

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMÉRI DE
TIZI-OUZOU

Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil



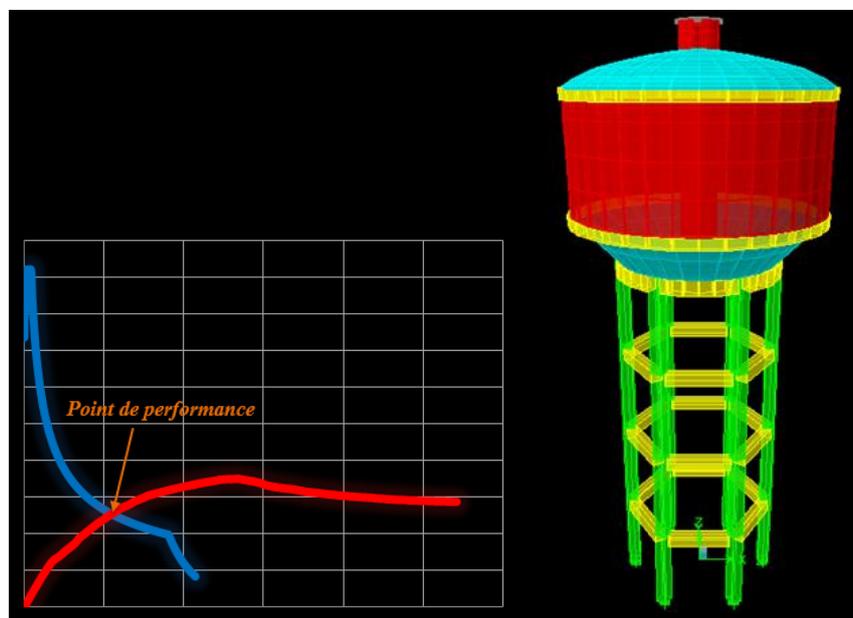
MEMOIRE DE MASTER PROFESSIONNEL

Spécialité : Génie Civil

Option : Constructions Hydrauliques & Aménagements

Thème

Analyse fiabiliste du comportement non linéaire d'un réservoir surélevé sur pilotis.



Realiser par :

M^{me} : AKLI Dehbia

M^{me} : RIHANE Malika

Diriger par :

Mme :BOUZELHA Karima

Promotion : 2016 /2017

Remerciements

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à Madame BOUZELHA Karima, Professeur au département de génie civil, pour la confiance qu'elle nous a accordé en acceptant de rapporter ce travail. Son soutien constant, sa disponibilité, et ces précieux conseils, nous ont permis de mener à bien ce travail ; qu'elle trouve ici le témoignage de notre profonde reconnaissance.

Nous voudrions également adresser nos sincères remerciements à Monsieur HAMMOUM Hocine, maître de conférences au département de génie civil, pour son assistance et sa disponibilité, ces conseils et orientations qui ont grandement contribué à l'élaboration de ce travail ; qu'il trouve ici l'expression de notre plus grande considération.

Nous adressons nos remerciements aussi à Madame IDER Ouardia, doctorante au département de génie civil qui nous a beaucoup aidé et qui a toujours répondu présente.

Nous tenons aussi à remercier les membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant de juger ce travail.

Enfin, nous tenons à remercier toutes nos familles et tous nos amis (es) pour leur soutien et leurs encouragements.

Dédicaces

Je tiens à dédier ce modeste travail à :

Mes chers parents qui m'ont toujours soutenu et encouragé

Mes chères sœurs : Sofia, Janna, Tina et ma petite Mimi

Mon frère chéri : Said-Ilyes

Mon oncle et mes tentes

Mes cousins et cousines

Mes meilleures amies : Thanina, Samia, Lynda, Maya

A ma très chère amie Mayika et à toute la promotion CHA 2017

A tous mes amis de l'université mouloud mammeri

Mon professeur de musique et à tout l'atelier de sheikh sedik

A toutes les personnes qui œuvrent pour les droits humains particulièrement Amnesty

International Tizi-Ouzou.

Dehbia.

Dédicaces

Je tiens à dédier ce modeste travail à :

Mes chers parents qui m'ont donnés leurs encouragements et conseils.

Mon cher frère : Mehdi.

Mes chères sœurs : Karima, Yasmine, Nawel et ma petite Nina .

A ma très chère amie Davy et à tous mes amis.

A toute ma famille.

Malika

Liste des figures

Figure 1.1 : La densité de probabilité (gauche) et la fonction de répartition (droite) de la loi normale.....	(09)
Figure 1.2: Allure de la fonction de densité de la loi log-normale.....	(10)
Figure 1.3 : Allure de la fonction de densité et de répartition de la loi exponentielle.....	(11)
Figure 1.4 : Allure de la fonction de densité de la loi de Gumbel.	(11)
Figure 1.5 : Allure de la fonction de densité de la loi de Weibull.	(12)
Figure 1.6 : Méthode de Monte Carlo directe : tirages aléatoires et évaluations de la fonction de performance G dans le cas de deux variables aléatoires $\{X\} = \{X1, X2\}$	(15)
Figure 2.1 : La courbe de pression (Pushover).	(22)
Figure 2.2 : Transformation de la courbe de capacité en format (Sa-Sd).	(22)
Figure 2.3 : Spectre de réponse élastique format (Sa-T).	(23)
Figure 2.4 : Spectre de réponse élastique format (Sa-Sd).	(25)
Figure 2.5 : Détermination de point de performance d'essai.	(26)
Figure 2.6 : Idéalisation de la bilinéaire de la courbe de capacité.....	(27)
Figure 2.7 : Schématisation de l'énergie dissipée par la structure.	(28)
Figure 2.8 : Types de comportement de la structure.	(29)
Figure 2.9 : Famille des spectres réduits.	(30)
Figure 2.10 : La courbe de capacité et la famille des spectres réduits.	(31)
Figure 2.11 : Représentation bilinéaire de la courbe de capacité.	(31)
Figure 2.12 : les point (dpi ; β_{eff}) résultants.	(32)
Figure 2.13 : Point de performance.....	(33)
Figure 2.14 : Organigramme des étapes de calcul déterministe.	(33)
Figure 2.15 : Vue et coupe du réservoir sur pilotis de capacité 200 m ³	(34)
Figure 2.16 : Spectre de capacité.	(35)
Figure 2.17 : S spectre amorti à 5% approprié au site.	(36)
Figure 2.18 : Le spectre amorti à 5% en format Sa-Sd.....	(36)
Figure 2.19: Superposition de spectre amorti à 5% et le spectre de capacité.	(37)
Figure 2.20 : Représentation bilinéaire de la courbe de capacité.	(37)
Figure 2.21: Les point (dpi ; β_{eff}) résultants.	(38)
Figure 2.22 : Point de performance.	(39)
Figure 2.23: Coordonnées du point de performance.	(39)
Figure 2.24 : Position de point de performance par rapport aux domaines d'endommagement.....	(40)

Figure 2.25 : Position de point de performance par rapport aux domaines d'endommagement dans la zone I et les différents sites d'implantation.	(42)
Figure 2.26 : Position de point de performance par rapport aux domaines d'endommagement dans la zone IIa et les différents sites.	(43)
Figure 2.27 : Position de point de performance par rapport aux domaines d'endommagement dans la zone IIb et les différents sites.....	(44)
Figure 2.28 : Position de point de performance par rapport aux domaines d'endommagement dans la zone III et les différents sites.	(45)
Figure 3.1: Première étape pour générer une variable aléatoire sur Excel.	(50)
Figure 3.2 :deuxième étape pour la génération d'une variable aléatoire sur Excel.	(50)
Figure 3.4 : Fonction de densité de la loi log normal.	(51)
Figure 3.5 : Fonction de répartition de la loi log normal.	(52)
Figure 3.6 : Organigramme de calcul de la probabilité de défaillance en utilisant la méthode des simulations de Monte Carlo.....	(53)
Figure 3.7 : Organigramme des étapes d'évaluation de la probabilité de défaillance en utilisant la méthode de simulation Monte Carlo.....	(54)
Figure 3.8 : Test de convergence.	(55)
Figure 3.9 : Courbe de probabilités de défaillance P_f en fonction des zones sismiques, pour le site rocheux.	(57)
Figure 3.10: Courbe de probabilités de défaillance P_f en fonction des zones sismiques, pour le site ferme.	(58)
Figure 3.11 : Courbe de probabilités de défaillance P_f en fonction des zones sismiques, pour le site meuble.	(58)
Figure 3.12 : Courbe de probabilités de défaillance P_f en fonction des zones sismiques, pour le site très meuble.	(59)
Figure 3.13 : Courbe de probabilités de défaillance P_f en fonction des sites d'implantation, pour la zone I.	(60)
Figure 3.14 : Courbe de probabilités de défaillance P_f en fonction des sites d'implantations, pour la zone IIa.	(60)
Figure 3.15 : Courbe de probabilités de défaillance P_f en fonction des sites d'implantation, pour la zone IIb.	(61)
Figure 3.16 : Courbe de probabilités de défaillance P_f en fonction des sites d'implantation, pour la zone III.	(62)
Figure A.1 : Lignes de construction du modèle.....	(68)

Liste des figures

Figure A.2 : Définition des propriétés des matériaux.....	(69)
Figure A.3 : Modélisation des éléments poutres et poteaux.	(69)
Figure A.4 : Modélisation des éléments murs et dalles.	(70)
Figure A.5 : Détermination des paramètres de l'analyse dynamique.	(70)
Figure A.6 : Construction du spectre de réponse selon le RPA 2003.	(71)
Figure A.7 : Définition des combinaisons d'action.	(72)
Figure A.8 : Encastrement des poteaux.	(72)
Figure A.9 : Définitions des rotules dans les poutres.	(73)
Figure A.10: Définitions des rotules dans les poteaux.	(74)
Figure A.11 : Attribution des rotules.	(74)
Figure A.12 : paramétrage pour le pushover (charges gravitaires).	(75)
Figure A.13 : paramétrage pour le pushover1 (sens x-x)	(76)
Figure A.14: paramétrage pour le pushover 2(sens y-y)	(76)
Figure A.15 : Lancement de l'analyse pushover.	(76)
Figure A.16: Spectre de capacité donnée par le pushover (Sa-Sd).	(77)
Figure C.1 : Schématisation de l'énergie dissipée par la structure.	(95)
Figure C.2 : Signification de terme ED.	(96)

Listes des tableaux

Tableau 1.1 : Comparatif des différentes approches d'évaluation de la performance des structures.....	(18)
Tableau 2.1 : Valeurs de coefficient d'accélération de zone (RPA,2003).	(24)
Tableau 2.2 : Les valeurs des périodes caractéristiques T1 et T2 (RPA,2003)	(24)
Tableau 2.3 :Extrait du tableau de coefficients de comportement global R de la structure (RPA,2003).....	(24)
Tableau 2.4 : Valeurs de facteur de qualité de la structure (RPA,2003).	(25)
Tableau 2.5: Valeurs pour le facteur de modification de l'amortissement.	(29)
Tableau 2.6: Type de comportement structurel.	(29)
Tableau2.7: Paramètres utilisés dans le spectre de réponse.	(35)
Tableau2.8:Coordonnées des points (a^* ; d^*) et (a_y ; d_y) de la représentation bilinéaire.....	(37)
Tableau 2.9 : les valeurs de déplacement choisis et les amortissements correspondant.	(38)
Tableau 2.10 : Coordonnées du point de performance.	(39)
Tableau 2.11 : limite des différents domaines d'endommagement.	(40)
Tableau2.12 : Résultats des points de performance, du déplacement élastique et du déplacement ultime de la structure dans les différentes zones et sites,.	(41)
Tableau 2.13 : Récapitulatif des positions des points de performances par rapport aux domaines d'endommagement dans les différentes zones et sites.	(46)
Tableau 3.1 : Identification des variables.	(48)
Tableau 3.2 : Coefficient accélération sismique A.	(49)
Tableau 3.3 : la période caractéristique (T2).	(49)
Tableau 3.4 : Extrait du résultat de génération de la loi log normale du coefficient d'accélération "A" sur Excel.	(51)
Tableau 3.5 : Niveaux de probabilité de défaillance acceptés par secteurs.....	(52)
Tableau3.6 : Paramètres de génération du coefficient A pour la zone I.....	(55)
Tableau3.7 : Paramètres de génération du coefficient A pour la zone IIa.	(55)
Tableau3.8: Paramètres de génération du coefficient A pour la zone IIb.	(56)
Tableau3.9: Paramètres de génération du coefficient A pour la zone III.	(56)
Tableau 3.10: Extrait des résultats de calcul de la probabilité de défaillance dans la zone I, site 1.....	(56)
Tableau 3.11 : Pf obtenu pour différentes valeurs de " A", pour le site1.....	(57)
Tableau 3.12 : Pf obtenu pour différentes valeurs de "A", pour le site 2.	(57)
Tableau 3.13: Pf obtenu pour différentes valeurs de "A", pour le site 3.	(58)

Listes des tableaux

Tableau 3. 14: Pf obtenu pour différentes valeurs de "A", pour le site 4.	(59)
Tableau 3.15 : Pf obtenu pour différents sites, pour la zone I.....	(59)
Tableau 3.16 : Pf obtenu pour différents sites, pour la zone IIa.....	(60)
Tableau 3.17 : Pf obtenu pour différentes site, pour la zone IIb.	(60)
Tableau 3.18 : Pf obtenu pour différentes site, pour la zone III.....	(61)
Tableau 4.1 : Choix du type de contreventement.	(66)
Tableau B.1: Extrait des résultats de calcul de la probabilité de défaillance dans la zone I, site 1.....	(79)
Tableau B.2: Extrait des résultats de calcul de la probabilité de défaillance dans la zone I, site 2.....	(80)
Tableau B.3: Extrait des résultats de calcul de la probabilité de défaillance dans la zone I site 3.	(81)
Tableau B.4: Extrait des résultats de calcul de la probabilité de défaillance dans la zone I, site 4.	(82)
TableauB.5: Extrait des résultats de calcul de la probabilité de défaillance dans la zone IIa, site1.	(83)
TableauB.6: Extrait des résultats de calcul de la probabilité de défaillance dans la zone IIa, site 2.	(84)
TableauB.7: Extrait des résultats de calcul de la probabilité de défaillance dans la zone IIa, site 3.	(85)
TableauB.8: Extrait des résultats de calcul de la probabilité de défaillance dans la zone IIa, site 4.	(86)
TableauB.9: Extrait des résultats de calcul de la probabilité de défaillance dans la zone IIb, site 1.	(87)
TableauB.10: Extrait des résultats de calcul de la probabilité de défaillance dans la zone IIb, site 2.	(88)
TableauB.11: Extrait des résultats de calcul de la probabilité de défaillance dans la zone IIb, site 3.	(89)
TableauB.12: Extrait des résultats de calcul de la probabilité de défaillance dans la zone IIb, site 4.	(90)
TableauB.13: Extrait des résultats de calcul de la probabilité de défaillance dans la zone III, site 1	(91)
TableauB.14: Extrait des résultats de calcul de la probabilité de défaillance dans la zone III, site 2.....	(92)

Listes des tableaux

TableauB.15: Extrait des résultats de calcul de la probabilité de défaillance dans la zone III, site 3.	(93)
TableauB.16: Extrait des résultats de calcul de la probabilité de défaillance dans la zone III, site 4.	(94)
Tableau D.1 : Choix du contreventement d'après Morsli. S et Kouchah. K (2014).....	(97)

Introduction générale.....	(1)
Chapitre 1 : synthèse bibliographique	
Introduction.....	(4)
1.1. Méthodes déterministes pour l'analyse non linéaire des structures	(4)
1.1.1. Méthode d'analyse non linéaire (FEMA, 1997)	(4)
1.1.2. Méthode ATC 40 (1996).....	(5)
1.1.3. Méthode N2.....	(5)
1.1.4. Eurocode 8.....	(5)
1.2. Méthode fiabiliste d'analyse des structures.....	(6)
1.2.1. Historique de la fiabilité.....	(6)
1.2.2. Méthodologie.....	(7)
1.2.3. Notions de probabilité.....	(8)
1.2.3.1. Qu'est-ce qu'une approche probabiliste ?.....	(8)
1.2.3.2. Lois de probabilité	(8)
1.2.4. Qu'est-ce qu'une variable aléatoire ?.....	(12)
1.2.4.1. Quelques caractéristiques d'une variable aléatoire.....	(13)
1.2.4.2. Lois de probabilité d'une variable aléatoire	(13)
1.2.5. Critère de défaillance et fonction d'état limite	(14)
1.2.6. Méthode d'analyse de fiabilité.....	(15)
1.2.6.1. Méthode de simulation Monté Carlo	(15)
1.2.6.2. Méthodes d'approximation FORM/SORM	(15)
1.3. Application au domaine des ouvrages hydraulique.....	(16)
Conclusion.....	(18)
Chapitre 2 Analyse déterministe non linéaire d'un réservoir surélevé	
Introduction.....	(20)

2.1. Présentation de la méthode de capacité spectrale (ATC 40).....	(20)
2.1.1. Principe fondamentale de la méthode de capacité spectrale (ATC 40).....	(20)
2.1.1.1. Détermination de la courbe de capacité.....	(21)
2.1.1.2. Transformation de la courbe de capacité en spectre de capacité.....	(22)
2.1.1.3. Détermination de la demande sismique	(23)
2.1.1.4. Détermination de l'amortissement effectif et réduction du spectre élastique..	(27)
2.1.1.5. Détermination de point de performance	(30)

2. 2. Application de la méthode de capacité spectrale pour l'analyse non linéaire d'un réservoir surélevé de capacité de 200 m³..... (34)

2.2.1. Présentation de l'ouvrage.....	(34)
2.2.2. Modélisation de l'ouvrage.....	(35)
2.2.3. Résultat de courbe de capacité	(35)
2.2.4. Détermination du point de performance	(35)
2.2.5. Etude de l'influence de la zone sismique et du site d'implantation.....	(40)
Conclusion	(46)

Chapitre 3 Analyse fiabiliste d'un réservoir surélevé

Introduction	(48)
3.1. Critère de défaillance et fonction d'état limite.....	(48)
3.2. Identification des variables.....	(48)
3.3. Génération de la variable aléatoire.....	(49)
3.4. Evaluation de la probabilité de défaillance	(52)
3.5. Résultats et discussion	(55)
3.5.1. Paramètre de l'analyse	(55)
Conclusion.....	(62)

Conclusion générale (64)

Références bibliographique

Annexes

Introduction
générale

Lors d'un séisme, la rupture d'un réservoir peut être dévastatrice, particulièrement dans les régions à fortes sismicité et à forte densité de population, par ailleurs, durant l'après séisme, il est primordial que les réservoirs d'eau restent en service afin d'assurer une sécurité d'approvisionnement lors des premiers secours, c'est pour cela que les réservoirs doivent être construits selon des normes de sécurité précises.

Le Règlement Parasismique algérien (RPA, 2003) classe les réservoirs et les châteaux d'eau dans le groupe d'usage 1B, comme étant des ouvrages publics d'intérêt national ou ayant une importance socio-économique certaine.

Les ingénieurs civils des bureaux d'études techniques analysent les réservoirs surélevés, par des méthodes déterministes dans le domaine linéaire, en se basant sur les coefficients de sécurité donnés par les codes de dimensionnement. Or, lors d'un séisme violent, la dégradation apparaît progressivement dans diverses parties de la structure, provoquant ainsi une déformation ou un endommagement plastique. Nous en déduisons que l'utilisation de l'analyse linéaire devient insuffisante pour évaluer le comportement réel de la structure, ainsi que son point de performance. Par conséquent, la nécessité d'une meilleure description de la performance lors d'un tremblement de terre nécessite l'utilisation des méthodes non linéaires.

La non linéarité est le comportement d'une structure au-delà du domaine élastique c'est-à-dire dans le domaine plastique. La procédure statique non linéaire est l'une des quatre méthodes d'analyse (méthode d'analyse des forces latérales, analyse modale à l'aide d'un spectre de réponse, analyse statique non linéaire et analyse temporelle non linéaire) recommandée par les nouveaux codes pour la conception parasismique. L'analyse statique non linéaire, appelée analyse Pushover est utilisée, ici dans ce travail, pour évaluer la performance d'une structure et de ses composants pour une action sismique donnée.

Néanmoins, l'incertitude liée à la variabilité des paramètres du calcul déterministe non linéaire, nécessite une étude fiabiliste. La théorie de la fiabilité repose sur une approche probabiliste de la sécurité structurale. Elle vise à évaluer la probabilité de défaillance de la structure, connaissant un critère d'état limite, ainsi que la variabilité des paramètres qui interviennent dans ce critère. La structure est finalement considérée comme sûre si cette probabilité de défaillance est inférieure à une valeur de référence appelée probabilité de défaillance admissible. C'est dans ce contexte que s'inscrit notre étude.

Dans le premier chapitre, nous exposons une synthèse des principales méthodes utilisées pour le calcul non linéaire des structures de génie civil, ainsi que les méthodes

fiabiliste les plus utilisées. Des applications au domaine des ouvrages hydrauliques seront présentées.

Le deuxième chapitre porte sur l'analyse non linéaire d'un réservoir surélevé. La méthode utilisée est celle du spectre de capacité telle que définie par la ATC-40, 1996 ; l'objectif visé est la détermination du point de performance de la structure, qui nous permettra d'obtenir son déplacement maximum. Afin de vérifier la stabilité de la structure, nous avons comparé le déplacement maximum à un déplacement ultime, ce dernier défini la fin de la phase plastique et le début de ruine de l'ouvrage. Trois domaines d'endommagement sont proposés dans le but de positionner le déplacement maximal (point de performance) de la structure par rapport au déplacement ultime, dans une zone sismique et un site d'implantation donné. Nous considérerons aussi l'effet des différentes zones et sites sur la performance de la structure, tels qu'ils sont donnés par le RPA 2003.

Dans le troisième chapitre, nous verrons la méthode fiabiliste, en considérant le coefficient d'accélération de zones sismique A comme variable aléatoire, par la méthode de simulation de Monté Carlo, et en tenant compte des différentes zones sismiques et sites d'implantations définis dans le RPA 2003.

Les résultats de l'analyse fiabiliste feront l'objet d'une conclusion générale.

Chapitre 1 : Synthèse bibliographique

Introduction

Lors de sollicitations exceptionnelles ou accidentelles, des contraintes supérieures à la limite élastique du matériau peuvent se produire et entraîner des déformations permanentes, tandis que la structure peut continuer à résister sans s'effondrer, nous étudions alors la stabilité globale de la structure suite à l'apparition locale de la plasticité. Cette étude est appelée analyse non linéaire des structures. C'est ainsi que nous consacrons ce premier chapitre à une synthèse de différentes méthodes déterministes et fiabilistes utilisées dans l'analyse non linéaire des structures dans le domaine du génie civil en général et dans le domaine des ouvrages hydrauliques en particulier (réservoirs, retenues collinaires, barrages, ...etc.). Ceci nous permettra le choix d'une méthode d'analyse adéquate pour notre structure.

1.4. Méthodes déterministes pour l'analyse non linéaire des structures

Traditionnellement, les méthodes déterministes utilisées pour la conception et l'analyse des risques des réservoirs en béton font appel à des coefficients de sécurité recommandés par les codes de dimensionnement. Ces coefficients sont appliqués pour tenir compte des incertitudes liés aux approximations des modèles, aux aléas sur les propriétés du matériau et des chargements.

Ces approches sont basées sur l'utilisation de valeurs moyennes dans le calcul du facteur de sécurité (analyse à l'équilibre limite).

La variabilité et l'incertitude des données ne sont pas considérées dans l'analyse, produisant ainsi des résultats uniques. En effet, pour ce qui est de l'analyse à l'équilibre limite, l'approche déterministe produit un facteur de sécurité moyen unique pour un mode de rupture donné.

Plusieurs méthodes d'analyse non linéaires existent, nous présentons dans ce qui suit les plus usuelles.

1.4.1. Méthode d'analyse non linéaire (FEMA, 1997)

La méthode présente une variété d'objectifs de performance associés à des séismes probabilistes. La non-linéarité de la relation force-déplacement de la structure est représentée par une courbe de capacité, c'est-à-dire une courbe donnant la variation du cisaillement à la base en fonction du déplacement maximum. Cette courbe est obtenue en soumettant progressivement la structure à des forces latérales ou des déplacements dont l'intensité augmente jusqu'à l'effondrement, et qui sont distribués le long de la structure selon le mode

de vibration fondamental. L'avantage d'une telle méthode est qu'elle considère l'inélasticité des matériaux et donne une meilleure approximation des efforts et déformations attendus durant un séisme. Par contre, seul le mode fondamental de vibration est considéré, rendant cette méthode moins appropriée pour les structures irrégulières.

1.4.2. Méthode ATC 40 (1996)

Le document recommande l'utilisation de la méthode du spectre de capacité. La procédure s'articule sur la détermination et la conjugaison des spectres de demande et de capacité. La courbe force - déplacement d'un point de la structure est déterminée en utilisant l'analyse statique non linéaire (pushover analysis). Les forces et les déplacements sont reconvertis en accélérations spectrales et déplacements spectraux en utilisant un système équivalent à un seul degré de liberté. La demande sismique est déterminée en utilisant un spectre élastique hautement amorti. Le point caractérisant le niveau de performance suppose l'égalité entre capacité et demande sismique et fournit ainsi une estimation sur l'accélération (strength) et une estimation sur le déplacement (demande).

1.4.3. Méthode N2

La méthode N2, fournit des résultats avec une précision suffisante, et peut être utilisé pour les systèmes où la réponse sismique est dominée par la contribution de la première forme de vibration. Initialement, la méthode N2 est présentée pour les systèmes "réguliers" (Fajfar & Fischinger, 1987). Les propositions de base de cette méthode sont l'application de trois étapes principales dans l'analyse. Dans la première étape, on détermine la rigidité (rigidité), puis le renforcement et la ductilité. Pour cela on applique une analyse statique non linéaire du système avec plusieurs degrés de liberté par l'action d'une forme de distribution de charges qui augmente d'une façon monotone.

1.4.4. Eurocode 8

Eurocode 8 (EC8) inclut deux méthodes d'analyse non linéaire ; l'analyse statique non linéaire (Pushover) et l'analyse dynamique non linéaire. L'analyse statique non linéaire consiste en l'application monotone des charges latérales croissantes à la structure, dans l'eurocode 8, elle est basée sur la méthode N2 développée par Fajfar(2000).

Les étapes de la méthode Pushover dans l'Eurocode 8 sont similaires aux étapes de la méthode de N2. Le lecteur intéressé peut consulter le document.

1.5. Méthode fiabiliste d'analyse des structures

1.5.1. Historique de la fiabilité

En 1928, dans le cadre d'un forum international, la notion de coefficient de sécurité fut critiquée car dépourvue de sens réel. Mais cela n'éveilla qu'un faible écho dans le monde de la recherche et de la construction. Quelques scientifiques, menant des études sur l'évaluation de la résistance des matériaux et structures, développèrent notamment les notions de base d'événements aléatoires, marquant ainsi une rupture avec les règles classiques de conception des structures (Mayer, 1926), (Weibull, 1939).

Prot et Levi, dans de nombreuses communications entre 1936 et 1953, ont largement tenté de distinguer les distributions statistiques des résistances et des sollicitations, de définir des règles de combinaison et ainsi déterminer une probabilité de défaillance (Prot, 1936), (Prot et Levi, 1951). Wierzbicki (1939) considéra notamment que la probabilité de défaillance doit être comparable entre les structures de génie civil et les activités humaines.

Dans le cadre d'un concours organisé par l'Académie Royale de Suède en 1938, Kjellmann (1940) et Wästlund (1940), défendirent notamment l'introduction d'une approche probabiliste pour appréhender le problème de la sécurité dans l'évaluation des coûts.

Dans les années **1940**, s'est produit le développement de la théorie mathématique qui a une relation directe avec l'analyse de fiabilité. **Robert Lusser** a développé une équation associée à la fiabilité d'un système en série. A la même époque sont apparues les premières tentatives de chercher, une amélioration de la qualité de fonctionnement des systèmes alliée à la manutention préventive. Cela fut à travers l'amélioration de projets, l'amélioration d'équipements et d'instruments de mesure et l'utilisation du matériel plus résistant.

En 1945, Freudenthal créa un institut pour l'étude de la fiabilité et de la fatigue à l'Université de Columbia et favorisa ainsi l'émergence d'une approche probabiliste de la sécurité. Mais, ce n'est vraiment qu'au 3ème congrès de l'AIPC (Liège, 1948) que le vrai procès du monde des pensées déterministes fut déclenché par trois français : Marcel Prot, Robert Lévi et Jean Dutheil. Sous leur impulsion, le concept de sécurité probabiliste des structures naissait.

Avec le démarrage de l'industrie aérospatiale et électronique, accompagné de l'établissement de l'industrie nucléaire, dans les années **1950**, une grande avancée dans le développement de méthodologies de calcul et des applications de fiabilité a été vérifiée. A ce moment-là, les analystes ont reconnu la nécessité d'application de l'analyse de fiabilité,

principalement dans la phase de projet, contrairement à la façon d'élaborer les projets, c'est-à-dire, concentration de ressources pour la manutention après la vérification de présence de défaillances.

Tel fut le tournant à partir duquel les fondements et méthodes de calcul des constructions se trouvèrent ébranlés et remplacées par de nouvelles bases et de nouvelles méthodes. Mais, ce n'est réellement que dans les années 60 que se posa la nécessité de définir scientifiquement des marges de sécurité. Le développement d'outils mathématiques ne changea cependant pas les mentalités. Les ruines d'ouvrages étaient rares et quand tel était le cas, l'erreur humaine l'expliquait. De plus, la théorie de la fiabilité était alors mathématiquement et numériquement complexe. Le peu d'informations statistiques sur les diverses variables ne permettait pas d'avoir des modèles corrects. Aussi, la plupart des ingénieurs considéraient qu'il était préférable d'utiliser une démarche irrationnelle qui fonctionnait, plutôt qu'une approche plus rationnelle et plus compliquée mais de mise en œuvre au total tout aussi irrationnelle. C'est ainsi qu'un effort tout particulier fut mis en œuvre pour aplanir les diverses difficultés. Plusieurs noms sont attachés à ces développements, Basler (1961), Hasofer (1974), Hasofer&Lind, (1974). Cornell (1967) sur la base des travaux de Basler (1967) introduisit un indice de fiabilité à partir duquel Lind (1973) montra la possibilité de déduire des coefficients de sécurité. Cette étape favorisa donc l'émergence de la démarche Semi probabiliste de la sécurité des structures. Elle est maintenant présente dans la plupart des règlements de calcul des ouvrages neufs. L'approche probabiliste a donc essentiellement servi au développement de la démarche semi-probabiliste. C'est cependant à l'ingénierie pétrolière nordique, dans la construction de plates-formes, que l'on doit les percées les plus brillantes de l'application directe d'une démarche probabiliste (Madsen, 1989), (Madsen, 1990) et (Amirouche, 2015).

Ceci explique que les noms de nombreux chercheurs ou ingénieurs d'Europe du Nord sont aujourd'hui associés aux développements de la théorie de la fiabilité dans la calibration de règlements, l'évaluation et la gestion d'ouvrages (Thoft-Christensen & Sorensen, 1984).

1.5.2. Méthodologie

La fiabilité des structures a pour objectif d'évaluer la probabilité qu'une structure, soumise à des aléas (vibrations, température, chocs, fatigue, séisme,...etc.), soit capable de satisfaire l'intégralité de ces besoins et ce pour une durée de vie donnée. Cependant, le calcul de cette probabilité impose une méthodologie d'étude rigoureuse en quatre étapes :

1. définir un modèle mécanique déterministe adapté au problème traité ;

2. identifier les paramètres aléatoires de ce modèle et les modéliser par un outil probabiliste adéquat ;
3. définir les modes et scénarios de défaillance du problème ;
4. évaluer les probabilités d'occurrence de ces modes de défaillance.

La précision, l'exactitude du résultat et la probabilité de défaillance de la structure, sont ainsi conditionnées par un ensemble de facteurs experts, expérimentaux, mathématiques, numériques et pratiques intervenant à chaque étape de l'étude fiabiliste.

1.5.3. Notions de probabilité

1.5.3.1. Qu'est-ce qu'une approche probabiliste ?

On appelle approche probabiliste la méthode qui s'appuie sur la théorie de la fiabilité pour évaluer la probabilité de défaillance ou l'indice de fiabilité de la structure. Le mode de fonctionnement de la structure est, comme pour l'approche semi-probabiliste, décrit par un état limite mais les incertitudes liées aux paramètres d'entrée sont introduites sous forme de loi de probabilité affectée à chaque variable. Ces lois de probabilité sont établies à partir d'études statistiques sur les paramètres concernés. L'approche probabiliste consiste alors à calculer la probabilité de dépassement du critère d'état limite, appelée probabilité de défaillance P_f , que l'on compare à une probabilité de défaillance acceptable P_{adm} (Ballière et al, 2012).

$$P_f = P(R < S) \leq P_{adm} \quad (1.1)$$

R : résistance de la structure vis-à-vis du mode considéré,

S : sollicitation appliquée.

