



République Algérienne Démocratique et populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de Construction
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études soutenu pour l'obtention du diplôme de
Master professionnel
Dans la spécialité : génie civil
Option : Constructions Hydrauliques et Aménagements

THEME

Analyse mecano-fiabiliste d'un reservoir surélevé soumis à
l'action du vent



Réalisé par :

- *SELLAM Youcef*
- *HADDAD Lounis*

Dirigé par :

- *Mr : HAMMOUM Hocine*

Promotion : 2016/2017

REMERCIEMENTS

Nous tenons à présenter nos respectueux remerciements à M. HAMMOUM Hocine Maître de Conférences et Professeure au Département de Génie Civil de l'Université Mouloud

Mammeri de Tizi-Ouzou, qui a bien voulu diriger ce travail.

Nous tenons à remercier l'entreprise ECE Makoudi et le bureau d'étude African Geosysteme Company (AGC) qui nous ont fourni les données nécessaires pour accomplir ce travail.

A tous les enseignants de la faculté de génie de la construction

Qui ont contribué à notre formation avec beaucoup de compétence et de dévouement.

Nous exprimons nos remerciements aux membres du jury qui ont bien voulu examiner ce travail.

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

Enfin, Nos plus vifs remerciement s'adressent aussi à tous ceux qui nous ont aidés, encouragés pendant la période de notre travail.

Liste des tableaux

Tableau 2.1 : Valeurs de la vitesse de référence du vent.....	20
Tableau 2.2 : paramètres de chaque catégorie de terrain.....	22
Tableau 2.3 : Valeurs de $C_t(Z)$	22
Tableau 2.4 : Elancement effectif λ_e	26
Tableau 2.5 : Rugosité équivalente k	27
Tableau 2.6 : nombre de Strouhal pour différentes sections.....	32
Tableau 2.7 : valeur de la pression dynamique pour chaque élément.....	42
Tableau 2.8 : valeur de la pression due au vent pour chaque élément.....	43
Tableau 2.9 : récapitulatif de calcul des forces résultantes R	44
Tableau 2.10 : calcul de moment renversant(M).....	44
Tableau 2.11: valeur des trois sollicitations (poids de la structure, le vent, poids de l'eau)....	46
Tableau 2.12 : calcul des contraintes sous combinaisons fondamentales $C1$	46
Tableau 2.13 : calcul des contraintes sous combinaisons fondamentales $C2$	47
Tableau 2.14 : calcul des contraintes sous combinaisons fondamentales $C3$	47
Tableau 2.15 : calcul des contraintes sous combinaisons fondamentales $C5$ ELS.....	48
Tableau 2.16 : calcul des contraintes sous combinaisons fondamentales $C6$ ELS.....	48
Tableau 3.1 : Identification des variables intervenant dans le calcul de la stabilité.....	52
Tableau 3.2 : analyse statistique de l'échantillon de f_{c28}	54
Tableau 3.3 : paramètres de la loi normale.....	54
Tableau 3.4 : paramètres de la loi log-normale.....	55
Tableau 3.5 : paramètres de la loi Gumbel.....	55
Tableau 3.6 : extrait des valeurs théoriques générées	57
Tableau 3.7:répartition des échantillons théoriques générés et réel dans des classes.....	57
Tableau 3.8 : valeurs de χ^2 pour chaque loi de distribution.....	58
Tableau 3.9: résultats de test de χ^2 pour la résistance à la compression du béton	59
Tableau 3.10 : extrait des valeurs générées de f_{c28}	59
Tableau 3.11: Analyse statistique de l'échantillon de la vitesse du vent	61
Tableau 3.12 : paramètres de la loi normale.....	61
Tableau 3.13 : paramètres de la loi log-normale.....	62
Tableau 3.14 : paramètres de la loi Gumbel.....	62
Tableau 3.15 : extrait des valeurs théoriques générées	62
Tableau 3.16 : répartition des échantillons théoriques générés et réel dans des classes.....	63

Tableau 3.17 : valeurs de khi2 pour chaque loi de distribution.....	63
Tableau3.18: résultats de test de khi 2 pour la résistance à la compression du béton	64
Tableau 3.19 : extrait des valeurs générées de la vitesse du vent pour la zone II.....	64
Tableau3.20 : extrait du calcul de la probabilité de défaillance à l'Etat limite de compression.....	69
Tableau2.21 : extrait calcul de la probabilité de défaillance à l'Etat limite de traction.....	70
Tableau 3.22: Niveaux de probabilité de défaillance admis par secteurs industriels.....	71
Tableau 3.23 : La variation de Pf en fonction de la zone de vent et de la variable aléatoire....	72

Liste des figures

Figure1.1 : graphe de densité pour la loi normale	10
Figure1.2 : graphe la fonction de répartition pour la loi normale.....	10
Figure1.3 : graphe la fonction de densité pour la loi Gumbel.....	11
Figure1.4 : graphe de la fonction de répartition pour la loi Gumbel.....	12
Figure1.5 : graphe la fonction de densité pour la loi log normale.....	13
Figure1.6 : courbe du Domaine de défaillance, état limite et domaine de sécurit.....	15
Figure1.7 : Organigramme du calcul avec la méthode de Monte Carlo.....	17
Figure2.1 : Répartition de la pression dynamique.....	19
Figure2.2 : courbe de détermination de valeur c_d	24
Figure2.3 : Allure et valeurs de C_{p0} pour cylindres à base circulaire.....	25
Figure2.4 : courbe des valeurs du facteur d'élancement	25
Figure2.5 : Coefficient de force $C_{f,0}$ des cylindres à base circulaire.....	28
Figure2.6 : Schéma représentatif des forces due au vent	33
Figure2.7: organigramme globale du calcul déterministe au vent d'un réservoir surélevé.....	36
Figure2.8 : organigramme du calcul de la pression dynamique.....	37
Figure 2.9 : Organigramme de Calcul de la pression due au vent	38
Figure 2.10 : Organigramme de calcul de La force de frottement F_{fr}	39
Figure2.11 : Organigramme d'étude de support	40
Figure 3.1 : déterminer les paramètres statistiques d'un échantillon sur Microsoft Excel.....	53
Figure 3.2 : étape 1 pour générer des nombres aléatoires sur Excel.....	56
Figure 3.3 : étape 2 pour générer des nombres aléatoires sur Excel.....	56
Figure 3.4 : graphe de la densité de probabilité de fc_{28}	60
Figure 3.5. : Courbe de densité de la loi normale pour la vitesse du vent.....	65
Figure 3.6. : Algorithme du calcul de la probabilité de défaillance en Visual Basic.....	65
Figure 3.7. : Organigramme de calcul de la probabilité de défaillance à la compression.....	67
Figure 3.8. : Organigramme de calcul de la probabilité de défaillance à la traction.....	68
Figure3.9 : évolution de la probabilité de défaillance en fonctions de nombre de tirages.....	69
Figure3.10: probabilité de défaillance de résistance à la compression.....	70
Figure3.11 : probabilité de défaillance de résistance à la traction	71
Figure3.12: influence de choix de la variable sur la probabilité de défaillance.....	73
Figure3.13 : la probabilité de défaillance pour les différents sites topographiques.....	73

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre 1 : Synthèse bibliographique	
Introduction.....	2
1.1 Méthodes déterministes d'étude de la stabilité des structures sous l'effet du vent	2
1.1.1. RNV65	3
1.1.2. EUROCODE.....	3
1.1.3. RNV99.....	4
1.2. Méthode fiabiliste d'analyse des structures.....	5
1.2.1. Bref historique de la fiabilité	5
1.2.2. Méthodologie.....	6
1.2.3. Notions de probabilité et de variables aléatoires.....	7
1.2.3.1. Qu'est-ce qu'une approche probabiliste ?.....	7
1.2.3.2. Qu'est-ce qu'une variable aléatoire ?.....	7
1.2.3.3. Caractéristique d'une variable aléatoire.....	8
1.2.3.4. Loi de probabilité.....	9
1.2.3.5. Lois de probabilité usuelles	9
1.2.3.6 Teste d'hypothèses.....	13
1.2.4. Critère de défaillance et fonction d'état limite	14
1.2.5. Méthodes d'analyse de la fiabilité.....	15
Conclusion.....	18
Chapitre 2 : calcul déterministe au vent d'un réservoir surélevé	
Introduction.....	19
2.1 Calcul de la pression dynamique $q_{dyn}(z_j)$	20
2.1.1 La pression dynamique de référence q_{ref}	20
2.1.2. Calcul du coefficient d'exposition au vent	21
2.2. Calcul de la pression due au vent	23
2.2.1 Détermination de coefficient dynamique	23
2.2.2. Détermination de coefficient de pression	24
2.3. La force de frottement	26
2.3.1 Calcul du coefficient de force C_{fj}	27

2.3.1.1 Le coefficient de force $C_{f,0}$	27
2.4. Les forces résultantes.....	29
2.5.Vérification de la stabilité de l'ouvrage	29
2.5.1-stabilité vis-à-vis du renversement.....	29
2.5.2 Stabilité vis-à-vis de glissement	30
2.6-Verification Vis-à-vis de détachement tourbillonnaire	30
2.7. Etude de support	32
2.7.1 Calcul des sollicitations.....	32
2.7.2. Calcule des contraintes sur chaque poteau	34
2.7.3. Calcul des poteaux.....	35
2.8 cas pratique.....	41
2.8.1 Calcul de la pression dynamique $q_{dyn}(z_j)$	41
2.8.2 Calcul de la pression due au vent	42
2.8.3. Les forces résultantes.....	43
2.8.4 La stabilité de l'ouvrage	44
2.8.5 Etude de support	46
2.8.6.Calcul des poteaux.....	46
Conclusion.....	49

Chapitre 3 : calcul fiabiliste au vent d'un réservoir surélevé

Introduction	50
3.1. Contexte probabiliste	50
3.2. Fonction d'états limites.....	51
3.2.1. Etat limite de la contrainte de compression dans le béton.....	51
3.2.2. Etat limite de traction	52
3.3. Identification des variables aléatoires	52
3.4. Génération des variables aléatoires	53
3.4.1. La résistance à la compression du béton a 28 jours f_{c28}	53
3.4.1.1. La collecte des données.....	53
3.4.1.2. Le test de khi 2.....	53
3.4.1.3. Génération de la variable aléatoire f_{c28}	59
3.4.2. La vitesse du vent v	60
3.4.2.1. Collecte des données	60
3.4.2.2. Le test de khi 2.....	60

3.4.1.3. Génération de la variable aléatoire de la vitesse du vent	64
3.5. Mise en place d'un logarithme de calcul	65
3.6. Mesure de la probabilité de défaillance.....	65
3.7.1. La probabilité de défaillance a l'état limite de la contrainte de la compression dans le béton	66
3.7.2. La probabilité de défaillance a l'état limite de la contrainte de la traction dans le béton.....	66
3.8. Résultats et interprétations	69
3.8.2. La courbe de convergence	69
3.8.1. Probabilité de défaillance aux d'états limites.....	69
3.8.3. Identification de la variable la plus influente	72
3.8.4 Influence du site topographique	73
Conclusion	75
Conclusion générale	76
Références bibliographiques	
Annexes	

Introduction générale

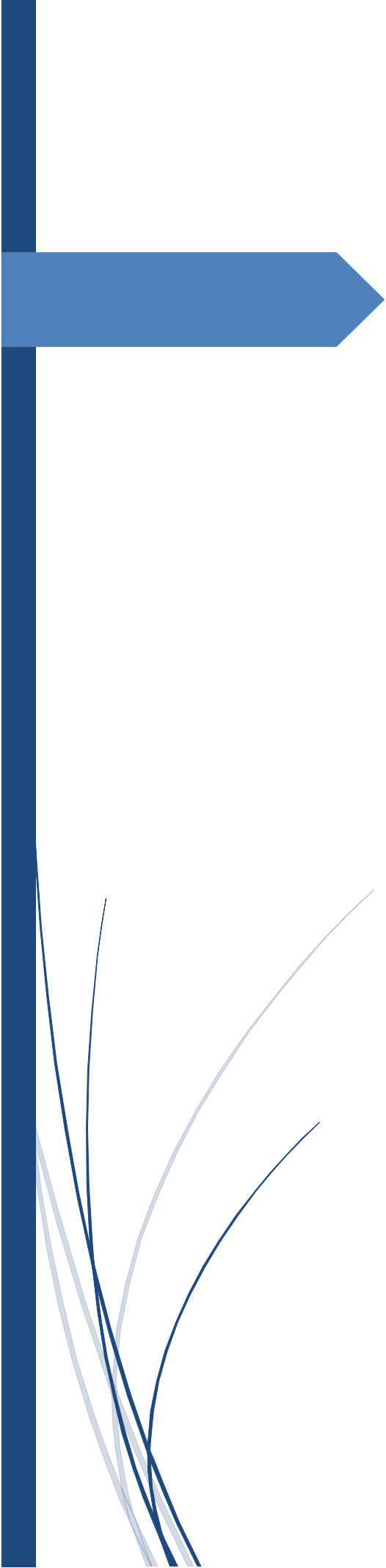
Dans le domaine du génie civil, les réservoirs de stockage d'eau en béton sont considérés comme des ouvrages d'arts hydrauliques occupant une place particulière parmi les constructions. L'implantation de ces réservoirs obéit à des considérations hydrauliques liées à la pression de service souhaitée dont la solution est obtenue par un compromis avec les contraintes topographiques. Dans le sud algérien et les hauts plateaux ; afin d'assurer une pression adéquate dans les réseaux d'alimentation en eau potable, les réservoirs sont alors surélevés atteignant ainsi des hauteurs importantes. C'est pour cette raison, que les réservoirs sont soumis à des conditions très rudes. Et dans ce contexte que s'inscrit notre travail qui a pour objectif d'élaborer un modèle mecano-fibliste en considérant deux variables aléatoires qui sont la vitesse du vent et la résistance du béton à la compression f_{c28} .

Pour réaliser cet objectif, notre mémoire est structurée en trois chapitres comme suit :

Dans le premier chapitre, nous exposons une synthèse bibliographique des méthodes d'analyse des structures sous l'action du vent développées dans les différents règlements du dimensionnement, nous présentons également les principales méthodes d'analyse fiabilistes et quelques notions générales de probabilité.

Le deuxième chapitre est consacré à l'étude déterministe dont nous exposons la méthodologie à suivre pour le dimensionnement au vent d'un réservoir circulaire et surélevé. Cette méthode du calcul est menée conformément au document technique RNV99. Pour illustrer la méthode exposée, nous l'appliquons à un cas pratique d'un réservoir réalisé dans la ville d'El Menea, dans la wilaya de « Ghardaïa »,

Au dernier chapitre, une application pratique d'analyse fiabiliste est effectuée sur le même réservoir avec la méthode de Monte Carlo. Pour approcher les lois de distribution des deux variables aléatoires, des analyses statiques sont effectuées sur des échantillons d'observations aussi bien pour la vitesse du vent que pour la résistance à la compression, deux fonctions d'état sont définies et des résultats de l'analyse sont fournis et interprétés.



Chapitre 1 : Synthèse bibliographique

Introduction

La sécurité pour les usagers de l'ouvrage de génie civil est un enjeu principal pour l'ingénieur. Ce dernier doit s'assurer que les aléas sont maîtrisés, en d'autres termes, que le risque est limité à une valeur acceptable. En général, la défaillance globale d'un ouvrage en génie civil est rare, sauf lors de désastres naturels majeurs (séisme, tsunami, inondations...Etc.) .Où d'erreurs humaines manifestes. Cette vision de la sécurité est liée au caractère exceptionnel de la défaillance globale où locale d'un ouvrage.

Dans le cadre de cette étude deux approches d'analyses d'un réservoir surélevé sous l'effet du vent sont abordées : Une approche déterministe et une approche fiabiliste .Ainsi nous consacrons ce chapitre à une synthèse des différentes méthodes utilisées dans le génie civil et quelques notions de fiabilité.

1.1 Méthodes déterministes d'étude de la stabilité des structures sous l'effet du vent

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. 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 :

$$\sigma \leq \sigma_{adm} = \frac{\sigma_{rup}}{k} \quad (1.1)$$

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.

Les méthodes déterministes de calcul de l'effet de vent sur les structures ont connu une évolution au fil du temps .En allant des règlements français RNV46 et RNV65 modifié en 84 puis l'EUROCODE 1, pour aboutir à la fin au règlement algérien RNV 99

Jusqu'en 1944, les règlements officiels français fixaient une pression uniforme du vent sur les constructions quelle que soient leur forme, leur hauteur ou leur situation. Hormis le règlement du Ministère de l'Air n'envisageaient pas l'existence des dépressions. Ils traduisaient ainsi très incorrectement les effets réels du vent sur les bâtiments et structures, et conduisaient à une sécurité insuffisante ou excessive suivant les cas. A la demande du Ministère de la reconstruction, une commission fut créée pour établir un règlement tenant compte des données scientifiques et statistiques connues à l'époque. Malheureusement, pour les bâtiments ces données étaient, à des rares exceptions près, limitées à des essais aérodynamiques étrangers, et pour les vitesses du vent à l'expérience des techniciens de la Météorologie Nationale en l'absence d'archives détruites pendant la guerre. Néanmoins, les Règles NV 46 furent rédigées d'après ces renseignements incomplets, pour répondre au souci de mettre rapidement entre les mains des constructeurs un document leur permettant de faire face, sans gaspillage de matériaux et avec sécurité, à la tâche de la reconstruction. Dès ce moment, il avait été prévu que ces Règles devaient être révisées après un certain nombre d'années. Pour préparer leur révision une enquête fut lancée auprès des utilisateurs en février 1956. Cette enquête ne signala aucune lacune grave et montra que pendant dix ans l'application des Règles n'avaient jamais donné lieu à de réelles difficultés tout en ayant conduit à des économies appréciables

1.1.1. RNV65 (règlement français)

Le RNV 65 est un nouveau règlement créé après le RNV46 avec des améliorations nécessaires, son travail a été orienté par un certain nombre d'idées directrices :

- faciliter l'utilisation des règles ;
- étendre le champ d'utilisation des règles à d'autres ouvrages ;
- tenir compte de l'évolution des types et modes de constructions ;
- tenir compte de l'évolution des méthodes de calcul et de détermination de la sécurité ;
- tenir compte de l'évolution des idées sur la détermination de la vitesse du vent ;

1.1.2. EUROCODE (règlement européen)

L'Eurocode 1 (action du vent) indique comment déterminer les actions du vent naturel pour le calcul structurel des bâtiments et des ouvrages de génie civil, pour chacune des zones affectées par ces actions ; Dans ce règlement l'action du vent est représentée par un

ensemble simplifié de pressions ou de forces dont les effets sont équivalents aux effets extrêmes du vent turbulent.

Comme méthode de calcul ; il suggère que l'effet du vent sur la construction (à savoir la réponse de la structure), dépend de la taille, de la forme et des propriétés dynamiques de la construction. Le présent règlement couvre la réponse dynamique due à la turbulence longitudinale (le détachement tourillon).

Il convient de calculer la réponse des structures à partir de la pression dynamique de pointe Q_p , à la hauteur de référence dans le champ de vent non perturbé, et avec les coefficients de force et de pression ainsi que le coefficient structural. Q_p dépend du climat du lieu, de la rugosité du terrain et de l'orographie, ainsi que de la hauteur de référence. Q_p est égale à la pression dynamique moyenne du vent augmentée de la contribution des fluctuations rapides de pression.

