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

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

Thème

Analyse fiabiliste d'un réservoir circulaire posé au sol, en béton armé

Réalisé par :
M. BEN ABDERRAHMANE Arezki

Dirigé par :
Prof. BOUZELHA Karima

Année universitaire 2014/2015

Remerciements

J'adresse en premier lieu mes remerciements à Madame Bouzelha Karima, Professeur au département de génie civil pour m'avoir encadré et suivi tout au long de la réalisation de ce mémoire. Qu'elle trouve ici toute ma reconnaissance et ma profonde gratitude.

J'adresse mes remerciement également à Monsieur Hammoum Hocine, maitre conférence au département de génie civil pour m'avoir fait bénéficier de ses compétences, pour sa disponibilité et son aide précieuse.

Mes remercîments vont également à Mr Aliche Amar, doctorant au département génie civil qui m'a beaucoup aidé et qui a toujours répondu présent. Et sans oublier M^{elle} Amirouche Célia

Je remercie les membre du jury pour avoir accepter de juger ce travail.

Enfin, je remercie tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Dédicace

Mes sincères dédicaces sont portées

A mes parents, qui m'ont encouragés, qui n’ont jamais cessé de croire en moi , que dieux les gardé prés de moi.

Mon frère Lotfi et mes sœurs Wahida, Thiziri, Soraya et Mariem que dieux les protèges

Je dédicace aussi ce travail à Sarah Oumorkhtar qui m’a toujours soutenue et encouragée

Et à tous mes amis

Sommaire

Chapitre 3 : analyse probabiliste d'un réservoir posé au sol

Introduction générale

La notion de la fiabilité dans les structures de génie civil et en constructions hydrauliques en particulier est associée à celle de la sécurité (Aoues,2008) . De nombreux pays sont confrontés au problème de l’accroissement de la capacité portante de certains de leurs ouvrages avec des budgets de réparation et de confortement de plus en plus restreints. Trouver l’équilibre optimal entre coût et sécurité est aujourd’hui une question qui tend à se généraliser. Aussi, les maîtres d’ouvrage recherchent-ils un tel compromis entre l’assurance d’un ouvrage capable de supporter les charges envisagées avec un degré de sécurité suffisant, et des coûts de réhabilitation les plus bas possibles. La défaillance totale ou partielle d’un ouvrage peut conduire à des pertes, dues à l’effondrement de l’ouvrage où à son indisponibilité.

Traditionnellement, l’optimisation des structures en génie civil et en particulier les réservoirs constitue une démarche déterministe qui s’appuie sur les coefficients partiels de sécurité recommandés dans les codes de dimensionnement, tels que les RPA(règlement parasismique algérien) ces coefficients sont appliqués pour tenir compte des incertitudes et pour se prémunir des écarts imprévisible des performance mécanique des Ouvrages, D’une part, d’autre part, l’utilisation de ces coefficients de sécurité dans le processus d’optimisation n’assure pas une solution optimale et fiable car ces coefficient sont calibrés pour de larges classe de structures et sans lien direct avec les exigence de fiabilité, Autrement dit ; ces coefficient peuvent parfois mener à un manque de robustesse de la structure optimisée.

La théorie de la fiabilité qui repose sur une formulation probabiliste de la sécurité des constructions peut y répondre de façon adaptée, Néanmoins, elle soulève des difficultés sur le plan théorique, numérique qu’applicatif puisqu’elle requiert en particulier une modélisation des incertitudes par des lois et paramétrées statistique et le recours à la définition d’un niveau de sécurité minimal.

Dans le même contexte, et dans le cadre de cette recherche, nous nous intéressons à l’analyse de la fiabilité sismique d’un réservoir posé au sol, en béton armé. Pour ce faire, le travail est réparti en quatre chapitre

Dans le premier chapitre, un bref aperçu est donné sur les différents approches de calculs d’une structure ; à savoir l’approche déterministe, l’approche semi-probabiliste et l’approche probabiliste. La notion de la fiabilité ainsi que les notions de performance structurales sont présentés

Le second chapitre est consacré à l'étude hydrodynamique d'un réservoir circulaire posé au sol, par une approche déterministe. La méthode de Housner, développée par (Hammoum et *al*., 2010) est adoptée

Le troisième chapitre est dédié à la présentation de l'analyse de la fiabilité sismique du réservoir posé au sol, en utilisant la simulation de Monté Carlo classique, la définition des fonctions d'états limites, l'identification des variables et la génération de la variable A_{gr} (accélération sismique) font l'objet du chapitre

Au quatrième et dernier chapitre, les résultats de la probabilité de défaillance de la structure vis-à-vis les modes de ruines envisagés sont présentés, pour différentes hauteurs d'eau dans le réservoir pendant 24 heures et pour différentes zone sismique

Chapitre 1 :
Etat de l'art de la fiabilité

Introduction

La fiabilité d’une structure se caractérise quant à elle par la performance de celle-ci à remplir une fonction définie sous des conditions données, pendant une durée fixée et en respectant le niveau de sécurité exigé. Ainsi, le dimensionnement des structures est fondé sur une démarche déterministe dans laquelle l’ensemble des paramètres précités prennent une valeur fixe. Précisément, les paramètres incertains sont décrits par une valeur caractéristique défavorable. Associée à des coefficients de sécurité, l’analyse conduit alors à une réponse (“sûreté” ou “défaillance”) vis-à-vis d’un critère donné, qui traduit d’une certaine manière la confiance que l’on peut accorder à ce dimensionnement précis (Ballière A, et *al,* 2012).

La démarche probabiliste en revanche, permet de construire une modélisation dans laquelle les données incertaines sont représentées par des variables aléatoires. Ce qui permet d’évaluer la probabilité de défaillance de la structure.

l’approche fiabiliste permet donc une meilleure appréciation des marges de sécurité à l’aide d’indicateurs de confiance objectifs, et constitue en ce sens un outil adéquat pour l’aide à la décision en phases de conception et de maintenance.

L’évaluation de la performance d’une structure est en enjeu important qui se pose dès la construction de cette structure et reste présent tout au long de sa durée de vie

Ainsi, dans le cadre de ce premier chapitre, nous présenterons les différents approches de calculs d’une structure (déterministe, semi-probabiliste et probabiliste), la notion de la fiabilité ainsi les notions de performances structurales

1.1 Objectifs de l’évaluation de la performance structural

Un des objectifs de l’évaluation de la performance structurale est l’estimation de la fiabilité structurelle de l’ouvrage.

La fiabilité est une notion complexe qui introduit un ensemble de données déterministes et aléatoires, une quantification de ces données basée sur une connaissance en terme de paramètres statistiques et la qualité de ces paramètres. Les objectifs spécifiques de l’évaluation doivent être précisés par le maître d’ouvrage ou l’autorité technique responsable de l’ouvrage, qui sont (*Mathieu, 1983*):

- des critères de sécurité qui procurent un niveau de sécurité pour les usagers,
- des critères de fonctionnalité qui assurent un fonctionnement continu de l’ouvrage durant des événements particuliers comme les tremblements de terre,
- des critères de service, économiques ou esthétiques imposés par les autorités.

1.2. Notions de performance structurale

On appelle performance structurale la capacité de la structure à remplir les exigences pour lesquelles elle est conçue et exploitée. On répartit ces exigences de performance en trois catégories (Ballière A, et *al,* 2012) :

- la sécurité structurale, qui assure la résistance de la structure aux actions prévues en situation normale ainsi que sa robustesse en situation exceptionnelle ;
- l'aptitude au service, qui assure le maintien de l'exploitation de la structure ;
- la durabilité, qui décrit l'aptitude de la structure à demeurer en état d'accomplir ses performances de sécurité structurale et d'aptitude au service dans des conditions données d'utilisation et de maintenance sur une durée de service définie.

La mesure de la performance structurale vise à quantifier l'écart entre les modes de fonctionnement acceptables de la structure et les modes de fonctionnement à éviter, en fonction des caractéristiques de résistance de la structure et des actions susceptibles de conduire à sa ruine.

1.3- Méthodes d'évaluation de la performance structurale

1.3.1.Approche déterministe (Ballière A, et *al,* 2012).

Jusqu'au XIXe siècle, les règles de construction reposaient sur l'empirisme et l'expérience. Le principe de sécurité adopté était celui dit des contraintes admissibles. Par exemple le principe des contraintes admissibles consiste à s'assurer que la contrainte maximale σ, calculée en une section donnée sous une combinaison d'actions défavorables, reste inférieure à une contrainte dite admissible σ_{adm}. La valeur de la contrainte admissible est déterminée par le rapport de la contrainte de ruine σ_{rup} du matériau sur un coefficient de sécurité K fixé de manière conventionnelle :

$$\boldsymbol{\sigma < \sigma_{adm} = \frac{\sigma_{rup}}{K}} \text{ ………………..}\textbf{(1.1)}$$

Ce principe présente l'avantage d'être facile à mettre en œuvre mais il reste insuffisant. En effet, il ne permet pas de prendre en compte la dispersion de chacun des paramètres intervenant dans le calcul puisqu'un même coefficient leur est affecté, ce qui peut conduire à des surdimensionnements. D'autre part, la vérification en contraintes n'est pas le seul critère intervenant dans l'évaluation de la sécurité d'une construction.

1.3.2 Approche semi-probabiliste (Ballière A, et *al*, 2012).

On appelle approche semi-probabiliste la méthode reposant sur les notions d'état limite et de coefficients partiels de sécurité. C'est cette méthode que l'on retrouve dans de nombreux règlements, notamment les Eurocodes.

Le mode de fonctionnement de la structure est décrit par un état limite liant résistance des matériaux et sollicitations imposées à la structure, sous la forme :

$$R > S \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(1.2)$$

R : résistance de la structure vis-à-vis d'une mode de ruine considéré

S: sollicitation agissant

On distingue deux types d'état limite :

- état limite ultime, pour un mode de fonctionnement extrême de la structure ;
- état limite de service, si la structure est inapte au service mais réparable.

On évalue la dispersion de certains paramètres à partir d'études statistiques que l'on intègre sous forme de valeur caractéristique. On retient généralement comme valeur caractéristique un fractile de la distribution de l'échantillon mesuré, c'est-à-dire une valeur telle qu'une part donnée de l'échantillon soit supérieure à cette valeur (Figure 1.1). Lorsque la dispersion peut être négligée, les valeurs caractéristiques peuvent être évaluées de manière déterministe.

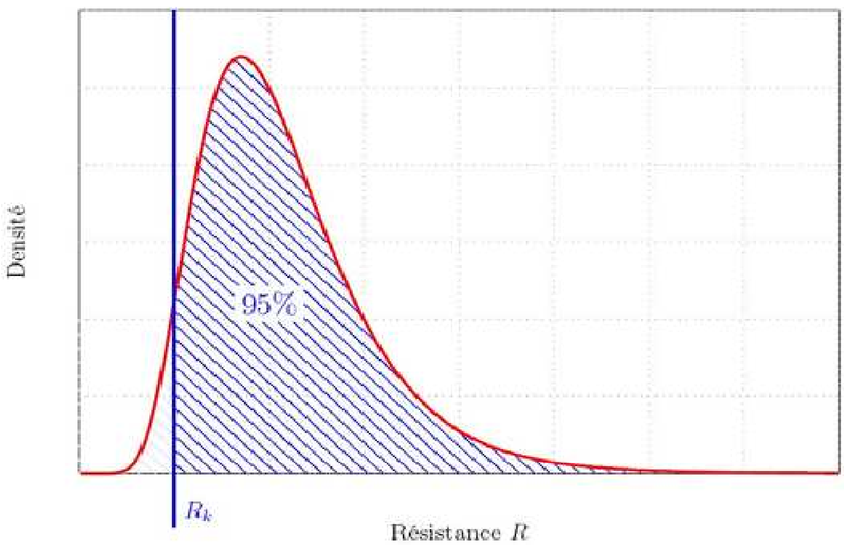


Figure 1 : Valeur caractéristique R_k définie comme le fractile à 95% de la distribution (R_k a 95% de chance d'être dépassée).
(Ballière A, et *al*, 2012)

Les incertitudes qui ne sont pas prises en compte sont intégrées dans des coefficients partiels de sécurité qui minorent les valeurs caractéristiques des résistances R_k et majorent celles des sollicitations S_k en introduisant des valeurs de calcul R_d et S_d :

$$\boldsymbol{R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}} \quad \textbf{et} \quad \mathbf{s_d} = \boldsymbol{\gamma_R}\ \mathbf{s} \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \mathbf{(1.3)}$$

La méthode des coefficients partiels est qualifiée de semi-probabiliste car elle combine, au sein d'un même état limite, des valeurs estimées statistiquement et des valeurs déterministes, tout en adoptant un formalisme déterministe. Cette approche offre un bon compromis entre facilité de mise en œuvre et informations sur la dispersion des données. Néanmoins, les coefficients partiels, établis pour couvrir une large gamme d'incertitudes, peuvent s'avérer peu représentatifs pour certaines structures particulières ou endommagées.

La démarche semi-probabiliste a été introduite dans les règlements français par les Directives Communes au Calcul des Constructions (Circulaire n°71-145 du 13 décembre 1971 puis Circulaire n°79-25 du 13 mars 1979);

Elle a été reprise dans les règles de calcul dans le BAEL et BPEL puis dans les Eurocodes

1.3.3.Approche probabiliste (Ballière A, et *al*, 2012)

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_{f0} :

$$\boldsymbol{P_f = P(R < S) \leq P_{f0}} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots.\mathbf{(1.4)}$$

R : Résistance de la structure vis-à-vis d'une mode de ruine considéré

S: Sollicitation agissante

L'approche probabiliste est séduisante puisqu'elle permet de prendre en compte un très large spectre d'incertitudes. Cependant, elle est limitée par le manque d'études statistiques concernant les différentes variables d'entrée et la complexité des calculs de probabilité. De

plus, les différentes variables d'entrée présentent souvent des corrélations difficiles à détecter et pouvant varier dans de fortes proportions d'un ouvrage à un autre ; le traitement de ces corrélations nécessiterait des calculs complexes et surtout la collecte d'une volumineuse quantité de données pour chaque ouvrage traité. Par ailleurs, l'approche probabiliste nécessite la définition d'une probabilité de défaillance acceptable qui est une notion difficile à apprécier et donc à quantifier.
On présente dans le Tableau 1.1 un comparatif des trois approches introduites précédemment détaillant la nature des paramètres, des incertitudes et du calcul dans chacun des cas.

Tableau1.1 : Comparatif des différents approches d'évaluation de la performance des structure

	Déterministe	Semi-Probabiliste	Probabiliste
paramètre	Déterministe	fractile	Variable aléatoire
incertitude	Coefficient global	Coefficients partiels	Loi de probabilité
Calcul	Déterministe	déterministe	Probabiliste

1.4 Mode de défaillance (Ballière A, et *al,* 2012)

L'évaluation de la sécurité structurale commence par la définition du mode de défaillance que l'on veut étudier, c'est-à-dire la localisation de l'élément de structure concerné, les propriétés mécaniques des matériaux, les sollicitations soumises ainsi que le modèle liant résistance et sollicitations. Notons que le niveau de fiabilité obtenu dépendra donc du mode de défaillance choisi. Le mode de défaillance permet ainsi de définir la marge de sécurité ou fonction d'état limite à respecter. Cette fonction d'état limite, notée G, fait intervenir différents paramètres géométriques ou physiques du système étudié.
Notons :
• R la résistance du matériau constitutif de la structure ;
• S les sollicitations imposées à la structure.
On peut écrire la marge de sécurité M et la fonction d'état limite g sous la forme générale :

$$M = G(R,S)\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(1.5)$$

En se plaçant dans l'espace physique, espace formé par R et S, on remarque que la fonction d'état limite permet de diviser l'espace physique en 3 domaines (Figure 1.2) :

- G (R, S) < 0 : domaine de défaillance ;
- G(R, S) = 0 : état limite ;
- G(R, S) > 0 : domaine de sécurité.

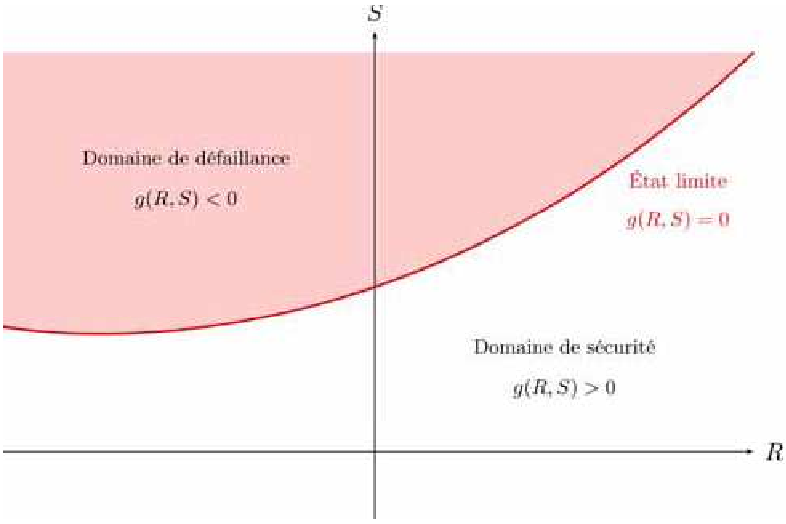


Figure1.2 :Domaine de défaillance, état limite et domaine de sécurité.

1.5 Variables aléatoires et lois de probabilité

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

Dans l'évaluation des structures par la théorie de la fiabilité, on utilise couramment (Dehmous2007) :

- **la loi normale :** elle apparaît naturellement dans les phénomènes aléatoires dont la base physique est de nature microscopique mais observée à l'échelle macroscopique. En d'autres termes, la distribution gaussienne est la loi de toute variable dont les valeurs résultent de la contribution d'une multitude de facteurs indépendants. Elle traduit généralement bien les erreurs de précision d'implantation et les grandeurs géométriques. La loi normale est enfin souvent adoptée comme approximation d'autres lois (Dehmous 2007).

  La loi normale est très répandue parmi les lois de probabilité car elle s'applique à de nombreux phénomènes. La loi normale est définie par une moyenne μ et un écart type β.

  La fonction de densité est donnée par

$$p_N(a;\mu,\sigma) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\left[\frac{a-\mu}{\sigma}\right]^2\right) \quad \text{……………………………….(1.6)}$$

La fonction de répartition est donnée par

$$F_N(a;\mu,\sigma)=\int_{-\infty}^{a}p_N(a;\mu,\sigma)da=\frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}}\int_{-\infty}^{a}\exp\left(-\frac{1}{2}\left[\frac{a-\mu}{\sigma}\right]^2\right)da \quad \text{.......(1.7)}$$

- **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 (Dehmous 2007)

  Une variable aléatoire continue et positive *A* est distribuée selon une loi log-normale si son logarithme est distribué suivant une loi normale. La loi log-normale a deux paramètres *Am* et β.

  La fonction de densité s'ecrit :

$$p_{LN}(a;A_m,\beta)=\frac{1}{a\beta\sqrt{2\pi}}\exp\left(-\frac{[\ln(a/A_m)]^2}{2\beta^2}\right) \quad \text{.................................(1.8)}$$

Par intégration de la fonction de densité, il vient que la fonction de répartition s'exprime en fonction de la fonction d'erreur :

$$F_{LN}(a;A_m,\beta)=\int_{0}^{a}p_{LN}(a;A_m,\beta)da=\frac{1}{2}+\frac{1}{2}\mathrm{erf}\left[\frac{\ln(a/A_m)}{\beta\sqrt{2}}\right] \quad \text{......................(1.9)}$$

- **Les lois de valeurs extrêmes :** la modélisation des variables dans une analyse de la fiabilité nécessite souvent de considérer des valeurs extrêmes (par exemple, la plus grande charge qu'une structure aura à subir pendant une période donnée ou la résistance la plus petite dans un matériau fibré). Il est possible d'établir que seules six lois d'extrêmes existent, trois pour les maxima et trois pour les minima,

- **La loi uniforme continue** En théorie des probabilités et en statistiques, les lois uniformes continues forment une famille de lois de probabilité à densité caractérisées par la propriété suivante : tous les intervalles de même longueur inclus dans le support de la loi ont la même probabilité. Cela se traduit par le fait que la densité de probabilités de ces lois est constante sur leur support.