1.5.3.2. Lois de probabilité

En théorie des probabilités et en statistique, une loi de probabilité décrit le comportement aléatoire d'un phénomène dépendant du hasard. L'étude des phénomènes aléatoires a commencé avec l'étude des jeux de hasard. Jeux de dés, tirage de boules dans des urnes et jeu de pile ou face ont été des motivations pour comprendre et prévoir les expériences aléatoires. Ces premières approches sont des phénomènes discrets, c'est-à-dire dont le nombre de résultats possibles est fini ou au plus dénombrable. Certaines questions ont cependant fait apparaître des lois à support infini non dénombrable ; par exemple, lorsque le nombre de

tirages de pile ou face effectués tend vers l'infini, la répartition du nombre de piles obtenus s'approche d'une loi normale.

Les principales lois probabilistes utilisées dans la fiabilité

a. La loi normale (Laplace-Gauss)

La loi normale est très répandue parmi les lois de probabilité car elle s'applique à de nombreux phénomènes. En fiabilité, la distribution normale est utilisée pour représenter la distribution des durées de vie de dispositifs en fin de vie (usure) car le taux de défaillance est toujours croissant. On ne l'utilisera que si la moyenne des durées de vie est supérieure à 3 fois l'écart type. En effet, t est toujours positif, alors que la variable normale est définie de $-\infty$ à $+\infty$; la restriction imposée réduit la probabilité théorique de trouver une durée de vie négative à environ 0.1 % (Tebbi, 2005).

Une variable aléatoire X obéit à une loi normale si et seulement si sa fonction de densité de probabilité est telle que définit par (Dehmous, 2007) :

$$\forall x \in \mathbb{R}, f_x(x) = \frac{1}{\sigma_x \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{x - \mu_x}{\sigma_x} \right)^2 \right] \quad (1.2)$$

μ_x : la moyenne,

σ_x : écart-type de l'échantillon X ($X = x_1, x_2, \dots, x_n$)

La fonction de répartition s'écrit quant à elle comme suit :

$$\forall x \in \mathbb{R}, F_x(x) = \frac{1}{\sigma_x \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \left[\exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{x - \mu_x}{\sigma_x} \right)^2 \right] dx \right] \quad (1.3)$$

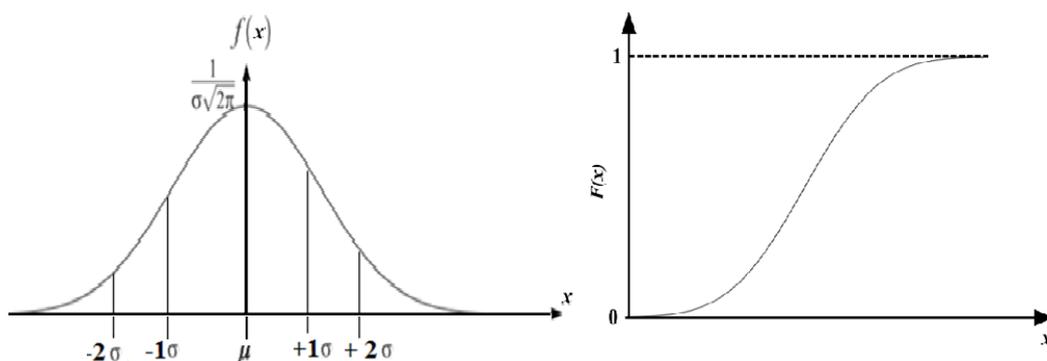


Figure 1.1 : La densité de probabilité (gauche) et la fonction de répartition (droite) de la loi normale.

b. La loi log normale

Elle apparaît dans les phénomènes issus du produit d'une multitude de facteurs. Elle est très utilisée dans la modélisation de données hydrologiques, mais également dans la construction de modèle liant l'amplitude des séismes avec leurs intervalles d'occurrence. Elle est parfois utilisée par défaut, pour représenter les caractéristiques physiques des matériaux et certaines sollicitations permanentes ne changeant pas de signe.

Une variable aléatoire X suit une loi log normale si et seulement si la variable $Y = \ln X$ obéit elle-même à une loi normale (X étant définie sur $]0, +\infty[$), (Dehmous, 2007). Ainsi, la densité de probabilité s'exprime :

$$\forall x \in \mathbb{R}, f_x(x) = \frac{1}{x\sigma_y\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu_y}{\sigma_y}\right)^2\right] \quad (1.4)$$

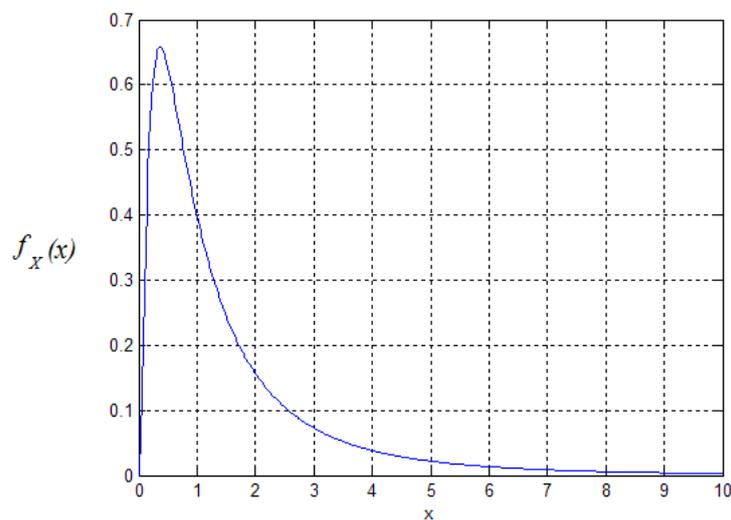


Figure 1.2: Allure de la fonction de densité de la loi log-normale.

La fonction de répartition s'écrit alors :

$$F_x(x) = \frac{1}{\sigma_y\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{\ln x} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{t - \mu_y}{\sigma_y}\right)^2\right] dt \quad (1.5)$$

c. La loi exponentielle (Tebbi 2005)

Cette loi a de nombreuses applications dans plusieurs domaines. C'est une loi simple, très utilisée en fiabilité dont le taux de défaillance est constant. Elle décrit la vie des matériels qui subissent des défaillances brutales.

La densité de probabilité d'une loi exponentielle de paramètre λ s'écrit :

La fonction fiabilité :

$$F(t) = \lambda e^{-\lambda t} \quad (1.6)$$

$$R(t) = e^{-\lambda t} \quad (1.7)$$

λ désigne le taux de défaillance pour une loi exponentielle.

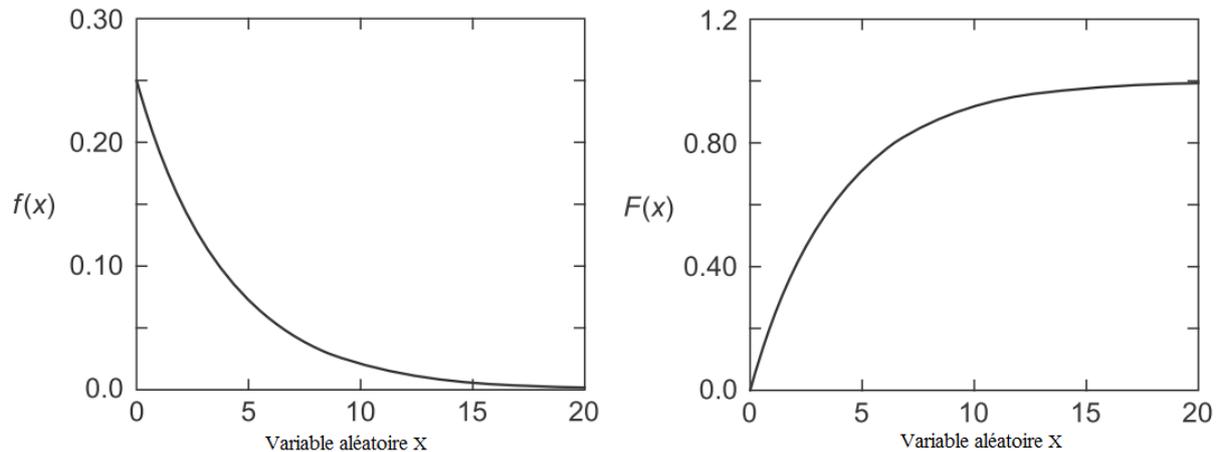


Figure 1.3 : Allure de la fonction de densité et de répartition de la loi exponentielle.

d. Loi de Gumbel (loi des valeurs extrêmes de type I)

La loi de Gumbel est utilisée souvent pour modéliser les valeurs extrêmes ; valeurs max ou min choisie dans un ensemble de données (le débit de crue annuel max, les accélérations sismiques données sous forme d'un accélérogramme ...). Cette lois a l'instar de la loi de weibull est définie avec deux paramètres : un paramètre de position λ et un paramètre de dispersion η . La fonction de densité de probabilité de la loi de Gumbel s'écrit comme suit (Dang, 2014) :

La fonction densité de la loi de Gumbel s'écrit comme suit :

$$F(x) = \frac{1}{\eta} \left(\exp - \frac{x-\lambda}{\eta} \right) \exp \left(- \exp \left(- \frac{x-\lambda}{\eta} \right) \right) \quad (1.8)$$

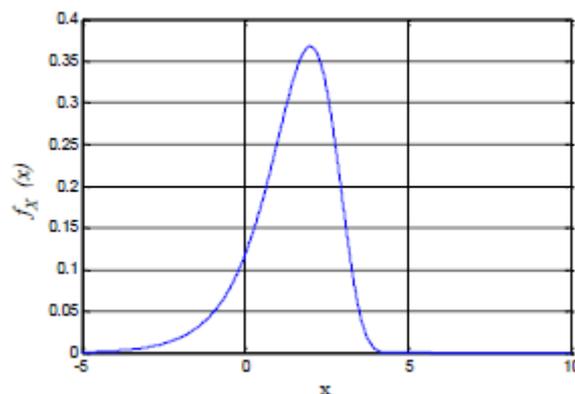


Figure 1.4 : Allure de la fonction de densité de la loi de Gumbel.

e. Loi de weibull (Tebbi, 2005)

C'est la plus populaire des lois, utilisée dans plusieurs domaines (électronique, mécanique,...). Elle permet de modéliser en particulier de nombreuses situations d'usure de matériel. Elle caractérise le comportement du système dans les trois phases de vie : période de jeunesse, période de vie utile et période d'usure ou vieillissement. Dans sa forme la plus générale, la distribution de Weibull dépend des trois paramètres suivants : β , η et γ . La densité de probabilité d'une loi de Weibull a pour expression :

$$f(t) = \frac{\beta}{\eta} \left(\frac{t-\gamma}{\eta} \right)^{(\beta-1)} e^{-\frac{(t-\gamma)}{\eta}} \quad (1.9)$$

Où : β est le paramètre de forme ($\beta \geq 0$)

η est le paramètre d'échelle ($\eta \geq 0$)

γ est le paramètre de position ($\gamma \geq 0$)

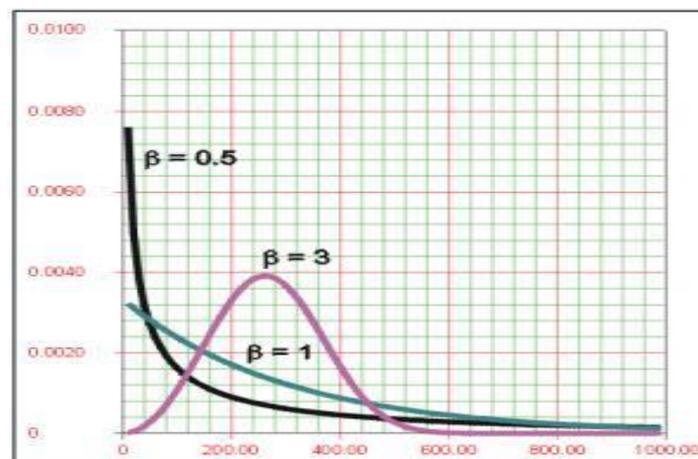


Figure 1.5 : Allure de la fonction de densité de la loi de Weibull.

1.5.4. Qu'est-ce qu'une variable aléatoire ?

Soit (Ω, f, p) un espace probabilisé. Une variable aléatoire peut être sous forme continu ou discrète. Une variable aléatoire discrète X associée à cet espace probabilisé est une application de Ω dans \mathbb{R} qui prend un nombre de valeurs fini ou dénombrable. Si l'ensemble des valeurs possibles pour cette variable $X \in \{x_1, x_2, \dots, x_n\}$ est fini ou infini dénombrable, c'est donc une variable discontinu. Par exemple lors d'un lancer de dé, la variable aléatoire qui associe à chaque lancé, le numéro de la face apparaissant au-dessus est une variable aléatoire discrète car elle n'a que 6 états possibles (Mandenhall et al, 2006). Cependant dans le même espace (Ω, f, p) , lorsque le nombre de valeur possibles de la variable considéré est infini, la

variable est dite continue. Par exemple les taille, les poids, la durée de vie d'un produit particulier, ou erreur expérimentale de laboratoire peuvent prendre une infinité de valeur sur un intervalle.

La variable aléatoire est caractérisée par une fonction de densité et fonction de répartition.

1.5.4.1. Quelques caractéristiques d'une variable aléatoire

a. coefficient de variation

Le coefficient de variation est défini comme le rapport de l'écart type sur la moyenne

$$Cv = \frac{\sigma(X)}{\mu} \quad (1.10)$$

Ce facteur adimensionnel caractérise la dispersion intrinsèque de la variable aléatoire.

f. Moyenne

La moyenne est le quotient de la somme de toutes les valeurs de cette série par l'effectif total

$$\mu = \frac{\sum n_i}{N} \quad (1.11)$$

c. Ecart-type

L'écart type est une mesure de la dispersion d'une variable aléatoire ; en statistique, il est une mesure de dispersion de données. Il est défini comme la racine carrée de la variance (**Carlton et al, 2014**), (**Igor et al, 2006**).

$$\sigma(X) = \sqrt{V(X)} \quad (1.12)$$

d. Variance

En théorie des probabilités, la variance est une mesure servant à caractériser la dispersion d'un échantillon ou d'une distribution. Elle indique de quelle manière la variable aléatoire se disperse autour de sa moyenne. Elle est définie comme l'espérance du carré de la distance de X à sa moyenne μ (**Carlton et al, 2014**), (**Igor et al, 2006**).

$$V(X) = E [(X - \mu)^2] \quad (1.13)$$

e. l'espérance mathématique

En théorie des probabilités, l'espérance mathématique d'une variable aléatoire correspond à une moyenne pondérée des valeurs que peut prendre cette variable.

Dans le cas où la variable X prend une infinité dénombrable de valeur X_1, X_2, \dots , avec les probabilités P_1, P_2, \dots , l'espérance de X est définie comme suit ;

$$E(X) = \sum_{i=1}^{\infty} X_i P_i \quad (1.14)$$

1.5.4.2. Lois de probabilité d'une variable aléatoire

Pour apprécier pleinement une variable aléatoire, il est important de connaître quelles valeurs reviennent plus fréquemment et quelles sont celles qui apparaissent plus rarement. Une variable aléatoire est totalement définie par sa loi de probabilité. Les principales lois de distributions utilisées dans l'analyse fiabiliste (loi normale, log normale, uniforme et la loi de Weibull...etc.). La notion de loi de distribution est considérée comme la propriété la plus importante d'une variable aléatoire, ainsi elle caractérise la probabilité avec laquelle elle peut prendre certaines valeurs. Pour décrire cette probabilité de manière commode, on utilise deux fonctions : la fonction de répartition et la fonction densité de probabilité. La première peut être définie pour des variables discrètes et continue tandis que la deuxième n'est définie que pour les variables aléatoires continues.

1.5.5. Critère de défaillance et fonction d'état limite

Pour quantifier le risque de défaillance d'un réservoir surélevé en béton, 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 les différentes fonctions d'état limite $G(\{X\})$ qui définissent son comportement. Ces fonctions, délimitent le domaine de bon fonctionnement ainsi que celui de la défaillance de l'ouvrage. Une fonction d'état limite $G(\{X\})$ peut s'écrire sous la forme suivante (Lemaire, 2005) :

$$G\{X\} = R\{X\} - S\{X\} \quad (1.15)$$

R : résistance de la structure vis-à-vis du mode considéré,

S : sollicitation appliquée.

L'analyse de la fiabilité revient au calcul de la probabilité de défaillance de l'ouvrage définie par :

$$P_f = P(G(X) \leq 0) \quad (1.16)$$

En se basant sur la définition précédente, la probabilité de défaillance est définie par :

$$Pf = \int_{D_f} f_x(x) dx \quad (1.17)$$

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

$f_x(x)$ est la fonction conjointe de densité de probabilité du vecteur aléatoire constitué des variables aléatoires x_i .

1.5.6. Méthode d'analyse de fiabilité

1.5.6.1. Méthode de simulation Monté Carlo (Dehmous, 2007)

Il s'agit de la technique la plus ancienne et la plus intuitive d'évaluation de la probabilité de défaillance. 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_t important de tirages des variables aléatoires en accord avec leur loi de distribution conjointe (si elle existe) ou en accord avec la loi marginale de chaque variable et avec leurs éventuelles corrélations. Pour chaque tirage, la fonction de performance est calculée et l'on dénombre les tirages $N_{t,f}$ conduisant à la réalisation $G(\{X\}) \leq 0$ (figure 1.6). On en déduit alors la probabilité de défaillance par un traitement statistique direct :

$$Pf = \frac{N_{t,f}}{N_t} \quad (1.17)$$

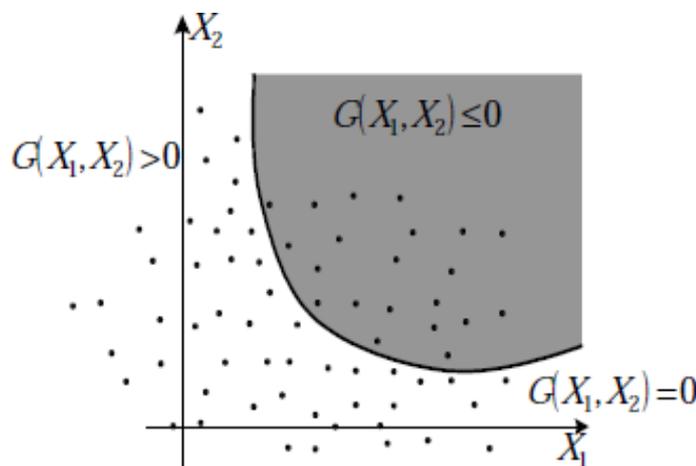


Figure 1.6 : Méthode de Monte Carlo directe : tirages aléatoires et évaluations de la fonction de performance G dans le cas de deux variables aléatoires $\{X\} = \{X_1, X_2\}$.

1.5.6.2. Méthodes d'approximation FORM/SORM (Aoues, 2008)

Ces méthodes sont basées sur la détermination de l'indice de fiabilité β qui permet ensuite d'accéder à une valeur approchée de Pf. Plusieurs définitions sont possibles pour β

mais celle préconisée par Hasofer et Lind est aujourd'hui la plus largement employée compte tenu de son invariance vis-à-vis de la représentation de la fonction de performance.

Les méthodes FORM et SORM sont des méthodes numériques approximatives qui nécessitent une hypothèse très forte concernant la normalité des lois des variables de conception, ce qui n'est pas toujours vérifié en pratique. Vu l'importance de ces méthodes, plusieurs études sont menées pour étudier en détails les différentes étapes de ces méthodes, leur limites d'application et la validité des résultats obtenus selon les données disponibles afin de bien les améliorer selon les besoins industriels. **Tebbi** (2005).

1.6. Application au domaine des ouvrages hydraulique

Dans le domaine des ouvrages hydraulique, nous notons un intérêt croissant de la Communauté scientifique pour l'application des approches probabilistes dans le dimensionnement et l'analyse de la stabilité de ces structures. Parmi les quels nous pouvons citer :

Dans le domaine des réservoirs de stockage, peu de travaux ont été publiés sur l'utilisation des approches probabilistes. Nous citons les travaux de Berahman et al(2009) qui ont porté sur l'évaluation de la vulnérabilité sismique des réservoirs de stockage en acier, en développant un modèle probabiliste des modes de défaillance. (Sani et al, 2014), en se basant sur la méthode d'approximation FORM, ont étudié la défaillance d'un réservoir rectangulaire enterré en béton, considérant trois modes de ruine (flexion, cisaillement et torsion). Quant aux réservoirs surélevés en béton, (Möller et al, 1992), en se basant sur une méthode probabiliste, ont développé une méthodologie simple pour concevoir la section circulaire du support des réservoirs surélevé en béton armé, avec une probabilité de défaillance tolérable, (Aliche, 2016) a appliqué la méthode de Monté Carlo pour analyser les fonctions de défaillance liées à la stabilité d'ensemble d'un réservoir surélevé. Cette approche fiabiliste tient compte principalement de deux paramètres, d'abord la charge hydraulique dans la cuve du réservoir qui est une fonction du temps puis l'accélération sismique considérée comme une variable aléatoire dépendant de la zone sismique et du type de site d'implantation. Les incertitudes qui entachent les modèles mécaniques sont prises en considération dans les études déterministe par la notion des coefficients partiels de sécurité. Or, Il en ressort de son travail que sous l'effet d'une action sismique, l'ouvrage étudié atteint des niveaux de défaillance qui sort des plages des valeurs acceptables ; ce qui rend ces coefficient incapable de refléter le niveau de fiabilité de l'ouvrage. Pour remédier à ce problème, il serait intéressant de procéder dans les études futures au calibrage de ces coefficients, en les déduisant à partir des niveaux de

fiabilité cibles, tenant compte de l'aspect économique. Il en ressort aussi que dans l'analyse déterministe, seul l'effet hydrodynamique, représentant l'interaction fluide-structure est pris en considération. Or, l'un des résultats les plus pertinents tirés, réside dans l'influence du site d'implantation sur la fiabilité de l'ouvrage. L'idée serait alors de faire une analyse plus approfondie dont l'objectif est de développer un modèle qui sera capable d'intégrer d'une part l'effet de l'interaction sol-structure, dont un modèle déterministe est déjà proposé par (Livaoglu, 2008), et d'intégrer d'autre part les vérifications du phénomène de résonance déjà constaté par Zacek (2004) dans le domaine du bâtiment, et qu'il a mis en évidence dans son étude, tout en prenant en considération l'aspect aléatoire des caractéristiques mécaniques du sol (coefficient de cohésion C et l'angle de frottement ϕ).

A. Rabia et Allioua (2013). Ont évalué le comportement d'un ouvrage existant dans le but de prédire sa réaction en cas de séisme et l'étendu des dommages que la structure pourrait subir. Pour se faire, ils ont procédé à l'exécution d'une analyse non linéaire pushover.

Dans le domaine des barrages et retenus collinaires on site :

Les travaux de Lupoi et al (2011) ont porté sur le développement d'une méthode probabiliste de l'évaluation sismique capable de gérer la complexité physique de l'endommagement du système fondation-barrage et les incertitudes concernant les données structurelles et les actions extérieures.

Gholizad et al (2012) ont proposé dans le domaine des structures offshores, une méthode d'évaluation de la fiabilité, qui prend en considération différents scénarios de défaillance en fatigue de la plateforme. Cette approche fournit des informations plus détaillées sur le comportement en fatigue des différents éléments de la structure.

Peyras et al (2012) se sont intéressés au développement d'une méthodologie de mise en œuvre de couplage de la méthode de la sûreté de fonctionnement (AMDEC) et les méthodes de fiabilité permettant d'évaluer la sécurité structurelle des barrages.

Amirouche. C (2015) Leurs travaux s'articule sur une analyse de la fiabilité sismique d'une digue homogène en matériaux locaux. L'originalité de ce travail réside dans la présentation d'une analyse de la stabilité d'une digue par une approche probabiliste, en se basant sur la méthode **Fellenius** simplifiée et en utilisant la simulation de Monte Carlo classique. La variable aléatoire considérée dans cette étude est le coefficient d'accélération de zone sismique A. Chaouadi. T (2016), dans la continuité du travail d'Amirouche, a analysé une digue homogène en matériau locaux par une étude mécano fiabiliste, en tenant compte cette fois-ci de la ligne de saturation.

Aissiouane. S et Khimeche. (2016) Leur étude consiste en une analyse mécano-fiabiliste de la stabilité au glissement d'une digue zonée de retenue collinaire, en utilisant à la fois la méthode de Fellenius et la simulation de Monte Carlo classique. La variable aléatoire considérée est le coefficient d'accélération de zone sismique « A », en tenant compte de la ligne de saturation. Les résultats ont démontré que la probabilité de défaillance P_f de la digue sans tenir compte de la ligne de saturation, a donné $P_f < P_{fadm}$ uniquement pour la zone I, qui est inférieure à la probabilité admissible 10^{-3} . Cependant, tenant compte de la ligne de saturation, la condition de la stabilité n'est vérifiée pour aucune des zones sismiques ($P_f > P_{fimit}$). Par ailleurs l'optimisation de l'angle β les a mené à conclure qu'il est nécessaire de prendre en compte tous les paramètres possibles afin d'assurer la stabilité de talus de la digue au glissement, au niveau des bureaux d'études techniques, en phase de conception.

On présente dans le Tableau 1 un comparatif des deux approches introduites précédemment détaillant la nature des paramètres, des incertitudes et du calcul dans chacun des cas.

Tableau 1.1 : Comparatif des différentes approches d'évaluation de la performance des structures.

	Déterministe	Probabiliste
Paramètres	Déterministe	Variable aléatoire
Incertitudes	Coefficient globale	Lois de probabilité
Calcul	Déterministe	Probabiliste

Conclusion

Après avoir présenté les différentes méthodes d'analyse non linéaire des structures nous avons opté pour la méthode de capacité spectrale défini dans l'ATC 40 pour le calcul déterministe du réservoir lequel fera l'objet du deuxième chapitre.

Une analyse fiabiliste du comportement non linéaire du réservoir sera menée au troisième chapitre en utilisant la méthode de simulation de Monté Carlo classique.

Notre choix est porté sur ces deux méthodes en raison de leur simplicité et de l'étendue de leur utilisation dans le domaine de la construction.

Chapitre 2 :
Analyse non linéaire
d'un réservoir
surélevé de capacité de
200m³.

Introduction

Dans le cadre de ce deuxième chapitre nous nous intéresserons à l'analyse non linéaire d'un réservoir surélevé. La méthode utilisée est celle de la capacité spectrale définie par Applied Technology Council (ATC 40, 1996). L'objectif visé est la détermination du point de performance de la structure, qui nous permettra d'obtenir le déplacement maximal, afin de vérifier la stabilité de la structure.

2.1. Présentation de la méthode de capacité spectrale (ATC 40)

La méthode de capacité spectrale est une procédure statique non linéaire dite « Pushover », qui utilise l'intersection de la courbe de capacité et un spectre de réponse réduit pour estimer le déplacement maximal. Elle fournit une représentation graphique de la courbe de capacité « force-déplacement globale de la structure » et la compare aux représentations des spectres de réponse des demandes sismiques. Elle est un dispositif très utile dans l'évaluation et la rénovation des structures en béton existants. La représentation graphique donne une image claire de la façon dont une structure répond aux mouvements du sol lors d'un séisme.

2.1.1. Principe fondamentale de la méthode de capacité spectrale (ATC 40)

La méthode de capacité spectrale, nécessite la détermination de trois éléments clés ; qui sont la demande (l'action sismique), la capacité (l'aptitude de la structure à résister au séisme) et la performance. Chacun de ces éléments est brièvement discuté ci-dessous :

a. Capacité

La capacité globale d'une structure dépend de la force et des capacités de déformation de la composante individuelle de la structure. Afin de déterminer les capacités au-delà des limites élastiques, une certaine forme d'analyse non linéaire, telle que la procédure « Pushover », est nécessaire. Cette procédure utilise une série d'analyses élastiques successives, superposées à l'approximation d'un diagramme de capacité force-déplacement de la structure globale. Une distribution de force latérale est appliquée jusqu'à ce que la structure devienne instable ou jusqu'à ce qu'une limite prédéterminée soit atteinte. La courbe de capacité « Pushover » se rapproche de la manière dont les structures se comportent après avoir dépassé leurs limites élastiques.

b. Demande (déplacement)

Les mouvements du sol pendant un séisme produisent des motifs de déplacements horizontaux complexes dans des structures qui peuvent varier avec le temps. Le suivi de ce mouvement à chaque pas de temps, pour déterminer les exigences de conception structurelle est jugé complexe. La procédure d'analyse statique linéaire utilise un mode de chargement latéral statique pour calculer les demandes de déplacement et forces pour chaque élément de la structure, résultants des mouvements sismiques terrestres. Ces demandes sont comparées avec les capacités des éléments structurels. Les méthodes d'analyses linéaires traditionnelles utilisent des forces latérales pour représenter une condition de conception. Pour les méthodes non linéaires, il est plus facile et plus direct d'utiliser un ensemble de déplacement latéral comme condition de conception. Pour une structure donnée et un mouvement du sol, la demande de déplacement est une estimation de la réponse maximale attendue du bâtiment pendant le mouvement du sol.

c. Performance

Une fois qu'une courbe de capacité et un déplacement de la demande sont définis, une vérification de performance peut être effectuée. Un essai de performance vérifie que les composants structurels et non structurels ne sont pas endommagés au-delà des limites acceptables de l'objectif de performance pour les forces et les déplacements impliqués par la demande de déplacement.

Les étapes suivantes fournissent des procédures pour déterminer la capacité, la demande et la performance, en utilisant la méthode de capacité spectrale.

2.1.1.1. Détermination de la courbe de capacité

La procédure Pushover comme le nom l'indique est le processus de poussé horizontale, avec un motif de chargement prescrit, progressivement, jusqu'à ce que la structure atteigne un état limite.

La capacité de la structure est représentée par une courbe de pression (Pushover). Le moyen le plus pratique de tracer la courbe force-déplacement est le suivi de l'effort tranchant à la base \mathbf{V} et le déplacement induit au sommet \mathbf{d} , comme le montre la figure 2.1.

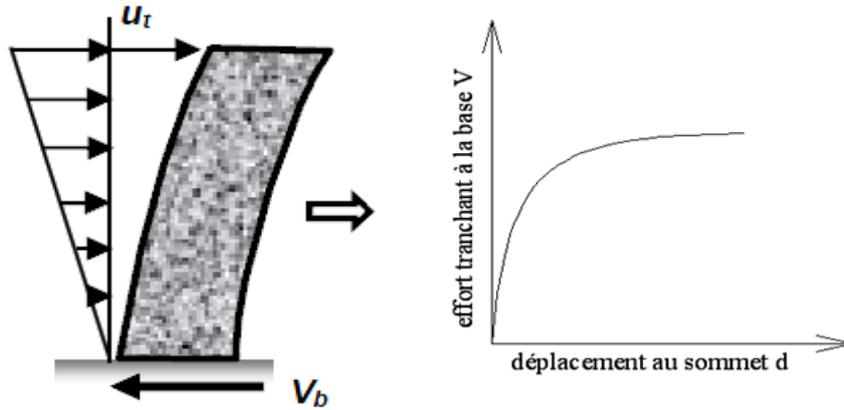


Figure 2.1 : La courbe de pression (Pushover).

2.1.1.2. Transformation de la courbe de capacité en spectre de capacité

Pour utiliser la méthode du spectre de capacité, il est nécessaire de convertir la courbe de capacité, qui est sous forme d'effort tranchant à la base et de déplacement au sommet ($V - d$) en ce qu'on appelle le spectre de capacité, qui est une représentation en format accélération spectrale – déplacement spectral ($S_a - S_d$) ; tel que l'illustre la figure 2 .2.

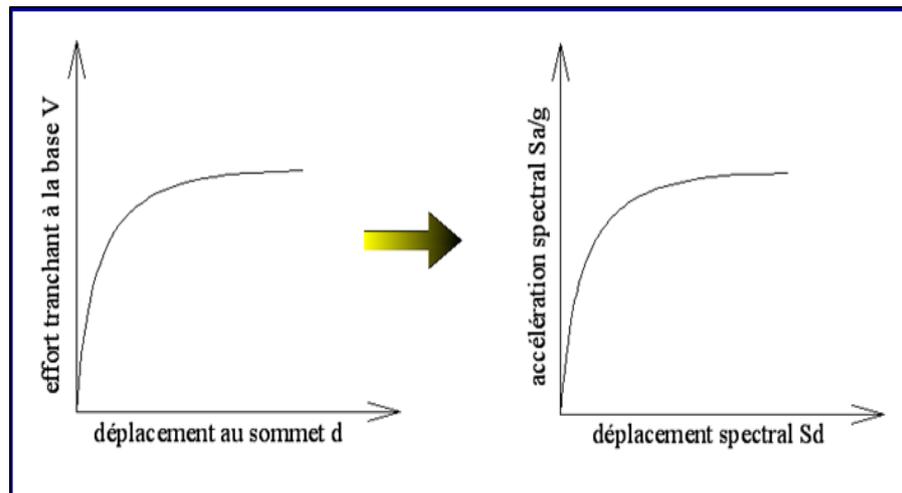


Figure 2.2 : Transformation de la courbe de capacité en format (Sa-Sd).

Les équations requises pour faire la transformation de la courbe de capacité en format accélération-déplacement sont données comme suit (ATC40, 1996):

$$S_a = \frac{V/w}{\alpha_1} \tag{2.1}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \phi_{roof,1}} \tag{2.2}$$

avec :

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1})/g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2)/g} \tag{2.3}$$

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g]^2}{[\sum_{i=1}^N w_i / g][\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g]} \quad (2.4)$$

où :

S_a : accélération spectrale ;

V : cisaillement à la base ;

W : poids total de la structure ;

α_1 : coefficient de masse modal du mode fondamental ;

S_d : déplacement spectral ;

Δ_{roof} : déplacement au sommet ;

Pf_1 : facteur de participation modal du mode fondamental ;

ϕ_1 : amplitude du mode fondamental ;

N : Niveau N le niveau qui est le plus élevé dans la partie principale de la structure.