1.1.3. RNV99 (règlement algérien)

Les approches du RNV99 ont adoptées les règlements constitutifs de l'Eurocode et de la cohérence avec les méthodes de vérification aux états limites. L'élaboration du règlement a été menée par le Groupe Technique Spécialisé (G.T.S.) avec le souci, d'une part, d'en harmoniser les formulations particulières, notamment en ce qui concerne les paramètres caractéristiques résultant d'essais empiriques, avec les approches adoptées par les règlements constitutifs de l'Eurocode et de la cohérence avec les méthodes de vérification aux états limites, d'autre part.

Le règlement donnera lieu ultérieurement au développement d'autres méthodes pour prendre en compte :

- les cas des ouvrages spéciaux tels que les ponts et les viaducs ;
- les phénomènes dynamiques particuliers, notamment en ce qui concerne l'action du vent ;
- l'analyse exhaustive du phénomène d'ensablement en zones saharienne et la détermination des méthodes d'évaluation y afférentes ;

Le document est fondé sur une approche probabiliste : les actions « normales » et « extrêmes » des anciennes règles sont remplacées par le concept unique d'action caractéristique définie par référence à un zonage territorial (neige - vent - sable) liée aux spécificités climatiques locales.

1.2. Méthode fiabiliste d'analyse des structures

1.2.1. Bref historique de la fiabilité (Broth *al*, 2011)

C'est en 1928 dans le cadre d'un forum international que le professeur Streletsky proclame que la notion de coefficient de sécurité était dépourvue de sens réel. Leurs valeurs ont été arbitrairement fixées sur la base de propriétés mécaniques des matériaux utilisés. La prise en considération des améliorations de la production d'aciers, de la conception et de la construction des structures a amené à relever les contraintes admissibles de calcul en diminuant les coefficients de sécurité. Les tentatives d'améliorer les règles de conceptions basées sur les principes des contraintes admissibles pour obtenir une meilleure définition des charges et des résistances ont relevé le caractère dispersé des données et des résultats. La nécessité de recourir à des outils de traitement de ces variabilités devenait manifeste. De plus, la résistance à la rupture d'un matériau n'est pas forcément la grandeur la plus significative. Elle l'est pour les matériaux à comportement fragile comme la fonte, mais ne l'est pas pour des matériaux ductiles comme l'acier doux ou l'aluminium pour lesquels la limite de résistance s'accompagne de grandes déformations inacceptables pour une construction. La limite d'élasticité est alors une caractéristique au moins aussi importante que la contrainte de ruine.

Deux problèmes étaient soulevés par les formulations de la sécurité suivant les principes des contraintes admissibles :

- Remplacer les critères de contraintes admissibles par d'autres critères (états limites).
- Rationnaliser les modalités d'introduction de la sécurité.

C'est pourquoi nombreux ingénieurs ont tenté d'aborder le problème sous un angle différent en définissant sous un seuil de probabilité. Mais cela n'éveilla qu'un faible écho dans le monde de la recherche et de la construction. Quelques scientifiques, menant des études sur l'évaluation de la résistance des matériaux et structures, développèrent notamment les notions de base d'événements aléatoires, marquant ainsi une rupture avec les règles classiques des structures, ce n'est qu'au troisième congrès de l'AIPC (Liège, 1948) que le vrai procès de ce mode de pensée fut déclenché par trois français : Marcel Prot, Robert Léviet et Jean Dutheil. Sous leur impulsion, le concept de sécurité probabiliste des structures naissait, tel fut le tournant à partir duquel les fondements et méthodes de calcul des constructions se trouveront ébranlés et remplacés par de nouvelles bases et de nouvelles méthodes. Mais ce n'est réellement que dans les années 60 que se posa la nécessité de définir scientifiquement des marges de sécurité. Le développement d'outils mathématiques ne changea cependant pas les

mentalités .les ruines d'ouvrages étaient rares et quand tel était le cas, l'erreur humaine l'expliquait .de plus, la théorie de la fiabilité était alors mathématiquement et numériquement complexe. Le peu d'informations statiques sur les diverses variables ne permettaient pas d'avoir des model corrects. Aussi, la plupart des ingénieurs considéraient que la plupart des ingénieurs qu'il est préférable d'utiliser une démarche irrationnelle qui fonctionnait plutôt qu'une plus rationnelle est plus compliquée mais de mise en œuvre total tout aussi irrationnelle. C'est ainsi qu'un effort particulier fut mise en œuvre pour aplanir les diverses difficultés. Plusieurs noms sont attachés à ces développements : Basler en 1961, Cornell en 1967, Hasofer en 1974.Cornell sur la base es travaux de Basler introduisait un indice de fiabilité à partir duquel Lind montra la possibilité de déduire des coefficients de sécurité des structures .elle est maintenant présente dans la plupart des règlements de calcul des ouvrages neufs. L'approche probabiliste donc essentiellement servi au développement de la démarche semi-probabiliste. C'est cependant à l'ingénierie pétrolière nordique, dans la construction de plates-formes, que l'on doit l'introduction de l'application directe d'une démarche probabiliste, ceci explique que le les noms de nombreux chercheurs ou ingénieurs d'Europe du nord ont aujourd'hui associé au développement de la théorie de la fiabilité dans la calibration de règlements, l'évaluation et la gestion d'ouvrages

1.2.2. Méthodologie

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

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

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

1.2.3. Notions de probabilité et de variables aléatoires

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

L'approche probabiliste est une branche des mathématiques qui définit les concepts et les outils fondamentaux adaptés à la modélisation des phénomènes aléatoires, qui élabore une méthode étendue de modèles (lois) adaptés aux diverses situations concrètes à représenter.

Dans l'ingénierie L'approche probabiliste désigne l'utilisation d'un raisonnement probabiliste dans la résolution d'un problème purement déterministe. En partant d'un problème déterministe, Nous lui associons un espace de probabilités (variables aléatoires) judicieusement choisi. Et en suivant une des méthodes fiabilistes développées on aura une solution au problème de départ

Cette approche a comme but est d'évaluer la probabilité de défaillance P_f de la structure en connaissant un (ou plusieurs) critère d'état limite de la structure ainsi que la variabilité de ses paramètres qui interviennent dans ce critère. La probabilité de défaillance est définie comme le dépassement de la probabilité que ce critère soit mis en cause. La structure est finalement considérée comme sûre si cette probabilité de défaillance est inférieure à une valeur référence appelée probabilité de défaillance acceptable.

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

R: la résistance de la structure.

S: sollicitation appliquée.

$P_{f_{adm}}$: La probabilité de défaillance admissible.

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

Une variable aléatoire est une grandeur (nombre réel, numéro d'ordre) ou « modalité » dont la valeur dépend (varie « en fonction ») du résultat d'une épreuve en probabilités.

Définis comme aléatoires pour tenir compte des incertitudes qui planent sur leur valeur

Une première distinction sépare les variables aléatoires quantitatives, dont les valeurs sont des « grandeurs », nombres réels, nombres complexes ou vecteurs le plus souvent, et les variables aléatoires qualitatives, dont les valeurs sont des « modalités ». La différence fondamentale est que l'on peut effectuer sur les premières des opérations mathématiques, des additions notamment (ce qui permet de définir l'espérance mathématique ou la moyenne...etc.), et que par contre on ne peut pas dépasser le stade descriptif pour les secondes. (Dress 2007).

1.2.3.3. Caractéristique d'une variable aléatoire

Une variable aléatoire se caractérise généralement par (Dress 2007):

a-Espérance mathématique $E(x)$

Principal indicateur numérique de tendance centrale attaché à une variable aléatoire réelle. Sa signification concrète est celle d'une moyenne des valeurs prises, pondérée par les probabilités. Il joue un rôle important, associé à la variance ou à l'écart-type, dans de nombreux théorèmes et de nombreuses formules.

b-Coefficient de variation C_v

Le coefficient de variation est défini comme le rapport entre l'écart-type et l'Espérance mathématique

$$C_v = \frac{\sigma(x)}{E(x)} \quad (1.2)$$

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

c-Ecart type $\sigma(x)$

L'écart-type est défini comme la racine carrée de la variance. Que l'on soit en probabilités ou en statistique, la dimension « métrologique » de la variance est le carré de la dimension de la variable, et il faut prendre sa racine carrée pour retrouver une valeur interprétable concrètement

$$\sigma(x) = \sqrt{\text{var}(x)} \quad (1.3)$$

d-La médiane Me

Indicateur de tendance centrale attaché à une variable aléatoire réelle. La médiane est la (ou une des ...) valeurs qui partage la distribution (en probabilités) ou la série des valeurs (en statistique) en deux parties de même probabilité (0,5) ou de même effectif (50 % de l'effectif total). Elle se note le plus souvent M ou Me . L'information qu'elle fournit peut être complétée par les quartiles, les déciles, etc.

e-Le mode

Le mode d'une série statistique est en principe la valeur la plus fréquente ou la valeur de la variable pour laquelle l'effectif est maximal. Lorsque la variable est discrète et ne peut prendre qu'un nombre restreint de valeurs, le mode est « très bien » défini et c'est une caractéristique de tendance centrale intéressante. Lorsque la variable est discrète mais à

valeurs très nombreuses, ou bien continue, la présentation se fait avec des regroupements en classes, et le mode est en réalité une classe modale. Dans ce cas, il est obligatoire que les classes soient d'égale amplitude ; en outre, la définition du mode peut varier selon le choix des classes pour le regroupement des valeurs, et il faut vérifier que les classes ne sont ni trop petites (entraînant des irrégularités non significatives) ni trop larges.

f-Fonction de densité $f(x)$

C'est une fonction réelle positive continue f associée à toute variable aléatoire réelle absolument continue X . Elle fournit par intégration les probabilités d'intervalle :

$$P(a \leq x \leq b) = \int_a^b f(t)dt \quad (1.4)$$

On notera que la contrainte que la probabilité totale soit égale à 1 s'exprime par l'intégrale de la fonction densité :

$$\int_{-\infty}^{+\infty} f(x)dx = 1 \quad (1.5)$$

g-Fonction de répartition $F(x)$

La fonction de répartition d'une variable aléatoire $F(x)$ représente le cumul des probabilités individuelles. La probabilité pour que la variable aléatoire X prenne une valeur inférieure à x est la fonction $F(x)$ que l'on appelle fonction de répartition : $P(X < x) = F(x)$.

1.2.3.4. Loi de probabilité

En statistique, une loi de probabilité décrit le comportement aléatoire d'un phénomène dépendant du hasard. Elle est un modèle représentant "au mieux", une distribution de fréquences d'une variable aléatoire.

1.2.3.5. Lois de probabilité usuelles :

En probabilité il existe plusieurs lois pour définir au mieux le comportement d'une variable aléatoire ; nous présenterons dans ce qui suit les lois de probabilités les plus usuelles (Dress 2007):

a. Loi normale :

Elle est également appelée loi gaussienne, loi de Gauss ou loi de Laplace-Gauss des noms de Laplace (1749-1827) et Gauss (1777-1855), deux mathématiciens, astronomes et

physiciens qui l'ont étudiée. La loi normale est l'une des lois de probabilité les plus adaptées pour modéliser des phénomènes naturels issus de plusieurs événements aléatoires

Elle a comme valeurs caractéristiques :

Espérance :

$$E(X) = \mu \quad (1.6)$$

Variance :

$$\text{Var}(X) = \sigma^2 \quad (1.7)$$

écart-type : $\sigma (X)$

Sa fonction de densité est donnée par l'équation (1.8)

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right) \quad (1.8)$$

Et le graphe de densité est illustré par la figure 1.1 :

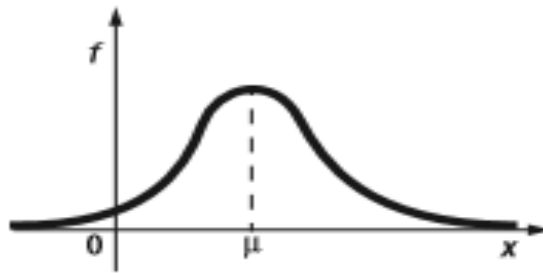


Figure (1.1) : graphe de la fonction de densité

Et sa fonction de répartition est donnée par l'équation 1.9 suivante :

$$F(x) = \int_{-\infty}^x f(t)dt \quad (1.9)$$

Le graphe de la fonction de répartition est illustré sur la figure 1.2

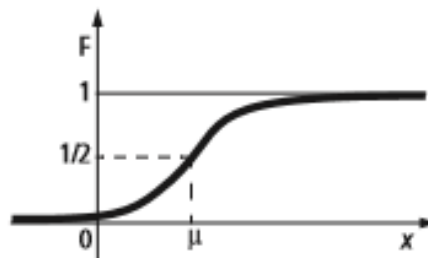


Figure 1.2 ; graphe de la fonction de répartition

b. La loi de Gumbel

Loi d'une variable aléatoire continue utilisée pour la distribution des valeurs extrêmes

Dans la pratique,

Elle a comme valeurs caractéristiques :

Espérance :

$$E(X) = \alpha + \beta \gamma \quad (1.10)$$

Dont :

$$\alpha = \sqrt{2 \ln x} \quad (1.11)$$

$$\beta = \frac{1}{\sqrt{2 \ln x}} \quad (1.12)$$

$\gamma = 0,5772...$ (Constante d'Euler)

Variance :

$$\text{Var}(X) = \frac{\pi^2}{6} \beta^2 \quad (1.13)$$

écart-type :

$$\sigma(X) = \frac{\pi}{\sqrt{6}} \beta \quad (1.14)$$

Sa fonction de densité est donnée par l'équation 1.15 :

$$f(x) = e^{-x} \exp(-e^{-x}) \quad (1.8)$$

Le graphe de la densité est illustré par la figure 1.3 :

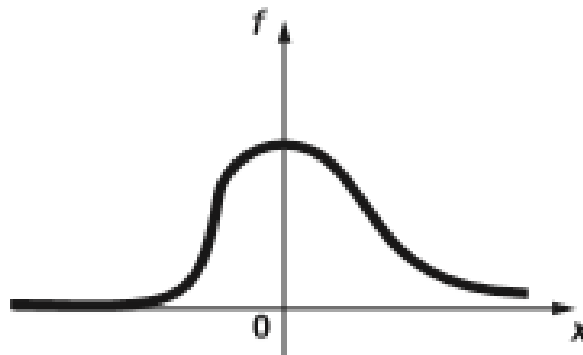


Figure 1.3: graphe de la fonction de densité

Et sa fonction de répartition est donnée par l'équation 1.15 suivante :

$$F(x) = \exp(-e^{-x}) \quad (1.15)$$

Le graphe de la fonction de répartition est illustré sur la figure 1.4

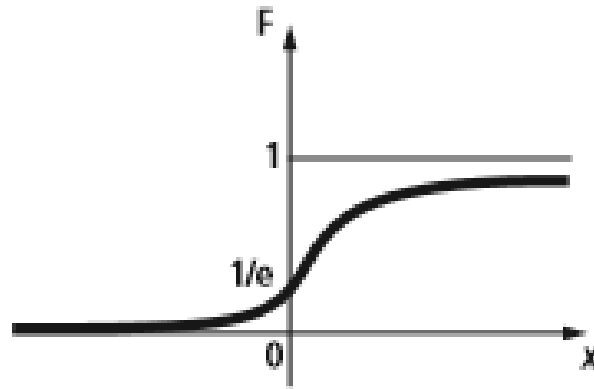


Figure (1.4) ; graphe de la fonction de répartition

La loi de Gumbel est notamment utilisée en hydrologie et en climatologie pour qualifier les valeurs extrêmes.

c-La loi log normale

Loi d'une variable aléatoire continue dont le logarithme suit une distribution suivant la loi normale.

Elle a comme caractéristiques :

$$\text{Espérance :} \quad E(X) = \exp\left(\mu + \frac{\sigma^2}{2}\right) \quad (1.10)$$

$$\text{Variance :} \quad \text{Var}(X) = \exp(2\mu + \sigma^2)(\exp(\sigma^2) - 1) \quad (1.11)$$

$$\text{écart-type :} \quad \sigma(X) = \exp\left(\mu + \frac{\sigma^2}{2}\right) \sqrt{\exp(\sigma^2) - 1} \quad (1.12)$$

Sa fonction de densité est définie dans la formule (1.13) :

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(\ln(x)-\mu)^2}{2\sigma^2}\right) \quad (1.13)$$

Le graphe de la fonction de densité est illustré dans la figure (1.5)

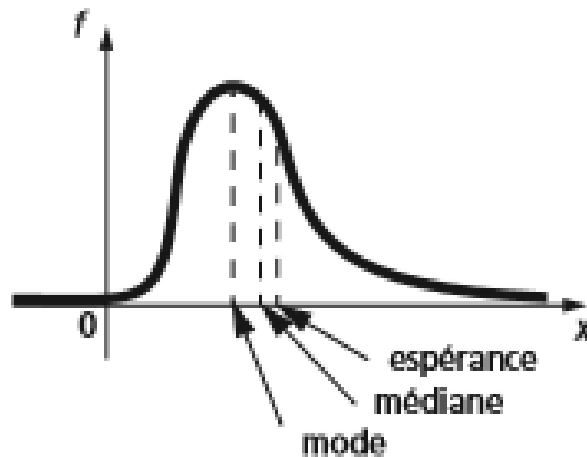


Figure (1.5) : graphe de la fonction de densité

1.2.3.6 Teste d'hypothèses

C'est une Procédure, basée sur l'analyse statistique de résultats expérimentaux, qui permet de décider (avec un risque d'erreur) entre deux hypothèses. Pour notre étude l'objectif principal de l'utilisation de ce test est de comparer l'adéquation d'une loi de probabilité avec un échantillon de données les teste d'hypothèses les plus usuels sont : test d'adéquation de khi2 et le test d'adéquation de Kolmogorov- Smirnov

a-test d'adéquation de Kolmogorov- Smirnov

C'est un test non paramétrique qui compare entre elles les distributions de deux échantillons statistiques. Les distributions (lois) sont représentées par leurs fonctions de répartition, utilisées pour l'exécution du test.

Les hypothèses H_0 et H_1 correspondant à ce cas d'étude sont les suivantes:

- H_0 : La distribution observée est identique à la distribution théorique (X suit la loi F),
- H_1 : La distribution observée est différente de la distribution théorique (X suit une autre loi).

b-test d'adéquation de khi2 (Aliche, 2016)

La méthode du test consiste à comparer l'histogramme des fréquences et la distribution de la loi de probabilité servant de modèle théorique. Pour cela, après avoir découpé l'intervalle d'observation en k classes, on construit un indice d mesurant l'écart constaté entre les effectifs réels et les effectifs théoriques.

