X , les approximations suivantes pour la moyenne et la variance de la fonction de réponse sont :

- 1^{er} ordre FOSM :

$$\bar{y}(\mathbf{X}) = y(\bar{\mathbf{X}})$$

$$Var[\mathbf{X}] = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \frac{\partial y}{\partial x_i} \Big|_{\bar{x}_i} \frac{\partial y}{\partial x_j} \Big|_{\bar{x}_j} \rho_{ij} \sigma_{x_i} \sigma_{x_j}$$

- 2nd ordre SOSM :

$$\bar{y}(\mathbf{X}) = y(\bar{\mathbf{X}}) + \frac{1}{2!} \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \frac{\partial^2 y}{\partial x_i \partial x_j} \Big|_{\bar{x}_i, \bar{x}_j} \rho_{ij} \sigma_{x_i} \sigma_{x_j}$$

$$Var[\mathbf{X}] = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \frac{\partial y}{\partial x_i} \Big|_{\bar{x}_i} \frac{\partial y}{\partial x_j} \Big|_{\bar{x}_j} \rho_{ij} \sigma_{x_i} \sigma_{x_j} + \frac{1}{2} \sum_i \sum_j \left(\frac{\partial^2 y}{\partial x_i \partial x_j} \Big|_{\bar{x}_i, \bar{x}_j} \sigma_{x_i} \sigma_{x_j} \right)^2 +$$

$$\frac{1}{2} \sum_i \sum_j \left(\frac{\partial^2 y}{\partial x_i \partial x_j} \Big|_{\bar{x}_i, \bar{x}_j} \rho_{ij} \sigma_{x_i} \sigma_{x_j} \right)^2$$

Il convient également de noter que le $ij^{\text{ème}}$ élément de la matrice de covariance du couple les variables aléatoires d'entrée X_i et X_j est défini par :

$$COV_{ij} = \rho_{ij} \sigma_{x_i} \sigma_{x_j} \quad \text{où } \rho_{ij} = 1 \text{ si } i = j$$

Les éléments de la diagonale ($i=j$) sont la variance qui sont connus grâce à la loi de calcul utilisé, tant que le reste des éléments contiennent la corrélation ρ_{ij} entre les différentes variables d'entrées c'est-à-dire que dans le cas où $i \neq j$ les variables aléatoires d'entrée X sont dites entièrement corrélées.

Un inconvénient lié à la méthode FOSM (ainsi que SOSM) est que les résultats dépendent de la valeur moyenne des variables d'entrée. De plus, la méthode FOSM n'est exacte que pour les fonctions linéaires, tandis que pour les fonctions non linéaires, des erreurs sont introduites dans l'analyse (A. Haldar & S. Mahadevan, 2000).

2.3.3. First Order Reliability Method

La méthode de First Order Reliability Method (FORM) ou de son nom Hasofer-Lind permet de surmonter l'inconvénient de la précédente méthode, en calculant les dérivées de la marge de sécurité en un point critique de la surface de rupture. Une solution itérative est généralement nécessaire pour trouver ce point, mais le processus a tendance à converger très rapidement (A. M. Hasofer , & N. C. Lind, 1974).

Cette méthode se base sur l'évaluation de l'indice de fiabilité qui passe par un cheminement permettant de réduire le problème à un système de coordonnées standardisé, ainsi une variable aléatoire X_i devient :

$$X'_i = \frac{(X_i - \mu_{X_i})}{\sigma_{X_i}} \quad (i=1,2,\dots,n)$$

Où X'_i est une variable aléatoire de moyenne nulle et d'écart type unitaire.

Dans un système de coordonnées normalisés, l'indice de fiabilité β_{HL} correspond à la distance minimale entre l'origine et la surface de l'état limite :

$$\beta_{HL} = \sqrt{(X'^*)^T (X'^*)}$$

Le point de distance minimale sur la surface à l'état limite est appelé « point de conception ». Il est noté par le vecteur x^* dans le système de coordonnées d'origine et par le vecteur x'^* dans le système de coordonnées réduit. Ces vecteurs représentent les valeurs de toutes les variables aléatoires, c'est-à-dire X_1, X_2, \dots, X_n au point de conception correspondant au système de coordonnées utilisé.

Pour le cas général d'une surface à état limite non linéaire, la distance minimale pourrait être estimée comme :

$$\beta_{HL} = - \frac{\sum_{i=1}^n X_i'^* \left(\frac{\partial g}{\partial X_i'} \right)^*}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i'} \right)^{2*}}}$$

L'algorithme numérique permettant de calculer l'indice de fiabilité β_{HL} ainsi que le point de conception X_i^* est illustré à la Figure 2-4 :

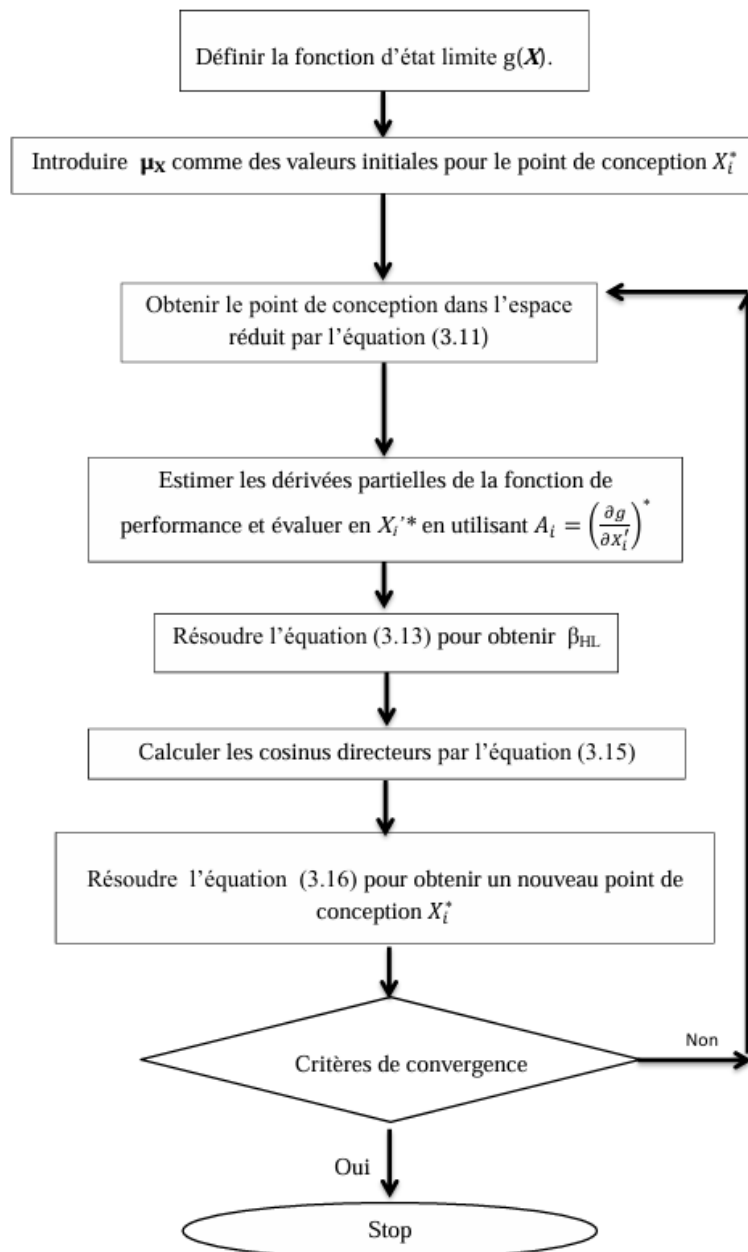


Figure 2-4 : L'algorithme numérique pour calculer l'indice de fiabilité β_{HL}

2.3.4. Second Order Reliability Method

La méthode de Second-Order Reliability Method (SORM) est entre autres une amélioration pour la méthode FORM en incluant des informations sur la courbure. En principe, elle tient compte de la ligne de la surface de l'état limite ce qui permet une meilleure estimation de la probabilité de défaillance surtout lorsqu'on a une frontière de défaillance non-linéaire (M. Hohenbichler & R. Rackwitz, 1988).

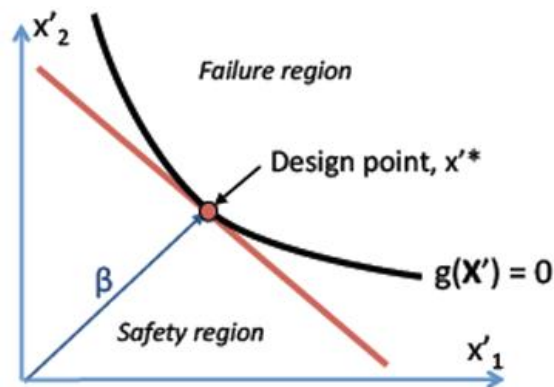


Figure 2-5 : Fonctions d'état limite linéaires et non linéaires

Le développement en série de Taylor d'une fonction non linéaire générale $g(X_1, X_2, \dots, X_n)$ au point de conception $(X_1^*, X_2^*, \dots, X_n^*)$ est donné par :

$$g(X_1, X_2, \dots, X_n) = g(X_1^*, X_2^*, \dots, X_n^*) + \sum_{i=1}^n \frac{\partial g}{\partial X_i} (X_i - X_i^*) + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \frac{\partial^2 g}{\partial X_i \partial X_j} (X_i - X_i^*)(X_j - X_j^*) + \dots$$

FORM ignore les termes au-delà du terme du premier ordre pendant que SORM ignore les termes au-delà du second ordre impliquant les dérivées du second ordre.

Breitung, 1984 a proposé une solution simple de forme fermée pour le calcul de probabilité en s'appuyant sur la théorie de l'approximation asymptotique comme suit :

$$P_f = \Phi(-\beta_{FORM}) \cdot \prod_{i=1}^{n-1} (1 + \kappa_i \beta_{FORM})^{-1/2}$$

Où κ_i est les courbures principales de la fonction d'état limite au point de conception.

β_{FORM} est l'indice de fiabilité calculé par la méthode FORM.

Le calcul de κ_i est nécessaire pour l'approximation de P_f . Pour cela, les variables aléatoires dans l'espace réduit U sont pivotées vers l'espace U' , afin que la dernière variable U_i' coïncide avec le vecteur α (α : le vecteur gradient unitaire de la fonction de performance au point de conception).

Afin de comprendre mieux ce concept, la Figure 2-6 ci-dessous est un exemple à deux paramètres qui montre que le problème consiste en une simple rotation de coordonnées, qui peut être procédée par une transformation orthogonale :

$$Y' = R Y$$

Où R est la matrice de rotation

$$R = \begin{bmatrix} \cos\theta & \sin\theta \\ -\sin\theta & \cos\theta \end{bmatrix} \quad (\text{Cas à deux variables})$$

θ est l'angle de rotation des axes dans le sens inverse des aiguilles d'une montre.

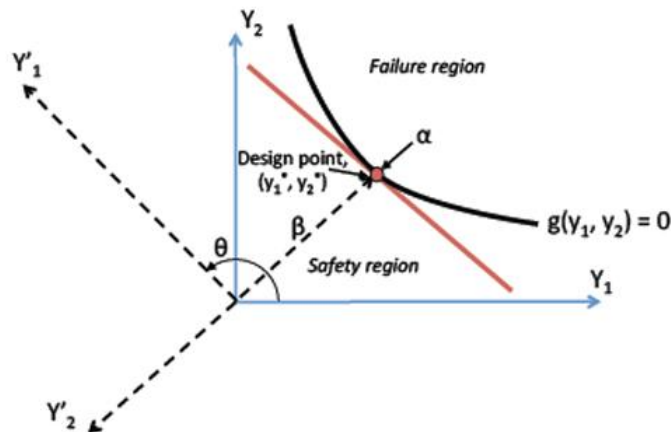


Figure 2-6 : Rotation de l'axe dans l'espace normalisé

Arrivé à ce stade on peut réécrire l'état limite en termes d'approximation du second ordre cette fois-ci dans cet espace normal standard en rotation Y' :

$$y'_n = \beta + \frac{1}{2} \mathbf{y}'^T \mathbf{A} \mathbf{y}'$$

Où A est une matrice $(n - 1) \times (n - 1)$ calculé de la manière suivante :

$$a_{ij} = \frac{(\mathbf{RDR}^T)_{ij}}{|\nabla G(\mathbf{y}^*)|} \quad i, j = 1, 2, \dots, n-1$$

Où la matrice D ($n \times n$) est la matrice de dérivée de second ordre de la fonction de performance dans l'espace normal standard évaluée au point de conception.

$|\nabla G(\mathbf{y}^*)|$ est la longueur du vecteur gradient dans l'espace normal standard.

La dernière variable Y_n coïncide avec le vecteur β calculé avec l'approche FORM dans l'espace normal après rotation. Afin de prendre en compte ce facteur, la suppression de la dernière ligne et colonne de la matrice A ainsi que la dernière ligne du vecteur Y' est obligatoire.

En conclusion, on voit bien que les deux méthodes SORM et FORM sont d'une utilité redoutable quant à leur efficacité, précision. Mais elles nécessitent le calcul de dérivées partiels qui peut être complexe et même couteux en question de temps surtout quand il s'agit des

problèmes à plusieurs dimensions. La simulation de Monte Carlo permet la résolution des problèmes complexes, son seul inconvénient réside au fait qu'elle nécessite un grand nombre de simulation ce qui demande plus de temps.

Le tableau ci-dessous résume les différentes méthodes citées :

Tableau 1 : Tableau comparatif des méthodes probabilistes

Critère	Monte Carlo (MC)	SOSM (Surfaces de Réponse)	FORM	SORM
Principe	Simulation aléatoire répétée	Approximation du modèle par une surface de réponse	Linéarisation au point de conception le plus probable (MPP)	Approximation quadratique autour du MPP
Précision	Très élevée (si échantillons suffisants)	Dépend de la qualité de la surface de réponse	Bonne pour problèmes quasi-linéaires	Meilleure que FORM pour problèmes non linéaires
Coût de calcul	Très élevé	Moyen à faible (dépend du modèle)	Faible à modéré	Modéré à élevé
Dimension du problème	Indépendant (mais coûteux en haute dimension)	Limité par la complexité du modèle	Gère bien des problèmes jusqu'à ~20 variables	Idem FORM mais plus coûteux
Sensibilité aux non-linéarités	Faible (gère bien toutes formes de non-linéarité)	Moyenne à faible	Faible (moins précis si le domaine est très non linéaire)	Moyenne (meilleure que FORM mais limitée)
Résultat obtenu	Probabilité de défaillance par fréquence	Approximation de la fonction de performance, puis P_f	Indice de fiabilité β et P_f approximé	β et P_f amélioré avec correction quadratique
Facilité d'implémentation	Simple conceptuellement	Moyenne (nécessite design d'expériences)	Moyenne (besoin de gradient et transformation de variables)	Plus complexe que FORM (calcul de courbures)
Utilisation typique	Référence, validation, cas complexes	Optimisation, évaluation rapide	Conception robuste, analyse préliminaire	Amélioration de FORM dans cas non linéaires

MPP = Most Probable Point (*point le plus probable*).

2.4. Fiabilité structurelle et probabilités de défaillance

Lorsqu'on parle de la fiabilité structurelle, on se réfère à la capacité de la structure à remplir son engagement prévu en dépit des sollicitations auxquelles elle sera soumise et ce pour une durée déterminée, tout ça dans l'unique but d'assurer la sécurité et la performance structurelle (Studymarter, 2023).

La fiabilité structurelle se résume à des concepts clés résumés ci-dessous :

- Sécurité : s'assurer que la structure ne présente aucun risque pour les occupants.
- Durabilité : capacité de la structure à résister aux différentes sollicitations à long terme.
- Performance : la structure effectue son rôle avec une efficacité.