2.1.1.3. Détermination de la demande sismique

La demande sismique est obtenue par la réduction du spectre de réponse élastique amorti à 5% par des facteurs qui dépendent de l'amortissement effectif de la structure. Les étapes à suivre pour déterminer la demande sismique sont :

- détermination du spectre élastique amorti à 5%,
- transformation du spectre élastique (Sa-T) en format (Sa-Sd),
- Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité.

a- Détermination spectre élastique amorti à 5% en format (Sa-T)

Le spectre de demande (ou spectre de réponse) est une représentation de l'évaluation du séisme (figures 2.3).

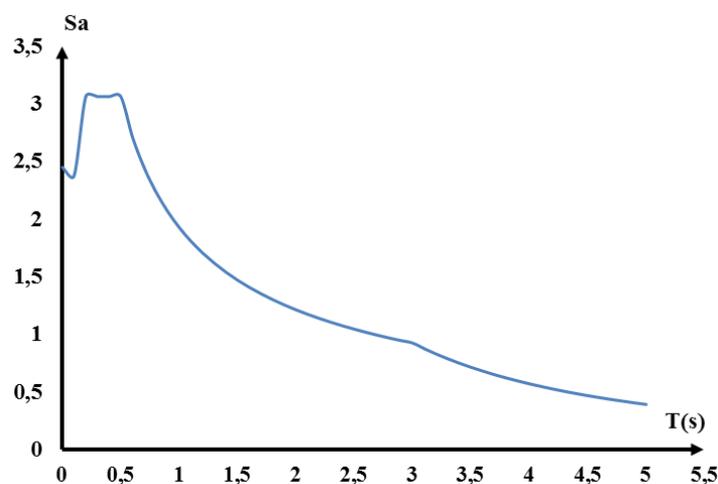


Figure 2.3 : Spectre de réponse élastique format (Sa-T).

Le spectre est défini dans le (RPA, 2003) par les formules (2.5) suivantes :

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

A : coefficient d'accélération de zone dépendant de la zone sismique et du groupe d'usage de l'ouvrage (tableau 2.1) :

Tableau 2.1 : Valeurs de coefficient d'accélération de zone(RPA,2003).

Zone sismique				
Groupe d'usage	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III
Groupe d'usage 1A	0,15	0,25	0,3	0,4
Groupe d'usage 1B	0,12	0,20	0,25	0,30
Groupe d'usage 2	0,10	0,15	0,2	0,25
Groupe d'usage 3	0,07	0,10	0,14	0,18

T1, T2: sont des périodes caractéristiques associées à la catégorie du site d'implantation (tableau 2.2)

Tableau 2.2 : Les valeurs des périodes caractéristiques T1 et T2 (RPA,2003).

Site	Site 1(site rocheux)	Site 2(site ferme)	Site 3 (site meuble)	Site 4(site très meuble)
T1(sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T2(sec)	0,3	0,4	0,5	0,7

R : représente le coefficient de comportement global de la structure. Sa valeur unique est donnée en fonction du système de contreventement (tableau 2.3) :

Tableau 2.3 : Extrait du tableau de coefficients de comportement global R de la structure (RPA,2003).

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

η : est un facteur de correction d'amortissement, lequel est fonction du pourcentage d'amortissement critique ξ dont la valeur dépend du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad (2.6)$$

Q : est le facteur de qualité de la structure (tableau 2.4) :

Tableau 2.4 : Valeurs de facteur de qualité de la structure (RPA,2003).

Critère q	Pq	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	1,00

Remarque : Le facteur d'amortissement effectif β_{eff} (défini dans le règlement ATC 40) est noté (ξ) dans le règlement parasismique algérien (RPA2003).

b- Transformation de spectre élastique

Pour appliquer la méthode du spectre de capacité, le spectre de réponse élastique doit être transformé du format traditionnel accélérations-périodes (S_a -T) (figure2.3), au format accélérations-déplacements (S_a - S_d) (figure2.4), en utilisant la relation (2.7) suivante :

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (2.7)$$

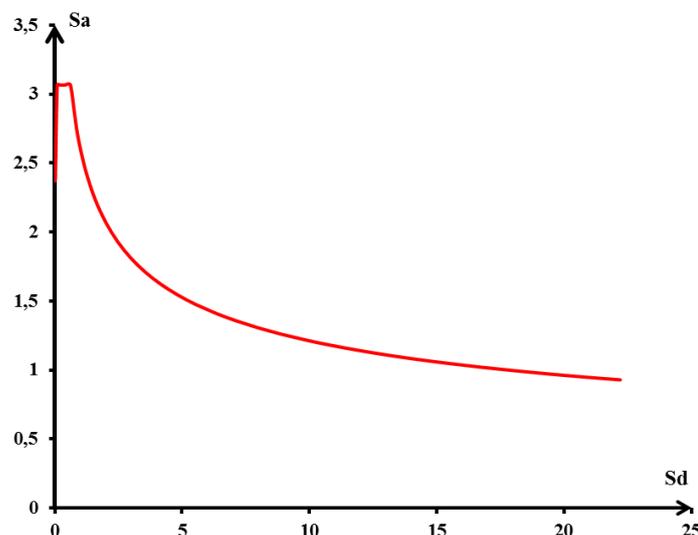


Figure 2.4 : Spectre de réponse élastique format (S_a - S_d).

c- Idéalisat on bilinéaire de la courbe de capacité

Une représentation bilinéaire du spectre de capacité est nécessaire pour estimer l'amortissement effectif (β_{eff}). La construction de la représentation bilinéaire exige la définition du point (a^* ; d^*). Ce point est le point de performance d'essai.

Pour construire la représentation bilinéaire, on procède comme suit :

Tracer une ligne de l'origine. La pente de cette ligne est égale à la rigidité initiale de la structure. En prolongeant cette ligne nous obtenons r intersection avec le spectre amorti à 5%. La projection verticale à partir ce point nous donne une intersection avec la courbe de capacité au point (d^* ; a^*) comme le montre la figure 2.5.

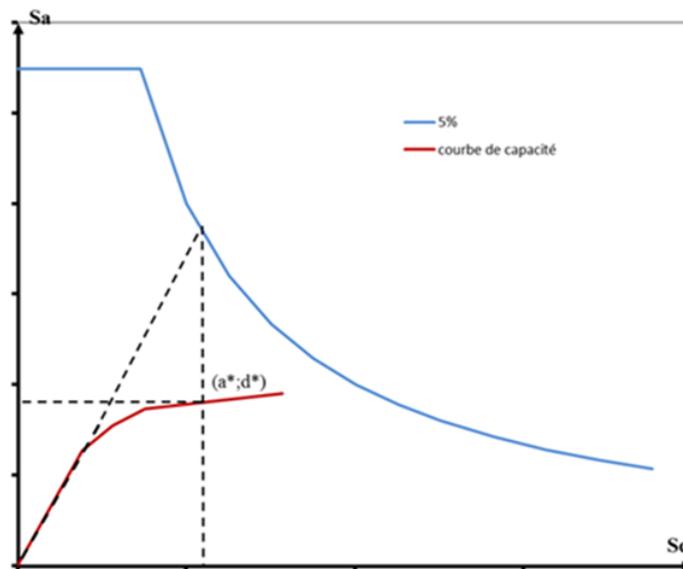


Figure 2.5 : Détermination de point de performance d'essai.

Tracer une deuxième ligne à partir du point de performance d'essai (a^* , d^*) ; incliner cette ligne de telle sorte que l'intersection avec la première ligne au point (a_y, d_y) assure l'égalité des aires A_1 et A_2 (figure 2.6).

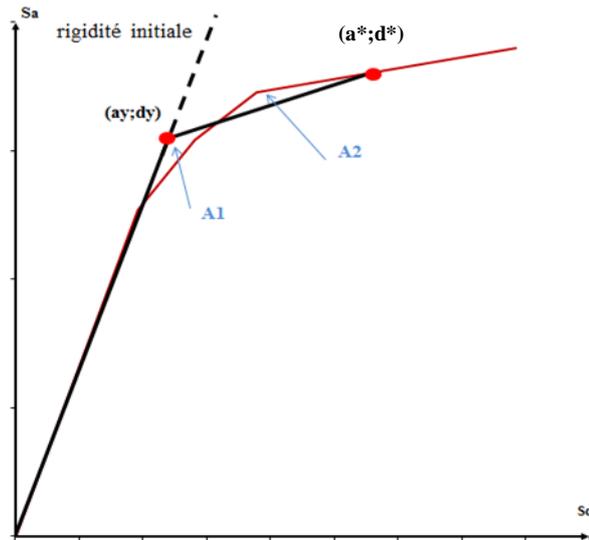


Figure 2.6 : Idéalisation de la bilinéaire de la courbe de capacité.

L'intention de définir la zone A1 égale à la zone A2 est d'avoir une surface égale sous le spectre de capacité et sa représentation bilinéaire, c'est-à-dire avoir une énergie égale associée à chaque courbe.

2.1.1.4. Détermination de l'amortissement effectif et réduction du spectre élastique

L'amortissement qui se produit lorsque le mouvement d'un séisme entraîne une structure dans la gamme inélastique peut être considéré comme une combinaison d'amortissements visqueux inhérents à la structure et l'amortissement d'hystérésis.

L'amortissement d'hystérésis est lié à la zone à l'intérieur des boucles qui se forment lorsque la force de tremblement de terre (cisaillement de base) est tracée par rapport au déplacement de la structure. L'amortissement hystérétique peut être représenté comme amortissement visqueux équivalent à l'aide d'équations disponibles dans la littérature (ATC 40,1996).

L'amortissement visqueux équivalent, β_{eff} , associé à un déplacement maximal Δ_{max} , peut être estimé à partir de l'équation suivante:

$$\beta_{eff} = \beta_0 + 5 \% \quad (2.8)$$

Le règlement **ATC 40**, d'après Chopra (1995), propose de déterminer le terme (β_0) en utilisant l'équation (2.9) suivante :

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \quad (2.9)$$

La signification physique des termes E_D et E_{S0} dans l'équation (2.9) est illustrée à la figure 2.7.

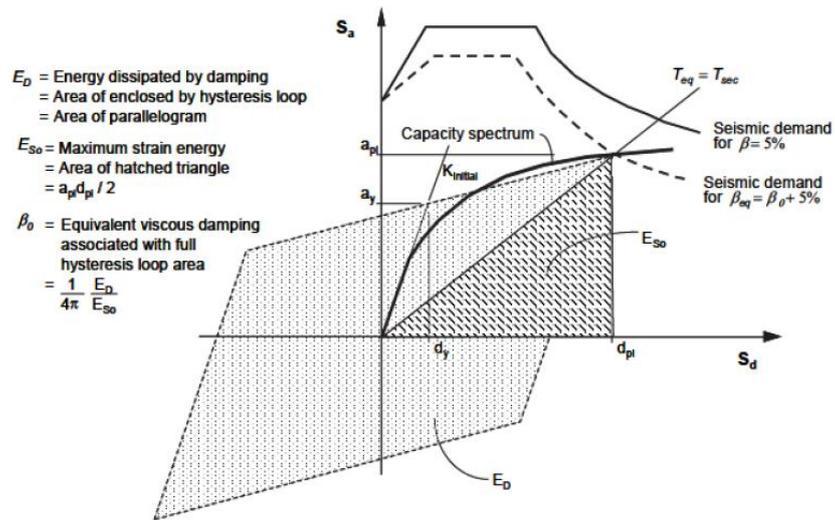


Figure 2.7 : Schématisation de l'énergie dissipée par la structure.

E_D : énergie dissipée par amortissement équivalent,

E_{so} = énergie de déformation maximale.

Le développement de l'équation (2.9), donné en annexe C donne une autre écriture du terme (β_0) qui est fonction des points (a_{pi} ; d_{pi}) et (a_y ; d_y):

$$\beta_0 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \tag{2.10}$$

Ainsi, l'équation (2.8) de l'amortissement visqueux équivalent, β_{eff} s'écrit :

$$\beta_{eff} = \beta_0 + 5\% = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5\% \tag{2.11}$$

Un facteur k de modification de l'amortissement est introduit dans l'équation (2.11) pour la mesure de l'excès à laquelle l'hystérésis réelle de la structure est bien représentée par le parallélogramme de la (figure 2.8), soit initialement, ou après la dégradation.

$$\beta_{eff} = k\beta_0 + 5\% = \frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5\% \tag{2.12}$$

Le facteur k dépend du comportement structurel de l'ouvrage (Tableau 2.5). Il dépend à son tour de la qualité du système de résistance sismique et de la durée du

tremblement de terre tableau (2.6) . Et le règlement ATC 40 propose trois types de comportement (type A,B et C).

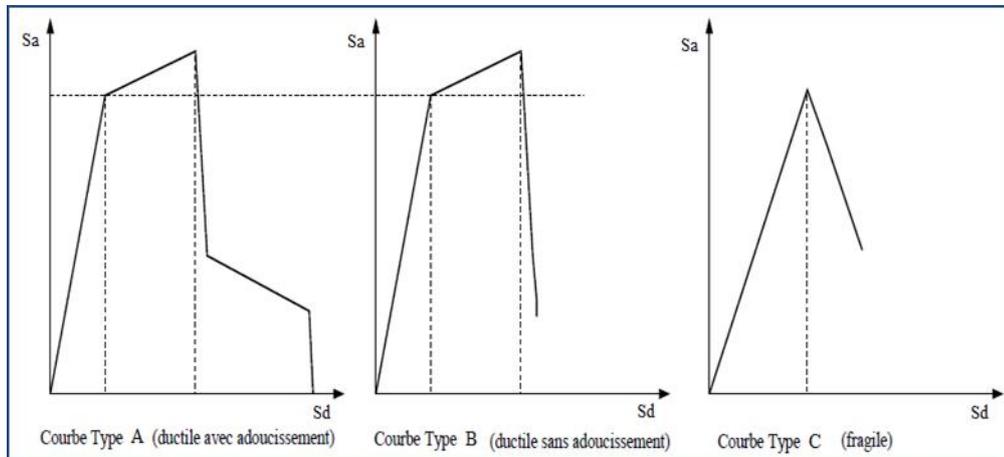


Figure 2.8 : Types de comportement de la structure.

Le type A : représente un comportement ductile avec une boucle d'hystérésis sensiblement similaire à celle de la figure 2.8.

Le type B : représente le comportement semi ductile, la boucle d'hystérésis est relativement réduite par rapport à celle de la figure 2.8.

Le type C : représente le comportement fragile (pas de déformation plastique) la boucle d'hystérésis est très réduite par rapport à celle de la figure 2.8.

Tableau 2.5: Valeurs pour le facteur de modification de l'amortissement.

Type de comportement structurel	$\beta_0(\%)$	K
Type A	$\leq 16,25$	1,0
	$\geq 16,25$	$1,13 - \frac{0,51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type B	≤ 25	0,67
	≥ 25	$0,845 - \frac{0,446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Type C	Toutes les valeurs	0,33

Tableau 2.6: Type de comportement structurel.

Durée du séisme	Structures neuves	Structure existantes	Structures dégradées
Court	Type A	Type B	Type C
Long	Type B	Type C	Type C

2.1.1.5 Détermination de point de performance

Trois procédures (A, B et C) sont proposées par l'ATC40 pour la détermination du point de performance. Les procédures A et B sont des méthodes analytiques basées sur des formules mathématiques, tandis que la procédure C est une méthode graphique.

Dans ce qui suit, nous présentons la procédure B, faisant l'objet de notre étude.

❖ Procédure B

Cette procédure fait une hypothèse simplifiée qui n'est pas faite dans les deux autres procédures. Elle suppose que non seulement la pente initiale de la représentation bilinéaire de la courbe de capacité reste constante, mais aussi, le point (a_y, d_y) et la pente poste-élastique reste constant.

Cette hypothèse simplifiée permet une solution directe sans tirer de multiples courbes car elle force l'amortissement effectif, β_{eff} , à dépendre uniquement des d_{pi} . Les étapes suivantes sont impliquées :

1. développer le spectre de réponse amorti à 5 % approprié au site, en format (Sa-Sd) (paragraphe 2.1.1.3)
2. dessiner le spectre de réponse amorti à 5% et tracez la famille des spectres réduits sur le même graphique. Il est pratique que les spectres tracés correspondent à des valeurs d'amortissement effectives β_{eff} allant de 5% à la valeur maximale autorisée pour le type de comportement structurel de la structure. La valeur maximale pour la construction de type A est de 40%, la construction de type B est de 29% et la construction de type C est de 20% .La figure 2.9 montre un exemple de famille de spectres.

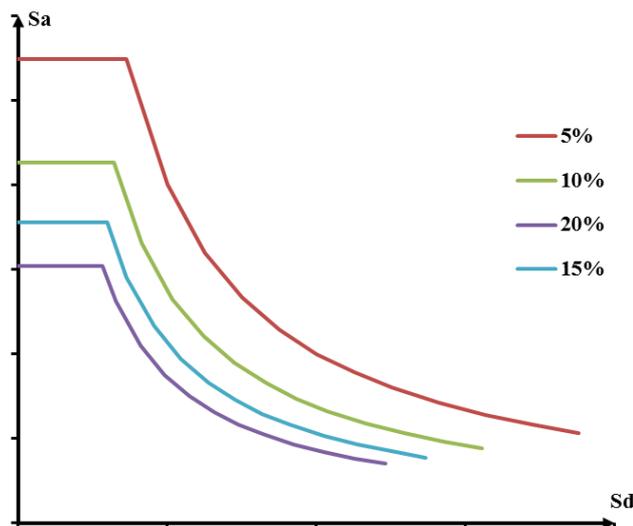


Figure 2.9 : Famille des spectres réduits.

3. Transformer la courbe de capacité en un spectre de capacité (paragraphe 2.1.1.2).
4. Tracer le spectre de capacité sur le même diagramme que la famille des spectres réduits, comme le montre la figure 2-10.

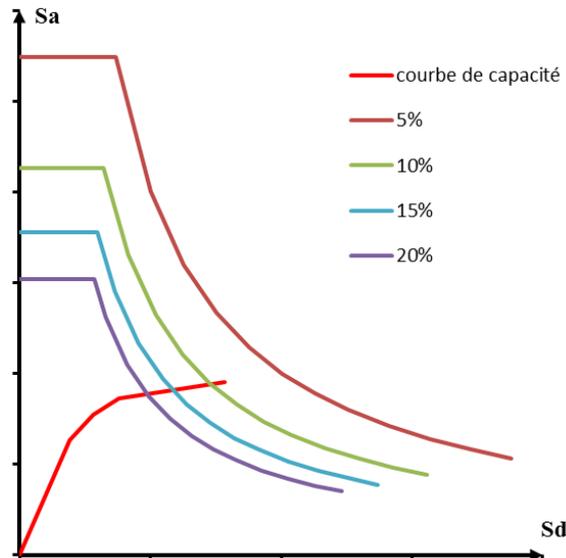


Figure 2.10 : La courbe de capacité et la famille des spectres réduits.

5. Développer une représentation bilinéaire du spectre de capacité en suivant les mêmes étapes de paragraphe (2.1 .1.3-c), comme illustré à la figure (2-11).

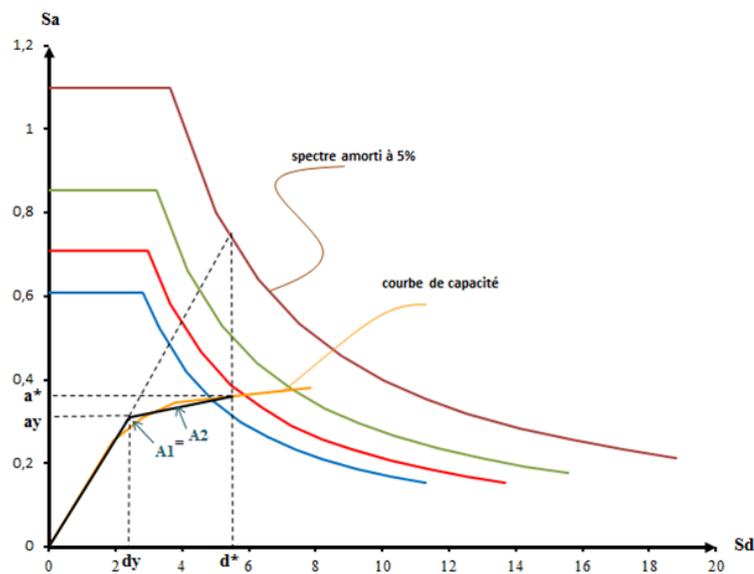


Figure 2.11 : Représentation bilinéaire de la courbe de capacité.

6. Calculer l'amortissement effectif pour différents déplacements au voisinage des points (a*;d*). La pente du segment post-élastique de la représentation bilinéaire du spectre de capacité est donnée par :

$$\text{Pente post-élastique} = \frac{a^* - a_y}{d^* - d_y} \tag{2-13}$$

Pour tout point $(a_{pi}; d_{pi})$, sur le segment post-élastique de la représentation bilinéaire, la pente est donnée par :

$$\text{Pente post-élastique} = \frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \quad (2.14)$$

Comme la pente est constante, les équations (2-13) et (2.14) sont similaires.

$$\frac{a^* - a_y}{d^* - d_y} = \frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \quad (2.15)$$

Résoudre l'équation (2-16) pour a_{pi} en termes de d_{pi} . Appeler a_{pi} résolu pour ces termes, a_{pi}'

$$a_{pi}' = \frac{(a^* - a_y)(d_{pi} - d_y)}{d^* - d_y} + a_y \quad (2.16)$$

Cette valeur peut être remplacée par a_{pi} dans l'équation (2-10) pour obtenir une expression pour β_{eff} qui est en termes d'une seule inconnue, d_{pi} .

$$\beta_{eff} = \frac{63,7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}')}{a_{pi}' d_{pi}} + 5 \quad (2.17)$$

Résoudre l'équation (2.17) pour une série de valeurs de d_{pi} .

7. Pour chaque valeur de d_{pi} considérée à l'étape 5, tracer les points résultants $(d_{pi}; \beta_{eff})$ sur le même graphique que la famille des spectres de la demande et le spectre de capacité, comme illustré à la figure 2.12.

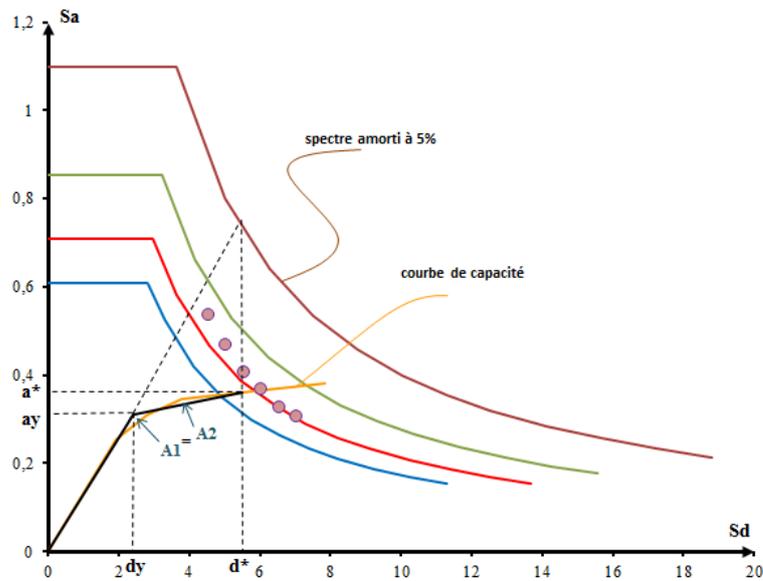


Figure 2.12 : les point $(d_{pi}; \beta_{eff})$ résultants.

8. Comme illustré à la figure 2-13, connectez les points créés à l'étape 6, par une ligne. L'intersection de cette ligne avec le spectre de capacité définit le point de performance.

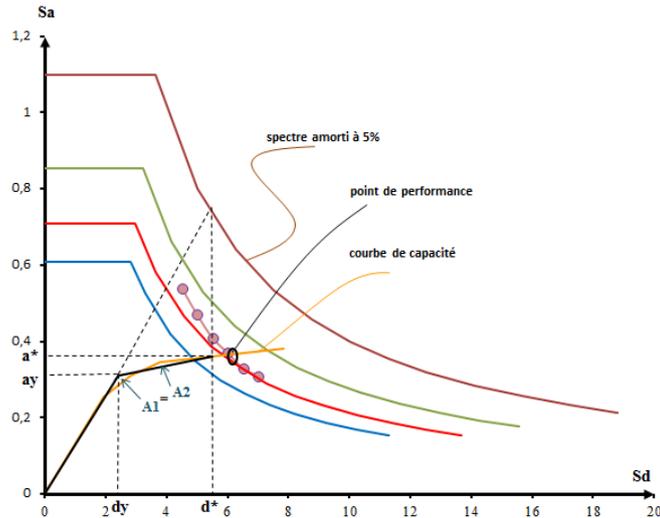


Figure 2.13 : Point de performance.

Remarque : Bien que la procédure B trace les multiples points (d_{pi} , β_{eff}), le seul point (d_{pi} ; β_{eff}), qui a une signification réelle est celui qui se trouve sur le spectre de capacité. Ce point définit le point d'intersection du spectre de capacité avec le spectre de la demande amorti convenable. Et définit ainsi le déplacement de la demande (point de performance). L'organigramme suivant résume la démarche à suivre pour le calcul déterministe :

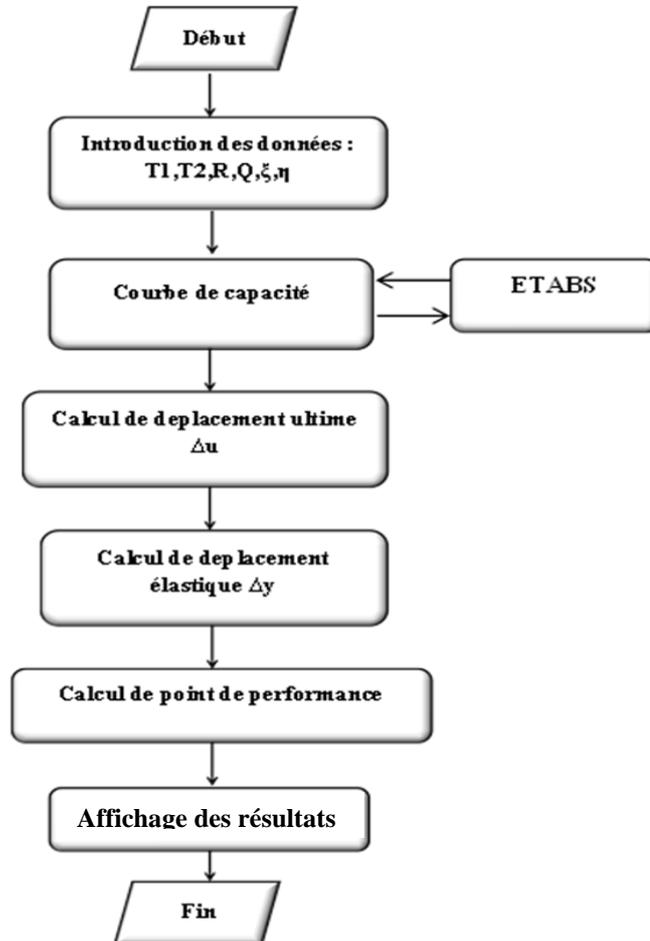


Figure 2.14 : Organigramme des étapes de calcul déterministe.

2. 2. Application de la méthode du capacité spectral pour l'analyse non linéaire d'un réservoir surélevé de capacité de 200 m³

2.2.1. Présentation de l'ouvrage

Le réservoir faisant l'objet de notre analyse, de capacité 200m³; est implanté Tadmaït dans la wilaya de Tizi-ouzou. Cette région est classée selon le règlement parasismique algérien (RPA ,2003) en zone II_a. Le site d'implantation est de catégorie S2 autrement dit site ferme (tableau 2.2). Les réservoirs surélevés sont classés dans le groupe d'usage 1B considéré comme ouvrages de grande importance, c'est à dire des ouvrages publics d'intérêt national ou ayant une importance socioculturelle et économique certaine.

Le réservoir en question est sur pilotis est composé de (figure 2.15) :

- six poteaux rectangulaires de dimensions $b=0,4\text{m}$ et $h=0,4\text{m}$;
- trois entretoises rectangulaires de dimensions $b=0,4\text{m}$ et $h= 0,4\text{m}$;
- une coupole inférieure avec une épaisseur de 10cm ;
- une cuve de capacité de 200m³ et d'une hauteur de 4,8 m ;
- une coupole supérieure d'épaisseur de 10 cm.

La hauteur totale de support est de 13,50 m. La hauteur totale de réservoir est de 19,7 m.

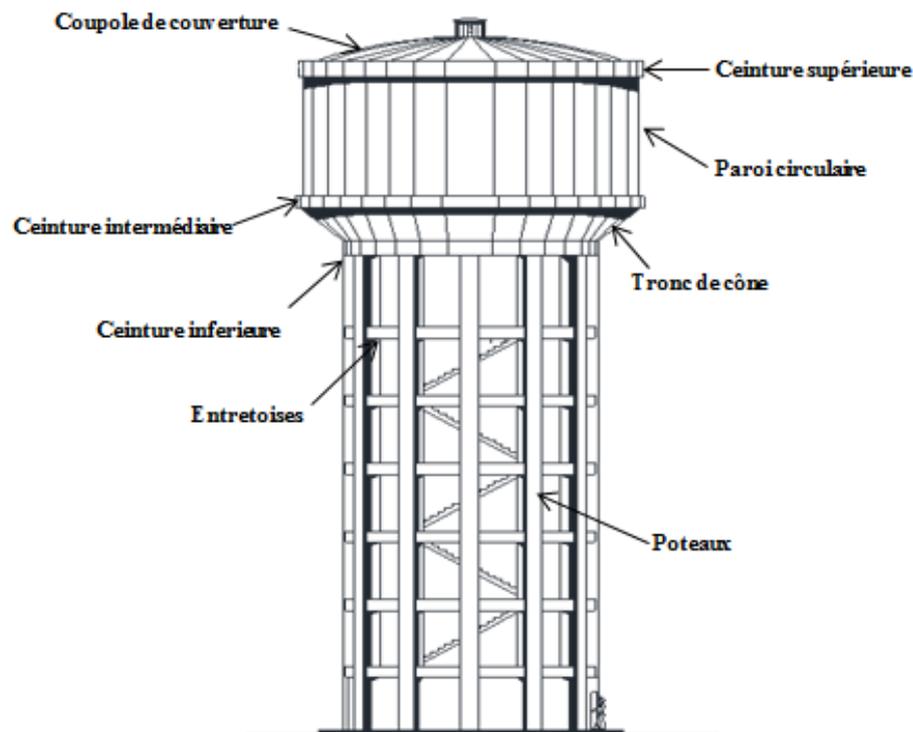


Figure 2.15 : Vue et coupe du réservoir sur pilotis de capacité 200 m³.

2.2.2. Modélisation de l'ouvrage

Pour la modélisation du réservoir, nous avons utilisé le logiciel ETABS[®]. Les étapes de cette modélisation sont présentées en annexe A. L'analyse non linéaire est effectuée par la procédure « Pushover » pour extraire la courbe de capacité.

2.2.3. Résultat de courbe de capacité

Après avoir effectué l'analyse non linéaire, nous avons obtenu la courbe de capacité (figure 2-16), directement en format accélération spectrale-déplacement spectral (Sa-Sd). Cette courbe de capacité est en générale formée par deux phases ; une à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire.

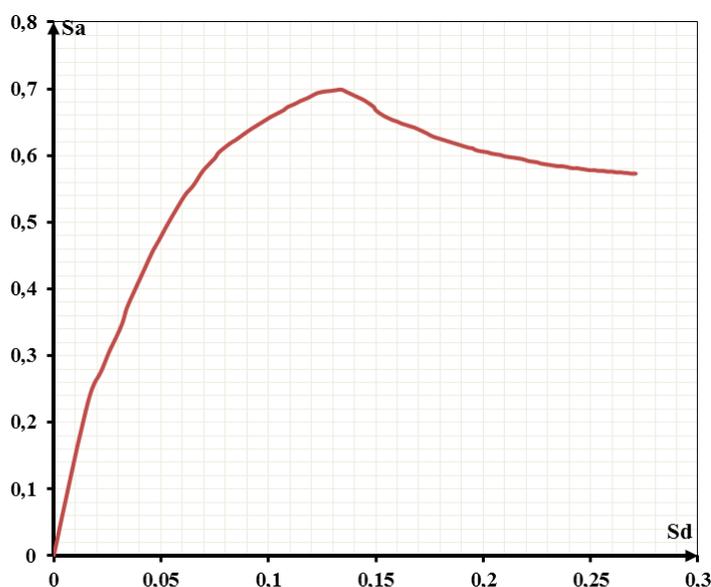


Figure 2.16 : Spectre de capacité.

2.2.4. Détermination du point de performance

Pour obtenir le point de performance de la structure, nous suivons les étapes de la **procédure B** défini précédemment.

a- Développement de spectre amorti à 5%

Les équations (2.5 et 2.6) sont utilisées. Les valeurs des différents paramètres utilisés sont résumées dans le tableau 2.7 et le spectre obtenu est donné en figure 2.17.

Tableau 2.7: Paramètres utilisés dans le spectre de réponse.