Hypothèses:

- Ho = {la distribution observée n'est pas significativement différente de la distribution théorique}
- H1 = {la distribution observée est significativement différente de la distribution théorique}

Statistique de test:

$$X^2 = \sum_{i=1}^N \frac{(n_{obs} - n_{th})^2}{n_{th}} \quad (1.14)$$

n_{obs} : Effectif observé dans la classe i

n_{th} : effectif théorique dans la classe i

A partir de la table de khi 2, on détermine une valeur critique $X^2_{\alpha, v}$, dont α désigne le seuil de signification (ou la seuil d'erreur admissible) tandis que v désigne le nombre de degré de liberté évaluer en utilisant la relation (1.15)

$$v = k - 1 \quad (1.15)$$

k : le nombre totale des classes

Règle de décision:

$X^2 > X^2_{critique}$	on rejette Ho
$X^2 < X^2_{critique}$	on accepte Ho

1.2.4. Critère de défaillance et fonction d'état limite (Lemaire, 2008)

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 soumise ainsi que le modelé 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 :

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

La frontière entre ces deux sous espaces est une courbe appelée surface d'état limite ou surface de défaillance. 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 1.6)

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

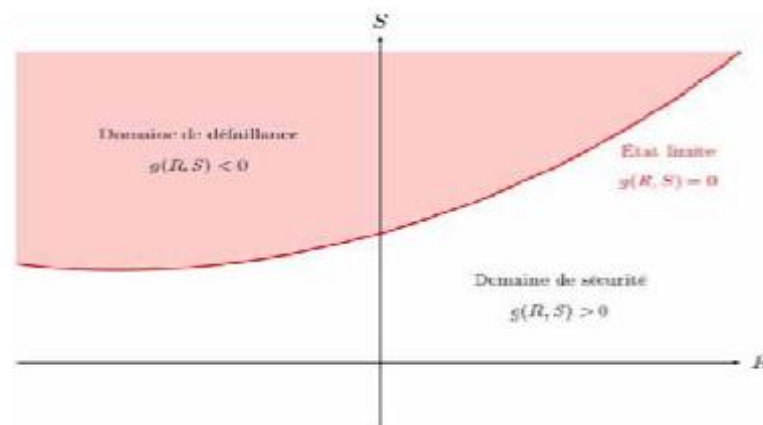


Figure 1.6: Domaine de défaillance, état limite et domaine de sécurité

1.2.5. Méthodes d'analyse de la fiabilité

Pour l'analyse de la fiabilité, nous distinguons trois types de méthodes d'analyse de la fiabilité structurelle

- Méthode d'approximation FORM/SORM
- méthode de surface de réponse
- méthodes de simulation Monte-Carlo

Pour notre étude, nous nous intéressons à la troisième méthode Monte-Carlo

• Méthode de Monte-Carlo (Aoues 2008)

La méthode de Monte Carlo consiste à simuler des réalisations de l'état-limite et à compter le nombre d'évènement de défaillance obtenu. La dénomination (simulation de Monte Carlo) vient d'un projet confidentiel de l'armée américaine pendant la deuxième guerre mondiale, traitant les problèmes aléatoires ; le code de projets était Monte-Carlo en référence aux jeux de hasard qui se déroulent dans cette ville.

Si N_t est le nombre de simulations, nous admettons que la fréquence des événements de défaillance tend vers la probabilité de défaillance

Cette méthode est 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 alors d'estimer l'intégrale suivante :

$$P_f = \int_{G(x) \leq 0} f_x(x) dx \quad (1.16)$$

Cette intégrale limitée au domaine de défaillance peut être ramenée à une intégrale sur l'espace entier en introduisant la fonction indicatrice :

$$I_d = \begin{cases} 1, & \text{si } G(x) < 0 \\ 0, & \text{si } G(x) \geq 0 \end{cases}$$

Ce qui donne à la fin une expression de la probabilité de défaillance sous la forme suivante

$$P_f = \int I_d f_x(x) dx \quad (1.17)$$

Pour qu'à la fin la probabilité de défaillance de défaillance sera égale à :

$$P_f = \frac{1}{N_t} \sum_{i=1}^N I_d(x) \quad (1.18)$$

Avec :

N_t : nombre de tirages

• Étapes de la méthode Monte-Carlo

La méthode Monte-Carlo peut se résumer dans les étapes suivantes :

1. Définir les fonctions d'état limites
2. Associer à chaque paramètre variable une distribution adéquate (normale, log-normal, Gumbel.. etc.).
3. Générer N_t tirages pour chaque paramètre

4. Évaluer la valeur de la fonction d'état limite, et selon le cas : - S'il y a défaillance, incrémenter le compteur des cas défaillants par rapport au nombre de tirage effectués. - S'il n'y a pas de défaillance, il n'y a pas d'incrémentation.
5. Répéter 1 a Nt jusqu'à ce qu'un nombre suffisant de tirage soit atteint (courbe de convergence)
6. Estimer la probabilité en fonction du nombre des cas de défaillants par rapport au nombre total des tirages effectués ; et déduire la probabilité de défaillance.

La figure 1.7 montre les différentes étapes à suivre pour calculer la probabilité de défaillance P_f selon la méthode du Monte Carlo :

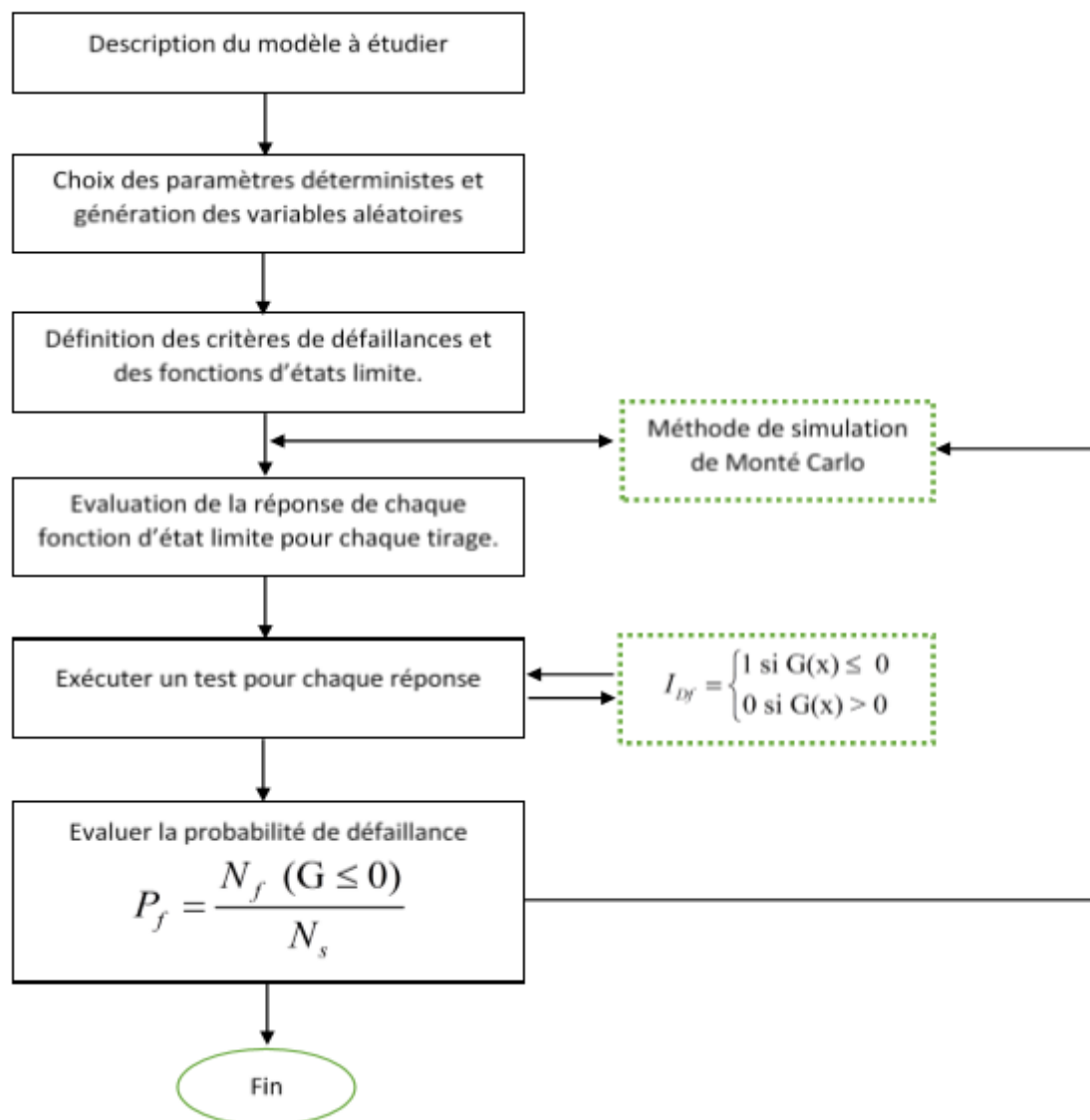


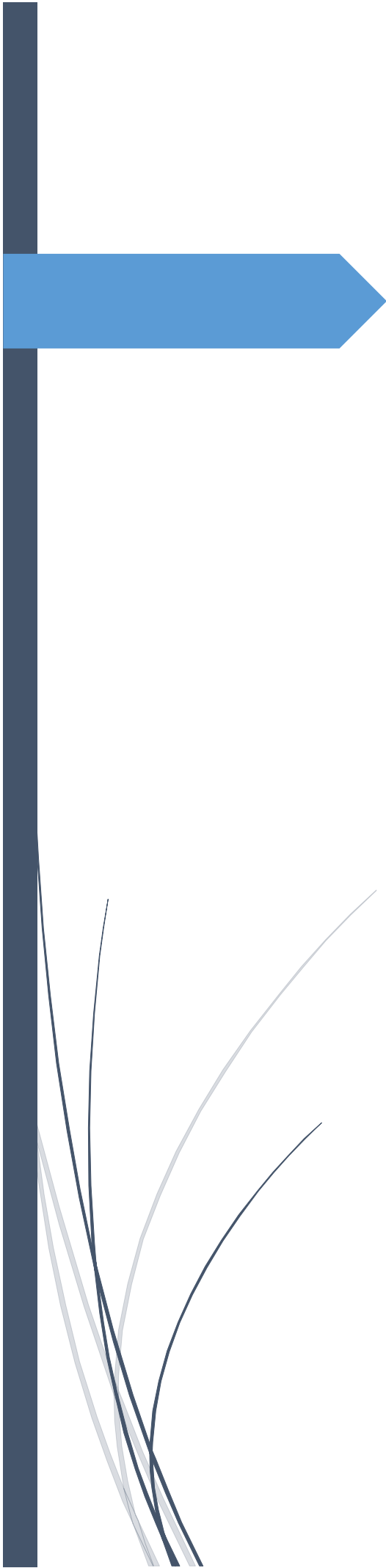
Figure 1.7 : Organigramme du calcul de la probabilité de défaillance en utilisant la méthode de Monte Carlo.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté différentes méthodes déterministes et fiabilistes qui sont utilisées dans le domaine de génie civil pour étudier l'effet du vent sur une structure. la tendance actuelle dans le monde de l'ingénierie, avec l'avènement de la notion du risque, est à l'étude de la fiabilité des structures. Ce qui pousse les ingénieurs à intégrer dans leurs conceptions cette notion basée sur la théorie probabiliste

L'évaluation et l'analyse de la fiabilité des systèmes, en se basant sur les méthodes probabilistes, nous fournit une solution pour l'étude de la fiabilité de ces derniers pendant la phase de conception en bureau d'études, et nous permet d'avoir une idée sur le risque de défaillance et l'état de fiabilité pendant la phase d'exploitation. De nos jours, et grâce à ces méthodes, il est devenu possible d'évaluer la probabilité de défaillance d'un système mécanique pour un scénario donné.

Dans le cas de notre étude le calcul déterministe du réservoir s'effectuera suivant la méthode de RNV99 deuxième chapitre, et l'analyse fiabiliste au troisième chapitre en considérant la vitesse du vent et la résistance du béton à la compression à 28 jours comme variables aléatoires.



Chapitre 2 : Calcul déterministe au vent d'un réservoir surélevé

Introduction

Dans ce chapitre nous exposons la méthodologie à suivre pour le calcul déterministe au vent d'un réservoir circulaire et surélevé en Algérie pour différentes zones du vent et sites topographiques. Cette méthode de calcul est menée conformément document technique RNV99

A la fin du chapitre une application à un cas pratique sera réalisée. Il s'agit d'un réservoir circulaire surélevé en béton armé de capacité 750 m^3 et de hauteur totale H_t de 31.06 m située à la ville de « El Menea » dans la wilaya de « Ghardaïa », construit dans un terrain plat sur un sol infiniment rigide, classé par le RNV99 en zone II, et en catégorie I coté structure.

2.1 Calcul de la pression dynamique $q_{dyn}(z_j)$

La pression dynamique doit être calculée en subdivisant la surface du contact (le maître-couple) en éléments de surface j horizontaux (figure 2.1) selon la procédure donnée ci-dessous (RNV1999)

- les constructions dont la hauteur totale est inférieure ou égale à 10 m doivent être considérées comme un seul élément j ;
- les constructions avec planchers intermédiaires (bâtiments, tours, etc.) dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surface, de hauteurs égales à la hauteur d'étage ; n est le nombre de niveaux de la construction
- les constructions sans planchers intermédiaires (halls industriels, cheminées, etc.) dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surface, de hauteurs égales h_i ; n est donné par la formule suivante

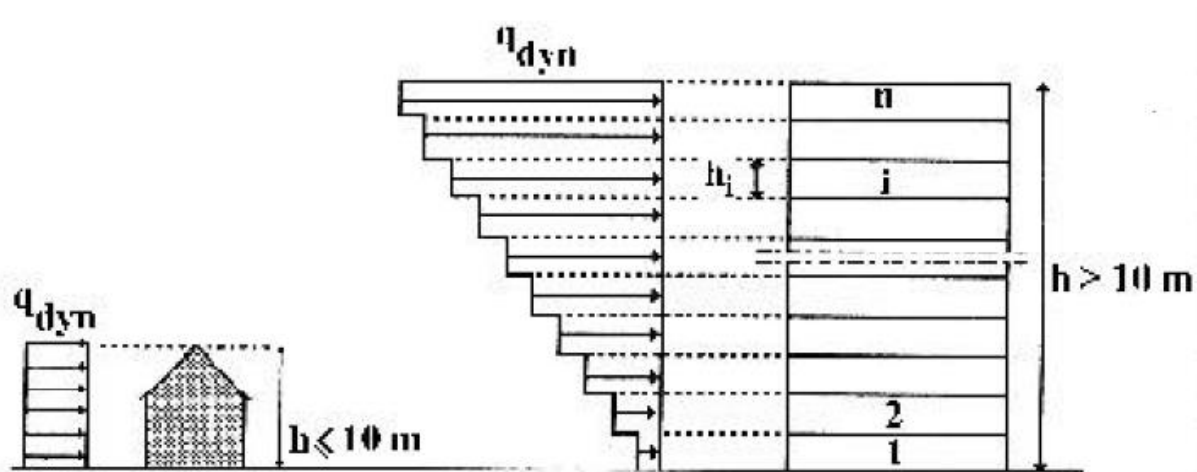


Figure 2.1 : Répartition de la pression dynamique

$$n = E \left[\frac{h}{3} \right] \text{ Soit } hi = \left[\frac{h}{n} \right] \quad [\text{m}]$$

- h (en m) désigne la hauteur totale de la construction

- E désigne la partie entière

La pression dynamique q_{dyn} est donnée par la formule (2.12) conformément au RNV99) suivante :

$$q_{dyn}(z_j) = q_{ref} \times Ce(z_j) \quad [\text{N/m}^2] \quad (2.1)$$

Avec :

q_{ref} : La pression dynamique de référence

$Ce(z)$: coefficient d'exposition au vent.

2.1.1 Détermination de la pression dynamique de référence q_{ref} :

La détermination de la pression dynamique de référence q_{ref} (N/m²) est faite à partir de la relation (2.2) :

$$q_{ref} = \frac{1}{2} \rho_{air} \times V_{ref}^2 \quad (\text{N/m}^2) \quad (2.2)$$

Où :

- ρ_{air} est la masse volumique de l'air. Dans le cadre de ce DTR, ρ_{air} a été pris égal à 1,20kg/m³.
- V_{ref} est la vitesse de référence du vent donnée par le RNV 1999

Selon la zone du vent, et pour une construction permanente nous avons les vitesses de référence du vent sont données dans le tableau (2.1) et sur la carte en annexe 5

Tableau 2.1 : Valeurs de la vitesse de référence du vent

Zone	V_{ref} (m/s)
I	25
II	28
III	31

2.1.2. Calcul du coefficient d'exposition au vent

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte de la nature du terrain, de la topographie du site et de la hauteur de l'ouvrage, et aussi la nature turbulente du vent.