Principalement, elle se base sur la fonction d'état limite ou bien fonction de performance notée :

$$G(X) = R(X) - S(X)$$

Où : $R(X)$ est la résistance.

$S(X)$ la sollicitation.

Ce qui donne par la suite, l'évaluation de $G(X)$:

Si : $G(X) \leq 0$ c'est une défaillance.

$G(X) > 0$ c'est une sécurité.

Dans le but d'approfondir la recherche, on peut se pencher vers la probabilité de défaillance qui est le risque que la structure ne remplisse pas son rôle sous contraintes. Elle est assez utilisée lors d'un calcul fiabiliste notamment pour des structures soumises à des charges variables comme un séisme ce qui est notre cas (R. E. Melchers, 2002).

La probabilité de défaillance est :

$$P_f = P(G(X) \leq 0)$$

Où : X est le vecteur des variables aléatoires (du séisme par exemple).

$G(X)$ est la fonction de limite d'état.

Pour effectuer ce calcul on utilise les méthodes probabilistes citées dans le sous chapitre précédent.

2.5. Études précédentes utilisant une approche probabiliste pour les structures sismiques

La thèse de doctorat de M. Amar ALICHE, intitulée Contribution à l'analyse de l'évolution de la vulnérabilité des réservoirs en béton dans leur cycle de vie, propose une approche probabiliste pour évaluer la fiabilité des réservoirs en béton soumis à des sollicitations sismiques et environnementales tout au long de leur durée de service. En combinant des méthodes telles que FORM, SORM, Monte Carlo et les surfaces de réponse (RSM), l'auteur analyse l'impact des incertitudes liées aux paramètres géotechniques ainsi que la dégradation des matériaux. Il démontre notamment que l'angle de frottement est le facteur le plus influent sur l'indice de fiabilité et que la corrélation entre variables accroît significativement la précision de l'analyse. Les résultats montrent que l'approche RSM–SORM constitue un bon compromis entre précision et temps de calcul, offrant une méthode efficace pour la prévision de la vulnérabilité des fondations superficielles de réservoirs en béton dans un contexte d'ingénierie sismique.

Dans le cadre de sa thèse de magister intitulée « Approche probabiliste pour la détermination de la vulnérabilité sismique (simulation Monte Carlo) », soutenue en 2012 à l'Université Saad Dahlab de Blida 1, M. Mahmoud SERRAYE a mené une étude approfondie sur l'évaluation probabiliste de la vulnérabilité sismique d'une structure en béton armé de type portique. L'approche adoptée repose sur la modélisation de la structure à l'aide d'un modèle à fibres, permettant d'intégrer les incertitudes inhérentes aux propriétés mécaniques des matériaux, à la géométrie structurelle ainsi qu'aux sollicitations sismiques. Cette méthodologie a conduit à l'élaboration de courbes de fragilité sismique, qui quantifient la probabilité de dépassement d'états limites de dommage en fonction de l'intensité du mouvement sismique. Les résultats obtenus révèlent une vulnérabilité structurelle significative, en particulier sous des niveaux d'accélération élevés. Par ailleurs, il a été mis en évidence que des paramètres tels que la résistance à la compression du béton et le module d'élasticité jouent un rôle déterminant dans la réponse dynamique de la structure.


Dans le cadre de sa thèse de master soutenue à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, M. Arezki BEN ABDERRAHMANE a mené une analyse fiabiliste d'un réservoir circulaire en béton armé, reposant au sol, en s'appuyant sur la méthode de simulation de Monte Carlo. L'étude a porté sur l'évaluation de la stabilité du réservoir vis-à-vis de divers modes de défaillance, notamment le renversement, le glissement, ainsi que les contraintes de compression et de traction. Les résultats obtenus indiquent une stabilité satisfaisante de la structure pour ces mécanismes, avec une probabilité de défaillance nulle ($P_f = 0$). En revanche, l'analyse du phénomène de ballotement a révélé un risque élevé de défaillance entre 1h et 7h du matin, avec une probabilité de défaillance atteignant 1. Ce comportement critique pourrait compromettre l'intégrité de la coupole du réservoir.

Youcef MENASRI a soutenu en 2018 sa thèse de Doctorat à l'Université 8 Mai 1945 de Guelma, elle porte sur l'évaluation de la vulnérabilité sismique des structures portiques en béton armé. L'auteur y adopte une approche probabiliste analytique, dans laquelle les propriétés des matériaux, notamment celles du béton et de l'acier, sont modélisées comme des variables aléatoires. Ces dernières sont générées à l'aide de la méthode d'échantillonnage Latin Hypercube, tandis que la simulation de Monte Carlo (avec 1000 itérations) est utilisée pour estimer les probabilités de dépassement des états limites de dommage, en supposant une distribution log-normale. Les résultats de l'étude mettent en évidence que les structures conçues selon un niveau élevé de réglementation parasismique présentent une meilleure capacité de résistance aux sollicitations sismiques que celles conçues selon un niveau modéré. Ces conclusions soulignent l'importance du respect des normes de conception ainsi que du renforcement des structures pour la réduction des pertes en cas de séisme.

La thèse de doctorat de M. Anthony MOUYEAUX, soutenue en 2017 à l'Université Clermont Auvergne, porte sur l'analyse par éléments finis stochastiques de la fiabilité des barrages en remblai vis-à-vis du risque de glissement. Elle propose une approche fiabiliste complète intégrant la variabilité spatiale des propriétés géotechniques à l'aide de champs aléatoires, couplée à une modélisation numérique avec Cast3M. L'analyse de la probabilité de défaillance est réalisée à l'aide des méthodes Monte Carlo, FORM et SORM, via la plateforme OpenTURNS. L'objectif est d'évaluer la stabilité d'un barrage en remblai sous incertitudes hydromécaniques et de quantifier le risque de glissement en tenant compte des effets combinés des charges variables, de la perméabilité du sol, et de la réponse non linéaire du système. Les résultats mettent en évidence l'importance de la modélisation probabiliste dans la sécurité des ouvrages hydrauliques en conditions naturelles complexes.

2.6. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons introduit les fondements de l'approche probabiliste appliquée aux structures de stockage, en soulignant ses avantages par rapport aux méthodes déterministes classiques. L'intégration des outils statistiques, tels que l'analyse de fiabilité et les simulations de Monte Carlo, permet d'évaluer le comportement réel des réservoirs face à une grande variété de scénarios permettant ainsi de mieux estimer le risque de défaillance.



**Analyse déterministe du
comportement sismique d'un réservoir
métallique**

Chapitre 3 : Analyse déterministe du comportement sismique d'un réservoir métallique

Dans le domaine de stockage, l'avantage des réservoirs posés au sol se trouve dans son poids qui est uniformément répartie à une faible hauteur, au niveau de la base, ce qui permet sa considération comme structure massive. Contrairement aux réservoirs surélevés, leur centre de gravité se trouvant en bas leur accorde une meilleure stabilité face aux sollicitations horizontales, principalement sismique. Néanmoins, leur comportement dynamique reste complexe et nécessite une certaine modélisation rigoureuse en conséquence des interactions fluide-structure et des phénomènes de soulèvement ou de glissement. Sur ce sujet, plusieurs études de recherches ont été faites dans le but d'améliorer leur conception et de garantir leur intégrité structurelle en cas de fortes excitations.

En premier lieu, on pourra citer l'article de Haroun & Housner (1981), intitulé "Seismic Design of Liquid Storage Tanks", où une analyse approfondie été faites sur le comportement des réservoirs métalliques posés au sol sous effet dynamique. Ils ont pris compte des différentes variables telles que la configuration du réservoir, les caractéristiques du sol ainsi celles du liquide stocké afin de minimiser les risques de défaillance des réservoirs. L'étude de Saria et al. (2022), nommé "Three-Dimensional Nonlinear Dynamic Analysis of Base Isolated Cylindrical Steel Tank" fait objet d'une analyse dynamique tridimensionnelle non-linéaire. Les auteurs ont développé un modèle numérique pour simuler les comportements complexes du réservoir sous charge dynamique, incluant l'impact des isolateurs de base, les déformations non linéaires des matériaux et les interactions entre le réservoir et la fondation. Dans leur étude de 2015, Razzaghi et Eshghi- "Probabilistic Seismic Safety Evaluation of Precode Cylindrical Oil Tanks" proposent une évaluation dynamique probabiliste des réservoirs cylindriques de pétrole conçus selon des normes antérieures aux codes modernes (pré-code). En utilisant une approche fondée sur l'analyse dynamique non linéaire avec une large base de données d'accélérogrammes enregistrés, les auteurs construisent des courbes de fragilité basées sur des paramètres d'intensité sismique. Les résultats montrent que ces réservoirs présentent une vulnérabilité significative, notamment pour les mécanismes de flambement de la paroi. Quant à Alembagheri (2014) – "A New Dynamic Procedure for Evaluation of Steel Storage Tanks Under Multidirectional Seismic Excitations" propose une nouvelle méthode dynamique. L'étude s'est intéressée de plus des limites des approches traditionnelles qui se concentrent uniquement sur des sollicitations unidirectionnelles, à l'analyse non linéaire tenant compte simultanément des composantes horizontales et verticales du séisme. L'auteur a démontré que les effets multidirectionnels peuvent amplifier de manière significative les réponses structurales, comme les pressions hydrodynamiques, les déformations de la paroi et le risque de flambement. En utilisant une approche probabiliste, Moslemi & Kianoush (2015) – "Fiabilité sismique de réservoirs rigides avec incertitude sur la pression hydrodynamique" analysent la fiabilité sismique des réservoirs rigides en tenant compte de l'incertitude associée à la pression hydrodynamique induite par les séismes.

L'étude montre que négliger cette incertitude peut conduire à une sous-estimation du risque de défaillance. Kowalsky et al. (2011) – "Application des méthodes de Monte Carlo et FORM/SORM à des réservoirs sismiques" explorent l'application des méthodes probabilistes de Monte Carlo et FORM/SORM à l'évaluation de la fiabilité sismique de réservoirs métalliques. L'objectif est de quantifier le risque de défaillance structurelle sous l'effet des sollicitations sismiques, en tenant compte des incertitudes. La méthode de Monte Carlo permet une estimation précise mais coûteuse du taux de défaillance, tandis que les méthodes FORM/SORM offrent une approche plus efficace en termes de calcul. L'étude montre que ces approches permettent d'identifier les variables influentes ce qui permet d'améliorer la résistance des réservoirs soumis aux séismes.

3.1. Calcul hydrodynamique avec le modèle de Westergaard

Lors d'un séisme, les réservoirs sont soumis à des efforts de l'interaction entre la structure et le fluide qu'elle contient de plus des efforts dû à sa masse. Ce qu'on appelle l'**effet hydrodynamique** résultant des pressions exercées par le liquide sur les parois internes du réservoir.

Contrairement à la pression hydrostatique, qui dépend uniquement de la profondeur ainsi que la masse volumique du liquide, la pression hydrodynamique dépend de ces paramètres et l'accélération sismique qui peut générer des efforts significatifs qui doivent être pris en compte dans la vérification de la stabilité.

Plusieurs approches ont été développées, parmi elle on trouve celle de **WESTERGAARD** qui est une méthode simple et efficace à la fois pour le calcul des effets hydrodynamique. (A. Iselnane, 2015)

Dans le but d'estimer les effets hydrodynamiques, la première approche a été développée par WESTERGAARD en 1933, qui a effectué le calcul de la distribution des pressions sur un écran vertical délimitant un réservoir semi-infini de profondeur constante, dans le cadre d'un mouvement harmonique horizontal de période T .

Selon WESTERGAARD, l'effet du fluide sur la structure est caractérisé par l'adjonction à la matrice masse de la structure d'une matrice des masses ajoutées, pour cela, il a proposé de représenter le volume d'eau par un tronçon de parabole. Cette méthode repose sur certaines hypothèses :

- Le liquide est incompressible et non visqueux.
- Le réservoir est considéré comme rigide.
- L'excitation sismique est horizontale, uniforme, et instantanée.
- Le fluide est en régime de potentiel (aucune rotation dans l'écoulement).
- Le problème est bidimensionnel (paroi plane verticale).

La force d'inertie du liquide va engendrer une surpression hydrodynamique, dont WESTERGAARD a formulé une relation parabolique en fonction de la profondeur, défini par l'expression suivante (J. S. Anton & P. Henri, 2011) :

$$p(y) = \frac{7}{8} \times \rho_w \times s_a \times \sqrt{H \times y}$$

Avec :

$\frac{7}{8}$: Facteur empirique.

$P(y)$: Surpression hydrodynamique appliquée sur les parois internes du liquide (N/m).

s_a : Accélération sismique horizontale.

H : Le niveau d'eau du réservoir (la profondeur de la retenue).

y : La profondeur considérée.

La force totale appliquée sur une tranche de largeur unité est alors égale à:

$$F = \frac{7}{12} \times \rho_w \times s_a \times H^2$$

Elle s'applique à 2/5 de la hauteur du liquide, depuis le fond.

3.2. Calcul de l'accélération sismique S_a

L'accélération sismique s_a imposé au réservoir est une donnée de calcul qui représente une fraction de l'accélération de la pesanteur. Le règlement parasismique algérien de 2024 (RPA2024) propose trois méthodes utilisables :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Où chaque méthode dispose de ses conditions d'application, ainsi que les étapes de calcul à suivre.

Dans le cas d'un réservoir métallique, on utilise souvent la méthode d'analyse modale spectrale, où l'accélération sismique est évaluée à partir de la réponse spectrale de la structure pour chaque mode de vibration.

Analyse déterministe du comportement sismique d'un réservoir métallique

Le RPA donne la méthode de calcul du spectre de réponse élastique normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur pour les composantes horizontales de l'action sismique :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si : } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si : } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si : } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si : } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

$\frac{S_{ad}}{g}(T)$: Spectre de calcul normalisé par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone dépendant de la zone sismique.

I : Coefficient d'importance définit selon le groupe d'importance de l'ouvrage.

S : Coefficient du site

T1, T2, et T3 : Périodes caractéristiques en (s) associées à la zone sismique et la catégorie du sol.

η : Coefficient de correction de l'amortissement ($\eta = 1$ si $\xi = 5\%$).

T : Période de vibration fondamentale de l'ouvrage en (s).

Q_F : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global.

Le diagramme de la figure ci-dessous représente l'allure du spectre de réponse élastique.

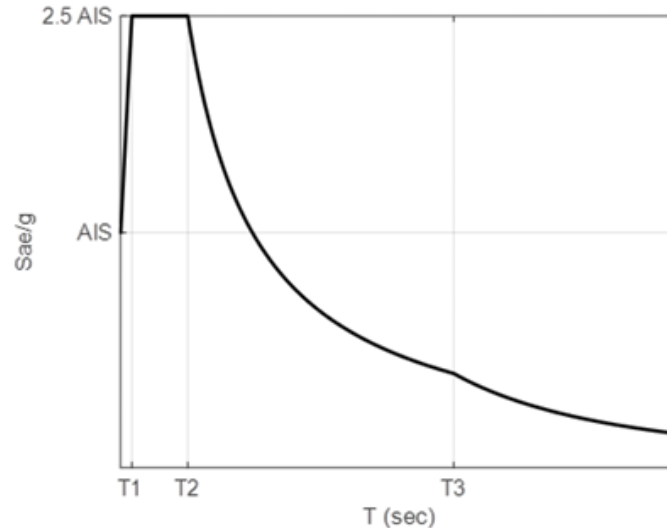


Figure 3-1 : Spectre de réponse élastique (Sae/g).

3.3. Dimensionnement de l'ouvrage selon l'EUROCODE

Pour le dimensionnement de l'ouvrage selon l'EUROCODE, il s'agit de dimensionner les différents éléments de la structure suivant les règles de calcul.

Dans le cas d'un réservoir métallique, il faut calculer les épaisseurs des éléments du réservoir notamment ceux de toit fixe s'il y'en a, des viroles ainsi que le fond, puis, le calcul des cornières de renforcement.