Coefficient d'accélération de zone A	0,20	Zone de moyenne sismicité, (IIa)
Pourcentage d'amortissement ξ	5,00	Spectre amorti à 5%
Coefficient comportement structure R	2,00	Structure en pendule inverse
Période caractéristique T1	0,15	Site ferme de (S2)
Période caractéristique T2	0,40	Site ferme de (S2)
Facteur de qualité Q	1,00	Tous les facteurs sont observés
Facteur de correction d'amortissement η	1,00	$\xi = 5\%$

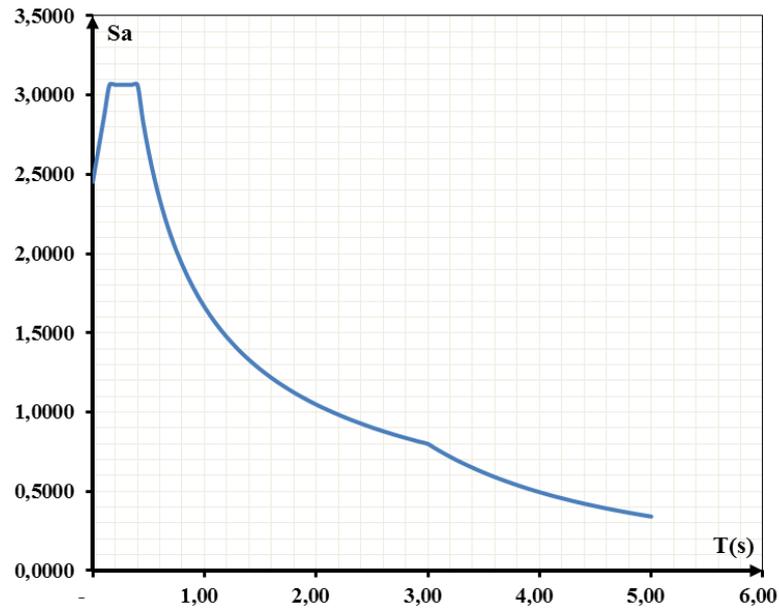


Figure 2.17 : S spectre amorti à 5% approprié au site.

b- Transformation de spectre en format (Sa-T) au format (Sa-Sd)

Cette transformation est effectuée en utilisant l'équation(2.7) le résultat obtenu est représenté en figure 2.18.

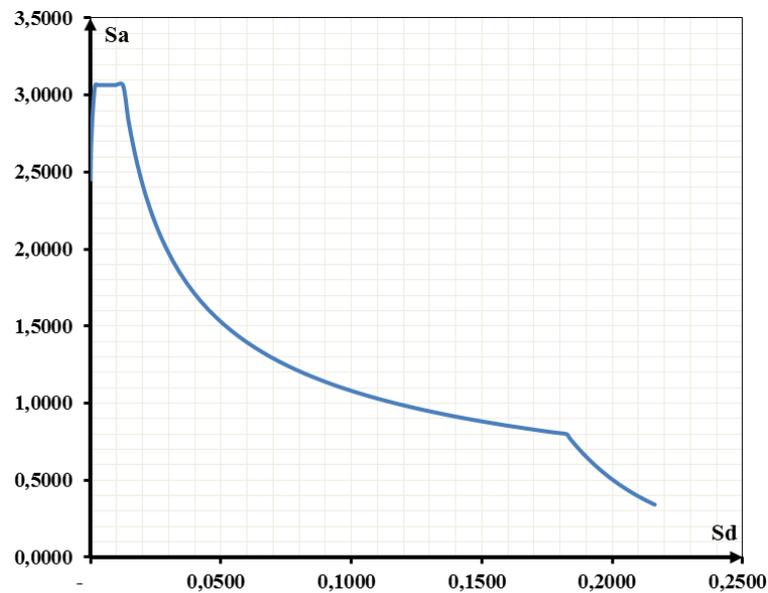


Figure 2.18 : Le spectre amorti à 5% en format Sa-Sd.

La superposition du spectre de capacité avec le spectre de réponse est donnée en figure 2.19.

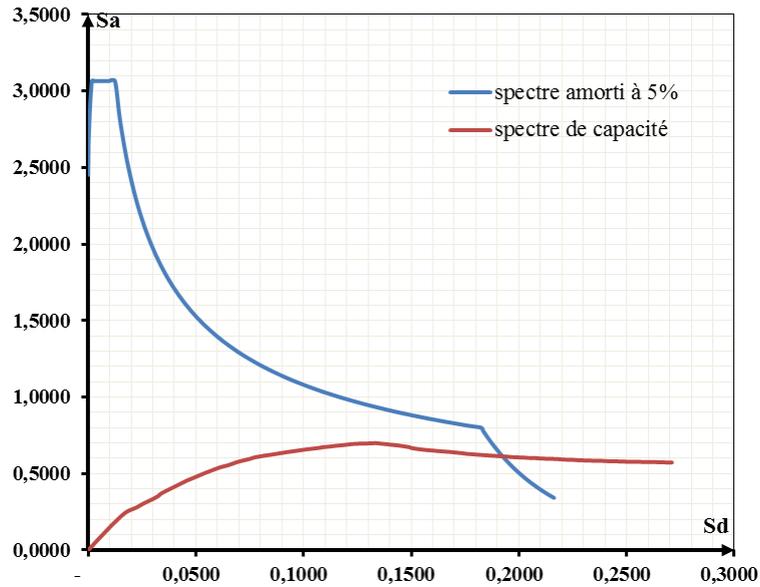


Figure 2.19: Superposition de spectre amorti à 5% et le spectre de capacité.

c- Développement de la bilinéaire

Le développement de la bilinéaire de la courbe de capacité est effectué conformément aux étapes décrites dans le paragraphe (2.1.1 .3-c) . Le logiciel Excel© est utilisé pour définir le point de performance d'essai (a^* ; d^*), ainsi que les coordonnées de point (a_y , d_y). Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau 2.8 et illustrés dans la figure 2.19.

Tableau 2 .8 : Coordonnées des points (a^* ; d^*) et (a_y ; d_y) de la représentation bilinéaire.

Points	Coordonnées
a^*	0,6050000000
d^*	0,0810221836
a_y	0,2183570392
d_y	0,0147350565

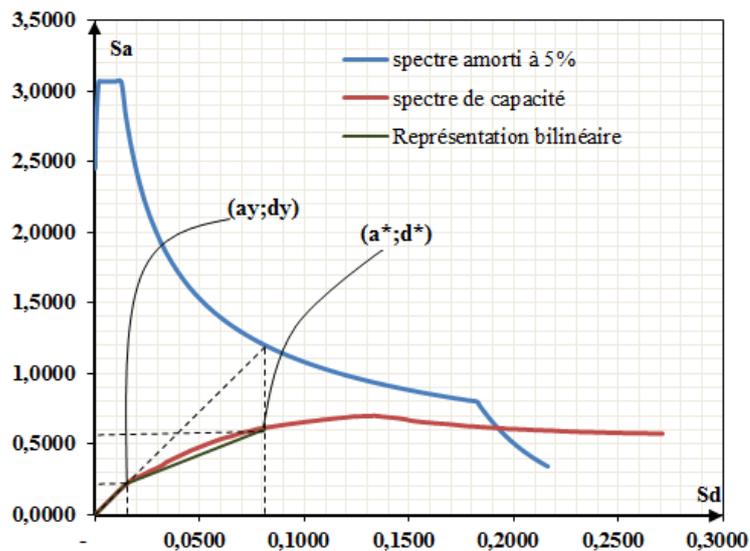


Figure 2.20 : Représentation bilinéaire de la courbe de capacité.

d- Détermination de point de performance

A partir des coordonnées du point (a^* ; d^*), nous avons choisi 06 déplacements au voisinage de d^* . Pour ces valeurs de d_{pi} nous procédons au calcul de l'amortissement effectif (β_{eff}), en utilisant les l'équations (2.10), (2.16) et (2.17). Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau 2.9.

Le facteur k dans l'équation (2-17) est défini en fonction de l'amortissement visqueux équivalent (β_0) et du type de comportement structurel.

D'après la courbe de capacité de la structure nous déduisons qu'elle a un comportement de type B. Les amortissements visqueux équivalents (β_0) calculés dans ce cas sont inférieure a 25%, la valeur du facteur k est prise égale à 0,67 (tableau 2.1). Les résultats de calcul obtenus sont regroupés dans le tableau (2.9)

Tableau 2.9 : les valeurs de déplacement choisis et les amortissements correspondant.

d_{pi}	a_{pi}'	β_0	K	β_{eff}
0,0412	0,3730	14,53449245	0,6700	14,7381
0,0545	0,4503	13,66599727	0,6700	14,1562
0,0678	0,5277	12,50865979	0,6700	13,3808
0,0810	0,6050	11,40588349	0,6700	12,6419
0,0943	0,6823	10,42937185	0,6700	11,9877
0,1075	0,7597	9,581656104	0,6700	11,4197
0,1208	0,8370	8,847959737	0,6700	10,9281

En injectant les valeurs de β_{eff} obtenus dans les équations (2.15et 2.6) ,nous obtenons les différents spectres. L'intersection de ces spectres avec les projections verticales des différents d_{pi} correspondants nous donne un ensemble de point (d_{pi} ; β_{eff}) comme l'illustre la figure (2.21).

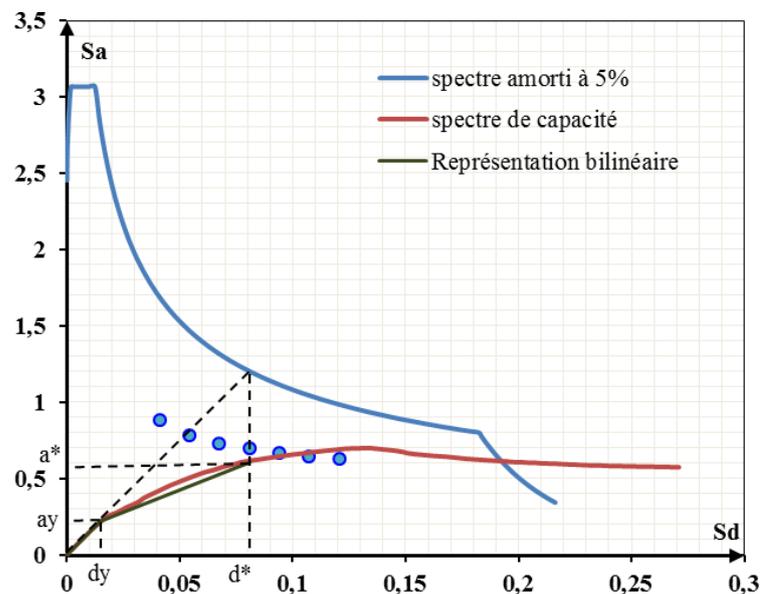


Figure 2.21: Les point (d_{pi} ; β_{eff}) résultants.

En interconnectant les différents points résultants $(d_{pi}; \beta_{eff})$, nous obtenons une courbe. L'intersection de cette courbe avec le spectre de capacité définit le point de performance figure (2.22).

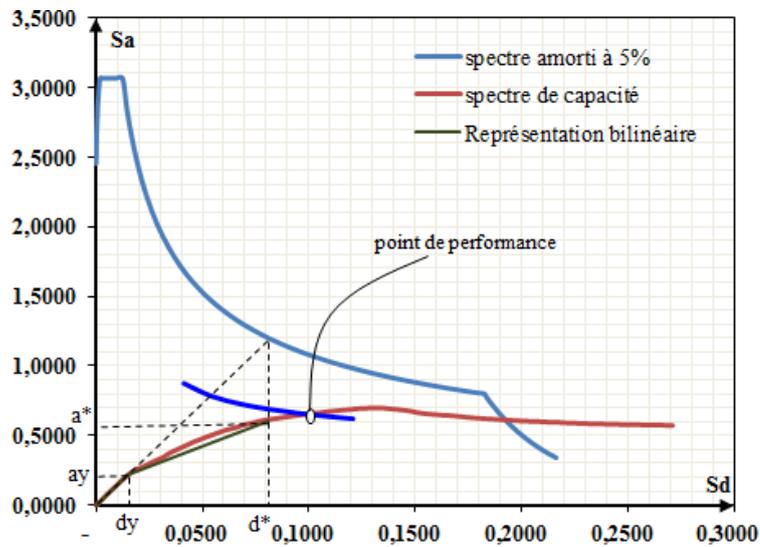


Figure 2.22 : Point de performance.

Le point de performance nous donne le déplacement maximal de la structure et l'amortissement qui lui correspond. Les valeurs correspondantes sont données dans le tableau 2.10 et représentées dans la figure 2.23.

Tableau 2.10 : Coordonnées du point de performance.

Sd de point de performance	0,100099945
Sa de point de performance	0,620626054
L'amortissement effectif β_{eff}	11,7282

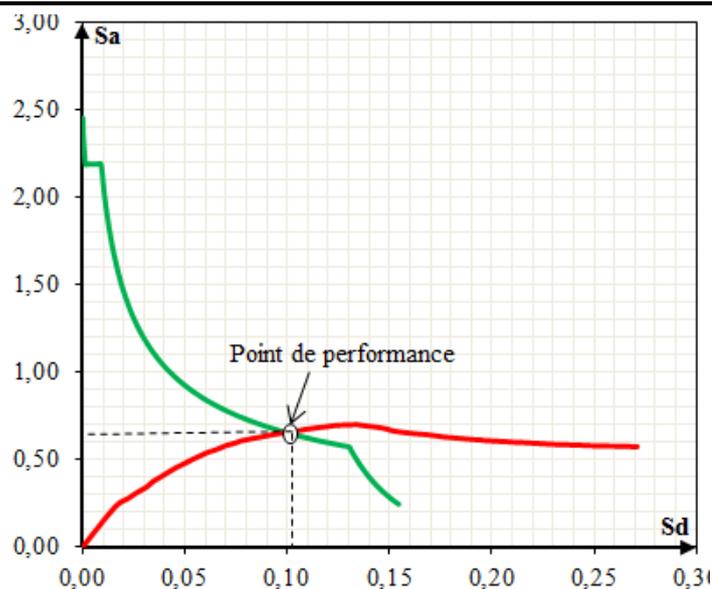


Figure 2.23: Coordonnées du point de performance.

Une fois le point de performance calculé, nous le comparons à un déplacement ultime extrait de la courbe de capacité qui est défini par le passage de la structure de la phase plastique à la ruine.

Pour définir le comportement de la structure à partir du point de performance, trois domaines d'endommagement sont définis. Les limites proposées à ces domaines sont données dans le tableau 2.11 qui suit :

Tableau 2.11 : limite des différents domaines d'endommagement.

Domaines	Limite des domaines	Valeurs des limites des domaines
Domaine vert (DV)	$S_d = \Delta y$	0,02752
Domain orange (DO)	$S_d = 0,8\Delta u$	0,10720
Domaine rouge (DR)	$S_d = \Delta u$	0,13400

Δu : déplacement ultime ;

Δy : déplacement élastique.

D'après la figure 2.24, nous remarquons que le point de performance de notre structure se situe dans le domaine orange. Ainsi, pour la zone d'étude IIa et un site ferme, notre réservoir est stable, autrement dit il convient au site S2.

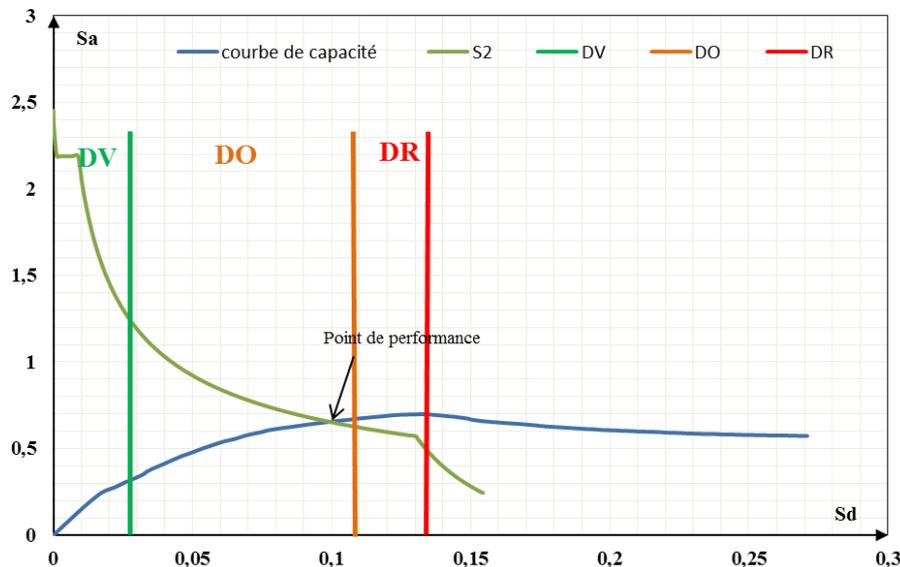


Figure 2.24 : Position de point de performance par rapport aux domaines d'endommagement.

2.2.5. Etude de l'influence de la zone sismique et du site d'implantation sur le réservoir

Pour étudier l'effet de zone sismique et du site d'implantation sur la performance de la structure, nous avons considéré les différentes zones et les différents sites définis dans le RPA(2003). Les résultats du déplacement élastique, du déplacement ultime ainsi que des coordonnées (en déplacement) du point de performance sont présentés dans le tableau 2.12.

Tableau 2.12 : Résultats des points de performance, du déplacement élastique et du déplacement ultime de la structure dans les différentes zones et sites..

Zone	Coef sismique A	site	Δ élastiqué	Pt de performance	Δ ultime
I	0,12	S1	0,0275200	0,035725802	0,134
		S2	0,0275200	0,052952614	0,134
		S3	0,0275200	0,056018853	0,134
		S4	0,0275200	0,072683228	0,134
IIa	0,2	S1	0,0275200	0,068569642	0,134
		S2	0,0275200	0,100099945	0,134
		S3	0,0275200	0,101544219	0,134
		S4	0,0275200	0,154668228	0,134
IIb	0,25	S1	0,0275200	0,087176596	0,134
		S2	0,0275200	0,102714922	0,134
		S3	0,0275200	0,154420571	0,134
		S4	0,0275200	0,16998235	0,134
III	0,3	S1	0,0275200	0,111276192	0,134
		S2	0,0275200	0,144288549	0,134
		S3	0,0275200	0,175864793	0,134
		S4	0,0275200	0,183797688	0,134

Les figures (2.25 ; 2.26 ; 2.27 ; 2.28) montrent la position de point de performance par rapport aux différents domaines d'endommagement définis.

La figure 2.25 montre clairement que le point de performance est dans le domaine orange, donc la structure est stable dans la zone à faible sismicité (zone I), et ce pour les différents sites d'implantation.

Nous remarquons aussi que la valeur du déplacement correspondant au point de performance augmente en fonction du site, en allant du site rocheux au site meuble.

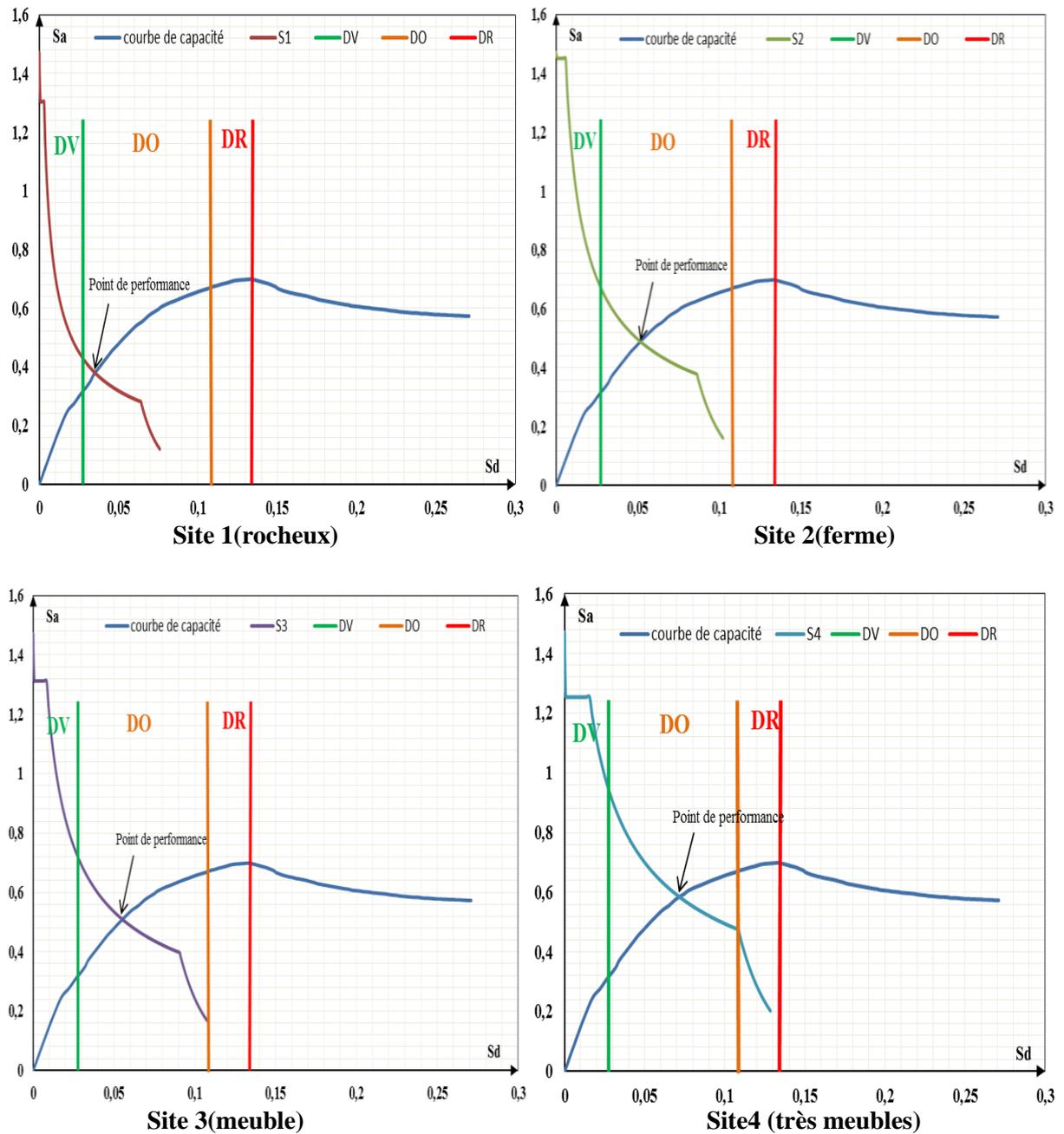


Figure 2.25 : Position de point de performance par rapport aux domaines d'endommagement dans la zone I et les différents sites d'implantation.

Pour la zone IIa de moyenne sismicité, le point de performance se situe dans le domaine orange pour les trois premiers sites rocheux(S1), fermes (S2) et meubles (S3) , et au-delà du domaine rouge pour le site très meuble (S4), comme le montre la figure 2.26.

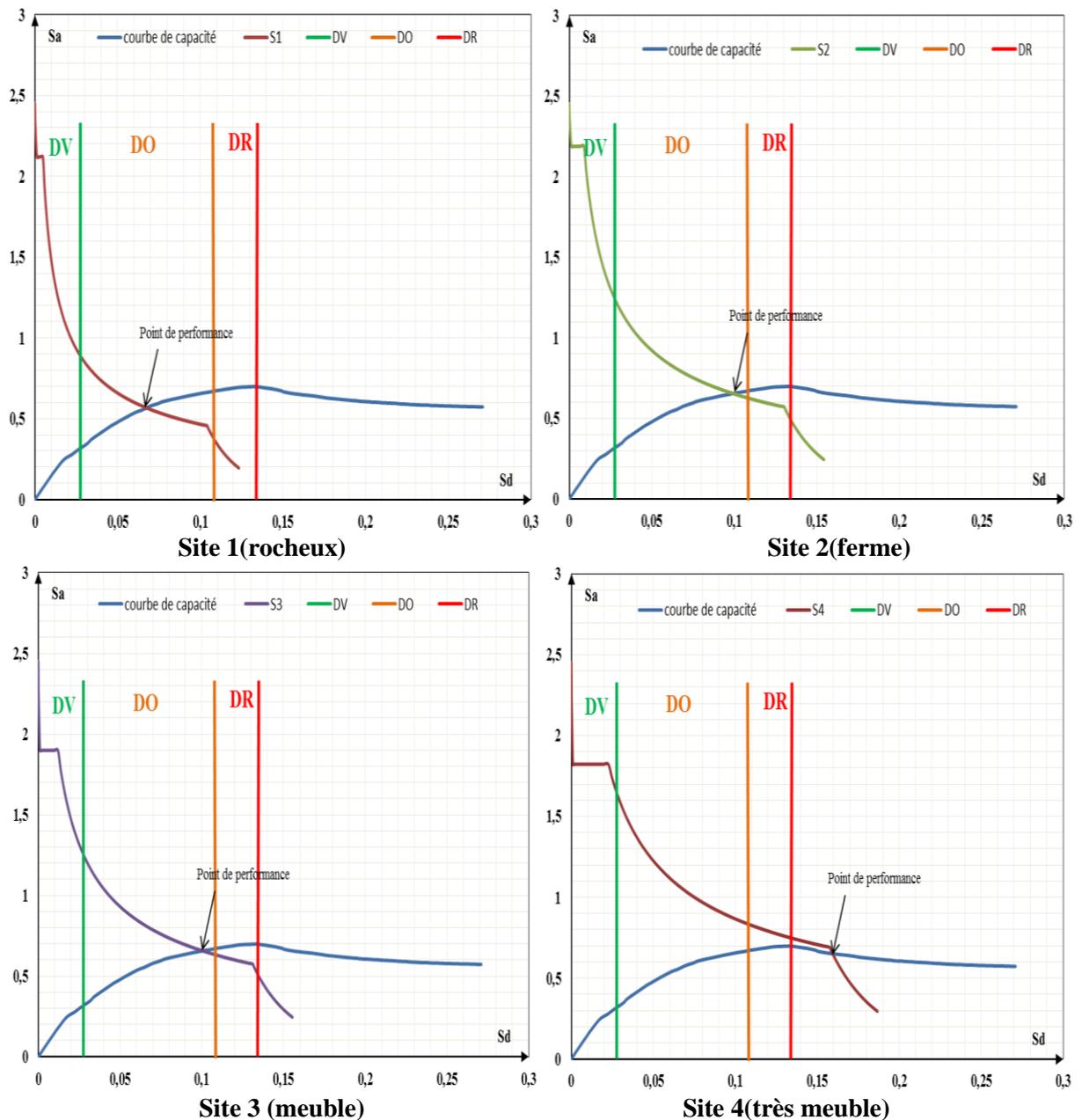


Figure 2.26 : Position de point de performance par rapport aux domaines d'endommagement dans la zone IIa et les différent sites.

Le point de performance dans la zone IIb se situe dans le domaine orange pour le site rocheux (S1) et ferme (S2) et au-delà de domaine rouge pour site meuble(S3) et très meuble (S4) comme l'illustres la figure 2.27.

Du fait que le point de performance est dans le domaine Rouge, implique que cette structure ne convient pas au site meuble et très meuble.

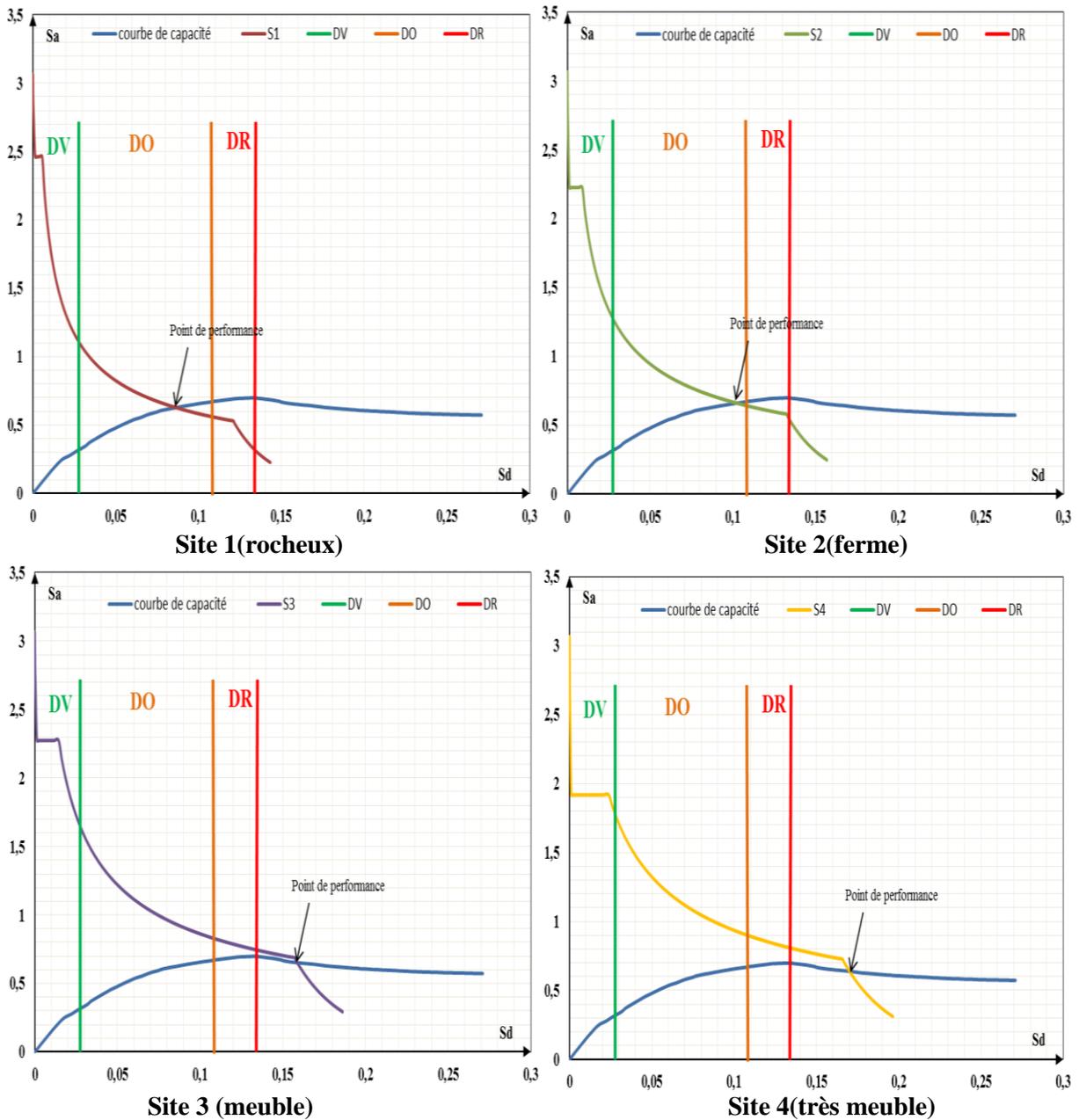


Figure 2.27 : Position de point de performance par rapport aux domaines d'endommagement dans la zone IIb et les différent sites.

La figure 2.28 montre que dans la zone III de très forte sismicité le point de performance se situe dans le domaine rouge ou au-delà de ce domaine.

Nous concluons alors que la structure ne convient pas à la zone III à très forte sismicité.

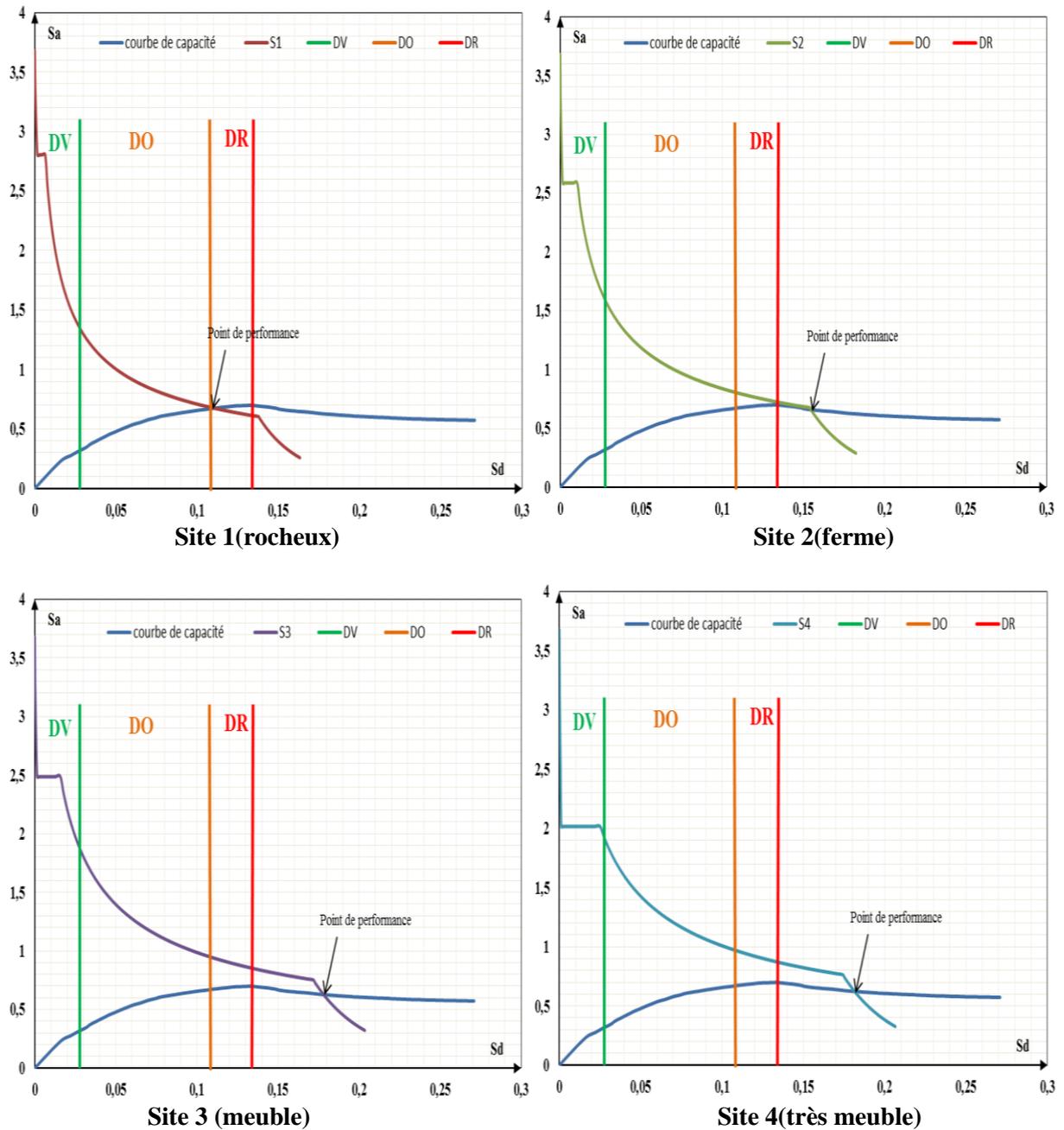


Figure 2.28 : Position de point de performance par rapport aux domaines d'endommagement dans la zone III et les différent sites.