Dans le cas où la structure est peu sensible aux excitations dynamiques ($C_d = 0.95 < 1.20$) ; $C_e(z)$ est donné par la relation (2.3)

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left(1 + \frac{7 \times K_t}{C_t(z) \times C_r(z)} \right) \quad (2.3)$$

$C_r(z)$: Coefficient de rugosité

$C_t(z)$: Le coefficient topographique

a - Calcul du coefficient de rugosité

Le coefficient de rugosité $C_r(Z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi logarithmique (logarithme népérien) donnée par le règlement neige et vent (RNV1999) :

$$. C_r(Z) = K_T \times \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad \text{pour} \quad z_{\min} \leq z \leq 200 \text{ m} \quad (2.5)$$

$$. C_r(Z) = K_T \times \ln \left(\frac{Z_{\min}}{Z_0} \right) \quad \text{pour} \quad z < z_{\min} \quad (2.6)$$

- K_T est le facteur de terrain (tableau 2.2),
- Z_0 (en m) est le paramètre de rugosité (tableau 2.2),
- Z_{\min} (en m) est la hauteur minimale (tableau 2.2),
- z (en m) est la hauteur considérée

Les paramètres K_T, Z_0, Z_{\min}, Z sont donnés en fonction de la catégorie du terrain dans le tableau (2.2) extrait du (RNV1999) ci-après :

Tableau 2.2 : paramètres de chaque catégorie de terrain

Catégories de terrain	K_T	Z_0 (m)	Z_{min} (m)	ϵ
I En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles.	0,17	0,01	2	0,11
II Régions de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres.	0,19	0,05	4	0,26
III Zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV	0,22	0,3	8	0,37
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,24	1	16	0,46

b. Détermination du coefficient topographique

le site topographique est un paramètre essentiel dans notre calcul, il sera tiré du tableau 2.3 extrait du (RNV99) :

Tableau 2.3 : Valeurs de $C_t(z)$

Site	$C_t(z)$
site plat ($\Phi < 0,05$, voir § 4.3.4)	1
site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
site aux alentours des vallées et oueds avec effet d'entonnoir	1,3
site aux alentours des plateaux	1,15
site aux alentours des collines	1,15
site montagneux	1,5

2.2. Calcul de la pression due au vent

Pour les constructions de catégorie I qui regroupent l'ensemble des bâtiments (à usage d'habitation, administratif, scolaire, industriel, de santé, lieux de culte, etc.), et les ouvrages de stockage (réservoirs, châteaux d'eau, silos, etc.), la pression due au vent q_j qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times W(z_j) \quad (\text{N/m}^2) \quad (2.7)$$

Où :

- C_d : est le coefficient dynamique de la construction;
- $W(Z_j)$: (en N/m^2) est la pression exercée sur l'élément de surface j donnée par la formule suivante si les deux faces de la paroi sont extérieures :

$$W(Z_j) = q_{dyn(z_j)} \times C_{p,net} \quad [\text{N/m}^2] \quad (2.8)$$

Ce qui nous donne :

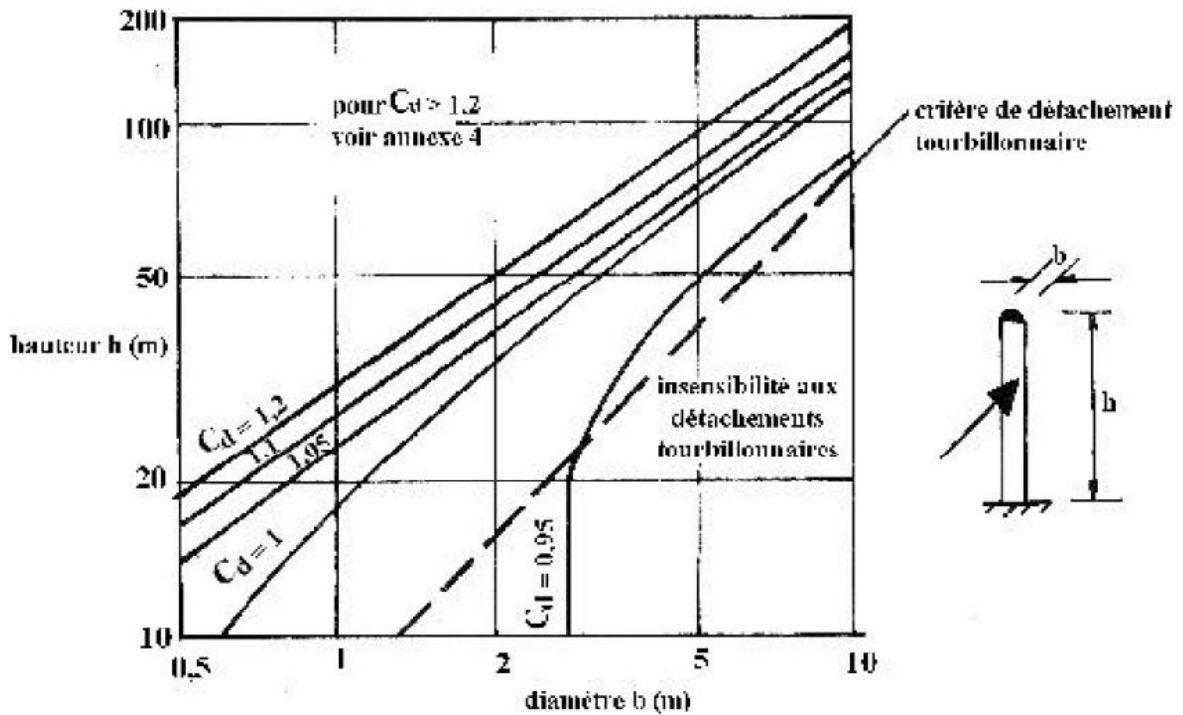
$$q_j = C_d \times q_{dyn}(z_j) \times C_{p,net} \quad (2.9)$$

Avec :

$C_{p,net}$: Coefficient de pression nette

2.2.1 Détermination de coefficient dynamique

Pour un ouvrage de moins de 200m de hauteur, le coefficient dynamique C_d sera déterminé à l'aide de la figure 2.2 :



En prenant en compte :

b : la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent ,elle représente le diamètre de la cuve

h : la hauteur totale de la construction

2.2.2. Détermination de coefficient de pression

Pour une construction à base circulaire le coefficient de pression dépend :

- du nombre de Reynolds Re ,
- du facteur d'élancement ψ_λ de la construction

Les coefficients C_{pe} des constructions à base circulaire sont donnés par :

$$C_{pe} = C_{p,0} \times \psi_{\lambda\alpha} \quad (2.10)$$

Où :

- $\psi_{\lambda\alpha}$ est le facteur d'effet d'extrémités

- $C_{p,0}$ est le coefficient de pression extérieure pour un élancement infini ; $C_{p,0}$ est donné par la figure 2.3 en chaque point du cylindre (défini par un angle de rotation α) pour différents nombres de Reynolds ;

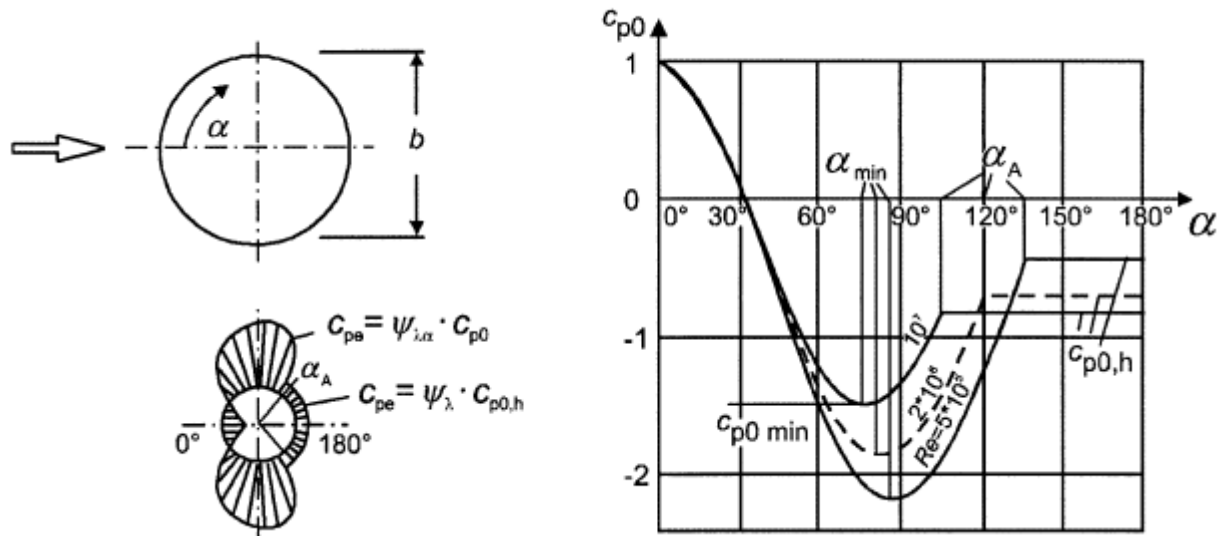


Figure 2.3: Allure et valeurs de C_{p0} pour cylindres à base circulaire

. Détermination de facteur d'élancement

Le facteur d'élancement Ψ_{λ} est donné par la figure 2.4 (RNV1999), en fonction de l'élancement effectif λ_e et le coefficient d'opacité ϕ qu'on prendra égale à 1 pour une construction fermée (l'action du vent agit principalement sur la cuve).

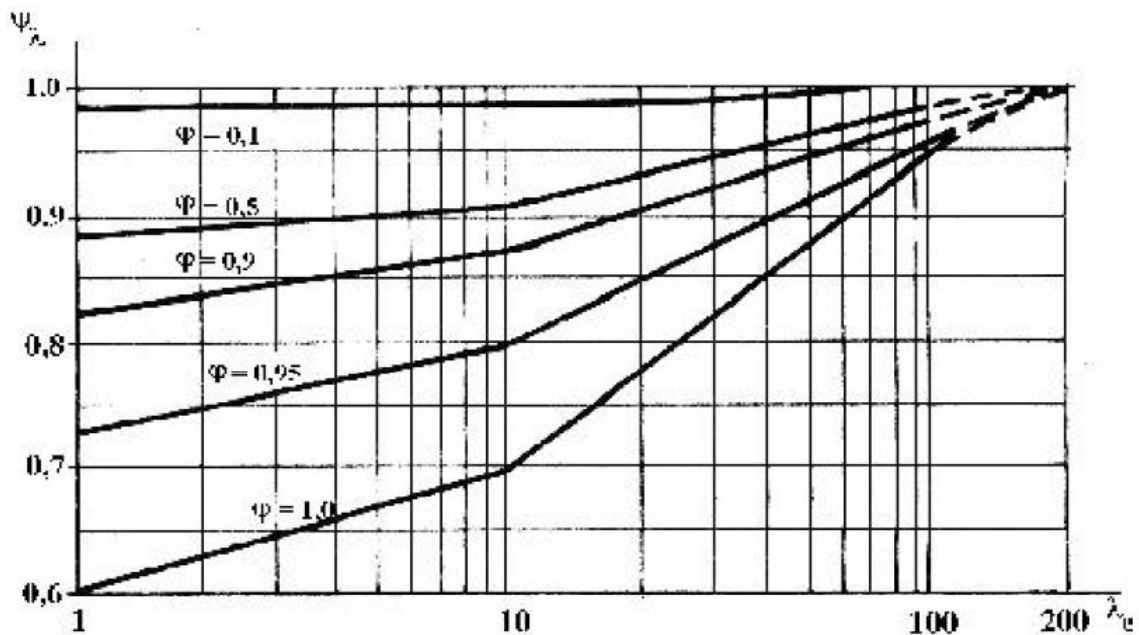
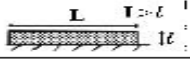
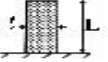
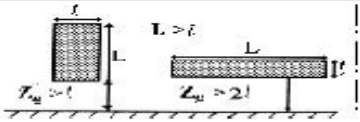
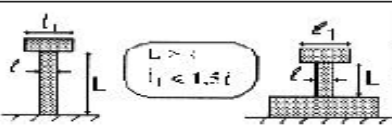
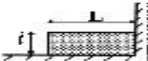
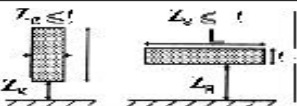
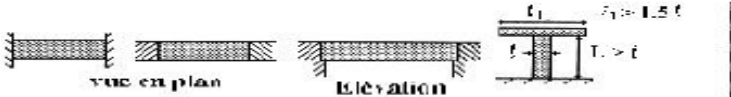


Figure 2.4 : Facteur d'élancement Ψ_{λ}

. Détermination de l'élancement effectif

Pour la détermination de l'élancement effectif, nous utilisons le tableau 2.4 :

Tableau 2.4 : Elancement effectif λ_e

Position dans l'espace de la construction, vent normal au plan de la page	λ_e
	$\lambda_e = \frac{L}{t}$
	$\lambda_e = \frac{L}{t}$
	$\lambda_e = \text{Min. } [70 ; \frac{L}{t}]$
	
	
	$\lambda_e = \text{Max. } [70 ; \frac{L}{t}]$
	$\lambda_e = \infty$ ($\psi_\lambda = 1$)

2.3. La force de frottement

La force frottement F_{frj} est une force qui agit sur les côtes parallèle ou sens du vent .Elle est donnée par :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn} (Z_j) \times C_{frj} \times S_{frj}) \text{ [N]} \quad (2.11)$$

Où :

- j indique un élément de surface parallèle à la direction du vent
- Z_j est la hauteur du centre de l'élément j, en m
- q_{dyn} est la pression dynamique du vent, en N/m^2
- S_{frj} est l'aire de l'élément de surface j, en m^2
- C_{frj} est le coefficient de frottement pour l'élément de surface j

2.3.1 Calcul du coefficient de force

Le vent agit perpendiculairement sur la structure donc le coefficient de force C_{fj} sera donné par

$$C_{fj} = C_{f,0} \times \Psi_\lambda \times \Psi_r \quad (2.12)$$

$C_{f,0}$: Coefficient de force des constructions à base circulaire.

Ψ_λ : Facteur d'élancement pris égal à 0.63 précédemment.

Ψ_r : Un facteur de correction du coefficient de force, il est pris égal à 1 pour la majorité des constructions

2.3.1.1 Détermination du coefficient de force $C_{f,0}$

Le coefficient de force $C_{f,0}$ est donné par les courbes de la figure 2.5 en fonction de nombre de Reynolds et de la rugosité relative (k/b)

K : rugosité équivalente

b : désigne la dimension perpendiculaire au vent

a-la rugosité

La rugosité est donnée dans le tableau 2.5 suivant

Tableau 2.5 : Rugosité équivalente k

Type de surface	Rugosité équivalente k (mm)	Type de surface	Rugosité équivalente k (mm)
Verre	0,0015	Acier galvanisé	0,2
Métal poli	0,002	Béton lisse	0,2
Peinture lisse	0,006	Béton brut	1,0
Peinture appliquée au pistolet	0,02	Rouille	2,0
Acier (produits clairs)	0,05	Maçonnerie	3,0
Fonte	0,2		

b -nombre de Reynolds Re

Le nombre de Reynolds est le rapport adimensionnel entre les forces d'inertie et celles de viscosité de fluide qui s'applique autour d'un corps solide, il est donné par la formule suivante :

$$Re = \frac{Vm(zj) \times b}{\nu} \quad (2.13)$$

Avec :

$Vm(zj)$: la vitesse moyenne a une hauteur donnée.

b : le diamètre extérieur de la paroi de réservoir

ν : est la viscosité cinématique de fluide en m^2/s

- **La vitesse moyenne $Vm(zj)$**

Selon le DTR, La vitesse moyenne du vent á une hauteur donnée (Z_j) est la vitesse moyenne dans un intervalle de temps de 10 minutes, elle est donnée par la relation suivante :

$$Vm(zj) = Cr(zj) \times Ct(zj) \times V_{réf} \quad (2.14)$$

Avec :

$Ct(zj)$: coefficient topographique pris égal a 1

$V_{réf}$: la vitesse référentielle du vent

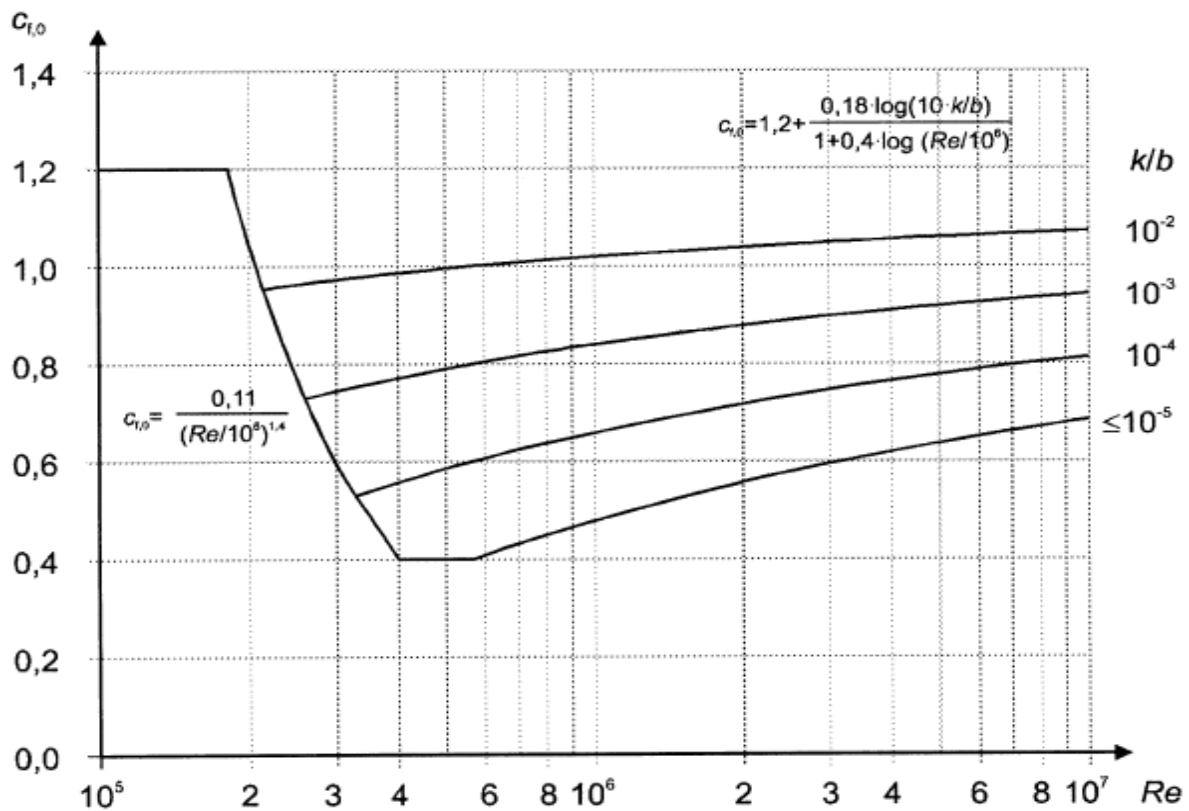


Figure 2.5 : Coefficient de force $C_{f,0}$ des cylindres à base circulaire.

2.4. La force résultante

La force résultante R est donnée par la relation 2.15

$$R = q_j \times S_j + F_{frj} \quad (2.15)$$

- q_j : est la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j .

- S_j : l'aire de l'élément de surface j .

- F_{frj} : force de frottement qui agit sur l'élément j .

2.5. Vérification de la stabilité de l'ouvrage

2.5.1-stabilité vis-à-vis du renversement

Il y'a lieu de vérifier les deux conditions suivantes :

a-Moment renversant :

La force du vent agissante sur la structure crée un moment renversant Mr qui est donné selon la formule suivante (2.16)

$$Mr = \sum(R_j \times Y_j) \quad [\text{N.m}] \quad (2.16)$$

Avec :

Y_j : bras de levier de chaque force. à la base de la fondation

b-Moment stabilisant

Le poids propre de l'ouvrage a pour effet de stabiliser la structure. Pour des raisons de sécurité nous prendrons en compte le poids du réservoir lorsque la cuve est vide

$$Ms = N \times R_r \quad [\text{N.m}] \quad (2.17)$$

Avec :

N : poids totale de réservoir vide

R_r : rayon de radier

c- condition de stabilité

La stabilité au renversement est assurée lorsque cette inégalité est satisfaite

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 2$$

2.5.2 Stabilité vis-à-vis de glissement

La stabilité au glissement est assurée lorsque cette inégalité est satisfaite

$$\frac{N}{F_{fr}} \geq 2.5$$

2.6-Verification vis-à-vis de détachement tourbillonnaire

Dans un écoulement d'air autour d'une construction, de petits tourbillons dus à la viscosité de l'air se créent à sa surface et commencent à grandir en se déplaçant vers l'aval. Ces tourbillons décollent de la surface alternativement de chaque côté de la construction et exercent sur les surfaces latérales une pression alternée. Cette pression peut être suffisante pour produire des oscillations en flexion non négligeables si la fréquence des tourbillons est proche d'une fréquence propre de la construction (phénomène de résonance). La résonance due au détachement tourbillonnaire se produit pour une vitesse critique notée V_{crit} .

En toute rigueur, s'il ya résonance due au détachement tourbillonnaire pour le mode fondamental, il y a lieu de vérifier le risque suivant le deuxième mode, et ainsi de suite. En admettant que les oscillations pour les modes supérieurs sont suffisamment amorties pour ne pas être perceptibles. C'est pourquoi, seul le risque de détachement tourbillonnaire pour le mode fondamental est vérifié.