3.3.1. Dimensionnement du toit

Le toit d'un réservoir métallique joue un rôle essentiel dans la protection du liquide contenu contre les impuretés, l'évaporation et les intempéries. Son calcul dépend principalement de la pression du vent externe et les caractéristiques géométriques du réservoir.

Pour le calcul de l'épaisseur du toit, l'EUROCODE donne la formule suivante :

$$P_{i,sd} \leq 0.05 \left(1.21 \times E \times \left(\frac{t}{R_s} \right)^2 \right)$$

$P_{i,sd}$: Pression du vent sur le toit (KN/m²).

E : Module d'élasticité de l'acier $E = 210000$ MPa.

R_s : Rayon de courbure de la toiture sphérique.

t : épaisseur du toit.

Alors :

$$t \geq R_s \times \sqrt{\frac{P_{i,sd}}{0.05 \times 1.21 \times E}}$$

3.3.2. Dimensionnement de la robe (viroles)

La robe est constituée de rangées de tôles rectangulaires de longueur L, appelé « virole » soudé bout à bout suivant la hauteur des tôles le long de la périphérie du réservoir. Chaque rangée de viroles est également soudée à celle en dessous d'elle en bout à bout. Leurs dimensionnements se base sur le calcul des épaisseurs minimales requis pour chacune d'entre elles et est défini selon l'EUROCODE.

Le calcul dépend des dimensions, de la masse volumique du liquide stocké, des caractéristiques de l'acier utilisé, la valeur de la pression à la surface libre du liquide ainsi que des coefficients de sécurité imposé par la réglementation.

Les viroles doivent résister à une pression hydrostatique générée par la contrainte circonférentielle σ_θ :

$$\sigma_\theta = \frac{P_{o, sd} \times R}{t} \leq f_{yd}$$

D'où :

$$t \geq \frac{P_{o, sd} \times R}{f_{yd}}$$

On a :

$$P_{o, sd} = \gamma_F \cdot \rho \cdot g \cdot (H_j - 0,3) + P_0$$

Ce qui donne finalement :

$$t \geq \frac{(\gamma_F \cdot \rho \cdot g \cdot (H_j - 0,3) + P_0) \times R}{f_{yd}}$$

Avec :

$\gamma_F = 1,2$ (coefficient de sécurité)

$\rho = 720 \text{Kg/m}^3$ (masse volumique de l'essence)

$g = 10 \text{ m/s}^2$ (gravité terrestre)

H_j : Profondeur/Hauteur de chaque virole

$P_0 = 7,5 \text{ mbar} = 0.75 \text{ N/mm}^2$ (Pression à la surface libre du liquide)

$R = 28,5 \text{ m}$ (Rayon de réservoir)

$$f_{yd} = \frac{f_y}{1,1} = \frac{235}{1,1} = 213,64 \text{ N/mm}^2$$

Malgré ce calcul, la réglementation exige des épaisseurs minimales à prendre en fonction du diamètre du réservoir comme montré ci-dessous :

Tableau 2 : Épaisseurs minimales des viroles selon l'EUROCODE.

Condition si	t_{\min} (mm)
$D \leq 33m$	6
$33m \leq D \leq 60m$	8
$D \geq 60m$	10

3.3.3. Dimensionnement du fond du réservoir

Le fond d'un réservoir désigne la partie inférieure de celui-ci soudé à la virole inférieure, ayant pour rôle en premier lieu, de supporter la charge statique notamment celle du liquide, en second lieu, les charges dynamiques (sismique...), enfin, assurer l'étanchéité et le transfert des efforts vers la fondation.

Pour le calcul du fond du réservoir, la réglementation de l'EUROCODE, donne les épaisseurs minimales à prendre selon l'acier utilisé et la méthode de soudure, pour lesquelles on ajoute 3mm pour la prise en compte de la corrosion.

Le tableau suivant résume les spécifications du fond :

Tableau 3 : Les spécifications du fond selon l'EUROCODE.

Matériau	Soudé à recouvrement (mm)	Soudé en bout (mm)
Acier au carbone	6	5
Acier inoxydable	5	3

Ce qui permet par la suite de calculer l'épaisseur du fond comme suit :

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

Où t_a est l'épaisseur prise du tableau.

3.3.4. Calcul de la tôle annulaire

La tôle annulaire désigne une plaque en métal sous forme d'anneau, c'est-à-dire une plaque circulaire percé en son centre ce qui peut la définir avec deux rayons : interne et externe.

Elle assure la liaison entre la virole inférieure et le fond du réservoir, donc elle assure le transfert de charges.

Sa largeur minimale doit être supérieure à la valeur donnée de cette loi ou 500mm :

$$W_{\min} = 1.5 \times \left(\frac{f_y \times t_a^2}{\rho \times g \times H} \right)^{\frac{1}{2}} \text{ ou } 500 \text{ mm}$$

t_a : Épaisseur de la tôle annulaire.

$$t_a = \frac{t_s}{3} + 3 \text{ ou } 6 \text{ mm}$$

t_s : Épaisseur de la tôle (virole) soudé à la tôle annulaire.

Le schéma ci-dessous explique mieux le rôle de la tôle annulaire :

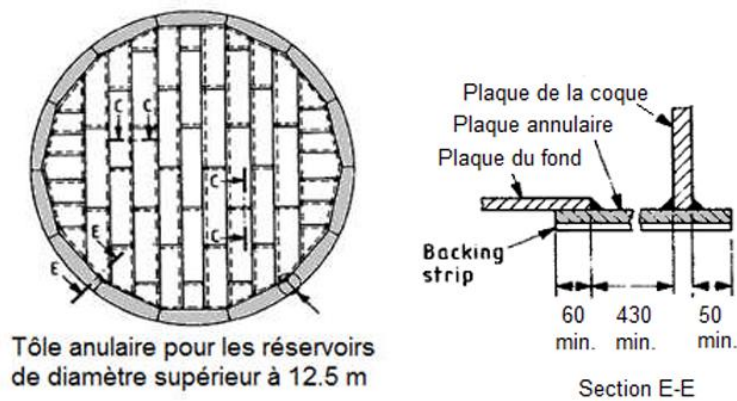


Figure 3-2 : Schéma du rôle de la tôle annulaire.

3.3.5. Joint de bordure à la jonction coque-toit

Le joint de bordure à la jonction coque-toit d'un réservoir métallique est un élément critique qui assure l'étanchéité entre le toit et la robe et la transmission des efforts mécaniques.

Il y'a lieu de vérifier la force dans cette jonction par la relation :

$$\frac{N_{sd}}{A_{eff}} \leq f_{y.d}$$

Avec:

$$N_{sd} = \frac{P_{v,sd} \times R^2}{2 \times \tan \alpha} \text{ et } f_{y.d} = \frac{f_y}{1.1}$$

Où :

A_{eff} : est l'aire efficace du joint de bordure.

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

α : est la pente du toit par rapport à l'horizontale au point de jonction.

$P_{v,sd}$: est la composante maximale de la charge répartie de calcul, y compris le poids propre de la structure porteuse (positive vers le bas).

R : est le rayon de réservoir.

La figure ci-dessous illustre le joint de bordure à la jonction coque-toit :

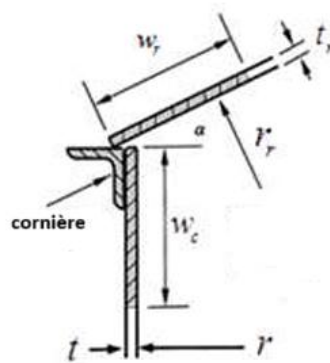


Figure 3-3 : Joint de bordure à la jonction coque-toit.

Le tableau suivant donne les cornières à prendre en fonction de l'épaisseur de la virole supérieure t_{sup} :

Tableau 4 : Cornières minimales à prendre.

t_{sup} (mm)	Cornière
$t_{sup} < 6$	60x60x5
$t_{sup} \geq 6$	80x80x6

3.3.6. Raidisseurs primaires et secondaires

Les raidisseurs sont des éléments structurels ajoutés à une paroi dans le but d'augmenter sa rigidité et d'éviter les déformations locales comme le voilement le flambement (N. S. Trahair & M. A. Bradford, 1998).

Dans les raidisseurs primaires, on calcule le module élastique minimum requis via la loi :

$$W_{min} = 0.058 \times D \times H \times \left(\frac{V}{45}\right)^2$$

Avec :

Analyse déterministe du comportement sismique d'un réservoir métallique

D : Diamètre du réservoir.

H : Hauteur du réservoir.

V : Vitesse du vent de la zone d'implantation.

Si $V = 45$ m/s alors :

$$W_{min} = 0.058 \times D \times H$$

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

En ce qui concerne les raidisseurs secondaires, d'après l'EUROCODE, les dimensions minimales à leur donner afin d'éviter le voilement local sont données dans le tableau suivant :

Tableau 5 : Cornière de rive à prendre en fonction du diamètre du réservoir.

Diamètre (m)	Cornière de rive (mm)
$D \leq 20$	100x65x9
$20 \leq D \leq 36$	120x80x10
$36 \leq D \leq 48$	150x100x10
$D > 48$	200x100x12

Dans le cas où les épaisseurs des viroles sont variables, il faut transformer la hauteur du réservoir à une hauteur équivalente d'épaisseur t_{min} :

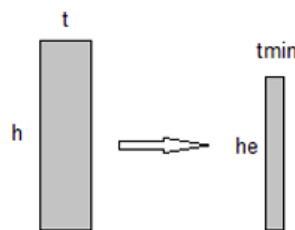


Figure 3-4 : Transformation de la virole.

$$h_e = h \left(\frac{t_{min}}{t} \right)^{\frac{5}{2}}$$

t_{min} : L'épaisseur minimale des viroles

t : Épaisseur de la virole considérée.

h : hauteur de la virole considérée.

Puis on calcul H_e la hauteur à laquelle le voilement peut se produire :

$$H_e = \sum h_e$$

La hauteur maximale entre raidisseurs est donnée par :

$$H_p = 0.46 \times \left(\frac{E}{P_{SD}} \right) \times \left(\frac{t_{min}}{R} \right)^{\frac{5}{2}} \times R \times k$$

Où :

E : Module d'élasticité de l'acier.

P_{sd} : La pression due au vent et aux forces du vide partiel (KN/m²).

R : Rayon du réservoir.

K : Coefficient d'ajustement (généralement pris $k = 1$).

Si $H_e > H_p$ alors les raidisseurs secondaires sont nécessaires

Sinon ils ne le sont pas.

3.3.7. Calcul du moment stabilisant

Le moment stabilisant résultant du poids propre de l'ouvrage, tend à le garder stable sous effets des différentes sollicitations déstabilisantes telle que le vent et le séisme.

Dans le cas de notre étude, on calcule le poids propre des éléments constituant le réservoir (toit, viroles, raidisseurs...). Pour fait :

$$W_T = W_{toit} + W_{cyl} + W_{Raid} + W_c$$

Où :

$$W_{toit} = \rho_a \times 2\pi \times R_t^2 \times (1 - \cos \alpha) \times t_t$$

$$W_{cyl} = \rho_a \times \pi \times D \times \sum_{i=1}^n (h_i \times t_i)$$

$$W_{raid} = 2 \times \pi \times R \times A$$

$$W_c = 2 \times \pi \times R \times m$$

Avec :

ρ_a : masse volumique de l'acier.

R_t : Rayon de courbure de la toiture.

A : Masse d'un mètre du raidisseur.

m : masse d'un mètre de la cornière.

α : L'angle de la toiture.

t_t : Épaisseur du toit.

D : Diamètre du réservoir.

A : Masse d'un mètre du raidisseur.

m : masse d'un mètre de la cornière.

h_i et t_i : hauteur et épaisseur de la virole considérée respectivement.

Pour calculer le moment stabilisant il suffit de multiplier le poids total par son bras de levier qui sera la distance du centre du réservoir au point du renversement autrement dit le rayon du réservoir.

$$M_s = W_T \times R$$

3.4. Vérification de la stabilité de l'ouvrage

L'analyse de la stabilité d'un ouvrage représente l'étape crucial en génie civil de vérification quant à la sécurité.

La vérification de la stabilité vise à s'assurer que l'ouvrage puisse accomplir sa mission sous l'effet de toutes les sollicitations auxquelles il peut être exposé au cours de sa durée de vie, qu'elles soient permanentes (poids propre, charges d'exploitation) ou variables (vent, neige, séisme, etc.).

Cette vérification passe par l'identification des modes de défaillance possibles qui dépendent des caractéristiques géométriques de la structure, des propriétés mécaniques des matériaux utilisés, ainsi que des conditions de chargement pour ensuite passer aux vérifications suivant les réglementations et normes.

Ainsi, l'étude de la stabilité ne se limite pas à une simple vérification mathématique mais nécessite une compréhension globale du comportement de la structure, de son évolution dans le temps, notamment face aux phénomènes dynamiques comme les séismes. C'est cette démarche rigoureuse qui permet de concevoir des ouvrages fiables, durables et sécuritaires pour les usagers.

Les différents modes de défaillance peuvent être résumé comme suit :

3.4.1. Stabilité vis-à-vis du renversement sous l'effet du vent

La vérification du renversement vis-à-vis du vent consiste à vérifier que le rapport du moment renversant et stabilisant soit :

$$\frac{M_r}{M_s} \leq 1.5$$

Le calcul du moment stabilisant est déjà donné, reste à calculer le moment renversant dû au vent.

$$M_r = P_{SD} \times A \times \frac{H}{2}$$

Avec :

$$A = D \times H$$

Où :

P_{sd} : est la pression du vent.

A : Le maître couple ou bien la surface de la face au vent.

D : Diamètre du réservoir.

H : Hauteur du réservoir.

La figure ci-contre montre les forces ainsi que les bras de levier pour le calcul des moments :

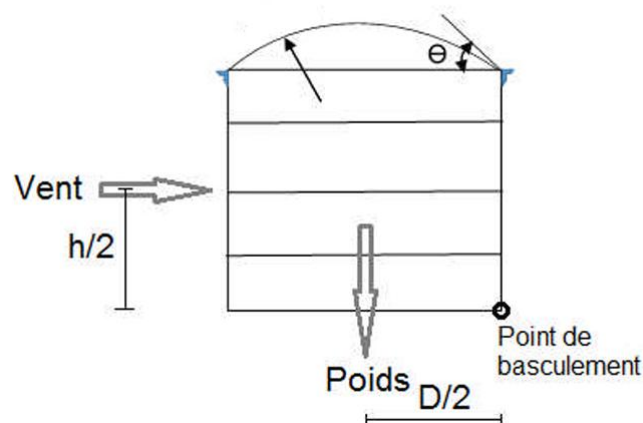


Figure 3-5 : Schéma explicatif de la vérification vis-à-vis du vent.

3.4.2. Stabilité vis-à-vis du renversement sous l'effet hydrodynamique

Comme cité avant, l'effet hydrodynamique calculer avec la méthode de WESTERGAARD génère des pressions ainsi qu'une force.

Lors de la vérification de la stabilité vis-à-vis du renversement, on s'intéresse à la force qui a son tour crée un moment de renversement.

Pour rappel la force est appliquée à $2/5 H$ depuis le fond, qui est le bras de levier :

$$M_r = F \times \frac{2}{5} \times H$$
$$M_r = \frac{7}{30} \times \rho_w \times s_a \times H^3$$

Bien évidemment que ce moment doit être supérieur au moment résistant sinon on doit encren le réservoir.

3.4.3. Calcul des ancrages

Les ancrages servent à fixer l'ouvrage à la fondation dans le cas où le renversement n'est pas vérifié afin d'empêcher le soulèvement.