  La loi uniforme continue est une généralisation de la fonction rectangle à cause de la forme de sa fonction densité de probabilité. Elle est paramétrée par les plus petites et plus grandes valeurs a et b que la variable aléatoire uniforme peut prendre. Cette loi continue est souvent notée U(a,b)

La densité de probabilité de la loi uniforme continue est une fonction porte sur l'intervalle [a,b] :

$$f(x) = \begin{cases} \frac{1}{b-a} & \text{pour } a \le x \le b, \\ 0 & \text{sinon.} \end{cases}$$ **……………….(1.10)**

La fonction de répartition est donnée par :

$$F(x) = \begin{cases} 0 & \text{pour } x < a \\ \dfrac{x-a}{b-a} & \text{pour } a \le x < b \\ 1 & \text{pour } x \ge b \end{cases}$$ **……………(1.11)**

1.6 Méthodes de calculs probabilistes

On distingue des méthodes de approximations, des méthode de simulations, et les méthodes analytique

1.6.1 méthode d'approximation FORM/SORM (Lemaire, 2005)

La méthode FORM/SORM est une méthode utilisée en fiabilité pour déterminer la probabilité de défaillance d'un système.

- **FORM** est l'acronyme de First Order Reliability Method, méthode de fiabilité du premier ordre ;
- **SORM** est l'acronyme de Second Order Reliability Method, méthode de fiabilité du second ordre.

Il s'agit de trouver le point de conception, c'est-à-dire le cas de défaillance le plus probable, par des méthodes d'optimisation. Une conception « au plus juste » compromis entre le coût de fabrication, le coût de service (maintenance, garantie) et la satisfaction de l'utilisateur (sécurité, disponibilité du système) nécessite d'avoir recours aux statistiques ; c'est le domaine de la fiabilité. On veut connaître la probabilité que la durée de vie T d'un système soit supérieure à une valeur t,

R(t) = P(T ≥ t), ce qui revient à connaître la probabilité de défaillance avant t,

F(t) = P(T ≤ t) ; F = 1 – R …………………..(1.12)

En particulier, on veut garantir que cette probabilité de défaillance est inférieure à une limite α, appelée « risque alpha », souvent prise à 5 ou 10 % :

$F(t) \leq \alpha$, c'est-à-dire $R(t) \geq 1 - \alpha$.

On se place en général à la limite $F(t) = \alpha$.

Cette durée de vie dépend de plusieurs facteurs :

- des facteurs de charge, ou contraintes S (stress) : c'est ce que subit la machine, sollicitations mécaniques, humidité, température, intensité du courant électrique…
- des facteurs de fabrication, ou résistance R : dimensions des composants, propriétés de la matière, …

Tous ces facteurs, contraintes ou résistances, peuvent s'exprimer par des grandeurs chiffrées x_i. Ces valeurs sont des réalisations de variables aléatoires X_i : tous les systèmes, même produits à la chaîne, sont différents les uns des autres, et ils ne subissent pas non plus les mêmes sollicitations.

Dans un certain nombre de cas, on peut définir une fonction de défaillance $g(x_1, x_2, \dots, x_n)$ pour exprimer la condition sur la durée de vie :

$$\mathbf{F(t) \leq \alpha \Leftrightarrow g(x_1, x_2, \dots, x_n) \geq 0 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (1.13)}$$

L'espace à n dimensions $(x_1, x_2, \dots, x_n)$ est donc coupé en deux demi-espaces :

- le domaine de défaillance F, vérifiant l'équation $g(x_1, x_2, \dots, x_n) < 0$
- le domaine de bon fonctionnement, vérifiant l'équation $g(x_1, x_2, \dots, x_n) > 0$;

la frontière entre les deux est une hypersurface d'équation $g(x_1, x_2, \dots, x_n) = 0$ qui définit l'état limite.

Chaque variable aléatoire X_i suit une loi de probabilité dont la fonction de densité de probabilité est notée f_i.

$$\mathbf{y = f_1(x_1) \times f_2(x_2) \times \ldots \times f_n(x_n) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (1.14)}$$

La fonction $y(x_1, x_2, \dots, x_n)$ forme une hypersurface de l'espace $(x_1, \dots, x_n, f)$. Le maximum de y, le « sommet » de l'hypersurface, est le point le plus probable.

Pour déterminer la probabilité de défaillance P_f du système, il faut intégrer y sur la zone de défaillance F

La valeur de P_f est le « volume » l'hypervolume délimité par les hypersurfaces y et g = 0.

La solution analytique de cette intégrale est en général complexe, voire impossible. Une manière d'estimer P_f consiste à utiliser une méthode de Monte-Carlo : on génère un grand nombre de valeurs aléatoires ($x_1, x_2, \ldots, x_n$) suivant les lois statistiques connues, et l'on compte le nombre de cas pour lesquels g est négatif.

Toutefois, la majeure partie de l'information est contenue dans une petite zone de l'espace, dite « zone critique », qui est l'ensemble ($x_1, x_2, \ldots, x_n$) pour lesquels la densité de probabilité de défaillance est importante ; le point où la densité de probabilité de défaillance est maximale est appelée « point de conception » et noté x* Or, si la conception est robuste, cette zone critique est loin du sommet de l'hypersurface y, puisque l'on veut que la plupart des situations soient des situations de bon fonctionnement.

Il faut donc un nombre considérable de simulations pour avoir une bonne estimation de P_f.

La méthode FORM-SORM est une méthode d'approximation consistant à trouver le point de conception, et de s'en servir pour déterminer la probabilité de défaillance P_f.

1.6.2 Méthode de Monte Carlo (Dehmous.2007)

Les méthode Monte-Carlo, désignent une famille de méthodes algorithmiques visant à calculer une valeur numérique approchée en utilisant des procédés aléatoires, c'est-à-dire des techniques probabilistes. Le nom de ces méthodes, qui fait allusion aux jeux de hasard pratiqués à Monte-Carlo, a été inventé en 1947 par Nicholas Metropolis , et publié pour la première fois en 1949 dans un article coécrit avec Stanislaw Ulam.

Les méthodes Monte-Carlo sont particulièrement utilisées pour calculer des intégrales en dimensions plus grandes que 1 (en particulier, pour calculer des surfaces et des volumes). Elles sont également couramment utilisées en physique des particules, où des simulations probabilistes permettent d'estimer la forme d'un signal ou la sensibilité d'un détecteur. La comparaison des données mesurées à ces simulations peut permettre de mettre en évidence des caractéristiques inattendues, par exemple de nouvelles particules.

les simulations de Monte-Carlo permetent aussi d'introduire une approche statistique du risque dans une décision financière. Elle consiste à isoler un certain nombre de variables-clés du projet, tels que le chiffre d'affaires ou la marge, et à leur affecter une distribution de probabilités. Pour chacun de ces facteurs, un grand nombre de tirages aléatoires est effectué dans les distributions de probabilité déterminées précédemment, afin de trouver la probabilité d'occurrence de chacun des résultats.

Le véritable développement des méthodes de Monte-Carlo s'est effectué sous l'impulsion de John von Neumann et Stanislas Ulam notamment, lors de la Seconde Guerre mondiale et des recherches sur la fabrication de la bombe atomique. Notamment, ils ont utilisé ces méthodes probabilistes pour résoudre des équations aux dérivées partielles dans le cadre de la Monte-Carlo N-Particle transport

1.6.3 Méthode analytique (surface de réponse) (Aoues, 2008)

En statistiques, la méthode des surfaces de réponses (MSR) a pour but d'explorer les relations entre les variables dépendantes et indépendantes impliquées dans une expérience. Elle est due aux travaux de 1951 de George Box et K.B. Wilson. L'idée principale de leur méthode est l'utilisation d'une séquence d'expériences. Box et Wilson suggèrent d'utiliser un modèle à polynôme de second degré, mais concèdent que ce modèle n'est qu'une approximation. Toutefois, ce dernier a l'avantage d'être facile à estimer et à appliquer, même lorsque l'information disponible sur les processus en cours est minime.

1.7 Les apports de la théorie de la fiabilité (Ballière A, et *al*, 2012)

Dans une évaluation structurale probabiliste, les incertitudes sur l’état d’un Réservoir et les conditions de sollicitation sont introduites de façon consistante. Un atout essentiel d’une démarche probabiliste réside donc dans son efficacité à inclure toute information supplémentaire provenant d’inspections ou d’essais. En effet, l’objectif premier des inspections et/ou des essais sur ouvrages est bien d’améliorer la connaissance que l’on peut avoir de la structure. Ceci peut être réalisé directement dans une approche probabiliste. En comparaison, il est impossible de combiner de façon rationnelle des données d’inspection avec une approche de l’évaluation basée sur des coefficients partiels de sécurité. Ceci reviendrait en effet à les rééquilibrer... et donc à utiliser une approche probabiliste!

Un autre avantage d’une démarche probabiliste est qu’il est possible d’estimer le niveau de sécurité au travers de la probabilité de défaillance $f\,P$. Dans une approche réglementaire, la classification de la fiabilité d’un ouvrage se fait de façon binaire : l’ouvrage est sûr ou ne l’est pas. L’évaluation de la fiabilité peut être également menée dans le temps. C’est exactement ce qui est nécessaire à la gestion d’un ouvrage puisque cela permet de sélectionner les interventions plus économiques, comme la prochaine inspection, les réparations, le confortement ou simplement aucune action. Ces actions sont typiquement amorties sur la durée et peuvent être comparées au travers du gain en sécurité dans le temps. Cela rend alors possible et aisé le choix entre diverses alternatives et contribue ainsi à fournir une gestion optimale d'un ouvrage ou d'un parc d'ouvrages.

Il est cependant clair qu'une telle approche est plus onéreuse (en temps de bureau d'études) qu'une démarche qui consisterait à appliquer un règlement de calcul. Mais, les différences sont marginales par rapport aux économies de gestion, notamment si des réparations sont nécessaires.

1.7.1 Modélisation des incertitudes

Une analyse de la fiabilité est basée sur l'hypothèse que les variables sont sujettes à des variabilités et doivent donc être traitées comme aléatoires (Ballière A, et *al,* 2012). Les premiers travaux en théorie de la fiabilité ont d'ailleurs consisté à tenir compte des incertitudes liées au caractère stochastique des variables physiques. Cependant, la description même de ces variables étant faite au travers de paramètres estimés à partir d'échantillons, ces derniers devaient également être considérés

comme entachés d'incertitudes. Le champ d'étude de la fiabilité fut donc étendu pour inclure les incertitudes propres aux variables et celles liées aux paramètres les décrivant. Les incertitudes sur les variables sont décrites par la théorie classique des statistiques, tandis que les incertitudes sur les paramètres statistiques relèvent de la théorie des statistiques.

La modélisation des incertitudes sur les résistances et les effets des actions représentent une étape essentielle de l'évaluation probabiliste de la performance d'un ouvrage. L'objectif de cette modélisation probabiliste est de fournir une estimation de la probabilité de défaillance (ou de l'indice de fiabilité) annuelle ou sur une période de référence. Les deux problèmes essentiels de l'analyse statistique des variables de calcul sont donc d'une part l'estimation d'un modèle statistique et d'autre part l'estimation des paramètres de ce modèle. A chacune de ces estimations correspondent des tests d'hypothèses pour valider le modèle. Dans l'estimation d'un modèle, des tests statistiques peuvent être utilisés. Certains règlements prescrivent déjà des lois suivant le type de variable rencontré. Pour l'estimation des paramètres, le recours aux tests de confiance permet de valider le choix de ces derniers.

Dans tous les domaines de l'ingénierie, les modèles prédictifs de comportement sont disponibles avec des degrés divers de précision, des formulations les plus simples aux modèles numériques les plus évolués. Bien que le problème physique soit le même, les modèles différeront dans leur prédiction. Cette autre source d'incertitude, liée aux modèles théoriques employés, est également à introduire dans une analyse de la fiabilité. Notons cependant que, si les incertitudes sur les variables et les paramètres statistiques sont bien appréhendés par les théories statistiques, cela peut s'avérer extrêmement difficile pour la modélisation des incertitudes sur les modèles, notamment lorsque ceux-ci reposent sur des opinions d'experts, empêchant toute quantification objective.

Enfin, l'analyse statistique en fiabilité n'est souvent pas limitée à une seule variable, mais doit tenir compte de plusieurs en relation. L'étude de la corrélation entre variables est donc un point important qui ne doit pas être oublié.

Conclusion

L'intérêt final d'une approche probabiliste est de mieux maîtriser les marges de sécurité en tenant compte de la notion de risque. Actuellement, on comprend bien que la valeur résultante d'une marge de sécurité, aussi éloignée de 0 soit-elle, ne permet pas de savoir quelle est la probabilité que celle-ci devienne négative compte tenu des incertitudes de fabrication de la structure réelle.

Les coefficients de sécurité actuels ont pour objectif de couvrir ce risque mais comme ils sont génériques, ils ne permettent pas de s'adapter à la spécificité de chaque cas d'étude. Cependant, ils sont régis par des normes et sont donc difficilement discutables sans démonstration rigoureuse. Pour cette raison, la mise en œuvre d'une approche probabiliste, en parallèle de l'approche déterministe, peut permettre de les remettre en question et éventuellement de les faire évoluer si les résultats s'avèrent intéressants. De plus, ces règles sont absentes pour décrire certains composants de la structure et le dimensionnement s'appuie, dans ce cas, sur des règles internes. Une fois de plus, l'utilisation de l'approche probabiliste peut servir à les optimiser ou en créer de nouvelles.

De manière plus générale, l'approche probabiliste a une importante application dans la prise de décision grâce aux informations qu'elle fournit. C'est notamment le cas pour comparer des solutions de design ou comparer des procédés de fabrication tout en tenant compte, à la fois, des aspects techniques et financiers. Or Pour les aspects structure et dimensionnement en résistance, l'approche permet de déterminer de nouveaux coefficients de sécurité et d'optimiser la structure sur la base de critères de probabilité.

Chapitre 2 :

Analyse hydrodynamique

Introduction

Le calcul déterministe d'un réservoir circulaire posé au sol fera l'objet de ce chapitre.

Il s'agit d'une analyse hydrodynamique publier par (Hammoum et *al*, 2010), qui nous reprenons dans e détails pour les besoin de l'analyse fiabiliste

2.1. Position du problème

Lorsqu'un réservoir est couvert et entièrement plein, il n'y a naturellement pas de mouvement relatif du liquide par rapport au réservoir, à la suite d'une excitation sismique. D'un point de vue dynamique, tout se passe comme si l'ensemble liquide - réservoir constituait une masse unique. Par ailleurs, dans les réservoirs partiellement remplis, l'excitation met une partie du fluide en mouvement ; ce qui conduit à la formation de vagues en surface, entraînant la naissance de contraintes sur les parois. Pour étudier l'action du liquide sur les parois du réservoir, on utilise l'approche développée par Housner, dans laquelle l'action du liquide est décomposée en une action passive provoquant des efforts d'impulsion et une action active provoquant des efforts d'oscillation. Les efforts d'**impulsion** proviennent de ce qu'une partie de la masse du liquide, dite masse passive, réagit par inertie à la translation des parois du réservoir. son système mécanique équivalent est obtenu en considérant une masse Mi liée rigidement au réservoir à une hauteur hi telle qu'elle exerce sur les parois les mêmes efforts horizontaux que la masse d'eau équivalente (Figure 2.1). Quant aux efforts d'**oscillations**, ils proviennent de ce qu'une autre partie de la masse du fluide, dite masse active, se met en mouvement d'oscillation sous l'action du séisme. Son équivalent mécanique s'obtient en considérant une masse M_o retenue par des ressorts de raideurs K_o à un niveau h_o, dont les oscillations horizontales exercent les mêmes efforts vibratoires que la masse active du liquide (figure 2.2). Pour le calcul du moment de flexion des parois, les seules actions prises en compte sont celles sur les parois. Dans ce cas, la masse Mo est appliquée à un niveau ho (figure 2.3). Pour le calcul du moment de renversement d'ensemble, on prend en compte l'action des surpressions sur le fond du réservoir. dans ce cas, la masse M_o est appliquée à un niveau h_0^*(Figure 2.4).

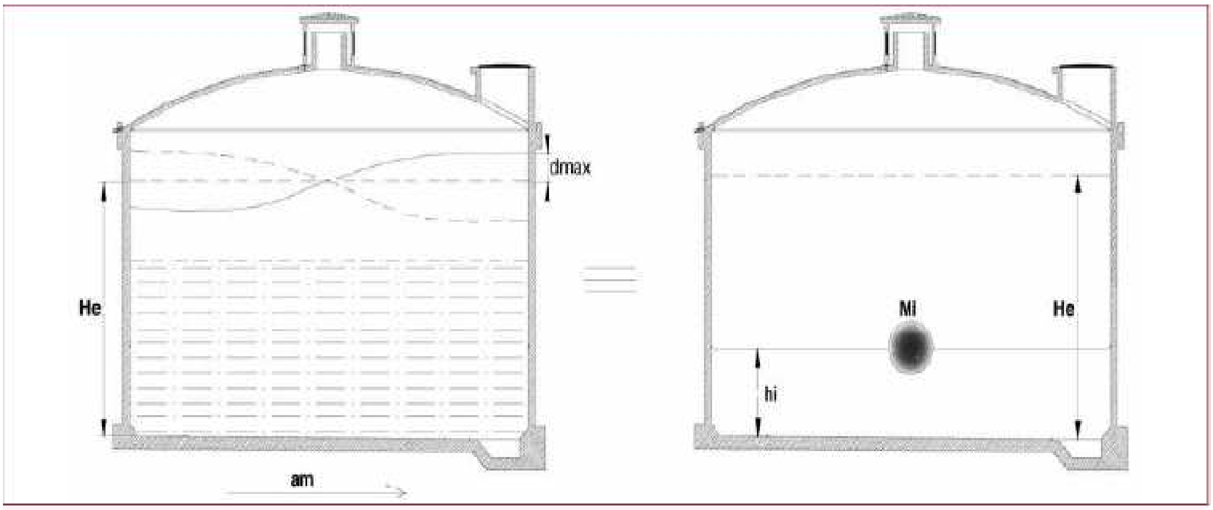


Figure 2.1 :Système physique et mécanique équivalent des pressions d'impulsion

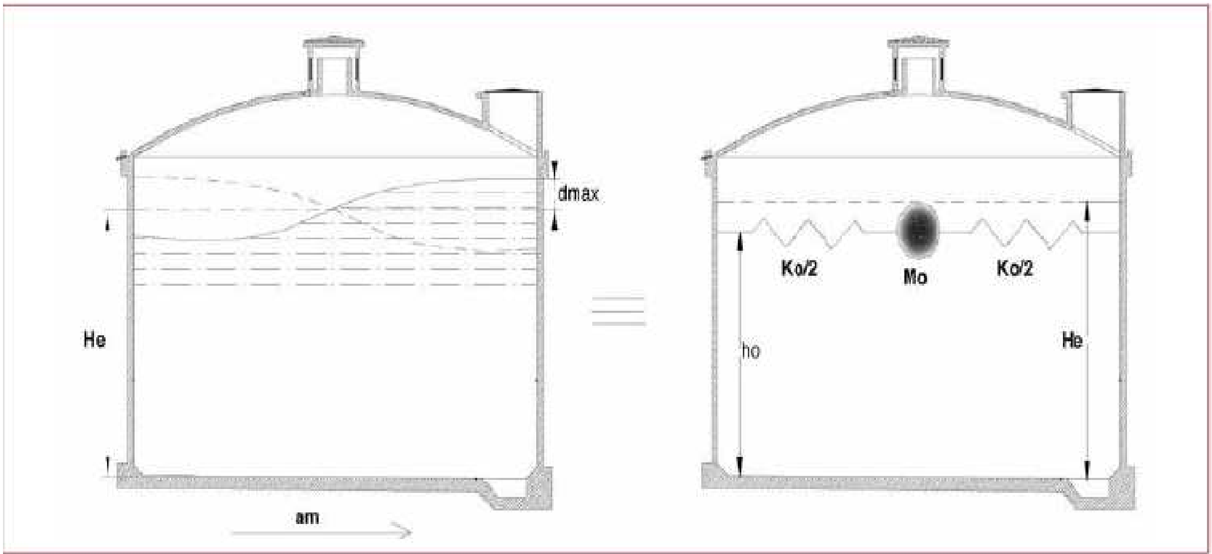


Figure 2.2 : Système physique et mécanique équivalent des pressions d'oscillation sur la paroi

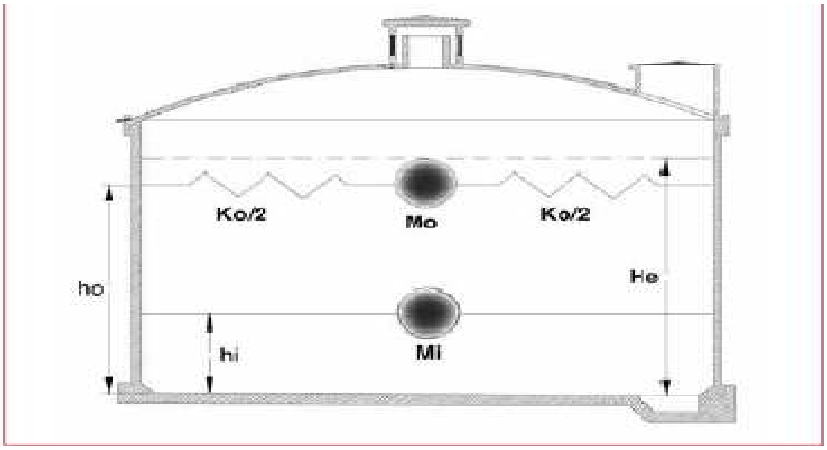


Figure 2.3 : Modèle à une masse passive M_i (impulsion) et une masse active M_0(Oscillation)

2.2. Méthode de calcul

2.2.1. Calcul des actions d'impulsion

soit un réservoir cylindrique à base horizontale et parois verticales soumis à une accélération maximale $\mathbf{a_m}$. En considérant un liquide incompressible et en exprimant le principe de conservation de masse et le principe fondamental de la dynamique, on détermine l'expression de la résultante des pressions hydrodynamiques horizontales d'impulsion Pi :

$$\mathbf{P_i = M_i\, a_m} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\mathbf{(2.1)}$$

avec :

$$M_i = M_e\,\frac{th(\sqrt{3}\frac{R_i}{H_i})}{(\sqrt{3}\frac{R_i}{H_I})} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\mathbf{(2.2)}$$

2.2.1.1. Calcul de l'accélération $\mathbf{a_m}$

l'accélération a_m imposée au réservoir, compte tenu de son interaction avec le sol, est une donnée du code de calcul en fonction de la zone sismique et d'autres paramètres. Elle
représente une fraction de l'accélération de la pesanteur. Le (RPA 2003) propose, pour sa détermination, la relation suivante :

$$\frac{a_m}{g} = \begin{cases} 1.25\,A\left(1+\dfrac{T}{T_1}\left(2.5\eta\dfrac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta\,(1.25A)\left(\dfrac{Q}{R}\right) & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta\,(1.25\,A)\left(\dfrac{Q}{R}\right)\left(\dfrac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta\,(1.25A)\left(\dfrac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\dfrac{3}{T}\right)^{5/3}\left(\dfrac{Q}{R}\right) & T > 3.0s \end{cases} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\mathbf{(2.3)}$$

• **A** est le coefficient d'accélération de zone donné fonction de la zone sismique et du groupe d'usage de l'ouvrage (tableau 2.1). Le (RPA 2003) classe les réservoirs de stockage comme étant des ouvrages de groupe 1b.