Les conditions critiques de résonance n'apparaîtront pas si :

$$V_{crit} > 1,25 \times V_{m,L} \quad [m/s]$$

Où :

- V_{crit} (en m/s) est la vitesse critique
- $V_{m,L}$ (en m/s) est la vitesse moyenne du vent calculée à la hauteur z égale à $\frac{5h}{6}$, où h (en m) désigne la hauteur du reservoir

a- Détermination de la vitesse :

À la hauteur $z = \frac{5h}{6}$, la vitesse moyenne est déterminée par :

$$V_{m,L} = Cr(z) \times Ct(z) \times V_{ref} \quad (2.18)$$

b-Détermination de la vitesse critique :

La vitesse critique du vent V_{crit} (pour le mode fondamental) se calcule à partir de la relation :

$$V_{crit} = \frac{d_L \times n_{1,y}}{S_t} \quad (2.19)$$

Où :

- d_L (en m) est la largeur de la section transversale au droit de la longueur de corrélation effective (c'est à dire à $z = 5h/6$) ; pour les sections circulaires, d_L représente le diamètre extérieur
- $n_{1,y}$ (en Hz) est la fréquence propre de vibration du mode fondamental dans la direction perpendiculaire à celle du vent
- S_t , nombre de Strouhal

b-1. La fréquence propre de vibration :

La fréquence fondamentale de flexion n_1 d'un réservoir surélevé n'est pas déterminée dans le RNV99. cependant on peut la comparer au cas d'une cheminée, dont on estime n_1 par la relation

$$n_1 = \frac{f_m \times b}{h_{eff}^2} \times \sqrt{\frac{M_s}{M_t}} \quad (2.20)$$

Où :


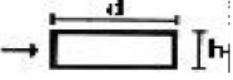
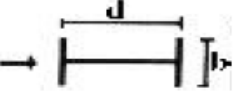
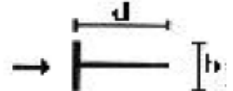
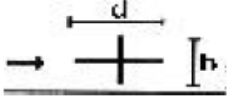
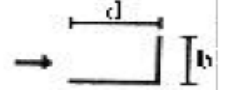
- f_m est un coefficient ; il est égal à 1000 pour les cheminées en acier, et 700 pour les cheminées en béton ou en maçonnerie.
- h_{eff} (en m) est donnée par $h_{eff} = h_1 + h_2/3$,
- b (en m) est le diamètre en tête de la cheminée
- M_s (en kg) est la masse des éléments structuraux contribuant à la rigidité de la cheminée,
- M_t (en kg) est la masse totale de la cheminée,

$$\text{Et : } \frac{M_s}{M_t} = 1$$

b-2. Le nombre de Strouhal S_t :

Le nombre de Strouhal est déterminé à partir de tableau 7 :

Tableau 2.6 : nombre de Strouhal pour différentes sections

Section transversale	Conditions	S_t
	Pour tous les nombres de Reynolds	0,2
	$0,5 \leq d/b \leq 10$	(voir fig. A3.2)
	$d/b = 1$ $d/b = 1,5$ $d/b = 2$	0,11 0,10 0,14
	$d/b = 1$ $d/b = 2$	0,13 0,08
	$d/b = 1$ $d/b = 2$	0,16 0,12
	$d/b = 1,3$ $d/b = 2,0$	0,11 0,07

2.7. Etude du support :

Dans ce qui suit, nous procédons au calcul des efforts internes (compression et traction) à la base de chaque poteau. Le calcul se fera conformément aux règles en vigueur (**RNV, 1999**) et le (**Fascicule CCTG 74**).

2.7.1 Calcul des sollicitations :

a-Sollicitations dues aux poids de la structure (cuve vide) P' :

Les poteaux sont soumis à la charge verticale due au poids du réservoir. La charge totale à la base de chaque poteau est donnée par la formule suivante :

$$P' = \frac{V_5 + P_p}{12} \quad (\text{kg}) \quad (2.21)$$

Avec :

V_5 : Charge totale sur la ceinture inférieure.

P_p : Poids propre des poteaux et traverses (des entretoises).

b-Sollicitations due au vent P'' :

Les poteaux sont soumis en outre à la pression du vent. Cette pression sera déterminée pour chaque poteau du support.

Si l'on note R la résultante des pressions horizontales dues au vent, et h sa distance par rapport à la base des poteaux, on aura un moment de flexion M dans ce niveau de l'ordre de $(R \times h)$ qui donnera des sollicitations supplémentaires dans les poteaux. Ces charges seront ascendantes (Tractions) ou descendantes (Compression)

La charge supplémentaire maximum due à la pression du vent qu'il y a lieu d'ajouter à la charge P' déterminée ci-dessus, est donnée par (Belazougui, 1988), comme suit :

$$P'' = \frac{M}{6r_{ext}} = \frac{\sum R_i \times h_i}{6r_{ext}} \quad (2.22)$$

Avec :

r_{ext} : étant le rayon du cercle fictif passant par les centres de gravité des poteaux équidistants

R_i : la force résultante sur chaque élément j

h_i : la distance par rapport à la base de chaque poteau

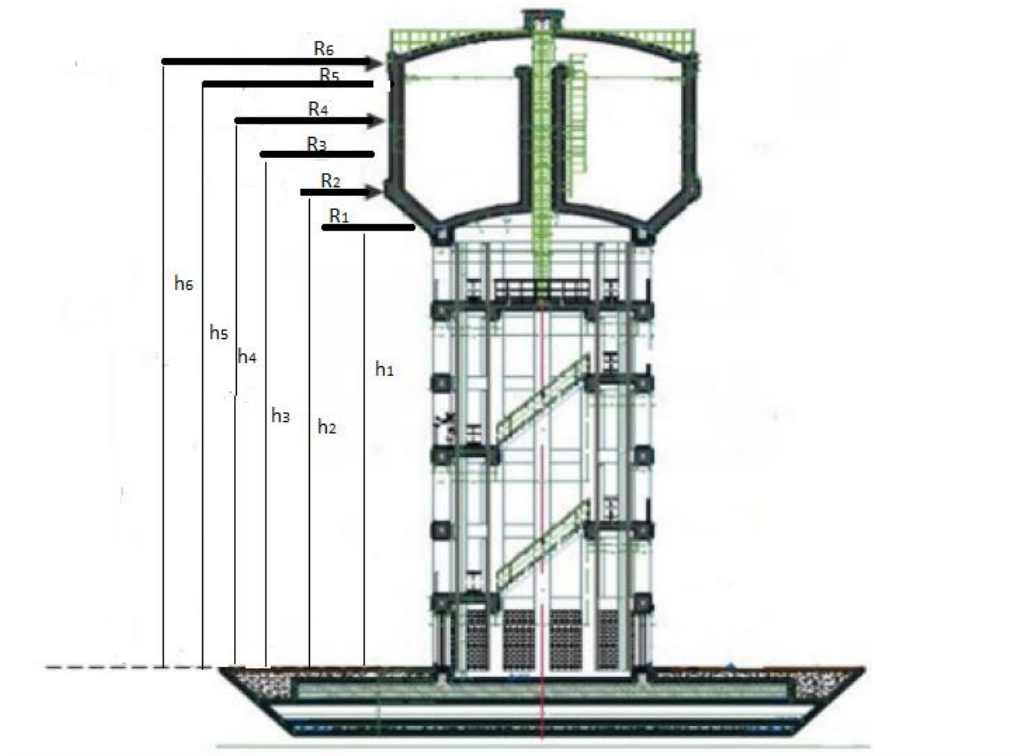


Figure 2.6 : Schéma représentatif des forces

c-Sollicitations due au poids de l'eau P''' :

Le poids de l'eau va engendrer un effort vertical sur chaque poteau qui sera donné par la formule suivante :

$$P''' = \frac{P_{eau}}{n} \quad (2.23)$$

P_{eau} : Poids de l'eau kg

n : Nombre de poteau

2.7.2. Calcule des contraintes sur chaque poteau :

Les contraintes seront calculées avec les combinaisons d'action tirées du **fascicule 74** comme suit :

Les combinaisons d'actions suivantes sont à considérer.

a. Vis-à-vis de l'état limite d'équilibre statique

Dans le cas d'un réservoir ou d'un ouvrage pouvant être immergé, un coefficient de sécurité au moins égal à 1,05 est à justifier, vis-à-vis du soulèvement, en considérant d'une part l'ouvrage à vide, d'autre part la hauteur maximale de l'eau extérieure à l'ouvrage (*). L'existence d'un éventuel rabattement de nappe peut être prise en compte.

b. Vis-à-vis des états limites ultimes (ELU) sous combinaisons fondamentales

$$C1 = 1,35 G + 1,5 (Q + \psi_0 T) + W' \text{ (et/ou } S_n) ;$$

$$C2 = 1,35 G + 1,5 W' + 1,3 (Q + \psi_0 T) ;$$

$$C3 = G + 1,5 W' + 1,3 \psi_0 T$$

Avec : G : ensemble des actions permanentes ;

Q : ensemble des actions variables autres que les suivantes ;

W' : action du vent

$W' = 1.2$ fois (vent normal)

S_n : action de la neige ;

T : action de la température

c. Vis-à-vis des états limites ultimes (ELU) sous combinaisons accidentelles

Avec : F_A action accidentelle.

$$C4 = G + Q + F_A + 0.6T$$

d-Vis-à-vis des états limites de service (ELS)

$$C5 = G + Q + T :$$

$$C6 = G + W(\text{et/ou } S_n) + Q + 0.6T$$

2.7.3. Calcul des poteaux

Le vent pouvant souffler dans toutes les directions, les poteaux seront calculés sous la charge totale F comme suite :

$$F = P' + P'' \pm P''' \quad (2.24)$$

Les charges descendantes (Compression) seront ajoutées à la charge totale $p' + p''$ sur poteaux.

Les charges ascendantes (Tractions) seront retranchées à la charge totale $p' + p''$ sur les poteaux.

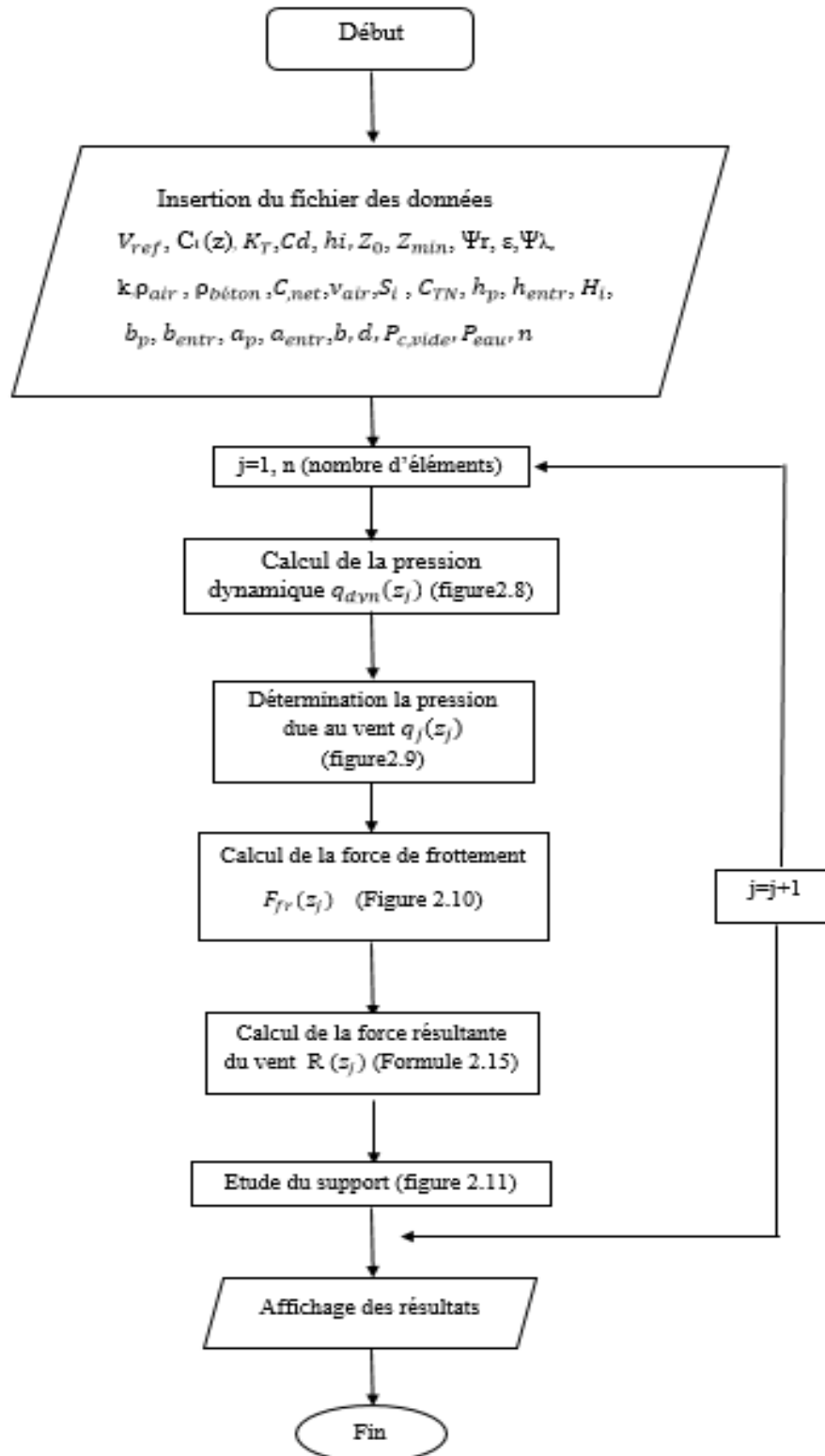


Figure 2.7 : organigramme globale du calcul déterministe au vent d'un réservoir surélevé