Conclusion :

Le tableau 2.13 présente un récapitulatif des résultats obtenus pour le calcul déterministe des déplacements, en tenant compte de l'effet de la zone sismique et du site d'implantation.

Tableau 2.13 : Récapitulatif des positions des points de performances par rapport aux domaines d'endommagement dans les différentes zones et sites.

Zone	Coef sismique A	site	Position de point de performance
Zone I (faible sismicité)	0,12	S1 (rocheux)	orange
		S2 (ferme)	orange
		S3 (meuble)	orange
		S4 (très meuble)	orange
IIa (moyenne sismicité)	0,2	S1 (rocheux)	orange
		S2 (ferme)	orange
		S3 (meuble)	orange
		S4 (très meuble)	rouge
IIb (forte sismicité)	0,25	S1 (rocheux)	orange
		S2 (ferme)	orange
		S3 (meuble)	rouge
		S4 (très meuble)	rouge
III (très forte sismicité)	0,3	S1 (rocheux)	rouge
		S2 (ferme)	rouge
		S3 (meuble)	rouge
		S4 (très meuble)	rouge

Aussi, il y a lieu de noter que la période fondamentale du réservoir ayant fait l'objet de notre application est donnée par le logiciel ETABS, à savoir $T=0,57s > 0,5s$. Ce qui définit notre structure comme souple (Newmark et Hall).

Nous concluons que ce type de structure ne convient pas à la zone III de très forte sismicité. L'ingénieur civil devra alors penser à changer le type de contreventement et adopter un support en tour ou tour avec raidisseurs.

Pour la zone IIb de forte sismicité, la structure ne convient pas au site meuble (S3) et très meuble (S4), ainsi que pour le site très meuble en la zone Iia. Dans ce cas, il faudra penser à un contreventement plus rigide.

Dans la zone I et pour tous les sites, ainsi que pour la zone IIa sites (S1, S2 et S3) et la zone IIb sites S1 et S2, la structure en pilotis peut être adaptée et convient parfaitement.

*Chapitre 3 : Analyse
fiabiliste d'un
réservoir surélevé*

Introduction

Après avoir effectué une analyse déterministe du comportement non linéaire d'un réservoir, nous proposons dans ce troisième chapitre une analyse fiabiliste pour évaluer la probabilité de défaillance de la structure, tenant compte de la variabilité de l'accélération sismique. La méthode utilisée est celle de Monte Carlo classique. Notons que différentes zones et sites d'implantations seront considérés.

3.1. Critère de défaillance et fonction d'état limite

Dans le cas d'un réservoir surélevé, la structure est considérée comme un pendule inverse ou la masse est concentré au niveau de la partie supérieur. Lors d'un séisme, la stabilité du réservoir est affectée par un mouvement du sol à la base, qui induit un déplacement maximum Δ_{\max} au sommet. La ruine de l'ouvrage est liée directement au dépassement de l'état limite dicté par le déplacement ultime Δ_{ultime} . Ceci nous amène à définir la fonction d'état limite G suivante :

$$G = \Delta_{\text{ultime}} - \Delta_{\max} \quad (3.1)$$

Comme nous l'avons souligné au premier chapitre la probabilité de défaillance P_f correspond à la probabilité d'occurrence de l'événement.

D'où :

$$P_f = P(G(X) \leq 0) \quad (3.2)$$

3.2. Identification des variables

Les paramètres intervenant dans l'analyse non linéaire d'un réservoir surélevé par la méthode de capacité spectrale, effectué au second chapitre, sont illustrés dans le tableau 3.1

Tableau 3.1 : Identification des variables.

Variable	Unités	Observation
Coefficient d'accélération de zone(A)	m/s ²	Aléatoire
Période caractéristique(T1)	(seconde)	Déterministe
Période caractéristique (T2)	(Seconde)	Déterministe
coefficient d'amortissement(ξ)	(%)	Déterministe
Facteur de qualité(Q)	/	Déterministe
Facteur de correction d'amortissement (η)	/	Déterministe
coefficient de comportement de la structure(R)	/	Déterministe

Pour notre étude fiabiliste la variable aléatoire considérée est le coefficient d'accélération de zone (A), qui est donné par le (RPA 2003) en fonction du groupe d'usage et de la zone sismique (tableau 3.2). Notons que les réservoirs sont classés dans le groupe d'usage 1B.

Cette variable aléatoire intervient dans les équations de détermination du spectre élastique.

Tableau 3.2 : Coefficient accélération sismique A.

Groupe d'usage	Zone sismique	Zone I sismicité faible	Zone IIa sismicité moyenne	Zone IIb sismicité moyenne	Zone III sismicité élevée
Groupe d'usage 1A ouvrage d'importance vital		0,15	0,25	0,3	0,4
Groupe d'usage 1B ouvrage de grande importance		0,12	0,20	0,25	0,30
Groupe d'usage 2 ouvrages courants ou d'importance moyenne		0,10	0,20	0,25	0,30
Groupe d'usage 3 ouvrages de faible importance		0,07	0,10	0,14	0,18

En plus de cette variable aléatoire, nous allons prendre en considération tous les types de sol (catégories de site) pour chaque zone sismique et cela en faisant varier la période caractéristique (T2) qui diffère d'un site à un autre (tableau 3.3) qui est donné par le RPA (2003).

Tableau 3.3 : la période caractéristique (T2).

Type de sol	Période caractéristique T2 (s)
Site 1(site rocheux)	0,3
Site 2 (site ferme)	0,4
Site3 (site meuble)	0,5
Site 4 (site très meuble)	0,7

3.3. Génération de la variable aléatoire

La variable aléatoire A (coefficient d'accélération de zone) considéré est générée par une loi log normal. Les paramètres caractérisant la loi log normal sont :

$$\mu = \ln \frac{m^2}{\sqrt{m^2 + \sigma^2}} \quad (3.4)$$

$$\xi = \sqrt{\ln\left(\frac{\sigma^2}{m^2} + 1\right)} \quad (3.5)$$

μ : désigne la moyenne statistique de l'échantillon généré ;

ξ : désigne l'écart type de l'échantillon donné

C_v : coefficient de variation pris égale à 0.1 dans notre cas.

La génération de la variable aléatoire est faite sur un programme Excel[®], nous présentons dans ce qui suit les différentes étapes.

Etape 1 : Commande sur Excel[®] → données → Utilitaire d'analyse

Une boîte de dialogue apparaît (figure 3.1) : sélectionner Génération de nombres aléatoires.

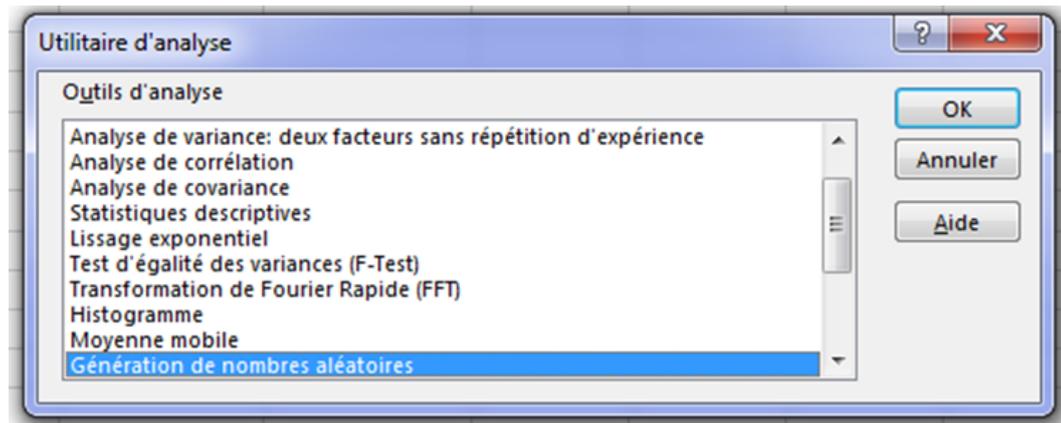


Figure 3.1: Première étape pour générer une variable aléatoire sur Excel.

Etape 2 : Introduire la moyenne, et l'écart-type de la loi log normal calculé suivant les équations (3.4) et (3.5) puis le nombre de variables aléatoires et le nombre de tirage (figure.3.2)

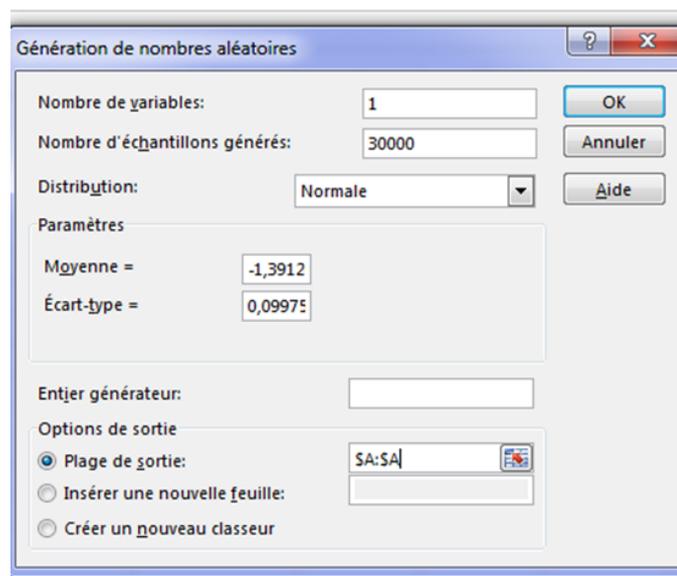


Figure 3.2 :deuxième étape pour la génération d'une variable aléatoire sur Excel.

Etape 3 : génération de la loi normale avec les paramètres de la loi log normal, puis transformation des résultats en utilisant l'équation (3.7). Un extrait des résultats de la génération est donné dans la figure 3.4.

$$X = e^y \quad (3.7)$$

Tableau 3.4 : Extrait du résultat de génération de la loi log normale du coefficient d'accélération "A" sur Excel.

A [Loi normale]	A [Loi Log normale]
-1,421218089	0,241419767
-1,518720142	0,218991986
-1,366904532	0,254894758
-1,263939575	0,282538749
-1,271732481	0,280345508
-1,218387169	0,295706708
-1,609085331	0,200070529
-1,414629421	0,243015653
-1,282039557	0,277470805
-1,499669378	0,223203944
-1,46011832	0,232208798
-1,559892425	0,210158678
-1,575501372	0,206903791
-1,488789384	0,225645660
-1,468427896	0,230287236
-1,602536015	0,201385154
-1,447920797	0,235058515
-1,431573815	0,238932590
-1,377817754	0,252128159
-1,42772794	0,239853265
-1,423887282	0,240776230
-1,428201516	0,239739703

Les figures (3.4) et (3.5) montrent respectivement l'évolution de la fonction de densité et de la fonction de répartition pour une loi log normale.

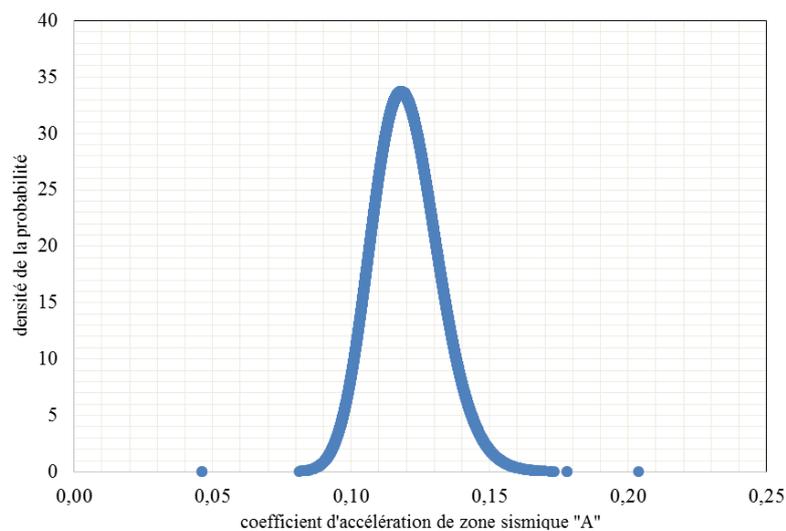


Figure 3.4 : Fonction de densité de la loi log normal

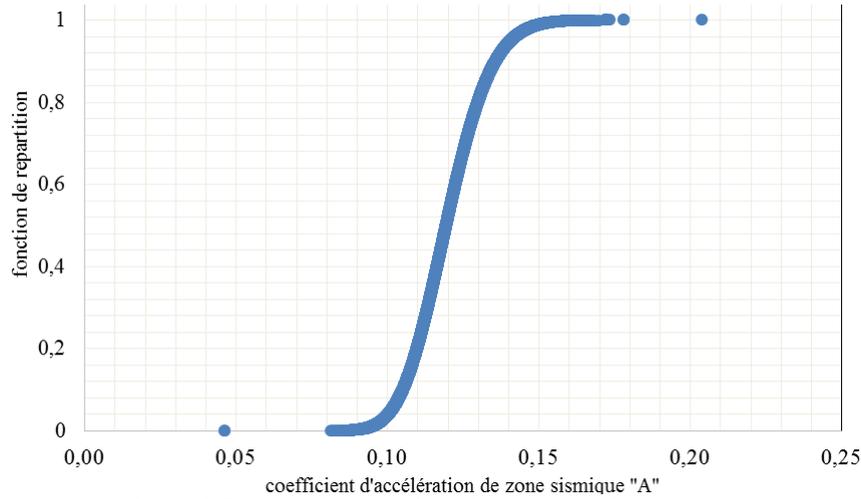


Figure 3.5 : Fonction de répartition de la loi log normal.

3.4. Evaluation de la probabilité de défaillance

Le calcul de la probabilité de défaillance P_f est mené avec la méthode de Monte Carlo classique, pour sa simplicité et la précision de ses résultats. Le principe de cette méthode repose sur la génération d'un grand nombre de tirages aléatoires autour du coefficient d'accélération de zone sismique 'A'. Le logiciel Excel est utilisé pour la génération de ces tirages noté N_{sim} . Ainsi, un indicateur de ruine I_d est utilisé pour définir l'état de défaillance du système pour la fonction d'état G donnée ; tel que :

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

La probabilité de défaillance P_f est donnée, pour chaque mode de ruine, par la relation suivante (Mébariki et al, 2003).

$$P_f = \frac{N_f}{N_{sim}} \quad (3.8)$$

La valeur de la probabilité de défaillance doit être comprise dans l'intervalle admissible pour les structures de génie civil. Ces valeurs sont présentées dans le tableau

3.5. Suivant :

Tableau 3.5 : Niveaux de probabilité de défaillance acceptés par secteurs

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

L'organigramme suivant montre les étapes de calcul de la probabilité de défaillance par la simulation de Monté Carlo (Aliche, 2014) :

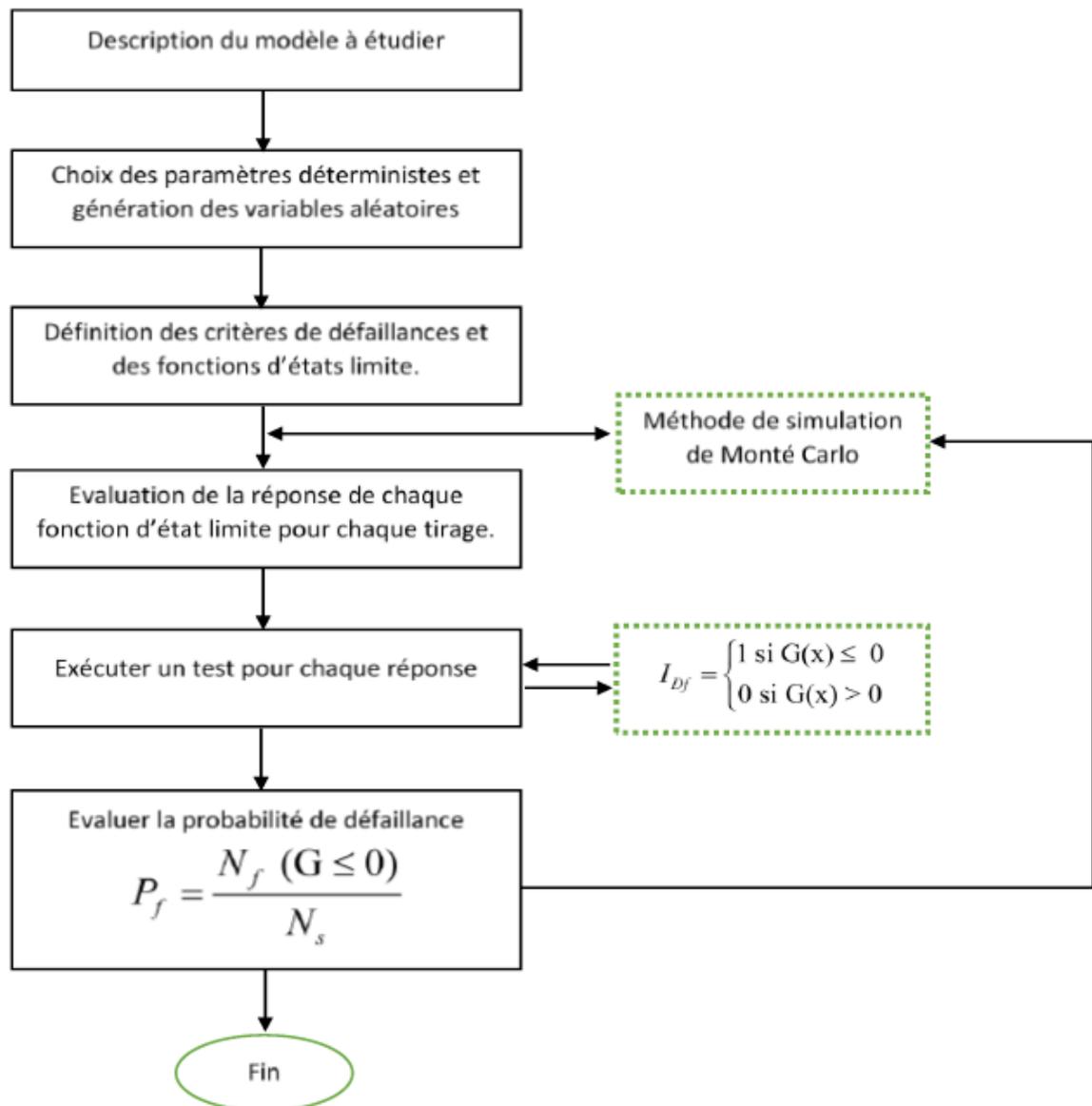


Figure 3.6 : Organigramme de calcul de la probabilité de défaillance en utilisant la méthode des simulations de Monte Carlo.

La démarche de l'analyse fiabiliste est résumée dans l'organigramme suivant :

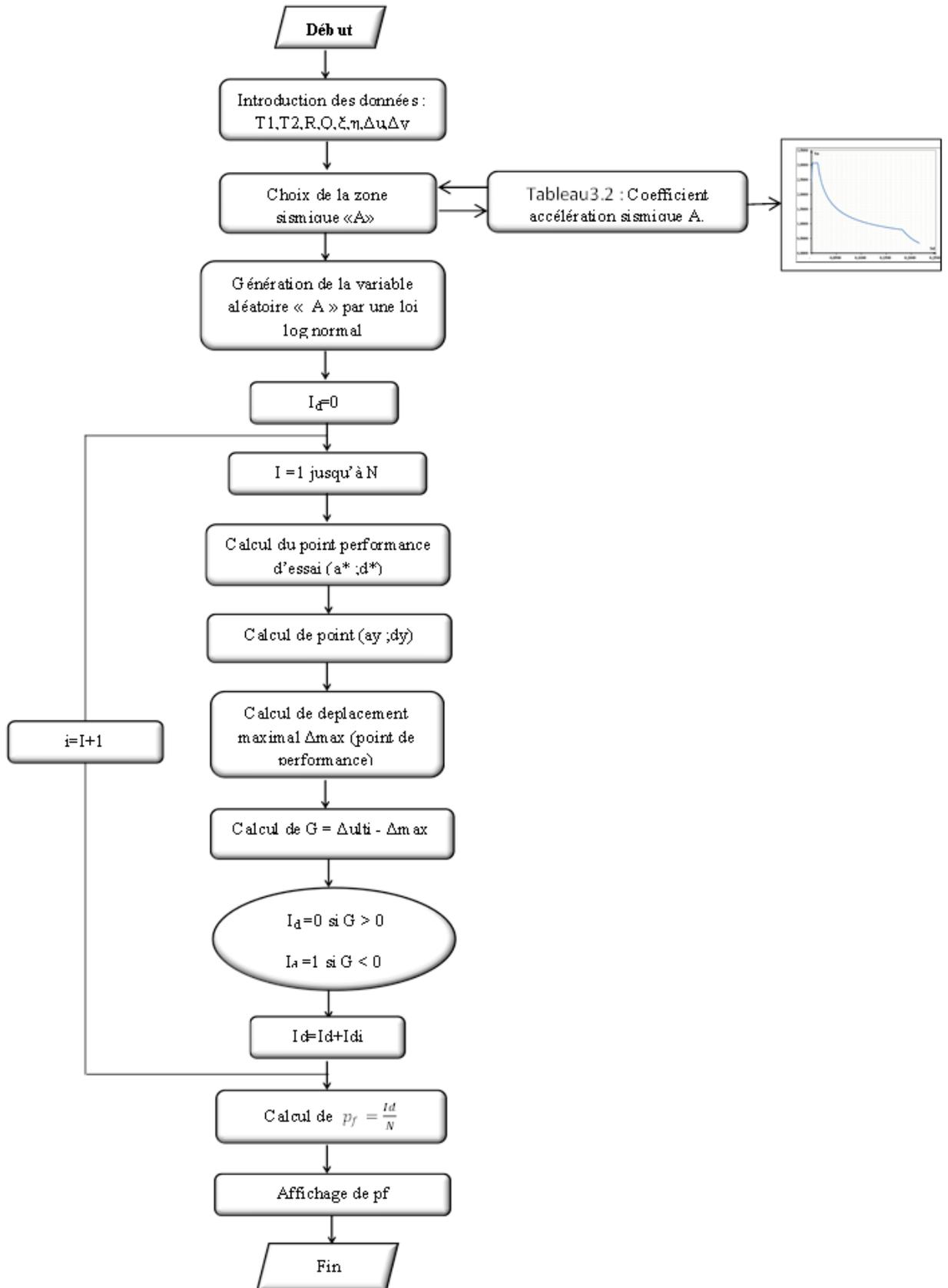


Figure 3.7 : Organigramme des étapes d'évaluation de la probabilité de défaillance en utilisant la méthode de simulation Monte Carlo.

3.5. Résultats et discussion

L'analyse fiabiliste du réservoir ayant fait l'objet de l'étude déterministe est effectuée en faisant varier son implantation de la zone I à la zone III en considérant tous les sites : rocheux (S1), ferme (S2), meuble (S3) et très meuble (S4), tels que définis par le RPA (2003). Pour fixer le nombre de tirage, un test de convergence est effectué (figure 3.8). Les résultats du test ont montré que la probabilité de défaillance est stable pour un nombre de tirage supérieur à 20000. Ainsi, un nombre de 30.000 est fixé pour les différentes simulations.

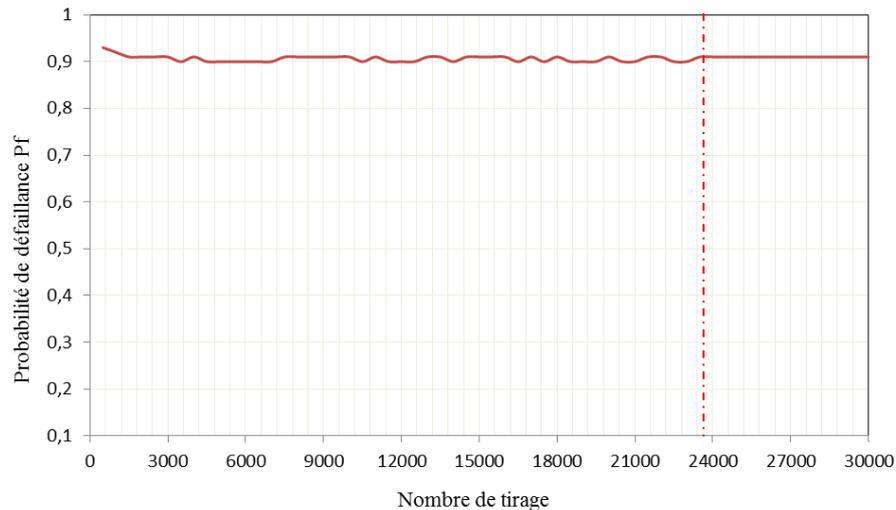


Figure 3.8 : Test de convergence.

3.5.1. Paramètre de l'analyse

Les différents paramètres ayant servi pour la génération du coefficient de zone sismique "A", pour les différentes zones sismiques sont présentés dans les tableaux (3.6, 3.7, 3.8 et 3.9). Pour chaque zone considérée nous gardons les mêmes paramètres et on varie la période caractéristique (T_2) pour prendre en considération toutes les catégories de sites.

Tableau3.6 : Paramètres de génération du coefficient A pour la zone I.

Paramètres	Valeurs
Coefficient de variation	0,1
Moyenne (valeur de A)	0,12
Ecart type σ	0,012
Moyenne (log normal)	-2,125238702
Ecart-type (log normal)	0,099751345

Tableau3.7 : Paramètres de génération du coefficient A pour la zone IIa.

Paramètres	Valeurs
Coefficient de variation	0,1
Moyenne (valeur de A)	0,2
Ecart type σ	0,02
Moyenne (log normal)	-1,614413078
Ecart-type (log normal)	0,099751345

Tableau3.8: Paramètres de génération du coefficient A pour la zone IIb.

Paramètres	Valeurs
Coefficient de variation	0,1
Moyenne (valeur de A)	0,25
Ecart type σ	0,025
Moyenne (log normal)	-1,391269527
Ecart-type (log normal)	0,099751345

Tableau3.9: Paramètres de génération du coefficient A pour la zone III.

Paramètres	Valeurs
Coefficient de variation	0,1
Moyenne (valeur de A)	0,3
Ecart type σ	0,03
Moyenne (log normal)	-1,20894797
Ecart-type (log normal)	0,099751345

Le tableau 3.10 présente un extrait des résultats d'analyse fiabiliste obtenu pour la zone I et le site rocheux (S1). Les résultats des autres zones et sites sont présentées en annexe B.

Tableau 3.10: Extrait des résultats de calcul de la probabilité de défaillance dans la zone I, site 1

Coeff sismique A	Δ élastique	Δ ultime	Pt de performance	Id
0,12426797	0,0275200	0,134	0,040921413	0
0,096921906	0,0275200	0,134	0,028736114	0
0,120740823	0,0275200	0,134	0,036432578	0
0,110103149	0,0275200	0,134	0,04062185	0
0,127096896	0,0275200	0,134	0,045293887	0
0,115607931	0,0275200	0,134	0,038418352	0
0,159310808	0,0275200	0,134	0,052305101	0
0,117045556	0,0275200	0,134	0,040928115	0
0,154252708	0,0275200	0,134	0,056727285	0
0,100104022	0,0275200	0,134	0,031680169	0
0,110979097	0,0275200	0,134	0,033017283	0
0,113715862	0,0275200	0,134	0,035800237	0
0,125605335	0,0275200	0,134	0,043188425	0
0,1154543	0,0275200	0,134	0,038186019	0
0,113828137	0,0275200	0,134	0,03594035	0
0,129064792	0,0275200	0,134	0,038622865	0

Les probabilités de défaillances P_f obtenues en fonction des coefficients d'accélération des zones sismiques, et ce pour chaque site d'implantation sont présentées dans les tableaux (3.11, 3.12, 3.13 et 3.14) et illustrées par les figures (3.9, 3.10, 3.11 et 3.12).

D'après la figure 3.9 et tableau 3.11, nous notons que la probabilité de défaillance augmente en fonction de l'intensité sismique de la zone d'étude. La structure convient au site rocheux (S1) pour toutes les zones, hormis la zone III de très forte sismicité où la probabilité de défaillance dépasse la probabilité admissible pour les structures de génie civil ($P_f > P_{fadm}=10^{-3}$).

Tableau 3.11 : P_f obtenu pour différentes valeurs de "A", pour le site 1

<i>La période caractéristique "T2"</i>	<i>Site 1 (T2=0,3s)</i>			
<i>Coefficient de zone sismique "A"</i>	0,12	0,20	0,25	0,30
Probabilité P_f	0,0000	0,0000	0,0006	0,0915

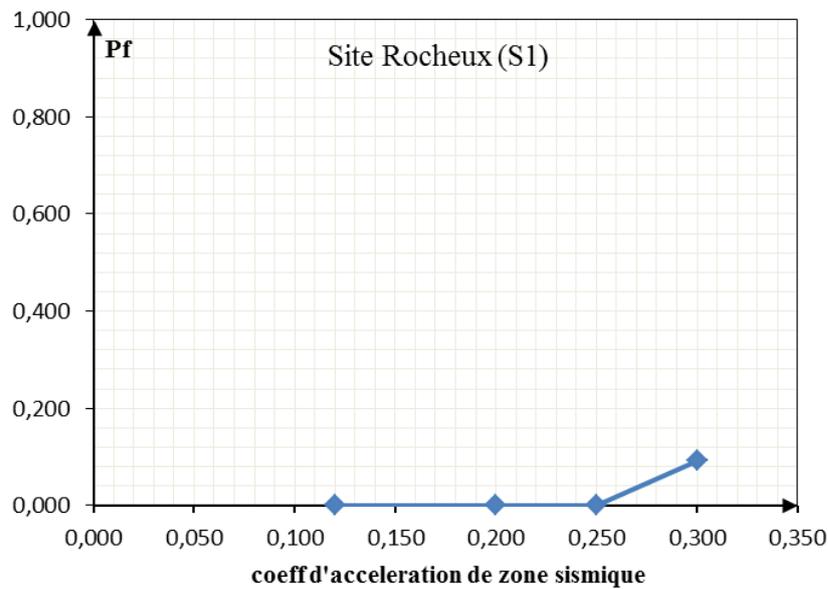


Figure 3.9 : Courbe de probabilités défaillance P_f en fonction des zones sismiques, pour le site rocheux.

Pour le site ferme (S2), le tableau 3.12 et la figure 3.10 montre que ce type de structure convient uniquement pour les zones de faible et moyenne sismicité (I et IIa) où la probabilité de défaillance $P_f < P_{fadm}=10^{-3}$.

Tableau 3.12 : P_f obtenu pour différentes valeurs de "A", pour le site 2.

<i>La période caractéristique "T2"</i>	<i>Site 2 (T2=0,4s)</i>			
<i>Coefficient de zone sismique "A"</i>	0,12	0,20	0,25	0,30
Probabilité P_f	0,0000	0,0002	0,1061	0,6949

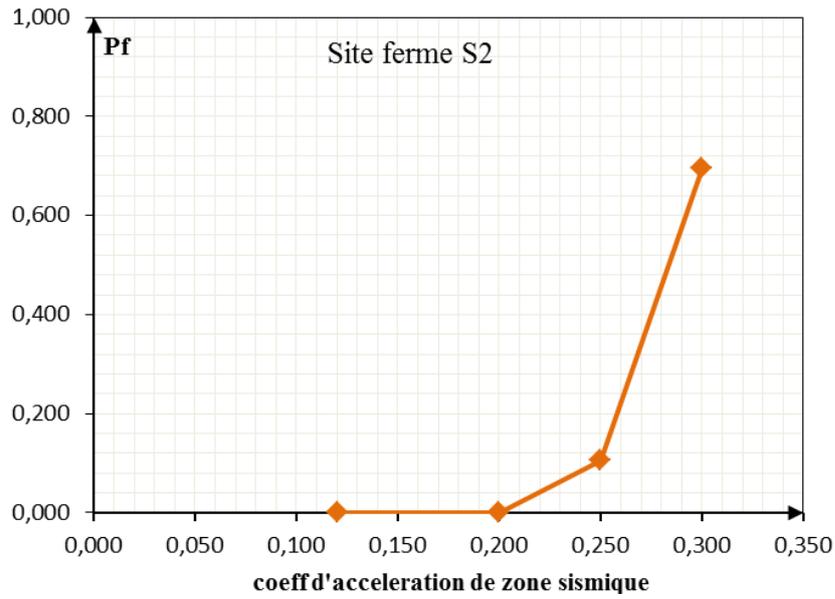


Figure 3. 10: Courbe de probabilités défaillance Pf en fonction des zones sismiques, pour le site ferme.