Tableau 2.1 : Coefficient d'accélération de zone.

	Zone sismique			
Groupe	I Sismicité faible	II Sismicité moyenne	IIb Sismicité moyenne	III Sismicité élevés
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

• **η** est un facteur de correction d'amortissement, donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.70 \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \mathbf{(2.4)}$$

où ξ désigne le pourcentage d'amortissement critique. Sa valeur est fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages (tableau 2.2)

Tableau 2-2 : pourcentage d'amortissement critique ξ

	Portiques		**Voile ou mur**
Remplissage	Béton armé	acier	B.A/ Maçonnerie
léger	6	4	10

le réservoir peut être à défaut assimilé à une structure en voile en béton armé. Aussi, nous considérons comme pourcentage d'amortissement critique ξ =10 %, conformément au tableau 2.2.

• **R** représente le coefficient de comportement global de la structure. sa valeur unique est donnée en fonction du système de contreventement. notre ouvrage peut être considéré comme étant une structure en voiles porteurs, classée par le RPA 2003, de catégorie 3, dans ce cas R = 3,50.

• **Q** est le facteur de qualité de la structure, donné par la formule suivante :

$$\mathbf{Q = 1 + \sum P_q \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (2.5)}$$

Où Pq désigne les pénalités à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, conformément au tableau 2. 3. Pour un réservoir posé au sol, le facteur de qualité Q est pris égal à 1, car les six pénalités sont observées.

Tableau 2-3 : Pénalités observées P_q

N^O	Critére q	P_q Observé	P_q Non observé
1	Conditions minimales sur les files de contrevebtement	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 qualité des matériaux	0	0.05
6	Contrôle de qualité de l'éxécution	0	0.10

• **T1,, T2** sont des périodes caractéristiques associées à la catégorie du site S_i.

Tableau 2.4 : Périodes caractéristiques

Site	**S_1**	**S_2**	**S_3**	**S_4**
	Site rocheux	Site ferme	Site meuble	Site très meuble
T_1(s)	0.15	0.15	0.15	0.15
T_2(s)	0.30	0.40	0.50	0.70

• **Période fondamentale du réservoir**

la valeur de la période fondamentale du réservoir peut être estimée à partir de formules empiriques, ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques. Les relations empiriques proposées par le RPA sont applicables uniquement aux bâtiments. Dans le cas des réservoirs posés au sol, pouvant être assimilés de façon réaliste à un prisme de section transversale constante. La période fondamentale est donné par le DTU 69 :

$$\mathbf{T = 1.79} \boldsymbol{H_t^2} \sqrt{\frac{\boldsymbol{P}}{\boldsymbol{gEI}}} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \mathbf{(2.6)}$$

cette relation suppose implicitement, qu'il s'agit d'oscillations planes non couplées avec d'autres modes d'oscillations ; c'est-à-dire qu'il s'agit d'oscillations dans lesquelles les diverses masses composant la structure se déplacent parallèlement à un même plan, sans exciter de ce fait les oscillations perpendiculaires à ce plan. cette condition est satisfaite par les structures présentant un plan de symétrie vertical, comme c'est le cas des réservoirs circulaires. En plus des caractéristiques géométriques de l'ouvrage (dimensions du réservoir), cette dernière relation fait appel à la rigidité flexionnelle (EI), et à la répartition uniforme du poids de l'ouvrage (P). Ce sont là deux paramètres absents dans les relations empiriques proposées dans le RPA 2003.

2.3.2. Calcul des actions d'oscillation :

En partant des mêmes hypothèses que précédemment, en exprimant d'une part l'énergie potentielle acquise par la formation de vague en surface, et d'autre part l'énergie cinétique de l'ensemble du système, on établit l'expression de la distribution des surpressions hydrodynamiques. La résultante de pression hydrodynamique horizontale d'oscillation sera donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{P_0 = 1.20\ M_0\ g\ \phi_0} \text{.............................}\mathbf{(2.7)}$$

la fraction de l'eau dans le réservoir qui se met en vibration est la masse M_o , donnée par la relation :

$$\mathbf{M_0 = M_e\ 0.318\ \frac{R_i}{H_e}\ th(\ 1.84\ \frac{H_e}{R_i}\ )} \text{................}\mathbf{(2.8)}$$

l'angle maximal d'oscillation $\boldsymbol{\phi_0}$ de la surface libre est exprimé en fonction du spectre d'accélération $\mathbf{a_m}$:

$$\mathbf{\phi_0 = 0.83\,\frac{a_m}{g}} \text{...................................}\mathbf{(2.9)}$$

2.3.3. Calcul des moments de flexion

2.3.3.1. Action d'impulsion

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

$$\mathbf{M_{fi} = P_i\ h_i} \text{...}\mathbf{(2.10)}$$

le niveau d'application hi des pressions d'impulsion par rapport au radier est exprimée par :

$$\mathbf{h_i\ = \frac{3}{8}\ H_e} \text{...}\mathbf{(2.11)}$$

3.3.2. Action d'oscillation

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

$$\mathbf{M_{fo} = P_0\ h_0} \text{..}\mathbf{(2.12)}$$

le niveau d'application ho des pressions d'oscillation par rapport au radier est donné par :

$$\mathbf{h_0 = H_e.\left[1 + \frac{1}{1.84\ th\ (1.84\frac{H_e}{R_i})} + \frac{1}{1.84\frac{H_e}{R_i}sh(1.84\frac{H_e}{R_i})}\ \right]} \text{......}\mathbf{(2.13)}$$

2.3.4. Calcul des moments de renversement

2.3.4.1. Action d'impulsion

le moment de renversement d'ensemble, sous l'action d'impulsion, est donnée par :

$$\mathbf{M_{ri} = P_i\, h_i^*} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \mathbf{(2.14)}$$

le niveau d'application $\mathbf{h_i^*}$ des pressions d'impulsion, incluant l'effet de la pression sur la base s'écrit :

$$\mathbf{h_i^* = \frac{3}{8} H_e + \frac{1}{2}\left[\frac{\sqrt{3}\frac{R_i}{H_e}}{th(\sqrt{3}\frac{R_i}{H_e})}\right]} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \mathbf{(2.15)}$$

2.3.4.2. Action d'oscillation

le moment de renversement d'ensemble sous l'action d'oscillation, est exprimée par :

$$\mathbf{M_{ro} = P_0\, h_o^*} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \mathbf{(2.16)}$$

le niveau d'application $\mathbf{h_o^*}$, des pressions d'oscillation incluant l'effet de la pression sur la base est tel que :

$$\mathbf{h_o^* = H_e\left[1 - \frac{ch\left(1.84\frac{H_e}{R_i}\right) - 2}{1.84\frac{H_e}{R_i}\, sh(1.84\frac{H_e}{R_i})}\right]} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \mathbf{(2.17)}$$

2.3.5. Etat limite ultime de stabilité

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

- **Moment stabilisant ≥ Moment renversant…… (2.18)**
- **résultante verticale ≥ résultante horizontale…. (2.19)**

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

2.3.6. Etat limite de service de niveau de fonctionnement minimal

il y’a lieu de s’assurer que sous l’effet de l’action sismique de dimensionnement appropriée, le réservoir peut subir un endommagement de certains de ses composants, dans la mesure où toutefois, après les opérations de contrôle des dommages, la capacité du système peut être restaurée jusqu’à un niveau de fonctionnement prédéfini. Le réservoir conserve son étanchéité aux fuites du contenu. Un franc bord doit être prévu afin de prévenir les dommages au toit dus à l’effet de vague, ou pour prévenir le débordement du liquide lorsque le réservoir n’a pas de toit rigide. La hauteur maximale des vagues, après oscillation, est donnée par la relation suivante :

$$\mathbf{d_{max}} = \frac{\mathbf{0.408\ R}_i}{\left(\frac{g}{\omega_0^2\ \phi_0\ \mathrm{R}_i} - 1\right)\mathbf{th}\left(1.84\frac{\mathrm{H}_e}{\mathrm{R}_i}\right)} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\mathbf{(2.20)}$$

la pulsation fondamentale de vibration du liquide en mouvement ωo est exprimée par l’équation :

$$\boldsymbol{\omega_o^2} = \frac{g}{\mathrm{R}_i}\mathbf{1.84th}\left(\mathbf{1.84}\frac{\mathrm{H}_e}{\mathrm{R}_i}\right) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\mathbf{(2.21)}$$

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

$$\mathbf{d_{max}} = \mathbf{0.84}\,\frac{\mathrm{a_m}}{g}\,\mathbf{R}_i \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\mathbf{(2.22)}$$

2.3.7. Calcul des contraintes verticales dans la paroi

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

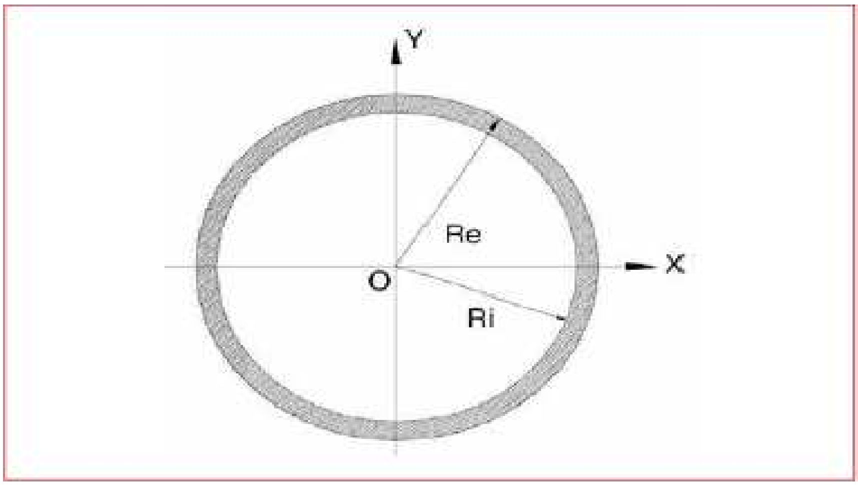


Figure 2.4 : coupe horizontale de la paroi circulaire du réservoir

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

$$\boldsymbol{\sigma = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M}{I_X} R_e} \text{……………………………………}\textbf{(2.23)}$$

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

$$\boldsymbol{\Omega = \pi\left(R_e^2 - R_i^2\right)} \text{…………………………………}\textbf{(2.24)}$$

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

$$\boldsymbol{I_X = \frac{\pi}{4}\left(R_e^4 - R_i^4\right)} \text{………………………………..}\textbf{(2.25)}$$

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

$$\boldsymbol{M = M_{fi} + M_{fo}} \text{ ………………………………….…..}\textbf{(2.26)}$$

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

2.4. Application pratique

Considérons un réservoir en béton armé de capacité 200 m3 (figure 6), implanté sur un site meuble de la commune de **Boumerdes** (commune côtière à l'est de la ville d'Alger), classée zone III de forte sismicité.

les caractéristiques géométriques du réservoir sont données comme suit :

- hauteur d'eau utile du réservoir He = 3,70 m,
- hauteur au dessus du trop plein = 0,30 m,
- hauteur totale de la paroi = 4,00 m,
- rayon intérieur du réservoir ri = 4,15 m.

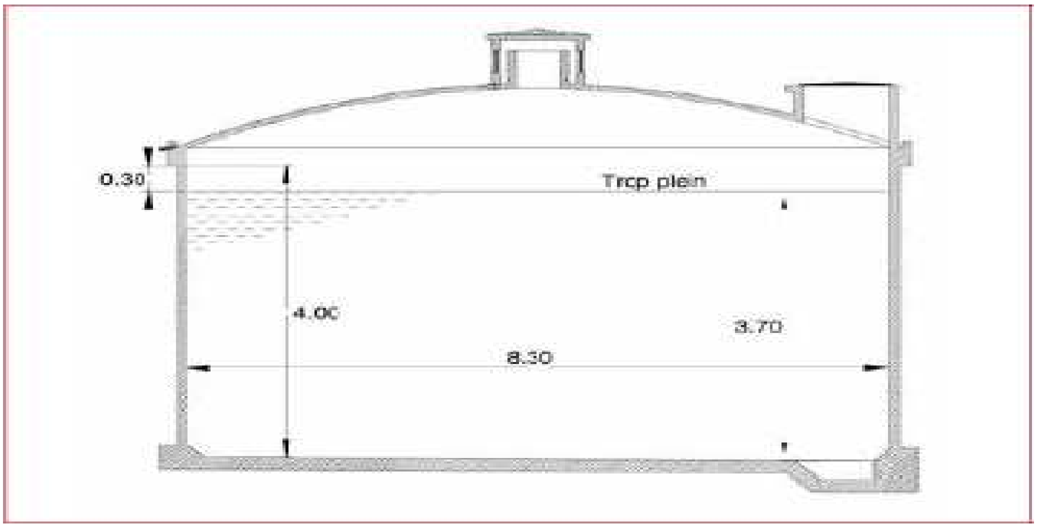


Figure 2.5 : Coupe transversale du réservoir posé ou sol

2.4.1. Calcul de la période fondamentale T

- Hauteur de la structure $\mathbf{H_t = 6{,}15}$ **m.**
- Poids par mètre linéaire du réservoir **P = 190,88 KN/m.**
- Moment d'inertie de la paroi par rapport à l'axe horizontal $\mathbf{I_x = 30{,}59\ m^4}$**.**
- Module d'élasticité du béton **E = 32164,20 MN/m².**
- la période fondamentale **T** = 0,01 s.

2.4.2. Calcul de l'accélération a_m

- coefficient d'accélération de zone **A = 0,30.**
- Période caractéristique $\mathbf{T_1 = 0{,}15}$ **s.**
- Période caractéristique $\mathbf{T_2 = 0{,}50}$ **s.**
- Facteur de qualité **Q =1,00.**

- Facteur de correction d'amortissement **η = 0,76.**
- coefficient comportement structure **R = 3,50.**
- l'accélération du sol $\mathbf{a_m}$ = 3,68 m/s^2.

2.4.3. Calcul de la résultante des pressions d'impulsion Pi

- la masse d'inertie **M_i = 98,80 t**
- la résultante des pressions d'impulsion **P_i = 363,48 KN**

2.4.4. Calcul de la résultante des pressions d'oscillation Po

- Masse d'eau en oscillation **M_O = 66,16 t.**
- Angle maximal d'oscillation **ϕ_0= 0,31.**
- Résultante des pressions d'oscillation **P_O = 242,43 kn.**

2.4.5. Calcul du moment de flexion d'impulsion M_{fi}

- niveau d'application des pressions d'impulsion **h_i = 1,39m.**
- Moment de flexion d'impulsion **M_{fi} = 504,32 KNm**.

2.4.6. Calcul du moment de flexion d'oscillation M_{fo}

- niveau d'application des pressions d'oscillation **h_o = 2,44 m.**
- le moment de flexion d'oscillation **M_{fo} = 591,73 knm.**

2.4.7. Calcul du moment de renversement d'impulsion M_{ri}

- niveau d'application des pressions d'impulsion incluant la pression sur la base

  h_i^*= 1,90 m.
- le moment de renversement d'impulsion **M_{ri}= 690,46 KNm.**

2.4.8. Calcul du moment de renversement d'oscillation M_{ro}

- niveau d'application des pressions d'oscillation incluant la pression sur la base

  h_o^*= 3,09 m.
- le moment de renversement d'oscillation **M_{ro} = 748,42 KNm.**

2.4.9. Etat limite ultime de stabilité

- Masse du réservoir plein = 321,60 t.
- rayon extérieur du réservoir = 4,28 m.
- Moment stabilisant Ms = 13 764,78 Knm.
- Moment de renversement Mr = 1 438,59 Knm.

rapport :

$$\frac{\mathrm{M}_S}{\mathrm{M}_r} = 9{,}57$$

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

2.4.10. Etat limite de service de niveau de fonctionnement minimal

- la pulsation $\boldsymbol{\omega_0^2}$**= 4,03 (rd/s)**
- la hauteur des vagues $\mathbf{d_{max}}$ **= 2,07 m**.

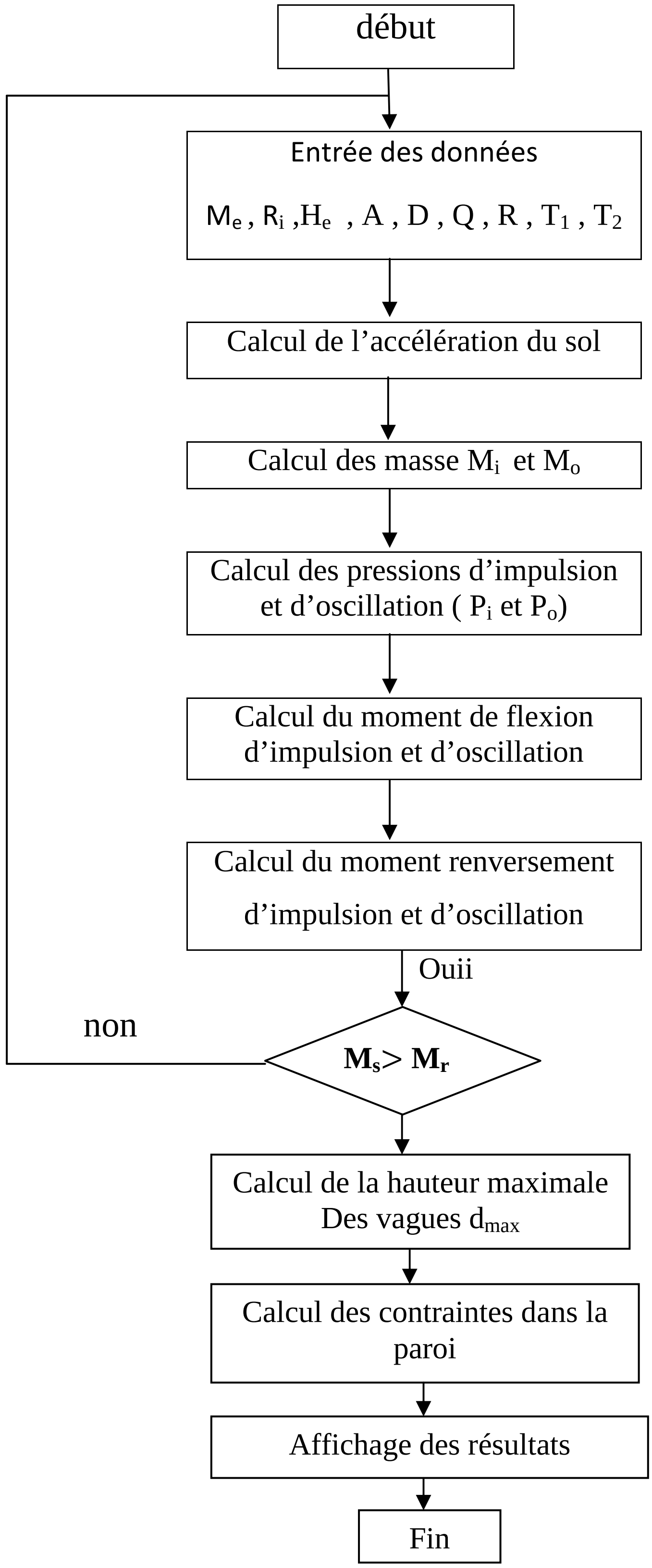
le calcul, met en évidence la formation de vagues en surface qui atteignent une hauteur importante, dues à l'excitation de l'eau en mouvement. Cette hauteur est supérieure à la hauteur au dessus du niveau libre de l'eau (dmax = 2,07 m > 0,30 m). On déduit alors que la vague d'eau passe au dessus la ceinture supérieure et va s'abattre sur la coupole de couverture, risquant de l'endommager.