Selon le guide DT111 (France Chimie, 2014), les ancrages font références à des éléments mécaniques assurant la fixation de l'ouvrage à la fondation dans le cas où le renversement n'est pas vérifié afin d'empêcher le soulèvement. En réalité, les ancrages peuvent concerner l'interface entre la structure support intermédiaire et la structure support principale.

a) Calcul de la résistance d'un ancrage

Les ancrages doivent résister à la traction et cisaillement à la fois, pour ce le choix de l'ancrage à utiliser est primordial afin d'assurer la résistance de celui-ci.

La vérification de la résistance d'une tige d'ancrage se fait comme suit :

Pour la traction :

$$N_{RD} = \frac{0,9 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{M2}}$$

Pour le cisaillement :

$$V_{RD} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}}$$

Avec :

f_{ub} : résistance ultime à la traction de la tige en fonction de la classe du boulon.

Analyse déterministe du comportement sismique d'un réservoir métallique

Par exemple une tige de classe 6.8, $f_{ub} = 6 \times 100 = 600\text{MPa}$.

$\alpha_v = 0.4$ pour classe 4.6, 5.5 et 8.8.

$\alpha_v = 0.5$ pour classe 4.8, 5.8 et 10.9.

$\gamma_{M2} = 1.25$, coefficient de sécurité.

A_s : Diamètre de la partie filetée de la tige.

Les valeurs de A_s sont données au tableau suivant en fonction des diamètres :

Tableau 6 : Aires de traction des boulons en fonction des diamètres.

Diamètre (mm)	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30	M33
$A_s (\text{mm}^2)$	36.6	58	84.3	115	157	192	245	303	353	459	561	694

Le calcul du nombre d'ancrages nécessaire se fera suivant deux réglementations :

b) L'EUROCODE :

Conformément aux prescriptions de l'Eurocode 8 – Partie 4 (AFNOR, 2007), La distance entre les ancrages est la même sur toute la périphérie du réservoir, ils sont fixés à la paroi de la coque et à la couronne en béton du radier. Selon l'EUROCODE, les efforts d'ancrage sont obtenus à partir de la formule suivante :

$$F = N \times \frac{\pi \times D}{n_a}$$

Pour un ancrage ductile, on a :

$$N = \frac{8 \times M_r}{3 \times \pi \times D_a^2} - W$$

Où :

F : l'effort supporter par un ancrage.

n_a : Nombre d'ancrages.

N : L'effort de soulèvement total.

D_a : Diamètre d'implantation des ancrages (généralement $D_a = D$).

W : Le poids du réservoir (W_T)

Pour le nombre d'ancrages nécessaires, on a :

$$n_a = \left(\frac{8 \times M_r}{3 \times D} - W \times \pi \times D \right) \times \frac{1}{F}$$

c) L'API650

Le calcul du nombre d'ancrages selon l'API650 est donné à la partie E.6.2.1.2 de cette réglementation :

La loi E.6.2.1.2-1 et E.6.2.1.2-2 donnent l'effort de soulèvement total (W_{AB}) et la charge supporter par un ancrage (P_{AB}) respectivement :

$$W_{AB} = \frac{1.273 \times M_{rw}}{D^2} - W_T (1 - 0.4 \times A_v)$$

$$P_{AB} = W_{AB} \times \left(\frac{\pi \times D}{n_a} \right)$$

Où :

W_{AB} : Charge de soulèvement d'un ancrage en (N).

M_{rw} : Moment renversant en (N.m).

W_T : Poids du réservoir en (N).

A_v : Accélération verticale.

P_{AB} : Charge supporté par un ancrage.

n_a : Nombre d'ancrage.

Ce qui donne finalement :

$$n_a = \left(\frac{1.273 \times M_{rw} \times \pi}{D} - W_T (1 - 0.4 \times A_v) \times \pi \times D \right) \times \frac{1}{P_{AB}}$$

3.4.4. Vérification des soudures

Lorsqu'on parle de soudure, on fait référence à un assemblage de deux pièces par fusion locale, souvent à l'aide d'un métal d'apport.

La vérification de ces soudures est d'une importance capitale car elles se trouvent exactement au point d'application des pressions générées par l'effet hydrodynamique.

Néanmoins, avant de passer à la vérification il faut transformer ces pressions à des forces en les multipliant par leurs longueurs du cordon de soudures .

Équation de la surpression dynamique convertie en N/mm :

$$p(y) = \frac{7}{8} \times \rho_w \times s_a \times \sqrt{H \times y} \times 10^{-3}$$

Ce qui donne en force :

$$N = p(y) \times L$$

L : Longueur du cordon de soudure.

a) Vérification selon l'EUROCODE

Une fois qu'on a des forces, on peut passer à la vérification des soudures en calculant les contraintes σ , τ_{\parallel} et τ_{\perp} . La loi générale proposée par l'EUROCODE est la même mais le calcul peut différer en fonction des contraintes se trouvant dans le cas de vérification (A. Dubois, 2012) :

$$\beta_w \times \sqrt{(\sigma^2 + 3 \times (\tau_{\perp} + \tau_{\parallel}))} \leq \frac{f_u}{\gamma_{Mw}}$$

Avec :

$$\tau_{\perp} = \sigma = \frac{N \times \sqrt{2}}{2 \times a \times L}$$

$$\tau_{\parallel} = \frac{N}{a \times L}$$

τ_{\perp} : Composante dans le plan de la section perpendiculaire à l'axe longitudinal du cordon.

τ_{\parallel} : Composante dans le plan de la section parallèle à l'axe longitudinal du cordon.

σ : Composante perpendiculaire à la section.

N : Effort appliqué à la soudure.

L : longueur du cordon de soudure.

a : cordon de soudure.

β_w , γ_{Mw} et f_u : Caractéristiques de l'acier et sont données dans le tableau suivant :

Tableau 7 : Valeurs des coefficients β_w et γ_{Mw} .

Nuances d'acier (MPa)		γ_{Mw}	β_w	$\beta_w \cdot \gamma_{Mw}$
f_y	f_u			
235	360	1.25	0.80	1.00
275	430	1.30	0.85	1.10
355	510	1.35	0.90	1.20

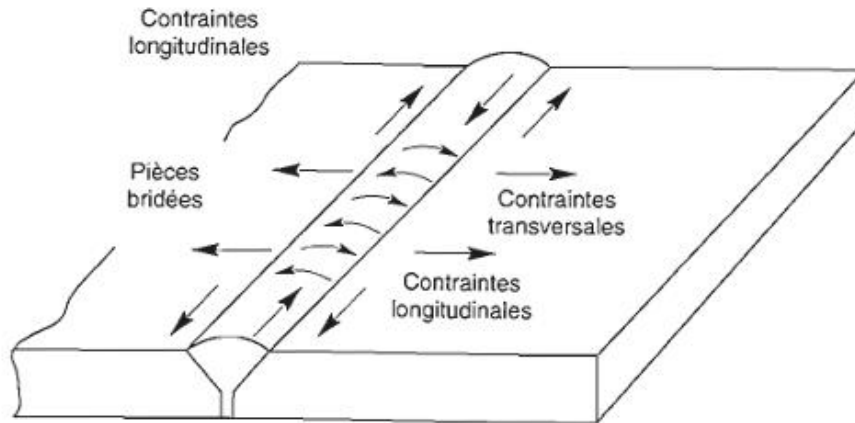


Figure 3-6 : Schéma des contraintes internes.

- Soudures suivant la longueur des viroles

Pour vérifier les soudures suivant la longueur d'une virole, on prend la valeur du calcul de la surpression dynamique la plus défavorable qui sera celle d'avant la dernière virole.

Dans le cas des soudures entre viroles, les deux contraintes parallèle et perpendiculaire sont nulles ($\tau_{\perp} = \tau_{\parallel} = 0$), donc l'équation devient :

$$\sigma \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw}}$$

Puis, on détermine l'effort en la multipliant par la longueur du cordon, la soudure étant faite sur toute la périphérie du réservoir, donc :

$$L = 2 \times \pi \times R$$

Pour la contrainte, on obtient après simplification :

$$\sigma = \frac{P(y) \times \sqrt{2}}{2 \times a}$$

Finalement la soudure est vérifiée si :

$$\frac{P(y) \times \sqrt{2}}{2 \times a} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw}}$$

- Soudures suivant la hauteur des viroles

Pour la vérification des soudures suivant la hauteur d'une même virole, on procède de la même manière que les soudures suivant la longueur des viroles.

- Soudures du fond et la première virole

Dans ce cas, on a un effort agissant sur la soudure sous un angle $\alpha = 45^\circ$, de plus de la contrainte normale on aura la contrainte perpendiculaire :

$$\tau_{\perp} = \sigma = \frac{N \times \sqrt{2}}{2 \times a \times L}$$

Et l'effort sera dans ce cas :

$$N = p(y) \times L$$

Pour avoir finalement :

$$\tau_{\perp} = \sigma = \frac{p(y) \times \sqrt{2}}{2 \times a}$$

La soudure est vérifiée si :

$$\sqrt{\left(\left(\frac{p(y) \times \sqrt{2}}{2 \times a}\right)^2 + 3 \times \left(\frac{p(y) \times \sqrt{2}}{2 \times a}\right)^2\right)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw}}$$

Après simplification :

$$\frac{p(y) \times \sqrt{2}}{a} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw}}$$

b) Vérification selon l'API650

L'API650 ne fournit pas une formule pour le calcul de la résistance des soudures comme l'EUROCODE, mais impose des tests ainsi qu'une bonne qualité d'exécution. Tout de même, pour vérifier une soudure on peut se référer au critère de la norme l'ASME Section VIII :

$$\sigma = \frac{F}{A_{Soudure}} \leq \sigma_{adm} = \frac{f_u}{\gamma_M}$$

Avec :

F : La force agissant sur le cordon.

f_u : Résistance ultime de l'acier.

γ_M : Coefficient de sécurité 1.5 à 2 selon les pratiques.

$$A_{Soudure} = L \times a_{eff}$$

L : Longueur du cordon de soudure.

Analyse déterministe du comportement sismique d'un réservoir métallique

a_{eff} : Largeur efficace du cordon de soudure :

$$a_{eff} = 0.707 \times a$$

a : épaisseur du cordon de soudure en fonction de la plus petite épaisseur des deux tôles à souder.

Le facteur 0.707 vient du fait que la section résistante dans une soudure d'angle est triangulaire.

La taille minimale du cordon de soudure est donnée au tableau 5-8 de l'AWS D1.1 :

Tableau 8 : Tableau 5-8 de l'AWS D1.1.

Épaisseur minimale (mm)	Taille du cordon (mm)
≤ 6	5
$6 < t \leq 12$	6
$12 < t \leq 19$	8
$t > 19$	10

Il est obligatoire de noter que pour des soudures de viroles, on peut souder que de l'extérieure à condition que cette soudure ait passé le test à l'ultrason (à 100%).

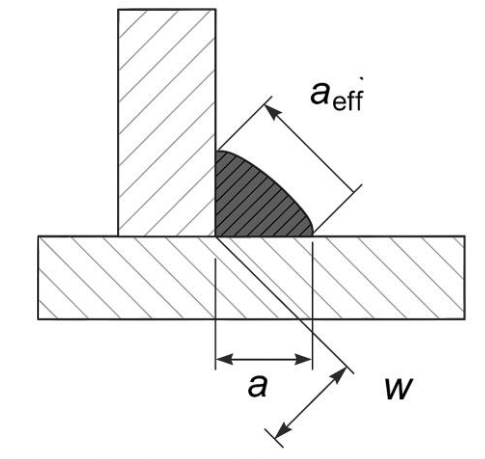


Figure 3-7 : Schéma explicatif des soudures selon l'ASME Section VIII.

Les tests et exigences de l'API650 sont donnés dans son chapitre 8 et résumés ci-dessous :

Tableau 9 : Exigences et tests des soudures selon l'API650.

Épaisseur minimale (mm)	Taille du cordon (mm)
Soudure circonférentielle extérieure	VT (Visual Test) ou RT/UT si partielle
Soudure longitudinale	RT (Radiographic Test) obligatoire
Soudure fond-coque (annulaire)	VT obligatoire
Soudure d'accessoires	VT uniquement
Joint sans soudure intérieure	100% RT/UT obligatoire (si justifié)

3.4.5. Vérification au ballotement

Lors d'un mouvement sismique, dans un réservoir partiellement rempli, une certaine partie du liquide se met en mouvement. Entraînant une formation de vague qui agissent sur la paroi et la toiture pouvant causer des déformations voir des débordements du liquide.

Ces vagues sont susceptibles d'entrer en résonance avec la fréquence d'excitation, ce qui peut amplifier les effets dynamiques.

D'après l'Eurocode, la hauteur maximale de l'onde de ballotement est principalement influencée par le premier mode fondamental de vibration. Ainsi, le pic de déplacement au bord du liquide peut être estimé à l'aide de l'expression suivante :

$$d_{max} = 0.84 \times \frac{S_a(T_1)}{g} \times R$$

$S_a(T_1)$: Accélération sismique du premier mode fondamental.

g : Gravité terrestre ($g \approx 10 \text{ m/s}^2$).

R : Rayon du réservoir.

Par la suite, l'effet de vague est vérifié si :

$$H \leq H_e + d_{max}$$

Où :

H_e : Hauteur max du liquide.

H : Hauteur du réservoir.

3.4.6. Vérification du pas d'éléphant

Le pas d'éléphant est un flambement ou bien une ovalisation locale en pied de réservoir provoquée par la pression hydrodynamique lors d'un séisme. Selon l'EUROCODE, dans les réservoirs à épaisseurs de viroles variable, il ne faut pas limiter la vérification de ce mode de défaillance à la section proche de la base, mais l'étendre à toutes les sections de fond des parties de la paroi avec épaisseur constante. Le pas d'éléphant peut être vérifié par l'équation donnée par l'EUROCODE 8, partie 4 :

$$\sigma_M < \sigma_l$$

$$\sigma_M = \sigma_{c1} \left[1 - \left(\frac{p \times R}{s \times f_y} \right)^2 \right] \left(1 - \frac{1}{1.12 \times r^{1.15}} \right) \left[\frac{r + f_y/250}{r + 1} \right]$$

$$\sigma_{c1} = 0.6 \times R \times \frac{s}{R}$$

$$r = \frac{R/s}{400} \times f_y$$

$$\sigma_l = \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

σ_M : La contrainte de sollicitation du pas d'éléphant.

σ_l : La contrainte limite.

σ_{c1} : La contrainte critique idéale de flambement.

r : La limite élastique du matériau de la paroi du réservoir.

P : Pression de WESTERGAARD appliquée à la première virole en N/mm^2 (MPa).

R : Rayon du réservoir en mm.

s : Épaisseur du fond.

f_y : Nuance d'acier.

γ_{M0} : Coefficient de sécurité = 1,1.

3.5. Application pratique

3.5.1. Présentation du projet

Pour application numérique, on a un réservoir métallique posé sur un sol de sable très dense, d'une capacité d'environ 23500 m^3 , constitué de 9 viroles pour une hauteur totale de 18.75m et d'un diamètre de 40m.

L'ouvrage servira au stockage du gasoil servant à alimenter des turbines de la centrale électrique de Kais, wilaya de Khenchela de la Société Nationale de l'Electricité et Gaz (SONELGAZ).



Figure 3-8 : Réservoir métallique posé au sol.

Analyse déterministe du comportement sismique d'un réservoir métallique

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

Tableau 10 : Caractéristiques géométriques du réservoir.