Pour les sites S3 et S4 respectivement site meuble et très meuble, les tableaux 3.13, 3.14 et les figures 3.11 et 3.12 montrent que la structure convient uniquement pour la zone I à faible sismicité. Pour la zone Iia, IIb et III la probabilité de défaillance ($P_f > P_{fadm}=10^{-3}$)

Tableau 3.13: Pf obtenu pour différentes valeurs de "A", pour le site 3.

La période caractéristique "T2"	Site 3 (T2=0,5s)			
Coefficient de zone sismique "A"	0,12	0,20	0,25	0,30
Probabilité Pf	0,0000	0,0248	0,5748	0,9740

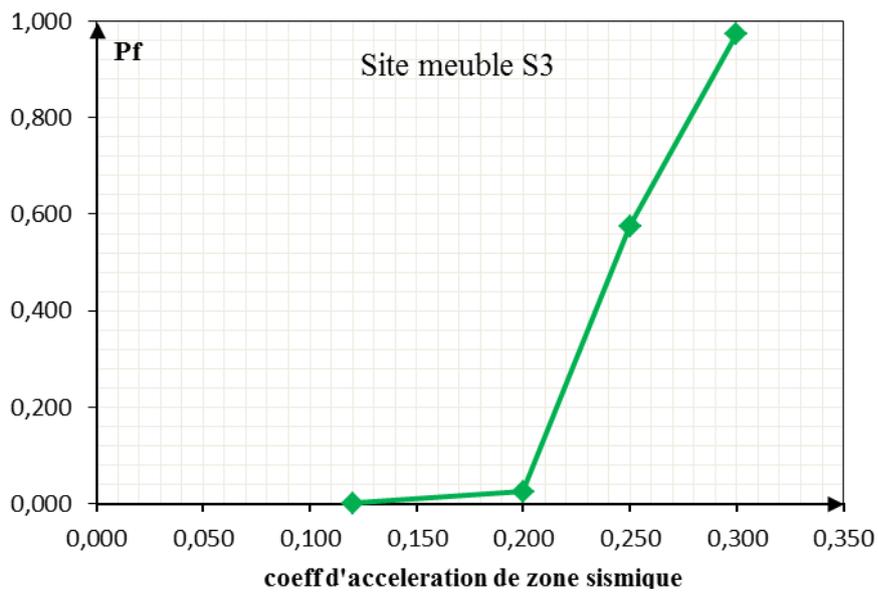
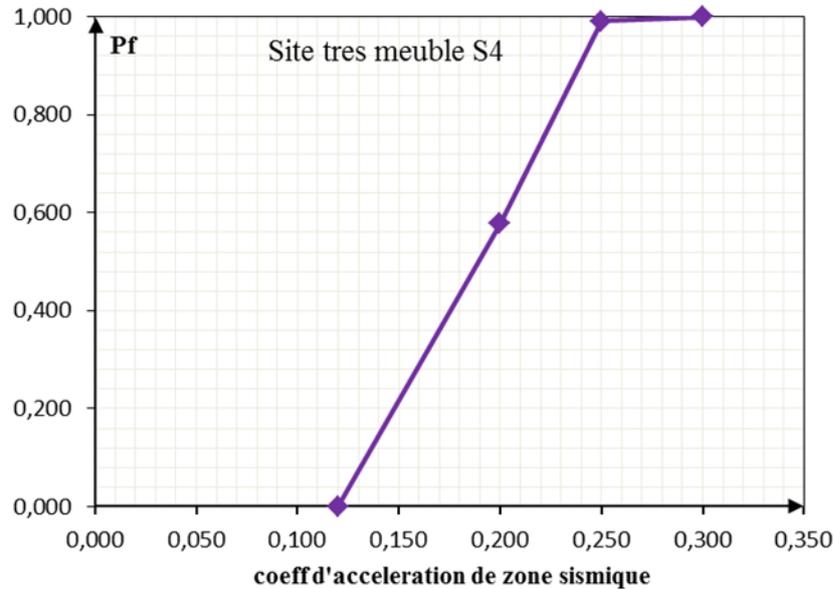


Figure 3.11 : Courbe de probabilités défaillance Pf en fonction des zones sismiques, pour le site meuble.

Tableau 3. 14: Pf obtenu pour différentes valeurs de "A", pour le site 4.

<i>La période caractéristique "T2"</i>		<i>Site 4 (T2=0,7)</i>			
<i>Coefficient de zone sismique "A"</i>	0,12	0,20	0,25	0,30	
Probabilité Pf	0,0000	0,5778	0,9907	0,9999	

**Figure 3.12 : Courbe de probabilités de défaillance Pf en fonction des zones sismiques, pour le site très meuble.**

Les tableaux (3.15, 3.16, 3.17 et 3.18 et les figures (3.13, 3.14, 3.115 et 3.16), illustrent les probabilités de défaillances P_f obtenus en fonction des sites d'implantations ; et ce pour chaque zone sismiques.

Pour la zone I de faible sismicité le tableau 3.15 et la figure 3.13 montre que probabilité de défaillance est nulle quel que soit le site considéré ; ce qui démontre il n'y a aucun risque de ruine. Le réservoir convient à tous les sites.

Tableau 3.15 : Pf obtenu pour différents sites, pour la zone I

<i>Coefficient de zone sismique A</i>		<i>Zone I (A=0.12 m/s²)</i>			
<i>Sites d'implantations</i>	S1	S2	S3	S4	
Probabilité Pf	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	

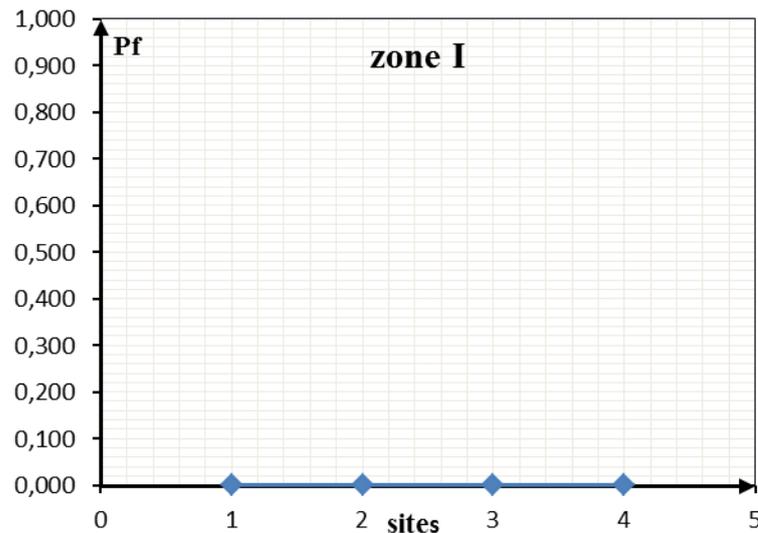


Figure3.13 : Courbe de probabilités de défaillance P_f en fonction des sites d'implantation, pour la zone I.

La probabilité de défaillance dans la zone IIa de moyenne sismicité est inférieure à 10^{-3} , (valeur admissible pour les structure de génie civil) et ce pour les sites rocheux (S1) et site ferme (S2), comme l'illustre le tableau 3.16 et la figure 3.14. Cependant, P_f est supérieur à 10^{-3} pour les sites meuble (S3) et très meuble (S4). Notons qu'à l'analyse déterministe, nous avons constaté que la structure convenait bien au site S3 (meuble), alors qu'elle présente une probabilité de défaillance supérieure à la limite admissible.

Tableau 3.16 : P_f obtenu pour différents sites, pour la zone IIa

Coefficient de zone sismique A	Zone IIa ($A=0.2 \text{ m/s}^2$)			
Sites d'implantations	S1	S2	S3	S4
Probabilité P_f	0,0000	0,0002	0,0248	0,5778

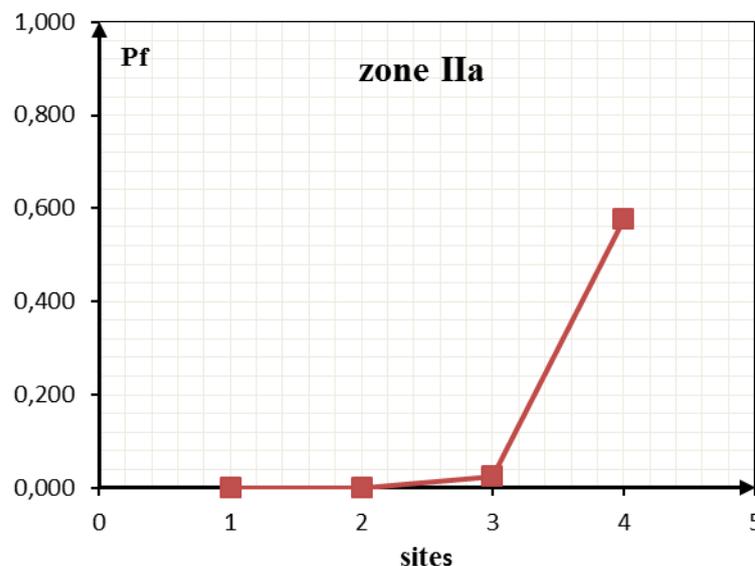


Figure3.14 : Courbe de probabilités de défaillance P_f en fonction des sites d'implantations, pour la zone IIa

Dans la zone IIb à forte sismicité, la probabilité de défaillance est inférieure à 10^{-3} pour le site rocheux S1, mais augmente à mesure que le site devient meuble. Pour le site ferme (S2), site meuble (S3) et site très meuble (S4), la probabilité de défaillance $P_f > 10^{-3}$ (tableau 3.17 et figure 3.15). En analyse déterministe, nous avons constaté que la structure convenait au site ferme (S2), alors qu'en analyse fiabiliste elle présente une probabilité de défaillance nettement supérieure à la limite admissible.

On déduit que ce type de structure conviendrait uniquement dans le site rocheux en égard à sa souplesse et en dépit de la forte sismicité de la zone d'implantation.

Tableau 3.17 : P_f obtenu pour différents site, pour la zone IIb.

Coefficient de zone sismique A	Zone IIb (A=0.25 m/s ²)			
Sites d'implantations	S1	S2	S3	S4
Probabilité P_f	0,0006	0,1061	0,5748	0,9907

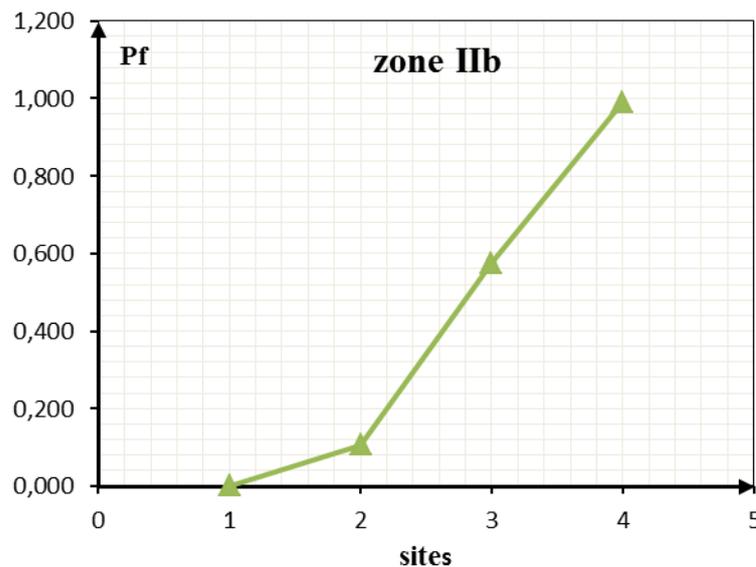


Figure 3.15 : Courbe de probabilités de défaillance P_f en fonction des sites d'implantation, pour la zone IIb.

Les résultats illustrés dans le tableau 3.18 et la figure 3.16 montrent que dans la zone III (forte sismicité) la structure ne convient pas du tout pour les quatre sites d'implantation. La probabilité de défaillance augmente et dépasse la probabilité admissible $P_f = 10^{-3}$ pour tous les sites considérés (site rocheux (S1), ferme (S2), site meuble (S3) et site très meuble (S4)).

Tableau 3.18 : P_f obtenu pour différents site, pour la zone III

Coefficient de zone sismique A	Zone III (A=0.3 m/s ²)			
Sites d'implantations	S1	S2	S3	S4
Probabilité P_f	0,0915	0,6949	0,9740	0,9999

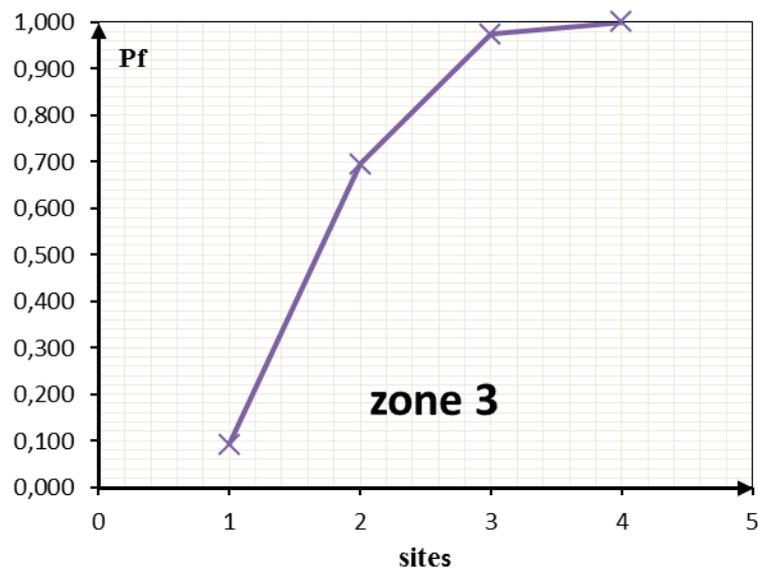


Figure3.16 : Courbe de probabilités défaillance P_f en fonction des sites d'implantation, pour la zone III.

Conclusion

Dans ce troisième chapitre, nous avons procédé à l'analyse fiabiliste du réservoir surélevé étudié au deuxième chapitre 2, en utilisant la simulation de Monté Carlo classique, La variable aléatoire générée est le coefficient d'accélération de zones sismique « A », représenté par une loi de distribution de type log normal, avec un coefficient de variation $C_v = 0.1$. Le nombre de tirages est fixé à 30000, valeurs fixée après un test de convergence.

Les résultats ont montré que dans la zone I, de faible sismicité, la probabilité de défaillance est inférieure à la valeur limite admise pour les structure de génie civil ($P_f < 10^{-3}$) et ce pour les différents sites d'implantations. Pour la zone IIa de moyenne sismicité, la probabilité de défaillance dépasse la limite admissible dans les sites S3 et S4 (meuble et très meuble). Pour la zone IIb, seul le site 1 (rocheux) est convenable à la structure. Quant à la zone III, de forte sismicité la structure ne convient à aucun type de sites.

L'explication plausible à ces résultats réside dans le fait que notre structure est souple, étant donné que sa période de vibration fondamentale $T = 0.57 \text{ s} > 0.5 \text{ s}$

Les travaux de Zacek 2004) ont montré que pour des sols rocheux et fermes, les structures souples sont convenables, à l'inverse des structures rigides, qui conviennent plutôt à des sols meuble et très meuble. Nos résultats viennent alors apporter une confirmation de plus, vu que pour les différents sites d'implantations considérés, notre structure s'adapte mieux à des sites rocheux et ferme (S1 et S2), eu égard à sa souplesse.

Conclusion générale

Pour l'analyse non linéaire d'un réservoir surélevé sur pilotis, deux méthodes ont été utilisées dans le cadre de ce mémoire, une méthode déterministe et une méthode fiabiliste.

La méthode déterministe non linéaire, de l'ATC-40, a permis de calculer le point de performance correspondant au déplacement maximum de la structure, que nous avons comparé au déplacement ultime de celle-ci. Pour le réservoir étudié, nous avons considéré l'effet de zone sismique et du site d'implantation sur la performance de la structure, nous avons considéré les différentes zones et les différents sites définis dans le RPA(2003).

La période fondamentale du réservoir ayant fait l'objet de notre application est de $T=0,57s > 0,5s$, ce qui définit notre structure comme souple.

Les résultats obtenues ont montré que :

- Ce type de structure ne convient pas à la zone III de très forte sismicité. L'ingénieur civil, devra alors penser à changer le type de contreventement et adopter un support en tour ou tour avec raidisseurs.
- Pour la zone IIb de forte sismicité, la structure ne convient pas au site meuble (S3) et très meuble (S4), ainsi que pour le site très meuble de la zone IIa. Dans ce cas, il faudra penser à un contreventement plus rigide.
- Dans la zone I et pour tous les sites, ainsi que pour la zone IIa sites (S1, S2 et S3) et la zone IIb sites S1 et S2, la structure en pilotis peut être adaptée et convient parfaitement.

Cette étude nous a permis de mettre sur pied un programme de calcul sur un classeur Excel facile d'utilisation par les ingénieurs et qui constitue un outil d'aide à la décision.

Pour une meilleure appréciation de la fiabilité de l'ouvrage étudié ($10^{-8} \leq p_f < 10^{-3}$) l'application d'une approche fiabiliste a été nécessaire. La variabilité aléatoire a été générée par une loi de distribution de type log normale.

Les résultats ont démontré que dans la zone I à faible sismicité, la probabilité de défaillance est inférieure à la valeur limite admise pour les structures de génie civil ($P_f < 10^{-3}$) et ce pour les différents sites d'implantations. Pour la zone IIa de moyenne sismicité, la probabilité de défaillance dans les sites S3 et S4 (meuble et très meuble) dépasse la limite admissible. Pour la zone IIb, seul le site 1 (rocheux) est convenable à la structure. Quant à la zone III, de forte sismicité la structure ne convient à aucun type de sites.

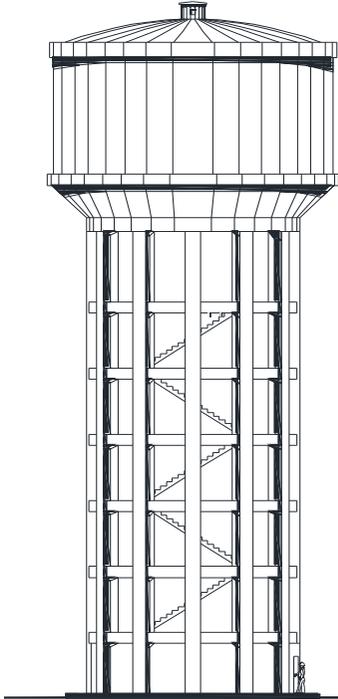
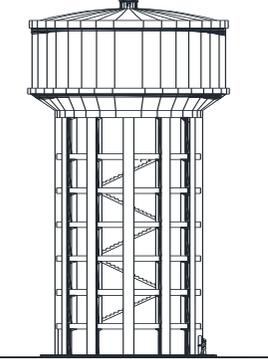
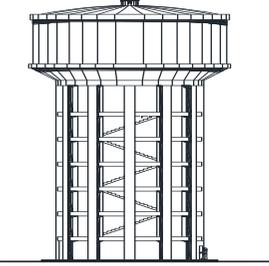
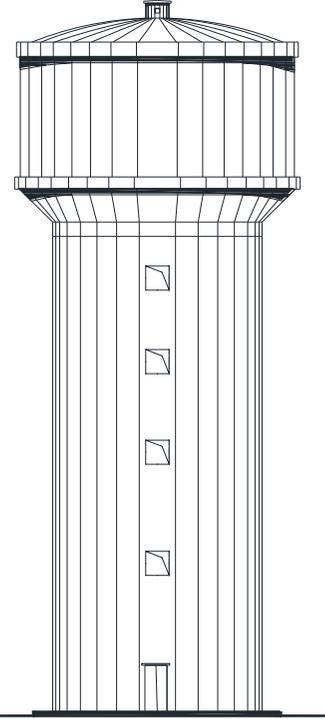
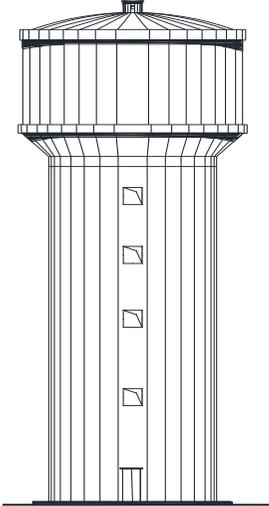
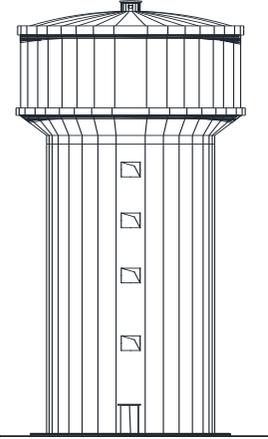
A l'analyse déterministe, nous avons constaté que la structure convenait bien au site meuble (S3) de la zone IIa (moyenne sismicité) et au site ferme (S2) de la zone IIb (forte sismicité), alors qu'elle présente une probabilité de défaillance supérieure à la limite admissible en analyse fiabiliste.

ZACEK. M (2004) a souligné que le principe de non-résonance entre la structure et le sol pour éviter l'amplification de l'accélération, impose que la période propre de vibration d'un ouvrage doit être différente de celle du sol. Il est préférable de construire une structure souple sur un sol dur et inversement une structure rigide sur un sol mou. Nos résultats viennent alors apporter une confirmation de plus, vu que pour les différents sites d'implantations considérés, notre structure s'adapte mieux à des sites rocheux et ferme (S1 et S2) eu égard à sa souplesse.

Les méthodes déterministes, telles que décrites par les règlements, destinés aux ingénieurs sont nécessaires et bien élaborées, mais restent de nos jours insuffisantes étant donné que les ingénieurs du vingt et unième siècle disposent d'autres outils modernes (ordinateurs puissants) qui permettent d'analyser avec précision certains phénomènes de stabilité.

Morsli. S et Kouchah. K (2014) ont proposé le choix du type de réservoir surélevé en fonction du site d'implantation et de la zone sismique par une méthode déterministe tableau annexe D. Or les résultats de leur analyse n'ont pas pu mettre en évidence l'effet du site dans le choix du type de la structure à adapter. Notre présente étude est à double impact, car elle nous permet non seulement de définir le comportement non linéaire d'un réservoir surélevé mais aussi de mettre en évidence l'effet de la zone et du site sismique sur le choix du type de contreventement. Nous proposons dans le tableau qui suit, le choix du type de contreventement pour un réservoir surélevé.

Tableau 4.1 : Choix du type de contreventement.

	Zone I (faible sismicité)	Zone IIa (moyenne sismicité)	Zone IIb (forte sismicité)	Zone III (très forte sismicité)
Site 1(rocheux)				
Site 2(ferme)				
Site 3(meuble)				
Site4 (très meuble)				

Les annexes

Etapes de modélisation d'un réservoir sous ETABS

A.1. Préparation de la structure au calcul par logiciel d'élément finis ETABS:

Etape 1 : définir l'unité

La première étape consiste au choix des unités en bas à droite dans le menu déroulant kip-in : KN/m. Après avoir activé la commande « new model », sélectionner un modèle par défaut. Ensuite sélectionner la structure du modèle. Définir les lignes de constructions (nombre d'étages et hauteurs d'étages). Activer la commande « gridonly » activée afin d'avoir uniquement les lignes de construction (figure A.1).

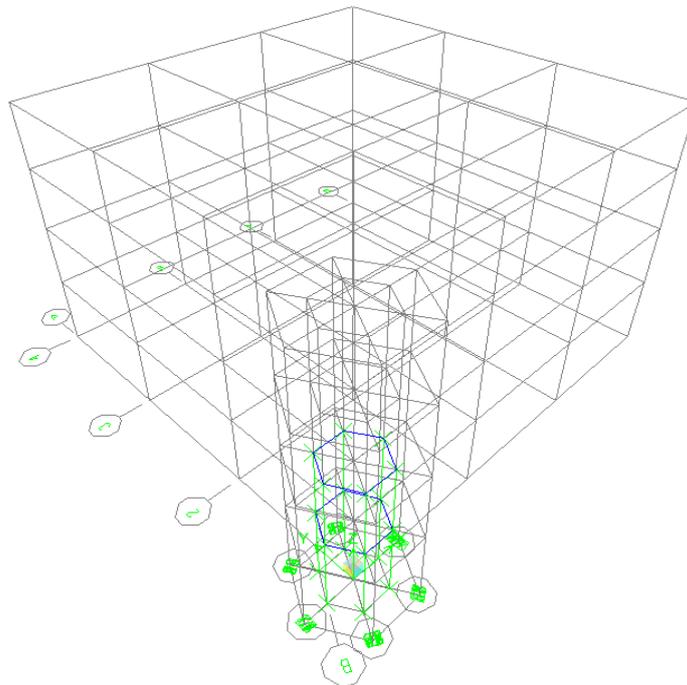


Figure A.1 : Lignes de construction du modèle.

Etape 2 : Spécification des propriétés des matériaux

Dans le menu « material propriy data » introduire les caractéristiques des matériaux utilisés, comme montré dans la figure A.2.

The dialog box 'Material Property Data' is used to define the properties of a material. It contains the following fields and options:

- Material Name:** CONC
- Display Color:** A color selection box showing a cyan color.
- Type of Material:** Radio buttons for 'Isotropic' (selected) and 'Orthotropic'.
- Type of Design:** A dropdown menu set to 'Concrete'.
- Design:** A dropdown menu set to 'Concrete'.
- Analysis Property Data:**
 - Mass per unit Volume: 2.5
 - Weight per unit Volume: 25
 - Modulus of Elasticity: 32164200
 - Poisson's Ratio: 0.2
 - Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06
 - Shear Modulus: 13401750
- Design Property Data (ACI 318-99):**
 - Specified Conc Comp Strength, f_c : 25000
 - Bending Reinf. Yield Stress, f_y : 400000
 - Shear Reinf. Yield Stress, f_{ys} : 400000
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduc. Factor: (empty)

Buttons for 'OK' and 'Cancel' are located at the bottom.

Figure A.2 : Définition des propriétés des matériaux.

- masse volumique du béton : $2,5 \text{ kN/m}^3$;
- poids volumique du béton : 25 kN/m^3 ;
- module d'élasticité (module de Young) : 32164200 kN/m^2 ;
- contrainte max dans le béton à la compression : 25000 kN/m^2 ;
- contrainte max des aciers longitudinaux : 400000 kN/m^2 ;
- contrainte max dans les aciers transversaux : 400000 kN/m^2 .

Etape 3 : Introduction des sections des éléments de la structure

Introduire tous les éléments avec leur nom, leur longueur, leur épaisseur et leur matériau. Attention à bien introduire les valeurs à savoir : « depth » = longueur et « width » = largeur. Cela a une importance dans la suite pour la visualisation des moments dans les éléments car ainsi tous les efforts sont affichés sous la même nomination : « 2-2 » ou « 3-3 ».

- Utiliser «Frame sections » pour modéliser les poutres et les poteaux (Figure A.3).
- Utilisé «Wall/Slab/Deck Sections » pour modéliser les dalles et les parois (Figure A.4).

Two dialog boxes for defining rectangular sections are shown side-by-side:

- Left Dialog (ENTRETOISES):**
 - Section Name:** ENTRETOISES
 - Material:** CONC
 - Dimensions:** Depth (t3) = 0.4, Width (t2) = 0.4
 - Display Color:** Green
- Right Dialog (POT):**
 - Section Name:** POT
 - Material:** CONC
 - Dimensions:** Depth (t3) = 0.4, Width (t2) = 0.4
 - Display Color:** Blue

Both dialogs include 'Section Properties...', 'Set Modifiers...', 'Reinforcement...', 'OK', and 'Cancel' buttons.

Figure A.3 : Modélisation des éléments poutres et poteaux.

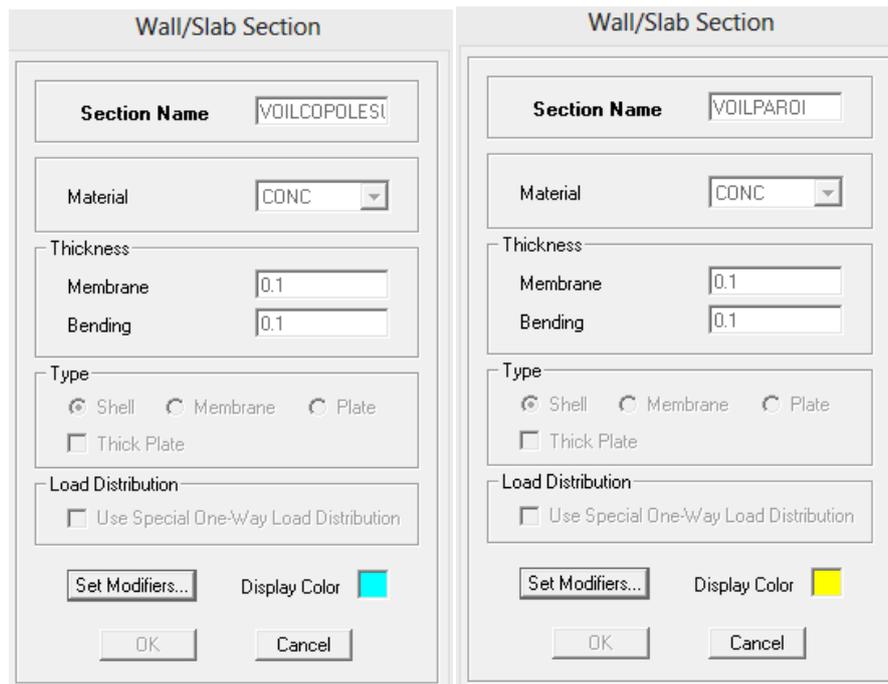


Figure A.4 : Modélisation des éléments murs et dalles.

Etape 4 : Introduction des chargements statiques de la structure (G et Q)

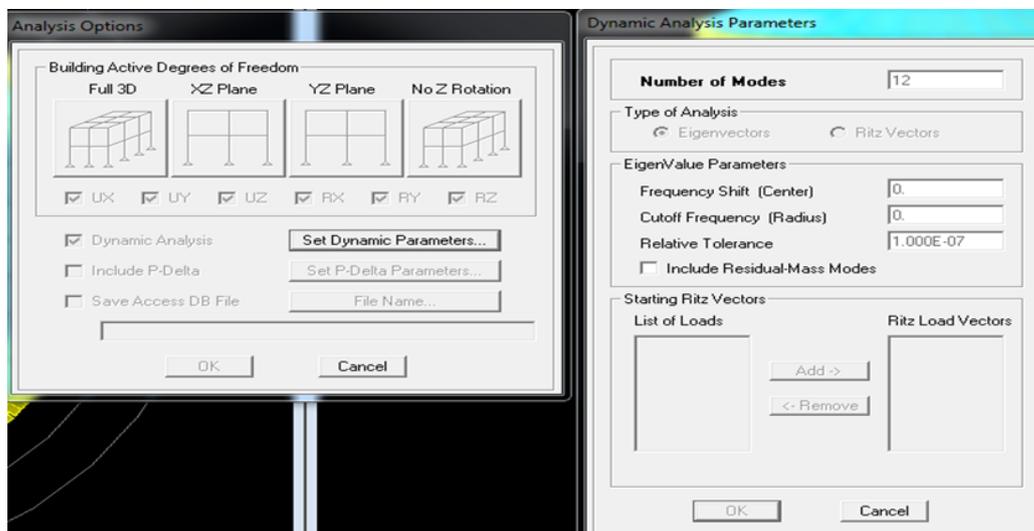
Le logiciel prend en considération les charges permanentes de chaque élément dues à leur propre poids. La surcharge d'exploitation due à la pression hydrostatique sur la paroi est introduite directement sur les éléments «shell» de celle-ci (coupole inf, la cuve et la paroi).

A.1. Définition de l'analyse dynamique

L'analyse dynamique comporte l'analyse modale et l'analyse spectrale :

- Analyse modale:

L'étape suivante (figure A.5) nous renseigne sur le nombre de modes. Ces modes fournissent un aperçu du comportement de la structure.



FigureA.5 : Détermination des paramètres de l'analyse dynamique.

- Analyse spectrale

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant le spectre de réponse proposé par le RPA2003. Ainsi en introduisant les différents paramètres concernant la structure (la zone d'implantation de celle-ci, ...etc.) dans le logiciel RPA 2003, on construit le spectre de réponse comme défini dans la figure A.6.