2.4.11. Les contraintes verticales dans la paroi du réservoir

Le poids du réservoir à la base de la paroi (coupole, paroi et enduits) **N= 497,70N.**
Moment total de flexion (impulsion + oscillation) **M= 1 096,06 KNm.**
surface horizontale totale de la paroi **Ω = 3,44 m^2**
Contrainte normale de **compression** sur la fibre supérieure : **σ_{max} = 2,98 Mpa.**
Contrainte normale de **traction** sur la fibre inférieure : **σ_{min} = -0,09 Mpa.**
Ces calculs mettent en évidence, sous l'effet hydrodynamique, l'apparition des contraintes de Traction verticales dans la paroi du réservoir **(σ_{min} = -0,09 Mpa).**
Ces contraintes de traction, auraient été occultées, négligées, si le calcul avait été mené juste sous l'action hydrostatique. Car on aurait obtenu uniquement des contraintes de compression tout autour de la paroi, d'une valeur de l'ordre de **σ = 1,45 Mpa.**

2.6. ORGANIGRAMME DE CALCUL

l'étude hydrodynamique approchée par la méthode analytique de Housner, souvent méconnue par les ingénieurs civils de bureaux d'études, s'y prête bien à la programmation. Aussi organigramme de calcul résume les différents étapes de calcul est donné ci-après. Un programme de calcul sur un classeur Excel©



CONCLUSION

Tous les codes et standards suggèrent de modéliser le système liquide-réservoir par un système mécanique équivalent, où la masse du liquide est divisée en une masse d'impulsion et une deuxième masse d'oscillation, tel que c'est développé par la méthode de Housner . le détail de cette méthode nous servira pour mené notre analyse fiabiliste

Chapitre 3 :

Analyse probabiliste d'un réservoir posé au sol

Introduction

Ce troisième chapitre consiste en la présentation de l'analyse probabiliste du réservoir posé au sol, en utilisant la simulation Monté Carlo classique (Aoues,2008) , nous procédons alors à la définition des déférentes fonctions d'états limites et à l'identification et la gestion des variables. Pour le calcul de la probabilité de défaillance celle-ci sera mené sur un classeur Excel© .

3.1.Contexte probabiliste

Considérons un réservoirs circulaire posé au sol en béton armé (figue3.1) sous l'effet de l'accélération du sol , cinq modes de ruine différentes(états limites) son envisagés :

- Le renversement
- Le glissement
- ballottement
- Etat limite de compression
- Etat limite de traction

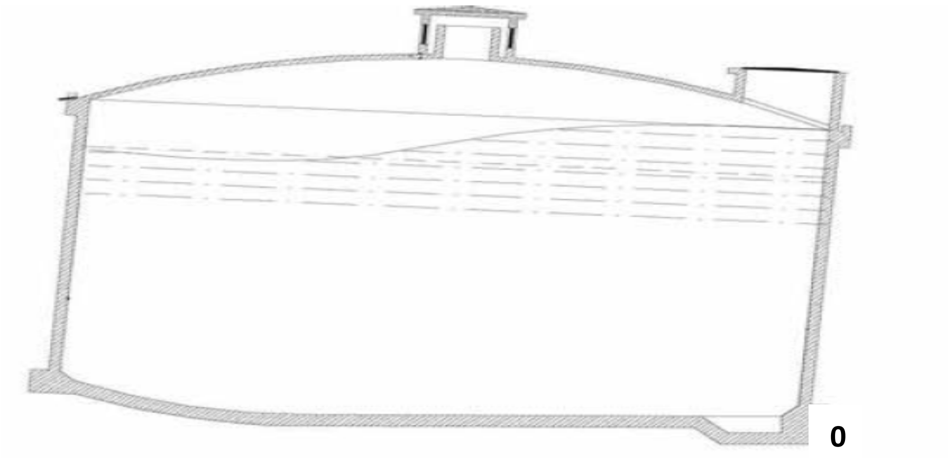


Figure 3.1.Etat du réservoirs sous l'effet du l'accélération du sol

accélération du sol est considérée comme variable aléatoire. La probabilité de défaillance ou d'occurrence de l'état limite est alors exprimé par (Lemaire 2005) :

$$\mathbf{P}_f = \int \boldsymbol{f}\{\boldsymbol{x}\}(\boldsymbol{x_1} \ldots\ldots \boldsymbol{x_n})\boldsymbol{d_{x1}} \ldots \boldsymbol{d_{xn}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(3.1)$$

Ou $\{x\}= \{x_1, x_2 \ldots x_n\}^t$ est le vecteur aléatoire constitué des variables aléatoires x_i, dont les réalisations sont $\{x\}=\{x_1,x_2,\ldots.x_n\}^t$;

$f_x(.\,,..,.)$ est la densité de probabilité conjointe du vecteur aléatoire

La résolution analytiquement de l'analyse est difficile voir impossible, pour cela nous faisons appel à des méthodes de simulations de Monté Carlo

3.2 Mode de ruine et fonction d'états limites

Pour différents mode de ruine retenus, la fonction d'état limite G(.) peut s'écrire sous la forme générale (Aoues,2008) :

$$G(\{x\})=R(\{x\})-S(\{x\}) \;\ldots\ldots\ldots..(3.2)$$

Où :

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

R(.) : résistance de la structure vis-à-vis d'une mode de ruine considéré

S(.) : sollicitation agissante

G(.) = fonction d'état limite telle que

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

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

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

3.1.1 Renversement

La fonction d'état limite correspondant au mode de ruine par reversement du réservoir par rapport au point 0 (figure 3.1) est donnée par la relation (3.3)

$$G_1(\{x\})= Mr - Ms\ldots\ldots..(3.3)$$

Mr : moment renversant par rapport à l'extrémité du réservoir

Ms: moment stabilisant par rapport a un point a l'extrémité du réservoir

3.2.2 Stabilité au Glissement

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

$$G_2(\{x\}) = F_h - F_v \ldots\ldots.(3.4)$$

La stabilité au glissement sous fondation du réservoir est vérifiée en tenant compte de l'application à la résistance ultime au glissement. La résistance au glissement est calculée en admettant que la rupture se produit dans le sol et non pas à l'interface radier-sol. Pour les fondation des réservoirs posé au sol, sous la combinaison à l'état limite ultime l'inégalité suivante est à vérifier (Fascicule 74) :

$$F_0 + F_i \leq (N_u \operatorname{tg} \varphi) + (C.A_f) \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(3.5)$$

On traduit que

- F_h: F_0+F_i (force horizontal)
- F_v : (N_u tg φ)+(C.A_f) (force vertical)

Nu : est la composante vertical des sollicitation en considération le poids total du réservoir.

φ : l'angle de frottement interne du sol de fondation,

C : la cohésion,

A_f : air de la partie de la fondation au contact du sol

3.2.3 ballottement

La fonction d'état limite correspondant au mode de ruine par ballottement est donnée par la relation(3.6)

$$G_3(\{x\}) = d_{max} - H_0 \ldots\ldots.(3.6)$$

d_{max} est la hauteur maximale des vagues. Elles est calculée par la relation (figure3.2) suivant ((Eurocode) :

$$d_{max} = 0.84 \frac{a_m}{g} R_i \text{ (éq 2.22 voir)}$$

La hauteur Ho est calculée par le relation (3.7)

$$Ho = h_v + hcs + (He - Ht) \ldots\ldots\ldots(3.7)$$

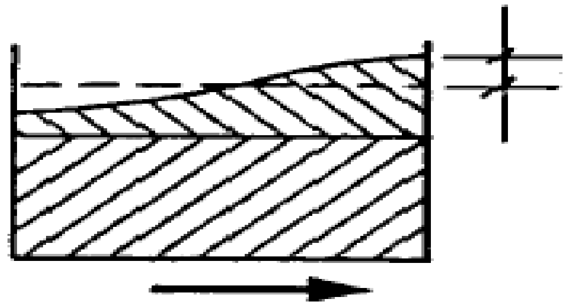


Figure 3.2 : Hauteur des vagues d_{max}

avec :

h_v : hauteur au dessus du niveau libre d'eau

hcs : hauteur de la cienture supérieur

He : hauteur maximale d'eau

Ht : hauteur d'eau en fonction de temps

3.2.4 Etat limite de compression

La fonction d'état limite correspondant au mode de ruine pour la résistance a la compression est donnée par la relation (3.8) (BEAL)

$$G_4(\{x\}) = \sigma_{bc} - \sigma_{max} \quad \text{…….(3.8)}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0{,}6.\, f_{c28} \quad \text{…………(3.9)}$$

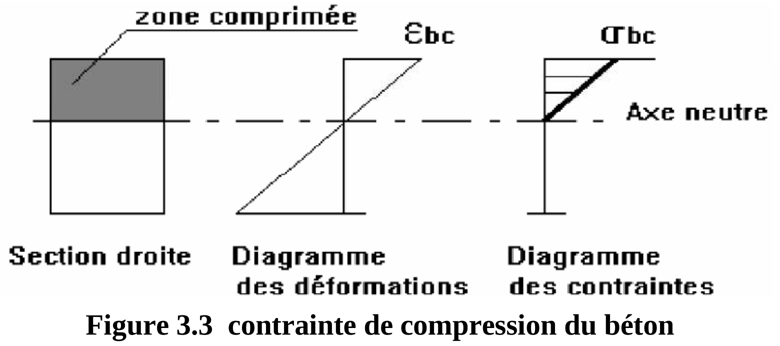


Figure 3.3 contrainte de compression du béton

3.2.5 Résistance à la traction

fonction d'état limite correspondant à l'ouverture des fissures sous contrainte de traction est donnée par la relation 3.10

$$G_5(\{x\}) = \sigma_{bt} - \sigma_{min} \text{.......}(3.10)$$

D'après le (Fascicule 74) Les contraintes de traction du béton dans les sections entièrement tendues et celles développées sur la face mouillée des parois, calculées vis-à-vis de l´état-limite de service et en section homogénéisée, ne peuvent excéder la valeur σ_{bt} donnée par la relation (3.11) :

$$\sigma_{bt} = 1.1\ \varphi\ f_{t28} \text{.......}(3.11)$$

Avec ;

$$f_{t28} = 06 + 0.06\ f_{c28} \text{...........}(3.12)$$

:

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

Dans notre étude, φ= 5/3

3.3 Méthode de Monte 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 P_f par succession de tirages aléatoires indépendants.

On réalise ainsi un nombre N important de tirages des variables aléatoires en accord avec leur loi de distribution conjointe

En générale la méthode de Monté Carlo consiste à résoudre un problème déterministe de nombreuse fois pour mettre en place une distribution statistique de la sortie (les variables de sortie : déplacements, contraintes,....).

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

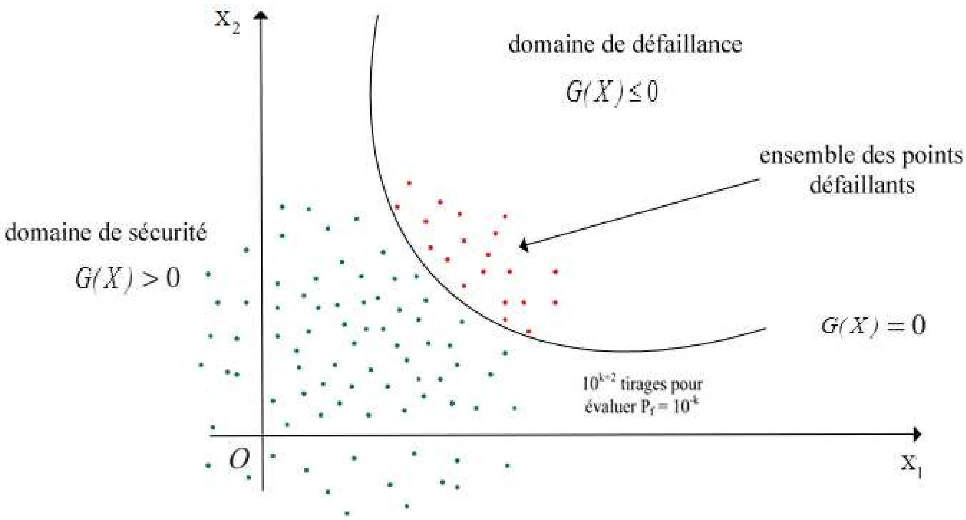


Figure3.4 : Illustration de la simulation de Monté Carlo.

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

$$P_f = \int_{G(X)\leq 0} f_X(x)dx_1...dx_n = \int_{Df} f_X(x) I_{G(X)\leq 0}(x)dx_1...dx_n \quad ……………(3.13)$$

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

avec :

$$I_{G(X)\leq 0} = \begin{cases} 1 \text{ si } G(x) \leq 0 \\ 0 \text{ si } G(x) > 0 \end{cases} \quad ………………………….(3.14)$$

Pour N_s simulations des vecteurs aléatoires X, la probabilité de défaillance P_f est approchée par la moyenne des $p_i = I_{G(X)\leq 0}(x_i)$. ……………………………….(3.15)

soit :

$$P_f = \frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N} I_{G(x)\leq 0}(x_i) \quad ……………………….(3.16)$$

3.4.Identification des variable

Les variables utilisées dans les calcules probabilistes sont illustrées dans le tableau 3.1 suivant :

Tableau 3.1 : Nature des variables utilisées dans la calcul Probabiliste

Symboles	Notation	Unité	Observation
D	Diamètre intérieur de la cuve	[m]	Déterministe
V	capacité de réservoir	[m^3]	Déterministe
he	hauteur maximale d'eau	[m]	Déterministe en fonction de temps
Vréel	capacité réel de réservoir	[m3]	Déterministe
Ri	Rayon intérieur de du réservoir	[m]	Déterministe
Er	Epaisseur du radier général	[m]	Déterministe
Ep	Epaisseur paroi	[m]	Déterministe
g	Accélération de la pesanteur	[m/s²]	Déterministe
fcj	Resistance à la compression du béton à 28 jours	[MPa]	Déterministe
Re	Rayon extérieur de du réservoir	[m]	Déterministe
P	poids par mètre linéaire du réservoir	[KNm]	Déterministe
Ho	Hauteur au dessus di niveau libre d'eau	[m]	Déterministe
Hcs	Hauteur de la ceinture supérieure	[m]	Déterministe
Ht	Hauteur totale du réservoir	(m]	Déterministe
C	La cohésion	[KN/m²]	Déterministe
A_f	Air de la fondation au contacte du sol	(m²]	Déterministe
φ	Angle de frottement interne du sol de fondation	[°]	Déterministe
Nu	Poids total de réservoir vide	[KN]	Déterministe
a_m	**Accélération maximale du spectre**	**[m/s²]**	**Probabiliste(aléatoire)**
Q	Facteur de qualité de la structure	[-]	Déterministe
R	Coefficient de comportement global	[-]	Déterministe
ξ	Pourcentage d'amortissement critique	[%]	Déterministe
η	Facteur de correction d'amortissement	[-]	Déterministe
T	période fondamentale du réservoir	[s]	Déterministe
T1	périodes caractéristiques associées à la catégorie du site	[s]	Déterministe
T2	périodes caractéristiques associées à la catégorie du site	[s]	Déterministe
h_1^*	niveau d'application des pressions d'impulsion engendrant un moment de renversement	[m]	Déterministe
hi	niveau d'application des pressions d'impulsion engendrant un moment de flexion dans la paroi	[m]	Déterministe
h0	niveau d'application des pressions d'oscillation engendrant un moment de flexion dans la paroi	[m]	Déterministe
h_0^*	niveau d'application des pressions d'oscillation incluant l'effet de la pression sur la bas	[m]	Déterministe
M	moment de flexion du à l'action sismique sur la paroi (impulsion et oscillation)	[KNm]	Déterministe
Me	masse de l'eau dans le réservoir	[t]	Déterministe

Mfi	moment de flexion d'impulsion	[KNm]	Déterministe
Mf_0	moment de flexion d'oscillation	[KNm]	Déterministe
M_i	masse d'impulsion	[t]	Déterministe
M_0	masse d'oscillation	[t]	Déterministe
Mr_i	moment de renversement d'impulsion	[KNm]	Déterministe
Mr_0	moment de renversement d'oscillation	[KN]	Déterministe
Pouv	Poids d'ouvriers	[t]	Déterministe
Pc	Poids de la coupole	[t]	Déterministe
Pet	Poids de l'étanchéité	[t]	Déterministe
Pcs	Poids de la ceinture	[t]	Déterministe
Pcor	Poids de la corniche	[t]	Déterministe
Pp	Poids de la paroi	[t]	Déterministe
Pend	Poids des enduits	[t]	Déterministe
Prad	Poids radier	[t]	Déterministe

3.4.1 variable aléatoire

La variable aléatoire, elle représente la valeur maximale de l'accélération (a_{gr}) est tirée du spectre obtenu à partir du règlement (RPA 2003) en fonction de plusieurs paramètre, tel nous l'avons présenté dans le chapitre précédant (§2.2.1.1)

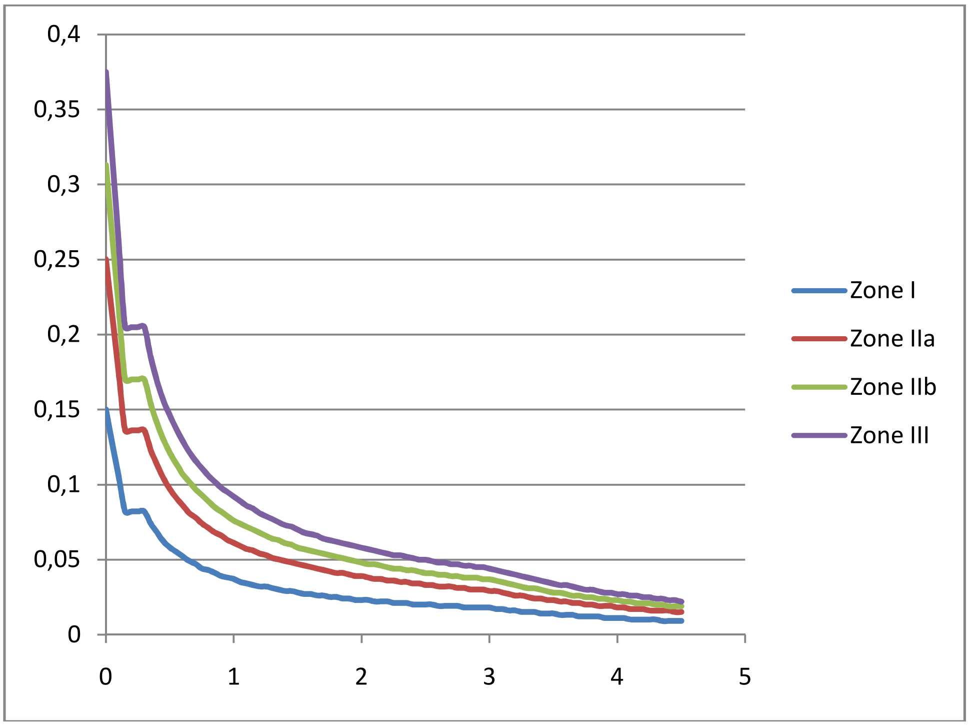


Figure 3.5 : Spectre d'accélération du sol Pour différents sites

3.4.1.1.Génération de la variable aléatoire A_{gr} :

Pour ce faire, nous avons procédé, selon l'artifice de programmation suivant sur un classeur Excel©.