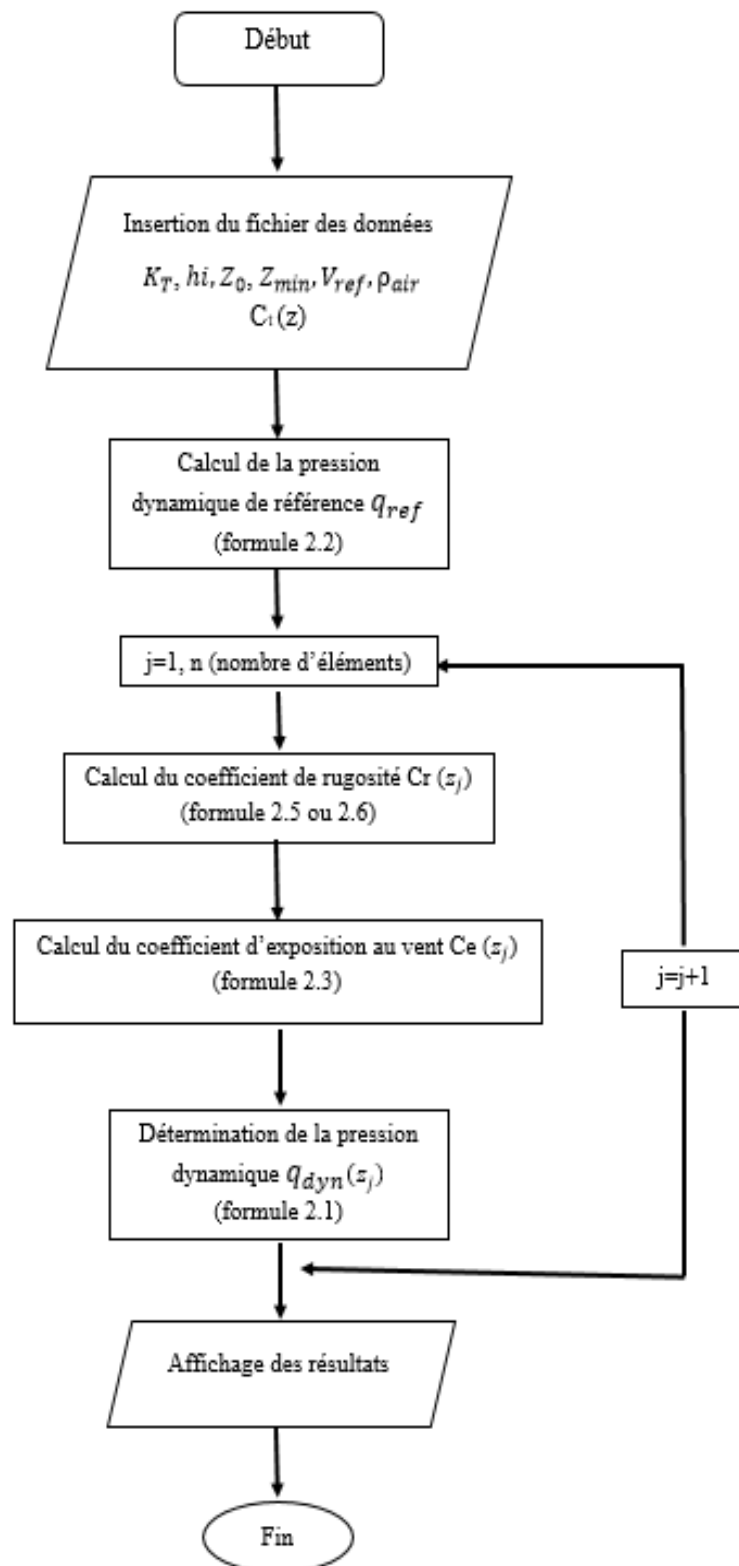


Figure2.8 : organigramme du calcul de la pression dynamique

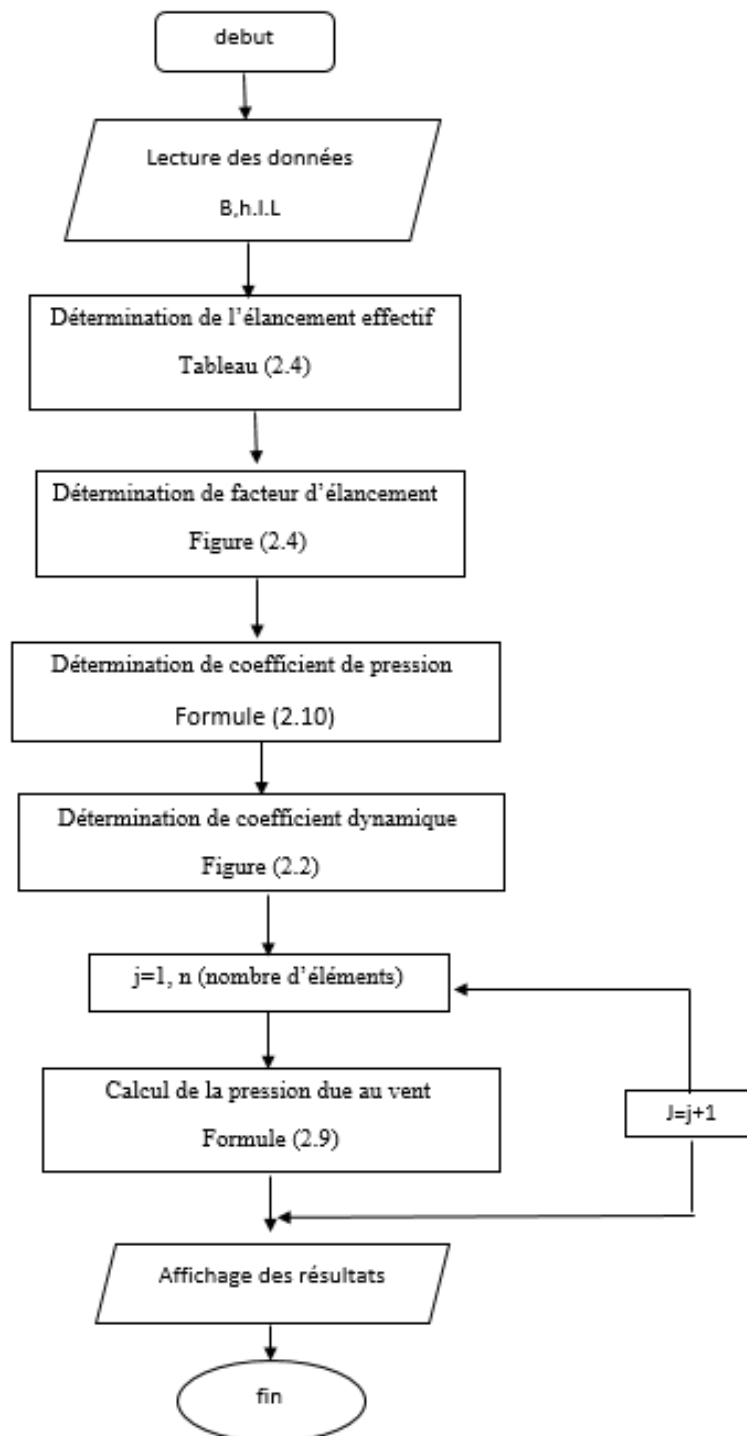


Figure 2.9 : Organigramme de Calcul de la pression due au vent

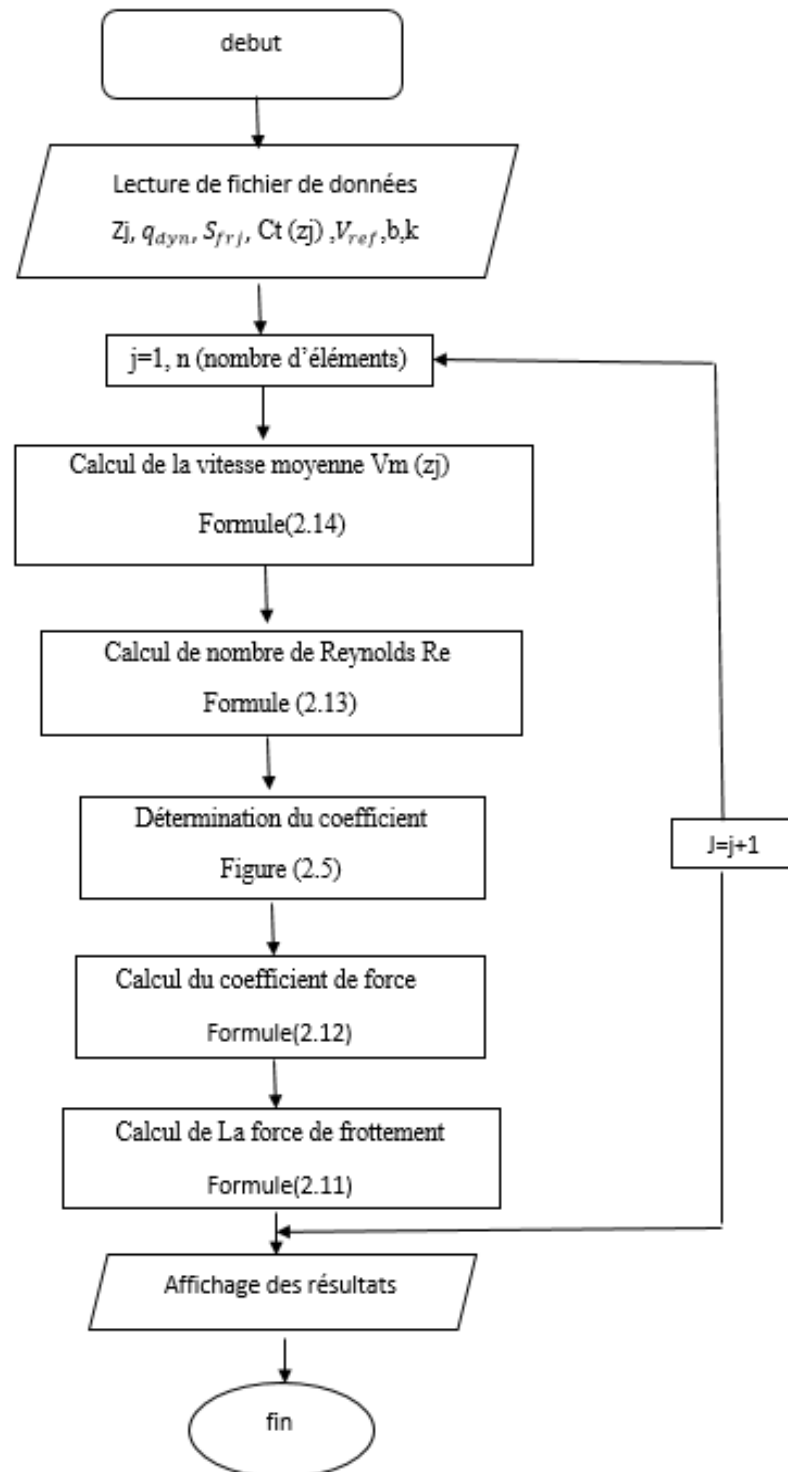


Figure 2.10 : Organigramme de calcul de La force de frottement F_{fr}

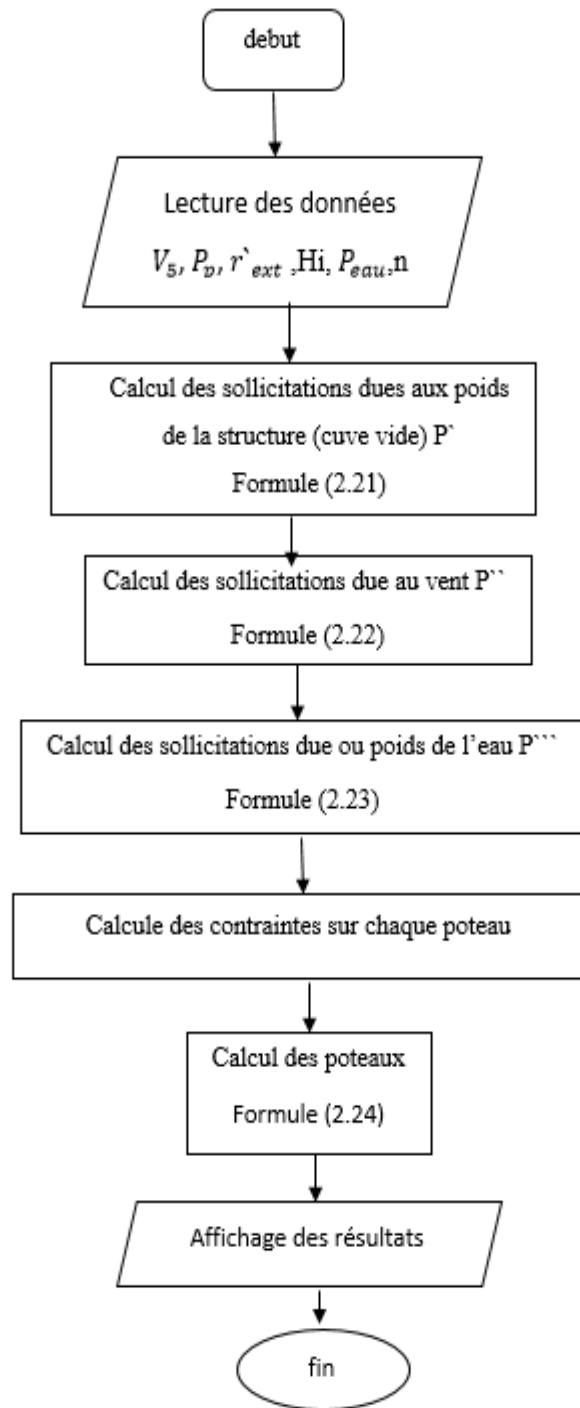


Figure2.11 : Organigramme d'étude de support

2.8 Application pratique

Pour l'application pratique de la méthode présentée nous considérons un réservoir surélevé de capacité 750 m^3 et de hauteur total $H_t = 31.06 \text{ m}$, destiné pour l'alimentation en eau potable de la ville d'EL MENEHA, dans la wilaya de GHARDAIA.

2.8.1 Calcul de la pression dynamique $q_{dyn}(z_j)$

Celle-ci est déterminée par la relation (2.1)

Notre construction est permanente classée en zone II du vent (annexe 4) et le terrain est de catégorie II avec un site plat :

Les données relatives au site :

.. $V_{\text{réf}}=28\text{m/s}$. (Tableau 2.1)

- $q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2$
- $C_t(z) = 1$ (tableau2.3)
- Le facteur de terrain $K_t=0.19$ (tableau2.2)
- Le paramètre de rugosité $Z_0=0.05\text{m}$ (tableau2.2)
- La hauteur minimale $z_{\text{min}}=4\text{m}$ (tableau2.2)
- Le coefficient pour le calcul de coefficient dynamique : $\varepsilon=0.26$ (tableau2.2)
- $n=10$ élément avec $h_i = 3 \text{ m}$

Les résultats de calcul de la pression q_{dyn} sont présente dans le tableau (2.7)

Tableau 2.7 : valeur de la pression dynamique pour chaque élément

Zi(m)	Cr	Ce	qdyn(N/m²m)
1,50	0,646	1,277	1 230,29
4,50	0,855	1,868	1 799,61
7,50	0,952	2,173	2 092,92
10,50	1,016	2,383	2 296,03
13,50	1,064	2,546	2 452,87
16,50	1,102	2,679	2 581,26
19,50	1,134	2,793	2 690,28
22,50	1,161	2,891	2 785,21
25,50	1,185	2,979	2 869,41
28,50	1,206	3,057	2 945,15

2.8.2 Calcul de la pression due au vent q_j

Celle-ci est donnée par la relation (2.7)

Notre réservoir est un ouvrage de stockage

Les données relatives au site sont résumées comme suit :

Le diamètre de la cuve : $b=12,6\text{m}$

La viscosité cinématique de l'air : $\nu=15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

$\lambda_e=2,271$ (tableau 2.4)

$\Psi_\lambda=0,63$ (figure 2.4)

$k=0.2 \text{ mm}$ pour un béton lisse (tableau 2.5)

$k/b = 1,587 \cdot 10^{-2}$

Les résultats de calcul de la pression due au vent q_j sont donnés dans le tableau (2.8) pour les différents éléments j

Tableau 2.8 : valeur de la pression due au vent pour chaque élément

qdyn(N/m²m)	Vmoy(m/s)	Re	Cf,0	Cf,j	qj(N/m²m)
1 230,29	25,89	2,18E+07	1,05	0,66	736,33
1 799,61	34,26	2,88E+07	1,10	0,69	1 077,07
2 092,92	38,15	3,20E+07	1,12	0,70	1 252,61
2 296,03	40,71	3,42E+07	1,13	0,71	1 374,17
2 452,87	42,62	3,58E+07	1,14	0,72	1 468,04
2 581,26	44,15	3,71E+07	1,14	0,72	1 544,89
2 690,28	45,42	3,82E+07	1,15	0,72	1 610,13
2 785,21	46,51	3,91E+07	1,15	0,73	1 666,95
2 869,41	47,46	3,99E+07	1,16	0,73	1 717,34
2 945,15	48,31	4,06E+07	1,16	0,73	1 762,67

2.8.3. Les forces résultantes

.Détermination des surfaces de contact :

L'air de contact de chaque élément est :

$$\text{La ceinture supérieure : } S_{fr}(z = 28.5m) = 0.70 \times 12.8 = 8.96m^2$$

$$\text{La paroi cylindrique 3: } S_{fr}(z = 28.5 m) = 1.3 \times 12.6 = 16.38m^2$$

$$\text{La paroi cylindrique 2: } S_{fr}(z = 25.5m) = 3 \times 12.6 = 37.8m^2$$

$$\text{La paroi cylindrique 1: } S_{fr}(z = 22.5m) = 12.6 \times 0.57 = 7.21m^2$$

$$\text{La ceinture intermédiaire : } S_{fr}(z = 22.5 m) = 0.55 \times 13.1 = 7.205m^2$$

$$\text{le tronc de cône : } S_{fr}(z = 22.5m) = \frac{(13.10+9.20)1.85}{2} = 20.6275m^2$$

La résultante de la force R est mesurée dans le tableau (2.9) pour chaque élément j

Tableau 2.9 : récapitulatif de calcul des forces résultantes R

Zi(m)	Cr	Ce	qdyn(N/m*m)	Vmoy(m/s)	Re	Cf,0	Cf,j	qj(N/m*m)	Ffr(Zj)(N)	R(N)	Hi(m)
1,50	0,646	1,277	1 230,29	25,89	2,18E+07	1,05	0,66	736,33			
4,50	0,855	1,868	1 799,61	34,26	2,88E+07	1,10	0,69	1 077,07			
7,50	0,952	2,173	2 092,92	38,15	3,20E+07	1,12	0,70	1 252,61			
10,50	1,016	2,383	2 296,03	40,71	3,42E+07	1,13	0,71	1 374,17			
13,50	1,064	2,546	2 452,87	42,62	3,58E+07	1,14	0,72	1 468,04			
16,50	1,102	2,679	2 581,26	44,15	3,71E+07	1,14	0,72	1 544,89			
19,50	1,134	2,793	2 690,28	45,42	3,82E+07	1,15	0,72	1 610,13			
22,50	1,161	2,891	2 785,21	46,51	3,91E+07	1,15	0,73	1 666,95	2 298,02	36 682,22	21,52
									802,70	12 813,08	22,68
									1 473,94	23 527,70	23,48
25,50	1,185	2,979	2 869,41	47,46	3,99E+07	1,16	0,73	1 717,34	4 338,55	69 254,16	25,50
28,50	1,206	3,057	2 945,15	48,31	4,06E+07	1,16	0,73	1 762,67	1 929,66	30 802,25	27,65
									1 055,54	16 849,09	28,65
									somme	189 928,50	

2.8.4 La stabilité de l'ouvrage

a. stabilité vis-à-vis de renversement

- **Moment renversant** : La force du vent agissant sur la structure crée un moment renversant Mr qui est donné dans le tableau suivant :

Tableau 2.10 : calcul de moment renversant(M)

Désignation des cotes	Cotes [M]	h [m]	M[N,m]	poids poteau (kg)
cote supérieur de la tour	469,55	20,10	914 894,19	
cote sup de l'entretoise 1	466,70	17,25	1 456 190,40	3 491,25
cote sup de l'entretoise 2	463,25	13,80	2 111 443,72	3 491,25
cote sup de l'entretoise 3	459,80	10,35	2 766 697,04	3 491,25
cote sup de l'entretoise 4	456,35	6,90	3 421 950,36	3 491,25
cote sup de l'entretoise 5	452,90	3,45	4 077 203,68	3 491,25
cote inférieure de la tour	449,45	-	4 732 456,99	3 491,25

Donc le moment renversant qui s'exerce sur l'ouvrage a comme valeur : $M_r=4732456.99 \text{ N.m}$

- Moment stabilisant

Celui-ci est obtenu par la relation (2.17)

N : poids totale de réservoir vide, $N=23\,305\,077 \text{ N}$

R_r : rayon de radier, $R_r=10.5 \text{ m}$

Pour avoir à la fin un moment stabilisant : $M_s=244\,703\,308.5 \text{ N.m}$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{244\,703\,308.5}{4732456.99} = 51.707 \gg 2$$

Donc la stabilité au renversement est assurée.

b-Stabilité vis-à-vis de glissement :

Pour vérifier la stabilité au glissement, la condition suivante doit être vérifiée :

$$\frac{N}{F_{fr}} = \frac{23\,305\,077}{189928.50} = 122.7 \gg 2.5$$

Donc les résultats de calcul montrent bien que le réservoir est assuré par rapport au glissement.

c-Stabilité vis-à-vis de détachement tourbillonnaire

c1- Détermination de la vitesse :

Celle-ci est obtenue par la relation (2.18)

$$\text{À la hauteur } z = \frac{5h}{6} = 25\text{m}$$

- $C_r(z)=1.185$

- $C_t(z)=1$

- $V_{\text{réf}}=28 \text{ m/s}$

Ce qui nous donne : $V_{m,L} = 33.17 \text{ m/s}$

C2- Détermination de la vitesse critique :

Celle-ci est obtenue par la relation (2.19)

$St=0.2$ (tableau 7)

$$n_1 = 9.8 \text{ Hz}$$

$$V_{\text{crit}}=617.4 \text{ m/s}$$

Les calculs ainsi effectués montrent que $V_{\text{crit}} \gg 1.25 \times V_{\text{moy}}=41.16 \text{ m/s}$; donc l'action due au détachement tourbillonnaire peut être négligée dans les calculs

2.8.5 Etude de support :

a. Calcul des sollicitations : le calcul des sollicitations son obtenue par les relations (2.21), (2.22), (2.23).les résultats sont présentes dans le tableau (2.11)

Tableau 2.11: valeur des trois sollicitations (poids de la structure, le vent, poids de l'eau)

h [m]	poids poteau (kg)	poids entretoise (kg)	p'(kg)	p''(kg)	P'''(kg)
20,10			31 488,11	3 314,83	63 120,23
17,25	3 491,25	1 437,75	36 417,11	5 276,05	63 120,23
13,80	3 491,25	1 437,75	41 346,11	7 650,16	63 120,23
10,35	3 491,25	1 437,75	46 275,11	10 024,26	63 120,23
6,90	3 491,25	1 437,75	51 204,11	12 398,37	63 120,23
3,45	3 491,25	1 437,75	56 133,11	14 772,48	63 120,23
-	3 491,25	1 437,75	61 062,11	17 146,58	63 120,23

2.8.6. Calcul des poteaux

Dans notre cas on néglige l'état limites ultimes (ELU) sous combinaisons accidentelles **C4**

Tableau 2.12 : calcul des contraintes sous combinaisons fondamentales C1

	C1=1,35G+1,5Q+W'			
	poteau max comprimé(kg)	poteau min comprimé(kg)	contrainte max (Mpa)	contrainte min (Mpa)
cote superieur de la tour	141 167,11	133 211,50	2,88	2,72
cote sup de l'entretoise 1	150 174,72	137 512,19	3,06	2,81
cote sup de l'entretoise 2	159 677,80	141 317,42	3,26	2,88
cote sup de l'entretoise 3	169 180,87	145 122,64	3,45	2,96
cote sup de l'entretoise 4	178 683,95	148 927,86	3,65	3,04
cote sup de l'entretoise 5	188 187,03	152 733,08	3,84	3,12
cote inférieure de la tour	197 690,11	156 538,31	4,03	3,19

Tableau 2.13 : calcul des contraintes sous combinaisons fondamentales C2

	C2=1,35G+1,3Q+1,5W'			
	poteau max comprimé(kg)	poteau min comprimé(kg)	contrainte max (Mpa)	contrainte min (Mpa)
cote superieur de la tour	130 531,96	118 598,56	2,66	2,42
cote sup de l'entretoise 1	140 716,30	121 722,51	2,87	2,48
cote sup de l'entretoise 2	151 643,84	124 103,27	3,09	2,53
cote sup de l'entretoise 3	162 571,38	126 484,03	3,32	2,58
cote sup de l'entretoise 4	173 498,93	128 864,79	3,54	2,63
cote sup de l'entretoise 5	184 426,47	131 245,55	3,76	2,68
cote inférieure de la tour	195 354,01	133 626,31	3,99	2,73

Tableau 2.14 : calcul des contraintes sous combinaisons fondamentales C3

	C3=G+1,5W'			
	poteau max comprimé(kg)	poteau min comprimé(kg)	contrainte max (Mpa)	contrainte min (Mpa)
cote superieur de la tour	37 454,82	25 521,41	0,76	0,52
cote sup de l'entretoise 1	45 914,01	26 920,22	0,94	0,55
cote sup de l'entretoise 2	55 116,40	27 575,83	1,12	0,56
cote sup de l'entretoise 3	64 318,79	28 231,44	1,31	0,58
cote sup de l'entretoise 4	73 521,18	28 887,05	1,50	0,59
cote sup de l'entretoise 5	82 723,57	29 542,66	1,69	0,60
cote inférieure de la tour	91 925,96	30 198,26	1,88	0,62

Tableau 2.15 : calcul des contraintes sous combinaisons fondamentales C5 ELS

	C5=G+Q	
	poteau max comprimé(kg)	contrainte max (Mpa)
cote superieur de la tour	94 608,35	1,93
cote sup de l'entretoise 1	99 537,35	2,03
cote sup de l'entretoise 2	104 466,35	2,13
cote sup de l'entretoise 3	109 395,35	2,23
cote sup de l'entretoise 4	114 324,35	2,33
cote sup de l'entretoise 5	119 253,35	2,43
cote inférieure de la tour	124 182,35	2,53

Tableau 2.16 : calcul des contraintes sous combinaisons fondamentales C6 ELS

	C6=G+Q+W			
	poteau max comprimé(kg)	poteau min comprimé(kg)	contrainte max (Mpa)	contrainte min (Mpa)
cote superieur de la tour	97 923,18	91 293,51	2,00	1,86
cote sup de l'entretoise 1	104 813,40	94 261,30	2,14	1,92
cote sup de l'entretoise 2	112 116,51	96 816,19	2,29	1,98
cote sup de l'entretoise 3	119 419,61	99 371,08	2,44	2,03
cote sup de l'entretoise 4	126 722,72	101 925,98	2,59	2,08
cote sup de l'entretoise 5	134 025,83	104 480,87	2,74	2,13
cote inférieure de la tour	141 328,93	107 035,77	2,88	2,18

On remarque que les efforts les plus élevés agissants sur le support s'exercent au niveau de la cote inférieure du support.