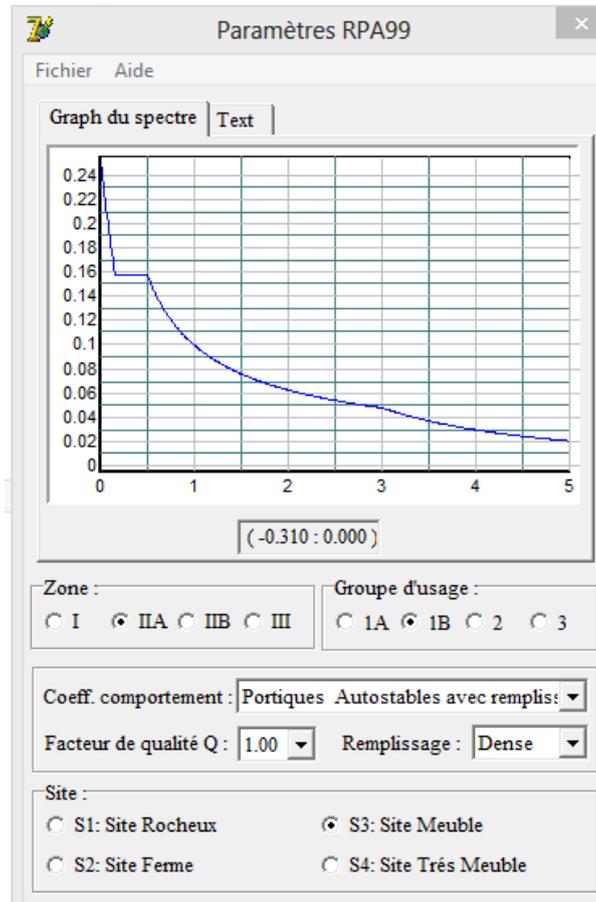


Figure A.6 : Construction du spectre de réponse selon le RPA 2003.

Etape 5 : Définition des combinaisons d'actions

Les combinaisons sont décomposées en trois types:

- Combinaison à l'Etat Limite Ultime ELU = $1.35G + 1.5Q$;
- Combinaison à l'Etat Limite de Service ELS = $G + Q$;
- Combinaisons accidentelles du RPA2003: $G + Q \pm E$, $0.8G \pm E$

avec :

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation non pondérées

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales

La figure A.7 montre la définition des différentes combinaisons d'action.

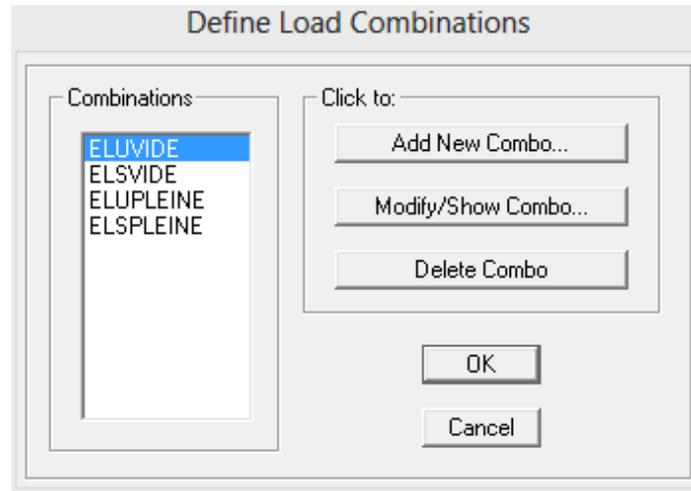


Figure A.7 : Définition des combinaisons d'action.

Etape 6 : Définition des modes d'appuis

Les poteaux sont supposés parfaitement encastrés dans les fondations figure A.8.

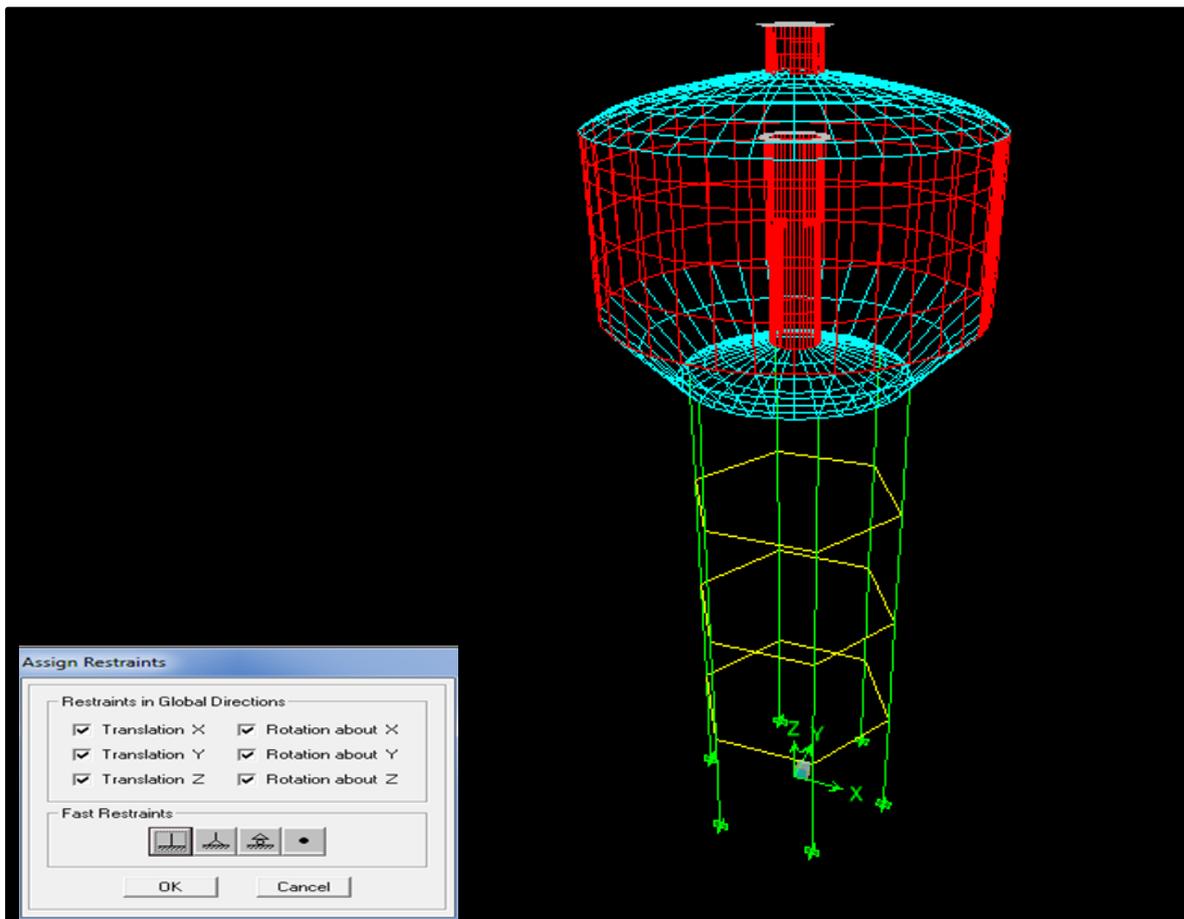


Figure A.8 : Encastrement des poteaux.

Après achèvement des différentes étapes de modélisation, il y a lieu de passer à l'analyse élastique de la structure en activant la commande **Analyze — Runanalysis**.

Etape 7 : Préparation du calcul Pushover dans ETABS

Dans ETABS, le calcul « Pushover » se fait à partir de l'application d'une charge triangulaire sur la structure. En général, deux cas de base sont à prévoir : le Pushover dans la direction X et dans la direction Y.

Selon le type d'analyse qu'on veut faire, la torsion de la structure sera bloquée ou non. Pour des études particulières, la possibilité d'empêcher la rotation de la structure pourrait effectivement devenir intéressante et c'est à l'utilisateur de choisir ce qui lui convient. Le comportement non linéaire des éléments structuraux poutres et poteaux, est représenté par l'attribution des rotules plastiques concentrées à chacune de leurs extrémités, car le type de rupture possible dans une structure en portique auto-stable se fait généralement par la formation des rotules plastiques au droit des nœuds poteaux – poutres. Les types de rotules plastiques considérés dans cette étude sont :

- ✓ **Poutres** : rotules de flexion (M3), et rotules de cisaillement (P). Voir figure A.9.

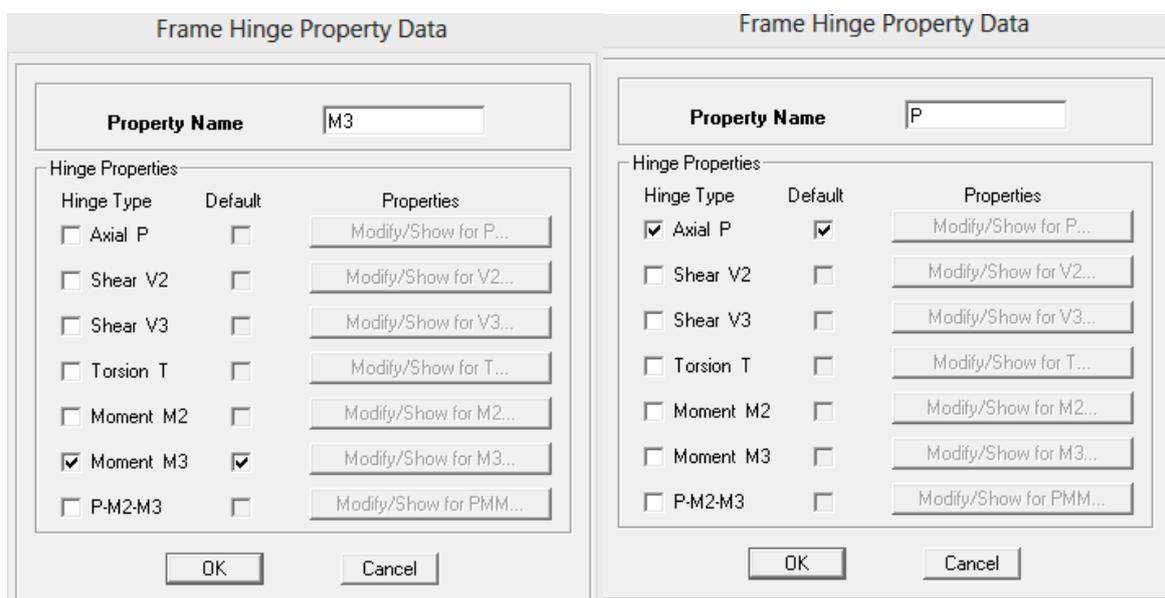


Figure A.9 : Définitions des rotules dans les poutres.

- ✓ **Poteaux** : rotules de flexion (M3), l'effort normal (P), et rotules de cisaillement suivant l'axe 2-2 (V2). Voir figure A.10.

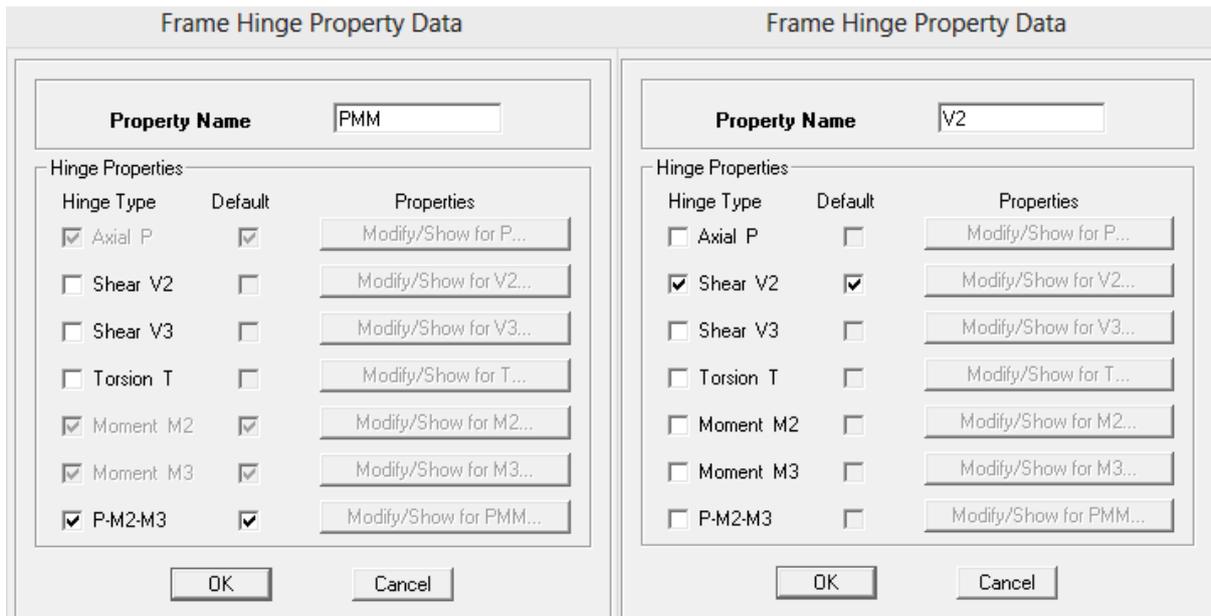


Figure A.10: Définitions des rotules dans les poteaux.

Ces rotules sont introduites en activant les commandes ci-après :

Select **by frame section** assign **Frame NonLinear Hinges**. (Figure A.11).

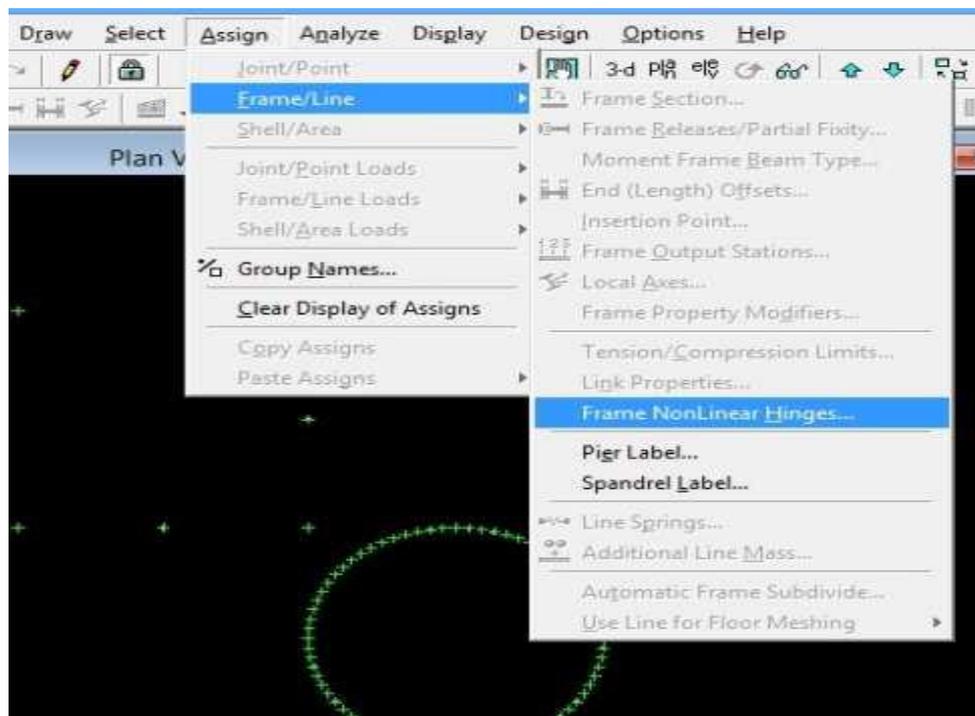


Figure A.11 : Attribution des rotules.

Après définition des rotules plastiques, on procède à la définition des charges Pushover. Cette définition passe par deux étapes

- **Pushover charges gravitaires**

Il convient d'appliquer l'ensemble des charges gravitaires par étapes. On choisira par exemple une application en deux étapes (1steps). La création d'un cas Pushover pour les charges gravitaires est indispensable pour la définition des deux autres cas (figure A.12).

En effet, ces derniers utilisent comme base de départ les résultats finaux du premier. Par charges gravitaires, on entend l'ensemble des charges présentes sur la structure (poids propre, surcharges permanentes, charges utiles,...etc).

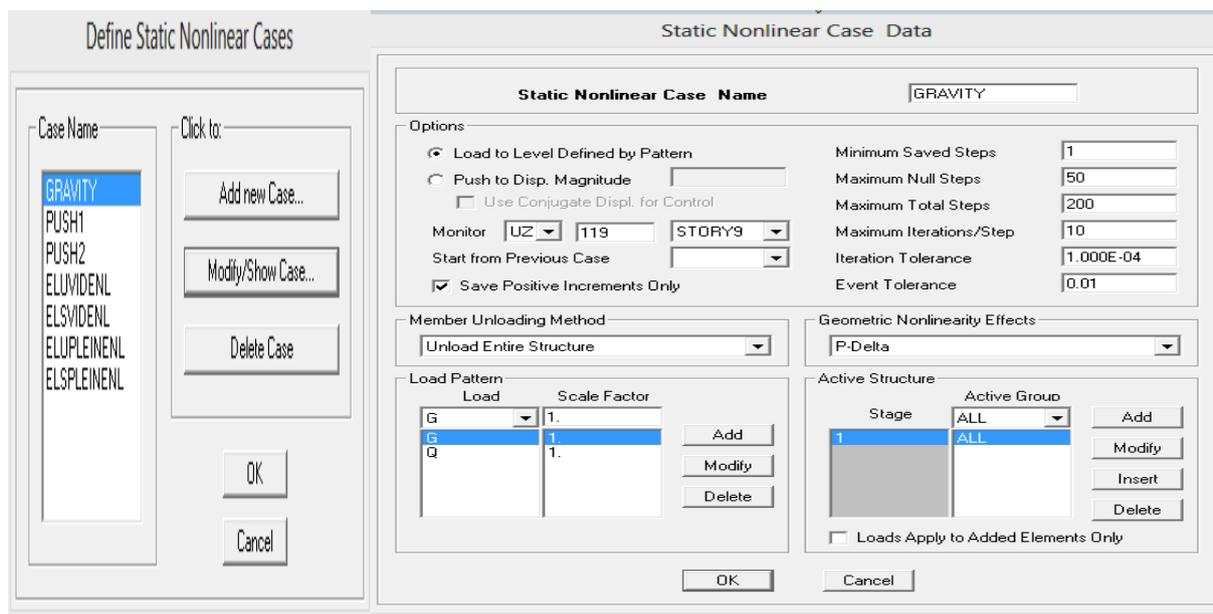


Figure A.12 : paramétrage pour le pushover (charges gravitaires).

- **Pushover direction X et Y:** Comme déjà expliqué ci-dessus, ces deux cas de Pushover (Push1 ou Push2) doivent prendre comme point de départ la fin du premier calcul de type Pushover (Grav). Les charges gravitaires doivent en effet être considérées lors du calcul Pushover. Les images ci-dessous illustrent les options à choisir.

Figure A.13 : paramétrage pour le pushover1(sens x-x)

Figure A.14: paramétrage pour le pushover 2(sens y-y)

Après ces opérations, on est prêt pour lancer les calculs relatifs au Pushover selon X. Le Pushover selon Y s'effectue de la même manière (Figure A.15).

Figure A.15 : Lancement de l'analyse pushover.

Etape 8 : Résultats de l'analyse Pushover

Le calcul non linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure (figure A.16). Cette courbe représente l'effort horizontal à la base de la structure en fonction du déplacement de celui-ci. La courbe de capacité est en général formée par une phase à

caractère élastique linéaire, suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture (défaut de résistance).

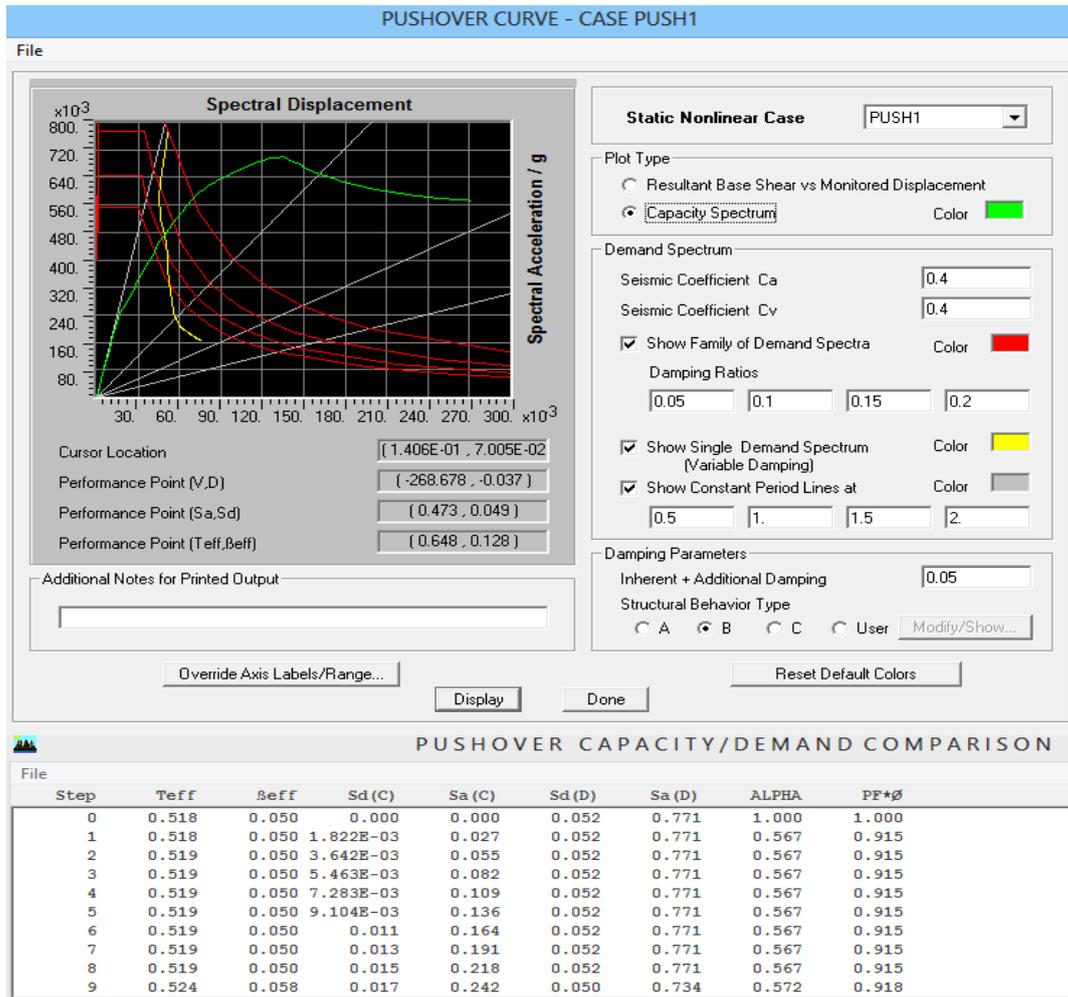


Figure A.16: Spectre de capacité donnée par le pushover (Sa-Sd).

Les extraits des résultats de l'analyse fiabiliste pour les différentes zones sismiques et différents sites.

Tableau B.1: Extrait des résultats de calcul de la probabilité de défaillance dans la zone I, site 1

Coeff sismique A	Δ élastique	Δ ultime	Pt de performance	Id
0,111334614	0,0275200	0,134	0,033308809	0
0,112626922	0,0275200	0,134	0,034543675	0
0,119553533	0,0275200	0,134	0,044482517	0
0,125878607	0,0275200	0,134	0,043693287	0
0,113871957	0,0275200	0,134	0,035995548	0
0,133301339	0,0275200	0,134	0,044194249	0
0,119538024	0,0275200	0,134	0,044456041	0
0,13174941	0,0275200	0,134	0,041867968	0
0,11264018	0,0275200	0,134	0,034557715	0
0,120576023	0,0275200	0,134	0,036267325	0
0,128962378	0,0275200	0,134	0,038519605	0
0,109191657	0,0275200	0,134	0,040030168	0
0,120148477	0,0275200	0,134	0,03585992	0
0,120096127	0,0275200	0,134	0,035812261	0
0,137942442	0,0275200	0,134	0,042632756	0
0,124834479	0,0275200	0,134	0,041811631	0
0,123273153	0,0275200	0,134	0,039475425	0
0,120071342	0,0275200	0,134	0,035789839	0
0,102834663	0,0275200	0,134	0,030978589	0
0,126172503	0,0275200	0,134	0,044245551	0
0,119363008	0,0275200	0,134	0,044158444	0
0,131693931	0,0275200	0,134	0,041790792	0
0,123825971	0,0275200	0,134	0,040262866	0
0,11821617	0,0275200	0,134	0,042271759	0
0,126587558	0,0275200	0,134	0,044460525	0
0,101232295	0,0275200	0,134	0,033151015	0
0,118595207	0,0275200	0,134	0,042880717	0
0,111914621	0,0275200	0,134	0,033830125	0
0,116108624	0,0275200	0,134	0,039240712	0
0,102302537	0,0275200	0,134	0,030564332	0
0,128547933	0,0275200	0,134	0,047787628	0
0,110330644	0,0275200	0,134	0,04099854	0

Tableau B.2: Extrait des résultats de calcul de la probabilité de défaillance dans la zone I, site 2.

Coeff sismique A	Δ élastique	Δ ultime	Pt de performance	Id
0,111334614	0,0275200	0,134	0,046659993	0
0,112626922	0,0275200	0,134	0,049313999	0
0,119553533	0,0275200	0,134	0,051948841	0
0,125878607	0,0275200	0,134	0,052851243	0
0,113871957	0,0275200	0,134	0,042636098	0
0,133301339	0,0275200	0,134	0,055773737	0
0,119538024	0,0275200	0,134	0,051914387	0
0,13174941	0,0275200	0,134	0,052710652	0
0,11264018	0,0275200	0,134	0,049342282	0
0,120576023	0,0275200	0,134	0,054280161	0
0,128962378	0,0275200	0,134	0,048498373	0
0,109191657	0,0275200	0,134	0,042622922	0
0,120148477	0,0275200	0,134	0,053291404	0
0,120096127	0,0275200	0,134	0,053171676	0
0,137942442	0,0275200	0,134	0,05378166	0
0,124834479	0,0275200	0,134	0,050378958	0
0,123273153	0,0275200	0,134	0,047921564	0
0,120071342	0,0275200	0,134	0,053115097	0
0,102834663	0,0275200	0,134	0,04139411	0
0,126172503	0,0275200	0,134	0,053610467	0
0,119363008	0,0275200	0,134	0,051527568	0
0,131693931	0,0275200	0,134	0,05261675	0
0,123825971	0,0275200	0,134	0,048758496	0
0,11821617	0,0275200	0,134	0,049096237	0
0,126587558	0,0275200	0,134	0,054704208	0
0,101232295	0,0275200	0,134	0,038616641	0
0,118595207	0,0275200	0,134	0,049876469	0
0,111914621	0,0275200	0,134	0,047825229	0
0,116108624	0,0275200	0,134	0,045042241	0
0,102302537	0,0275200	0,134	0,040416579	0
0,128547933	0,0275200	0,134	0,047959884	0
0,110330644	0,0275200	0,134	0,044779507	0

Tableau B.3: Extrait des résultats de calcul de la probabilité de défaillance dans la zone I, site 3.

Coeff sismique A	Δ élastique	Δ ultime	Pt de performance	Id
0,111334614	0,0275200	0,134	0,048807519	0
0,112626922	0,0275200	0,134	0,050991174	0
0,119553533	0,0275200	0,134	0,055106189	0
0,125878607	0,0275200	0,134	0,070209569	0
0,113871957	0,0275200	0,134	0,053376655	0
0,133301339	0,0275200	0,134	0,063950943	0
0,119538024	0,0275200	0,134	0,055075041	0
0,13174941	0,0275200	0,134	0,060391036	0
0,11264018	0,0275200	0,134	0,05101511	0
0,120576023	0,0275200	0,134	0,057352421	0
0,128962378	0,0275200	0,134	0,081218053	0
0,109191657	0,0275200	0,134	0,055019961	0
0,120148477	0,0275200	0,134	0,056330723	0
0,120096127	0,0275200	0,134	0,056219945	0
0,137942442	0,0275200	0,134	0,076152536	0
0,124834479	0,0275200	0,134	0,069384415	0
0,123273153	0,0275200	0,134	0,064662362	0
0,120071342	0,0275200	0,134	0,056167652	0
0,102834663	0,0275200	0,134	0,051452955	0
0,126172503	0,0275200	0,134	0,071442932	0
0,119363008	0,0275200	0,134	0,05472615	0
0,131693931	0,0275200	0,134	0,060277398	0
0,123825971	0,0275200	0,134	0,066295424	0
0,11821617	0,0275200	0,134	0,052569614	0
0,126587558	0,0275200	0,134	0,073194105	0
0,101232295	0,0275200	0,134	0,047626857	0
0,118595207	0,0275200	0,134	0,053257766	0
0,111914621	0,0275200	0,134	0,049751346	0
0,116108624	0,0275200	0,134	0,059007857	0
0,102302537	0,0275200	0,134	0,050120975	0
0,128547933	0,0275200	0,134	0,07968755	0
0,110330644	0,0275200	0,134	0,058685746	0

Tableau B.4: Extrait des résultats de calcul de la probabilité de défaillance dans la zone I, site 4.

Coeff sismique A	Δ élastique	Δ ultime	Pt de performance	Id
0,111334614	0,0275200	0,134	0,062176083	0
0,112626922	0,0275200	0,134	0,065470068	0
0,119553533	0,0275200	0,134	0,07091939	0
0,125878607	0,0275200	0,134	0,078390852	0
0,113871957	0,0275200	0,134	0,069144281	0
0,133301339	0,0275200	0,134	0,080947654	0
0,119538024	0,0275200	0,134	0,070859084	0
0,13174941	0,0275200	0,134	0,075838741	0
0,11264018	0,0275200	0,134	0,065505898	0
0,120576023	0,0275200	0,134	0,075038405	0
0,128962378	0,0275200	0,134	0,07490363	0
0,109191657	0,0275200	0,134	0,07344076	0
0,120148477	0,0275200	0,134	0,073281898	0
0,120096127	0,0275200	0,134	0,073070142	0
0,137942442	0,0275200	0,134	0,101308452	0
0,124834479	0,0275200	0,134	0,074734759	0
0,123273153	0,0275200	0,134	0,070116212	0
0,120071342	0,0275200	0,134	0,072970145	0
0,102834663	0,0275200	0,134	0,080226455	0
0,126172503	0,0275200	0,134	0,079500492	0
0,119363008	0,0275200	0,134	0,070200415	0
0,131693931	0,0275200	0,134	0,075699282	0
0,123825971	0,0275200	0,134	0,071563816	0
0,11821617	0,0275200	0,134	0,067620353	0
0,126587558	0,0275200	0,134	0,081102136	0
0,101232295	0,0275200	0,134	0,073622134	0
0,118595207	0,0275200	0,134	0,068448692	0
0,111914621	0,0275200	0,134	0,063603776	0
0,116108624	0,0275200	0,134	0,076701	0
0,102302537	0,0275200	0,134	0,079356563	0
0,128547933	0,0275200	0,134	0,073907463	0
0,110330644	0,0275200	0,134	0,076725153	0

TableauB.5: Extrait des résultats de calcul de la probabilité de défaillance dans la zone IIa, site1.

Coeff sismique A	Δ élastique	Δ ultime	Pt de performance	Id
0,174616907	0,0275200	0,134	0,06747805	0
0,190725227	0,0275200	0,134	0,070524392	0
0,185885556	0,0275200	0,134	0,061409105	0
0,239245369	0,0275200	0,134	0,091299247	0
0,22342391	0,0275200	0,134	0,08273886	0
0,176360152	0,0275200	0,134	0,0687041	0
0,198039791	0,0275200	0,134	0,065325009	0
0,212651917	0,0275200	0,134	0,075324019	0
0,201756929	0,0275200	0,134	0,071776846	0
0,207788355	0,0275200	0,134	0,067402178	0
0,179455966	0,0275200	0,134	0,077780236	0
0,196659739	0,0275200	0,134	0,06328746	0
0,179955668	0,0275200	0,134	0,079307503	0
0,177045801	0,0275200	0,134	0,070494387	0
0,213989944	0,0275200	0,134	0,07808934	0
0,194978702	0,0275200	0,134	0,06100025	0
0,202936053	0,0275200	0,134	0,074048811	0
0,203886972	0,0275200	0,134	0,075943575	0
0,165523033	0,0275200	0,134	0,051757583	0
0,218127957	0,0275200	0,134	0,072010883	0
0,233467614	0,0275200	0,134	0,078511062	0
0,185917811	0,0275200	0,134	0,061458273	0
0,19294446	0,0275200	0,134	0,074006282	0
0,182176229	0,0275200	0,134	0,083033053	0
0,210458084	0,0275200	0,134	0,071225881	0
0,175466267	0,0275200	0,134	0,069347962	0
0,170233046	0,0275200	0,134	0,058680015	0
0,185461569	0,0275200	0,134	0,06077112	0
0,213670581	0,0275200	0,134	0,077416886	0
0,223686507	0,0275200	0,134	0,083336466	0
0,190730007	0,0275200	0,134	0,070534394	0
0,197404741	0,0275200	0,134	0,064368999	0

Tableau B.6: Extrait des résultats de calcul de la probabilité de défaillance dans la zone IIa, site 2.