- Dans un premier temps, nous générons des réalisations Y de la variable a_{gr} obéissant à une loi de distribution normale, en introduisant les paramétrée suivants (lemaire, 2005)

$$m_{u}= \log(m^2/\sqrt{(m^2+\sigma)} \;.......(3.17)$$

$$\xi = \sqrt{\log(\frac{\sigma}{m^2}+1)} \;............(3.18)$$

Où :

***m* :** désigne la moyenne statistique de l'échantillons, qui dans notre cas est le a_{gr}, qui représente la valeur maximum du spectre de réponse du RPA

σ : désigne l'écart type de l'échantillon donné en fonction du coefficient de variation Cv et de l'accélération par la relation suivante :

$$\sigma = a_m \times C_v ....(3.19)$$

- Dans une deuxième temps, nous transformons la relation Y da la distribution de la loi normale vers des réalisation X log normale par le biais de l'équation suivante :

$$X = e^{Y} ....(3.20)$$

- **Application de « loi log normal »**

En considérons la zone III, l'accélération a_{gr} du sol tirée du spectre est de 0.375 m/s^2

Par ailleurs si l'on considère un coefficient de variation C_v= 0.1 nous obtenus les valeur de m_u et ξ sont donnés dans le tableau 3.2

Tableau 3.2 : Valeur de mu et ξ calculées

Coefficient de variation	0,1
Accélération moyenne	0,375
Ecart type	0,0375
m_u	-0,42812942
σ	0,06573716

Pour générer la loi-normale, nous procédons par les étapes suivantes sur un classeur Excel©.

Commande sur Excel© ⟶ données⟶ Utilitaire d'analysa

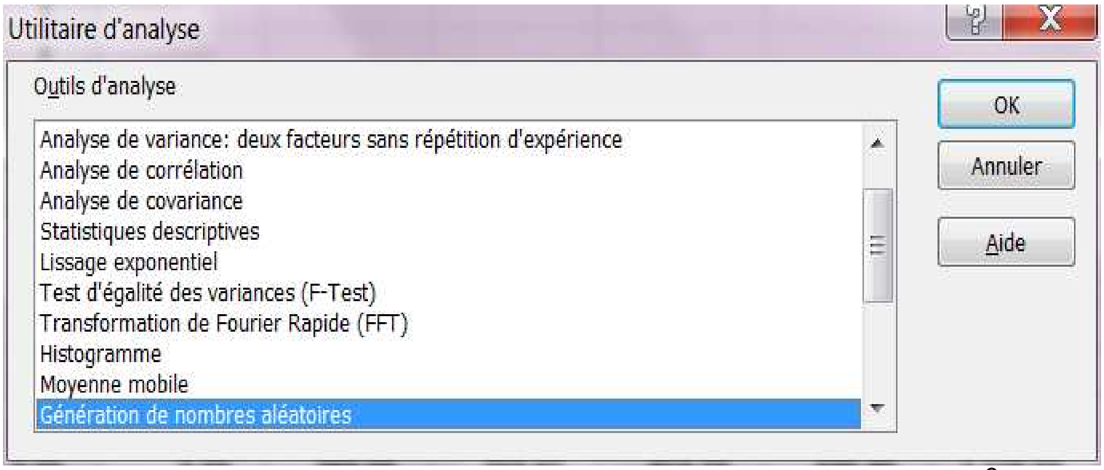


Figure 3.6 : Capture d'écran pour génération de nombre aléatoire sur Microsoft Excel©

Introduction des données N, mu et ξ

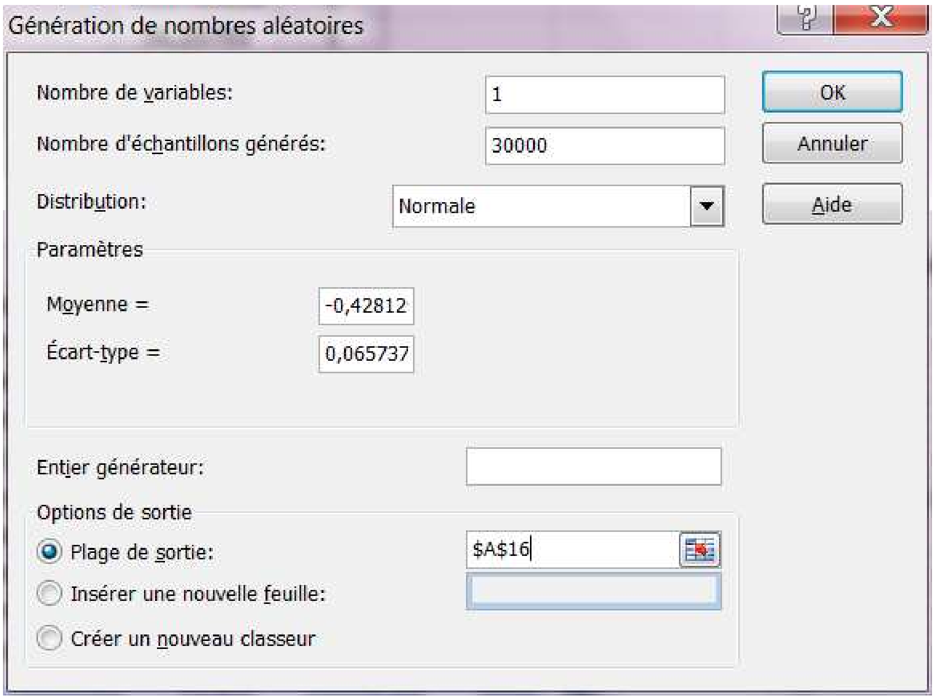


Figure 3.7 : Capture d'écran pour générer une loi normal de l'accélération du sol « a_m » Sur Microsoft Excel©

Le tableau 3.2 illustre un extrait des résultats obtenus, après avoir générer une loi normale pour 30000 itérations

Tableau 3.3 : Extrait de génération de la loi log normale de l'accélération du sol a_m su Microsoft Excel

loi Normale	Loi log-normale $X = e^Y$
-0,10257465	0,902510774
0,19233899	1,212081327
0,31586223	1,3714413
-0,37534325	0,687053409
-0,59932165	0,549184049
0,03549728	1,036134831
-0,5357001	0,585259408
0,00682099	1,006844309
-0,18389431	0,832023733
-0,36427073	0,694703095
-0,76685012	0,464473803
-0,2216852	0,801167528
-1,01538426	0,3622632
-0,77660801	0,459963558
-0,7418427	0,476235549
0,14610082	1,157312866
-0,66131713	0,516171023
-0,53301074	0,586835499
-0,49197462	0,611417881
-0,75908111	0,46809636
0,0499498	1,051218328
-0,84821422	0,428178881
-0,54386944	0,580497702
-0,99311901	0,370419544
-0,74384687	0,475282044
-0,69732932	0,497913297
-0,79636494	0,450965273
-0,70103643	0,496070894
-0,79592273	0,451164741
-0,47662601	0,620874685
-0,01719563	0,982951367
-0,36489653	0,694268482
-0,92097296	0,398131485
-0,08511987	0,918402191
-0,14617773	0,864004128
-0,07236918	0,930187422
-0,66241648	0,515603884
-0,8537299	0,425823685
-0,5593561	0,571576982

Les figures 3.8 et 3.9 illustre l'évolution de la fonction de répartition , et l'évolution de la fonction de densité de la loi normale respectivement

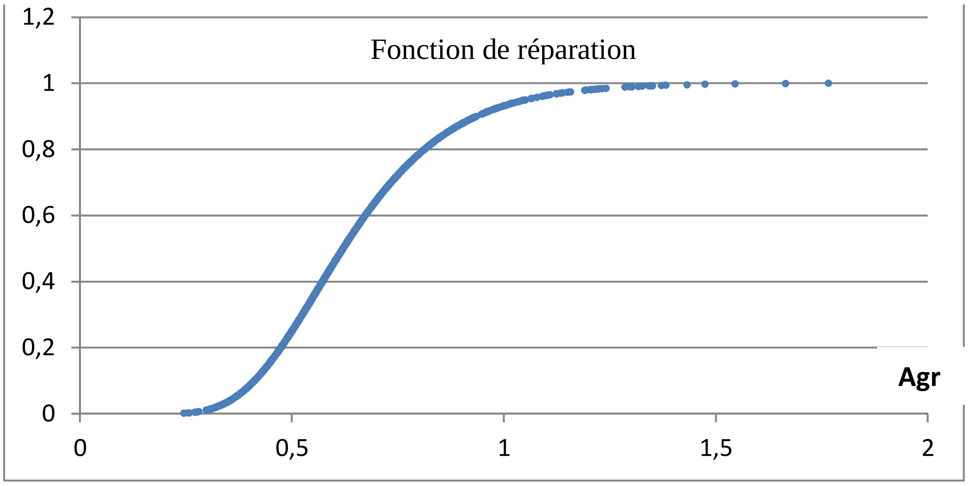


Figure 3.8 : courbe de la fonction de répartition de la loi normale

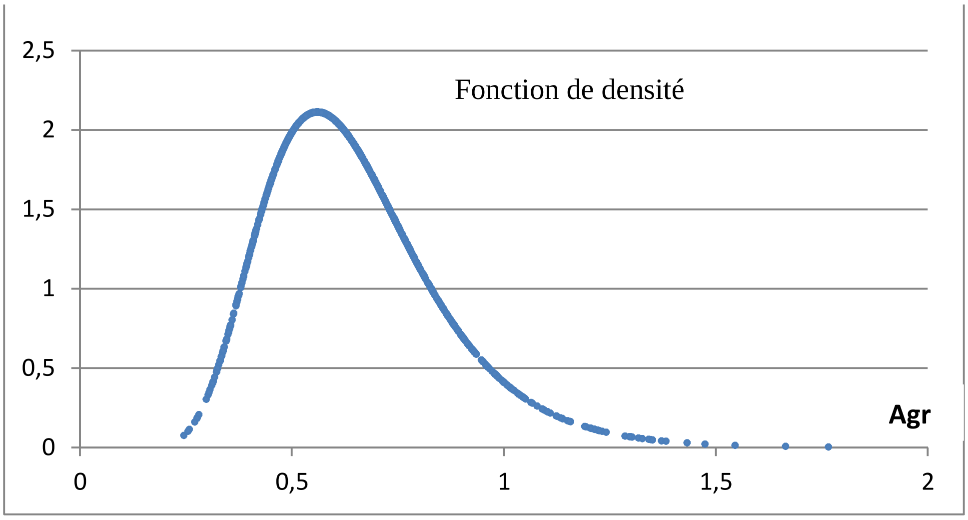


Figure 3.9 : courbe de la fonction de densité de la loi normale

3.4.2 charge hydraulique

La charge hydraulique dans le réservoir qui représente la hauteur d'eau utile. cette variable déterministe variée en fonction des heures de la journée. A cet effet, sa représentation graphique devient nécessaire pour pouvoir tirer sa valeur en fonction du temps.

Dans notre cas, le réservoir est alimenté en adduction continue a débit uniforme, répartie sur 24 heures. Le débit moyen horaire de distribution a est égale a c/24 ; C étant de débit maximale journalier, calculée en fonction des besoins.

Par ailleurs, le débit de distribution varie selon l'heure de la journée et en fonction du types de l'agglomération . En considérant une ville peu importante, nous avons les débits sortant suivants (Dupond, 1979) :

- De 6 heures à 7 heures ………………. a
- De 7 heures à 11 heures ………………3.5a
- De 11 heures à 16 heures…………….. 0.4 a
- De 16 heurs à 18 heures………………. 2a
- De 18 heures à 22 heures……………… 0.5 a
- De 22 heures à 6 heures ……………….0.5a

La capacité du réservoir est obtenue par la somme du plus grand excès (DV+) de la journée avec le plus grand déficit (DV-) d'une autre moment de la journée, en valeur absolue, le calcul est effectué dans le tableau 3.3

Tableau 3.4 : Capacité de réservoir à chaque heure en adduction continue pour une petite ville

Heure	Arrivé Qa	Arrivée cumulée	Consommation Qc	Consommation cumulé	(Qa-Qc) cumulé		Hauteur d'eau utile
0	a	a	0,125a	0,125a	0,875a	112,5	2,08
1	a	2a	0,125a	0,250a	1,750a	130	2,40
2	a	3a	0,125a	0,375a	2,625a	147,5	2,73
3	a	4a	0,125a	0,500a	3,50a	165	3,05
4	a	5a	0,125a	0,625a	4,375a	182,5	3,37
5	a	6a	0,125a	0,750a	5,250a	200	3,70
6	a	7a	a	1,750a	**5,250a**	200	3,70
7	a	8a	3,5a	5,250a	2,750a	150	2,77
8	a	9a	3,5a	8,750a	0,250a	100	1,85
9	a	10a	3,5a	12,25a	-2,25a	50	0,92
10	a	11a	3,5a	15,75a	**-4,75a**	0	0,00
11	a	12a	0,4a	16,15a	-4,15a	12	0,22
12	a	13a	0,4a	16,55a	-3,55a	24	0,44
13	a	14a	0,4a	16,95a	-2,95a	36	0,67
14	a	15a	0,4a	17,35a	-2,35a	48	0,89
15	a	16a	0,4a	17,75a	-1,75a	60	1,11
16	a	17a	2a	19,75a	-2,75a	40	0,74
17	a	18a	2a	21,75a	-3,75a	20	0,37
18	a	18a	0,5a	22,25a	-3,25a	30	0,55
19	a	20a	0,5a	22,75a	-2,75a	40	0,74
20	a	21a	0,5a	23,25a	-2,25a	50	0,92
21	a	22a	0,5a	23,75a	-1,75a	60	1,11
22	a	23a	0,125a	23,875a	-0,875a	77,5	1,43
23	a	24a	0,125a	24a	0	95	1,76
	24a			**24a**			