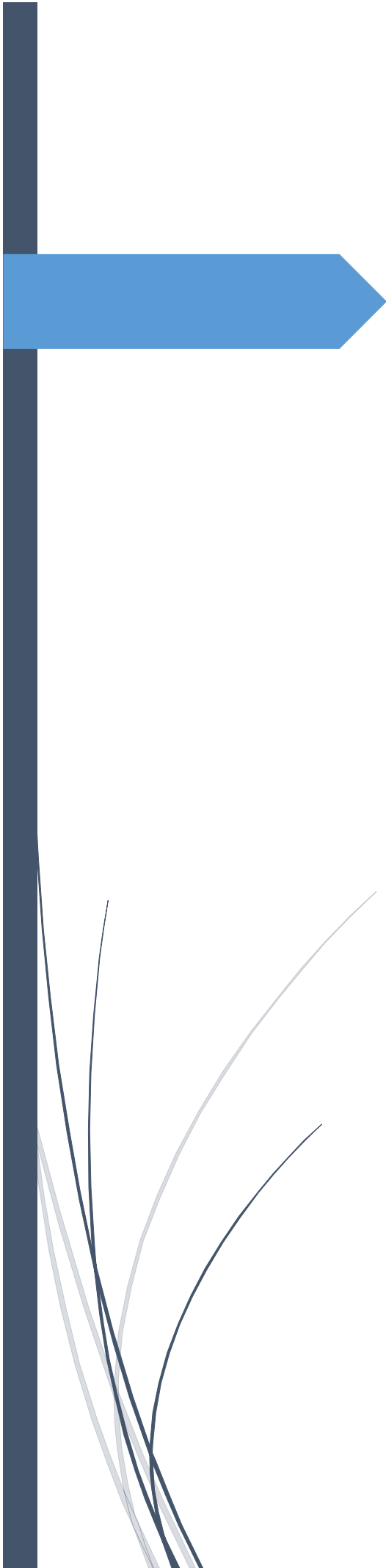
Parmi toutes ces combinaisons, la combinaison C1 (tableau 2.12) est la plus défavorable pour l'étude de la résistance du béton à l'effort de compression car elle donne la valeur la plus élevée de la contrainte max .Tandis que pour l'étude de la résistance du béton à l'effort de traction, la combinaison C6 (tableau 2.12) est la plus défavorable car elle donne la valeur la plus faible pour les contrainte min.

Conclusion

En utilisant le RNV 99 et le fascicule 74, nous avons pu développer un programme sur Excel pour calculer les différentes contraintes engendrées par l'action du vent sur un réservoir surélevé.

Nous avons observé que parmi ces contraintes, les plus élevées sont exercées au niveau de la cote inférieure du support, et elles sont calculées par la combinaison C1 pour l'effort de compression et C6 pour l'effort de traction.

A travers ce chapitre, nous avons pu constater la difficulté de déterminer le coefficient de pression $C_{p,0}$ qui est lié à un angle de rotation α mal défini par le règlement et que nous avons pris égale à 1, ce qui correspond à un angle de rotation nul. Ainsi que le non prise en considération des réservoirs surélevés dans l'identification du coefficient dynamique C_d dans le RNV99, ce qui nous a amené au choix du C_d pour le cas d'une cheminée, qui représente le cas le plus adéquat avec notre structure.



Chapitre 3 : Calcul fiabiliste au vent d'un réservoir surélevé

Introduction

Après que l'étude déterministe qui a été faite a montré la stabilité de la structure vis-à-vis des différents modes de ruines étudiés, l'analyse fiabiliste nous fournira plus d'informations sur la probabilité de défaillance de l'ouvrage vu qu'elle prend en considération le caractère aléatoire de certaines variables.

Pour cela on a mené dans ce chapitre une étude fiabiliste d'un réservoir surélevé de $750m^3$ implanté à la ville de Menea (Ghardaïa) sous l'action du vent en se basant sur la méthode de Monté Carlo. premièrement on a mis un modelé de calcul déterministe puis on a défini les deux fonctions d'états limites à étudier (l'état limite à la compression et l'état limite à la traction) et on a réalisé une étude statistique des deux paramètres variables (la résistance du béton a 28 jours f_{c28} et la vitesse du vent v) afin de fixer les lois de probabilités qui s'ajuste le mieux avec eux .pour déterminer à la fin des résultats pour la probabilité de défaillance de cette structure aux états limites étudiés et pour les différents site topographiques envisageables. Tout sera mené sur un classeur Excel à l'aide d'un programme en Visual Basic.

3.1. Contexte probabiliste

Pour déterminer le risque de défaillance de notre structure sous l'action du vent, il convient de définir les différentes fonctions d'état limite $G(\{X\})$ qui définissent son comportement. Ces fonctions, délimitent le domaine de bon fonctionnement ainsi que celui de la défaillance de l'ouvrage. et dans notre cas les modes de ruines possibles et qui ont été vérifiés auparavant dans l'étude déterministe sont les suivants :

- Le renversement
- Le glissement
- Le détachement tourbillon.
- Etat limite de compression
- Etat limite de traction

En remarquant dans notre étude déterministe les marges de sécurité rassurantes pour la stabilité de notre structure vis-à-vis des de renversement, de glissement et de détachement tourbillon, notre cas d'étude se portera sur deux modes de ruine qui seront : l'état limite à compression et

l'état limite à la traction, ces deux modes seront traduit par deux fonctions d'états limites pour déterminer une probabilité de défaillance P_f pour chacun d'eux.

La probabilité de défaillance P_f sera la probabilité de l'occurrence de l'évènement $G_i(\{X\}) < 0$ indiqué dans la relation suivante :

$$P_{f_i} = Prob(G_i(\{X\}) < 0) \quad (3.1)$$

3.2. Fonction d'états limites

Dans une méthode fiabiliste on associe à chaque mode de défaillance une fonction d'état limite $G_i(\{X\})$ qui définit le comportement de la structure.

Dans la méthode de Monte Carlo La fonction d'état limite $G_i(\{x\})$ peut s'exprimer d'une façon générale comme suit :

$$G_i(\{x\}) = R_i(\{x\}) - S_i(\{x\}) \quad (3.2)$$

Avec :

$\{x\}$: vecteur aléatoire de la variable.

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

$S_i(\cdot)$: sollicitation agissante.

$G_i(\cdot)$: fonction d'état limite telle que :

$G_i(\{x\}) = 0$ correspond à l'état limite.

$G_i(\{x\}) > 0$ correspond au domaine de sécurité.

$G_i(\{x\}) < 0$ correspond au domaine de ruine.

Nous présenterons dans ce qui suit les deux fonctions d'état limites à analyser dans notre cas d'étude

3.2.1. Etat limite de la contrainte de compression dans le béton

La fonction d'état limite correspondant au mode de ruine pour la défaillance par perte de résistance à la compression d'une section en béton armé est donnée par la relation suivante :

$$G_1(\{x\}) = \sigma_{bc} - \sigma_{max} \quad (3.3)$$

Avec :

σ_{bc} : La contrainte de la compression admissible de béton (MPa).

σ_{max} : La contrainte maximale exercée sur la section du poteau (MPa).

La contrainte de compression du béton admissible σ_{bc} est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \quad [\text{MPa}] \quad (3.4)$$

3.2.2. Etat limite de traction

La fonction d'état limite correspondant au mode de ruine pour la résistance à la traction d'une section en béton armé est donnée par la formule suivante :

$$G_2(x) = \sigma_{bt} - \sigma_{min} \quad (3.5)$$

Avec :

σ_{bt} : La contrainte de la traction admissible du béton armé (MPa).

σ_{max} : La contrainte minimale exercée sur la section du poteau (MPa).

La contrainte de traction du béton admissible σ_{bt} est prise :

$$\sigma_{bt} = 0 \quad [\text{MPa}] \quad (3.6)$$

3.3. Identification des variables aléatoires

Dans notre cas, l'enjeu est de préciser les paramètres incertains pouvant jouer un rôle significatif sur la stabilité de réservoir, appelés « variables aléatoires », et de quantifier leur variabilité.

Nous nous intéressons dans notre étude à deux variables :

- La vitesse du vent v (m/s) : agissant sur la structure.
- La résistance du béton à 28 jours f_{c28} (MPa) : désigne la résistance de la structure aux sollicitations.

Les paramètres qui interviennent dans le calcul de la stabilité d'un réservoir surélevé sous l'effet du vent sont représentés dans le tableau 3.1

Tableau 3.1 : Identification des variables intervenant dans le calcul de la stabilité

Variable	Unité	Observation
Poids de la cuve vide $P_{c.vide}$	kg	Déterministe
Poids de l'eau P_{eau}	kg	Déterministe
Hauteur de réservoir H	m	Déterministe
Diamètre de la cuve D	m	Déterministe
Vitesse du vent V_{ref}	m/s	Aléatoire
Résistance du béton f_{c28}	MPa	Aléatoire

3.4. Génération des variables aléatoires

Afin de générer des variables aléatoires selon des lois de probabilité qui les ajustent au mieux, nous avons mené une étude statistique pour chacune des variables.

3.4.1. La résistance à la compression du béton a 28 jours f_{c28}

3.4.1.1. La collecte des données

Dans le but d'avoir des valeurs de résistance du béton a 28 jours qui reflètent au mieux la variable aléatoire qui fait l'objet de notre étude; on a récupéré plusieurs échantillons chez l'entreprise ECE Makoudi.

- **ECE Makoudi** : c'est une entreprise de catégorie 8 spécialisée dans la réalisation des ouvrages hydrauliques (les réservoirs) qui a son siège à Oued Aissi (Tizi ousou).

L'entreprise nous a confié plusieurs séries d'échantillons (121 valeurs) décaissement d'éprouvettes à 28 jours sur plusieurs chantiers de réalisation des réservoirs à travers le territoire nationale, dont les valeurs sont données en annexe 1.

3.4.1.2. Le test de khi 2

Ce test est utilisé lorsqu'on cherche à comparer une distribution observée d'une variable aléatoire à une distribution théorique connue (normale, log-normal, Gumbel, ...)

Pour la réalisation du test de khi2 sur le logiciel Microsoft Excel sur notre série d'échantillons, nous avons utilisé l'option complémentaire « utilitaire d'analyse ».

a. Analyse statistique de l'échantillon de données :

Cette étape a comme objectif de déterminer les valeurs des différents paramètres statistiques qui décrivent notre échantillon. Elle sera réalisée avec l'option « statistiques descriptives » à partir de « utilitaire d'analyse » comme le montre la figure suivante :

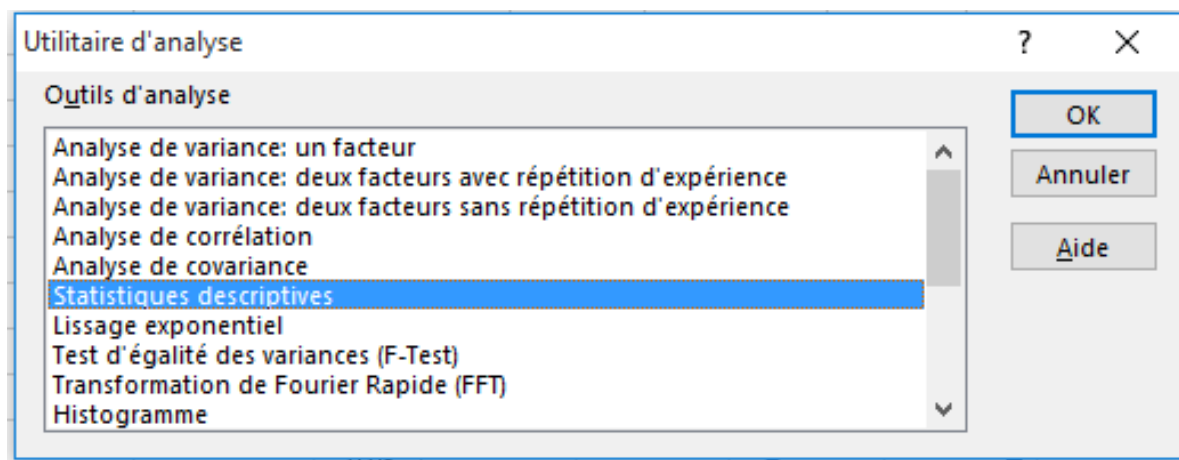


Figure 3.1 : déterminer les paramètres statistiques d'un échantillon sur Microsoft Excel

Nous présenterons dans le tableau 3.1 les résultats obtenus :

Tableau 3.2 : analyse statistique de l'échantillon de f_{c28}

paramètres	unités	valeurs
Moyenne	MPa	22,82
Médiane	MPa	22,60
Mode	MPa	22,00
Écart-type	MPa	2,67
coefficient de variation	-	0,12
Plage	MPa	16,02
Minimum	MPa	14,57
Maximum	MPa	30,59
Nombre de valeurs	-	121

Ces paramètres seront utilisés ensuite pour générer des échantillons théoriques.

b. Génération des échantillons théoriques :

Dans cette étape on procèdera à la génération des échantillons théoriques de mêmes tailles que l'échantillon initial, et cela s'effectuera en utilisant les paramètres statistiques déterminés précédemment pour générer à l'aide de trois lois de probabilités différentes (normale, log-normale et Gumbel) 121 valeurs pour chaque loi.

Pour ce faire, nous avons procédé comme suit :

i. Détermination des paramètres de chaque loi de probabilité

1. Loi normale

La loi normale est définie par son espérance, son écart-type et son coefficient de variation qui sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 3.3 : paramètres de la loi normale

Paramètres	Valeurs
L'espérance $E(x)$	22,82
L'écart-type $\sigma(x)$	2,67
Le coefficient de variation C_v	0,12

2. Loi log-normale

La loi log-normal est définie en tant qu'une variable aléatoire continue dont le logarithme népérien suit une distribution suivant la loi normale. Elle a comme caractéristiques : l'espérance et l'écart type de $\ln(x)$

Tableau 3.4 : paramètres de la loi log-normale

Paramètres	Valeurs
L'espérance $E(\ln(x))$	3,12
L'écart-type $\sigma(\ln(x))$	0,12

3. Loi Gumbel

La méthode des moments qui est utilisée pour générer les valeurs de la loi de Gumbel a comme valeurs caractéristique, les paramètres α et β et la constante d'Euler γ qui sont définis comme suit :

$$\beta = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \sigma \quad (3.7)$$

$$\sigma = \mu \beta - \gamma \quad (3.8)$$

Avec :

σ : écart-type des valeurs composant l'échantillon.

μ : moyenne de l'échantillon

Les valeurs de ces paramètres sont données dans le tableau 3.3

Tableau 3.5 : paramètres de la loi Gumbel

Paramètres	Valeurs
Paramètre α	21,06
Paramètre β	2,08
Constante d'Euler γ	0,5772

ii. Génération des valeurs théoriques

Pour générer les valeurs théoriques pour chaque loi de probabilité qui seront utilisées dans le test de khi 2 ; on procédera sur Microsoft Excel en suivant les étapes ci-dessus :

- Commande sur Excel → données → Utilitaire d'analyse → génération de nombres aléatoires (figure 3.2)

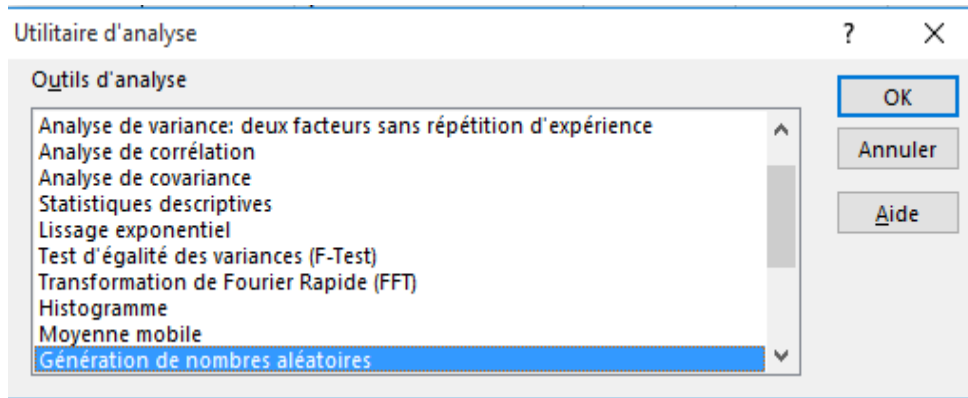


Figure 3.2 : étape 1 pour générer des nombres aléatoires sur Excel

- Dans cette étape on choisira le type de la distribution et le nombre de valeurs à générer (121 valeurs) et on introduit pour chaque loi ses paramètres déterminés précédemment ; comme le montre la figure 3.3

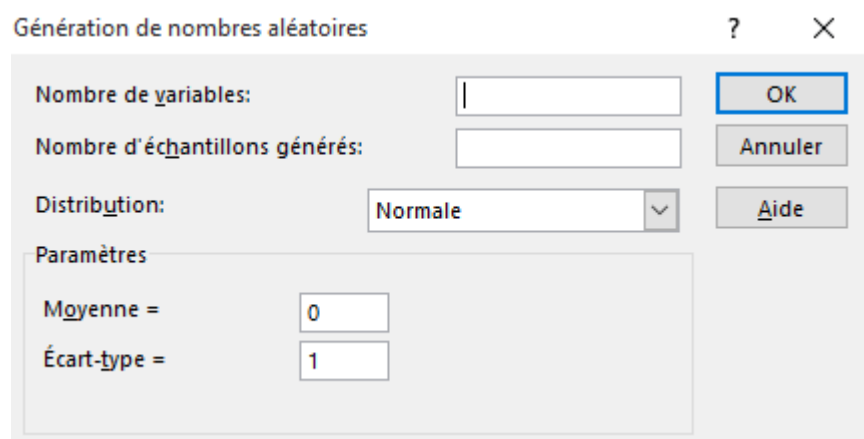


Figure 3.3 : étape 2 pour générer des nombres aléatoires sur Excel

À la fin de ces deux étapes on aura généré, trois échantillons théoriques avec trois lois de probabilités différentes (normal, log-normal et Gumbel) de 121 valeurs pour chacune d'elles (voir annexes).