Coeff sismique A	Δ élastique	Δ ultime	Pt de performance	Id
0,174616907	0,0275200	0,134	0,073667353	0
0,190725227	0,0275200	0,134	0,074811236	0
0,185885556	0,0275200	0,134	0,072639758	0
0,239245369	0,0275200	0,134	0,104871044	0
0,22342391	0,0275200	0,134	0,099389301	0
0,176360152	0,0275200	0,134	0,077363519	0
0,198039791	0,0275200	0,134	0,092916858	0
0,212651917	0,0275200	0,134	0,087090987	0
0,201756929	0,0275200	0,134	0,106561187	0
0,207788355	0,0275200	0,134	0,091248019	0
0,179455966	0,0275200	0,134	0,070900369	0
0,196659739	0,0275200	0,134	0,088888452	0
0,179955668	0,0275200	0,134	0,071815445	0
0,177045801	0,0275200	0,134	0,079123844	0
0,213989944	0,0275200	0,134	0,090685907	0
0,194978702	0,0275200	0,134	0,085124913	0
0,202936053	0,0275200	0,134	0,079517866	0
0,203886972	0,0275200	0,134	0,081228672	0
0,165523033	0,0275200	0,134	0,069487587	0
0,218127957	0,0275200	0,134	0,086454239	0
0,233467614	0,0275200	0,134	0,104669034	0
0,185917811	0,0275200	0,134	0,0726905	0
0,19294446	0,0275200	0,134	0,079128334	0
0,182176229	0,0275200	0,134	0,076801254	0
0,210458084	0,0275200	0,134	0,082608612	0
0,175466267	0,0275200	0,134	0,075143259	0
0,170233046	0,0275200	0,134	0,081113412	0
0,185461569	0,0275200	0,134	0,071980164	0
0,213670581	0,0275200	0,134	0,089810447	0
0,223686507	0,0275200	0,134	0,100122902	0
0,190730007	0,0275200	0,134	0,074819297	0
0,197404741	0,0275200	0,134	0,091041904	0

Tableau B.7: Extrait des résultats de calcul de la probabilité de défaillance dans la zone IIa, site 3.

Coeff sismique A	Δ élastique	Δ ultime	Pt de performance	Id
0,174616907	0,0275200	0,134	0,078973643	0
0,190725227	0,0275200	0,134	0,094103935	0
0,185885556	0,0275200	0,134	0,09556677	0
0,239245369	0,0275200	0,134	0,121582909	0
0,22342391	0,0275200	0,134	0,112105765	0
0,176360152	0,0275200	0,134	0,082648816	0
0,198039791	0,0275200	0,134	0,095406036	0
0,212651917	0,0275200	0,134	0,108850357	0
0,201756929	0,0275200	0,134	0,106468085	0
0,207788355	0,0275200	0,134	0,10947839	0
0,179455966	0,0275200	0,134	0,092591745	0
0,196659739	0,0275200	0,134	0,091640302	0
0,179955668	0,0275200	0,134	0,094347625	0
0,177045801	0,0275200	0,134	0,084633039	0
0,213989944	0,0275200	0,134	0,11315242	0
0,194978702	0,0275200	0,134	0,108072764	0
0,202936053	0,0275200	0,134	0,095090505	0
0,203886972	0,0275200	0,134	0,097718721	0
0,165523033	0,0275200	0,134	0,077155407	0
0,218127957	0,0275200	0,134	0,110621224	0
0,233467614	0,0275200	0,134	0,118486091	0
0,185917811	0,0275200	0,134	0,095676973	0
0,19294446	0,0275200	0,134	0,100701954	0
0,182176229	0,0275200	0,134	0,084367007	0
0,210458084	0,0275200	0,134	0,102538923	0
0,175466267	0,0275200	0,134	0,080724047	0
0,170233046	0,0275200	0,134	0,091431886	0
0,185461569	0,0275200	0,134	0,094130504	0
0,213670581	0,0275200	0,134	0,112108465	0
0,223686507	0,0275200	0,134	0,112321003	0
0,190730007	0,0275200	0,134	0,094119351	0
0,197404741	0,0275200	0,134	0,093589294	0

Tableau B.8: Extrait des résultats de calcul de la probabilité de défaillance dans la zone IIa, site 4.

Coeff sismique A	Δ élastique	Δ ultime	Pt de performance	Id
0,174616907	0,0275200	0,134	0,111877742	0
0,190725227	0,0275200	0,134	0,119753699	0
0,185885556	0,0275200	0,134	0,116049115	0
0,239245369	0,0275200	0,134	0,174657919	1
0,22342391	0,0275200	0,134	0,159012455	1
0,176360152	0,0275200	0,134	0,119073509	0
0,198039791	0,0275200	0,134	0,152588047	1
0,212651917	0,0275200	0,134	0,164413952	1
0,201756929	0,0275200	0,134	0,136578862	1
0,207788355	0,0275200	0,134	0,158212958	1
0,179455966	0,0275200	0,134	0,115093909	0
0,196659739	0,0275200	0,134	0,129384538	0
0,179955668	0,0275200	0,134	0,117079108	0
0,177045801	0,0275200	0,134	0,106307677	0
0,213989944	0,0275200	0,134	0,165809339	1
0,194978702	0,0275200	0,134	0,150733599	1
0,202936053	0,0275200	0,134	0,156382754	1
0,203886972	0,0275200	0,134	0,157388313	1
0,165523033	0,0275200	0,134	0,107400227	0
0,218127957	0,0275200	0,134	0,168774652	1
0,233467614	0,0275200	0,134	0,167887816	1
0,185917811	0,0275200	0,134	0,116179794	0
0,19294446	0,0275200	0,134	0,128920813	0
0,182176229	0,0275200	0,134	0,110783295	0
0,210458084	0,0275200	0,134	0,152859927	1
0,175466267	0,0275200	0,134	0,115310532	0
0,170233046	0,0275200	0,134	0,11008086	0
0,185461569	0,0275200	0,134	0,114348294	0
0,213670581	0,0275200	0,134	0,165476817	1
0,223686507	0,0275200	0,134	0,159748604	1
0,190730007	0,0275200	0,134	0,119773078	0
0,197404741	0,0275200	0,134	0,13248911	0

TableauB.9: Extrait des résultats de calcul de la probabilité de défaillance dans la zone IIb, site 1.

Coeff sismique A	Δ élastique	Δ ultime	Pt de performance	Id
0,241419767	0,0275200	0,134	0,241419767	0
0,218991986	0,0275200	0,134	0,218991986	0
0,254894758	0,0275200	0,134	0,254894758	0
0,282538749	0,0275200	0,134	0,282538749	0
0,280345508	0,0275200	0,134	0,280345508	0
0,295706708	0,0275200	0,134	0,295706708	0
0,200070529	0,0275200	0,134	0,200070529	0
0,243015653	0,0275200	0,134	0,243015653	0
0,277470805	0,0275200	0,134	0,277470805	0
0,223203944	0,0275200	0,134	0,223203944	0
0,232208798	0,0275200	0,134	0,232208798	0
0,210158678	0,0275200	0,134	0,210158678	0
0,206903791	0,0275200	0,134	0,206903791	0
0,22564566	0,0275200	0,134	0,22564566	0
0,230287236	0,0275200	0,134	0,230287236	0
0,201385154	0,0275200	0,134	0,201385154	0
0,235058515	0,0275200	0,134	0,235058515	0
0,23893259	0,0275200	0,134	0,23893259	0
0,252128159	0,0275200	0,134	0,252128159	0
0,239853265	0,0275200	0,134	0,239853265	0
0,24077623	0,0275200	0,134	0,24077623	0
0,239739703	0,0275200	0,134	0,239739703	0
0,284409771	0,0275200	0,134	0,284409771	0
0,246652019	0,0275200	0,134	0,246652019	0
0,244182593	0,0275200	0,134	0,244182593	0
0,236345005	0,0275200	0,134	0,236345005	0
0,302843615	0,0275200	0,134	0,302843615	0
0,271194912	0,0275200	0,134	0,271194912	0
0,315279803	0,0275200	0,134	0,315279803	0
0,23302784	0,0275200	0,134	0,23302784	0
0,293599973	0,0275200	0,134	0,293599973	0
0,211800949	0,0275200	0,134	0,211800949	0

TableauB.10: Extrait des résultats de calcul de la probabilité de défaillance dans la zone IIb, site 2.

Coeff sismique A	Δ élastique	Δ ultime	Pt de performance	Id
0,241419767	0,0275200	0,134	0,110336806	0
0,218991986	0,0275200	0,134	0,088133372	0
0,254894758	0,0275200	0,134	0,115547628	0
0,282538749	0,0275200	0,134	0,150287569	1
0,280345508	0,0275200	0,134	0,129381967	0
0,295706708	0,0275200	0,134	0,157113961	1
0,200070529	0,0275200	0,134	0,100366029	0
0,243015653	0,0275200	0,134	0,09940133	0
0,277470805	0,0275200	0,134	0,121160447	0
0,223203944	0,0275200	0,134	0,098779647	0
0,232208798	0,0275200	0,134	0,101908317	0
0,210158678	0,0275200	0,134	0,082065341	0
0,206903791	0,0275200	0,134	0,088680788	0
0,22564566	0,0275200	0,134	0,105792371	0
0,230287236	0,0275200	0,134	0,096666607	0
0,201385154	0,0275200	0,134	0,104962968	0
0,235058515	0,0275200	0,134	0,094319749	0
0,23893259	0,0275200	0,134	0,103995257	0
0,252128159	0,0275200	0,134	0,10841512	0
0,239853265	0,0275200	0,134	0,105985883	0
0,24077623	0,0275200	0,134	0,108521386	0
0,239739703	0,0275200	0,134	0,105679107	0
0,284409771	0,0275200	0,134	0,125772979	0
0,246652019	0,0275200	0,134	0,108556344	0
0,244182593	0,0275200	0,134	0,102452537	0
0,236345005	0,0275200	0,134	0,097094491	0
0,302843615	0,0275200	0,134	0,160973057	1
0,271194912	0,0275200	0,134	0,119267471	0
0,315279803	0,0275200	0,134	0,165059089	1
0,23302784	0,0275200	0,134	0,103471893	0
0,293599973	0,0275200	0,134	0,1405165	1
0,211800949	0,0275200	0,134	0,085147931	0

Tableau B.11: Extrait des résultats de calcul de la probabilité de défaillance dans la zone IIb, site 3.

Coeff sismique A	Δ élastique	Δ ultime	Pt de performance	Id
0,241419767	0,0275200	0,134	0,16661557	0
0,218991986	0,0275200	0,134	0,169670487	0
0,254894758	0,0275200	0,134	0,163504087	1
0,282538749	0,0275200	0,134	0,173709566	1
0,280345508	0,0275200	0,134	0,173091407	1
0,295706708	0,0275200	0,134	0,183561689	1
0,200070529	0,0275200	0,134	0,154742794	0
0,243015653	0,0275200	0,134	0,170973058	1
0,277470805	0,0275200	0,134	0,171701573	1
0,223203944	0,0275200	0,134	0,158288355	0
0,232208798	0,0275200	0,134	0,164801294	0
0,210158678	0,0275200	0,134	0,150416708	0
0,206903791	0,0275200	0,134	0,146540024	0
0,22564566	0,0275200	0,134	0,166919721	0
0,230287236	0,0275200	0,134	0,168083634	0
0,201385154	0,0275200	0,134	0,13471267	0
0,235058515	0,0275200	0,134	0,165265948	0
0,23893259	0,0275200	0,134	0,173787326	0
0,252128159	0,0275200	0,134	0,175923924	1
0,239853265	0,0275200	0,134	0,176215339	0
0,24077623	0,0275200	0,134	0,178842608	0
0,239739703	0,0275200	0,134	0,17591846	0
0,284409771	0,0275200	0,134	0,176113491	1
0,246652019	0,0275200	0,134	0,171216284	0
0,244182593	0,0275200	0,134	0,173209175	1
0,236345005	0,0275200	0,134	0,167899072	0
0,302843615	0,0275200	0,134	0,183714291	1
0,271194912	0,0275200	0,134	0,168629368	1
0,315279803	0,0275200	0,134	0,186697014	1
0,23302784	0,0275200	0,134	0,166867713	0
0,293599973	0,0275200	0,134	0,180402343	1
0,211800949	0,0275200	0,134	0,163523415	0

Tableau B.12: Extrait des résultats de calcul de la probabilité de défaillance dans la zone IIB, site 4.

Coeff sismique A	Δ élastique	Δ ultime	Pt de performance	Id
0,241419767	0,0275200	0,134	0,16661557	1
0,218991986	0,0275200	0,134	0,169670487	1
0,254894758	0,0275200	0,134	0,163504087	1
0,282538749	0,0275200	0,134	0,173709566	1
0,280345508	0,0275200	0,134	0,173091407	1
0,295706708	0,0275200	0,134	0,183561689	1
0,200070529	0,0275200	0,134	0,154742794	1
0,243015653	0,0275200	0,134	0,170973058	1
0,277470805	0,0275200	0,134	0,171701573	1
0,223203944	0,0275200	0,134	0,158288355	1
0,232208798	0,0275200	0,134	0,164801294	1
0,210158678	0,0275200	0,134	0,150416708	1
0,206903791	0,0275200	0,134	0,146540024	1
0,22564566	0,0275200	0,134	0,166919721	1
0,230287236	0,0275200	0,134	0,168083634	1
0,201385154	0,0275200	0,134	0,13471267	1
0,235058515	0,0275200	0,134	0,165265948	1
0,23893259	0,0275200	0,134	0,173787326	1
0,252128159	0,0275200	0,134	0,175923924	1
0,239853265	0,0275200	0,134	0,176215339	1
0,24077623	0,0275200	0,134	0,178842608	1
0,239739703	0,0275200	0,134	0,17591846	1
0,284409771	0,0275200	0,134	0,176113491	1
0,246652019	0,0275200	0,134	0,171216284	1
0,244182593	0,0275200	0,134	0,173209175	1
0,236345005	0,0275200	0,134	0,167899072	1
0,302843615	0,0275200	0,134	0,183714291	1
0,271194912	0,0275200	0,134	0,168629368	1
0,315279803	0,0275200	0,134	0,186697014	1
0,23302784	0,0275200	0,134	0,166867713	1
0,293599973	0,0275200	0,134	0,180402343	1
0,211800949	0,0275200	0,134	0,163523415	1

Tableau B.13: Extrait des résultats de calcul de la probabilité de défaillance dans la zone III, site 1 .

Coeff sismique A	Δ élastique	Δ ultime	Pt de performance	Id
0,310669925	0,0275200	0,134	0,12008994	0
0,242304765	0,0275200	0,134	0,100168483	0
0,301852057	0,0275200	0,134	0,115616149	0
0,275257871	0,0275200	0,134	0,089779165	0
0,31774224	0,0275200	0,134	0,119765292	0
0,289019827	0,0275200	0,134	0,103019896	0
0,39827702	0,0275200	0,134	0,170592209	1
0,292613891	0,0275200	0,134	0,110701165	0
0,38563177	0,0275200	0,134	0,169893338	1
0,250260055	0,0275200	0,134	0,087778338	0
0,277447743	0,0275200	0,134	0,093480882	0
0,284289654	0,0275200	0,134	0,093640494	0
0,314013336	0,0275200	0,134	0,111971843	0
0,288635751	0,0275200	0,134	0,102150608	0
0,284570342	0,0275200	0,134	0,094050769	0
0,322661981	0,0275200	0,134	0,115421804	0
0,283145778	0,0275200	0,134	0,105395279	0
0,359636586	0,0275200	0,134	0,15796172	1
0,340746436	0,0275200	0,134	0,149362778	1
0,342679053	0,0275200	0,134	0,150534317	1
0,335211125	0,0275200	0,134	0,119031207	0
0,268558333	0,0275200	0,134	0,095147135	0
0,254926327	0,0275200	0,134	0,082570207	0
0,273918877	0,0275200	0,134	0,107543912	0
0,307218921	0,0275200	0,134	0,111947665	0
0,394502498	0,0275200	0,134	0,161807164	1
0,23940906	0,0275200	0,134	0,091695825	0
0,313390168	0,0275200	0,134	0,110554303	0
0,285082628	0,0275200	0,134	0,094808341	0
0,297286695	0,0275200	0,134	0,105777234	0
0,274003632	0,0275200	0,134	0,107812399	0
0,323014107	0,0275200	0,134	0,116195788	0

Tableau B.14: Extrait des résultats de calcul de la probabilité de défaillance dans la zone III, site 2.

Coeff sismique A	Δ élastique	Δ ultime	Pt de performance	Id
0,310669925	0,0275200	0,134	0,165748055	1
0,242304765	0,0275200	0,134	0,097757669	0
0,301852057	0,0275200	0,134	0,159712837	1
0,275257871	0,0275200	0,134	0,142876249	1
0,31774224	0,0275200	0,134	0,169472817	1
0,289019827	0,0275200	0,134	0,153632836	1
0,39827702	0,0275200	0,134	0,170106905	1
0,292613891	0,0275200	0,134	0,135273481	1
0,38563177	0,0275200	0,134	0,163423349	1
0,250260055	0,0275200	0,134	0,103386716	0
0,277447743	0,0275200	0,134	0,121095154	0
0,284289654	0,0275200	0,134	0,125411641	0
0,314013336	0,0275200	0,134	0,158987391	1
0,288635751	0,0275200	0,134	0,153352038	1
0,284570342	0,0275200	0,134	0,126257938	0
0,322661981	0,0275200	0,134	0,164856134	1
0,283145778	0,0275200	0,134	0,150732429	1
0,359636586	0,0275200	0,134	0,174006802	1
0,340746436	0,0275200	0,134	0,164509387	1
0,342679053	0,0275200	0,134	0,167166634	1
0,335211125	0,0275200	0,134	0,169766617	1
0,268558333	0,0275200	0,134	0,121459294	0
0,254926327	0,0275200	0,134	0,115637664	0
0,273918877	0,0275200	0,134	0,127200359	0
0,307218921	0,0275200	0,134	0,163265215	1
0,394502498	0,0275200	0,134	0,169346973	1
0,23940906	0,0275200	0,134	0,105332769	0
0,313390168	0,0275200	0,134	0,156665836	1
0,285082628	0,0275200	0,134	0,12781989	0
0,297286695	0,0275200	0,134	0,158261407	1
0,274003632	0,0275200	0,134	0,127456585	0
0,323014107	0,0275200	0,134	0,166025999	1

Tableau B.15: Extrait des résultats de calcul de la probabilité de défaillance dans la zone III, site 3.

Coeff sismique A	Δ élastique	Δ ultime	Pt de performance	Id
0,310669925	0,0275200	0,134	0,161011421	1
0,242304765	0,0275200	0,134	0,144479694	1
0,301852057	0,0275200	0,134	0,180254076	1
0,275257871	0,0275200	0,134	0,155955909	1
0,31774224	0,0275200	0,134	0,160719045	1
0,289019827	0,0275200	0,134	0,170139771	1
0,39827702	0,0275200	0,134	0,186860155	1
0,292613891	0,0275200	0,134	0,168727707	1
0,38563177	0,0275200	0,134	0,183666347	1
0,250260055	0,0275200	0,134	0,1546404	1
0,277447743	0,0275200	0,134	0,162699964	1
0,284289654	0,0275200	0,134	0,174552032	1
0,314013336	0,0275200	0,134	0,172711227	1
0,288635751	0,0275200	0,134	0,169154442	1
0,284570342	0,0275200	0,134	0,175862743	1
0,322661981	0,0275200	0,134	0,165226071	1
0,283145778	0,0275200	0,134	0,169672993	1
0,359636586	0,0275200	0,134	0,177657748	1
0,340746436	0,0275200	0,134	0,167308371	1
0,342679053	0,0275200	0,134	0,16948363	1
0,335211125	0,0275200	0,134	0,167063213	1
0,268558333	0,0275200	0,134	0,150914894	1
0,254926327	0,0275200	0,134	0,157193327	1
0,273918877	0,0275200	0,134	0,169553042	1
0,307218921	0,0275200	0,134	0,168098492	1
0,394502498	0,0275200	0,134	0,186604889	1
0,23940906	0,0275200	0,134	0,122124616	0
0,313390168	0,0275200	0,134	0,171375304	1
0,285082628	0,0275200	0,134	0,161303531	1
0,297286695	0,0275200	0,134	0,17047019	1
0,274003632	0,0275200	0,134	0,169623186	1
0,323014107	0,0275200	0,134	0,166004815	1

Tableau B.16: Extrait des résultats de calcul de la probabilité de défaillance dans la zone III, site 4.

Coeff sismique A	Δ élastique	Δ ultime	Pt de performance	Id
0,310669925	0,0275200	0,134	0,188216929	1
0,242304765	0,0275200	0,134	0,169082155	1
0,301852057	0,0275200	0,134	0,182002911	1
0,275257871	0,0275200	0,134	0,171645117	1
0,31774224	0,0275200	0,134	0,19135639	1
0,289019827	0,0275200	0,134	0,177454027	1
0,39827702	0,0275200	0,134	0,227783599	1
0,292613891	0,0275200	0,134	0,178663733	1
0,38563177	0,0275200	0,134	0,22179218	1
0,250260055	0,0275200	0,134	0,170943232	1
0,277447743	0,0275200	0,134	0,171670148	1
0,284289654	0,0275200	0,134	0,175958624	1
0,314013336	0,0275200	0,134	0,189449831	1
0,288635751	0,0275200	0,134	0,179310798	1
0,284570342	0,0275200	0,134	0,176321195	1
0,322661981	0,0275200	0,134	0,190095736	1
0,283145778	0,0275200	0,134	0,174460318	1
0,359636586	0,0275200	0,134	0,207499117	1
0,340746436	0,0275200	0,134	0,195929977	1
0,342679053	0,0275200	0,134	0,199407645	1
0,335211125	0,0275200	0,134	0,195152063	1
0,268558333	0,0275200	0,134	0,168247329	1
0,254926327	0,0275200	0,134	0,163599173	1
0,273918877	0,0275200	0,134	0,169620842	1
0,307218921	0,0275200	0,134	0,186741177	1
0,394502498	0,0275200	0,134	0,225313012	1
0,23940906	0,0275200	0,134	0,175069748	1
0,313390168	0,0275200	0,134	0,188329488	1
0,285082628	0,0275200	0,134	0,176991488	1
0,297286695	0,0275200	0,134	0,181768911	1
0,274003632	0,0275200	0,134	0,169741667	1
0,323014107	0,0275200	0,134	0,190818154	1

Le règlement **ATC 40**, d'après Chopra (1995), propose de déterminer le terme (β_0) en utilisant l'équation (2.9) suivante :

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \tag{2.9}$$

Ou :

E_D = Énergie dissipée par amortissement

E_{S0} = Énergie de déformation maximale

La signification physique des termes E_D et E_{S0} dans l'équation (2.9) est illustrée à la figure C.1.

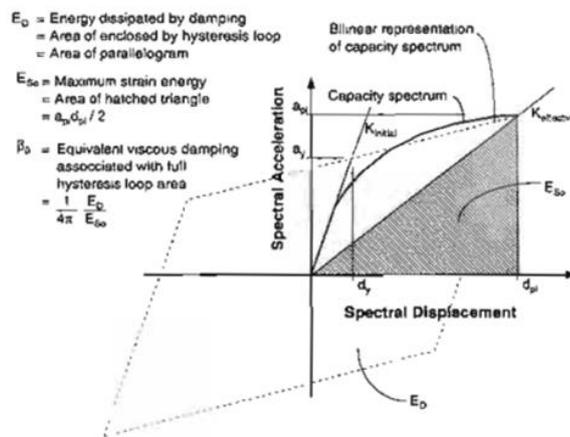


Figure C.1 : Schématisation de l'énergie dissipée par la structure.

E_D est l'énergie dissipée par la structure dans un seul cycle de mouvement; C'est la zone entourée par une seule boucle d'hystérésis.

E_{S0} est l'énergie de déformation maximale associée à ce cycle de mouvement, c'est-à-dire la zone du triangle hachuré.

En se référant à la figure C-2 le terme E_D peut être dérivé comme

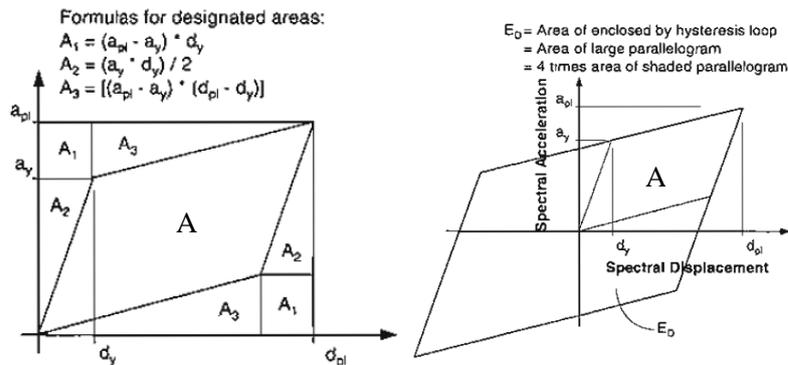


Figure C.2 : Signification de terme ED.

$$E_D = 4 * A$$

$$= 4(a_{pi}d_{pi} - 2A_1 - 2A_2 - 2A_3)$$

$$\begin{aligned}
 &= 4\{a_{pi}d_{pi} - a_y d_y - (d_{pi} - d_y)(a_{pi} - a_y) - 2d_y(a_{pi} - a_y)\} \\
 &= 4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})
 \end{aligned}$$

En se référant à la figure C-1, le terme E_{S_0} peut être dérivé comme :

$$E_{S_0} = a_{pi}d_{pi}/2$$

Ainsi, β_0 peut être écrit comme :

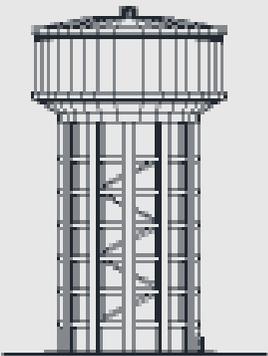
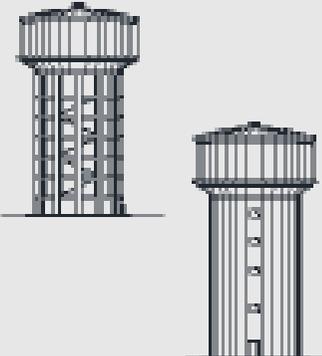
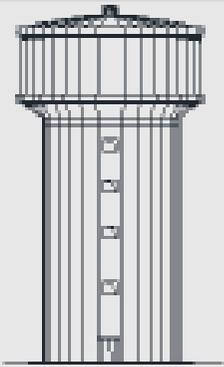
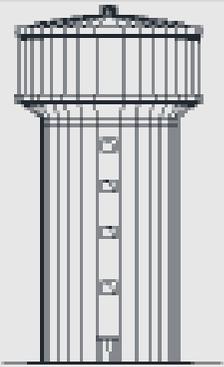
$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi}d_{pi}/2} = \frac{2}{\pi} \frac{a_y d_{pi} - d_y a_{pi}}{a_{pi}d_{pi}}$$

$$\beta_0 = \frac{0.637(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi}d_{pi}}$$

Et lorsque β_0 est écrit en termes de pourcentage d'amortissement critique, l'équation devient:

$$\beta_0 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi}d_{pi}} \quad (2.10)$$

Tableau D.1 : Choix du contreventement d'après Morsli. S et Kouchah. K (2014).

Zones sismiques		Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III
Choix		Faible sismicité	Moyenne sismicité	Moyenne sismicité	Forte sismicité
Technique	Glissement	Tour / Pilotis	Tour / Pilotis	Tour / Pilotis	Tour / Pilotis
	Renversement	Tour / Pilotis	Tour / Pilotis	Tour / Pilotis	Tour
	Contrainte de compression	Pilotis	Tour / Pilotis	Tour	Tour
	Contrainte de traction	Tour / Pilotis	Tour / Pilotis	Tour	Tour
Economique		Tour / Pilotis	Tour / Pilotis	Tour / Pilotis	Tour / Pilotis
Choix Technico-economique					

Applied Technology Council, ATC-40, 1996, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Volume 1-2, Redwood City, California.

Allioua et Rabia.A Analyse non linéaire d'un réservoir d'eau surélevé tronconique par la méthode pushover. Thèse de master en génie civil, UMMTO, 2013.

Aliche. A Contribution à l'analyse de l'évolution de la vulnérabilité des réservoirs en béton dans leur cycle de vie, thèse de doctorat LMD, UMMTO, 2016.

Amirouche C., Analyse fiabiliste de la stabilité au glissement d'une digue de retenue collinaire. Mémoire de master 2, spécialité Géotechnique et Environnement, Université Mouloud MAMMARI de TiziOuzou, 2015.

Aissiouane. S et Khimeche.I Analyse mécano-fiabiliste de la stabilité au glissement d'une digue de type zonée. Mémoire de master professionnel en génie civil UMMTO 2016.

Aouas Y., Optimisation fiabiliste de la conception et de la maintenance des structures, Thèse de doctorat, à l'Ecole polytechnique d'Alger, 2008.

Carlton. M. A. & Devore. J. L., Probability with Applications in Engineering, Science, and Technology (Springer ed.), USA, 2014.

Chaouadi.T. Analyse mécano-fiabiliste de la stabilité au glissement d'une digue en terre homogène, tenant compte de la ligne de saturation. Thèse de master en génie civil, UMMTO, 2016.

Dang, C.-T. (2014). Méthodes de construction des courbes de fragilité sismique par simulations numériques. Thèse doctorat, Université BLAISE PASCAL- Clermont II.

Eurocode-8. (2003). Design of structures for earthquake resistance—Part 4 (Draft No:2): silos, tanks and pipelines. European Committee for Standardization, 65.

Gholizad, A., Golafshani, A.A., & Akrami, V. (2012). Structural reliability of offshore platforms considering fatigue damage and different failure scenarios. *Ocean Engineering*, 46, 1-8.

Hasofer, A. M., & Lind., N. C. (1974). Exact and invariant second-moment code format. *Journal of the Engineering Mechanics division.*, 100(1), 111-121.

Housner, G. W. (1963). The dynamic behavior of water tanks. *Bulletin Of The Seismological Society Of America*, 53 (2), 381-387.

Igor, R., & Jesper, R. (2006). Probability and Risk Analysis, An Introduction for Engineers (Springer ed.). Germany

Kjellmann W., Säkerhetsproblemet ur principiell och teoretisk synpunkt, Ingeniörs Vetenskaps Akademien, Handlingar 156, Stockholm, 1940.

- Lemaire, M., Chateaufneuf, A., & Mitteau, J. C.**, Fiabilité des structures (Lavoisier ed.). France. (état limite, monte carlo, intégrale 2005).
- Lind N.C.**, The design of structural design norms, Journal of Structural Mechanics, 1, 1973.
- Lupoi, A., & Callari, C.** (2011). A probabilistic method for the seismic assessment of existing concrete gravity dams. Structure and Infrastructure Engineering, 8 (10), 985-998.
- Madsen H.O.**, Optimal Inspection Planning Fatigue Damage of Offshore Structures, ICOSSAR89, 2099-2106, 1989.
- Madsen H.O.**, Probability Based Optimization of Fatigue Design Inspection and Maintenance, Symposium IOS, Glasgow, 1990.
- Mayer M.**, Die Sicherheit der Bauwerke und ihre Berechnung nach Grenzkraften anstatt nach zulässigen Spannungen, Verlag von J. Springer, Berlin, 1926.
- Mendenhall, W., Beaver, R. J., & Beaver, B. M.** (2006). Introduction to Probability and Statistics (Brooks/Cole, Cengage Learning ed.). USA
- Mebarki, A., & Valencia, N.** (2003). Vulnérabilité sismique des ouvrages en maçonnerie. Revue Française de Génie Civil, 7 (4), 471-498.
- Microsoft Excel**, 2007.
- Möller, O., & Rubinstein, M.** (1992). Reliability-based design of R/C water tank structures under seismic action. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 21, 665-678
- Morsli. S, Kouchah. K.** Choix du type de réservoir surélevé en fonction du site d'implantation et de la zone sismique, Mémoire de Master en génie civil, UMMTO 2014.
- P.Fajfar and M.Fishinger**, " Non-linear seismic analysis of RC buildings: implications of a case study", European Earthquake Engineering, 1, 31-43. (1987)
- P.Fajfar**, " A nonlinear analysis method for performance-based seismic design" Earthquake Spectra 2000, 16(3):573-592.
- Peyras, L., Carvajal, C., Felix, H., Bacconnet, C., Royet, P., Becue, J.-P., & Boissier, D.** (2012). Probability-based assessment of dam safety using combined risk analysis and reliability methods – application to hazards studies. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 16 (7), 795-817.
- Port M, Levi R.**, Conceptions modernes relatives à la sécurité des constructions, Revue Générale des Chemins de Fer, Juin, 1951.
- Prot M.**, Note sur la notion de coefficient de sécurité, Annales des Ponts et Chaussées, 27, 1936.
- Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.**

Sani, J. E., Nwadiogbu, C. P., & L., Y. G. (2014). Reliability Analysis of an Underground Reinforced Concrete Rectangular Water Tank. IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering (IOSR-JMCE), 11(1), 58-68

Tebbi, O. (2005). Estimation des lois de fiabilité en mécanique par les essais accélérés. Thèse doctorat, A l'Institut des Sciences et Techniques de l'Ingénieur d'Angers.

Thoft-Christensen P., Sorensen J.D., Reliability analysis of elasto-plastic structures, Comptes rendus de la conférence IFIP'11, Copenhague, Springer-Verlag, 1984.

Wästlund G., Säkerhets problemet ur praktisk-konstruktiv synpunkt, Ingeniörs Vetenskaps Akademien, Handlingar 156, Stockholm, 1940.

Weibull W., A statistical theory of the strength of materials, Compte-rendus de la Société Royale Suédoise des Ingénieurs, 15, 1939.

Wierzbicki M.W., La sécurité des constructions comme un problème de probabilité, Annales de l'Académie Polonaise de Sciences Techniques, VII, 1939-1945.