

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de Master Professionnel
Option : Constructions Hydrauliques et Aménagements (CHA)

Thème

***Analyse mécano-fiabiliste d'un réservoir en béton
armé circulaire posé au sol selon l'Eurocode 8***

Réalisé par :

- AMEUR Aghiles
- AMGHAR Azeddine
- AMGHROUS Sedik

Dirigé par :

Prof. HAMMOUM Hocine

Année universitaire 2020/2021

Remerciements

En premier lieu, nous remercierons dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce projet de fin d'études

Nos remerciements s'adressent en premier lieu à Mr HAMMOUM Hocine, professeur au département de Génie Civil pour la qualité de son encadrement, sa patience, sa rigueur et sa disponibilité durant la préparation de ce mémoire.

Nous adressons également nos remerciements à Madame Bouzelha Karima, Professeur au département de génie civil pour nous avoir fait bénéficier de ses compétences, pour sa disponibilité et son aide précieuse.

Nos remerciements vont également à Mr Aliche Amar, Enseignant au département de génie civil qui nous a beaucoup aidé et qui a toujours répondu présent.

Nos remerciements s'adressent également à tous les enseignants de la promotion CHA pour la qualité de leur Enseignement, leur générosité et la grande patience a notre égare.

Nos plus vifs remerciements pour nos chers parents pour leur soutien, encouragement et leur patience.

On tient à remercier tous les membres du jury pour avoir accepté de juger ce travail. Enfin, nous remercions tous ceux et celles qui ont contribués de près ou de loin à la bonne réalisation de ce mémoire.

Figure 1.1 : Carte des zones sismiques Algériennes	6
Figure 1.2 : zonage sismique de la France	7
Figure 1.3 : Les spectres de réponse élastique pour les sols des classes S1 à S4 selon RPA ..	12
Figure 1.4 : Spectres de réponse élastique de type 1 recommandés pour les sols de classes A à E (à 5 % d'amortissement).....	14
Figure 2.1 : Modèle de Westergaard	18
Figure 2.2 : Système physique et mécanique équivalent des pressions d'impulsion sur la paroi.	19
Figure 2.3 : Système physique et mécanique équivalent des pressions d'oscillation sur la paroi.....	19
Figure 2.4 : Modèle à une masse passive M_i (impulsion) et une masse active M_o (Oscillation).	20
Figure 2.5 : la pente de la surface du liquide et diagramme vectoriel.....	23
Figure 2.6 : Coupe horizontale de la paroi circulaire du réservoir.....	24
Figure 2.7 : la hauteur h_i de la résultante des pressions d'impulsion	29
Figure 2.8 : Point d'application Z_i de la résultante des pressions d'impulsion.....	29
Figure 2.9 : la hauteur h_o de la résultante des pressions d'oscillation.....	31
Figure 2.10 : Point d'application Z_o de la résultante des pressions d'oscillation.	32
Figure 2.11: Valeur de m_i/m en fonction de H/R (EN 1998-4).	33
Figure 2.12 : Coupe transversale du réservoir posé ou sol.....	35
Figure 3.1. Etat du réservoir sous l'effet de l'accélération du sol.....	50
Figure 3.2 : Hauteur des vagues d_{max}	50
Figure 3.3 : contrainte de compression du béton	51
Figure 3.4 : Eprouvette cylindrique standard pour le test d'écrasement.	54
Figure 3.5 : Histogramme de la résistance f_{ci}	56
Figure 3.6 : Illustration de la simulation de Monté Carlo.	58
Figure 3.7 : Organigramme du calcul de la probabilité de défaillance en utilisant la méthode des simulations de Monte Carlo.	60
Figure 3.8 : Test de convergence.	61
Figure 3.9 : courbe de fragilité pour le ballonnement.	62
Figure 3.10 : Courbe de fragilité pour la contrainte de compression.	63
Figure 3.11 : courbe de fragilité pour la contrainte de traction.	63
Figure 3.12 : courbe de fragilité pour le ballonnement.	65

Liste des figures

Figure 3.13 : Courbe de fragilité pour la contrainte de compression.....	65
Figure 3.14 : courbe de fragilité pour la contrainte de traction.....	66

Tableau 1.1 : Classification des sites selon EC8.....	3
Tableau 1.2 : Classification des sites selon RPA99 / vs 2003.....	4
Tableau 1.3 : Comparaison entre la Classification des sites	4
Tableau 1.4 : Classification des ouvrages selon EC8.....	5
Tableau 1.5 : Classification des ouvrages selon RPA99	5
Tableau 1.6 : Classification des zones de sismicité selon RPA99	6
Tableau 1.7 : Classification des zones de sismicité selon EC8.....	7
Tableau 1.8 : Classification des Coefficient d'accélération de zone selon RPA99	8
Tableau 1.9 : coefficient d'importance γ_i	8
Tableau 1.10 : Accélération maximale de référence au niveau d'un sol de classe A	8
Tableau 1.11 : Classification des Coefficient d'accélération de zone selon EC8	9
Tableau 1.12 : Coefficient de comportement R selon le RPA99	9
Tableau 1.13 : Valeur du coefficient q_0	10
Tableau 1.14 : Valeur du rapport (α/α_1)	10
Tableau 1.15 : Valeur du coefficient K_w	10
Tableau 1.16 : Valeur du Pourcentage d'amortissement critique ξ selon RPA	12
Tableau 1.17 : Valeur des Périodes caractéristiques associées T_1, T_2	12
Tableau 1.18 : Valeur du Pourcentage d'amortissement critique ξ selon EC8.....	13
Tableau 1.19 : Les valeurs de T_b , T_c , T_d et S en fonction de la classe de sol.....	14
Tableau 1.20 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique vertical ...	15
Tableau 2.1 : Valeurs des pressions d'impulsion selon Jacobson et Ayre (Lauzin X, 2013) ..	26
Tableau 2.2 : Valeurs des coefficients des pressions d'impulsion δ_i lorsque $h < 1,5 R$	27
Tableau 2.3 : Valeurs des coefficients des pressions d'impulsion δ_i lorsque $h > 1,5 R$	28
Tableau 2.4 : Valeurs des coefficients des pressions d'oscillation δ_o lorsque $h < 1,5 R$	30
Tableau 2.5 : Valeurs des coefficients des pressions d'oscillation δ_o lorsque $h > 1,5 R$	30
Tableau 2.6 : valeur de m_i/m ; m_c/m ; h_i/h ; h_c/h ; h_i'/h et h_c'/h en fonction de H/R (EN 1998-4)	33
Tableau 2.7 : Caractéristiques géométriques du réservoir	35
Tableau 2.8 : Calcul de la période fondamentale T	36
Tableau 2.9 : Calcul de l'accélération $S_e(T)$	36
Tableau 2.10 : Calcul de la résultante des pressions d'impulsion P_i	36
Tableau 2.11 : Calcul de la résultante des pressions d'oscillation P_o	37
Tableau 2.12 : Calcul du moment de flexion d'impulsion M_{fi}	37
Tableau 2.13 : Calcul du moment de flexion d'oscillation M_{fo}	37

Tableau 2.14 : Calcul du moment de renversement d'impulsion Mri.....	37
Tableau 2.15 : Calcul du moment de renversement d'oscillation Mro	38
Tableau 2.16 : Etat limite ultime de stabilité	38
Tableau 2.17 : La hauteur maximale des vagues	38
Tableau 2.18 : Contraintes verticales dans la paroi du réservoir.....	39
Tableau 2.19 : Calcul de la pression d'impulsion	39
Tableau 2.20 : Calcul de la force d'impulsion	40
Tableau 2.21 : Calcul du moment de renversement	40
Tableau 2.22 : Calcul de la pression d'impulsion	40
Tableau 2.23 : Calcul de la pression d'oscillation.....	40
Tableau 2.24 : Calcul du moment engendré au pied de paroi par la pression d'impulsion	41
Tableau 2.25 : Calcul du moment engendré au pied de paroi par la pression d'oscillation.....	41
Tableau 2.26 : Calcul de l'accélération $S_e(T_{imp})$	41
Tableau 2.27 : Calcul de la pression d'impulsion	42
Tableau 2.28 : Calcul Les moments de flexion sollicitant les actions d'impulsions	42
Tableau 2.29 : Calcul de la pression convective	42
Tableau 2.30 : Calcul Les moments de flexion sollicitant les actions convectives.....	43
Tableau 2.31 : Etat limite ultime de stabilité	43
Tableau 2.32 : La hauteur maximale des vagues	43
Tableau 2.33 : Comparaison des différentes méthodes de calcul.....	44
Tableau 2.34 : comparaison des différentes accélérations	45
Tableau 2.35 : comparaison des différentes pressions	45
Tableau 2.36 : comparaison des différents moments de flexion	45
Tableau 2.37 : comparaison des différents rapports de stabilité	46
Tableau 2.38 : comparaison des différentes hauteurs des vagues	46
Tableau 2.39 : comparaison des différentes accélérations	46
Tableau 2.40 : comparaison des différentes pressions	47
Tableau 2.41 : comparaison des différents moments de flexion	47
Tableau 2.42 : comparaison des différents rapports de stabilité	47
Tableau 2.43 : comparaison des différentes hauteurs des vagues	47
Tableau 3.1 : Nature des variables utilisées dans le calcul probabiliste.....	52
Tableau 3.2 : Coefficient d'accélération de la zone selon RPA99	53
Tableau 3.3: Valeurs de k_n pour la valeur caractéristique à 5 %	54
Tableau 3.4 : Echantillon de valeur de résistance caractéristique F_{ci}	55

Tableau 3.5 : Valeur caractéristiques de l'échantillon réel	55
Tableau 3.6: Répartition des effectifs observés et les effectifs théoriques en classes	56
Tableau 3.7 : Valeurs de khi2 pour chaque loi de distribution.....	56
Tableau 3.8 : Valeurs de khi2 critique	57
Tableau 3.9 : Analyse du degré d'ajustement des lois de distribution parle test d'adéquation khi2.....	57
Tableau 3.10: Probabilité de défaillance Pf en fonction de l'accélération sismique Etat limite de Ballottement	62
Tableau 3.11 : Probabilité de défaillance Pf en fonction de l'accélération sismique Etat limite de compression.....	62
Tableau 3.12 : Probabilité de défaillance Pf en fonction de l'accélération sismique Etat limite de traction.....	63
Tableau 3.13: Niveaux de probabilité de défaillance acceptés par secteurs(Dehmous2007) ..	64
Tableau 3.14: Probabilité de défaillance Pf en fonction de l'accélération sismique Etat limite de Ballottement	64
Tableau 3.15 : Probabilité de défaillance Pf en fonction de l'accélération sismique Etat limite de compression.....	65
Tableau 3.16 : Probabilité de défaillance Pf en fonction de l'accélération sismique Etat limite de traction.....	66

Introduction générale	1
<i>Chapitre 1 : Présentation et comparaisons des règlements RPA 2003 et Eurocode 8</i>	
1.1 Introduction	2
1.2 Règles parasismique algérien (RPA 99 VERSION 2003)	2
1.3 L'Eurocode	2
1.4 Comparaison de la classification des sites	2
1.4.1 Classification des sites selon Eurocode 8	3
1.4.2 Classification des sites selon RPA99 / vs 2003	3
1.4.3 Comparaison entre les deux règlements	4
1.5 Classification des ouvrages selon leur importance.....	4
1.5.1 Classification selon EC8	5
1.5.2 Classification des sites selon RPA99	5
1.6 Classification des zones de sismicité	6
1.6.1 Classification des zones selon RPA99	6
1.6.2 Classification des zones selon EC8	6
1.7 Coefficient d'accélération de zone	7
1.7.1 Classification selon RPA99	8
1.7.2 Classification selon EC8	8
1.8 Le Coefficient de comportement de la structure.....	9
1.8.1 Classification selon RPA99	9
1.8.2 Classification selon EC8	9
1.9 Les Spectres de réponse	11
1.9.1 Spectre de réponse de l'RPA2003	11
1.9.2 Spectre de réponse de l'EC8	12
1.9.2.1 Spectre de réponse élastique horizontal	13
1.9.2.2 Spectre de réponse élastique vertical	14
1.9.2.3 Spectre de calcul pour l'analyse inélastique	15
1.10 Conclusion.....	16

Chapitre 2 : Analyse hydrodynamique d'un réservoir circulaire posé au sol

2.1. Introduction	17
2.2. Modèle de masses ajoutées de Westergaard	18
2.3. Exposé de la méthode de Housner	18
2.3.1. Calcul des actions d'impulsion.....	20
2.3.2. Calcul des actions d'oscillation	20
2.3.3. Calcul des moments de flexion	21
2.3.4. Calcul des moments de renversement	21
2.3.5. Etat limite ultime de stabilité	22
2.3.6. Etat limite de service de niveau de fonctionnement minimal	22
2.3.7. Calcul des contraintes verticales dans la paroi	24
2.4. Exposé de la méthode de Jacobsen et Ayre	25
2.4.1. Hypothèses de calcul admise par Jacobsen et Ayre	25
2.4.2. Calcul de la pression d'impulsion	25
2.4.3. Calcul de la force d'impulsion	26
2.4.4. Calcul de moment de flexion.....	26
2.5. Exposé de la méthode de Hunt et Priestley	27
2.5.1. Calcul des actions d'impulsion.....	27
2.5.2. Calcul de moment engendré au pied de paroi par la pression d'impulsion	28
2.5.3. Calcul des actions d'oscillation.....	29
2.5.4. Calcul de moment engendré au pied de paroi par la pression d'oscillation....	31
2.6. Exposé de la méthode NF EN 1998-4 (Eurocode 8).....	32
2.6.1. Calcul des actions d'impulsion	32
2.6.2. Calcul les moments de flexion sollicitant les actions d'impulsions.....	33
2.6.3. Calcul des actions convective	34
2.6.4. Calcul les moments de flexion sollicitant les actions convectives.....	34
2.6.5. Calcul de la hauteur maximale de la vague.....	35
2.7. Etude de cas.....	35
2.7.1. Application de la méthode de Housner.....	35
2.7.2. Application de la méthode de Jacobsen et Ayre.....	39

2.7.3. Application de la méthode de Hunt et Priestley	40
2.7.4. Application de la méthode NF EN 1998-4	41
2.7.5. Comparaison des quatre méthodes de calcul	43
2.7.6. Comparaison des résultats de la méthode Housner sous spectres RPA/Eurocode	44
2.7.7. Comparaison des résultats des méthodes Housner et Eurocode 8 sous spectre RPA	46
2.8. Conclusion.....	48

Chapitre 3 : Analyse fiabiliste d'un réservoir posé au sol

3.1. Introduction	49
3.2. Contexte fiabiliste	49
3.3. Modes de ruine et fonction d'état limite	50
3.3.1. Ballotement.....	50
3.3.2. Etat limite de compression	51
3.3.3. Résistance à la traction	51
3.4. Identification des variables.....	52
3.5. Génération des variables aléatoires	53
3.6. Évaluation de la probabilité de défaillance	57
3.7. Résultats et interprétations	61
3.7.1. Analyse fiabiliste avec la méthode Eurocode 8 sous spectre RPA	61
3.7.2. Analyse fiabiliste avec la méthode Eurocode 8 sous spectre RPA.....	64
3.8. Conclusion.....	66
Conclusion générale	68

Références bibliographiques

Les séismes survenus en Algérie ces dernières années (El asnam 1980, Oued djer 1988, Tipaza 1989, Mascara 1994 et Boumerdes 2003) ont mis en évidence l'importance du génie parasismique dans la protection des populations et des biens matériels. Cela a conduit à la révision du règlement Parasismique algérien (RPA) à plusieurs reprises (RPA 81, RPA 88, RPA 99 et RPA 2003), tenant compte à chaque fois du retour d'expérience de près de trois décennies de pratique.

Malgré ces diverses actualisations, les ouvrages hydrauliques en général et les réservoirs de stockage en particulier ne sont pas abordés dans le RPA, si bien que pour leur conception et calcul, l'ingénieur civil est conduit, dans la majorité des cas, à recourir à une approche basée sur des règlements étrangers (Hammoum et al., 2010) et les méthodes développées par différents chercheurs comme Housner 1957, Hunt et Priestley 1978, Jacobson et Ayre 1949, ainsi que la méthode de l'Eurocode 8.

L'objectif de notre projet de fin d'étude sera de faire l'état des connaissances et de passer en revue et comparer ces différentes méthodes de calcul des réservoirs sous l'action sismique.

Nous nous intéressons particulièrement à la nouvelle méthode développée et préconisée par Eurocode 8 depuis 1998.

Une étude comparative entre les méthodes est abordée tenant compte à chaque fois soit du spectre Eurocode ou celui du RPA.

Une approche qui consiste à appliquer la méthode proposée par l'Eurocode 8 en l'associant au spectre du RPA est tentée.

Une initiation à la fiabilité est abordée pour voir l'état de contrainte prédominant sous l'Eurocode 8, des conclusions et des recommandations sont abordées.

Le manuscrit est structuré en trois chapitres :

Au chapitre I, une comparaison des paramètres sismiques et les spectres de réponse établis par RPA et Eurocode 8 sont exposés.

Au chapitre II, une étude hydrodynamique d'un réservoir circulaire posé au sol est effectuée par une approche déterministe, plusieurs méthodes sont abordées avec une comparaison des résultats obtenus.

Au chapitre III, le concept de fiabilité est introduit avec application de la simulation de Monté Carlo classique pour évaluer la probabilité de défaillance de notre structure vis-à-vis plusieurs modes de ruine.

Une conclusion générale est livrée avec les différentes interprétations et recommandations qui sont dressées.

*Chapitre 1 : Présentation et comparaisons des
règlements RPA 2003 et Eurocode 8*

1.1 Introduction

Les règlements parasismiques constituent un ensemble de normes de conception et de documents techniques qui régissent la construction en zones sismiques et qui ont comme objectifs d'assurer la protection des vies humaines et de limiter les dommages que peut avoir la structure durant une secousse sismique.

Ces règlements de la construction sont en perpétuelle évolution et les techniques de mesure et de calculs ainsi que les retours d'expérience accumulés au fil des siècles permettent aux concepteurs de tenter d'anticiper un grand nombre de sinistres auxquels les bâtiments sont susceptibles d'être confrontés dans leur vie.

Il existe plusieurs règlements parasismiques, le but de ce premier chapitre sera de confronter La réglementation parasismique Algérienne le RPA 99/v2003 et La réglementation parasismique Européenne L'Eurocode 8 afin de constater les similitudes et différences existant entre les deux règlements pour ensuite pouvoir les appliquer dans le dimensionnement de notre structure.

1.2 Règles parasismique algérien (RPA 99 VERSION 2003)

La première application de loi nationale Algérienne sur la conception de la résistance des bâtiments aux tremblements de terre date de 1983, et ce à la suite du tremblement de terre d'El Asnam 1980 avec une magnitude de 7,3 sur l'échelle de Richter.

Le règlement parasismique algérien a par la suite été révisé en 1988, 1999 et 2003 à la suite du tremblement de terre dévastateur de Boumerdes.

Ce document technique réglementaire fixe les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques, et visent à assurer une protection optimale des vies humaines et des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié.

1.3 L'Eurocode 8

L'Eurocode 8 constitue un groupe de normes pour la conception et le dimensionnement parasismique des bâtiments et des ouvrages de génie civil, des points de vue structurel et géotechnique développé au cours des 30 dernières années, avec l'expertise combinée des Etats membres de l'Union européenne, il est parmi les codes structurels les plus avancés dans le monde.

1.4 Comparaison de la classification des sites

Les propriétés du sol ont un rôle important dans la construction parasismique car les couches de sols situées au-dessus du lit rocheux (bedrock) subissent leur propre excitation par le

séisme et jouent un rôle amplificateur pour les ondes transmises. Ce qui se traduit généralement par une augmentation de l'amplitude des enregistrements de la secousse sismique et de sa durée, c'est ce que l'on nomme plus communément l'effet de site.

1.4.1 Classification des sites selon Eurocode 8

Les recommandations de L'Eurocode 8 classent les sols sur la base de la valeur moyenne de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement $V_{s,30}$ si elle disponible ou la valeur du nombre de coups par essai de pénétration normalisé NSPT Sur la base de l'une de ces valeurs, Eurocode8 classes les sols en Sept (07) catégories données dans le tableau 1.1 :

Tableau 1.1 : Classification des sites selon EC8

Classe	Description du profil stratigraphique	Paramètres		
		$V_{s, 30}$ (m/s)	N	Cu (Kpa)
A	Rocher ou tout autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus de 5m d'alluvions	>800	-	-
B	Dépôt de Sable, gravier, ou argile sur consolidée d'épaisseur $h > 10m$, caractériser par une augmentation progressive des propriétés mécanique avec la profondeur	360 - 800	> 50	> 250
C	Dépôts profonds de sable moyennement dense, de gravier ou d'argile moyennement raide d'épaisseur $10 m < h < 100 m$	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Dépôt de sol sans cohésion de densité faible a moyenne ou comprenant une majorité de sols cohérent mous a fermes	< 180	< 15	< 70
E	Profils de sol comprenant une couche superficielle d'alluvion avec des valeurs de V_s de classe C ou D et une épaisseur $5m < h < 20m$ reposants sur un matériau plus raide avec $V_s > 800 m/s$	-	-	-
S1	Dépôt compose ou contenant une couche d'a moins 10 m d'épaisseur d'argiles molles, vases avec un indice de plasticité élevé ($PI > 40$) et une teneur en eau importante	< 100	-	oct-20
S2	Dépôt de sols liquéfiable d'argiles sensible ou tous autres profils de sol non compris dans les classes A à E ou S1	-	-	-

Avec :

V_s : Vitesse des ondes de cisaillement.