le tableau ci après nous donne le calcul de la capacité du réservoir

$$v_r = |v^+_{max}| + |v^-_{max}| \quad \text{…………..(3.21)}$$

les résultats sont représentés sur la figure 3.9

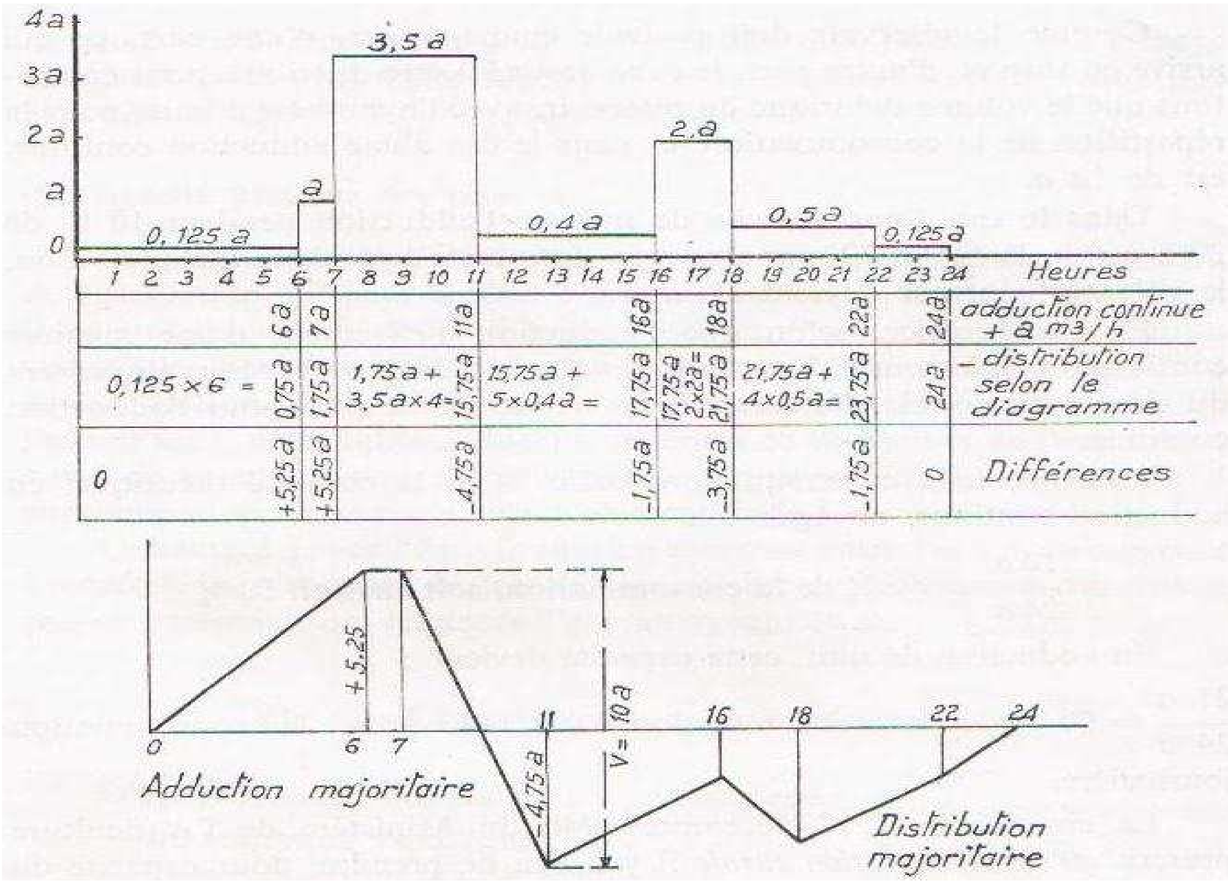


Figure 3.10 : Capacité théorique en adduction continue

Le diagramme capacité illustré sur la figure 3.10

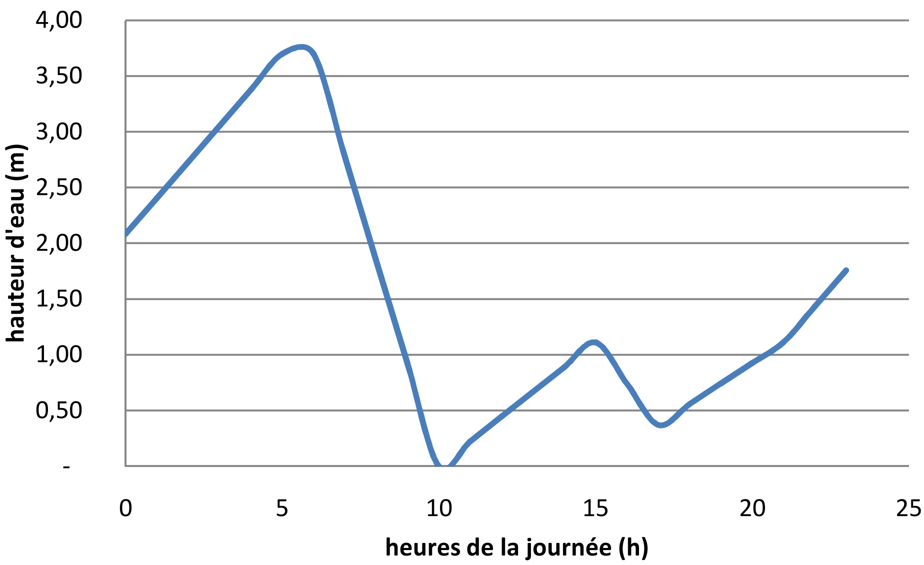
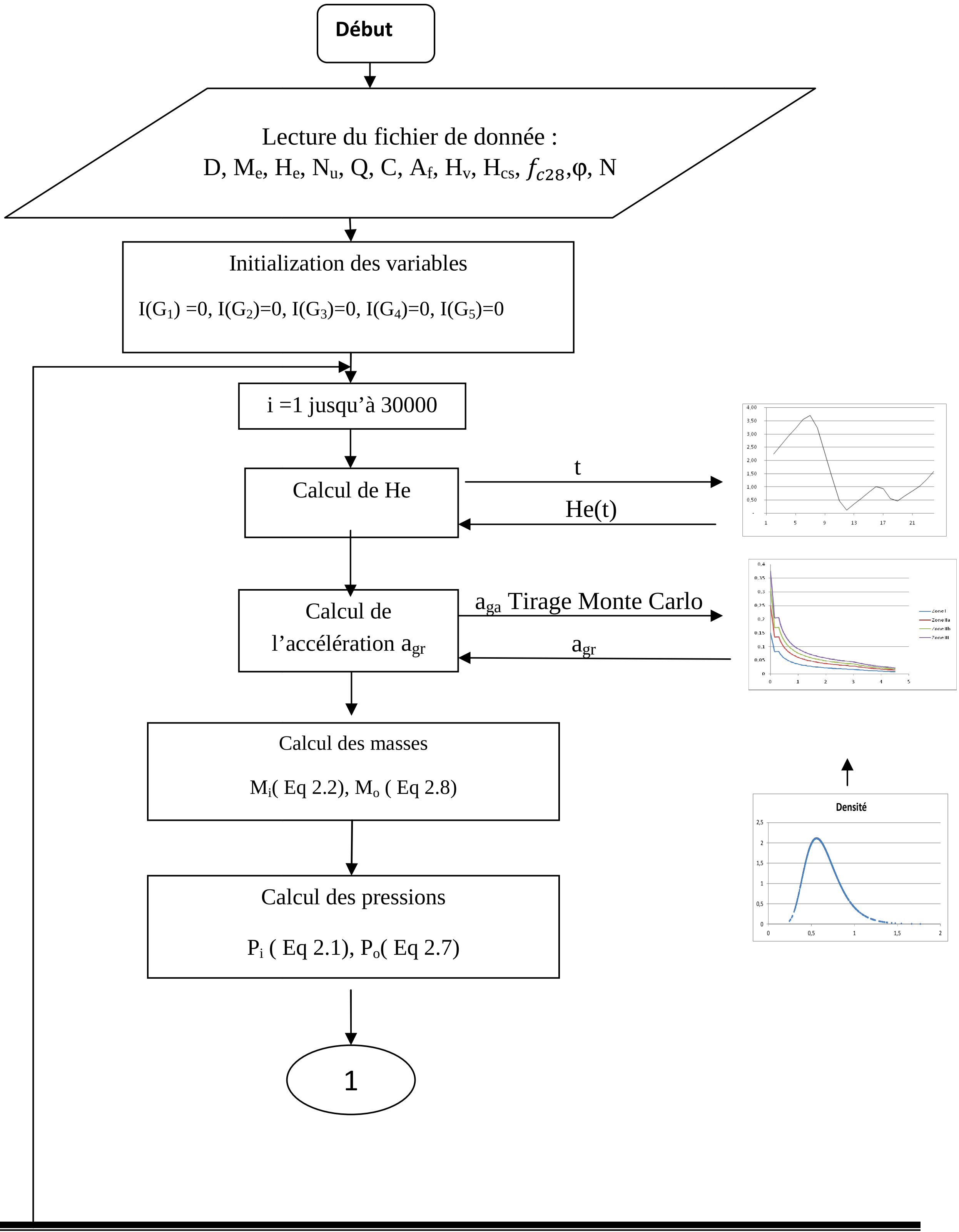
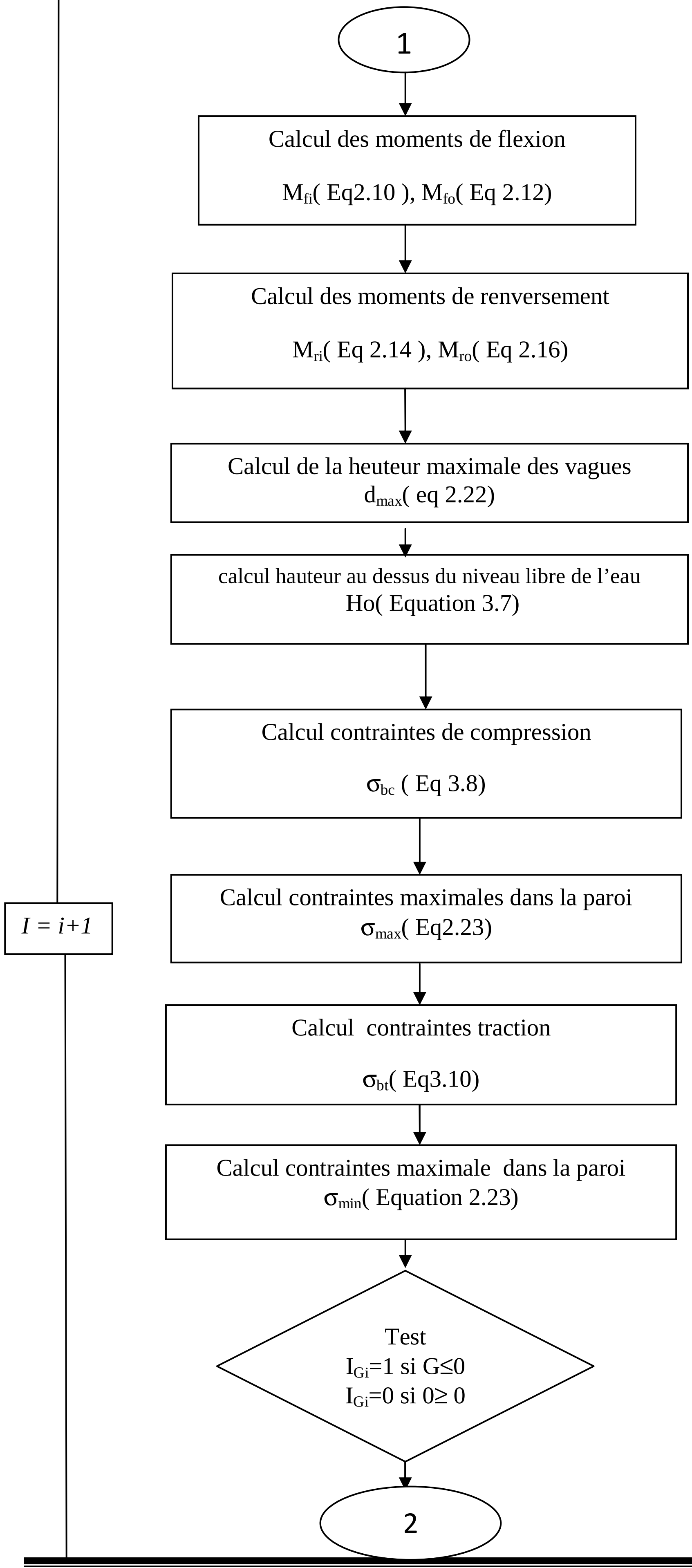


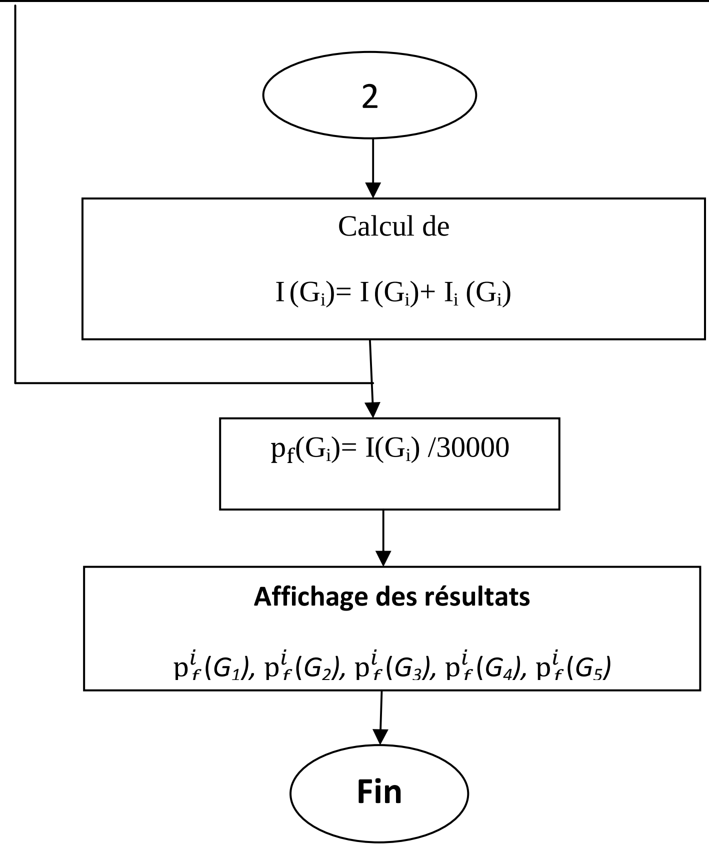
Figure 3.11 : diagramme de la capacité du réservoir sur 24heuresen adduction continue

3.5 Organigramme de calcul

L'organigramme de calcul présenté ci-dessus résume les étapes du calcul de la probabilité de défaillance d'un réservoir posé au sol par la simulation de Monté Carlo classique pour les différents états limite considérées




1
Calcul des moments de flexion
M_{fi}(Eq2.10), M_{fo}(Eq 2.12)
Calcul des moments de renversement
M_{ri}(Eq 2.14), M_{ro}(Eq 2.16)
Calcul de la heuteur maximale des vagues
d_{max}(eq 2.22)
calcul hauteur au dessus du niveau libre de l'eau
Ho(Equation 3.7)
Calcul contraintes de compression
σ_{bc} (Eq 3.8)
Calcul contraintes maximales dans la paroi
σ_{max}(Eq2.23)
Calcul contraintes traction
σ_{bt}(Eq3.10)
Calcul contraintes maximale dans la paroi
σ_{min}(Equation 2.23)
Test
I_{Gi}=1 si G≤0
I_{Gi}=0 si 0≥ 0
2
I = i+1



Conclusion

Dans la démarche probabiliste d'un réservoir posé au sol en béton armé, nous avons définit cinq fonctions d'états limites (mode de ruine), a savoir, le renversement, le glissement, le ballottement, état limite de compression et état limite de traction. Par la suite , pour le calcul de la probabilité de défaillance de la structure vis-à-vis de ces états limites, nous avons choisi la simulation de Monte Carlo classique. La variable aléatoire, qui est dans notre cas l'accélération sismique de référence A_{gr}, est générée par une loi log-normale. La gestion informatique de la méthode a été conduite sur un classeur Excel©, selon l'organigramme présenté plus haut. Un extrait du programme avec résultats est donné en Annexe 1

Chapitre 4 :

Résultats et interprétation

Introduction

Ce quatrième chapitre sera consacré à la discussion et interprétation des résultats de l'analyse fiabiliste d'un réservoir circulaire, en béton et posé au sol. La probabilité de défaillance de la structure vis-à-vis des modes de ruines prédéfinis (renversement, glissement, ballottement, contrainte de compression et de traction) sera évaluée et discutée pour différentes zones sismiques. La loi de distribution adoptée pour la génération de la variable aléatoire A_{gr} (accélération sismique maximale) est de type log-normale. Par ailleurs, l'évaluation de la hauteur d'eau dans le réservoir obéit à une variation dépendante du type d'adduction et la distribution, comme nous l'avons spécifié au chapitre 3 (Dupond,1974). Enfin, cette analyse fiabiliste est conduite sur un classeur Excel© selon l'organigramme élaboré (§3.2.3)

4.1. Présentation du réservoir d'étude

Le réservoir, faisant l'objet de notre étude est de capacité 200 m^3. Cet ouvrage est implanté à Boumerdés, zone de forte sismicité (zone III). Il est destiné pour l'alimentation en eau potable et est alimenté en adduction continue

Les caractéristiques géométriques du réservoir sont illustrés sur la figure 4.1 et données par le tableaux 4.1. Le poids de chaque élément de la structure est donné dans le tableau 4.2. Enfin, les caractéristiques du sol sont présentées dans le tableau 4.3.

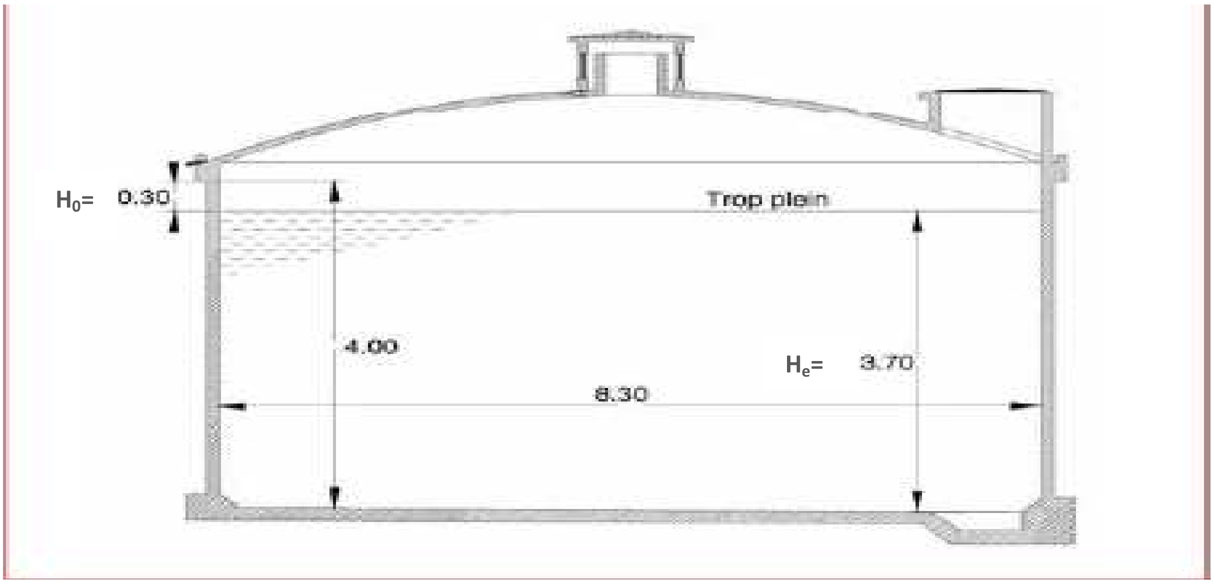


Figure 4.1 : Schéma descriptif du réservoir.

Tableau 4.1 : Caractéristiques Géométriques du réservoir

Symbole	désignation	valeur	unité
D	Diamètre intérieur de la cuve	8,3	[m]
V	Capacité de réservoir	200	[m^3]
He	Hauteur maximale d'eau	3,7	[m]
Ri	Rayon intérieur de du réservoir	4,15	[m]
er	Epaisseur du radier général	0,2	[m]
ep	Epaisseur paroi	0,13	[m]
G	accélération de la pesanteur	9,81	m/s^2
Re	Rayon extérieur de du réservoir	4,28	[m]
Ho	hauteur au dessus du niveau libre d'eau	0,3	[m]
Hcs	hauteur de la ceinture supérieure	0,3	[m]

Tableau 4.2 : Poids de chaque élément du réservoir

symbole	Désignation	Valeur	Unité
Pouv	poids des ouvriers	5,634	t
Pc	poids de la coupole	11,269	t
Pet	poids de l'étanchéité	3,493	t
Pcs	poids de la ceinture	5,036	t
Pcor	poids de la corniche	2,05	t
Pp	poids de la paroi	34,429	t
Pend	poids des enduits	8,504	t
Prad	poids radier	31,51	T

Tableau 4.3 : Caractéristiques du sol

Symbole	Désignation	Valeur	unité
C	La cohésion	70	[KN/m^2]
φ	Angle de frottement interne du sol de fondation	45	°
A	Air de la fondation au contacte du sol	63,0530212	m^2

4.2. Résultats du calcul déterministe

Le calcul déterministe est menée avec la méthode Housner, développée dans le chapitre 2. Cela consiste à déterminer le masse d'oscillation (éq 2.8), la masse d'impulsion (éq2.2) et les niveaux d'application des pressions d'oscillation et d'impulsion pour chaque heure de la journée. Les résultats sont présentés dans le tableau 4.4 pour t = 1 heure

Tableau 4.4 : résultats du calcul déterministe

Symbole	Désignation	valeur	unité
t	Heure de la journée	1	heure
He	hauteur d'eau utile dans le réservoir	2,40390616	m
Me	masse de l'eau dans le réservoir	130,065938	t
h_o^*	niveau d'application des pressions d'oscillation incluant l'effet de la pression sur la base	1,90411236	m
hi	niveau d'application des pressions d'impulsion engendrant un moment de flexion dans la paroi	0,90146481	m
h_i^*	niveau d'application des pressions d'impulsion engendrant un moment de renversement	2,50858959	m
h_0	niveau d'application des pressions d'oscillation engendrant un moment de flexion dans la paroi	3,06702833	m
Mi	masse d'impulsion	43,2789239	t
M0	masse d'oscillation	56,25793	t
Peau	Poids de l'eau	1275,94685	Kn
Nrp	poids de réservoir plein	2275,8311	Kn

Ces résultats déterministes vont servir pour le calcul fiabiliste

4.3.Résultats de l'analyse fiabilité

4.3.1 Génération de la variable aléatoire

En considérant la zone d'étude (zone III), nous déterminons le A_{gr} à partir du spectre de réponse du RPA (figure 4.1). La valeur du A_{gr} obtenue est de 0.375, donnée dans le tableau 4.5

Tableau 4.5 : Valeur du A_{gr} obtenue à partir des spectres

Zone	A_{gr}
Zone I	0.15
Zone IIa	0.25
Zone IIb	0.315
Zone III	0.375

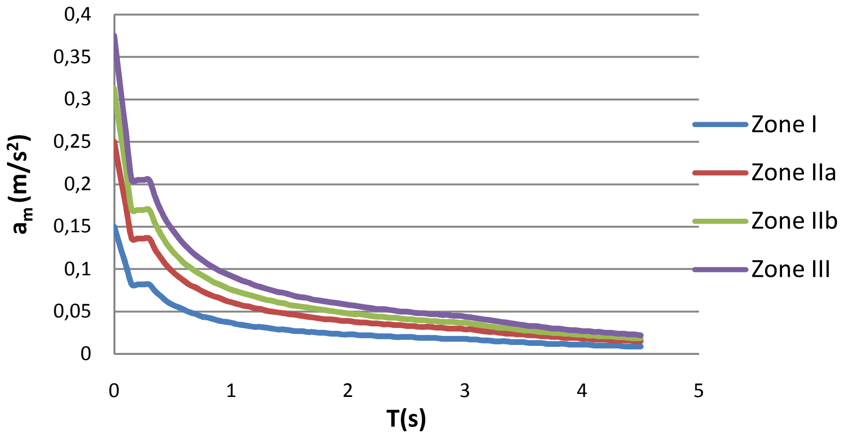


Figure 4.2 : Spectre du RPA

Cette variable aléatoire est ensuite générée par une loi Log-Normale. Nous représentons sur La figure 4.3 l'évolution de la fonction de densité de probabiliste pour différents coefficients de variations Cv. Nous constatons que la courbe la plus resserrée est celle correspondant a Cv= 0,6. Ainsi, nous adoptons cette valeur pour notre analyse fiabiliste.

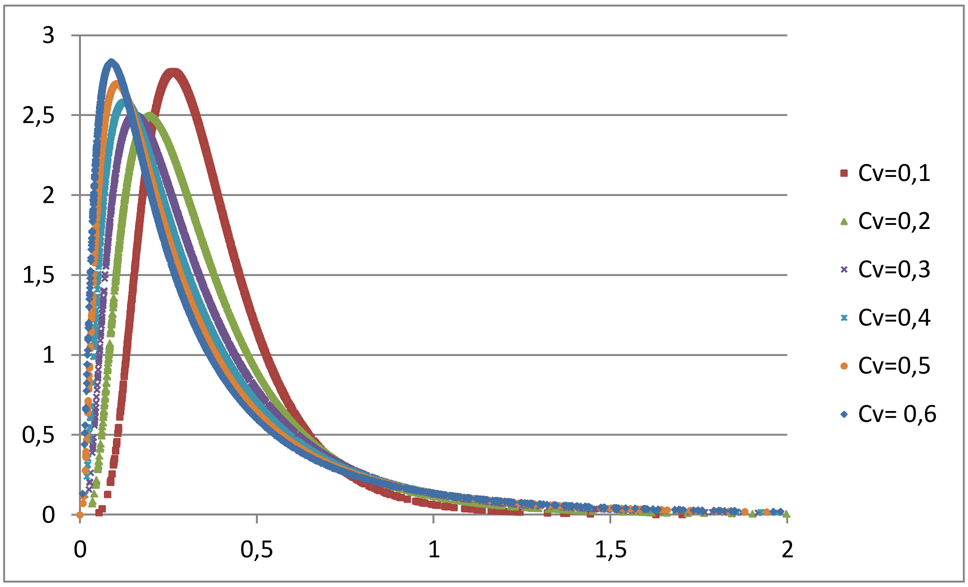


Figure 4.3 : courbe de la densité de la loi normale pour différents Cv

La fonction répartition pour Cv =0.6 est illustrée sur la figure 4.4.

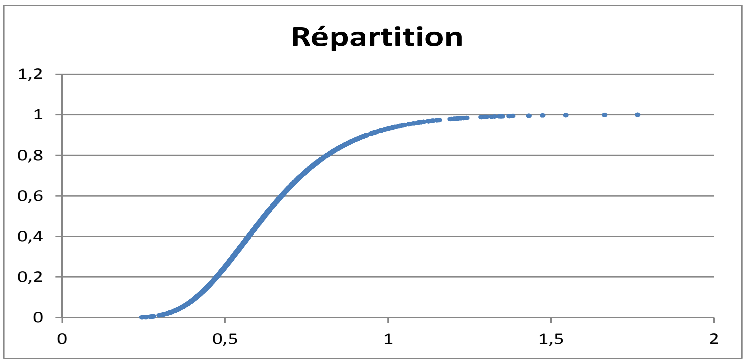


Figure 4.4 : Courbe de répartition de la loi normal.

4.3.2. Probabilité de défaillance

La probabilité de défaillance Pf est obtenue à partir de la simulation Monté Carlo à partir de la relation 3.13. Le nombre de tirage est fixé à 300000 après test de convergence (courbe de la variance en fonction du nombre de tirage N) effectué par ALICHE Amar, dans le carder de sa préparation de sa thèse doctorat.

Nous présentons, dans ce qui suit, les résultats de l'évolution de la probabilité de défaillance du réservoir vis-à-vis des modes de ruines considérés, pour différentes hauteur H d'eau dans la cuve données dans le tableau 4.6, en fonction des heures de la journée figure (3.11)

Tableau 4.6 : Hauteur de l'eau en fonction des heures de la journée.