Caractéristiques géométriques du réservoir		
Donnée	Valeur	Unité
Nuance d'acier	235	MPa
Diamètre	40	m
Rayon du réservoir	20	m
Rayon de courbure	24	m
Hauteur du réservoir	18,75	m
Hauteur max du liquide	17	m
Volume maximale	21352	m ³
Masse volumique du liquide	840	Kg/m ³
Le nombre de virole	9	/
Vitesse du Vent (RNV 2013 (ZONE-II))	27	m/s
Pression de conception	1 ATM \approx 100	KN/m ²
Pression externe	1 ATM \approx 100	KN/m ²
Pression à surface libre du liquide	$P_0 = 0$	N/mm ²
Pression du vent	1.1 = 1100 N/mm ²	KN/m ²

3.5.2. Choix des matériaux

L'ASTM (anciennement American Society for Testing and Materials, aujourd'hui appelée ASTM International) est une organisation ayant pour but de publier des normes sur différents matériaux et services qui ont succédé aux essais de caractérisation mécanique ainsi qu'une analyse chimique de leurs compositions.

Le choix des matériaux se fait en respectant ces exigences :

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

D'après l'ASTM, pour les réservoirs de stockage de pétrole et dérivés à une température ambiante l'acier à utiliser sera :

Analyse déterministe du comportement sismique d'un réservoir métallique

a) A283 Gr C

L'acier A283 Grade C est un acier doux au carbone qui servira pour le fond ainsi le toit.

Tableau 11 : Composition chimique de l'A283 Gr C.

NUANCE	C%	Si%	P%	S%	Mn%
A 283 Gr C	0,21	0,5	0,055	0,055	0,9

Tableau 12 : Caractéristiques mécaniques de l'A283 Gr C.

NUANCE	Limite d'élasticité Minimale σ_e (Mpa)	Résistance à la traction minimale (MPa)	Allongement %
A 283 Gr C	205	380	22 à 29

De plus, il faut vérifier la soudabilité de cet acier :

$$C_E = \%C + \frac{M_N}{20} + \frac{N_I}{15} + \frac{N_r + M_0 + V}{10}$$

Si $C_E < 0.3$ bonne soudabilité.

$0.3 < C_E < 0.6$ préchauffage nécessaire.

$C_E > 0.6$ Problème de soudabilité très particulier.

$$C_E = 0.21 + \frac{0.9}{20} = 0.255$$

$C_E < 0.3$ ce qui nous donne une bonne soudabilité.

b) A 573 Gr 70

L'acier ASTM A573 Grade 70 est plus résistant que l'A283 Gr C, raison pour laquelle il servira pour la robe.

Tableau 13 : Composition chimique de l'A573 Gr 70.

NUANCE	C%	Mn%	Si%	P%	S%	Cr%	Ni%	Mo%	Cu%
A573 Gr 70	0,24	0,8	0,50	0,035	0,035	0,25	0,25	0,08	0,35

Analyse déterministe du comportement sismique d'un réservoir métallique

Tableau 14 : Caractéristiques mécaniques de l'A573 Gr 70.

NUANCE	Limite d'élasticité minimale f_y (Mpa)	Résistance à la traction minimale f_u (MPa)	Allongement %
A 573 Gr 70	290	485	22

Pour la vérification de la soudabilité :

$$C_E = 0.24 + \frac{0.8}{20} = 0.28$$

$C_E = 0.28 < 0.3$ Donc c'est une bonne soudabilité.

3.5.3. Caractéristiques du site

Le RPA 2003 (version99) a divisé le territoire national en cinq (5) zones sismiques, mais depuis le 8 Janvier 2024 celui est remplacé par le RPA 2024 avec une division à sept (7) zones sismiques selon la Wilaya et la commune.

Tableau 15 : Classement des zones sismiques selon RPA 2024.

Sismicité	Zone
Très faible	0
Faible	I
Faible à moyenne	II
Moyenne	III
Moyenne à élevée	IV
Elevée	V & VI

a) Choix de la zone sismique

L'ouvrage est implanté à la commune de Kais, wilaya de Khenchela classée en zone II.

Tableau 16 : Classement de la com de Kais, Wilaya de Khenchela.

40	<p>KHENCHELA</p> <p>Groupe de communes A Toutes les communes autres que celles figurant au groupe de communes B</p> <p>Groupe de communes B M' Sara, Aïn Touila, Baghaï, Bouhmama, Chélia, El Hamma, El Mahmal, Ensigha, Kais, Khenchela, M'Toussa, Ouled Rechache, Tamza, Taouzient, Yabous, Remila</p>	<p>III</p> <p>II</p>
----	---	----------------------

b) Catégorie du sol (Si)

Les sites sont classés en cinq (5) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols.

Pour notre cas, on a un sol de sable très dense, qui est un site rocheux donc de catégorie **S1**.

Ce sol se présente des caractéristiques géotechniques et mécaniques favorables, pour sa très bonne capacité portante.

c) Coefficient d'accélération moyen (A)

On a associé pour chaque zone un coefficient d'accélération moyen, on a tenu pour référence un sol S1, ainsi qu'une période de retour $T_r = 475$ ans, donné au tableau suivant :

Tableau 17 : Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération de zone.

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.07
II	Faible à moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.20
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30

Dans notre cas, on a une zone de sismicité II donc $A = 0,10$.

d) Coefficient du site (S)

Il s'agit d'un paramètre donné par le RPA 2024 dépendant du niveau de sismicité ainsi que la classe du sol.

On lui a associé les périodes T_1 , T_2 et T_3 qui décrivent la forme du spectre de réponse élastique comme définit au tableau ci-dessous :

Analyse déterministe du comportement sismique d'un réservoir métallique

Tableau 18 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique des types 1 et 2.

Spectre type 1	S	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
<i>(Zones IV, V et VI)</i>				
site: S_1	1.00	0.10	0.40	2.0
site: S_2	1.20	0.10	0.50	2.0
site: S_3	1.30	0.15	0.60	2.0
site: S_4	1.35	0.15	0.70	2.0

Spectre type 2	S	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
<i>(Zones I, II et III)</i>				
site: S_1	1.00	0.05	0.25	1.20
site: S_2	1.30	0.05	0.30	1.20
site: S_3	1.55	0.10	0.40	1.20
site: S_4	1.80	0.10	0.50	1.20

e) Coefficient de correction d'amortissement visqueux (η)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}}$$

Où :

ζ : est le pourcentage d'amortissement critique.

Pour notre projet, on a $\zeta = 5\%$ ce qui nous donne $\eta = 1$.

f) Coefficient d'importance (I)

Le Coefficient d'importance I est un coefficient reflétant l'importance de l'ouvrage, le RPA 2024 a donné les valeurs de I en fonction de l'importance de l'ouvrage.

Dans le cas d'un réservoir, celui-ci est classé en Groupe 1B : Bâtiments de grande importance, donc le coefficient d'importance I est égal à 1,20.

Tableau 19 : Valeurs des coefficients d'importance.

Coefficient d'importance, I	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I	1.40	1.20	1	0.80

g) Coefficient de comportement global de la structure

Donné en tableau 3.17 du RPA en fonction des contreventements qui leur conception doit dépendre d'un seul coefficient de comportement global R pour chaque direction principale.

La valeur de R dépend de la capacité de dissipation d'énergie vis-à-vis de l'action sismique en fonction des matériaux, du type de construction...

Pour les réservoirs, ils n'ont pas été cités de manière directe, la raison pour laquelle on a mis une hypothèse afin d'évaluer la valeur de R, on a pris une valeur de **R = 3** associées selon le RPA à « Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes ».

h) Facteur de qualité

Le coefficient de comportement, R, est corrigé par le coefficient de qualité Q_F dépendant de l'aspect géométriques de l'ouvrage et peut être déterminé par :

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^i P_q$$

Où :

Q_F : Facteur de qualité.

P_q : la pondération à retenir selon que le critère de qualité q.

Catégorie	Critère, q	P_q	
		Observé	N/observé
(a)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

Figure 3-9 : Valeurs des Pondérations P_q selon RPA2024.

Dans notre cas, pour un réservoir tous les critères sont vérifiés donc aucune pondération ni prise en compte, $Q_F = 1$.

i) La période fondamentale T

La période fondamentale T est le temps que met la structure pour réaliser une oscillation complète lors de la vibration.

L'équation suivante permet de calculer la période fondamentale :

Analyse déterministe du comportement sismique d'un réservoir métallique

$$T = 1.79 \times H_t^2 \times \sqrt{\frac{P}{g \times E \times I_x}}$$

Avec :

H_t : Hauteur total de l'ouvrage.

P : Poids total de l'ouvrage.

g : Gravité terrestre.

E : Module d'élasticité de l'acier.

I_x : Moment d'inertie de la paroi par rapport à l'axe horizontal.

$$I_x = \frac{\pi}{4} \times (R_e^4 - R_i^4)$$

R_e : Rayon extérieure du réservoir.

R_i : Rayon intérieure du réservoir.

j) Accélération verticale (A_v)

Quant à l'accélération verticale A_v , le RPA 2024 nous donne les valeurs A_v/A selon le type de zone ainsi la catégorie du site, alors il suffit de multiplier par A :

Tableau 20 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique vertical de type 1.

(Site)	$\frac{A_v}{A}$	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)	α
S_1	0.90	0.05	0.20	1.0	0.6
S_2	0.90	0.05	0.30	1.0	0.6
S_3	0.90	0.05	0.40	1.0	0.6
S_4	0.90	0.05	0.50	1.0	0.6

Tableau 21 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique vertical de type 2.

(Site)	$\frac{A_v}{A}$	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)	α
S_1	0.55	0.05	0.15	1.0	0.8
S_2	0.55	0.05	0.20	1.0	0.8
S_3	0.55	0.05	0.25	1.0	0.8
S_4	0.55	0.05	0.30	1.0	0.8

Analyse déterministe du comportement sismique d'un réservoir métallique

3.5.4. Calcul des différents éléments de l'ouvrage selon L'EUROCODE 3

Pour le calcul du réservoir, on a élaboré un programme sur logiciel MATLAB capable de faire le dimensionnement, l'étude sismique ainsi que la vérification des modes de défaillance en introduisant les caractéristiques du réservoir.

Pour notre projet, MATLAB nous a fait le calcul et les données sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau 22 : Épaisseurs des viroles données par MATLAB.

N° de virole	Hauteur de la virole (m)	Profondeur (m)	t _c (mm)	t _{adp} (mm)
1	1.95	1.95	1.56	8
2	2.1	4.05	3.54	8
3	2.1	6.15	5.52	8
4	2.1	8.25	7.50	8
5	2.1	10.35	9.48	10
6	2.1	12.45	11.47	12
7	2.1	14.55	13.45	14
8	2.1	16.65	15.43	16
9	2.1	18.75	17.41	18

Pour le fond, on a opté pour un acier au carbone, soudé en bout à bout. D'où les résultats :

Tableau 23 : Epaisseurs du fond et du toit.

	Valeur calculer	Valeur retenue	Unité
Epaisseur du toit	7.06	8	mm
Epaisseur du fond	5.66	6	mm
Largeur de la tôle annulaire	347.65	500	mm

Tableau 24 : Renforts du réservoir.

Résultats MATLAB	
Cornière de la jonction cylindre-toiture	80x80x6
Raidisseurs primaires	Raidisseurs primaires non nécessaires
Raidisseurs secondaires	150x100x10

3.5.5. Vérification de l'ouvrage sous différents modes de défaillances

En cette partie, MATLAB procédera aux différentes vérifications quant aux modes de défaillance, commençons par la vérification au renversement vis-à-vis du vent :

```
Vérification de la stabilité au vent  
  
Le moment renversant est de 7734.38 KN.m  
  
Le moment stabilisant est de 40140.5 KN.m  
  
Le réservoir est stable vis-à-vis du renversement au vent.
```

Figure 3-10 : Vérifications de la stabilité au vent de MATLAB.

Pour le calcul sismique, on doit noter les valeurs des différents paramètres à utiliser données par MATLAB :

Tableau 25 : Valeurs utiliser dans le calcul sismique.

	Valeur	Unité
Poids total du réservoir	2007	KN
Hauteur totale	23.38	m
Accélération verticale	0.055	m/s ²
Moment d'inertie I_x	451.78	m ⁴

Pour que finalement MATLAB génère la courbe du spectre de réponse :

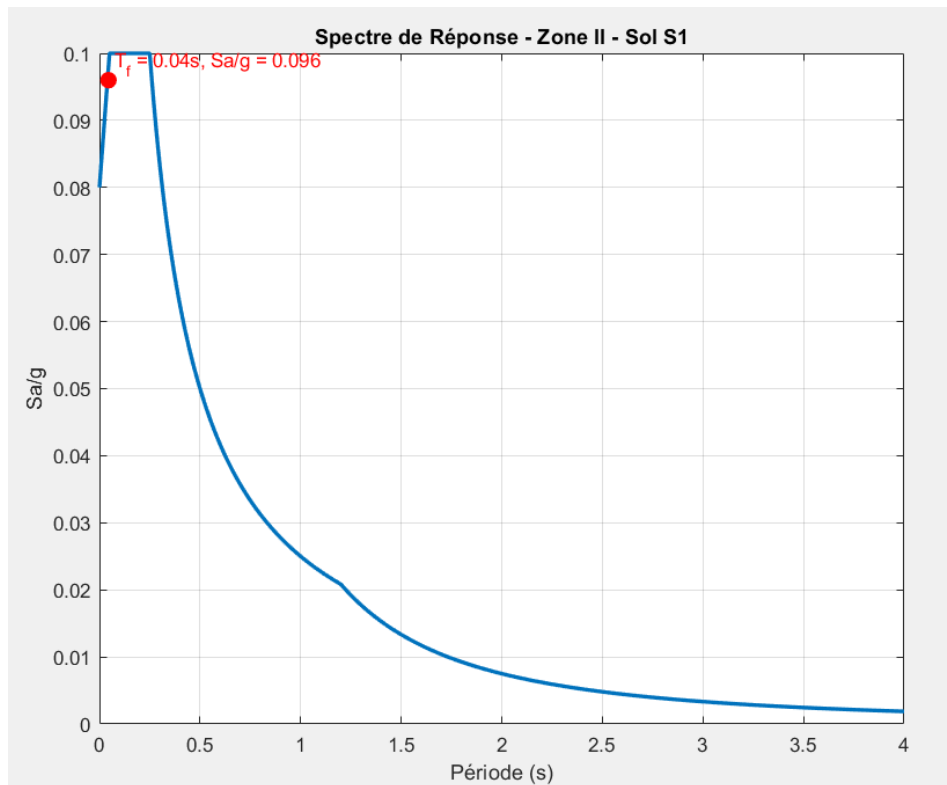


Figure 3-11 : Courbe du spectre de réponse correspondante.

Ce qui nous permettra par la suite de passer à la partie WESTERGAARD de notre code, afin de calculer les pressions et la force totale sous l'effet hydrodynamique :

Tableau 26 : Pressions de l'effet hydrodynamique.

Profondeurs H et pression correspondante :	
Profondeur (m)	Pression (N/m)
1.95	4266.5
4.05	6148.7
6.15	7577
8.25	8775.8
10.35	9829.5
12.45	10781
14.55	11654
16.65	12467
18.75	13230

```
Calcul de la force appliquée

Force F calculée est : 16.5375 KN
Position x de la force depuis le fond est : 6.8 m
Le moment renversant est de : 112.455 KN.m
```

Figure 3-12 : Force de WESTERGAARD ainsi que son moment renversant.

Du fait que le moment stabilisant l'emporte vis-à-vis des moments de renversement, MATLAB a donné ces résultats quant au nombre d'ancrage nécessaire :

```
Calcul du nombre d'ancrage selon l'eurocode

Selon l'eurocode on n'a pas besoin d'ancrages

Calcul du nombre d'ancrage selon l'api 650

Selon l'api 650 on n'a pas besoin d'ancrages
```

Figure 3-13 : Résultat sur le nombre d'ancrage donné par MATLAB.