N : Nombre des coups moyens non corrigés pour 30cm.

Cu : cohésion du sol

1.4.2 Classification des sites selon RPA99 / vs 2003

RPA99/v2003 classifie les sites en quatre catégories seulement, pour lesquelles il adopte les mêmes critères de classement que l'Eurocode 8 à savoir la vitesse de propagation des ondes de cisaillement $V_{s,30}$ et la valeur du nombre de coups par essai de pénétration normalisé NSPT, elles sont données dans le tableau 1.2 :

Tableau 1.2 : Classification des sites selon RPA99 / vs 2003

Catégorie	Description	Qc (Mpa)	N	Pl (mpa)	Ep (Mpa)	qu (Mpa)	Vs (m/s)
S1	Rocheux	-	-	> 5	> 100	> 10	> 800
S2	Ferme	> 15	> 50	>2	> 20	> 0,4	400 <Vs< 800
S3	Meuble	1,5 ~ 15	10 ~ 50	1 ~ 2	5 ~ 20	0,1 ~ 0,4	200 <Vs< 400
S4	Très meuble	< 1,5	< 10	< 1	< 5	< 0,1	100 <Vs< 200

Avec :

Qc : Résistance de pointe du pénétromètre statique ;

N : Nombre des coups moyens non corrigés pour 30cm ;

Pl : Pression limite du plessimètre ;

Ep : Module pression métrique du plessimètre ;

qu : Résistance en compression simple ;

Vs : Vitesse des ondes de cisaillement.

1.4.3 Comparaison entre les deux règlements

L'Eurocode 8 adopte sept (7) catégories, les quatre premières sont identiques à celles du RPA et ajoute 3 cas spéciaux de site pour tenir compte des alluvions superficiels, des couches épaisses d'argile et du sol liquéfiable.

Pour le RPA la profondeur des vitesses de cisaillement varie de 10 à 20 m mais pour l'Eurocode 8 elle atteint une profondeur jusqu'à 30m.

Tableau 1.3 : Comparaison entre la Classification des sites

RPA 99 / vs 2003			Eurocode 8		
Catégorie	Vs (m/s)	N	Classe	Vs, (m/s)	N
S1	> 800	-	A	>800	-
S2	400 <Vs< 800	> 50	B	360 - 800	> 50
S3	200 <Vs< 400	10 ~ 50	C	180 - 360	15 - 50
S4	100 <Vs< 200	< 10	D	< 180	< 15
			E	-	-

1.5 Classification des ouvrages selon leur importance

Le RPA99 et l'Eurocode8 classent les ouvrages selon leurs importances en 4 catégories (voir Tableau 1.4 et Tableau 1.5). Cette classification est établie en fonction du risque pour la sécurité des personnes et le risque socio-économique que représenterait leur défaillance.

Le RPA limite la hauteur de l'ouvrage courant à 48 m alors pour l'Eurocode 8 la hauteur limite du bâtiment courant doit être inférieure à 28 m.

1.5.1 Classification selon EC8

Tableau 1.4 : Classification des ouvrages selon EC8

Catégorie d'importance	Type d'ouvrage
I	Bâtiments d'importance mineur pour la sécurité des personnes par exemple les bâtiments agricoles...etc.
II	- Bâtiments courants n'appartenant pas aux autres catégories - Habitations collectives de hauteur inférieure à 28 m
III	Bâtiments importants dont l'effondrement peut engendrer des conséquences graves comme : écoles, salles de sports, institution culturelle...etc.
IV	Bâtiments d'importance vitale comme les hôpitaux, caserne de pompier, centrales électrique...etc.

Les catégories d'importance sont classées par l'Eurocode 8 selon une hiérarchie qui évolue des structures de moindre importance pour la première catégorie, et les structures courantes dans la deuxième, puis les structures plus importantes dans la troisième, jusqu'aux structures d'importance vitale pour la quatrième.

1.5.2 Classification des sites selon RPA99

Tableau 1.5 : Classification des ouvrages selon RPA99

Groupe d'importance	Type d'ouvrage
1A	Ouvrage d'importance vitale comme les bâtiments abritant les centres de décisions stratégiques, les établissements de santé, de défense nationale, etc.
1B	Ouvrage de grande importance comme les mosquées, les universités, les constructions sportives, etc.
2	Ouvrage courant ou de moyenne importance comme les bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureau de hauteur inférieure à 48 m
3	Ouvrage de faible importance comme les bâtiments agricoles, les bâtiments industriels, les constructions provisoires, etc.

Le RPA adopte pour sa part une hiérarchie qui évolue des structures d'importance vitale pour la première catégorie, les structures de grande importance dans la deuxième, ensuite les structures courantes dans la troisième, jusqu'aux structures de moindre importance pour la quatrième.

1.6 Classification des zones de sismicité

Les zones sismiques Selon l’Eurocode 8 et RPA99/v2003 sont classés en quatre zones. Ces zones sont divisées selon l’aléa sismique local de chaque territoire national. Cet aléa peut être supposé constant.

1.6.1 Classification des zones selon RPA99

RPA Le territoire national est divisé en 5 zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité (pages 12 et 13 du RPA99/v2003) et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par communes (annexe 1 page 85 du RPA99/v2003).

Tableau 1.6 : Classification des zones de sismicité selon RPA99

RPA 99 / vs 2003	
Zone de sismicité	Intensité
0	Négligeable
I	Faible
IIa	Moyenne
IIb	Moyenne
III	Elevée

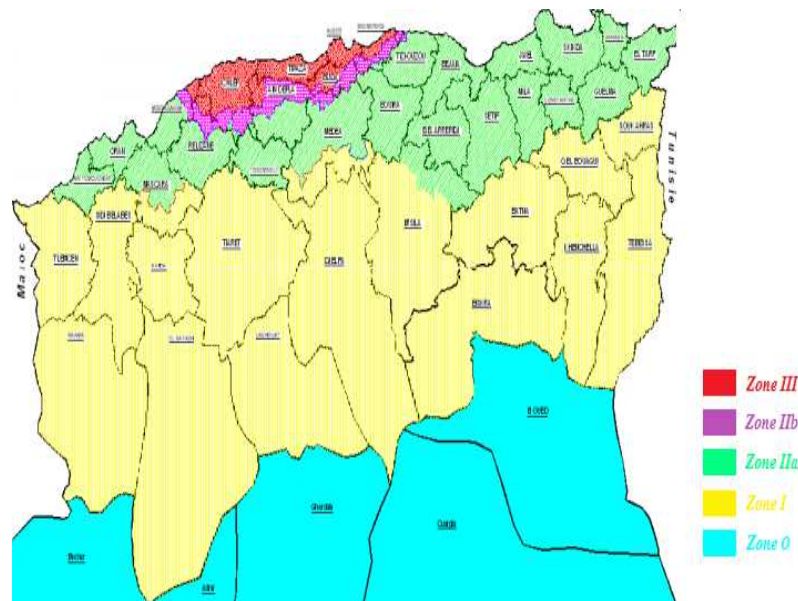


Figure 1.1 : Carte des zones sismiques Algériennes

1.6.2 Classification des zones selon EC8

L’EC8 définit 5 zones de sismicité qui se distinguent par la valeur de l’accélération de référence au niveau de sol.

Tableau 1.7 : Classification des zones de sismicité selon EC8

Eurocode 8	
Zone de sismicité	Intensité
1	Très faible
2	Faible
3	Modérée
4	Moyenne
5	Forte

La Figure 1.2 présente le zonage sismique de la France comme exemple d'un pays Européen.

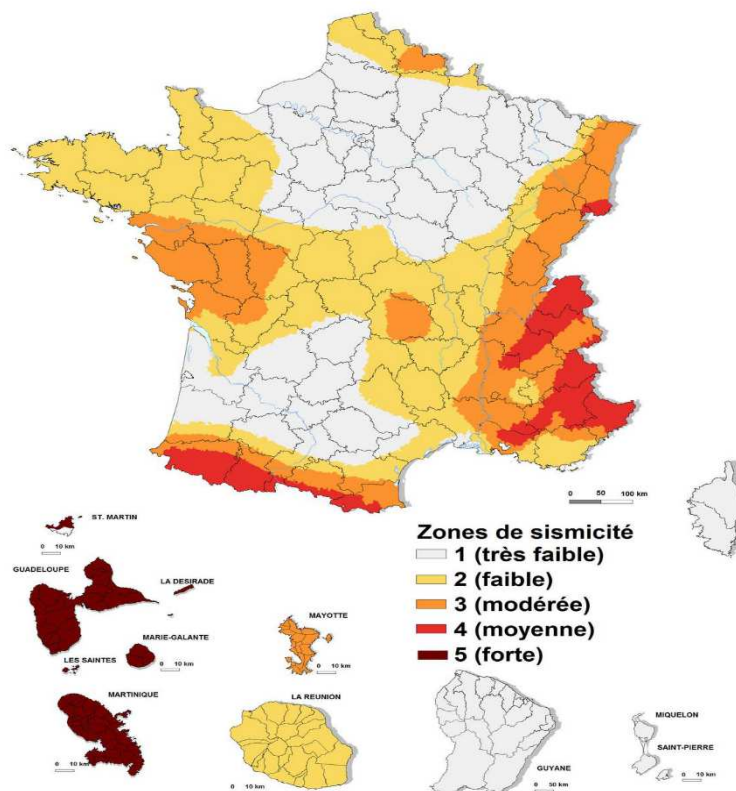


Figure 1.2 : zonage sismique de la France

En France métropolitaine il n'y a pas de zone de forte sismicité, cette catégorie est limitée aux départements de la Guadeloupe et de la Martinique, qui se situe aux frontières de plaques tectoniques ayant une activité sismique très forte.

1.7 Coefficient d'accélération de zone

Le niveau de sismicité est représenté dans les deux règlements par un coefficient d'accélération qui représente l'accélération maximale du sol au niveau de la roche, Dans la réglementation ce coefficient dépend de la classification des ouvrages selon leur importance et de la zone sismique.

1.7.1 Classification selon RPA99

Les coefficients d'accélération de zone sont donnés dans le règlement parasismique algérien en fonction de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage.

Tableau 1.8 : Classification des Coefficient d'accélération de zone selon RPA99

Groupe d'usage	Zone de sismicité			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

1.7.2 Classification selon EC8

L'EC8 associe à chaque catégorie d'importance est un coefficient γ_I qui vient moduler l'action sismique de référence. Les valeurs de γ_I sont données par le Tableau 1.8

Tableau 1.9 : coefficient d'importance γ_I

Catégories d'importance	Coefficient d'importance γ_I
I	0,8
II	1
III	1,2
IV	1,4

L'accélération maximale au niveau de rocher Agr est illustrée par le Tableau 1.10.

Tableau 1.10 : Accélération maximale de référence au niveau d'un sol de classe A

Zone de sismicité	agr (m/s ²)
1	0,4
2	0,7
3	1,1
4	1,6
5	3

L'accélération de calcul ag en m s²/en fonction de la catégorie d'importance de l'ouvrage et de la zone sismique s'exprime par l'équation :

$$ag = \gamma_I \times agr \quad (1-1)$$

Tableau 1.11 : Classification des Coefficient d'accélération de zone selon EC8

Zone de sismicité	agr (m/s ²)	Yi selon la catégorie d'importance			
		0,8	1	1,2	1,4
Très faible	0,4	0,32	0,4	0,48	0,56
Faible	0,7	0,56	0,7	0,84	0,98
Modérée	1,1	0,88	1,1	1,32	1,54
Moyenne	1,6	1,28	1,6	1,92	2,24
Forte	3	2,4	3	3,6	4,2

1.8 Le Coefficient de comportement de la structure

Le RPA et l'Eurocode 8 prennent tous les deux en compte un coefficient de comportement (R) pour le RPA et (q) pour l'Eurocode 8.

Ce facteur de comportement tient compte globalement de la capacité d'amortissement du matériau de la structure et l'atténuation de ses mouvements par dissipation de l'énergie qui les engendre.

1.8.1 Classification selon RPA99

Le RPA99 détermine la valeur du coefficient de comportement en fonction du système de contreventement, elles sont données dans le Tableau 1.12.

Tableau 1.12 : Coefficient de comportement R selon le RPA99

Catégories	Description du système de contreventement	Valeur de R
A	Béton armé	-
1a	Portique auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portique auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte Portique / voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

1.8.2 Classification selon EC8

D'après l'EC8, la valeur supérieure du coefficient de comportement q pour tenir compte de la capacité de dissipation d'énergie doit être calculée comme suit pour chaque direction de calcul :

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1.5 \quad (1-2)$$

Avec :

q_0 : Valeur de base du coefficient de comportement, dépendant du type de système structural et de la régularité en élévation donné dans le Tableau 1.13.

Tableau 1.13 : Valeur du coefficient q_0

Type de structure	DCM	DCH
Système à ossature, Système à contreventement mixte, Système de murs couplés	$3 \alpha u / \alpha 1$	$4,5 \alpha u / \alpha 1$
Système de murs non couplés	3,0	$4 \alpha u / \alpha 1$
Système à noyau	2,0	3,0
Système en pendule inversé	1,5	2,0

Avec :

DCM : ductilité moyenne

DCH : haute ductilité

Les valeurs de $(\alpha u / \alpha 1)$ sont définies dans le Tableau 1.14.

Tableau 1.14 : Valeur du rapport $(\alpha u / \alpha 1)$

Type de structure	$\alpha u / \alpha 1$
Bâtiments d'un étage	1,1
Systèmes à ossature à une travée de plusieurs étages	1,2
Systèmes à ossature ou systèmes à contreventement mixte équivalents à des ossatures à plusieurs travées de plusieurs étages	1,3

K_w : Coefficient reflétant le mode de rupture prédominant dans les systèmes structuraux de murs. Il doit être pris comme définies dans le Tableau 1.15.

Tableau 1.15 : Valeur du coefficient K_w

Type de structure	K _w
Ossatures ou système à contreventement mixte équivalents à des ossatures	1,00
Pour les systèmes de murs, équivalents à des murs et à noyau	$0.5 < [(1 + \alpha_0) / 3] \leq 1$

α_0 : est le rapport de forme prédominant des murs du système structural.

$$\alpha_0 = \frac{\sum h w_i}{\sum l w_i} \quad (1-3)$$

Avec :

h_{wi} : Hauteur de mur i ;

l_{wi} : Longueur de la section du mur i .

Remarque :

Pour les structures hydrauliques (Silos, réservoirs et canalisations) l'EC8 ne prévoit pas une dissipation d'énergie appréciable, due au comportement inélastique de ces structures.

En conséquence, la valeur du coefficient de comportement q sera égale à 1. L'utilisation de coefficients $q > 1$ est autorisée uniquement à condition que les sources de dissipation d'énergie soient explicitement identifiées et quantifiées, et que la capacité de la structure à les exploiter grâce à une conception détaillée, bien adaptée, soit démontrée.

Pour le calcul intégralement élastique ($q=1$), l'action sismique de calcul est définie par le spectre élastique. (Voir : ENV 1998-4 :1998 article 1.4.2).

1.9 Les Spectres de réponse :

1.9.1 Spectre de réponse de l'RPA2003

Les règlements parasismiques algériens adoptent un seul spectre de réponse élastique horizontale, pour le calcul de l'action sismique. Ce spectre est formulé comme suit :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (1-4)$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

R : Coefficient de comportement de la structure.

Q : Facteur de qualité,

η : Facteur de correction d'amortissement

$$n = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \quad (1-5)$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique est donné par le Tableau 1.16 :

Tableau 1.16 : Valeur du Pourcentage d'amortissement critique ξ selon RPA

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton arme / maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, données par le Tableau 1.17.

Tableau 1.17 : Valeur des Périodes caractéristiques associées T_1, T_2

Site	S1	S2	S3	S4
T_1 (s)	0,15	0,15	0,15	0,15
T_2 (s)	0,3	0,4	0,5	0,7

Les spectres de réponse élastique pour les sols des classes S1 à S4 selon RPA sont données dans la figure 1.3 :

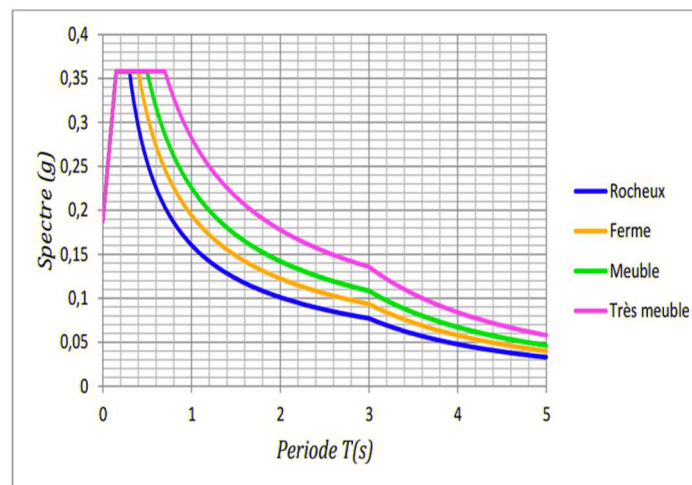


Figure 1.3 : Les spectres de réponse élastique pour les sols des classes S1 à S4 selon RPA

1.9.2 Spectre de réponse de l'EC8

L'Eurocode 8 préconise trois spectres de réponse pour tenir compte des composante horizontale et verticale de l'impulsion sismique et un spectre de calcul pour le calcul non plastique qui prend en compte la ductilité de la structure, nous les présentons dans ce qui suit :

1.9.2.1 Spectre de réponse élastique horizontal

Le spectre de réponse élastique (T) pour les composantes horizontales de l'action sismique est défini par les expressions suivantes :

$$S_e(t) = \begin{cases} ag S \left(1 + \frac{T}{T_b} (2.5\eta - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_b \\ ag S \cdot 2.5 \eta & T_b \leq T \leq T_c \\ ag S \cdot 2.5 \eta \left(\frac{T_c}{T}\right) & T_c \leq T \leq T_d \\ ag S \cdot 2.5 \eta \left(\frac{T_c \cdot T_d}{T^2}\right) & T_d \leq T \leq 4.0s \end{cases} \quad (1-6)$$

Avec :

$S_e(T)$: spectre de réponse élastique ;

ag : Accélération de calcul pour un sol de classe A ;

η : Coefficient de correction de l'amortissement avec la valeur de référence :

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0.55 \quad (1-7)$$

ξ : est le coefficient d'amortissement visqueux, exprimé en pourcentage donné dans le tableau 1.18.

Tableau 1.18 : Valeur du Pourcentage d'amortissement critique ξ selon EC8

Valeurs de ξ	Matériaux utilisés
2%	Acier soudé
4%	Acier boulonné
2%	Béton précontraint
5%	Béton armé

T : Période fondamentale de vibration de la structure :

Dans le cas des réservoirs posés au sol, pouvant être assimilés de façon réaliste à un prisme de section transversale constante, la période fondamentale est donnée par le DTU 69 :

$$T = 1,79 H_t^2 \sqrt{\frac{P}{gEI}} \quad (1-8)$$

Avec :

H_t : hauteur totale du réservoir [m] ;

P : poids du réservoir par unité de longueur [kN/m] ;

g : accélération de la pesanteur [m/s^2] ;

E : module d'élasticité du béton [MN/m^2] ;

I : moment d'inertie de la section transversale du réservoir [m^4].

T_b : Limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;

T_c : Limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;

T_d : Valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant ;

S : Paramètre du sol.

Les valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique, T_b , T_c , T_d et S sont données par le Tableau 1.19.

Tableau 1.19 : Les valeurs de T_b , T_c , T_d et S en fonction de la classe de sol

Classes de sol	Zones de sismicité 1 à 4				Zone de sismicité 5			
	S	T_b	T_c	T_d	S	T_b	T_c	T_d
A	1	0,03	0,2	2,5	1	0,15	0,4	2
B	1,35	0,05	0,25	2,5	1,2	0,15	0,5	2
C	1,5	0,06	0,4	2	1,15	0,2	0,6	2
D	1,6	0,1	0,6	1,5	1,35	0,2	0,8	2
E	1,8	0,08	0,45	1,25	1,4	0,15	0,5	2

La Figure 1.4 montre l'allure des spectres de réponse élastique de l'EC8.

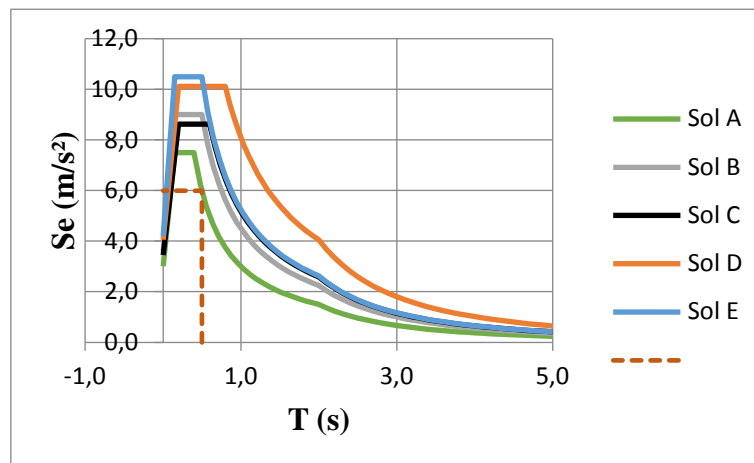


Figure 1.4 : Spectres de réponse élastique de type 1 recommandés pour les sols de classes A à E (à 5 % d'amortissement)

1.9.2.2 Spectre de réponse élastique vertical

La composante verticale de l'action sismique n'est considérée dans les calculs que si avg est supérieure à $2.5 m/s^2$, il conviendra alors de prendre en compte la composante verticale de l'action sismique, dans les cas suivants :

- Éléments de structure horizontaux ou presque horizontaux de 20 m de portée ou plus.
- Éléments horizontaux ou presque horizontaux en console de plus de 5 m de long.
- Éléments précontraints horizontaux ou presque horizontaux.
- Poutres supportant des poteaux.
- Structures sur appuis parasismiques.