Heure de la journée	Hauteur d'eau dans la cuve (m)
0	2,08030341
1	2,403906163
2	2,727508915
3	3,051111668
4	3,374714421
5	3,698317173
6	3,698317173
7	2,77373788
8	1,849158587
9	0,924579293
10	0
11	0,22189903
12	0,443798061
13	0,665697091
14	0,887596122
15	1,109495152
16	0,739663435
17	0,369831717
18	0,554747576
19	0,739663435
20	0,924579293
21	1,109495152
22	1,433097905
23	1,756700657

4.3.2.1. Stabilité au renversement

Le tableau 4.7 représente un extrait de calcul de la fonction d'état limite G1 pour le renversement (éq 2.3), pour chaque variable aléatoire tirée et une hauteur H donnée, ainsi que le test binaire (0 si G1>0, 1 si G1<0) (le détail est donné en annexe 1).

tableau 4.7 : Extrait du tableau de résultats de la stabilité au renversement.

Mr [KNm]	Ms [KNm]	G1=Ms-Mr	test
162,94	8 480,31	8 317,38	0,00
715,51	8 480,31	7 764,80	0,00
181,51	8 480,31	8 298,81	0,00
671,40	8 480,31	7 808,91	0,00
694,11	8 480,31	7 786,21	0,00
752,85	8 480,31	7 727,47	0,00
1 538,92	8 480,31	6 941,40	0,00
234,57	8 480,31	8 245,74	0,00
789,85	8 480,31	7 690,46	0,00
415,35	8 480,31	8 064,97	0,00
629,05	8 480,31	7 851,26	0,00
683,45	8 480,31	7 796,87	0,00
132,81	8 480,31	8 347,50	0,00
2 997,70	8 480,31	5 482,61	0,00
261,48	8 480,31	8 218,84	0,00

L'évolution de la probabilité de défaillance Pf (eq.3.13) est représentée sur la figure 4.5 en fonction de la hauteur du réservoir, pour chaque heure de la journée .

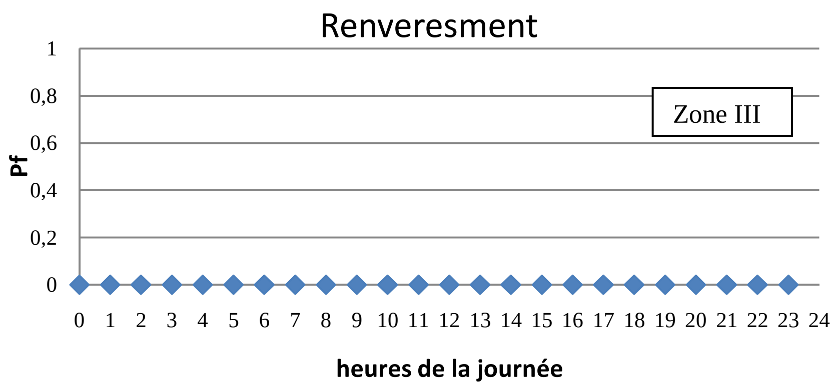


Figure 4.5 : Evolution de Pf en fonction des heures de la journée. Cas du renversement.

Le résultat obtenu montre que la probabilité de défaillance Pf est nulle, quelque soit l'heure de la journée. Donc l'ouvrage est stable vis-à-vis du renversement.

4.3.1.2 Stabilité au glissement

Le tableau 4.8 illustre le calcul de la fonction d'état limite G2 pour le glissement (éq 2.4), pour chaque variable aléatoire tirée ainsi que le test binaire (0 si G2>0, 1 si G2<0) (voir annexe 1).

Tableau 4.8: Extrait du tableau de résultats de stabilité au glissement.

Forces horizontales	Force verticales	G2=Fv-Fh	Teste
54,58	4 415,38	4 360,80	0
239,7	4 415,38	4 175,68	0
60,81	4 415,38	4 354,57	0
224,92	4 415,38	4 190,46	0
232,53	4 415,38	4 182,85	0
252,21	4 415,38	4 163,17	0
515,54	4 415,38	3 899,84	0
78,58	4 415,38	4 336,80	0
264,6	4 415,38	4 150,78	0
139,14	4 415,38	4 276,24	0
210,73	4 415,38	4 204,65	0
228,96	4 415,38	4 186,42	0
44,49	4 415,38	4 370,89	0
1 004,24	4 415,38	3 411,14	0
87,6	4 415,38	4 327,78	0
91,64	4 415,38	4 323,74	0
209,49	4 415,38	4 205,89	0

L'évolution de la probabilité de défaillance Pf est représentée sur la figure 4.6 en fonction de la hauteur du réservoir pour chaque heure de la journée .

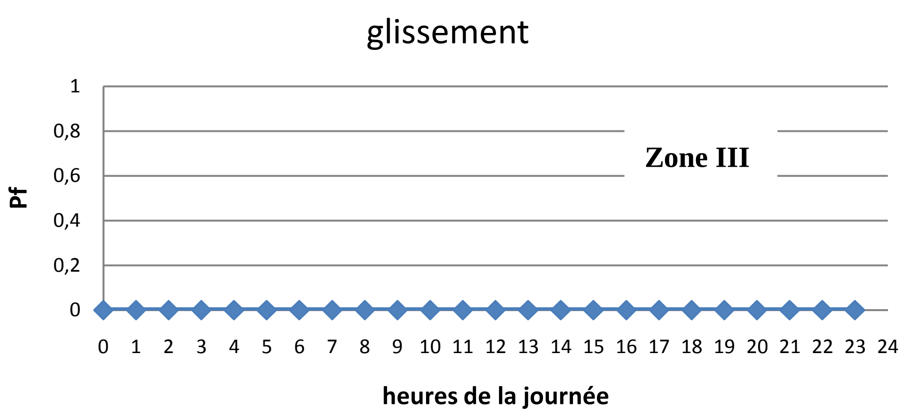


Figure 4.6 : Evolution de Pf en fonction des heures de la journée. Cas du glissement.

Le résultat obtenu montre que la probabilité de défaillance Pf pour le renversement est nulle, quelque soit l'heure de la journée. Donc l'ouvrage est stable vis-à-vis du glissement

4.2.1.3 vérification de la contrainte de compression

Le tableau 4.9 illustre le calcul de la fonction d'état limite G4 (éq 2.8), pour chaque variable aléatoire tirée ainsi que le test binaire (0 si G4>0, 1 si G4 <0) (voir annexe 1).

Tableau 4.9: : Extrait du tableau de résultats pour la contrainte de compression.

σ_{max}	G4 =σ_{bc} -σ_{max}	test
0,09	14,91	0,00
0,15	14,85	0,00
0,09	14,91	0,00
0,14	14,86	0,00
0,14	14,86	0,00
0,15	14,85	0,00
0,23	14,77	0,00
0,10	14,90	0,00
0,15	14,85	0,00
0,12	14,88	0,00
0,14	14,86	0,00
0,14	14,86	0,00
0,09	14,91	0,00
0,37	14,63	0,00
0,10	14,90	0,00
0,10	14,90	0,00
0,14	14,86	0,00

L'évolution de la probabilité de défaillance est représentée sur la figure 4.7 en fonction de la hauteur du réservoir pour chaque heure de la journée nous rappelons la valeur de σ_{bc}= 15 MPA

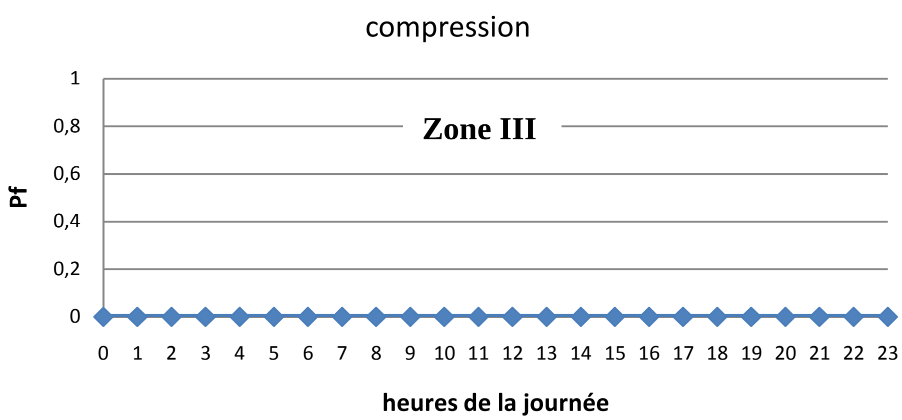


Figure 4.7 : Evolution de Pf en fonction des heures de la journée.
Cas de la contrainte de compression .

le résultat obtenu nous montre que la probabilité de défaillance Pf est nulle, quelque soit l'heure de la journée, Donc la contrainte de compression est vérifiée.

4.2.1.4. Contrainte de traction

Le tableau 4.10 illustre le calcul de la fonction d'état limite G5 (éq 2.10), pour chaque variable aléatoire tirée ainsi que le test binaire (0 si G5>0, 1 si G5<0) (Annexe 1).

Tableau 4.10 : Extrait du tableau de résultats pour la contrainte de traction.

σ_{min}	σ_{bt}	G5 = σ_{bt}-σ_{min}	test
0,06066286	3,85	3,78933714	0,00
0,00671576	3,85	3,84328424	0,00
0,05884994	3,85	3,79115006	0,00
0,01102263	3,85	3,83897737	0,00
0,00880579	3,85	3,84119421	0,00
0,00307098	3,85	3,84692902	0,00
-0,07367137	3,85	3,77632863	0,00
0,05366905	3,85	3,79633095	0,00
-0,00054158	3,85	3,84945842	0,00
0,03602045	3,85	3,81397955	0,00
0,01515711	3,85	3,83484289	0,00
0,00984661	3,85	3,84015339	0,00
0,06360395	3,85	3,78639605	0,00
-0,21608936	3,85	3,63391064	0,00
0,05104232	3,85	3,79895768	0,00
0,04986475	3,85	3,80013525	0,00
0,01552066	3,85	3,83447934	0,00

L'évolution de la probabilité de défaillance est représentée sur la figure 4.8 en fonction de la hauteur du réservoir, pour chaque heure de la journée .

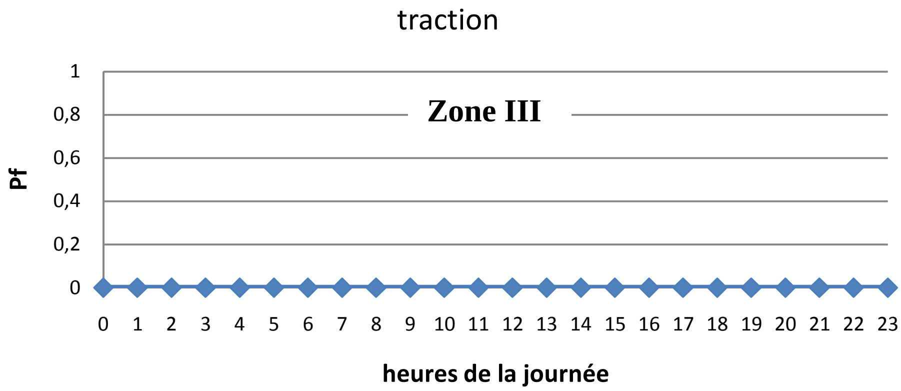


Figure 4.8 : Evolution de Pf en fonction des heures de la journée.
Cas la contrainte de traction .

4.2.1.5 ballottement

Le tableau 4.11 illustre le calcul de la fonction d'état limite pour le ballottementG3 (éq 2.4), pour chaque variable aléatoire tirée ainsi que le test binaire (0 si G3>0, 1 si G3<0) (voir annexe 1).

Tableau 4.11 : Extrait du tableau de résultats pour le ballottement

d_{max} [m]	ho	G3=d_{max} -h_o	Test
3,70	0,60	- 3,10	1,00
3,70	0,60	- 3,10	1,00
2,34	0,60	- 1,74	1,00
3,27	0,60	- 2,67	1,00
3,19	0,60	- 2,59	1,00
3,79	0,60	- 3,19	1,00
3,70	0,60	- 3,10	1,00
3,70	0,60	- 3,10	1,00
3,70	0,60	- 3,10	1,00
3,70	0,60	- 3,10	1,00
3,70	0,60	- 3,10	1,00
1,25	0,60	- 0,65	1,00
1,19	0,60	- 0,59	1,00
3,70	0,60	- 3,10	1,00
3,70	0,60	- 3,10	1,00
3,70	0,60	- 3,10	1,00
3,70	0,60	- 3,10	1,00

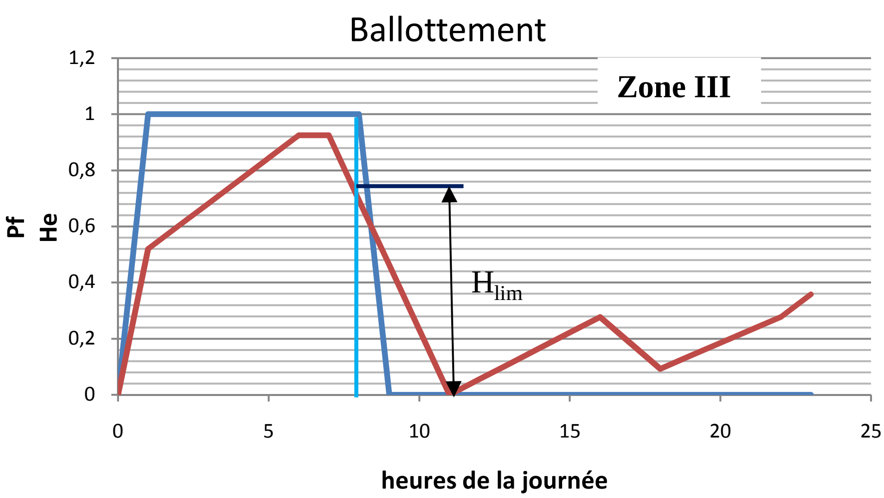


Figure 4.9 : Evolution de Pf en fonction des heures de la journée. Cas du ballottement

Il ressort de la figure 4.9 que pour la tranche horaire allant de 1h jusqu'à 7 heures la probabilité de défaillance est égale à 1 ; d'où risque de ruine par ballottement. Cette tranche correspond a des hauteurs d'eau comprises entre 2.2m et 3.7m cette tranche est critique pour notre réservoirs car il reçoit plus d'eau qu'il n'en fait sortir vers les abonnés. Durant cette phase le réservoirs peux subir une endommagement de la coupole qui est un élément résistant important. Par ailleurs, en dehors de cette tranche horaire Pf est égale à 0 donc il y'a aucun risque de ruine

Nous ponvons deduire du graphique de la figure 4.9 que Hlim correspondant à un Pf en dessous de la quelle pf < 1 vaut :

$$H_{lim} = 2.7$$

2.4.3 Influence de la zone sismique

L'infleunce de la zone sismique sur la probabilité de défaillances vis-à-vis des différents modes de ruines est représentée sur les courbes de fragilités figures 4.10, 4.11, 4.12, 4.13et 4.14 suivantes, pour une hauteur d'eau maximale H dans la cuve (H=3,7).

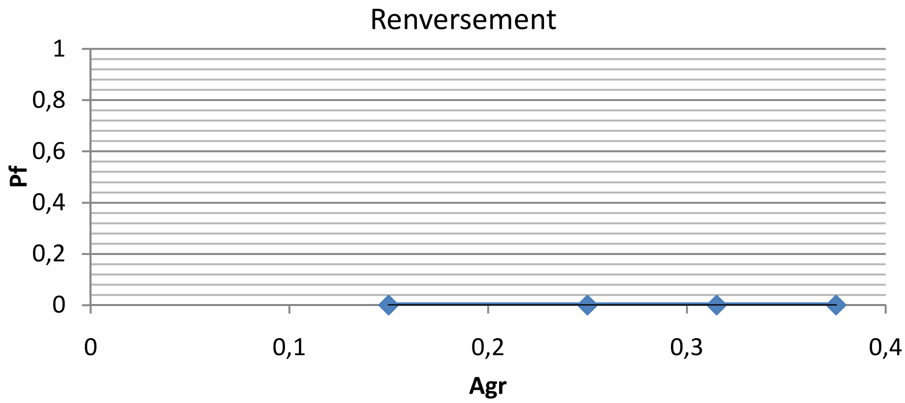


figure 4.10 : courbe de fragilité pour le renversement

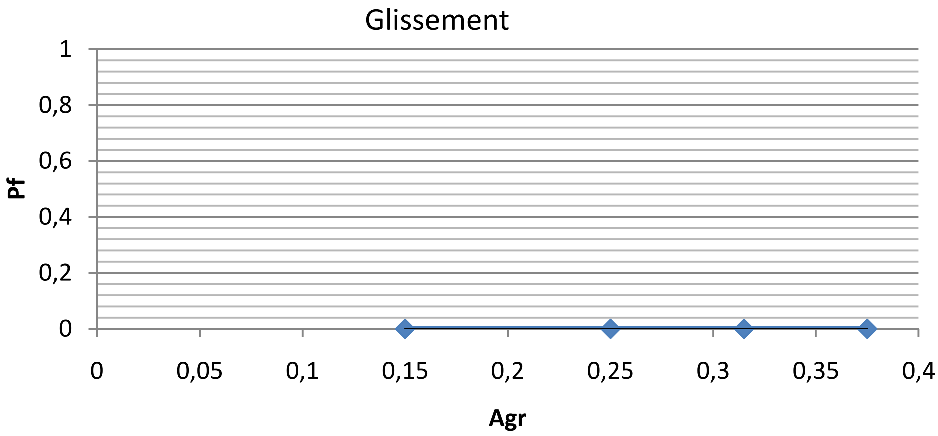


figure 4.11: courbe de fragilité pour le glissement

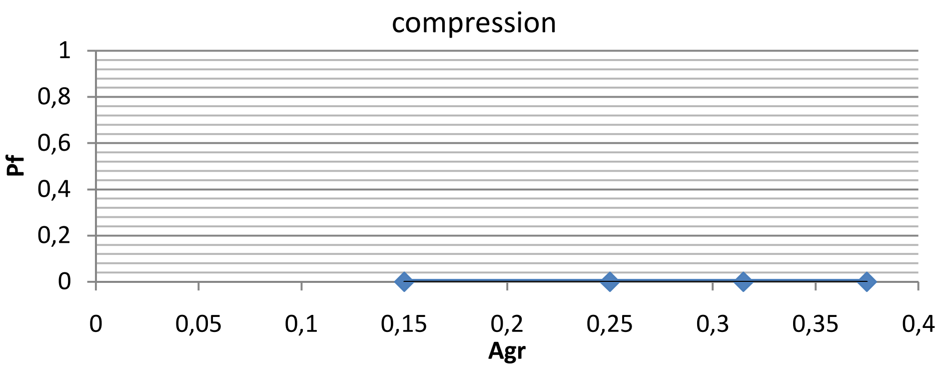


figure 4.12 : courbe de fragilité pour la contrainte de compression

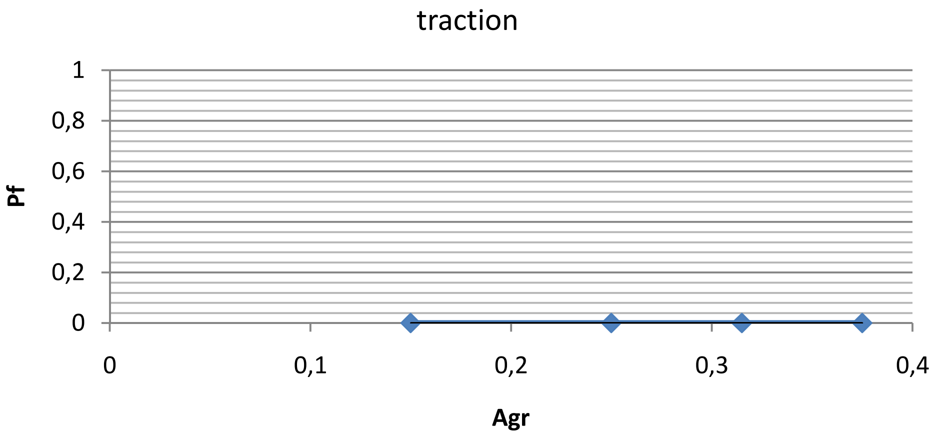


figure 4.13 : courbe de fragilité pour la contrainte de traction

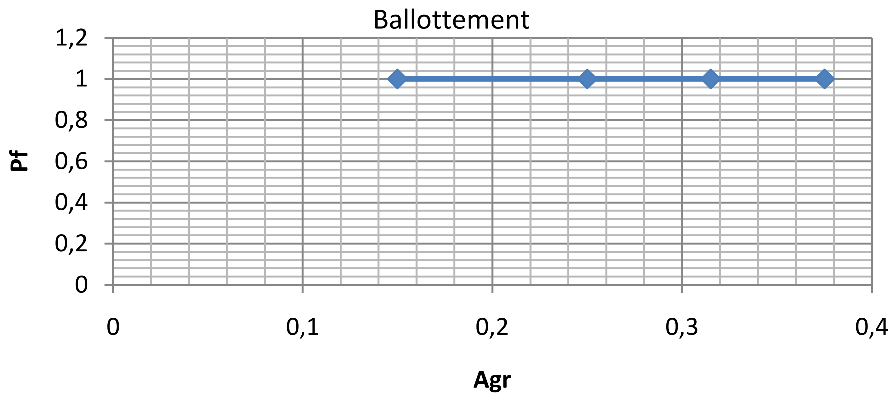


figure 4.14 : courbe de fragilité pour le ballottement

les résultats montre que le zone sismique (zone I, zone IIb, zone IIb et zone III) n'a aucune influence sur l'evolution des différents mode de ruine considérés. Il n'y a que la hauteur de l'eau qui peut entrainer notre ouvrage à la ruine, c'est-à-dire que notre ouvrage est stable vis-à-vis le renversement, glissement, contrainte de compression et contrainte de traction, quelque soit la zone sismique, mais il y'a risque de ruine de notre structure vis-à-vis le ballottement, a des heures précises de la journée (1h jusqu'à 7).