Concernant les soudures, elles étaient toutes vérifiées pour les viroles suivant leur hauteur et longueur selon les deux réglementations :

```
La soudure suivant la longueur et hauteur de la virole est vérifiée pour P = 1.950000e+00
La soudure suivant la longueur et hauteur de la virole est vérifiée pour P = 4.050000e+00
La soudure suivant la longueur et hauteur de la virole est vérifiée pour P = 6.150000e+00
La soudure suivant la longueur et hauteur de la virole est vérifiée pour P = 8.250000e+00
La soudure suivant la longueur et hauteur de la virole est vérifiée pour P = 1.035000e+01
La soudure suivant la longueur et hauteur de la virole est vérifiée pour P = 1.245000e+01
La soudure suivant la longueur et hauteur de la virole est vérifiée pour P = 1.455000e+01
La soudure suivant la longueur et hauteur de la virole est vérifiée pour P = 1.665000e+01
La soudure du fond et première virole est vérifiée
```

Figure 3-14 : Résultats de MATLAB pour les vérifications des soudures selon l'EUROCODE.

```
Vérification des soudures selon l'API650 :  
Soudure vérifiée pour P = 1.95 m  
Soudure vérifiée pour P = 4.05 m  
Soudure vérifiée pour P = 6.15 m  
Soudure vérifiée pour P = 8.25 m  
Soudure vérifiée pour P = 10.35 m  
Soudure vérifiée pour P = 12.45 m  
Soudure vérifiée pour P = 14.55 m  
Soudure vérifiée pour P = 16.65 m  
Soudure vérifiée pour P = 18.75 m
```

Figure 3-15 : Résultats de MATLAB pour les vérifications des soudures selon l'API650.

Ensuite, on a la vérification au ballotement :

```
Vérification de l'effet de vague  
L'effet de vague est vérifié
```

Figure 3-16 : Vérification au ballotement.

Enfin, la vérification du pas d'éléphant :

```
Vérification du pas d'éléphant selon l'EUROCODE :  
Le flambement/pied d'éléphant est vérifié.
```

3.6. Conclusion

Ce chapitre a permis de présenter l'analyse déterministe en se basant sur les prescriptions normatives en vigueur. Dans un premier temps, un prédimensionnement a été réalisé afin de définir les principales dimensions géométriques et les caractéristiques mécaniques du réservoir. Ensuite, l'analyse sismique a permis d'évaluer les effets hydrodynamiques ainsi par la suite les modes de défaillance : le renversement vis-à-vis du vent et la force hydrodynamique, les soudures, le flambement, le ballotement qui n'ont montré aucun signe de défaillance, mais reste limité de sa nature déterministe d'où la nécessité d'une approche probabiliste, développée dans le chapitre suivant.



**Analyse probabiliste de la stabilité
dynamique**

Chapitre 4 : Analyse probabiliste de la stabilité dynamique

Dans le chapitre précédent, une formulation déterministe d'un réservoir métallique a été présentée où la modélisation de sa réponse aux sollicitations dynamiques a été faite, en utilisant des valeurs fixes et connues pour les propriétés mécaniques, géométriques et les charges appliquées, et ce en s'appuyant sur les coefficients partiels de sécurité. Cependant, cette méthode généralement appliquée ne permet pas la prise en compte des risques liés aux défaillances donc sa fiabilité et même conduit à un surdimensionnement dû à la marge prise quant aux différents modes de défaillance (Peyras et al, 2012). Afin de remédier à ça, une nouvelle méthode basée sur la théorie des probabilités est développée, permettant de prendre en compte les incertitudes des paramètres et des phénomènes mis en jeu lors d'un calcul de dimensionnement.

Pour notre projet, ce chapitre sera consacré entièrement au calcul probabiliste du réservoir dimensionné au précédent chapitre, pour ce on a considéré des fonctions d'états représentées en 3.4 et sont celles liées au renversement dû à la force de l'effet hydrodynamique de WESTERGAARD à l'état limite ultime, des soudures plus précisément celles du fond et la première virole et le ballonnement de la surface libre de l'eau à l'état limite de service.

4.1. Définition des variables aléatoires

Une variable aléatoire est une grandeur numérique modélisant un phénomène incertain, qui donne par la suite une probabilité pour chaque valeur qu'elle prend.

En ingénierie, on lit les variables aléatoires à différents paramètres et phénomènes, dans notre cas afin de prendre en considération l'incertitude de la réaction du réservoir, on a considéré une variable : l'accélération sismique.

4.2. Modes de ruine et fonctions d'états limites

Les modes de ruines définissent les différentes façons dont une défaillance peut avoir lieu dans la structure. Dans le but d'évaluer ces risques, on utilise des fonctions d'état limite qui nous permet de distinguer l'état de sécurité et celui de ruine comme expliqué à 2.4.

4.2.1. État de limite ultime de la stabilité au renversement

En se référant à l'EUROCODE, sous l'effet hydrostatique du liquide dans le réservoir résultant de l'action sismique à l'État Limite Ultime (ELU), la stabilité du réservoir peut montrer une défaillance dû au renversement générée par la force hydrostatique de WESTERGAARD.

Le calcul du moment stabilisant prendra en compte le poids total du réservoir vide comme calculer en 3.3.7.

Le critère de justification vis-à-vis du renversement de l'ouvrage doit vérifier que le moment stabilisant est supérieur au moment renversant, la raison pour laquelle on lui a associé la fonction de performance G_1 vérifiant cet état limite :

$$G_1 = M_s - M_r$$

4.2.2. État limite de service des soudures

Un autre mode qui peut entraîner la défaillance d'un réservoir métallique est lié à la qualité des soudures. Ainsi, selon l'EUROCODE et l'API650 l'état limite de défaillance correspond à la situation où les soudures d'un ouvrage, tel qu'un réservoir métallique, sont déformées ou chargées excessivement sans rupture. Ce critère vise à garantir une bonne résistance des soudures sous l'effet des différentes charges.

Ainsi, la perte de performance dans ouvrage de stockage lié à défaillance au niveau des soudures, est traduit par la fonction d'état limite donnée comme suit :

$$G_2 = \sigma_{lim} - \sigma_s$$

4.2.3. Effet de ballonnement

Lors de l'action sismique, le liquide stocker dans le réservoir se met en mouvement entraînant la naissance de vague en surface pouvant provoquer des endommagements de certains de ses composants (Toiture, virole). À cet effet, la hauteur du liquide doit être limitée pour qu'elle ne dépassera pas la hauteur totale lors d'un séisme. Selon l'EUROCODE, la hauteur de la vague est donnée par la formule :

$$d_{max} = 0.84 \times \frac{S_{ai}}{g} \times R$$

Pour avoir finalement la hauteur totale du liquide :

$$H_L = H_e + d_{max}$$

Celle-ci doit être inférieure à la hauteur du réservoir H , d'où la fonction de l'état limite est donnée par :

$$G_3 = H - H_L$$

4.2.4. Pas d'éléphant (Elephant-foot)

La déformation au niveau des virole d'un réservoir métallique, appelé pas d'éléphant peut se former près du fond du réservoir suite à une pression hydrodynamique causée par l'action sismique. Une telle déformation est due à une contrainte qui doit être inférieure à celle admissible. D'où la fonction de performance :

$$G_4 = \sigma_l - \sigma_M$$

4.3. Identification des variables considérées

Dans cette étude, on n'a considéré qu'une seule variable aléatoire : l'action sismique mais plus précisément il s'agit du coefficient d'accélération de zone A.

4.3.1. Chargement sismique aléatoire

Afin de prendre en compte l'incertitude lié à l'action sismique, le coefficient d'accélération de zone a été pris comme variable aléatoire. Ce paramètre est associé de manière direct à l'intensité du séisme à la base du réservoir influençant par la suite sa réponse dynamique.

Avant de procéder à une distribution, il fallait faire un choix à l'égard de la loi de distribution qui sera utilisé, nous avons effectué une analyse statistique en se basant sur des tests de type Chi-2 χ^2 (Ahmadi et al, 2015). Ce test permet de comparer la distribution empirique (observée) des données sismiques avec la distribution théorique choisie (normale, gamma, gumbel...), en vérifiant si les écarts sont statistiquement acceptables. Au début, les n observations de la variable aléatoire sont répartie en un ensemble de k intervalles (Laurencelle, 2001). Par la suite, nous tenons à comparer la série des fréquences (O_i) de valeurs observées dans les k classes de la variable à la série correspondante des fréquences théoriques (E_i) (Rohatgi et al, 2001).

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

Ces lois ont été ajustées à un ensemble de données sismiques typiques de la région étudiée générés vis MATLAB, et ont été ajusté à l'aide du test Chi-2, finalement seule la loi de Gumble est acceptée tant dis que les autres ont été rejetées à cause des valeurs de Chi-2 supérieures à la valeur critique tabulée.

Tableau 27 : :Analyse du degré d'ajustement des lois de distribution par le test d'adéquation chi-2 (Aliche, 2016).

Lois de distribution	Paramètres	Test statistique	Valeur critique	Test résultat
		$\chi^2_{\text{observé}}$	$\chi^2_{\text{théorique}}$	
log normal	$\mu = 0.0894$ $\sigma = 0.976$	18.73	7.81	Rejeté
Gumbel	$\mu = 2.254$ $\sigma = 1.497$	6.30		Accepté
Gamma	A=1.4771 B=1.0774	8.10		Rejeté
Exponentiel	$\mu = 1.591$	13.61		Rejeté

La loi de Gumbel (loi des valeurs extrêmes de type I) est couramment utilisée pour décrire la distribution des maxima dans une série temporelle d'événements rares, et convient donc parfaitement pour représenter notre cas d'étude.

La fonction de densité de probabilité de la loi de Gumbel s'écrit comme suit (Dang, 2014) :

$$f(x) = \frac{1}{\eta} \exp\left(-\frac{x-\lambda}{\eta}\right) \exp\left(-\exp\left[-\frac{x-\lambda}{\eta}\right]\right)$$

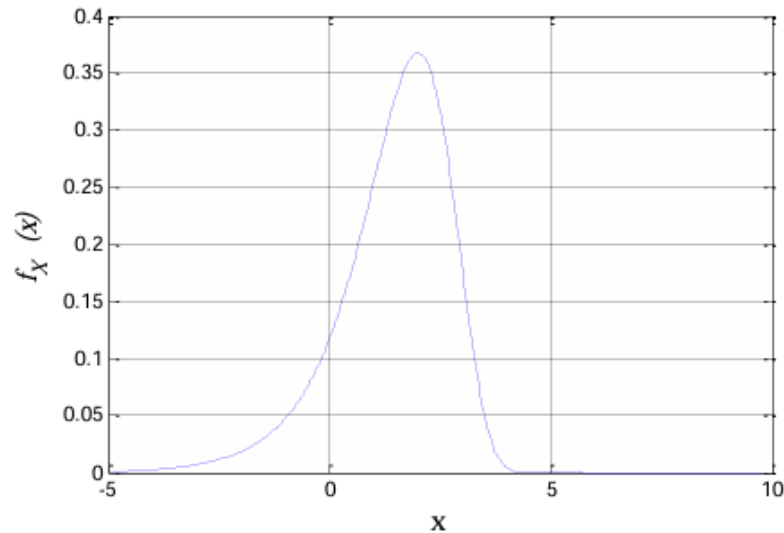


Figure 4-1 : Allure de la fonction de densité de probabilité de la loi de Gumbel.

4.3.2. Mise en œuvre informatique

L'approche probabiliste employée dans cette partie du mémoire, a été implémentée via un programme sous MATLAB, permettant d'intégrer l'aléa sismique par une modélisation stochastique du coefficient d'accélération de zone, et de réaliser une analyse dynamique de la structure pour plusieurs scénarios sismiques élaborés en vue d'évaluer le taux de défaillance du réservoir sous séisme pour les différents modes de défaillance considérés.

La figure 4-2 illustre l'organigramme du fonctionnement global du programme de calcul :

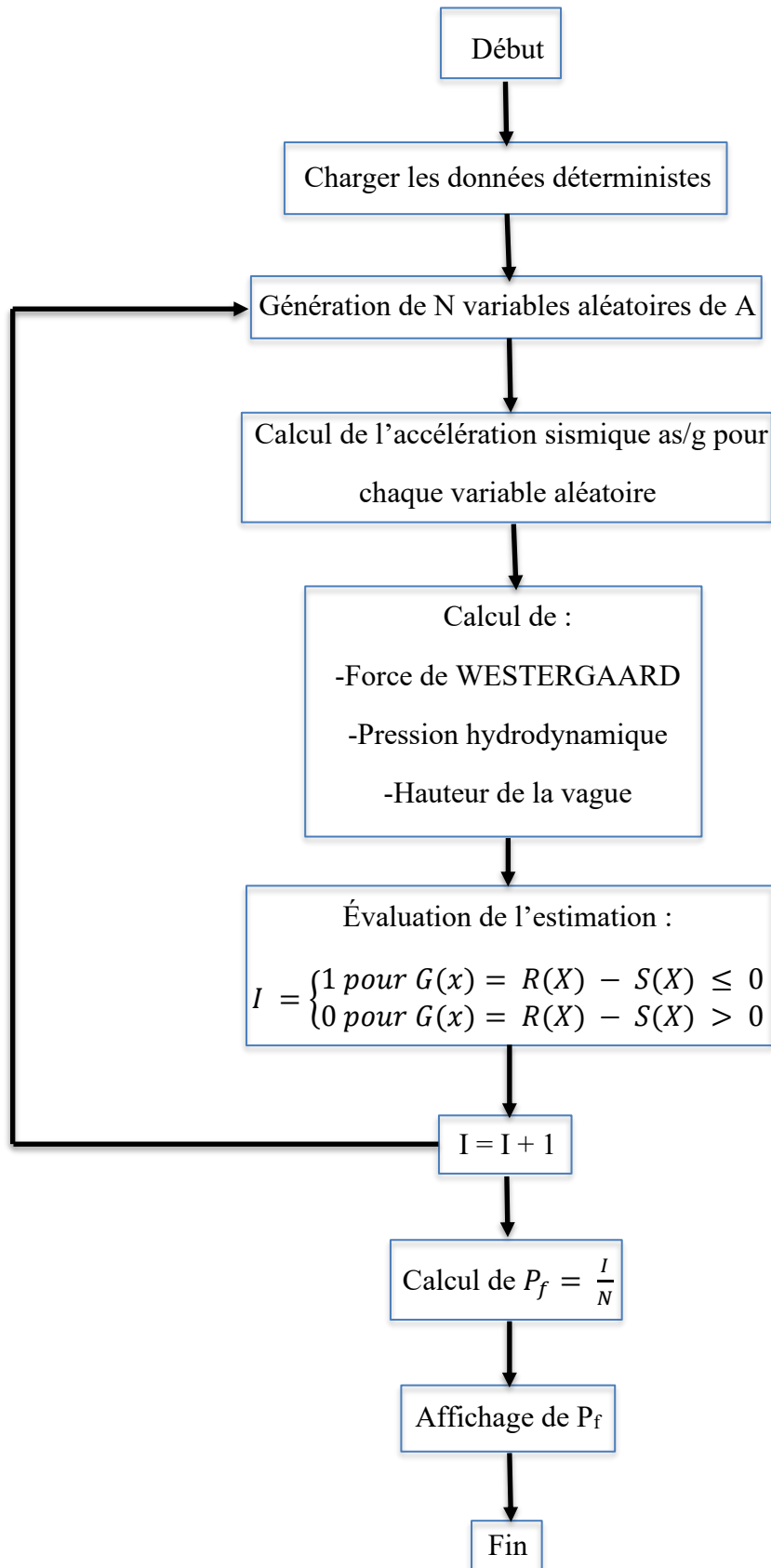


Figure 4-2 : Organigramme de calcul de la probabilité de défaillance par la méthode de Monte Carlo.

4.4. Application pratique

Comme application pratique, on a pris le même réservoir que le chapitre précédent afin d'évaluer les probabilités de défaillance de chaque mode.

4.4.1. Évaluation de la probabilité de défaillance

Le but d'une analyse probabiliste est d'évaluer la probabilité de défaillance en estimant la vulnérabilité structurelle du réservoir métallique sous un chargement sismique incertain.