Le spectre de réponse élastique $Sve(T)$ pour les composantes verticales de l'action sismique est défini par les expressions suivantes :

$$Sve(t) = \begin{cases} avg \cdot \left(1 + \frac{T}{T_b} (3\eta - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_b \\ avg \cdot 3\eta & T_b \leq T \leq T_c \\ avg \cdot 3\eta \left(\frac{T_c}{T}\right) & T_c \leq T \leq T_d \\ avg \cdot 3\eta \left(\frac{T_c \cdot T_d}{T^2}\right) & T_d \leq T \leq 4.0s \end{cases} \quad (1-9)$$

Avec :

Les paramètres avg , T_b , T_c et T_d définissant la forme des spectres verticaux de réponse élastique. Ils sont donnés par le Tableau 1.20 :

Tableau 1.20 : Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique vertical.

Spectre	avg/ag	Tb (s)	Tc (s)	Td (s)
Zone de sismicité 5	0,9	0,05	0,15	1,0
Zone de sismicité 1 à 4	0,45	0,05	0,15	1,0

1.9.2.3 Spectre de calcul pour l'analyse inélastique

Le spectre de calcul inélastique n'est en fait que le spectre élastique horizontale qui est transformée par l'adoption d'une valeur du coefficient de comportement de la structure $q > 1$ et ce dans le but de prendre en compte l'effet de la ductilité de la structure sur la réponse sismique.

Le spectre de calcul $Sd(T)$, est défini par les expressions suivantes :

$$Sd(t) = \begin{cases} ag S \left(\frac{2}{3} + \frac{T}{T_b} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3}\right)\right) & , 0 \leq T \leq T_b \\ ag S \frac{2.5}{q} & , T_b \leq T \leq T_c \\ ag S \frac{2.5}{q} \left(\frac{T_c}{T}\right) & , T_c \leq T \leq T_d \\ \geq \beta \cdot ag & \\ ag S \frac{2.5}{q} \left(\frac{T_c \cdot T_d}{T^2}\right) & , T_d \leq T \leq 4.0s \\ \geq \beta \cdot ag & \end{cases} \quad (1-10)$$

Où :

ag , S , TB , TC et TD sont définis en spectre de réponse élastique horizontal ;

$Sd(T)$ est le spectre de calcul ;

q est le coefficient de comportement ;

β Est le coefficient correspondant à la limite inférieure du spectre de calcul horizontal. La valeur de β (EN 1998-4; Art-3.2.2.5) recommandée est de 0,2.

1.10 Conclusion

L'objectif de ce chapitre est de réaliser une étude comparative entre les règlements algériens RPA99 version 2003 et Européen l'Eurocode 8, pour ce faire nous avons comparé les directives des deux règlements ce qui a mis en évidence que les objectifs des deux codes sont les mêmes et que les méthodes et les hypothèses considérées sont similaires, cependant il existe certains points de divergence que nous donnons dans ce qui suit :

✓ Les recommandations du RPA classent les sols sur la base de la valeur moyenne de la vitesse des ondes de cisaillement en quatre (4) catégories seulement et les vitesses des ondes de cisaillement pour le RPA sont prises pour des profondeurs de 10 à 20 mètres. Par contre, l'EC8 adopte sept (7) catégories de site les quatre premières sont les mêmes que le RPA et ajout 3 cas spéciaux, et les vitesses des ondes de cisaillement sont prises pour des profondeurs allant jusqu'à 30m.

✓ Les valeurs de coefficient de comportement R du RPA sont choisies selon les matériaux et contreventement des différentes structures. Par contre l'Eurocode 8 détermine le coefficient q suivant la qualité de la structure en terme de la classification de ductilité et la régularité en plan et en élévation.

✓ L'Eurocode adopte trois spectres de réponse pour prendre en considération les composantes verticale et horizontale de l'action sismique et un spectre pour le calcul inélastique pour prendre en compte la ductilité de la structure, par contre le règlement Algérien RPA adopte un seul spectre de réponse élastique horizontale de calcul.

*Chapitre 2 : Analyse hydrodynamique d'un
réservoir circulaire posé au sol*

2.1. Introduction

Les phénomènes d'interaction fluide-structure font partie de la vaste classe des problèmes multi-physiques. Les deux matériaux en présence n'obéissent pas aux mêmes lois de comportement, mais ils interagissent dans un système fortement couplé. Dans le cas de l'interaction fluide-structure, il s'agit d'un solide mobile, rigide ou déformable, et d'un fluide liquide ou gazeux. L'écoulement du fluide autour de la structure est conditionné par le mouvement de la structure solide, et réciproquement, la déformation de la structure est influencée par les efforts du fluide sur sa paroi. D'un point de vue dynamique tout se passe comme si l'ensemble fluide-structure (liquide - réservoir) constituait une masse unique. Par ailleurs, dans les réservoirs partiellement remplis, l'excitation met une partie du fluide en mouvement ce qui conduit à la formation de vague en surface, entraînant la naissance de contraintes sur les parois.

Les problèmes d'interaction fluide structure se sont posés très tôt aux ingénieurs (construction des ponts, barrages, bateaux, avions, réservoirs, ... etc.). Au début, les outils de calcul ne permettaient qu'une modélisation simplifiée en considérant le fluide comme incompressible et la structure infiniment rigide. Par la suite, avec le développement des méthodes de calcul numérique en particulier la méthode des éléments finis et l'augmentation de la puissance de calcul des ordinateurs des algorithmes de couplage entre l'écoulement du fluide et le mouvement de la structure, les effets d'interaction fluide-structure pour le cas d'un fluide compressible peuvent être pris en compte en utilisant la formulation (u,p) qui consiste à prendre comme variable nodale le champ de déplacement u dans la structure et le champ de pression p régnant dans le domaine fluide.

L'interaction fluide-structure s'intéresse au comportement d'un système constitué par deux entités considérées comme : une structure mobile (rigide ou déformable) et un fluide (en écoulement ou au repos) autour ou à l'intérieur de la structure. L'évolution de chacune de ces entités qui dépendent l'une de l'autre peut faire apparaître un phénomène de couplage. Plus précisément, le mouvement de la structure est influencé par l'écoulement du fluide travers les efforts transmis l'interface, et réciproquement, le mouvement de la structure influence l'écoulement du fluide par les déplacements de l'interface qui entraîne le fluide dans son mouvement.

Pour étudier l'action du liquide sur les parois du réservoir, différentes approches sont proposées : la méthode de masses ajoutées de Westergaard, la méthode Housner (Davidovici & Haddadi, 1982) (Hammoum et al., 2010), la méthode de Jacobsen et Ayre, la méthode de

Hunt et Priestley (Davidovici & Haddadi, 1982) et la méthode de la NF EN 1998-4 (Lauzin X, 2013) (Eurocode 8 partie 4,1998).

Dans ce chapitre, nous présenterons quelques méthodes de l'interaction fluide-structure.

2.2. Modèle de masses ajoutées de Westergaard :

Si on prend comme hypothèses un fluide incompressible et une structure rigide, beaucoup de problèmes d'interaction fluide structure pourront être résolus en remplaçant le fluide par des masses ajoutées. Dans ces modèles, l'effet du fluide non compressible peut être simplement pris en compte par l'ajout des masses fictives sans rigidité appropriées à chaque noeud de contact structure-fluide.

La pression hydrodynamique est supposée nulle au niveau de la surface libre (pas de ballonnement) et dans tout le domaine loin de l'interface fluide-réservoir. **Westergaard** a été le premier à introduire le concept de masses ajoutées pour les barrages. Il a proposé de représenter le volume d'eau par un tronçon de parabole.

Les hypothèses sur lesquelles repose cette méthode sont :

- Le barrage est rigide ;
- La face amont est un plan vertical ;
- Le liquide est incompressible ;
- Le réservoir est étendu l'infini dans la direction amont.

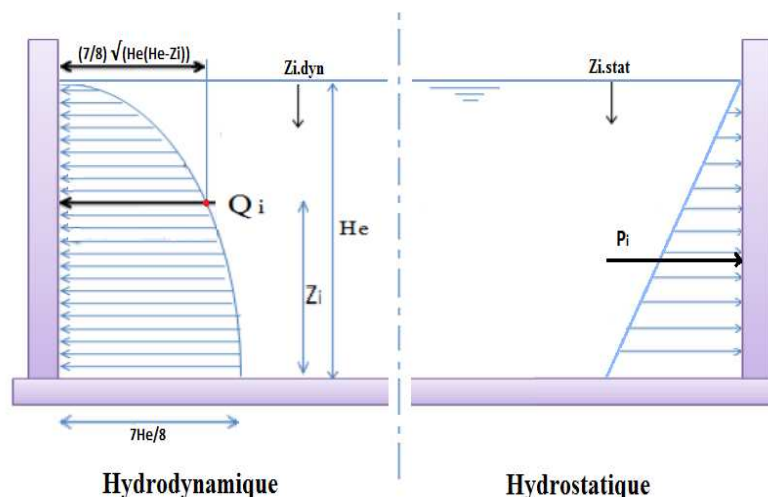


Figure 2.1 : Modèle de Westergaard

2.3. Exposé de la méthode de Housner

L'approche développée par Housner (Hammoum et al., 2010) décompose l'action du liquide en une action passive provoquant des efforts d'impulsion et une action active provoquant des efforts d'oscillation. Les efforts d'**impulsion** proviennent de ce qu'une partie de la masse du liquide, dite masse passive, réagit par inertie à la translation des parois du

réservoir ; son système mécanique équivalent est obtenu en considérant une masse M_i liée rigidement au réservoir à une hauteur h_i telle qu'elle exerce sur les parois les mêmes efforts horizontaux que la masse d'eau équivalente (figure 2.1). Quant aux efforts d'oscillations, ils proviennent de ce qu'une autre partie de la masse du fluide, dite masse active, se met en mouvement d'oscillation sous l'action du séisme. Son équivalent mécanique s'obtient en considérant une masse M_o retenue par des ressorts de raideurs K_o à un niveau h_o , dont les oscillations horizontales exercent les mêmes efforts vibratoires que la masse active du liquide. Pour le calcul du moment de flexion des parois, les seules actions prises en compte sont celles sur les parois. Dans ce cas, la masse M_o est appliquée à un niveau h_o (figure 2.3). Pour le calcul du moment de renversement d'ensemble, on prend en compte l'action des surpressions sur le fond du réservoir. Dans ce cas, la masse M_o est appliquée à un niveau h_o .

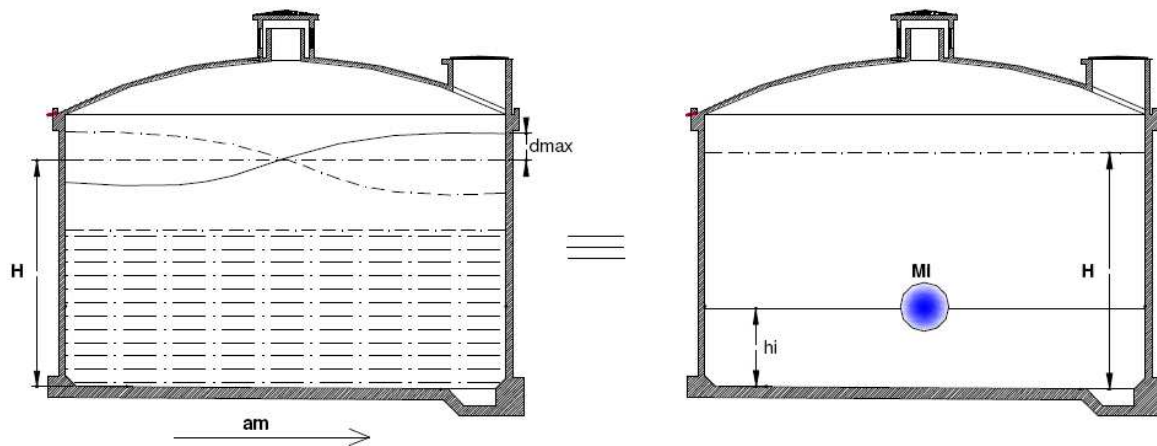


Figure 2.2 : Système physique et mécanique équivalent des pressions d'impulsion sur la paroi.

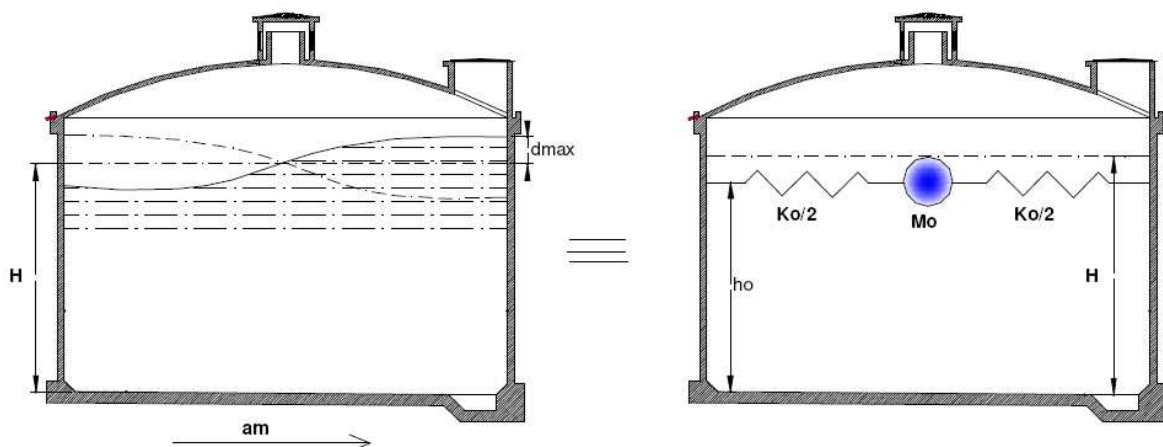


Figure 2.3 : Système physique et mécanique équivalent des pressions d'oscillation sur la paroi.

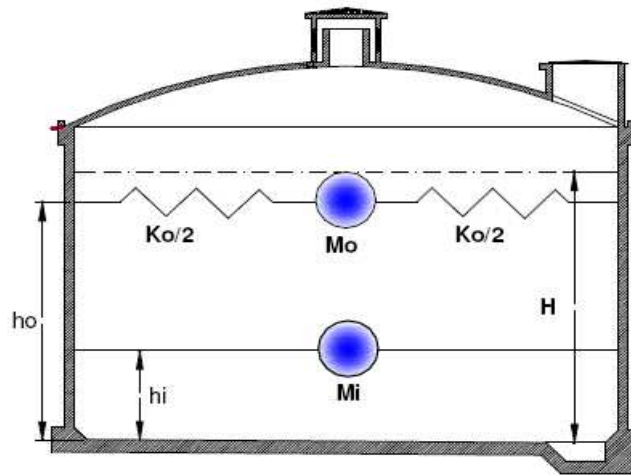


Figure 2.4 : Modèle à une masse passive M_i (impulsion) et une masse active M_o (Oscillation).

2.3.1. Calcul des actions d'impulsion

Soit un réservoir cylindrique à base horizontale et parois verticales soumis à une accélération maximale $S_e(T)$. En considérant un liquide incompressible et en exprimant le principe de conservation de masse et le principe fondamental de la dynamique, on détermine l'expression de la résultante des pressions hydrodynamiques horizontales d'impulsion P_i ((Davidovici & Haddadi, 1982) :

$$P_i = M_i S_e(T) \quad (2-1)$$

Avec :

$S_e(T)$: L'accélération maximale selon Eurocode 8 (éq.1-6)

➤ Calcul de la masse d'impulsion M_i

La masse d'impulsion est donnée par la relation (2.2)

$$M_i = M_e \frac{\text{th}\left(\sqrt{3}\frac{R_i}{H_e}\right)}{\left(\sqrt{3}\frac{R_i}{H_e}\right)} \quad (2-2)$$

Avec :

M_e : masse de l'eau dans le réservoir [t] ;

H_e : hauteur d'eau utile dans le réservoir [m] ;

R_i : rayon intérieur du réservoir [m].

2.3.2. Calcul des actions d'oscillation

En partant des mêmes hypothèses que précédemment, en exprimant d'une part l'énergie potentielle acquise par la formation de vague en surface, et d'autre part l'énergie cinétique de

l'ensemble du système, on établit l'expression de la distribution des surpressions hydrodynamiques.

La résultante de pression hydrodynamique horizontale d'oscillation sera donnée par la formule suivante :

$$P_o = 1.2M_o g \phi_o \quad (2-3)$$

➤ **Calcul de la masse d'oscillation M_o**

$$M_o = M_e 0,318 \frac{R_i}{H_e} \text{th} \left(1,84 \frac{H_e}{R_i} \right) \quad (2-4)$$

L'angle maximal d'oscillation ϕ_o de la surface libre est exprimé en fonction du d'accélération maximale $S_e(t)$:

$$\phi_o = 0,83 \frac{S_e}{g} \quad (2-5)$$

2.3.3. Calcul des moments de flexion

- **Action d'impulsion**

Le moment de flexion sur les parois sous l'action d'impulsion, est donné par :

$$M_{fi} = P_i h_i \quad (2-6)$$

Le niveau d'application h_i des pressions d'impulsion par rapport au radier est exprimée par :

$$h_i = \frac{3}{8} H_e \quad (2-7)$$

- **Action d'oscillation**

Le moment de flexion sur les parois sous l'action d'oscillation s'écrit :

$$M_{fo} = P_o h_o \quad (2-8)$$

Le niveau d'application h_o des pressions d'oscillation par rapport au radier est donné par :

$$h_o = H_e \left[1 + \frac{1}{1,84 \text{th} \left(1,84 \frac{H_e}{R_i} \right)} + \frac{1}{1,84 \frac{H_e}{R_i} \text{sh} \left(1,84 \frac{H_e}{R_i} \right)} \right] \quad (2-9)$$

2.3.4. Calcul des moments de renversement

- **Action d'impulsion**

Le moment de renversement d'ensemble, sous l'action d'impulsion, est donné par :

$$M_{ri} = P_i h_i^* \quad (2-10)$$

Le niveau d'application h_i^* des pressions d'impulsion, incluant l'effet de la pression sur la base s'écrit :

$$h_i^* = \frac{3}{8} H_e + \frac{1}{2} \left[\frac{\sqrt{3} \frac{R_i}{H_e}}{\text{th} \sqrt{3} \frac{R_i}{H_e}} - 1 \right] \quad (2-11)$$

- **Action d'oscillation**

Le moment de renversement d'ensemble sous l'action d'oscillation, est exprimé par :

$$M_{ro} = P_o h_o^* \quad (2-12)$$

Le niveau d'application h_o^* des pressions d'oscillation incluant l'effet de la pression sur la base est tel que :

$$h_o^* = \left[1 - \frac{\text{ch} \left(1,84 \frac{H_e}{R_i} \right) - 2}{1,84 \frac{H_e}{R_i} \text{sh} \left(1,84 \frac{H_e}{R_i} \right)} \right] \quad (2-13)$$

2.3.5. Etat limite ultime de stabilité

Sous l'effet de l'action sismique à l'ELU, la stabilité d'ensemble du réservoir vis-à-vis de l'effondrement doit être satisfaite. La stabilité d'ensemble se rapportant à un comportement de corps rigide peut être perdue par glissement ou renversement. A cet effet, il y'a lieu de satisfaire le rapport suivant :

1. Vérification de la stabilité :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5 \quad (2-14)$$

Avec :

M_s : Moment stabilisant

M_r : Moment renversant

Pour le moment renversement, nous considérons, la somme des deux moments de renversement, précédemment calculés (d'impulsion et d'oscillation). Quant à la résultante des forces horizontales, nous considérons la somme de la force d'impulsion et de la force d'oscillation.

2.3.6. Etat limite de service de niveau de fonctionnement minimal

Il y'a lieu de s'assurer que sous l'effet de l'action sismique de dimensionnement appropriée, le réservoir peut subir un endommagement de certains de ses composants, dans la mesure où toute fois, après les opérations de contrôle des dommages, la capacité du système peut être restaurée jusqu'à un niveau de fonctionnement prédéfini.

Le réservoir conserve son étanchéité aux fuites du contenu. Un franc bord doit être prévu afin de prévenir les dommages au toit dus à l'effet de vague, ou pour prévenir le débordement du liquide lorsque le réservoir n'a pas de toit rigide. Selon Housner la hauteur maximale des vagues, après oscillation, est donnée par la relation suivante :

$$d_{\max} = \frac{0,408R_i}{\left(\frac{g}{\omega_0^2 \Phi_0 R_i} - 1\right) \operatorname{th}\left(1,84 \frac{H_e}{R_i}\right)} \quad (2-15)$$

Avec :

La pulsation fondamentale de vibration du liquide en mouvement ω_0 est exprimée par l'équation :

$$\omega_0^2 = \frac{g}{R_i} 1,84 \operatorname{th}\left(1,84 \frac{H_e}{R_i}\right) \quad (2-16)$$

Dans un calcul basé sur la mécanique des fluides, après un mouvement horizontal de réservoir la surface du liquide devient un plan incliné (Ranald et al., 1975) (figure 2.5).