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté les résultats de la fiabilité de défaillance obtenus pour cahque mode de ruine considéré, apres une analyse de faibilité menée sur un classeur excel©. Et aussi, nous avons conclu que le réservoir étudié est stable vis-à-vis

- ✓ Renversement
- ✓ Glissement
- ✓ Contrainte de compression
- ✓ Contrainte de traction

Et cela quelque soit la zone sismique. Toute fois le résevoirs n'est pas stable vis-à-vis le ballottement, car, les vagues d'eau peuvent entrainées un endommagement de la coupole à des heures précises de la journée (1 heurs jusqu'à 7 heures), qui est un element important de la structure.

Donc, les relations de predemensionnements deterministes sont correctes et restent applicables en Algerie, néanmoins la hauteur des vagues peut entrainer un risque d'endommagement de la coupole, quelque soit la zone sismique .a cet effet Le reglement algerien (RPA) doit se pencher sur ce probleme et trouver une formule de prédimensionnement en fonction de H_0

Conclusion générale

L'approche déterministe d'un circulaire posé au sol, en béton armé, que nous avons mené en hydrodynamique, et en adoptant la méthode de Housner, a conduit a des résultats très satisfaisants sur le plan de la stabilité (Fs= 9.57). Pour mieux se rapprocher de la marge de sécurité, la mise en œuvre d'une approche fiabiliste, en parallèle que l'approche déterministe étais nécessaire, en tenant compte de la variable aléatoire qui est l'accélération sismique. A cet effet, cinq fonctions d'états ou modes de ruines ont été envisagés; à savoir :

- Le renversement
- Le glissement
- Le ballottement
- Eclatement du béton sous contraintes de compression
- Fissurations du béton sous contraintes de traction.

Le calcul de la probabilité de défaillance de la structure vis-à-vis de ces états limites est effectué par la simulation de monte Carlo classique. La variable aléatoire Agr (accélération sismique) est générée par une loi log-normale avec un coefficient de variation Cv=0.6 le nombre de tirage à été arrêté à 300000, après le test de convergence. Enfin, la gestion informatique de la méthode a été conduite sur un classeur Excel© .

Les résultats du calcul de la probabilité de défaillance obtenue pour le réservoir de boumerdes, implanté en zone III, ont montré que la vis-à-vis des différents modes de ruines envisagés (renversement, glissement, éclatement du béton sous contraintes de compression et fissurations du béton sous contraintes de traction) est stable (Pf =0). Toutes fois, pour le ballottement, nous avons noté que la probabilité de défaillance Pf pour la tranche horaire allant de 1 heure à 7 heures (correspondant à des hauteurs d'eau dans le réservoir allant de 2,2 à 3,7 m) est égale à 1. Autrement dit, le réservoir peut subir des endommagements au niveau de la coupole sous l'effet des vagues créés par l'accélération sismique. En effet, pour cette tranche horaire de la journée, le réservoir stock plus qu'il n'en fait sortir.

L'influence de la zone sismique sur la probabilité de défaillance a été illustrée par la courbes de fragilité sismique. Celles-ci ont montré qu'il n'y a aucune influence de ces dernières Autrement dit, quelque soit la zone sismique l'ouvrage reste stable vis –à- vis des modes de ruines prédéfinis. Et pour le ballottement le risque est toujours le même

En conclusion et pour cette raison, le règlement parasismique algérien devrait se pencher sur ce problème et trouver une formule de redimensionnement de la tranche au dessus du trop plein en fonction de la hauteur d'eau dans le réservoir

Références Bibliographiques

- Aouas Y, Optimisation fiabiliste de la conception et de la maintenance des structures, Thèse de doctorat, à l'Ecole polytechnique d'Alger, 2008
- Ballière A., Ben Milad Y., Colas A., Cremona C., Davi D., Humeau JB., Le Quéré C., Marcotte C., Michel J., Orcesi A., Poulin B., Vion B., Théorie de la fiabilité , Application à l'évaluation structurale des ouvrages d'art, Collection « Les rapports » – Sétra, févier 2012
- CEN, conception et dimensionnement des structures pour la résistance aux séismes, Eurocode 8, Partie 4 : Silos, réservoirs et canalisation, bruxelles, 1998.
- Cremona, C. Structural Performance : Probability-based Assessment. (John Wiley& Sons, Inc. ed.). USA. (log normale), 2011
- D.T.U., règles de construction parasismiques PS 92, applicables aux bâtiments, Eyrolles, Paris, 1998.
- D.T.U., règles parasismiques 1969 révisées 1982 et annexes, Eyrolles, Paris, 1984.
- Davidovici, V., &Haddadi, A. calcul pratique de réservoirs en zone sismique. Annales de l'ITBTP N° 409.(etudedynamique), 1982
- Dehous H., Fiabilité et micromécanique des matériaux composites Application à la passerelle de Laroin, thèse de Doctorat, à l'Institut National Polytechnique de Toulouse 2007
- DTR B-C 2-48, règles parasismiques algériennes (RPA 88), CGS, alger, mai 1989.
- DTR B-C 2-48, règles parasismiques algériennes (RPA 99 - addenda 2003), CGS, Alger, juin 2003.
- Dupont, A. (1979). Hydraulique urbaine. (Eyrolles, Paris ed.). France.
- Eurocode-8. (2003). Design of structures for earthquake resistance—Part 4 (Draft No:2): silos, tanks and pipelines. EuropeanCommittee for Standardization, 65. (états limite)
- Fascicule 74, texte officiel, construction des réservoirs en béton - cahier des clauses techniques générales, Ministère de l'équipement des transports et du logement, Paris, mars 1998.
- G. Mathieu et *al*, pathologie et réparation des ouvrages en béton de stockage et de transport des liquides, annales BTP, juillet 1996 (numéro spécial).
- G.W.Housner. Dynamic analysis of fluids in containers subjected to acceleration, in nuclear reactors and earthquakes, report No, TID 7024, U.S.Atomic Energy Commission, Washington DC, 1963

- Hammoum H., Bouzelha K., Hannachi N.E. Analyse hydromynamique d'une réservoir circulaire en béton armé, posé au sol, Annales du BTP, Edition N0 2.3, paris, avril juin 2010
- Housner, G. W. The dynamic behavior of water tanks.Bulletin Of The Seismological Society Of America, 53 (2), 381-387. 1963.
- JCSS. (2001). Joint Committee on Structural Safety. JCSS probabilistic model code.Internet Publication, http://www.jcss.ethz.ch/JCSSPublications/PMC/PMC.html.
- Lemaire, M., Chateauneuf, A., &Mitteau, J. C., Fiabilité des structures (Lavoisier ed.). France. (état limite, monte carlo, intégrale 2005 .
- Microsoft Excel© 2007
- O.r. jaiswal et *al*, review of seismic codes on liquidcontaining tanks, Earthquake spectra, volume 23, N°1, Fabruary 2007.

Annexe 1

Tableau 4.4 : résultats du calcul déterministe à 6 heures

t=		6	heure
He	hauteur d’eau utile dans le réservoir	3,69831717	m
Me	masse de l’eau dans le réservoir	100,050721	t
h_i^*	niveau d’application pressions m/renversement	2,13865885	m
hi	niveau d’application pressions d’impulsion m/flexion	0,69343447	m
h0	niveau d’application pressions d’oscillation m/ flexion	2,82564517	m
h_0^*	niveau d’application pressions d’oscillation/ l’effet pression/a bas	3,43845688	m
Mi	masse d’impulsion	49,4088099	t
M0	masse d'oscillation	48,1974154	t
Peau	Poids de l'eau	981,497577	Kn
Nrp	poids de reservoir plein	1981,38183	Kn
Ms	moment de stabilisant	8480,31422	KNm

Tableau 1.2 : Valeur de mu et Sigma calculées

Cov	0,6		
Moyenne	0,375		0,140625
ecart type	0,225		
U	-1,45858498		
sigma	0,97750266		

Tableau 1.2 : Résultats de l'analyse probabiliste pour les cinq monde de ruines

Normale											Renversement	
am [m/s²]	am/g [m/s²]	am [m/s²]	Pi [KN]	f [-]	w_0^2	Po[KN]	Mfi [KNm]	Mfo [KNm]	Mri [KNm]	Mro [KNm]	Mr [KNm]	Ms [KNm]
-1,75206271	0,17341587	1,701209654	43,75	0,14	2,94	81,67	30,34	230,76	93,57	280,80	374,37	8 480,31
-2,70752368	0,06670178	0,654344438	16,83	0,06	2,94	31,41	11,67	88,76	35,99	108,01	144,00	8 480,31
-1,21982281	0,29528248	2,896721156	74,50	0,25	2,94	139,06	51,66	392,92	159,32	478,14	637,46	8 480,31
-0,2108287	0,80991279	7,945244508	204,33	0,67	2,94	381,41	141,69	1 077,73	436,99	1 311,46	1 748,44	8 480,31
-0,28719445	0,7503658	7,361088533	189,31	0,62	2,94	353,37	131,27	998,49	404,86	1 215,03	1 619,89	8 480,31
0,23555724	1,26561382	12,41567159	319,29	1,05	2,94	596,01	221,41	1 684,11	682,86	2 049,35	2 732,21	8 480,31
-3,59304771	0,02751435	0,269915743	6,94	0,02	2,94	12,96	4,81	36,61	14,85	44,55	59,40	8 480,31
-1,68749777	0,18498181	1,814671583	46,67	0,15	2,94	87,11	32,36	246,15	99,81	299,53	399,34	8 480,31
-0,38819755	0,67827834	6,65391049	171,12	0,56	2,94	319,42	118,66	902,56	365,96	1 098,31	1 464,27	8 480,31
-2,52083776	0,08039223	0,788647771	20,28	0,07	2,94	37,86	14,06	106,98	43,38	130,18	173,55	8 480,31
-2,13326138	0,11845035	1,161997946	29,88	0,10	2,94	55,78	20,72	157,62	63,91	191,80	255,71	8 480,31
-0,11098708	0,89495031	8,779462586	225,78	0,74	2,94	421,45	156,56	1 190,88	482,87	1 449,15	1 932,02	8 480,31
-1,26394529	0,28253713	2,771689286	71,28	0,23	2,94	133,05	49,43	375,96	152,44	457,50	609,94	8 480,31
-2,41422041	0,08943704	0,877377319	22,56	0,07	2,94	42,12	15,65	119,01	48,26	144,82	193,08	8 480,31
-2,21469018	0,10918734	1,071127777	27,55	0,09	2,94	51,42	19,10	145,29	58,91	176,80	235,71	8 480,31
-3,52886838	0,0293381	0,287806729	7,40	0,02	2,94	13,82	5,13	39,04	15,83	47,51	63,34	8 480,31
-2,01373305	0,13348942	1,309531214	33,68	0,11	2,94	62,86	23,35	177,63	72,02	216,15	288,18	8 480,31
-1,85354255	0,15668113	1,537041893	39,53	0,13	2,94	73,79	27,41	208,49	84,54	253,71	338,24	8 480,31
-1,32676576	0,26533403	2,60292682	66,94	0,22	2,94	124,95	46,42	353,07	143,16	429,64	572,80	8 480,31
-1,81585531	0,16269869	1,596074156	41,05	0,14	2,94	76,62	28,46	216,50	87,78	263,45	351,23	8 480,31
-1,77821919	0,16893873	1,657288914	42,62	0,14	2,94	79,56	29,55	224,80	91,15	273,56	364,71	8 480,31
-1,82049607	0,1619454	1,588684327	40,86	0,13	2,94	76,26	28,33	215,50	87,38	262,23	349,61	8 480,31
-0,14614929	0,8640287	8,476121573	217,98	0,72	2,94	406,89	151,16	1 149,74	466,19	1 399,08	1 865,27	8 480,31
-1,54195076	0,2139633	2,098979999	53,98	0,18	2,94	100,76	37,43	284,71	115,44	346,46	461,91	8 480,31
-1,64055458	0,1938725	1,901889178	48,91	0,16	2,94	91,30	33,92	257,98	104,60	313,93	418,53	8 480,31
-1,96024658	0,14082369	1,381480428	35,53	0,12	2,94	66,32	24,64	187,39	75,98	228,03	304,01	8 480,31
0,46925747	1,59880659	15,68429269	403,35	1,33	2,94	752,92	279,70	2 127,48	862,63	2 588,88	3 451,51	8 480,31
-0,61238735	0,54205525	5,317562	136,75	0,45	2,94	255,27	94,83	721,30	292,47	877,73	1 170,19	8 480,31
0,86362384	2,37173994	23,26676883	598,35	1,97	2,94	1 116,91	414,92	3 156,00	1 279,67	3 840,46	5 120,13	8 480,31
-2,09875799	0,12260861	1,202790508	30,93	0,10	2,94	57,74	21,45	163,15	66,15	198,53	264,69	8 480,31
0,16549251	1,17997412	11,57554616	297,69	0,98	2,94	555,68	206,43	1 570,15	636,65	1 910,68	2 547,33	8 480,31
-3,034708	0,0480887	0,471750172	12,13	0,04	2,94	22,65	8,41	63,99	25,95	77,87	103,81	8 480,31
-0.93176151	0.39385931	3.863759832	99.36	0.33	2.94	185.48	68.90	524.10	212.51	637.76	850.27	8 480.31

Pf =	0,00	Ballottement		Pf =	1,00	Compression	Pf =	0,00	Traction		Pf=	0	Glissement	Test	0
Ms-Mr	test	dmax [m]	ho	dmax -ho	Test	s (max)	sbc -smax	test	smin	sbt	sbt-smin	test	hz	vertical	teste
8 105,94	0,00	3,70	0,60	- 3,10	1,00	0,11	14,89	0,00	0,04002088	3,85	3,80997912	0,00	125,42	4 415,38	0,00
8 336,32	0,00	3,70	0,60	- 3,10	1,00	0,09	14,91	0,00	0,06251189	3,85	3,78748811	0,00	48,24	4 415,38	0,00
7 842,86	0,00	3,70	0,60	- 3,10	1,00	0,14	14,86	0,00	0,01433632	3,85	3,83566368	0,00	213,55	4 415,38	0,00
6 731,87	0,00	2,82	0,60	- 2,22	1,00	0,25	14,75	0,00	-0,09412696	3,85	3,75587304	0,00	585,74	4 415,38	0,00
6 860,42	0,00	3,70	0,60	- 3,10	1,00	0,23	14,77	0,00	-0,08157686	3,85	3,76842314	0,00	542,67	4 415,38	0,00
5 748,10	0,00	4,41	0,60	- 3,81	1,00	0,34	14,66	0,00	-0,19017033	3,85	3,65982967	0,00	915,30	4 415,38	0,00
8 420,92	0,00	3,70	0,60	- 3,10	1,00	0,08	14,92	0,00	0,07077102	3,85	3,77922898	0,00	19,90	4 415,38	0,00
8 080,97	0,00	3,70	0,60	- 3,10	1,00	0,12	14,88	0,00	0,03758324	3,85	3,81241676	0,00	133,78	4 415,38	0,00
7 016,04	0,00	3,70	0,60	- 3,10	1,00	0,22	14,78	0,00	-0,06638374	3,85	3,78361626	0,00	490,54	4 415,38	0,00
8 306,76	0,00	3,70	0,60	- 3,10	1,00	0,09	14,91	0,00	0,0596265	3,85	3,7903735	0,00	58,14	4 415,38	0,00
8 224,60	0,00	3,70	0,60	- 3,10	1,00	0,10	14,90	0,00	0,05160539	3,85	3,79839461	0,00	85,66	4 415,38	0,00
6 548,29	0,00	3,12	0,60	- 2,52	1,00	0,27	14,73	0,00	-0,11204944	3,85	3,73795056	0,00	647,24	4 415,38	0,00
7 870,37	0,00	0,98	0,60	- 0,38	1,00	0,14	14,86	0,00	0,01702252	3,85	3,83297748	0,00	204,33	4 415,38	0,00
8 287,24	0,00	3,70	0,60	- 3,10	1,00	0,10	14,90	0,00	0,05772022	3,85	3,79227978	0,00	64,68	4 415,38	0,00
8 244,60	0,00	3,70	0,60	- 3,10	1,00	0,10	14,90	0,00	0,05355765	3,85	3,79644235	0,00	78,97	4 415,38	0,00
8 416,98	0,00	3,70	0,60	- 3,10	1,00	0,08	14,92	0,00	0,07038665	3,85	3,77961335	0,00	21,22	4 415,38	0,00
8 192,14	0,00	3,70	0,60	- 3,10	1,00	0,10	14,90	0,00	0,04843576	3,85	3,80156424	0,00	96,54	4 415,38	0,00
8 142,07	0,00	3,70	0,60	- 3,10	1,00	0,11	14,89	0,00	0,04354788	3,85	3,80645212	0,00	113,31	4 415,38	0,00
7 907,51	0,00	3,70	0,60	- 3,10	1,00	0,13	14,87	0,00	0,02064824	3,85	3,82935176	0,00	191,89	4 415,38	0,00
8 129,08	0,00	3,70	0,60	- 3,10	1,00	0,11	14,89	0,00	0,04227962	3,85	3,80772038	0,00	117,67	4 415,38	0,00
8 115,61	0,00	3,70	0,60	- 3,10	1,00	0,11	14,89	0,00	0,04096448	3,85	3,80903552	0,00	122,18	4 415,38	0,00
8 130,71	0,00	3,70	0,60	- 3,10	1,00	0,11	14,89	0,00	0,04243839	3,85	3,80756161	0,00	117,12	4 415,38	0,00
6 615,04	0,00	3,70	0,60	- 3,10	1,00	0,26	14,74	0,00	-0,10553241	3,85	3,74446759	0,00	624,87	4 415,38	0,00
8 018,41	0,00	3,70	0,60	- 3,10	1,00	0,12	14,88	0,00	0,03147511	3,85	3,81852489	0,00	154,74	4 415,38	0,00
8 061,78	0,00	3,70	0,60	- 3,10	1,00	0,12	14,88	0,00	0,03570944	3,85	3,81429056	0,00	140,21	4 415,38	0,00
8 176,30	0,00	3,70	0,60	- 3,10	1,00	0,11	14,89	0,00	0,04688999	3,85	3,80311001	0,00	101,85	4 415,38	0,00
5 028,80	0,00	3,70	0,60	- 3,10	1,00	0,41	14,59	0,00	-0,2603939	3,85	3,5896061	0,00	1 156,27	4 415,38	0,00
7 310,12	0,00	3,70	0,60	- 3,10	1,00	0,19	14,81	0,00	-0,03767341	3,85	3,81232659	0,00	392,02	4 415,38	0,00
3 360,19	0,00	3,70	0,60	- 3,10	1,00	0,58	14,42	0,00	-0,42329702	3,85	3,42670298	0,00	1 715,26	4 415,38	0,00
8 215,63	0,00	3,70	0,60	- 3,10	1,00	0,10	14,90	0,00	0,05072899	3,85	3,79927101	0,00	88,67	4 415,38	0,00
5 932,98	0,00	3,70	0,60	- 3,10	1,00	0,33	14,67	0,00	-0,17212094	3,85	3,67787906	0,00	853,37	4 415,38	0,00
8 376,50	0,00	3,70	0,60	- 3,10	1,00	0,09	14,91	0,00	0,06643478	3,85	3,78356522	0,00	34,78	4 415,38	0,00
7 630,05	0,00	3,70	0,60	- 3,10	1,00	0,16	14,84	0,00	-0,0064397	3,85	3,8435603	0,00	284,84	4 415,38	0,00