La probabilité de défaillance P_f est au fait la probabilité que la valeur de la réponse structurale dépasse la valeur limite critique représentant une défaillance ou bien une rupture. Plusieurs approches numériques basées sur des intégrations et des approximations numériques sont suggérées comme résumé au 2.3. Dans notre cas, le calcul de la probabilité de défaillance a été mené suivant la méthode de Monte Carlo.

La méthodologie est assez simple, en premier lieu, on a généré un grand nombre de valeurs aléatoires que nous notons N avec le logiciel MATLAB, par la suite, un indicateur de ruine I est utilisé pour définir un état de défaillance de la fonction G considérée :

$$I = \begin{cases} 1 & \text{si } G \leq 0 \\ 0 & \text{si } G > 0 \end{cases}$$

Pour enfin qu'on puisse calculer la probabilité de défaillance pour chaque mode de défaillance comme suit :

$$P_f = \frac{\sum_{i=1}^N I}{N}$$

4.4.2. Choix du nombre de tirage

Une analyse probabiliste doit être assez précise afin d'estimer la probabilité la plus exacte possible, cela repose d'une manière directe sur le nombre de tirage nécessaire N ce qui a nécessité un test de convergence pour les différentes fonctions d'états limite.

Les figures 4-3 et 4-4 montrent respectivement la convergence obtenue du coefficient de variation de l'estimateur et la stabilité des probabilités de ruine en fonction du nombre de tirages. Le coefficient de variation est estimé par la loi suivante (Lemaire, 2005) :

$$C_v = \sqrt{\frac{1 - P_f}{N_{sim} \cdot P_f}} \approx \sqrt{\frac{1}{N_{sim} \cdot P_f}} \Big|_{P_f \rightarrow 0}$$

Après avoir fait les tests sous un programme MATLAB, pour un coefficient de variation de l'estimateur de 0.01, la convergence et la stabilité des calculs de la valeur de la probabilité de défaillance P_f sont obtenues à partir d'un nombre de simulations supérieur ou égal à environ 44000. Sur ce pour la suite de nos calculs probabilistes, on a adopté une valeur de $N = 50000$.

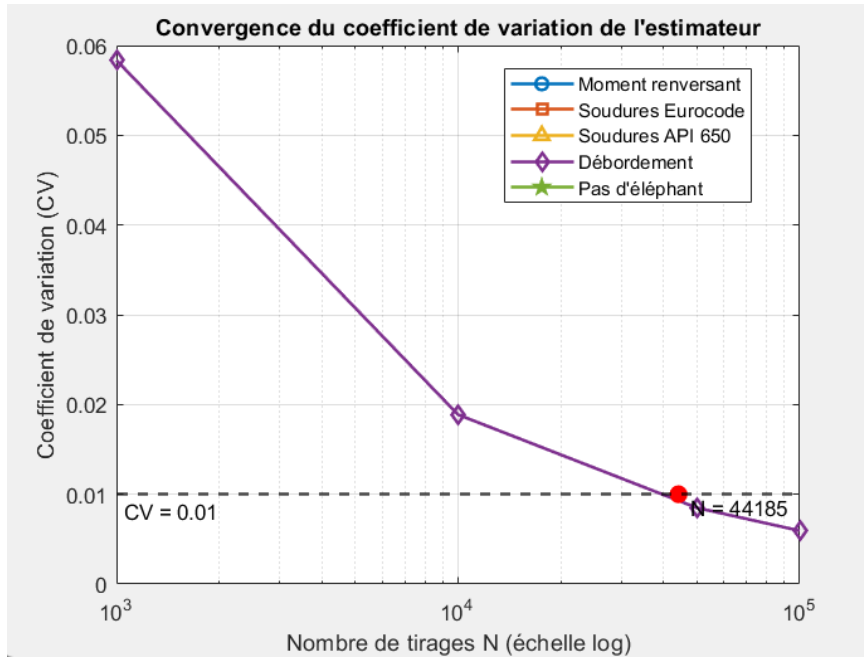


Figure 4-3 : Convergence du Coefficient de Variation de l'estimateur en fonction du nombre de tirage.

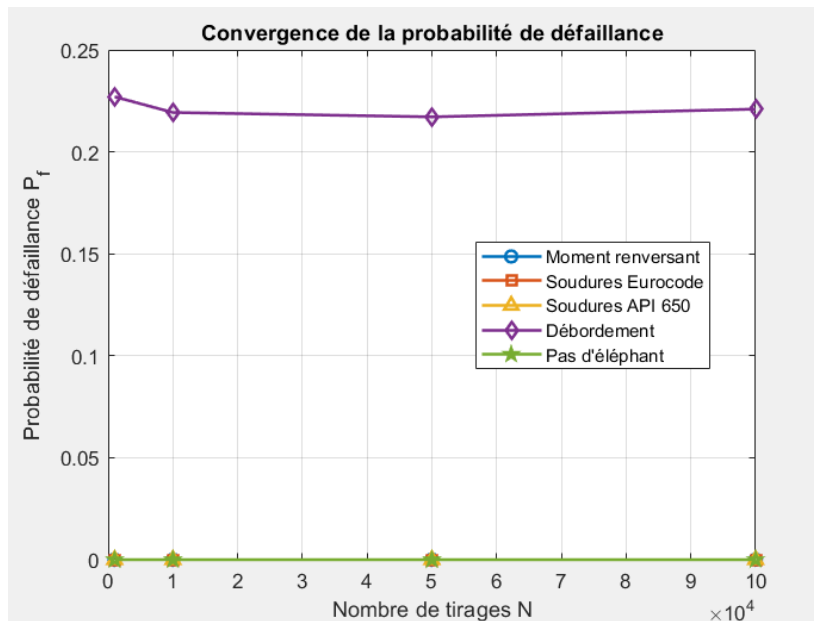


Figure 4-4 : Convergence et stabilité des probabilités de ruine en fonction du nombre de tirages.

4.4.3. Évolution de P_f en fonction des modes de ruines

Dans cette étude comme montré dans la section précédente, on a fait appel aux trois modes de ruine indépendants cités en 4.2 mais lié à l'accélération sismique modélisé comme variable aléatoire dans le cadre de l'approche probabiliste pour évaluer la sécurité globale du réservoir soumis au chargement sismique.

On doit rappeler les modes de ruines considérés :

- Renversement du réservoir.
- Soudure de la première virole au fond.
- Le ballonnement.

Le tableau 26 et la figure 4-5 montre la probabilité de ruine pour chaque mode considéré calculer par MATLAB :

Tableau 28 : Probabilité de défaillance pour chaque mode de ruine.

Mode de ruine	Critère de défaillance	Probabilité P_f
Renversement du réservoir	$M_r < M_s$	0
Soudures de la première virole au fond selon l'EUROCODE	$\sigma_s < \sigma_l$	0
Soudures de la première virole au fond selon l'API650	$\sigma_s < \sigma_l$	0
Le ballonnement	$H_L < H$	0.2217
Pas d'éléphant	$\sigma_M < \sigma_l$	0

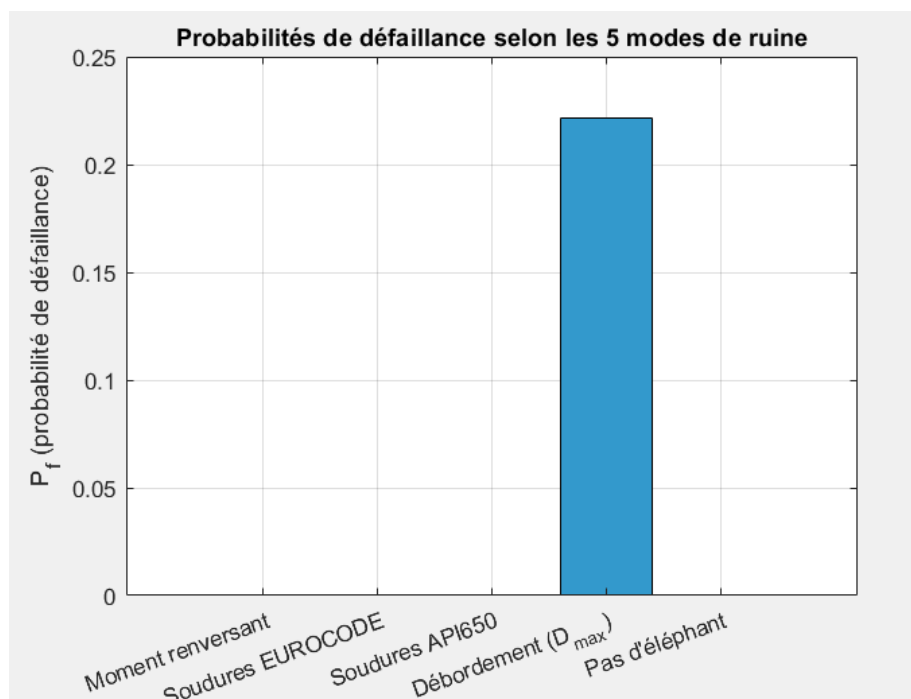


Figure 4-5 : Probabilités de défaillance selon les modes de ruines.

Il ressort que les probabilités de défaillance par moment renversant, soudure du fond à la première virole, pas d'éléphant sont nulles tant dis que le mode de ruine le plus critique est le ballottement avec une probabilité de défaillance d'environ $P_f = 0,22$ indiquant un risque notable de dépassement de la hauteur libre sous sollicitations dynamiques.

4.4.4. Effet du site sur l'évolution de P_f

Afin de voir l'effet du site sur l'évolution de P_f , nous avons survolé l'ouvrage sur les quatre catégories de site. Ainsi, pour la même zone sismique, on a implanté notre ouvrage dans les quatre types de sol (RPA 2024). Les résultats sont montrés dans les figures suivantes :

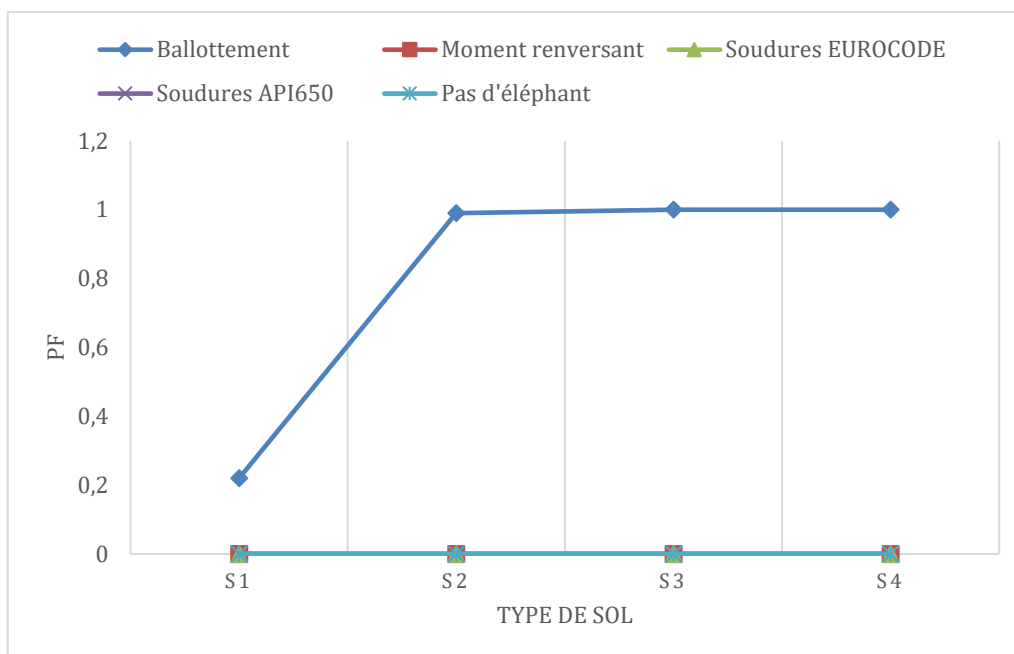


Figure 4-6 : Effet du site sur l'évolution de P_f .

Il est évident à dire d'une part que la défaillance par ballottement s'avère la plus influencé par le type de sol. Ainsi, en S1 la probabilité de défaillance sous l'effet de ballottement est $P_f=0.2$, qui passe à $P_f=1$, dans les sites S2 à S4. D'autre part, les autres modes montrent des valeurs nulles. Ceci dit que le ballottement représente un risque considérable pour le réservoir en cas d'une action sismique.

4.4.5. Effet de la zone et du site sur l'évolution de P_f

Dans le but de juger l'influence de la zone et du site sur la probabilité de ruine, nous avons mené une analyse en implantant le réservoir dans les différentes zones sismique ainsi que les types de sols. Les résultats obtenus sont présentés en figure 4-6 à 4-8 :

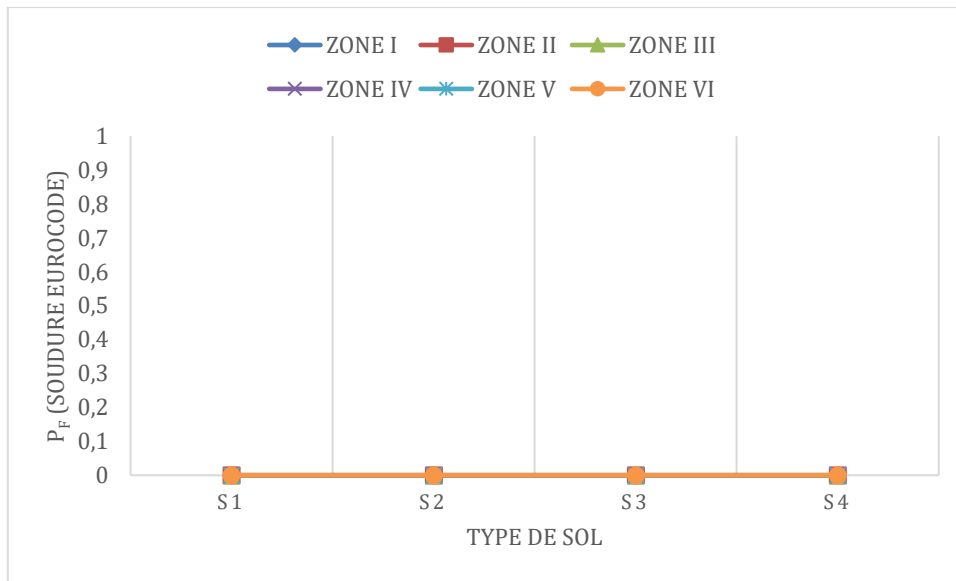


Figure 4-7 : Effet de la zone et le sol sur P_f par soudure selon l'EUROCODE.

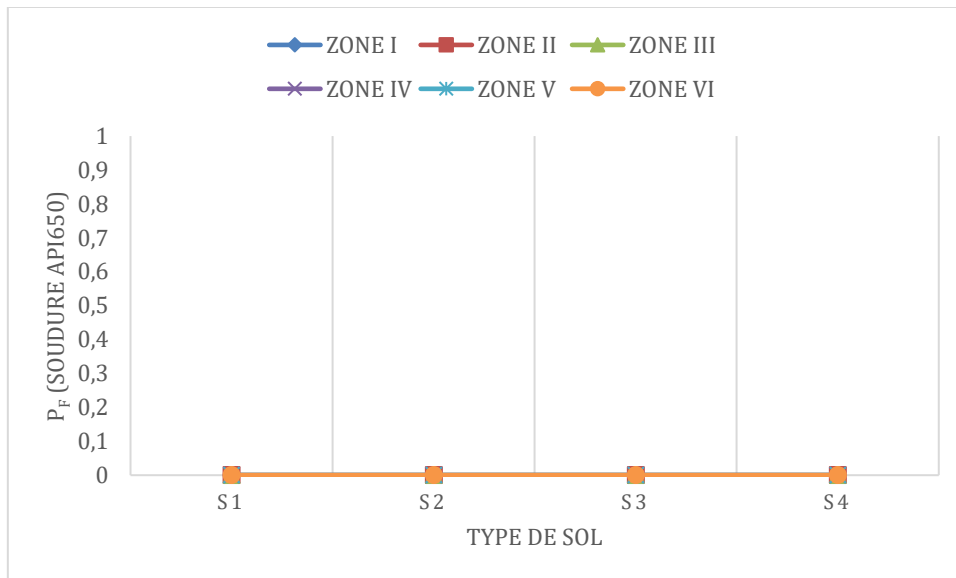


Figure 4-8 : Effet de la zone et le sol sur P_f par soudure selon l'API650.