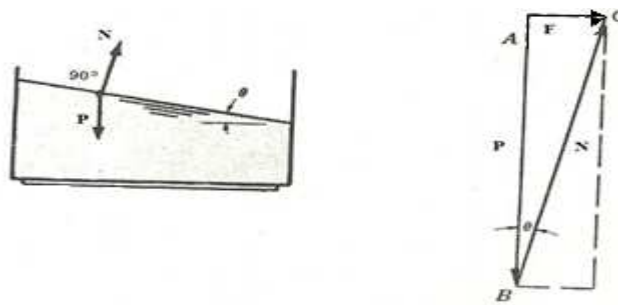


Figure 2.5 :la pente de la surface du liquide et diagramme vectoriel.

La démonstration de l'équation de la surface de liquide incliné est donnée par :

$$F = \frac{P}{g} a_m \quad \text{ou} \quad \frac{F}{P} = \frac{a_m}{g} \quad (2-17)$$

Avec :

a_m : accélération horizontale maximale du sol [m/s^2], équivalente à S_e ;

P : poids de liquide dirigé verticalement vers le bas ;

N : la force exercée par les particules de liquide environnantes ;

F : la force résultante provoquée par P et N.

D'après le diagramme vectoriel :

$$P = N \cos(\theta) \quad (2-18)$$

$$F = N \sin(\theta) \quad (2-19)$$

Avec :

Θ : angle de la pente du liquide.

Multipliant l'équation (2-18) par $\sin(\Theta)$ et l'équation (2-19) par $\cos(\Theta)$ et résolvant simultanément :

$$P \sin(\Theta) - F \cos(\Theta) = 0 \quad (2-20)$$

$$\frac{\sin(\Theta)}{\cos(\Theta)} = \frac{F}{P} \quad (2-21)$$

$$\tan(\Theta) = \frac{a_m}{g} \quad (2-22)$$

La hauteur des vagues d_{\max} est donnée par la relation suivante :

$$d_{\max} = \tan(\Theta) R_i \quad (2-23)$$

$$d_{\max} = \frac{a_m}{g} R_i \quad (2-24)$$

Selon l'Eurocode 8, la contribution prédominante pour la hauteur de l'onde de ballonnement est assurée par le premier mode fondamental, et l'expression du pic du bord est la suivante :

$$d_{\max} = 0,84 \frac{S_e}{g} R_i \quad (2-25)$$

2.3.7. Calcul des contraintes verticales dans la paroi

La section de la paroi a une forme d'un anneau, soumise à un effort normal vertical N qui n'est autre que le poids de l'ouvrage sur la base de la paroi et à un moment de flexion dû aux forces horizontales, à savoir la force d'impulsion et la force d'oscillation. Ainsi, la paroi, sous l'action sismique, sera sollicitée en flexion composée.

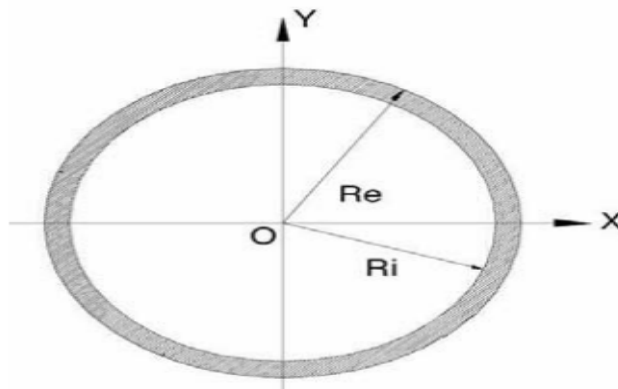


Figure 2.6 : Coupe horizontale de la paroi circulaire du réservoir.

Sur les fibres extrêmes (fibre supérieure et fibre inférieure) de la paroi se développent des contraintes normales verticales (de compression ou de traction), estimées par la relation suivante :

$$\sigma = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M}{I_x} R_e \quad (2-26)$$

La section horizontale de la paroi circulaire du réservoir s'écrit :

$$\Omega = \pi(R_e^2 - R_i^2) \quad (2.27)$$

Le moment d'inertie I_x de la paroi par rapport à l'axe Ox s'écrit :

$$I_x = \frac{\pi}{4}(R_e^4 - R_i^4) \quad (2.28)$$

M est le moment de flexion dû à l'action sismique sur la paroi (impulsion et oscillation), et s'écrit :

$$M = M_{fi} + M_{fo} \quad (2.29)$$

N est le poids des différents éléments du réservoir sur la base de la paroi (coupole, paroi et enduits).

2.4. Exposé de la méthode de Jacobsen et Ayre

L'approche développée par Jacobsen et Ayre (Davidovici & Haddadi, 1982) ; (Lauzin X, 2013) ne considère que l'action passive de la masse inerte du liquide provoquant des efforts d'impulsion. Cette méthode concerne les réservoirs circulaires d'axe vertical et elle ne définit que des pressions d'impulsion.

2.4.1. Hypothèses de calcul admise par Jacobsen et Ayre

- Les sollicitations produites par l'effet de vague sont négligées, pour ne s'intéresser qu'aux efforts d'impulsion ;
- Paroi du réservoir rigide ;
- L'accélération horizontale est considérée et l'accélération verticale est négligée ;
- Déplacement petit ;

2.4.2. Calcul de la pression d'impulsion

$$P_i = m a_m h R^2 \omega_i \quad (2.30)$$

Avec :

m : la masse volumique du liquide contenu [t/m^3] ;

a_m : accélération horizontale maximale du sol [m/s^2], équivalente à $Se(t)$;

h : hauteur du liquide ;

R : rayon du réservoir [m] ;

H : hauteur du réservoir ;

Les valeurs de ω_i et P_i sont résumées dans le tableau 2.1.

Tableau 2.1 : Valeurs des pressions d'impulsion selon Jacobson et Ayre (Lauzin X, 2013).

Si $h < 1,5 R$			Si $h > 1,5 R$		
R/H	Valeur de W_i	Valeur de P_t	R/H	Valeur de W_i	Valeur de P_t
5	0,359	$0,359m a_m h R^2$	0,625	2,206	$2,206m a_m h R^2$
3,333	0,551	$0,551m a_m h R^2$	0,556	2,305	$2,305m a_m h R^2$
2,5	0,746	$0,746m a_m h R^2$	0,5	2,386	$2,386m a_m h R^2$
2	0,939	$0,939m a_m h R^2$	0,435	2,452	$2,452m a_m h R^2$
1,667	1,123	$1,123m a_m h R^2$	0,4	2,53	$2,53m a_m h R^2$
1,429	1,294	$1,294m a_m h R^2$	0,345	2,61	$2,61m a_m h R^2$
1,25	1,449	$1,449m a_m h R^2$	0,303	2,669	$2,669m a_m h R^2$
1,111	1,588	$1,588m a_m h R^2$	0,27	2,715	$2,715m a_m h R^2$
1	1,711	$1,711m a_m h R^2$	0,25	2,743	$2,743m a_m h R^2$
0,909	1,82	$1,82m a_m h R^2$	0,227	2,774	$2,774m a_m h R^2$
0,833	1,916	$1,916m a_m h R^2$	0,213	2,794	$2,794m a_m h R^2$
0,769	2	$2m a_m h R^2$	0,2	2,811	$2,811m a_m h R^2$
0,714	2,074	$2,074m a_m h R^2$	/	/	/
0,667	2,14	$2,14m a_m h R^2$	/	/	/

2.4.3. Calcul de la force d'impulsion

La force résultante des impulsion sur la paroi du réservoir est donnée par :

$$F_i = M_i a_m \quad (2-31)$$

➤ La masse impulsive M_i

La masse impulsive équivalente mise en mouvement est donnée par :

$$M_i = M \frac{\omega_i}{\pi} \quad (2-32)$$

Avec :

M : la masse d'eau dans le réservoir [t] ;

La valeur de ω_i est dans le tableau 2.6.

2.4.4. Calcul de moment de flexion

Le moment de renversement présent au pied de la paroi est donné par :

$$M_f = F_i h_i \quad (2-33)$$

Avec :

La hauteur h_i donnée par :

$$h_i = h - z = h - \frac{2h}{\pi\omega_i R} \quad (2-34)$$

2.5. Exposé de la méthode de Hunt et Priestley

L'approche développée par Hunt et Priestley (Davidovici & Haddadi, 1982) ; (Lauzin X, 2013), en tenant compte à la fois des phénomènes d'impulsion et d'oscillation, conduit à une relation entre le champ de vitesse en fonction du temps et l'accélération du sol ; cette méthode diffère de la méthode de Jacobsen et Ayre par la prise en compte en plus de l'effort d'impulsion des efforts apportés par la formation d'une vague.

2.5.1. Calcul des actions d'impulsion

La pression d'impulsion est donnée par :

$$P_i = m a_m h R^2 \delta_i \quad (2-35)$$

Avec :

m : la masse volumique du liquide contenu [t/m^3] ;

R : rayon de la cuve [m] ;

h : hauteur du liquide [m] ;

a_m : accélération maximale du sol [m/s^2] ;

H : hauteur de la cuve [m].

La valeur de coefficients de pressions d'impulsion δ_i est résumée dans le tableau 2.2 en fonction de R/H et la fréquence de l'accéléromètre f .

Tableau 2.2 : Valeurs des coefficients des pressions d'impulsion δ_i lorsque $h < 1,5 R$.

$f=1,6$ Hz	$f=4,8$ Hz	$f=8$ Hz	$f=16$ Hz	R/H
Valeur du coefficient δ_i				
0,117	0,343	0,366	0,375	5
0,165	0,526	0,551	0,561	3,333
0,326	0,718	0,744	0,754	2,5
0,513	0,909	0,935	0,946	2
0,705	1,094	1,119	1,13	1,667
0,893	1,267	1,291	1,301	1,429
1,069	1,424	1,447	1,457	1,25
1,232	1,566	1,588	1,596	1,111
1,379	1,692	1,712	1,721	1
1,511	1,804	1,823	1,83	0,909
1,628	1,902	1,92	1,927	0,833
1,733	1,989	2,006	2,012	0,769
1,826	2,066	2,081	2,088	0,714
1,908	2,066	2,149	2,154	0,667

Tableau 2.3 : Valeurs des coefficients des pressions d'impulsion δ_i lorsque $h > 1,5 R$.

f=1,6 Hz	f=4,8 Hz	f=8 Hz	f=16 Hz	R/H
Valeur du coefficient δ_i				
1,982	2,195	2,208	2,214	0,625
2,048	2,249	2,262	2,267	0,588
2,107	2,297	2,309	2,314	0,556
2,161	2,341	2,353	2,357	0,526
2,209	2,381	2,392	2,396	0,5
2,253	2,416	2,427	2,431	0,476
2,293	2,449	2,459	2,463	0,455
2,33	2,479	2,489	2,493	0,435
2,363	2,507	2,516	2,519	0,417
2,394	2,532	2,541	2,544	0,4
2,423	2,555	2,564	2,567	0,385
2,449	2,577	2,585	2,588	0,37
2,474	2,597	2,605	2,608	0,357
2,497	2,616	2,623	2,626	0,345
2,518	2,633	2,64	2,643	0,333
2,539	2,649	2,657	2,659	0,323
2,557	2,665	2,672	2,674	0,313
2,575	2,679	2,686	2,689	0,303
2,592	2,693	2,699	2,702	0,294
2,607	2,706	2,712	2,714	0,286
2,622	2,718	2,724	2,726	0,278
2,636	2,729	2,735	2,737	0,27
2,649	2,74	2,746	2,748	0,263
2,662	2,75	2,756	2,758	0,256

➤ **La masse d'impulsion M_i**

La masse d'impulsion est donnée par :

$$m_i = \frac{P_i}{a_m} \quad (2-36)$$

2.5.2. Calcul de moment engendré au pied de paroi par la pression d'impulsion

$$M_i = P_i h_i \quad (2-37)$$

Avec :

h_i : la hauteur impulsive donnée par :

$$h_i = h - z_i \quad (2-38)$$

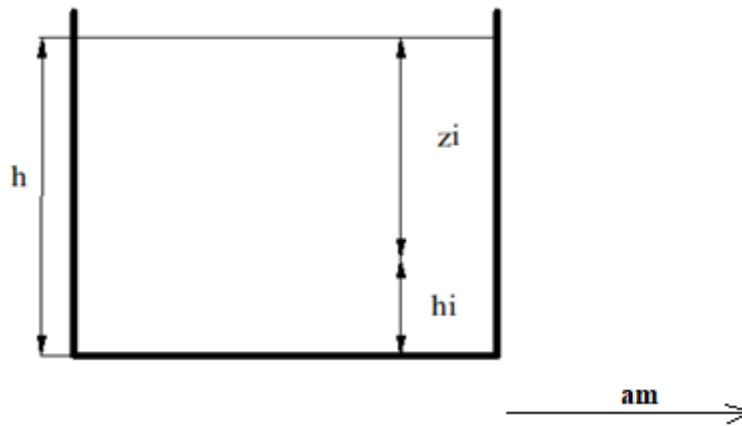


Figure 2.7 : la hauteur hi de la résultante des pressions d'impulsion

zi : la hauteur du point d'application donnée par :

$$z_i = h Z_i \tag{2-39}$$

Zi : Le point d'application de la résultante des pressions d'impulsion est donné par la figure 2.8 en fonction R/h

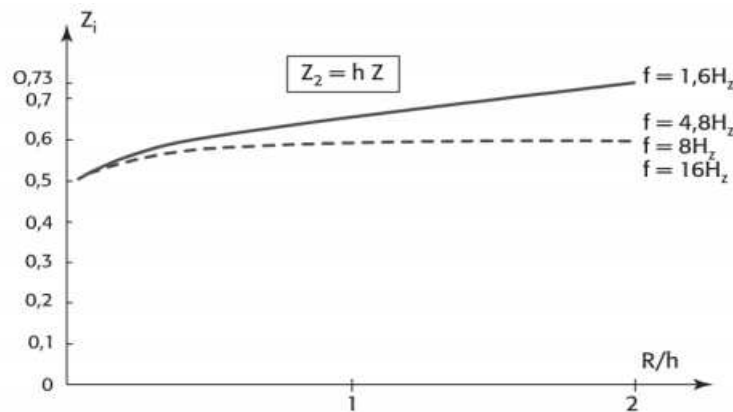


Figure 2.8 : Point d'application Zi de la résultante des pressions d'impulsion

2.5.3. Calcul des actions d'oscillation

La pression d'oscillation est donnée par :

$$P_o = m a_m h R^2 \delta_o \tag{2-40}$$

Avec :

La valeur de coefficients de pressions d'oscillation δ_o est résumée dans le tableau 2.4 en fonction de H/R et la fréquence de l'accéléromètre f.

Tableau 2.4 : Valeurs des coefficients des pressions d'oscillation δ_0 lorsque $h < 1,5 R$.

f=1,6 Hz	f=4,8 Hz	f=8 Hz	f=16 HZ	R/H
Valeur du coefficient δ_0				
0,873	0,279	0,165	0,082	5
1,034	0,295	0,174	0,087	3,333
1,059	0,296	0,175	0,087	2,5
1,04	0,288	0,17	0,085	2
0,998	0,274	0,162	0,081	1,667
0,944	0,258	0,153	0,076	1,429
0,885	0,241	0,143	0,071	1,25
0,826	0,224	0,133	0,066	1,111
0,769	0,208	0,123	0,061	1
0,716	0,193	0,114	0,057	0,909
0,667	0,18	0,106	0,053	0,833
0,622	0,168	0,099	0,049	0,769
0,582	0,157	0,093	0,046	0,714
0,547	0,147	0,087	0,043	0,667

Tableau 2.5 : Valeurs des coefficients des pressions d'oscillation δ_0 lorsque $h > 1,5 R$.

f=1,6 Hz	f=4,8 Hz	f=8 Hz	f=16 HZ	R/H
Valeur du coefficient δ_0				
0,514	0,139	0,082	0,041	0,625
0,485	0,131	0,077	0,038	0,588
0,459	0,124	0,073	0,036	0,556
0,436	0,117	0,069	0,034	0,526
0,414	0,112	0,066	0,033	0,5
0,395	0,106	0,063	0,031	0,476
0,377	0,101	0,06	0,03	0,455
0,361	0,097	0,057	0,028	0,435
0,346	0,093	0,055	0,027	0,417
0,332	0,089	0,053	0,026	0,4
0,319	0,086	0,051	0,025	0,385
0,307	0,083	0,049	0,024	0,37
0,296	0,08	0,047	0,023	0,357
0,286	0,077	0,045	0,023	0,345
0,277	0,074	0,044	0,022	0,333
2,268	0,072	0,043	0,021	0,323
0,259	0,07	0,041	0,02	0,313
0,252	0,068	0,04	0,02	0,303
0,244	0,066	0,039	0,019	0,294
0,237	0,064	0,038	0,019	0,286
0,231	0,062	0,037	0,018	0,278
0,224	0,06	0,036	0,018	0,27
0,218	0,059	0,035	0,017	0,263
0,213	0,057	0,034	0,017	0,256

0,208	0,056	0,033	0,016	0,25
0,202	0,055	0,032	0,016	0,244
0,198	0,053	0,031	0,016	0,238
0,193	0,052	0,031	0,015	0,233
0,189	0,051	0,03	0,015	0,227
0,184	0,05	0,029	0,015	0,222
0,18	0,049	0,029	0,014	0,217
0,177	0,048	0,028	0,014	0,213
0,173	0,047	0,027	0,014	0,208
0,169	0,046	0,027	0,013	0,204
0,166	0,045	0,026	0,013	0,2

➤ **La masse d'oscillation Mo**

La masse d'oscillation est donnée par :

$$m_o = \frac{P_o}{a_m} \tag{2-41}$$

2.5.4. Calcul de moment engendré au pied de paroi par la pression d'oscillation

$$M_o = P_o h_o \tag{2-42}$$

Avec :

ho : la hauteur d'oscillation :

$$h_o = h - z_o \tag{2-43}$$

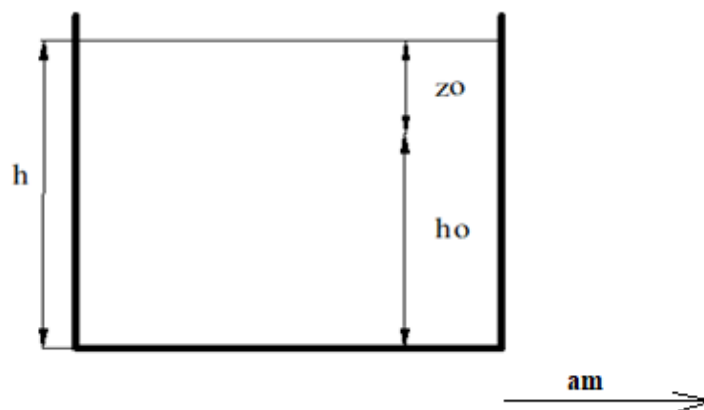


Figure 2.9 : la hauteur hi de la résultante des pressions d'oscillation

zo : la hauteur du point d'application :

$$z_o = R Z_o \tag{2-44}$$

Z_0 : Le point d'application de la résultante des pressions d'oscillation est donné par la figure 2.10 en fonction R/h .

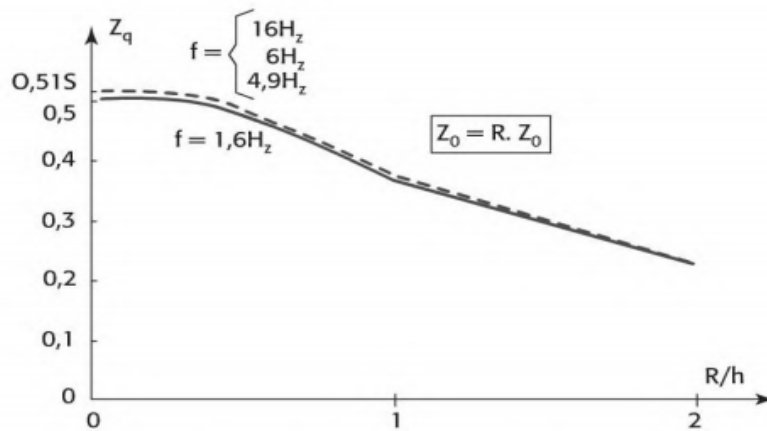


Figure 2.10 : Point d'application Z_0 de la résultante des pressions d'oscillation.

2.6. Exposé de la méthode NF EN 1998-4 (Eurocode 8)

La partie 4 de l'EN 1998-4 traite spécifiquement des dispositions applicables aux réservoirs. Les méthodes d'analyse utilisées pour le dimensionnement des structures doivent permettre d'appréhender correctement la rigidité, la résistance mécanique, la masse et les propriétés géométriques du réservoir. L'approche développée par NF EN 1998-4 (Lauzin X, 2013) (Eurocode 8 partie 4,1998), décompose l'action du liquide en une action passive provoquant des efforts d'impulsion et une action active provoquant des efforts d'oscillation.

2.6.1. Calcul des actions d'impulsion

La force résultante d'impulsion sur la paroi est donné par :

$$P_i = S_e(T_{imp}) m_i \quad (2-45)$$

Avec :

$S_e(T_{imp})$: accélération maximale impulsif du sol [m/s^2] obtenu par la relation (1-6) ;

$T(imp)$: la période d'impulsion obtenu par la relation suivante ;

$$T_{imp} = C_i \frac{\sqrt{\rho H}}{\sqrt{s/R\sqrt{E}}} \quad (2-46)$$

Le coefficient C_i est donné dans le tableau (2-6) ;

ρ : masse volumique du liquide ;

H : hauteur du liquide [m] ;

R : rayon du réservoir [m] ;

s : épaisseur de la paroi de réservoir [m] ;

E : module d'élasticité de YOUNG ;

m_i : la masse d'impulsion donnée par la figure 2.11 en fonction de H/R ou bien dans le tableau 2.6 ;

m : masse de l'eau dans le réservoir [t] ;

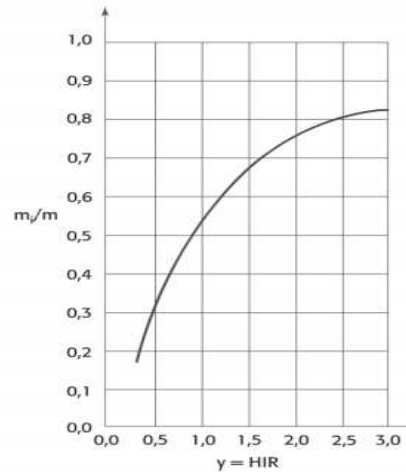


Figure 2.11: Valeur de m_i/m en fonction de H/R (EN 1998-4).

Tableau 2.6 : valeur de m_i/m ; m_c/m ; h_i/h ; h_c/h ; h_i'/h et h_c'/h en fonction de H/R (EN 1998-4)

H / R	C_i	C_c	m_i/m	m_c/m	h_i/h	h_c/h	h_i'/h	h_c'/h
0.3	9.28	2.09	0.176	0.824	0.400	0.521	2.640	3.414
0.5	7.74	1.74	0.300	0.700	0.400	0.543	1.460	1.517
0.7	6.97	1.60	0.414	0.586	0.401	0.571	1.009	1.011
1.0	6.36	1.52	0.548	0.452	0.419	0.616	0.721	0.785
1.5	6.06	1.48	0.656	0.314	0.439	0.690	0.555	0.734
2.0	6.21	1.48	0.763	0.237	0.448	0.751	0.500	0.764
2.5	6.56	1.48	0.810	0.190	0.452	0.794	0.480	0.796
3.0	7.03	1.48	0.842	0.158	0.453	0.825	0.472	0.825

2.6.2. Calcul les moments de flexion sollicitant les actions d'impulsions

- Le moment au-dessus du fond du réservoir

$$M_i = m_i S_e(T_{imp}) h_i \quad (2-47)$$

Avec :

h_i : représente la cote du point d'application au-dessus du fond du réservoir donnée dans le tableau 2.6 .

- **Le moment sous le fond du réservoir**

$$M_i' = m_i S_e(T_{imp}) h_i' \quad (2-48)$$

Avec :

h_i' : représente la cote du point d'application sous le fond du réservoir donnée par le tableau 2.11 .

2.6.3. Calcul des actions convective

La résultante des forces d'oscillation exerçant sur la paroi donnée par :

$$P_c = S_e(T_{conv}) m_c \quad (2-49)$$

Avec :

m_c : la masse convective en fonction de H/R donnée dans le tableau 2.6 ;

$S_e(T_{conv})$: accélération maximale convectif pour un fluide obtenu par la relation (1-6).

D'où :

T_{conv} : La période naturelle de réponse convective donnée par :

$$T_{conv} = C_c \sqrt{R} \quad (2-50)$$

Le coefficients C_c est donné dans le tableau 2.11 exprimé en $[s / m^{\frac{1}{2}}]$;

R : rayon du réservoir [m] ;

Compte tenu qu'il s'agit d'un mode fluide, Le facteur de correction de l'amortissement η est obtenu en fonction du coefficient de correction d'amortissement pour un fluide ($\xi=0.5\%$).

2.6.4. Calcul les moments de flexion sollicitant les actions convectives

- **Le moment juste au-dessus du fond du réservoir**

$$M_C = P_c h_c \quad (2-51)$$

Avec :

h_c : représente la cote de point d'application au-dessus du fond du réservoir est donné par le tableau 2.11.

- **Le moment sous le fond du réservoir**

$$M_C' = P_c h_c' \quad (2-52)$$

Avec :

h_c' : représente la cote du point d'application sous le fond du réservoir est donnée par le tableau 2.11.

2.6.5. Calcul de la hauteur maximale de la vague

Selon l'Eurocode 8 la contribution prédominante pour la hauteur de l'onde de ballotement est assurée par le premier mode fondamental, et l'expression du pic du bord est la suivante :

$$d_{\max} = 0,84 \frac{R S_e(T_{\text{conv}})}{g} \quad (2-53)$$

2.7. Etude de cas

Considérons un réservoir en béton armé de capacité 200 m³ (figure 2.12), implanté sur un site de sol meuble, classée zone de forte sismicité.

Les caractéristiques géométriques du réservoir sont données dans le tableau 2.7 :

Tableau 2.7 : Caractéristiques géométriques du réservoir.

Paramètres	valeurs	unités
hauteur d'eau utile du réservoir (He)	3,70	m
hauteur au-dessus du trop-plein	0,30	m
hauteur totale de la paroi	4,00	m
rayon intérieur du réservoir Ri	4,15	m

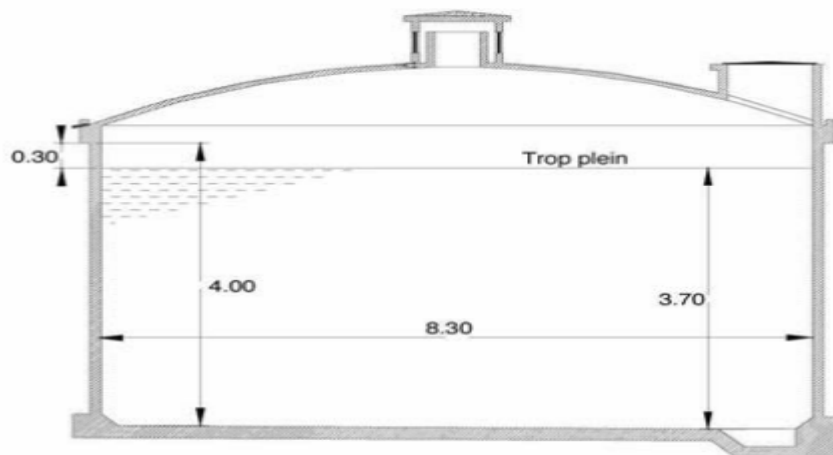


Figure 2.12 : Coupe transversale du réservoir posé au sol.

2.7.1. Application de la méthode de Housner

- Calcul de la période fondamentale T

La période fondamentale T est calculée conformément à la relation (1-8). Le résultat est présenté dans le tableau (2.8) :

Tableau 2.8 : Calcul de la période fondamentale T.

Paramètres	Valeurs	unités
Hauteur de la structure Ht	6,15	M
Poids par mètre linéaire du réservoir P	190,88	KN/m
Moment d'inertie de la paroi par rapport à l'axe horizontal Ix	30,59	m ⁴
Module d'élasticité du béton E	32164,20	MN/m ²
La période fondamentale T	0,01	S

- **Calcul de l'accélération Se(T)**

L'accélération maximale est calculée conformément à la relation (1-6). Le résultat est présenté dans le tableau (2.9) :

Tableau 2.9 : Calcul de l'accélération Se(T).

Paramètres	valeurs	unités
Coefficient de sol S	1,15	
La limite inférieure TB	0,2	S
La limite supérieure TC	0,6	S
La limite définissant le début de la branche à déplacement spectral TD	2	S
Coefficient de correction de l'amortissement ξ	5	%
Le facteur de correction de l'amortissement η	1	
La valeur d'accélération agr	3	m/s ²
Le coefficient d'importance γ_1	1,4	
L'accélération de calcul pour un sol de classe A. ag	4,2	m/s ²
L'accélération maximale Se(T)	5,17	m/s²

- **Calcul de la résultante des pressions d'impulsion Pi**

La pressions d'impulsion est calculée conformément à la relation (2-1). Le résultat est présenté dans le tableau (2.10) :

Tableau 2.10 : Calcul de la résultante des pressions d'impulsion Pi.

Paramètres	valeurs	unités
La masse d'inertie Mi	98,81	T
La résultante des pressions d'impulsion Pi	511,31	KN

- **Calcul de la résultante des pressions d'oscillation Po**

La pressions d'oscillation est calculée conformément à la relation (2-3). Le résultat est présenté dans le tableau (2.11) :

Tableau 1.11 : Calcul de la résultante des pressions d'oscillation P_o .

paramètres	valeurs	unités
Masse d'eau en oscillation M_o	66,17	t
Angle maximal d'oscillation ϕ_o	0,44	
Résultante des pressions d'oscillation P_o	341,03	KN

- **Calcul du moment de flexion d'impulsion M_{fi}**

Le moment du flexion d'impulsion est calculé conformément à la relation (2-6). Le résultat est présenté dans le tableau (2.12) :

Tableau 2.12 : Calcul du moment de flexion d'impulsion M_{fi} .

paramètres	valeurs	unités
Niveau d'application des pressions d'impulsion h_i	1,39	m
Moment de flexion d'impulsion M_{fi}	709,44	KNm

- **Calcul du moment de flexion d'oscillation M_{fo}**

Le moment du flexion d'oscillation est calculé conformément à la relation (2-8). Le résultat est présenté dans le tableau (2.13) :

Tableau 1.13 : Calcul du moment de flexion d'oscillation M_{fo} .

Paramètres	valeurs	unités
Niveau d'application des pressions d'oscillation h_o	2,44	m
Le moment de flexion d'oscillation M_{fo}	832,39	KNm

- **Calcul du moment de renversement d'impulsion M_{ri}**

Le moment du renversement d'impulsion est calculé conformément à la relation (2-10). Le résultat est présenté dans le tableau (2.14) :

Tableau 1.14 : Calcul du moment de renversement d'impulsion M_{ri} .

Paramètres	valeurs	unités
Niveau d'application des pressions d'impulsion h_i^*	1,90	m
Le moment de renversement d'impulsion M_{ri}	971,27	KNm

- **Calcul du moment de renversement d'oscillation M_{ro}**

Le moment du renversement d'oscillation est calculé conformément à la relation (2-12). Le résultat est présenté dans le tableau (2.15) :

Tableau 2.15 : Calcul du moment de renversement d'oscillation M_{ro} .

Paramètres	valeurs	unités
Niveau d'application des pressions d'oscillation h_o^*	3,09	m
Le moment de renversement d'oscillation M_{ro}	1052,39	KNm

- **Etat limite ultime de stabilité**

Le rapport de la stabilité est calculé conformément à la relation (2-14). Le résultat est présenté dans le tableau (2.16) :

Tableau 2.16 : Etat limite ultime de stabilité.

paramètres	valeurs	unités
Masse du réservoir plein	321,60	t
Rayon extérieur du réservoir	4,28	m
Moment stabilisant M_s	13 502,95	KNm
Moment de renversement M_r	2 023,66	KNm
Rapport $\frac{M_s}{M_r}$	6,67	

L'ELU de stabilité d'ensemble du réservoir vis-à-vis de l'effondrement est satisfait. C'est la particularité des réservoirs posés au sol.

- **Etat limite de service de niveau de fonctionnement minimal**

La hauteur maximale des vagues, après oscillation est calculée conformément à la relation (2-15). Le résultat est présenté dans le tableau (2.17) :

Tableau 2.17 : La hauteur maximale des vagues.

paramètres	valeurs	unités
La pulsation ω_o^2	4,03	(rad/s) ²
La hauteur des vagues d_{max}	5,40	m
d_{max} selon l'Eurocode 8	1,84	m

Les résultats obtenus mettent en évidence la formation de vagues en surface qui atteignent une hauteur très élevée ($d_{max} = 5.40 \text{ m} > 0,30 \text{ m}$), ceci est dû principalement au fait que la valeur d_{max} est surestimée par la méthode de Housner car elle est exprimée en fonction de l'accélération $S_e(t)$ ce qui engendre une surexcitation du volume d'eau qui est soumis à des pressions d'oscillation trop importantes.

- **Les contraintes verticales dans la paroi du réservoir**

Les contraintes verticales dans la paroi du réservoir sont calculées conformément à la relation (2-26). Le résultat est présenté dans le tableau (2.18) :

Tableau 2.18 : Contraintes verticales dans la paroi du réservoir.

Paramètres	valeurs	unités
Le poids du réservoir à la base de la paroi (coupole, paroi et enduits) N	497,70	N
Moment total de flexion (impulsion + oscillation) M	1 541,83	KNm
Surface horizontale totale de la paroi Ω	3,44	m ²
Contrainte normale de compression sur la fibre supérieure : σ_{max}	3,60	Mpa
Contrainte normale de traction sur la fibre inférieure : σ_{min}	-0,71	Mpa

Ces calculs mettent en évidence, sous l'effet hydrodynamique, l'apparition des contraintes de traction verticales dans la paroi du réservoir ($\sigma_{min} = -0,71$ Mpa). Ces contraintes de traction, auraient été occultées, négligées, si le calcul avait été mené juste sous l'action hydrostatique. Car on aurait obtenu uniquement des contraintes de compression tout autour de la paroi, d'une valeur de l'ordre de $\sigma = 1,45$ Mpa.

2.7.2. Application de la méthode de Jacobsen et Ayre

- **Calcul de la pression d'impulsion**

La pressions d'impulsion est calculée conformément à la relation (2-30). Le résultat est présenté dans le tableau (2.19) :

Tableau 2.19 : Calcul de la pression d'impulsion.

paramètres	valeurs	unités
la masse volumique du liquide contenu m	1	t/m ³
Rapport $\frac{R}{H}$	0,67	
Valeur de ω_i	2,14	
Calcul de la pression d'impulsion P_i	705,02	KN

- **Calcul de la force d'impulsion**

La force d'impulsion est calculée conformément à la relation (2-31). Le résultat est présenté dans le tableau (2.20) :

Tableau 2.20 : Calcul de la force d'impulsion.

Paramètres	valeurs	unités
La masse impulsive M_i	136,31	t
Force d'impulsion F_i	704,70	KN

- **Calcul du moment de flexion**

Le moment de flexion est calculé conformément à la relation (2-33). Le résultat est présenté dans le tableau (2.21) :

Tableau 2.21 : Calcul du moment de renversement.

Paramètres	valeurs	unités
Valeur de z	0,27	m
Valeur h_i	3,43	m
Moment de flexion M_f	2420,39	KNm

2.7.3. Application de la méthode de Hunt et Priestley

- **Calcul de la pression d'impulsion**

La pressions d'impulsion est calculée conformément à la relation (2-35). Le résultat est présenté dans le tableau (2.22) :

Tableau 2.22 : Calcul de la pression d'impulsion.

Paramètres	valeurs	unités
La fréquence de l'accéléromètre f	4.8	Hz
La valeur de coefficients de pressions d'impulsion δ_i	2,066	
La masse d'impulsion M_i	131,65	t
La pression d'impulsion P_i	680.64	KN

- **Calcul de la pression d'oscillation**

La pressions d'oscillation est calculée conformément à la relation (2-40). Le résultat est présenté dans le tableau (2.23) :

Tableau 2.23 : Calcul de la pression d'oscillation.

Paramètres	valeurs	unités
La valeur de coefficients de pressions d'oscillation δ_o	0,147	
La masse d'oscillation m_o	9.36	t
La pression d'oscillation P_o	48.43	KN

- **Calcul du moment engendré au pied de paroi par la pression d'impulsion**

Le moment engendré en pied de paroi par la pression d'impulsion est calculé conformément à la relation (2-37). Le résultat est présenté dans le tableau (2.24) :

Tableau 2.24 : Calcul du moment engendré au pied de paroi par la pression d'impulsion.

Paramètres	valeurs	unités
Le point d'application de la résultante des pressions d'impulsion Z_i	0,62	
La hauteur du point d'application z_i	2,294	m
La hauteur impulsive h_i	1,406	m
Calcul de moment engendré en pied de paroi M_i	956,99	KNm

- **Calcul de moment engendré au pied de paroi par la pression d'oscillation**

Le moment engendré en pied de paroi par la pression d'oscillation est calculé conformément à la relation (2-42). Le résultat est présenté dans le tableau (2.25) :

Tableau 2.25 : Calcul du moment engendré au pied de paroi par la pression d'oscillation.

Paramètres	valeurs	unités
Le point d'application de la résultante des pressions d'oscillation Z_o	0,38	
La hauteur du point d'application z_o	1,577	m
La hauteur d'oscillation h_o	2,123	m
Calcul de moment engendré en pied de paroi M_o	102.81	KNm

2.7.4. Application de la méthode NF EN 1998-4

- **Calcul de l'accélération $Se(T_{imp})$**

L'accélération d'impulsion est calculée conformément à la relation (1-6). Le résultat est présenté dans le tableau (2.26) :

Tableau 2.26 : Calcul de l'accélération $Se(T_{imp})$.

Paramètres	valeurs	unités
Le coefficient C_i	6,56	
épaisseur de la paroi du réservoir s	0.13	m
masse volumique du liquide ρ	1	t/m ³
Module d'élasticité du béton E	32164,20	MN/m ²
La période d'impulsion T_{imp}	0,02	s
L'accélération maximale $Se(T)$	5,71	m/s²

- **Calcul de la pression d'impulsion**

La pressions d'impulsion est calculée conformément à la relation (2-45). Le résultat est présenté dans le tableau (2.27) :

Tableau 2.27 : Calcul de la pression d'impulsion.

Paramètres	valeurs	unités
Rapport H/R	0,9	
La masse d'impulsion m_i	100	t
La pression d'impulsion P_i	570,59	KN

- **Calcul des moments de flexion sollicitant les actions d'impulsions**

Les moments de flexion sollicitant les actions d'impulsions sont calculés conformément à deux relations (2-47) et (2-48). Le résultat est présenté dans le tableau (2.28) :

Tableau 2.28 : Calcul Les moments de flexion sollicitant les actions d'impulsions.

Paramètres	Valeus	unités
La cote du point d'application au-dessus du fond du réservoir h_i	1,53	m
Le moment juste au-dessus du fond du réservoir M_i	871,92	KNm
La cote du point d'application sous le fond du réservoir h_i'	3,02	m
Le moment sous le fond du réservoir M_i'	1724,85	KNm

- **Calcul de la pression convective**

La pression convective est calculée conformément à la relation (2-49). Le résultat est présenté dans le tableau (2.29) :

Tableau 2.29 : Calcul de la pression convective.

Paramètres	valeurs	unités
La masse convective m_c	100	t
Le coefficients C_c	1,52	$s/m^{1/2}$
La période naturelle de réponse convective T_{conv}	3,10	s
Le coefficient de correction d'amortissement pour un fluide ξ	0.5	%.
Le facteur de correction de l'amortissement η	1,35	
L'accélération du 1er mode convectif $S_e(T_{conv})$	2,04	m/s^2
La pression convective P_c	207,77	KN

- **Calcul des moments de flexion sollicitant les actions convectives**

Les moments de flexion sollicitant les actions convectives sont calculés conformément à deux relations (2-51) et (2-52). Le résultat est présenté dans le tableau (2.30) :

Tableau 2.30 : Calcul Les moments de flexion sollicitant les actions convectives.

Paramètres	Valeurs	unités
La cote du point d'application au-dessus du fond du réservoir h_c	2,22	m
Le moment juste au-dessus du fond du réservoir M_c	453,14	KNm
La cote du point d'application sous le fond du réservoir h_o'	3,18	m
Le moment sous le fond du réservoir M_c'	648,41	KNm

- **Etat limite ultime de stabilité**

Le rapport de la stabilité est calculé conformément à la relation (2-14). Le résultat est présenté dans le tableau (2.31) :

Tableau 2.31 : Etat limite ultime de stabilité.

Paramètres	valeurs	unités
Masse du réservoir plein	321,60	t
Rayon extérieur du réservoir	4,28	m
Moment stabilisant M_s	13 502,95	KNm
Moment de renversement M_r	2373.27	KNm
Rapport $\frac{M_s}{M_r}$	5.69	

L'ELU de stabilité d'ensemble du réservoir vis-à-vis de l'effondrement est satisfait. C'est la particularité des réservoirs posés au sol.

- **Calcul de la hauteur maximale de la vague**

La hauteur maximale des vagues est calculée conformément à la relation (2-53). Le résultat est présenté dans le tableau (2.32) :

Tableau 2.32 : La hauteur maximale des vagues.

Paramètres	valeurs	unités
La hauteur des vagues d_{max}	0,72	m

La valeur d_{max} obtenue par l'application de la méthode De l'Eurocode 8 ($d_{max}=0.72m > 0.3m$) bien qu'elle soit raisonnable et reste cependant applicable pour le dimensionnement de notre structure contrairement à la valeur disproportionnée obtenu par la méthode de Housner.

2.7.5. Comparaison des quatre méthodes de calcul

La comparaison entre résultats obtenues dans les quatre méthodes précédentes est présentée dans le tableau (2.33).

Tableau 2.33 : Comparaison des différentes méthodes de calcul.

Méthode	Pi (Kn)	rapport	Po (Kn)	rapport	Fs	rapport	Mfi (Knm)	rapport	Mfo (Knm)	rapport	dmax (m)	rapport
Eurocode8	570.59	1	203.77	1	5.69	1	871.92	1	453.14	1	0.72	1
Housner	511.31	0.90	341.17	1.67	6.67	1.17	709.44	0.81	832.39	1.83	5.40	7.5
Jacobsen et Ayre	705.02	1.23	/	/	/	/	2420.4	2.78	/	/	/	/
Hunt et Priestley	680.64	1.19	48.43	0.23	/	/	956.99	1.09	102.81	0.22	/	/

On remarque que les quatre méthodes bien que différents du point de vue de leur approche obtient cependant des résultats qui reste dans le même ordre de grandeur par rapport à la méthode de l'Eurocode 8 :

✓ Pour la méthode Jacobsen et Ayre néglige les actions d'oscillations, la pression d'impulsion obtenue reste dans le même ordre de grandeur que la méthode l'Eurocode8 mais en ce qui concerne le moment de flexion d'impulsion la valeur obtenue est très élevé d'un rapport de 2.78 de ce fait aucun dimensionnement ne sera réalisé pour cette méthode.