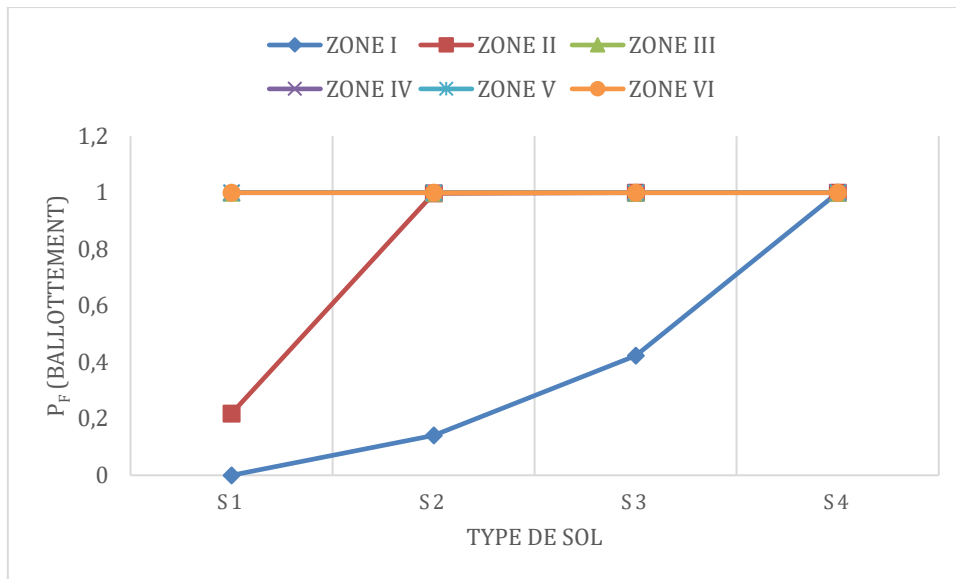


Figure 4-9 : Effet de la zone et le sol sur P_f par ballottement.

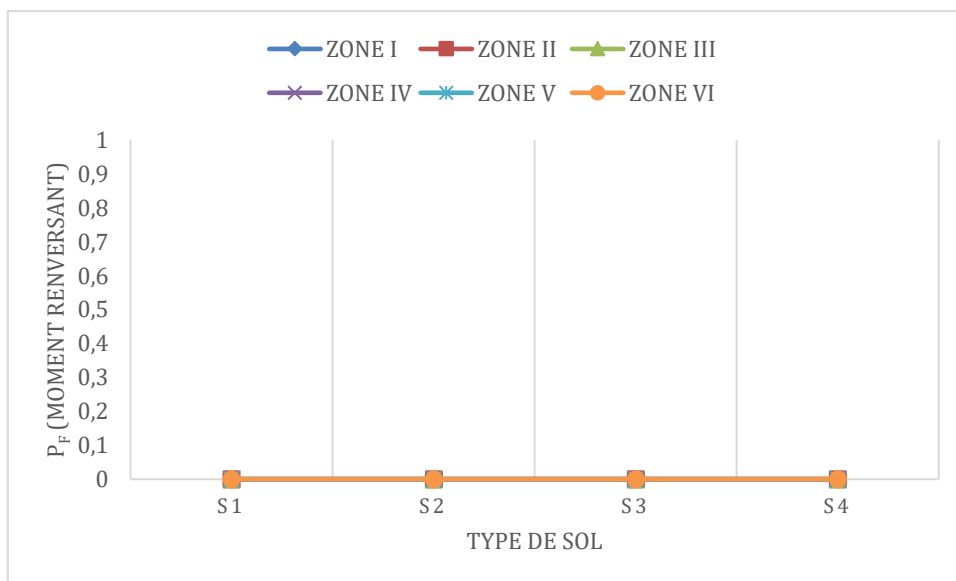


Figure 4-10 : Effet de la zone et le sol sur P_f par moment renversant.

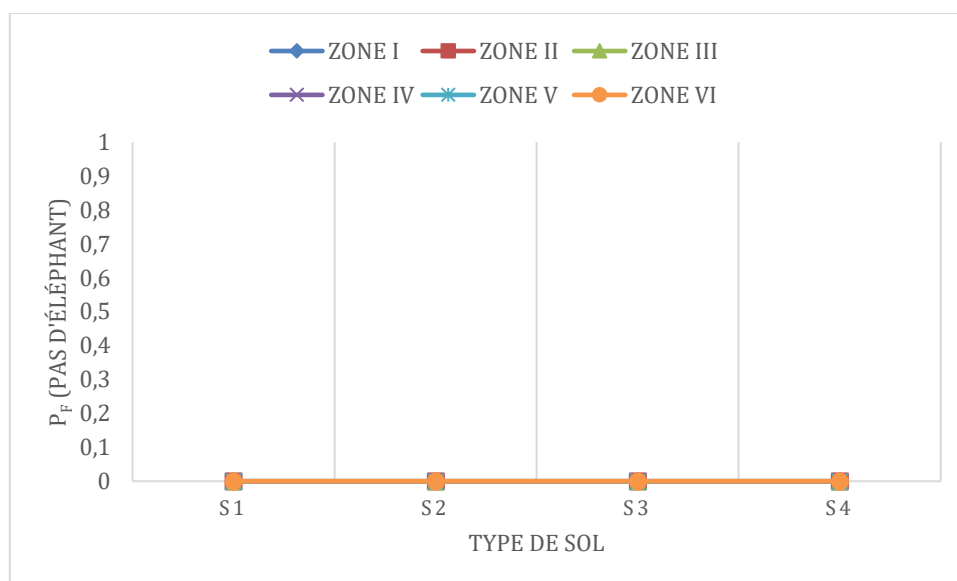


Figure 4-11 : Effet de la zone et le sol sur P_f par pas d'éléphant.

Les figures 4-7, 4-8, 4-10 et 4-11 identique sur le plan graphique montrent que pour les deux modes de défaillance par soudures (EUROCODE ET API650) et moment renversant sont négligeables quant à leurs valeurs de P_f nulle. En revanche, la figure 4-9 montre clairement la sensibilité du ballonnement à la zone et le sol à la fois. Pour les zones III à VI le P_f atteint ≈ 1 et ça indépendamment du sol, d'où un risque de ruine par ballonnement élevé et pour les sols S1 et S2 la probabilité augmente progressivement avec les sols atteignant des valeurs max de P_f . Une autre fois, de plus de l'effet du site sur P_f par ballonnement, même la zone s'est montrée influente pour ce mode de ruine.

4.5. Conclusion

Dans ce chapitre, on a développé une analyse probabiliste en prenant compte l'action sismique comme variable aléatoire. Contrairement à la méthode déterministe celle-ci prend en compte la variabilité en utilisant la méthode Monte Carlo ainsi une génération via la loi de Gumbel.

Les résultats obtenus ont mis en évidence les probabilités de défaillance associées à différents modes de ruine, notamment le ballonnement avec une probabilité $P_f=0,22$. L'analyse a également montré l'influence significative du sol ainsi la zone sismique sur la sécurité globale de la structure.

Ainsi, cette étude probabiliste constitue un complément important à l'analyse classique, permettant une évaluation plus réaliste et rigoureuse du comportement du réservoir sous des sollicitations dynamiques.

A decorative horizontal border with a blue outline, featuring scroll-like details at the top and bottom corners. The text is centered within this border.

Conclusion générale

Conclusion générale

Le travail mené dans la présente recherche a porté sur l'application d'une méthode probabiliste pour l'évaluation de la fiabilité des réservoirs métalliques de grande capacité vis-à-vis de l'aléa sismique, en intégrant l'aspect aléatoire de ce dernier. Le recours à cette approche permet de prendre en considération toutes les incertitudes liées aux sollicitations, ce qui permet de faire une analyse plus réaliste du comportement de ce type d'ouvrage, très sensible tant sur le plan économique qu'environnemental.

Dans la démarche d'analyse nous avons procédé dans un premier temps au dimensionnement de l'ouvrage suivant l'EUROCODE et l'API650 ainsi que le code parasismique Algérien dans sa nouvelle version (RPA2024). Dans cette partie, basée sur une approche déterministe, toutes les vérifications nécessaires ont été faites en tenant compte des effets hydrodynamiques à savoir, la stabilité vis-à-vis du renversement, les soudures, les ancrages ainsi que l'effet de ballottement. Par ailleurs, dans la seconde partie, ayant pour but d'évaluer la probabilité de défaillance concernant chacun des modes définis nous avons fait appel à la méthode de Monté Carlo. Dans cette étude nous avons choisi comme variable aléatoire le coefficient de l'accélération de zone 'A'. L'analyse statistique des données a montré que cette variable suit une loi de probabilité de type 'Gumbel'. La gestion informatique de l'étude a été conduite sur l'environnement de programmation MATLAB.

En termes de résultats, l'analyse probabiliste s'est montrée plus pertinente en révélant une probabilité de 0.22 soit 22% pour le ballottement ce qui met en évidence la sensibilité du réservoir à certains effets dynamiques sous sollicitation sismique. Par contre les autres modes n'ont présenté aucun risque notamment pour le renversement ce qui confirme la caractéristique des réservoirs posés au sol.

Ces résultats montrent l'importance de considérer les effets hydrodynamiques donc une meilleure prise en compte de l'action sismique.

Ce travail représente une contribution utile à l'amélioration de la fiabilité des réservoirs métalliques posés au sol. Il ouvre également des perspectives pour des travaux futurs.



Référence bibliographique

Référence bibliographique

AFNOR. (2007). *NF EN 1998-4: Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 4 : Silos, réservoirs et canalisations* (Mars 2007). La Plaine Saint-Denis, France : Association Française de Normalisation.

AFNOR. *NF EN 14015 – Réservoirs de stockage vertical cylindrique en acier – Conception et fabrication*. Saint-Denis : Association Française de Normalisation (AFNOR), 2005.

Aliche, A. (2016). *Contribution à l'analyse de l'évolution de la vulnérabilité des réservoirs en béton dans leur cycle de vie* (Thèse de doctorat, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou). Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

American Petroleum Institute. *API 650 – Réservoirs soudés pour le stockage de pétrole*. 13^e édition, Washington, DC: API Publishing Services, 2020.

American Society of Mechanical Engineers. (2019). *ASME Boiler and Pressure Vessel Code (BPVC), Section VIII – Rules for Construction of Pressure Vessels* (Division 1). New York, NY: ASME.

Anton, J. S., & Henri, P. (2011). *Les barrages : du projet à la mise en service*. Dans *Traité de génie civil de l'EPFL*. Lausanne, Suisse : Presses Polytechniques et Universitaires Romandes (PPUR).

American Welding Society. (2020). *AWS D1.1/D1.1M:2020 – Structural Welding Code – Steel* (24th ed.). Miami, FL : American Welding Society.

Belytschko, T., Liu, W. K., & Moran, B. *Nonlinear Finite Elements for Continua and Structures*. John Wiley & Sons, 2000.

Benarous, A. (2018). *Technologie des parcs de stockage et terminaux* [Cours Master 1 TDH]. Université Mentouri de Constantine.

Breitung, K. W. (1994). *Asymptotic Approximations for Probability Integrals* (Lecture Notes in Mathematics, vol. 1592). Berlin : Springer-Verlag.

Calvi, G. M., & Nascimbene, R. (2023). *Seismic Design and Analysis of Tanks*.

Centre national de recherche appliquée en génie parasismique. *Règles parasismiques algériennes – RPA 2024*, Document Technique Réglementaire DTR-BC 2.48, 15 mai 2024, Alger : ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville, 2024.

Référence bibliographique

- Chemali, B. (2024). *Analyse probabiliste des fondations superficielles sur des sols c-φ à l'aide des méthodes de surface de réponse de 2^e ordre* (Thèse de doctorat en génie civil, École Nationale Polytechnique d'Alger).
- Comité Européen de Normalisation (CEN). *Eurocode 3 – Calcul des structures en acier – Partie 4-2 : Réservoirs*. EN 1993-4-2, Bruxelles : CEN, 2007.
- Crémona, C. (2005). *Évaluation dynamique expérimentale des ouvrages*. *Revue européenne de génie civil*, 9(1-2). Hermes Science Publications. ISBN 978-2746211933.
- Ditlevsen, O., & Madsen, H. O. *Structural Reliability Methods*. John Wiley & Sons, 1996.
- Dubois, A. (2012). *Conception et calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3*. Paris : Éditions Eyrolles.
- France Chimie. (2014). *Guide DT 111 – Structures-Support : Diagnostic et renforcement de structures support existantes* (Version du 15 mai 2014). Paris : France Chimie.
- Goulmot, D. (2012). *Nouvelles méthodes numériques pour l'analyse sismique des réservoirs de liquide : effets de l'asymétrie, du ballottement en surface libre et de blocs de glace en flottaison* [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.
- Haldar, A., & Mahadevan, S. (2000). *Probability, Reliability, and Statistical Methods in Engineering Design*. John Wiley & Sons.
- Haroun, M. A. (1983). *Dynamic analysis of liquid storage tanks*. *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, 109(EM1), 147–166.
- Harr, M. E. (1987). *Reliability-Based Design in Civil Engineering*. McGraw-Hill.
- Hasofer, A. M., & Lind, N. C. (1974). *An exact and invariant first-order reliability format*. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 100(1), 111–121.
- Hohenbichler, M., & Rackwitz, R. (1988). *Improvement of second-order reliability estimates by importance sampling*. *Journal of Engineering Mechanics*, 114(12), 2195–2199.
- Housner, G. W. (1963). *The dynamic behavior of water tanks*. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 53(2), 381–387.
- Ibrahim, R. A. (2005). *Liquid Sloshing Dynamics: Theory and Applications*. Cambridge University Press.
- Isselnane, A. (2022). *Analyse de la stabilité et de la fiabilité d'un barrage-poids en béton soumis à des sollicitations sismiques* (Mémoire de master, École Nationale Polytechnique, Alger).
- Melchers, R. E. (2002). *Structural Reliability Analysis and Prediction* (2e éd.). Wiley.
- Melchers, R. E. (2002). *Structural Reliability Analysis and Prediction* (2e éd.). Chichester, UK: Wiley.

Référence bibliographique

Sharma, U. (s.d.). *Design of welded cylindrical tanks*. Academia.edu.

StudySmarter. (2023). *Fiabilité des structures : Définition et méthodes d'analyse*.

Tebbi, O. (2005). *Estimation des lois de fiabilité en mécanique par les essais accélérés* [Thèse de doctorat, Université d'Angers]. HAL.

Toumi, C. *Dimensionnement d'un réservoir métallique de stockage de 35 000 m³* (Mémoire de Master II, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou), juin 2021.

Trahair, N. S., & Bradford, M. A. (1998). *The Behaviour and Design of Steel Structures to EC3* (3rd ed.). London: Taylor & Francis.

Veletsos, A. S., & Tang, Y. (1990). *Soil-structure interaction effects for laterally excited liquid storage tanks*. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 19(4), 473–496.

Zhang, Y., & Jiang, J. J. (2009). *Seismic response of unanchored tanks considering base uplift*. *Journal of Earthquake Engineering*, 13(5), 672–691.