✓ Pour la méthode de Hunt et Priestley les action d'impulsions résulte d'une pression Pi et un moment Mfi qui sont dans le même ordre de grandeur, en revanche pour les actions d'oscillation les valeurs Po et Mfo sont relativement faibles pour la fréquence de 4.8Hz cependant les résultats obtenus pour une fréquence de l'ordre de 1.6Hz (Po=180.21KN et Mfi=382.58KNm) se rapproche de la valeur de l'Eurocode 8 dans un ordre de grandeur de 0.88 pour Po et 0.84 pour Mfo.

✓ La méthode de Housner donne des résultats très proche de la méthode de l'Eurocode 8 (dmax >0.3m) pour les actions d'impulsion, en ce qui concerne les actions d'oscillations les résultats obtenus sont exagéré avec un rapport de 1.67 pour Po et 1.83 pour Mfo.

2.7.6. Comparaison des résultats de la méthode Housner sous spectres RPA/Eurocode

Nous allons comparer le résultat de notre application en le menant avec la méthode de Housner, mais en prenant en compte deux spectre différents RPA/Eurocode, en prenant le soin de choisir deux zones similaires (forte sismicité) pour pouvoir le rendre comparatif et tirer quelques conclusions.

- **Comparaison des accélérations**

La Comparaison entre les résultats des accélérations obtenus sous spectres RPA/Eurocode est présentée dans le tableau (2.34) :

Tableau 2.34 : comparaison des différentes accélérations.

Spectre	Accélération $Se(t)$ (m/s^2)	rapport
Eurocode 8	5.17	1
RPA	3.68	0.71

L'Eurocode 8 surestime la valeur de l'accélération contrairement au RPA, ceci est dû principalement au fait que les valeurs de agr sont calées sur les enregistrements des séismes réels de ce fait la zone de forte sismicité (zone 5) correspond en France a une Zone limitée aux départements de la Guadeloupe et de la Martinique, qui se situe aux frontières de plaques tectoniques ayant une activité sismique très forte irrite d'une valeur de l'accélération de référence du sol $agr=3m/s^2$.

On peut citer comme exemple :

- Le 24 novembre 2004 : la Guadeloupe a été touchée par un important séisme enregistré À 11 h 41 min 8 s (temps universel) évalué à 6,3 sur l'échelle de Richter, causant des dégâts matériels sont très importants.

- Le 29 novembre 2007 : la Martinique fut touchée par un séisme dévastateur d'une magnitude de 7,4 sur l'échelle de Richter qui a frappé toute l'île.

- **Comparaison des différentes pressions de calcul**

La Comparaison entre les résultats des différentes pressions obtenues sous spectres RPA/Eurocode est présentée dans le tableau (2.35) :

Tableau 2.35 : comparaison des différentes pressions.

Spectre	Pi (KN)	rapport	Po (KN)	rapport
Eurocode	511.31	1	341.17	1
RPA	363,48	0.71	242,43	0.71

Le rapport obtenu est ordinaire car les pressions d'impulsion et d'oscillation sont exprimées en fonction de l'accélération de sol $Se(t)$ qui est surestimée par l'Eurocode.

- **Comparaison des différents moments de flexion**

La Comparaison entre les différents moments de flexion obtenus sous spectres RPA/Eurocode est présentée dans le tableau (2.36) :

Tableau 2.36 : comparaison des différents moments de flexion.

Spectre	Mfi (KNm)	rapport	Mfo (KNm)	rapport
Eurocode	709.44	1	832.39	1
RPA	504,32	0.71	591,73	0.71

- **Comparaison des Etats limites ultime de stabilité**

La comparaison entre les rapports de stabilité calculés sous spectres RPA/Eurocode est présentée dans le tableau (2.37) :

Tableau 2.37 : comparaison des différents rapports de stabilité.

spectre	Fs	rapport
Eurocode	6.67	1
RPA	9.57	1.43

L'ELU de stabilité d'ensemble du réservoir vis-à-vis de l'effondrement est satisfait pour les deux spectres RPA/Eurocode, mais le RPA nous donne une meilleure stabilité.

- **Comparaison de la hauteur des vagues**

La comparaison entre les hauteurs des vagues calculées sous spectres RPA/Eurocode est présentée dans le tableau (2.38) :

Tableau 2.38 : comparaison des différentes hauteurs des vagues.

spectre	dmax (m)	rapport
Eurocode	5.40	1
RPA	2.07	0.38

Les deux résultats de la hauteur des vagues sont exagérés est surestimés par les deux spectres RPA/Eurocode.

2.7.7. Comparaison des résultats des méthodes Housner et Eurocode 8 sous spectre RPA

Nous allons comparer le résultat des deux méthodes de calcul Housner et Eurocode8, en prenant en compte le spectre RPA.

- **Comparaison de l'accélération des deux méthodes de calcul**

La Comparaison entre les résultats des accélérations obtenus dans les deux méthodes de calcul Housner et Eurocode 8 avec le spectres RPA est présentée dans le tableau (2.39) :

Tableau 2.39 : comparaison des différentes accélérations.

Méthodes	Accélération a_m (Timp) (m/s ²)	Rapport	Accélération a_m (Tconv) (m/s ²)	Rapport
Eurocode 8	3.65	1	2.21	1
Housner	3.68	1.008	3.68	1.66

- **Comparaison des pressions des deux méthodes de calcul**

La Comparaison entre les résultats des pressions obtenues avec les deux méthodes de calcul Housner et Eurocode 8 sous le spectres RPA est présentée dans le tableau (2.40) :

Tableau 2.40 : comparaison des différentes pressions.

Méthodes	Pi(KN)	rapport	Po(KN)	rapport
Eurocode 8	364,91	1	221,06	1
Housner	363,48	0.99	242,43	1.09

- **Comparaison des moments de flexion des deux méthodes de calcul**

La Comparaison entre les résultats des moments de flexion obtenus dans les deux méthodes de calcul Housner et Eurocode 8 avec le spectres RPA est présentée dans le tableau (2.41) :

Tableau 2.41 : comparaison des différents moments de flexion.

Méthodes	Mfi (KNm)	rapport	Mfo (KNm)	rapport
Eurocode 8	557,61	1	491,57	1
Housner	504,32	0.90	591,73	1.20

- **Comparaison des Etats limites ultime de stabilité**

La Comparaison entre les résultats des rapports de stabilité calculés avec les deux méthodes de calcul Housner et Eurocode 8 sous spectres RPA est présentée dans le tableau (2.42) :

Tableau 2.42 : comparaison des différents rapports de stabilité.

Méthodes	Fs	rapport
Eurocode 8	7.47	1
Housner	9.57	1.28

L'ELU de stabilité d'ensemble du réservoir vis-à-vis de l'effondrement est satisfait pour les deux méthodes de calcul, néanmoins la stabilité obtenue par la méthode de Housner révèle être meilleure.

- **Comparaison de la hauteur des vagues**

La Comparaison entre les résultats des hauteurs des vagues calculées dans les deux méthodes de calcul Housner et Eurocode 8 avec le spectres RPA est présentée dans le tableau (2.43) :

Tableau 2.43 : comparaison des différentes hauteurs des vagues.

Méthodes	dmax (m)	rapport
Eurocode 8	0.79	1
Housner	2.07	2.62

On remarque que la méthode de l'Eurocode 8 obtient un résultat de la hauteur des vagues raisonnable en comparaison avec la méthode de Housner qui l'exagère fortement.

2.8. Conclusion

Pour l'étude hydrodynamique d'un réservoir posé au sol, nous avons présenté quatre méthodes différentes, les résultats obtenus nous permettent de conclure à ce qui suit :

✓ La méthode de Jacobsen et Ayre ne sera pas pris en compte car incomplète et non valide pour un calcul d'ingénieur du fait qu'elle néglige les actions d'oscillations.

✓ La méthode Hunt et Priestley, pour les réservoirs à basse capacité ($H/R < 1.5$) les actions d'oscillations qu'elle fait apparaître sont sous-estimée car elle est plus adaptée pour les réservoirs a haut capacité ($H/R > 1.5$) pour lesquels une meilleure précision est requise.

✓ La méthode de Eurocode 8 introduit des innovations à l'étude hydrodynamique de réservoir en séparant l'action du fluide contenue par l'adoption d'un spectre fluide amorti a $\xi=0.5\%$, et en adoptant deux période fondamentale une pour l'impulsion (T_{imp}) et une autre convective (T_{conv}), les résultats obtenus par l'application de cette méthode pour le rapport de stabilité (F_s) et la hauteur des vagues (d_{max}) sont convenables.

✓ La méthode de Housner a l'avantage d'être plus générale car elle nécessite seulement d'introduction de l'accélération ($S_e(T)$) obtenue d'un spectre quel que soit la réglementation utilisée, néanmoins elle exagère fortement la valeur de la hauteur des vagues (d_{max}).

La méthode de l'Eurocode 8 se révèle être la plus intéressante des quatre méthodes que nous avons utilisées au vue des résultats très satisfaisant obtenue pour le rapport de stabilité et la hauteur des vagues d_{max} , C'est pour cela qu'elle sera développée en vue d'un calcul pratique qui nous servira pour mener une analyse fiabiliste dans le troisième chapitre.

*Chapitre 3 : Analyse fiabiliste d'un réservoir posé
au sol*

3.1. Introduction

Après avoir effectué une analyse hydrodynamique d'un réservoir circulaire posé au sol, nous proposons, dans ce troisième chapitre, une analyse fiabiliste pour évaluer la probabilité de défaillance du réservoir faisant l'objet de notre étude, en utilisant la simulation Monté Carlo classique (Aoues, 2008). Nous procédons alors à la définition des différentes fonctions d'états limites et à l'identification et la génération des variables aléatoires.

3.2. Contexte fiabiliste

Pour évaluer le risque de défaillance du réservoir d'étude par perte de stabilité à l'état limite ultime (ELU) et par perte de résistance à l'état limite de service (ELS), il convient de définir la fonction d'état limite $G(\{X\})$ qui définit son comportement (Benaddache, Bennabi, 2018). Son expression est donnée par la formule (3.1) :

$$G(\{X\}) = R(\{X\}) - S(\{X\}) \quad (3-1)$$

Avec :

$\{x\}$: réalisation du vecteur aléatoire ;

$R(\cdot)$: résistance de la structure vis-à-vis d'une mode de ruine considéré ;

$S(\cdot)$: sollicitation agissante ;

$G(\cdot)$ = fonction d'état limite, telle que :

$G(\{x\}) = 0$ correspond à la surface d'état limite ;

$G(\{x\}) > 0$ définit le domaine de sécurité ;

$G(\{x\}) < 0$ définit le domaine de ruine.

Ainsi, l'analyse de la fiabilité de l'ouvrage revient au calcul de sa probabilité de défaillance définie par la relation (3.2) :

$$P_f = P(G(\{x\}) \leq 0) \quad (3-2)$$

Cette probabilité de défaillance est définie par la formule suivante :

$$P_f = \int_{D_f} f_X(x) dx \quad (3.3)$$

D_f : est le domaine de ruine définit par : $D_f = \{x \in R / G(x) \leq 0\}$;

$f_X(x)$ est la fonction conjointe de densité de probabilité du vecteur aléatoire $\{X\}$ constitué

des variables aléatoires x_i , dont les réalisations sont $\{X\} = \{x_1, x_2, \dots, x_n\}^t$.

3.3. Modes de ruine et fonction d'état limite

Sous l'effet de la variabilité de l'accélération du sol et de la résistance caractéristique du béton à la compression, trois modes de ruine différents (états limites) sont envisagés :

- ✓ Ballotement
- ✓ Etat limite de compression
- ✓ Etat limite de traction

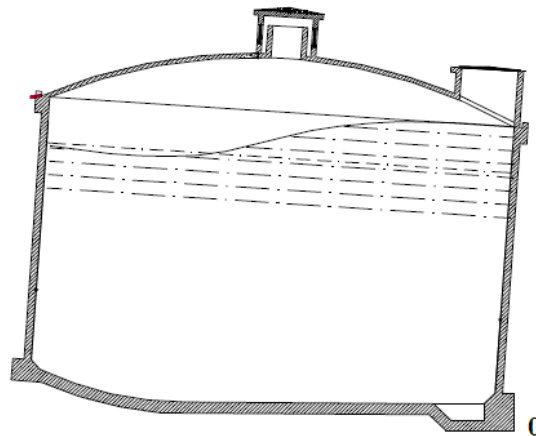


Figure 3.1. Etat du réservoir sous l'effet de l'accélération du sol.

Pour les différents modes de ruine retenus, les fonctions d'états limites sont définies à partir des modèles déterministes développés au deuxième chapitre.

3.3.1. Ballotement

La fonction d'état limite correspondant au mode de ruine par ballotement est donnée par la relation (3.4)

$$G_1(\{x\}) = d_{\max} - H_0 \quad (3-4)$$

d_{\max} est la hauteur maximale des vagues (figure 3.2), calculée par la relation de l'Eurocode 8 :

$$d_{\max} = 0,84 \frac{S_e}{g} R_i \quad (\text{éq. 2-25})$$

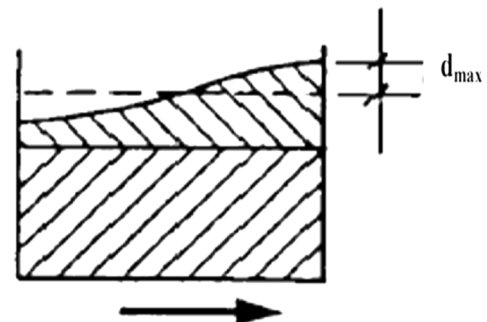


Figure 3.2 : Hauteur des vagues d_{\max} .

La hauteur H_0 est calculée par la relation (3-5)

$$H_0 = h_v + h_{cs} + (H_e - H_t) \quad (3-5)$$

Avec :

h_v : hauteur au-dessus du niveau libre d'eau ;

h_{cs} : hauteur de la ceinture supérieur ;

H_e : hauteur maximale d'eau ;

H_t : hauteur d'eau en fonction de temps.

3.3.2. Etat limite de compression

La fonction d'état limite correspondant au mode de ruine pour la résistance à la compression est donnée par la relation du BEAL 99 :

$$G_2(\{x\}) = \sigma_{bc} - \sigma_{\max} \quad (3-6)$$

La contrainte de compression σ_{bc} du béton est calculée comme suit :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad (3-7)$$

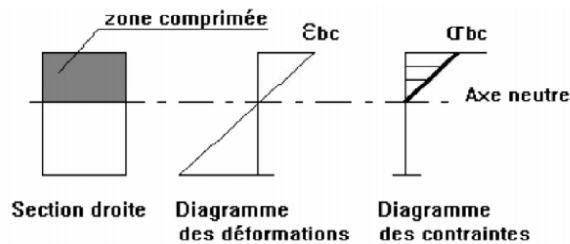


Figure 3.3 contrainte de compression du béton

3.3.3. Résistance à la traction

La fonction d'état limite correspondant à l'ouverture des fissures sous contrainte de traction est donnée par la relation (3-8)

$$G_3(\{x\}) = \sigma_{bt} - \sigma_{\min} \quad (3-8)$$

D'après le Fascicule 74, les contraintes de traction du béton dans les sections entièrement tendues (développées sur la face mouillée des parois, calculées vis-à-vis de l'état limite de service et en section homogénéisée) ne peuvent excéder la valeur σ_{bt} donnée par la relation (3-9) :

$$\sigma_{bt} = 1.1 \varphi f_{t28} \quad (3-9)$$

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \quad (3-10)$$

- $\varphi = 1$ dans le cas de la traction simple ;
- $\varphi = 1 + (2 e_0) / (3h_0)$ dans le cas de la flexion plane composée, la force de traction extérieure ayant une excentricité e_0 inférieure à l'épaisseur h_0 de la paroi ;
- $\varphi = 5/3$ dans les autres cas.

Nous adoptons dans notre cas $\varphi = 5/3$

3.4. Identification des variables

Les paramètres intervenant dans le calcul hydrodynamique du réservoir posé au sol sont dictés par le calcul déterministe et sont représentés dans le tableau 3.1. Les composantes de notre modèle déterministe sont affectées par de nombreuses incertitudes. Pour notre étude fiabiliste deux variables aléatoires sont considérées, à savoir le coefficient d'accélération de zone **A** et la résistance du béton à la compression **fc**. La variabilité aléatoire de ces paramètres incertains peut jouer un rôle significatif sur la stabilité de l'ouvrage.

Tableau 3.1 : Nature des variables utilisées dans le calcul probabiliste

Symboles	Notation	Unité	Observation
D	Diamètre intérieur de la cuve	[m]	Déterministe
V	Capacité de réservoir	[m ³]	Déterministe
He	Hauteur maximale d'eau	[m]	Déterministe
Vréel	Capacité réelle de réservoir	[m ³]	Déterministe
Ri	Rayon intérieur de du réservoir	[m]	Déterministe
Er	Epaisseur du radier général	[m]	Déterministe
EP	Epaisseur paroi	[m]	Déterministe
G	Accélération de la pesanteur	[m/s ²]	Déterministe
fcj	Résistance à la compression du béton	[Mpa]	Probabiliste (aléatoire)
Re	Rayon extérieur de du réservoir	[m]	Déterministe
P	Poids par mètre linéaire du réservoir	[Kn/ml]	Déterministe
HO	Hauteur au-dessus de niveau libre d'eau	[m]	Déterministe
Hcs	Hauteur de la ceinture supérieure	[m]	Déterministe
Ht	Hauteur totale du réservoir	[m]	Déterministe
C	La cohésion	[KN/m ²]	Déterministe
Af	Aire de la fondation au contact du sol	[m ²]	Déterministe
Φ	Angle de frottement interne du sol de fondation	[°]	Déterministe
Nu	Poids total de réservoir vide	[kN]	Déterministe
am	Accélération spectrale	[m/s²]	Probabiliste (aléatoire)
γ1	Coefficient d'importance	[-]	Déterministe
A	Les coefficients d'accélération de zone (RPA)	[-]	Probabiliste (aléatoire)
ag	L'accélération de calcul pour un sol de classe A (EC8)	[m/s²]	Probabiliste (aléatoire)
Q	Facteur de qualité de la structure	[-]	Déterministe
R	Coefficient de comportement global	[-]	Déterministe
H	Facteur de correction d'amortissement	[-]	Déterministe
T	Période fondamentale du réservoir	[s]	Déterministe
T1	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site	[s]	Déterministe

T2	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site	[s]	Déterministe
h1*	Niveau d'application des pressions d'impulsion engendrant un moment de renversement	[m]	Déterministe
Hi	Niveau d'application des pressions d'impulsion	[m]	Déterministe
Ho	Niveau d'application des pressions d'oscillation	[m]	Déterministe
ho*	Niveau d'application des pressions d'oscillation incluant l'effet de la pression sur la bas	[m]	Déterministe
M	Moment de flexion dû à l'action sismique sur la paroi (impulsion et oscillation)	[KNm]	Déterministe
Me	Masse de l'eau dans le réservoir	[t]	Déterministe
Ξ	Pourcentage d'amortissement critique	%	Déterministe
Mfi	Moment de flexion d'impulsion	[KNm]	Déterministe
Mfo	Moment de flexion d'oscillation	[KNm]	Déterministe
Mi	Masse d'impulsion	[t]	Déterministe
Mo	Masse d'oscillation	[t]	Déterministe
Mri	Moment de renversement d'impulsion	[KNm]	Déterministe
Mro	Moment de renversement d'oscillation	[KNm]	Déterministe
Pouv	Poids d'ouvriers	[t]	Déterministe
Pc	Poids de la coupole	[t]	Déterministe
Pet	Poids de l'étanchéité	[t]	Déterministe
Pcs	Poids de la ceinture	[t]	Déterministe
Pp	Poids de la paroi	[t]	Déterministe
Pend	Poids des enduits	[t]	Déterministe
Prad	Poids radier	[t]	Déterministe
Pcor	Poids de la corniche	[t]	Déterministe

3.5. Génération des variables aléatoires

Définis comme aléatoires pour tenir compte des incertitudes qui planent sur leur valeur. On les appelle alors variables aléatoires et on leur affecte une loi de probabilité qui décrit leur variabilité. On caractérise généralement les lois de probabilité par leur valeur moyenne m_u et leur écart-type σ ou leur coefficient de variation C_v , défini comme le rapport de l'écart-type sur la moyenne :

$$C_v = \frac{\sigma}{m_u} \tag{3-11}$$

➤ **Variable aléatoire A**

Cette variable représente le coefficient d'accélération de zone. Ces valeurs caractéristiques sont définies par le spectre de RPA en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage de l'ouvrage (tableau 3.2) :

Tableau 3.2. Coefficient d'accélération de zone selon RPA99.

Groupe d'usage	Zone de sismicité			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

La variable aléatoire A est générée avec une loi de distribution normale, conformément à la littérature (Dehmous 2007). Les paramètres caractérisant la loi normale sont la moyenne m_u et l'écart type σ . Selon la Norme Européenne NF EN 1990, nous déterminons la moyenne m_u à partir de la valeur caractéristique par la relation suivante :

$$m_u = X_k - k_n \sigma \tag{3-12}$$

Avec :

X_k : valeur caractéristique, égale à A ;

σ : l'écart type de l'échantillon en fonction du coefficient de variation C_v et de la moyenne m_u donné par la relation suivante :

$$\sigma = m_u C_v \tag{3-13}$$

k_n : coefficient d'incertitude statique en fonction de la grandeur de l'échantillon N pour des valeurs caractéristiques à 5% donne par le tableau (3.3).

Tableau 3.3: Valeurs de k_n pour la valeur caractéristique à 5 %.

N	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
k_n	2.31	2.01	1.89	1.83	1.80	1.77	1.74	1.72	1.68	1.67	1.64

➤ **Variable aléatoire f_{ci}**

La variable aléatoire f_{ci} représente la résistance du béton à la compression choisie en fonction des conditions de fabrication du béton, de la classe du ciment utilisé et de son dosage au m^3 . Elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de béton figure (3.4).

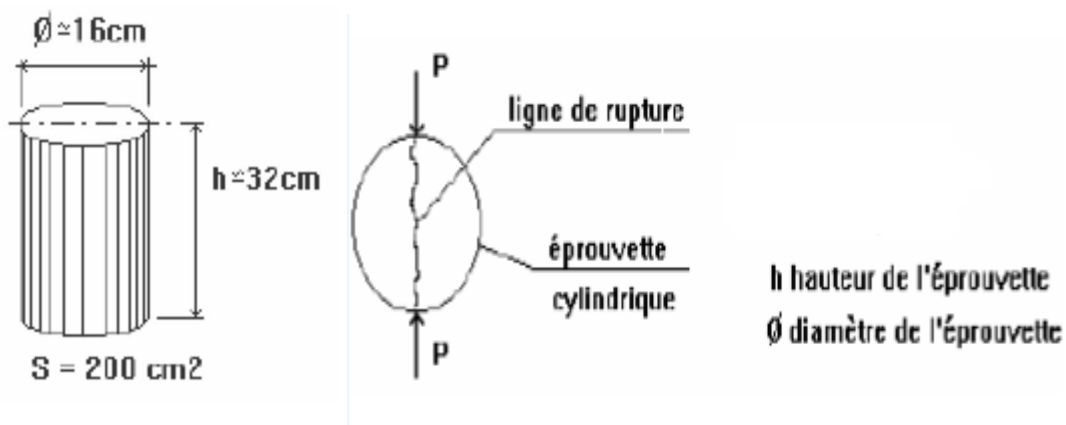


Figure 3.4 : Eprouvette cylindrique standard pour le test d'écrasement.

Pour définir la loi de distribution adaptée, nous nous sommes basés sur un échantillon réel de 51 valeurs de résistance caractéristique f_{ci} , tel qu'illustré dans le tableau 3.4.

Tableau 3.4 Echantillon de valeur de résistance caractéristique f_{ci} .

f_c [MPa] Echantillon réel		
22,42	28,4	29
27	28,4	29
27,5	28,42	29
27,5	28,48	29,25
27,5	28,5	29,5
28	28,5	29,5
28,02	28,6	29,5
28,15	28,74	30
28,25	28,75	30
28,3	28,78	30
28,32	28,8	30
28,32	28,8	32,98
33,5	33,02	33,28
33,58	33,32	33,77
33,6	33,43	33,88
33,61	33,67	33,73
33,65	33,73	33,13

Les caractéristiques statistiques de notre échantillon sont données dans le tableau 3.5 :

Tableau 3.5 : Valeur caractéristiques de l'échantillon réel.

Caractéristiques d'échantillons	Valeurs
Moyenne	30,06
Médiane	29
Mode	30
Écart-type	2,58
Cv	0.09
Variance de l'échantillon	6,65
Minimum	22,42
Maximum	33,88
Nombre d'échantillons	51

Pour déterminer le type de distribution de la résistance caractéristique, nous effectuons une analyse statistique, en se basant sur des tests de type khi2 (Aliche, 2016).

Nous cherchons à ajuster une loi de distribution à nos données, ce qui revient à tester l'hypothèse h_0 , selon laquelle l'échantillon relève d'une des lois de probabilité considérées.

La figure 3.5, montre l'histogramme de la résistance f_{ci} , sur lequel nous avons superposé une de distribution (log normale et Normale).

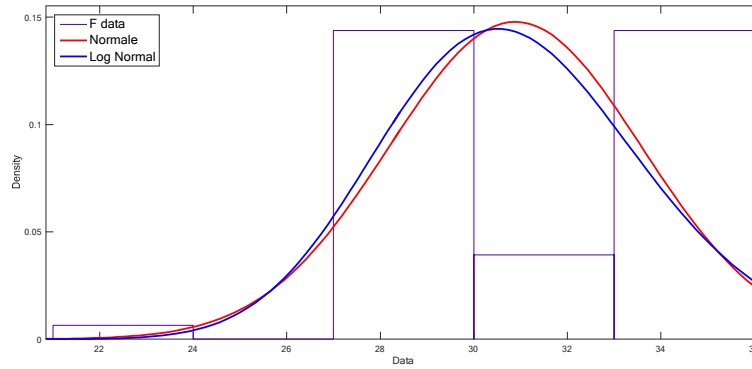


Figure 3.5 : Histogramme de la résistance f_{ci} .

Le principe du test d'adéquation de khi-2 consiste à comparer les effectifs observés et les effectifs théoriques (ou calculés). On définit ainsi la fonction discriminante χ^2 qui s'écrit comme suit :

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \tag{3-14}$$

Où O_i et E_i désignent respectivement des effectifs observés et les effectifs théoriques représentés dans le tableau 3.6 pour les classes des effectifs choisis.

Tableau 3.6: Répartition des effectifs observés et les effectifs théoriques en classes.

Classes (MPa)	22-26	26-30	30-34	34-38
Echantillon réel	1,00	30,00	20,00	0,00
Loi normale	3,00	23,00	22,00	3,00
Loi log-normale	5,00	26,00	18,00	2,00

Les valeurs de χ^2 obtenue sont montrés dans le tableau 3.7 :

Tableau 3.7 : Valeurs de khi2 pour chaque loi de distribution.

Valeurs de khi2	
Lois de probabilités	χ^2
Loi normale	6,65
Loi log-normale	6,04

Pour vérifier cette hypothèse h_0 , la valeur de χ^2 calculée sera comparée à la valeur critique tiré de la table de khi-2 en fonction du nombre de degré de liberté ($ddl = \text{nombre de classe} - 1$) et du seuil de signification ($\alpha = 5\%$), tel qu'illustré dans le tableau 3.8

Tableau 3.8 : Valeurs de khi2 critique.

P DDL	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
1	1.6424	2.7055	3.8415	5.4119	6.6349
2	3.2189	4.6052	5.9915	7.824	9.2103
3	4.6416	6.2514	7.8147	9.8374	11.3449
4	5.9885	7.7794	9.4877	11.6678	13.2767
5	7.2893	9.2364	11.0705	13.3882	15.0863

Les résultats du test d'ajustement consignés dans le tableau 3.8 montrent que les lois sont toutes les deux acceptée (Normale ; log Normale). Toute fois nous retenons, dans notre cas, la loi normale pour sa simplicité.

Tableau 3.9 : Analyse du degré d'ajustement des lois de distribution parle test d'adéquation khi2.

Lois de distribution	Paramètres	χ^2 Théorique	χ^2 critique	Observations	Loi adopter
Normale	$\mu = 30.06$ $\sigma = 2.58$	6.65	7.81	Accepté	Normale
Log Normale	$\mu = 3.40$ $\sigma = 0.09$	6.04		Accepté	

3.6. Évaluation de la probabilité de défaillance

L'évaluation analytique de la probabilité de défaillance du réservoir de stockages à partir de l'intégrale (3-15) est très difficile voire impossible, notamment pour les modes de ruine définis dans notre étude. Plusieurs approches sont suggérées dans la littérature (Aliche, 2016), (Bennabi, Benaddache, 2019), nous adoptons la méthode de Monte Carlo classique, pour sa simplicité et la précision de ses résultats.

La méthode de Monté Carlo est basée sur l'application de la loi des grands nombres, elle consiste à déterminer un estimateur de Pf par succession de tirages aléatoires indépendants. On réalise ainsi un nombre N important de tirages des variables aléatoires en accord avec leur loi de distribution conjointe. En générale la méthode de Monté Carlo consiste à résoudre un problème déterministe de nombreuse fois pour mettre en place une distribution statistique de la sortie (les variables de sortie : déplacements, contraintes, ...).

La figure suivante illustre le principe de Monte-Carlo classique.

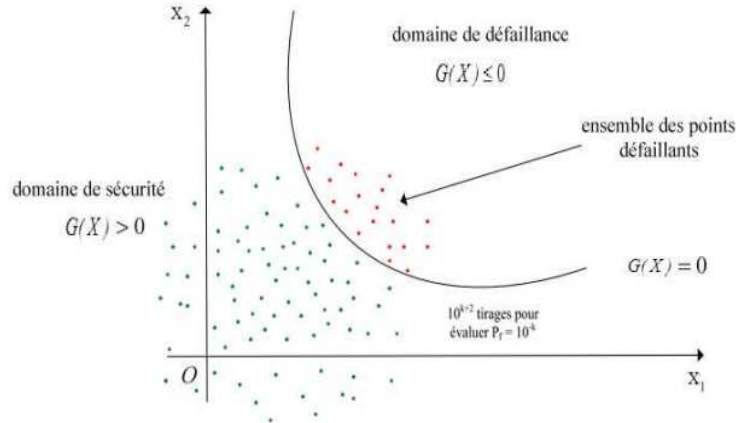


Figure 3.6 : Illustration de la simulation de Monté Carlo.

Les valeurs des variables de base (le vecteur $\{X\}$) sont échantillonnées aléatoirement en fonction des distributions de probabilité de $\{X\}$. Le nombre de tirage N_f tombant dans le domaine de défaillance D_f , c'est-à-dire le nombre de tirage satisfaisant la condition de $G(X) \leq 0$, est identifié. La probabilité de défaillance P_f est alors évaluée par :

$$P_f = \int_{G(x) \leq 0} f_x(x) d_{x1} \dots d_{xn} = \int_{D_f} f_x(x) I_{G(x) \leq 0}(x) d_{x1} \dots d_{xn} \quad (3-15)$$

Où $f_x(x)$ est la densité conjointe de probabilité du vecteur aléatoire X et D_f le domaine d'intégration. La fonction $I_{G(x) \leq 0}(\cdot)$ est une fonction d'indicateur identifiant le domaine de défaillance (Lemaire, 2007).

Avec :

$$I_{G(x) \leq 0} = \begin{cases} 1 & \text{si } G(x) \leq 0 \\ 0 & \text{si } G(x) > 0 \end{cases} \quad (3-16)$$

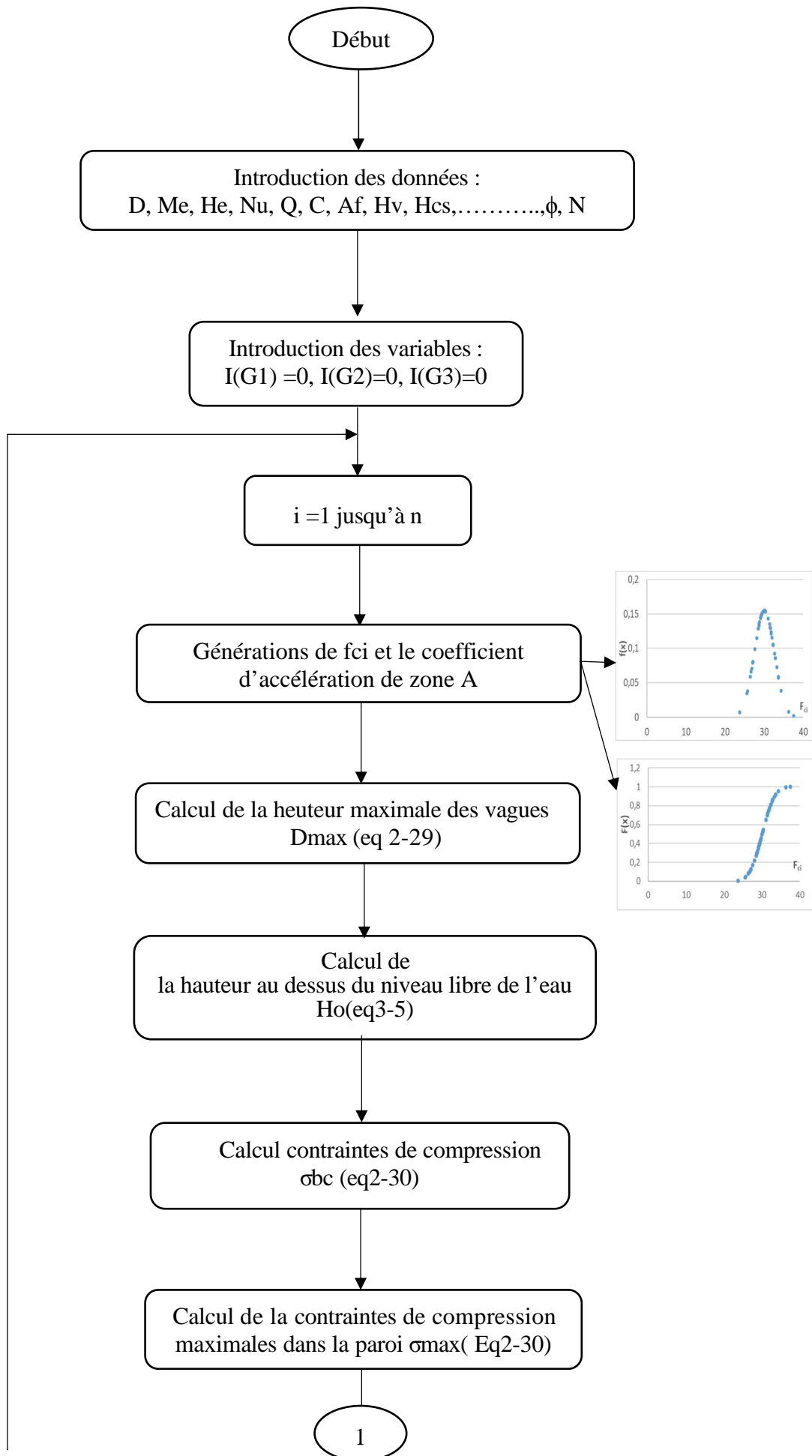
Pour N_s simulations des vecteurs aléatoires X , la probabilité de défaillance P_f est approchée par la moyenne des :

$$P_i = I_{G(x) \leq 0}(x_i) \quad (3-17)$$

Soit :

$$P_f = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N I_{G(x) \leq 0}(x_i) \quad (3-18)$$

L'organigramme d'évaluation de la probabilité de défaillance en utilisant la méthode de simulation de Monte Carlo est décrit dans la figure (3.7).



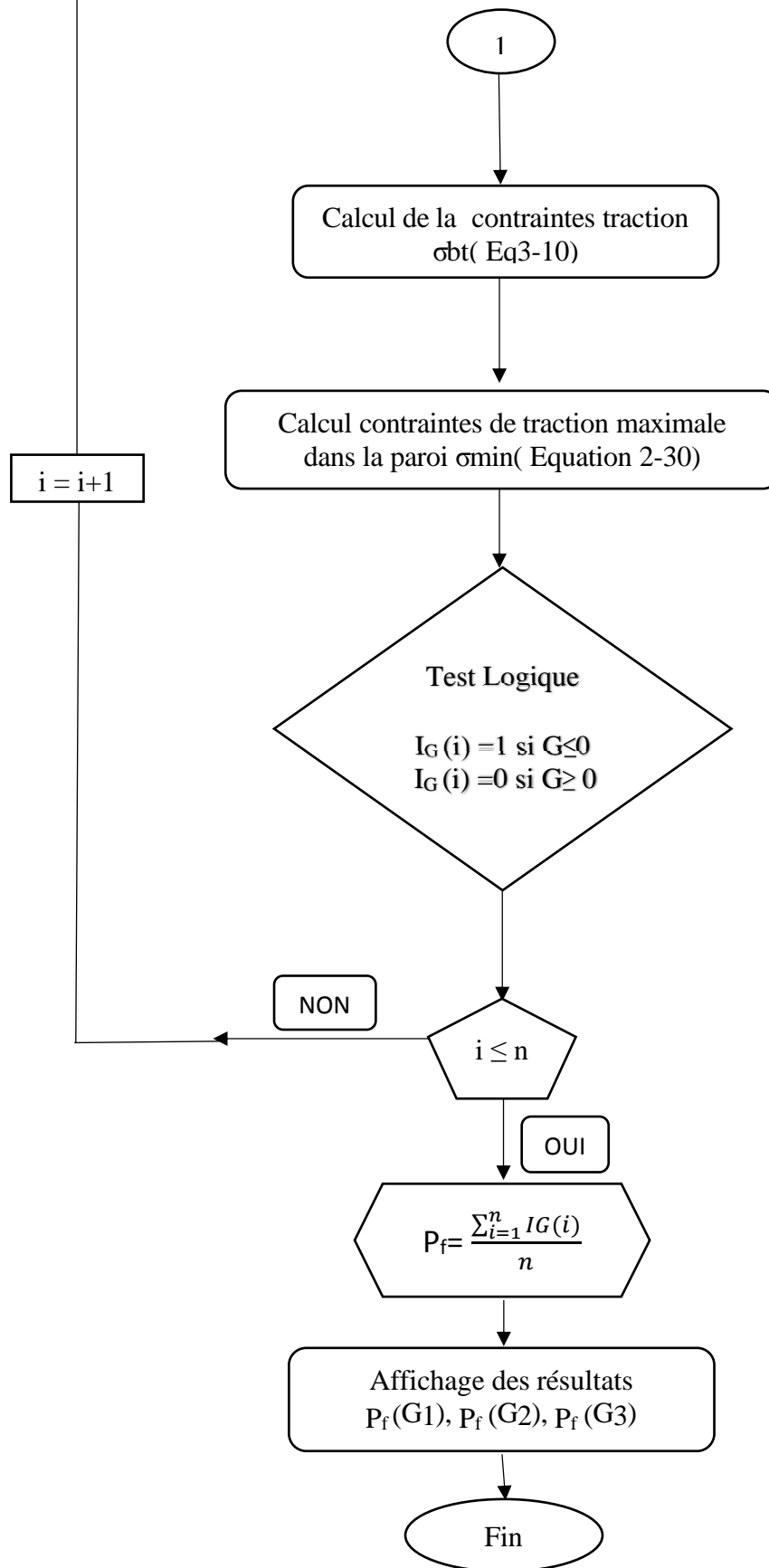


Figure 3.7 : Organigramme du calcul de la probabilité de défaillance en utilisant la méthode des simulations de Monte Carlo.

3.7. Résultats et interprétations

L'influence de la variabilité aléatoire de l'accélération sismique et de la résistance du béton à la compression sur la probabilité de défaillances avec différents coefficients de variation vis-à-vis des différents modes de ruines est représentée sur les courbes de fragilités, pour une hauteur d'eau maximale dans la cuve $H=3,7\text{m}$.

Pour ce faire nous procédons dans ce qui suit à l'analyse fiabiliste de notre réservoir suivant deux méthode Housner et Eurocode 8 sous spectre RPA.

3.7.1. Analyse fiabiliste avec la méthode Housner sous spectre RPA

Nous présentons dans ce qui suit les résultats de l'évolution de la probabilité de défaillance du réservoir vis-à-vis des modes de ruines considérés, en utilisant la méthode Housner sous spectre RPA.

➤ Test de convergence

Pour garantir une bonne précision des résultats de calcul de la probabilité de défaillance P_f laquelle dépend fortement du nombre total de tirages ; un test de convergence a été effectué pour les différentes fonctions d'états limite.

Le nombre de tirage est arrêté à 30000 valeurs, après un test de convergence (Figure 3.8).

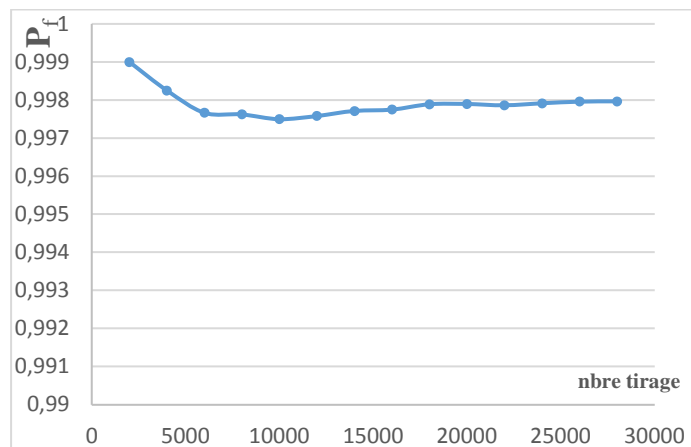


Figure 3.8 : Test de convergence.

➤ Ballotement

L'évolution de la probabilité de défaillance P_f en fonction l'accélération sismique, pour différentes valeurs du coefficient de variation C_v , est présentée dans le tableau 3.10 et illustrée par la figure 3.9, et ce pour l'état limite de Ballotement.

**Tableau 3.10: Probabilité de défaillance P_f en fonction de l'accélération sismique
Etat limite de Ballotement.**

Cv	A	0,05	0,12	0,2	0,25	0,27	0,3	0,35	0,4
0,1	P_f	0,00000	0,00030	0,97473	0,99980	0,99997	0,99993	0,99993	0,99997
0,15	P_f	0,00000	0,00160	0,82550	0,98013	0,99280	0,99777	0,99937	0,99987
0,2	P_f	0,00000	0,00390	0,66623	0,90773	0,94407	0,97413	0,99207	0,99687

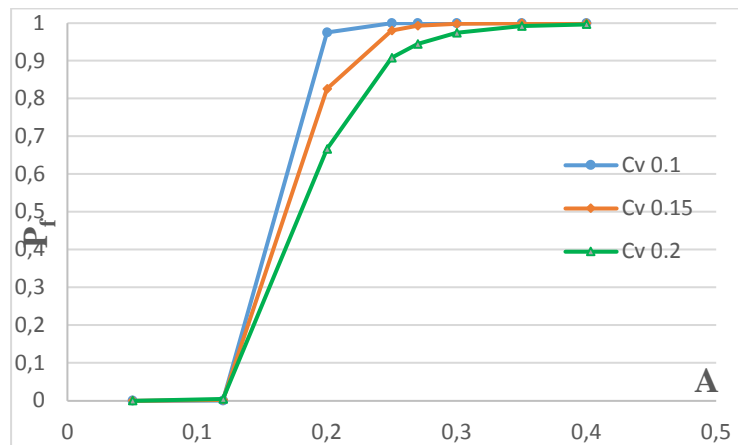


Figure 3.9 : courbe de fragilité pour le ballotement.

Les résultats obtenus nous montrent qu'en zones de faible sismicité il y a aucun risque de ruine quel que soit le coefficient de variation car la probabilité de défaillance P_f est inférieure à la probabilité admissible admise pour le calcul des structures de génie civil, soit $P_{f adm} = 10^{-3}$ (tableau 3.13). Toutefois, en zone de forte sismicité il y a un risque de ruine ($P_f > P_{f adm}$).

• **Etat limite de compression**

L'évolution de la probabilité de défaillance P_f en fonction l'accélération sismique, pour différentes valeurs du coefficient de variation Cv est présentée dans le tableau 3.11 et illustrée par la figure 3.10 et ce pour l'état limite de compression.

**Tableau 3.11 : Probabilité de défaillance P_f en fonction de l'accélération sismique.
Etat limite de compression.**

Cv	Agr	0,05	0,12	0,2	0,25	0,27	0,3	0,35	0,4
0,1	P_f	0	0	0	0	0	0	0	0
0,15	P_f	0	0	0	0	0	0	0	0
0,2	P_f	0	0	0	0	0	0	0	0

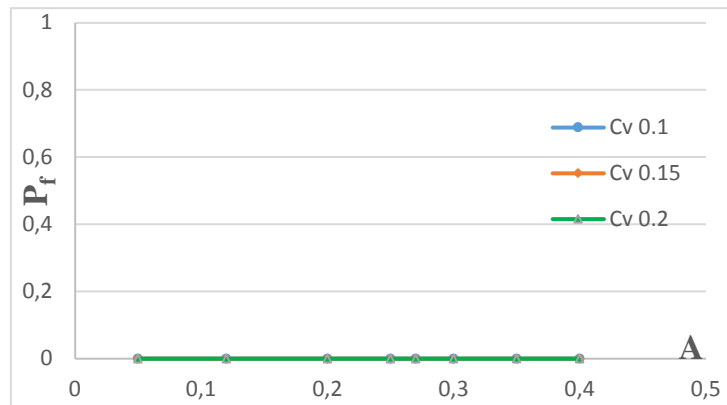


Figure 3.10 : Courbe de fragilité pour la contrainte de compression.

Les résultats obtenus montrent que la probabilité de défaillance P_f est nulle quelque soit le coefficient de variation et la zone sismique. Nous concluons que la contrainte de compression est toujours vérifiée, et le réservoir ne risque aucune défaillance sous l'effet de la compression.

• **Etat limite de traction**

L'évolution de la probabilité de défaillance P_f en fonction l'accélération sismique, pour différentes valeurs du coefficient de variation C_v , est présentée dans le tableau 3.12 et illustrée par la figure 3.11, pour l'état limite de traction.

Tableau 3.12 : Probabilité de défaillance P_f en fonction de l'accélération sismique
Etat limite de traction.

C_v	Agr	0,05	0,12	0,2	0,25	0,27	0,3	0,35	0,4
0,1	P_f	0	0	0	0	0	0	0	0
0,15	P_f	0	0	0	0	0	0	0	0
0,2	P_f	0	0	0	0	0	0	0	0

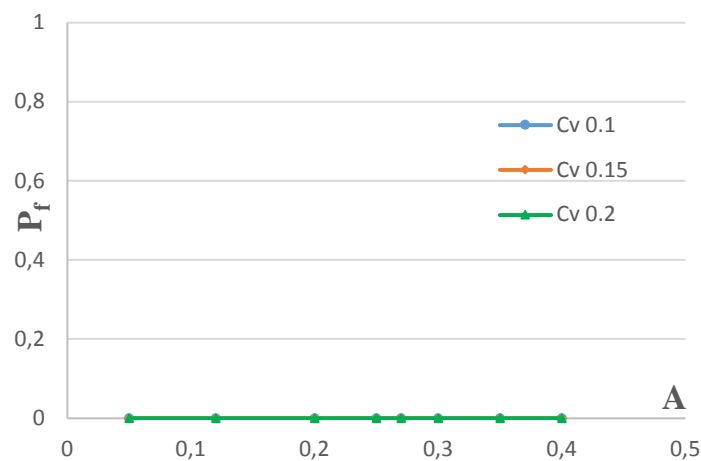


Figure 3.11 : courbe de fragilité pour la contrainte de traction.

Les résultats obtenus montrent que la probabilité de défaillance P_f est nulle, quelque soit le coefficient de variation et zone sismique ; donc la contrainte de traction est toujours vérifiée et le réservoir ne risque aucun endommagement sous l'effet de la traction.

Tableau 3.13 : Niveaux de probabilité de défaillance acceptés par secteurs (Dehmous 2007).

Secteur industriel	P_f
Structure marines	10^{-2} - 10^{-4}
Génie civil	10^{-3}-10^{-8}
Aérospatial	10^{-4} - 10^{-10}
Composant nucléaires	10^{-6} - 10^{-12}

3.7.2. Analyse fiabiliste avec la méthode Eurocode 8 sous spectre RPA

Après avoir démontré l'influence de la zone sismique sur la réponse de l'ouvrage, il nous paraît nécessaire de faire une analyse fiabiliste suivant la méthode de l'Eurocode 8 en utilisant les paramètres du spectre du RPA qui reflète au mieux le zonage sismique en Algérie pour évaluer la probabilité de défaillances avec des différents coefficients de variation vis-à-vis des différents modes de ruines.

➤ Ballotement

L'évolution de la probabilité de défaillance P_f en fonction l'accélération sismique A , pour différentes valeurs du coefficient de variation C_v , est présentée dans le tableau 3.14 et illustrée par la figure 3.12, et ce pour l'état limite de Ballotement.

**Tableau 3.14: Probabilité de défaillance P_f en fonction de l'accélération sismique
Etat limite de Ballotement.**

CV	A	0,12	0,2	0,25	0,27	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5
0,1	P_f	0,0000	0,0006	0,2505	0,5536	0,8638	0,9913	0,9994	1,0000	1,0000
0,15	P_f	0,0000	0,0020	0,1710	0,3505	0,6252	0,8922	0,9711	0,9929	0,9980
0,2	P_f	0,0000	0,0049	0,1417	0,2644	0,4682	0,7402	0,8849	0,9486	0,9746

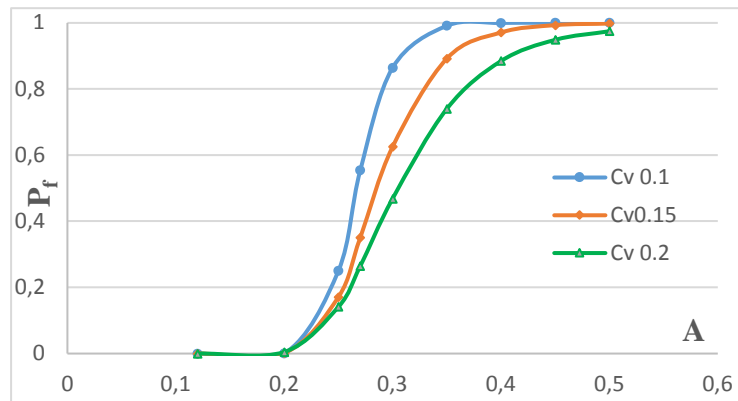


Figure 3.12 : courbe de fragilité pour le ballottement.

Les résultats obtenus nous montrent qu'en zones de faible sismicité il y a aucun risque de ruine quel que soit le coefficient de variation car la probabilité de défaillance P_f est inférieure à la probabilité admissible admise pour le calcul des structures de génie civil, soit $P_{f adm} = 10^{-3}$ (tableau 3.13). Toutefois, en zone de forte sismicité il y a un risque de ruine ($P_f > P_{f adm}$).

• **Etat limite de compression**

L'évolution de la probabilité de défaillance P_f en fonction l'accélération sismique A , pour différentes valeurs du coefficient de variation C_v est présentée dans le tableau 3.15 et illustrée par la figure 3.13 et ce pour l'état limite de compression.

Tableau 3.15 : Probabilité de défaillance P_f en fonction en fonction de l'accélération sismique. Etat limite de compression.

C_v	Agr	0,12	0,2	0,25	0,27	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5
0,1	P_f	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,15	P_f	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,2	P_f	0	0	0	0	0	0	0	0	0

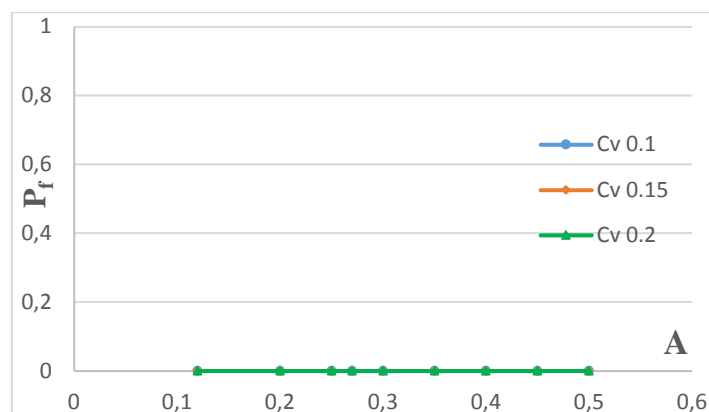


Figure 3.13 : Courbe de fragilité pour la contrainte de compression.

Les résultats obtenus montrent que la probabilité de défaillance P_f est nulle quelque soit le coefficient de variation et la zone sismique. Nous concluons que la contrainte de compression est toujours vérifiée, et le réservoir ne risque aucune défaillance sous l'effet de la compression.

- **Etat limite de traction**

L'évolution de la probabilité de défaillance P_f en fonction l'accélération sismique A , pour différentes valeurs du coefficient de variation C_v , est présentée dans le tableau 3.16 et illustrée par la figure 3.14, pour l'état limite de traction.

Tableau 3.16 : Probabilité de défaillance P_f en fonction de l'accélération sismique Etat limite de traction.

C_v	Agr	0,12	0,2	0,25	0,27	0,3	0,35	0,4	0,45	0,5
0,1	P_f	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,15	P_f	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,2	P_f	0	0	0	0	0	0	0	0	0

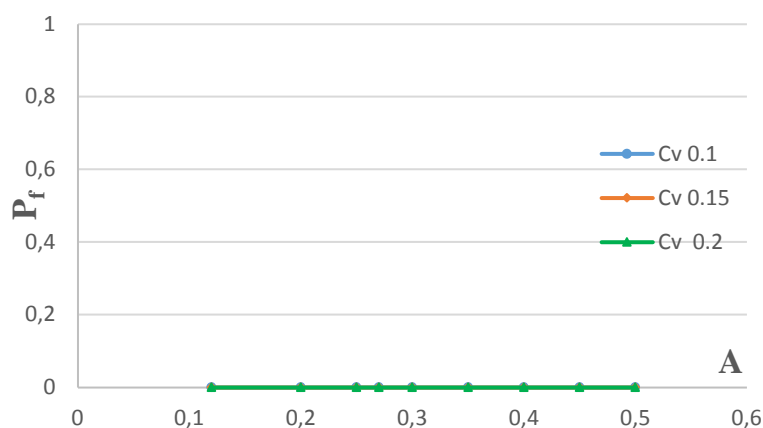


Figure 3.14 : courbe de fragilité pour la contrainte de traction.

Les résultats obtenus montrent que la probabilité de défaillance P_f est nulle, quelque soit le coefficient de variation et zone sismique ; donc la contrainte de traction est toujours vérifiée et le réservoir ne risque aucun endommagement sous l'effet de la traction.

3.8. Conclusion

Dans l'analyse fiabiliste du réservoir en béton armé ayant fait l'objet de notre étude mener avec deux méthodes de calcul Housner et Eurocode 8 sous spectre RPA, nous avons défini trois modes de ruines ; le ballotement, l'état limite de compression et l'état limite de traction, à partir des modèles mécaniques développés dans notre calcul déterministe. Deux variables

aléatoires sont considérées, à savoir l'accélération sismique et la résistance caractéristique du béton à la compression. La loi normale est ajustée à ces deux variables.

La probabilité de défaillance P_f est calculée par la simulation de Monté Carlo classique pour un nombre de tirage arrêté à 30000 valeur, après un test de convergence.

Les résultats de la probabilité de défaillance obtenus pour les états limites étudiés ont montré que :

✓ L'état limite de compression est vérifié quelque soit la zone sismique, l'ouvrage ne présente aucun risque vis-à-vis de cet état limite.

✓ L'état limite de traction est vérifié quelque soit la zone sismique, l'ouvrage ne présente aucun risque vis-à-vis de cet état limite.

✓ En ce qui concerne l'état limite de ballonnement les résultats ont montré que dans les zones de faible sismicité le réservoir ne présente aucun risque ($P_f < P_{f adm}$) quel que soit le coefficient de variation C_v , par contre dans les zones de forte sismicité le réservoir présente un risque de ruine pour toutes les valeurs de C_v .

Le principe de base du calcul parasismique consiste essentiellement à assurer un degré de sécurité acceptable permettant de réduire les risques relatifs aux défaillances des ouvrages et ainsi limiter au maximum les pertes économiques et éviter les pertes en vie humaine.

L'objectif de notre mémoire de fin d'étude a consisté en l'évaluation du comportement sismique d'un réservoir en béton armé.

✓ L'analyse des deux règlements parasismique l'Eurocode 8 est le RPA99 en révèle une similitude dans l'approche de la construction des spectres de réponse, la classification des sites ainsi que dans la classification des groupes d'usages des ouvrages, ils adoptent un zonage sismique similaire bien que les coefficients d'accélération soient différents.

✓ Une analyse hydrodynamique de notre réservoir posé au sol est menée par une approche déterministe, et ce en adoptant différentes méthodes (Housner, Priestley, Jacobson et Ayre...). Les résultats obtenus nous ont permis de ne retenir que deux méthodes celle de Housner et de l'Eurocode 8 qui conduisent à des résultats très satisfaisants sur le plan de la stabilité du réservoir vis-à-vis le renversement et du ballotement vis-à-vis la hauteur des vagues d_{max} , par contre la méthode de Jacobson et Ayre étant incomplète du fait qu'elle ne prend pas en considération les actions d'oscillations ne sera pas prise en compte, quant à la méthode de Hunt et Priestley elle s'est révélée être mieux adaptée pour des réservoirs à haute capacité ($H/R > 1.5$) et conduit à des résultats qui sous-estiment les actions d'oscillations pour les réservoirs à basse capacité ($H/R < 1.5$).

✓ Une approche fiabiliste est mise en œuvre, en parallèle avec l'approche déterministe en tenant compte des variables aléatoires que sont l'accélération sismique et la résistance caractéristique à la compression du béton pour les deux méthodes retenues savoir la méthode de Housner et la méthode de l'Eurocode 8 en optant pour le spectre du RPA, plus représentatif du zonage sismique Algérien. A cet effet, trois fonctions d'états limites ont été envisagés :

- Le ballotement
- Eclatement du béton sous contraintes de compression
- Fissurations du béton sous contraintes de traction.

Le calcul de la probabilité de défaillance de la structure vis-à-vis de ces états limites est effectué par la simulation de Monte Carlo classique. Les variables aléatoires **A** (accélération sismique) et **f_{ci}** (résistance caractéristique à la compression du béton) sont générées par une loi normale avec des coefficients de variation C_v différents.

Conclusion générale

Le nombre de tirage a été arrêté à 30000 valeurs, après le test de convergence. Enfin, la gestion informatique de la méthode a été conduite sur un classeur Excel. Les résultats du calcul de la probabilité de défaillance obtenus pour le réservoir de Boumerdes, implanté en zone III démontre sa stabilité ($P_f=0$) vis-à-vis de deux modes de ruines à savoir l'éclatement du béton sous contraintes de compression et la fissuration du béton sous contraintes de traction.

Toutes fois, en ce qui concerne le mode de ruine par ballottement, pour toute les zones ou la sismicité n'est pas négligeable la probabilité de défaillance de l'ouvrage et systématiquement égale a ($P_f=1$). Autrement dit, le réservoir risque de subir des dommages au niveau de la coupole et des parois sous l'effet des vagues créés par l'accélération sismique.

L'influence de la zone sismique sur la probabilité de défaillance a été illustrée par les courbes de fragilité sismique. Celles-ci ont montré que quelque soit la zone sismique l'ouvrage reste stable vis -à- vis des modes de ruines de compression et de traction. En revanche pour le mode de ruine par ballottement le risque est toujours présent.

Le fait que le RPA n'aborde pas la conception et calcul des réservoirs de stockage et les ouvrages hydrauliques en général revêt une difficulté majeure pour l'ingénieur civil Algérien le conduisant à se baser sur des méthodes développées par différents chercheurs et les réglementations étrangères pour la conception et le dimensionnement de ses ouvrages.

Nous avons pu mettre en évidence que la mise en œuvre de la méthode de L'Eurocode 8 pour l'analyse hydrodynamique d'un réservoir est simple à l'utilisation, efficace et facile à programmer, et conduit à des résultats très satisfaisant comme démontrer tout au long de ce projet de fin d'étude.

La méthode de l'Eurocode 8 peut de ce fait se présenter comme une très bonne alternative a coté de la méthode de Housner étant donné qu'on peut lui adjoindre le spectre de réponse du RPA

Références bibliographiques

- ❖ Aliche A, Contribution à l'analyse de la vulnérabilité des réservoirs en béton dans leur cycle de vie, Thèse doctorat en génie civil a UMMTO, 2016.
- ❖ Aoues Y, Optimisation fiabiliste de la conception et de la maintenance des structures, Thèse de doctorat, à l'Ecole polytechnique d'Alger, 2008
- ❖ Ballière A., Ben Milad Y., Colas A., Cremona C., Davi D., Humeau JB., Le Quéré C., Marcotte C., Michel J., Orcesi A., Poulin B., Vion B., Théorie de la fiabilité, Application à l'évaluation structurale des ouvrages d'art, Collection « Les rapports » – Sétra, février 2012.
- ❖ BAEL 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- ❖ Benaddache L, Bennabi S, 2019 contribution à l'analyse du vieillissement d'un réservoir enterré en béton armé sous l'effet de la corrosion, 2019.
- ❖ CEN, conception et dimensionnement des structures pour la résistance aux séismes, Eurocode 8, Partie 4 : Silos, réservoirs et canalisation, bruxelles, 1998.
- ❖ D.T.U., règles de construction parasismiques PS 92, applicables aux bâtiments, Eyrolles, Paris, 1998.
- ❖ D.T.U., règles parasismiques 1969 révisées 1982 et annexes, Eyrolles, Paris, 1984.
- ❖ Davidovici, V., & Haddadi, A, Calcul pratique de réservoirs en zone sismique. Annales de l'ITBTP, N° 409, 1982.
- ❖ Dehmous H., Fiabilité et micromécanique des matériaux composites Application à la passerelle de Laroin, thèse de Doctorat, à l'Institut National Polytechnique de Toulouse 2007.
- ❖ DTR B-C 2-48, règles parasismiques algériennes (RPA 88), CGS, Alger, mai 1989.
- ❖ DTR B-C. 2-48. Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 - addenda 2003), CGS, Alger, juin 2003.
- ❖ Eurocode-8. (2003). Design of structures for earthquake resistance-Part 4 (Draft No:2): silos, tanks and pipelines. European Committee for Standardization, 65.
- ❖ Fascicule 74, texte officiel, construction des réservoirs en béton - cahier des clauses techniques générales, Ministère de l'équipement des transports et du logement, Paris, mars 1998.
- ❖ Hammoum, H., Bouzelha, K., & Hannachi, N. E., Analyse hydrodynamique d'un réservoir circulaire en béton armé, posé au sol. Annales du BTP, Edition Eska, N° 2-3, Paris, 13-22, 2010.

Références bibliographiques

- ❖ Housner.G.W. Dynamic analysis of fluids in containers subjected to acceleration, in nuclear reactors and earthquakes, report No, TID 7024, U.S. Atomic Energy Commission, Washington DC, 1957.
- ❖ Housner, G. W. The dynamic behavior of water tanks. Bulletin Of The Seismological Society Of America, 53 (2), 381-387. 1963.
- ❖ Hunt, B., & Priestley, M. J. N. (1978). Seismic water waves in a storage tank. BulletinOf The Seismological Society Of America, 68 (2), 487-499.
- ❖ Jacobsen, L. Impulsive hydrodynamics of fluid inside a cylindrical tank and of fluidsur-rounding a cylindrical pier. Bulletin of the Seismological Society of America, 39 (3), 189-204, 1949.
- ❖ Lauzin X., Le calcul des réservoirs en zone sismique- Guide d'application de l'Eurocode 8, 2013.
- ❖ Lemaire, M., Chateauneuf, A., &Mitteau, J. C., Fiabilité des structures (Lavoisier ed.). France. (État limite, monte carlo, intégrale 2005.
- ❖ Microsoft Excel 2016.
- ❖ Ranald V.Giles., Jack B. Evett. , Cheng Liu.,Mecanique des fluides et Hydraulique.Serie Schaum 2^{eme} edition , 1975.
- ❖ Westergaard, H. M.Water pressures on dams during earthquakes. Transactions, ASCE, 98, 418–472, 1933.