Tableau 3.6 : extrait des valeurs théoriques générées

<i>Loi normale</i>	<i>Loi log-normale</i>	<i>Loi Gumbel</i>
22,61	24,35	23,40
24,97	22,24	18,83
23,30	22,73	22,68
20,53	20,42	20,68
21,40	23,17	24,08
26,60	21,56	21,66
20,44	20,81	30,79
24,32	23,52	21,94
22,71	25,66	30,79
24,18	22,39	19,18
21,23	24,19	20,84
16,24	22,07	21,33
22,87	22,85	23,72
19,17	21,05	21,66
19,98	19,58	21,33
29,05	28,47	24,48
24,10	19,25	21,23
22,99	22,18	28,48
26,03	22,38	26,28
24,23	22,48	26,66

c. Répartition des échantillons en classes

Après l'obtention des échantillons théoriques, les échantillons seront répartis dans des classes égales, comme suit (tableau 3.5) :

Tableau 3.7 : répartition des échantillons théoriques générés et l'échantillon réel dans des classes

<i>classes (MPa)</i>	<i>16-19</i>	<i>19-22</i>	<i>22-25</i>	<i>25-28</i>	<i>28-31</i>
<i>échantillon réel</i>	5	42	48	20	5
<i>Loi normale</i>	12	38	48	18	5
<i>Loi Gumbel</i>	5	51	40	17	8
<i>Loi log-normale</i>	7	45	48	17	4

Le choix et le nombre de classes est arbitraire. Cependant pour que les résultats du test soient bons, il est nécessaire que les effectifs théoriques dans chacune des classes soit au moins au nombre de 5.

d. Calcul de la valeur de khi 2

La méthode consiste à comparer l'histogramme des effectifs de l'échantillon réel et la distribution de la loi de probabilité servant de modèle théorique. Pour cela, après avoir découpé l'intervalle d'observation en k classes, on construit un indice χ^2 mesurant l'écart constaté entre les effectifs réels et les effectifs théoriques

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^N \frac{(n_{obs} - n_{th})^2}{n_{th}} \quad (3.10)$$

Où : n_{obs} : effectif observé dans la classe i

n_{th} : effectif théorique dans la classe i

Les résultats de ce calcul sont montrés dans le tableau (3.6) suivant :

Tableau 3.8 : valeurs de khi2 pour chaque loi de distribution

Lois de probabilités	χ^2
Loi normale	4,73
Loi log-normale	1,55
Loi Gumbel	4,84

e. Détermination de khi 2 critique

Chaque valeur de khi 2 calculée sera comparée à une valeur critique $\chi^2(\alpha, \nu)$. Dont α désigne le seuil de signification (ou la p-value) tandis que ν désigne le nombre de degré de liberté évalué en utilisant la relation

$$\nu = k - 1 \quad (3.11)$$

Où : k : le nombre de classes, pour notre cas : k=5

Ce qui nous donne un nombre de degré de liberté : $\nu=4$

Et pour la détermination de khi 2 critique il est nécessaire de fixer un seuil de signification dont la valeur de 5% est souvent choisie par défaut

Le khi 2 critique sera déterminé à l'aide de la table de khi 2 donnée en annexe 3

Pour notre cas la valeur critique de khi 2 : $\chi^2(\alpha, \nu) = 9,4877$

f. Résultats du test

Les résultats du test d'ajustement donnés dans le tableau 3.7, montrent que les trois lois étudiées peuvent être adaptées pour modéliser la distribution de la résistance du béton à la compression à 28 jours

Tableau3.9 : résultats de test de khi 2 pour la résistance à la compression du béton

loi de distribution	χ^2	$\chi^2(\alpha, \nu)$	observations
Loi normale	4,73	9,49	accepté
Loi log-normale	1,55		accepté
Loi Gumbel	4,84		accepté

Pour générer notre variable aléatoire on utilisera la loi normale qui est la plus utilisée et la plus simple à générer.

3.4.1.3. Génération de la variable aléatoire f_{c28}

La génération de la variable aléatoire de la résistance du béton a la compression f_{c28} sera faite avec la loi de distribution normale dont les paramètres sont déterminés auparavant dans le tableau 3.2 et pour un nombre de d'échantillons égale à 30000 valeurs (voir figure) appelé aussi « Nombre de tirages » dans la méthode de Monte Carlo

La méthode à suivre est la même que celle menée pour la génération des valeurs théoriques et elle est bien illustrée dans les figures 3.2 et 3.3

Un extrait de ces 30000 valeurs est montré dans le tableau 3.8

Tableau 3.10 : extrait des valeurs générées de f_{c28}

valeurs de f_{c28} (MPa)						
29,55	31,95	21,97	31,26	29,85	21,67	29,74
15,88	22,21	20,64	31,00	17,76	25,88	24,88
17,41	27,34	30,31	20,88	22,11	22,27	24,31
16,61	21,99	22,42	26,84	24,08	18,77	26,64
18,69	26,93	11,06	24,64	12,55	21,48	20,88
26,21	29,47	33,24	34,56	30,66	18,62	32,79
18,72	27,53	25,30	24,49	22,33	12,41	14,44
23,67	21,07	23,55	25,38	18,23	33,04	22,56
26,64	21,28	21,31	30,03	35,42	29,60	30,67
28,26	31,38	18,86	37,16	19,58	26,49	27,35
25,79	22,69	15,30	20,97	38,45	28,26	16,25
32,67	30,17	12,19	13,86	39,97	24,30	29,05
29,85	21,67	29,74	25,87	24,94	36,00	38,01

Et le graphe de la fonction de densité de probabilité de la loi normale qui est adaptée pour la distribution de la variable aléatoire f_{c28} et montré sur la figure 3.4 :

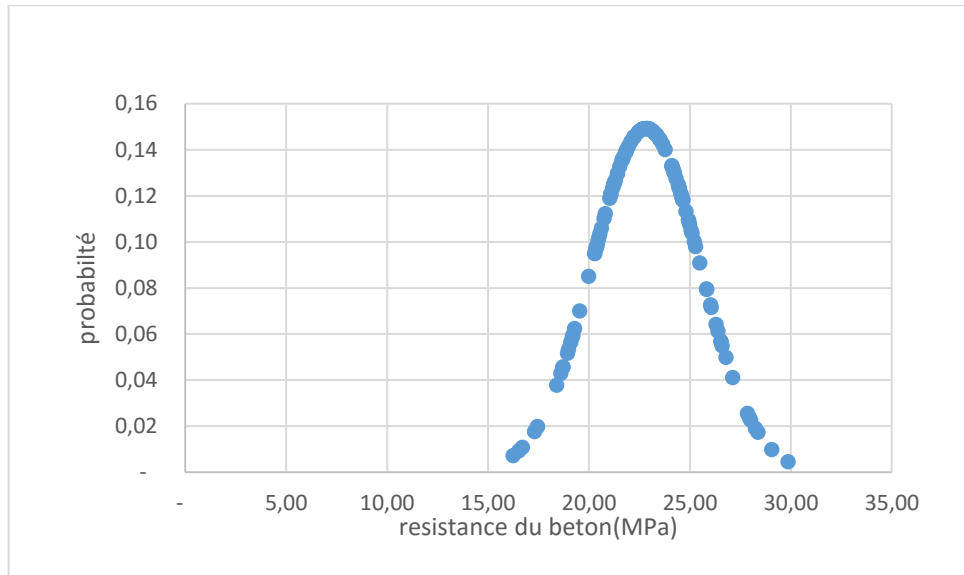


Figure 3.4 : graphe de la densité de probabilité de f_{c28}

3.4.2. La vitesse du vent v

3.4.2.1. Collecte des données

Afin d'avoir des valeurs décrivant au mieux le caractère aléatoire de la vitesse du vent en Algérie, on s'est rapproché du bureau d'études AGC « African Geosysteme Company » qui nous a fourni ces données.

- **Africain Geosysteme Company** : c'est un bureau d'étude des travaux du génie civil spécialisé dans les ouvrages hydrauliques qui a son siège à Bir Mourad Raïs (Alger). Les données récupérées représentent 180 valeurs des vitesses du vent prélevées à la station météorologique du Djelfa, observées entre 1972 et 1986, ses données sont fournies en annexe2.

3.4.2.2. Le test de khi 2

Comme pour le cas de la variable aléatoire f_{c28} un test statistique khi 2 a été effectué pour la détermination de la loi de probabilité qui s'ajuste au mieux avec la variable aléatoire « la vitesse du vent V »

Pour la réalisation du test de khi2 sur le logiciel Microsoft Excel sur notre série d'échantillons, nous avons utilisé l'option complémentaire « utilitaire d'analyse ».

a. Analyse statistique de l'échantillon de données :

Cette étape a comme objectif de déterminer les valeurs des différents paramètres statistiques qui décrivent notre échantillon. Elle sera réalisée avec l'option « statistiques descriptives » à partir de « utilitaire d'analyse » comme le montre la figure 3.1.

Les résultats de l'analyse statistique de notre échantillon sont donnés dans le tableau 3.9 :

Tableau 3.11: Analyse statistique de l'échantillon de la vitesse du vent

paramètres	unités	valeurs
Moyenne	m/s	30.49
Médiane	m/s	30,00
Mode	m/s	30,00
Écart-type	m/s	8,14
coefficient de variation	-	0,27
Plage	m/s	43,00
Minimum	m/s	13,00
Maximum	m/s	56,00
Nombre de valeurs	-	180

Ces paramètres seront utilisés ensuite pour générer des échantillons théoriques.

b. Génération des échantillons théoriques

Dans cette étape on procèdera à la génération des échantillons théoriques de mêmes tailles que l'échantillon initial, et cela s'effectuera en utilisant les paramètres statistiques déterminés précédemment pour générer à l'aide de trois lois de probabilités différentes (normal, log-normale et Gumbel) 180 valeurs pour chaque loi.

Pour ce faire, nous avons procédé de la façon suivante

i. Détermination des paramètres de chaque loi de probabilité**1. Loi normale**

Les paramètres de la loi normale sont déterminés à partir de l'échantillon directement

Tableau 3.12 : paramètres de la loi normale

Paramètres	Valeurs
L'espérance $E(x)$	30,49
L'écart-type $\sigma(x)$	8,14
Le coefficient de variation C_v	0,27

2. Loi log-normale

La loi log-normale est définie par les paramètres suivant :

Tableau 3.13 : paramètres de la loi log-normale

Paramètres	Valeurs
L'espérance $E(\ln(x))$	3,38
L'écart-type $\sigma(\ln(x))$	0,26

3. Loi Gumbel

La méthode des moments qui est utilisé pour générer les valeurs de la loi de Gumbel a comme valeurs caractéristique les paramètres α et β et la constante d'Euler γ , ils ont comme valeurs :

Tableau 3.14 : paramètres de la Gumbel

Paramètres	Valeurs
Paramètre α	26,96
Paramètre β	6,34
Constante d'Euler γ	0,5772

ii. Génération des valeurs théoriques

Pour générer les valeurs théoriques pour chaque loi de probabilité qui seront utilisées dans le test de khi 2 ; on procédera sur Microsoft Excel en suivant la même procédure que pour fc_{28} (figures 3.2et 3.4)

A la fin de cette étape on aura générés trois échantillons théoriques avec trois lois de probabilités différentes (normal, log-normal et Gumbel) de 180 valeurs pour chacune d'elles (voir annexes).

Tableau 3.15 : extrait des valeurs théoriques générées

<i>Loi normale</i>	<i>Loi log-normale</i>	<i>Loi Gumbel</i>
37,64	26,98	30,60
35,85	28,57	36,98
31,02	21,99	24,73
32,30	27,83	26,31
23,82	35,38	37,42
27,87	24,26	40,36
51,81	31,59	22,58
34,55	34,17	27,95
32,98	26,61	38,61
23,19	19,37	43,65
35,70	21,40	27,08
41,53	40,88	24,63

c. Répartition des échantillons en classes

Les échantillons seront répartis dans des classes égales comme suit (tableau 3.14) :

Tableau 3.16 : répartition des échantillons théoriques générés et l'échantillon réel dans des classes

<i>Classes (m/s)</i>	<i>12-22</i>	<i>22-32</i>	<i>32-42</i>	<i>42-52</i>
<i>Echantillon réel</i>	<i>21</i>	<i>86</i>	<i>59</i>	<i>12</i>
<i>Loi normale</i>	<i>17</i>	<i>76</i>	<i>75</i>	<i>12</i>
<i>Loi log-normal</i>	<i>27</i>	<i>94</i>	<i>48</i>	<i>8</i>
<i>Loi Gumbel</i>	<i>17</i>	<i>101</i>	<i>52</i>	<i>5</i>

d. Calcul de la valeur de khi 2

La méthode consiste à comparer l'histogramme des effectifs de l'échantillon réel et la distribution de la loi de probabilité servant de modèle théorique; la valeur de l'indice khi2 est donnée par la formule (3.10).

Les valeurs de ce calcul sont montrées dans le tableau (3.6) suivant :

Tableau 3.17 : valeurs de khi2 pour chaque loi de distribution

Lois de probabilités	χ^2
Normal	5,67
Log-normal	6,54
Gumbel	13,91

e. Détermination de khi 2 critique

Chaque valeur de khi 2 calculée sera comparée à une valeur critique $\chi^2(\alpha, \nu)$. Dont α désigne le seuil de signification(ou la p-value) tandis que ν désigne le nombre de degré de liberté évalué en utilisant la relation (3.11)

Pour notre cas : le nombre de classes $k=4$

Ce qui nous donne un nombre de degré de liberté $\nu=3$

Et pour la détermination de khi 2 critique il est nécessaire de fixer un seuil de signification dont la valeur de 5% est souvent choisie par défaut

Le khi 2 critique sera déterminé à l'aide de la table de khi 2 donnée en annexe 3

Pour notre cas la valeur critique de khi 2 : $\chi^2(\alpha, \nu)=7,8147$

f. Résultats du test

Les résultats du test d'ajustement donnés dans le tableau 3.16 montrent que la loi normale et la log-normale peuvent être adaptées pour modéliser la distribution de la vitesse du vent.

Tableau 3.18 : résultats de test de khi 2 pour la résistance à la compression du béton

loi de distribution	χ^2	$\chi^2(\alpha, v)$	observations
normal	5,67	7,81	accepté
log-normal	6,54		accepté
Gumbel	13,91		rejetée

Pour générer notre variable aléatoire on utilisera la loi normale qui est la plus utilisée et la plus simple à générer

3.4.1.3. Génération de la variable aléatoire de la vitesse du vent

La génération de la variable aléatoire de la vitesse du vent sera faite avec la loi de distribution normale dont les paramètres sont :

-la vitesse moyenne : à partir de RNV99, pour chaque zone du vent, une vitesse moyenne référentielle est tirée à partir de tableau 2.1

-le coefficient de variation est calculé déjà dans le tableau 3.10

Et pour un nombre de d'échantillons égale à 30000 valeurs (voir figure 3.9) considérées comme « Nombre de tirages » dans la méthode de Monte Carlo, la procédure à suivre est la même que celle menée pour la génération des valeurs théoriques et elle est bien illustrée dans les figures 3.2 et 3.3

Un extrait de ces 30000 valeurs est montré dans le tableau 3.17

Tableau 3.19 : extrait des valeurs générées de la vitesse du vent pour la zone II

vitesse du vent (m/s)				
21,53	32,98	34,56	32,19	33,57
15,07	27,32	20,64	24,39	23,54
20,61	25,99	28,82	21,21	18,01
6,79	15,52	30,86	39,67	31,92
34,35	22,16	25,97	39,89	19,25
20,83	26,67	16,36	27,93	25,55
16,64	34,01	30,64	26,80	34,35
11,93	32,68	35,58	27,65	23,96
36,68	23,64	35,85	23,99	41,39
32,96	30,65	17,16	36,40	28,39
27,40	31,29	33,91	47,43	30,88
32,88	27,60	32,01	36,69	36,45

Le graphe de la fonction de densité de probabilité de la loi normal adaptée pour la distribution de la variable aléatoire de la vitesse du vent, est montré ci-dessous (figure 3.7) :

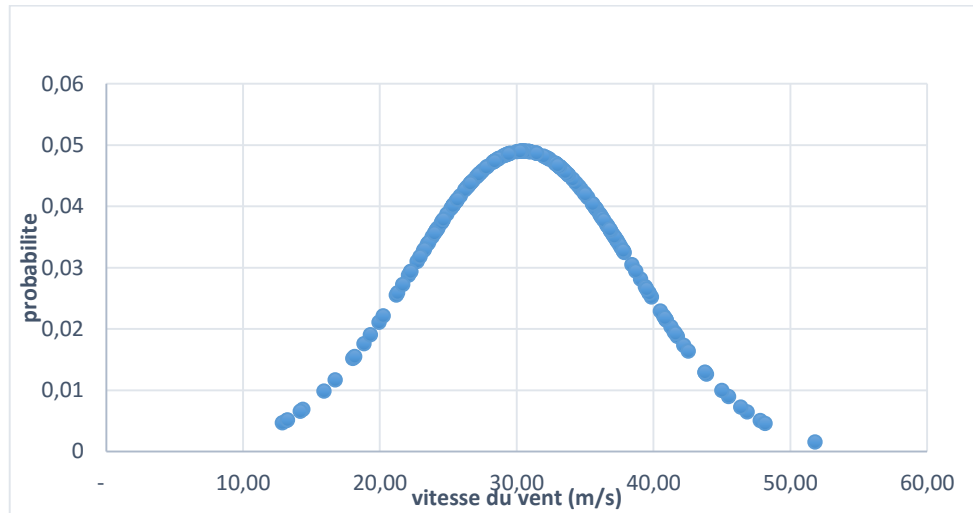


Figure 3.5. : Courbe de densité de la loi normale pour la vitesse du vent

3.5. Mise en place d'un algorithme du calcul

A l'aide de langage de programmation Visual Basic (VB) ; une macro est affectée sur le logiciel Microsoft Excel pour calculer la probabilité de défaillance.

Le programme est montré sur la figure 3.8

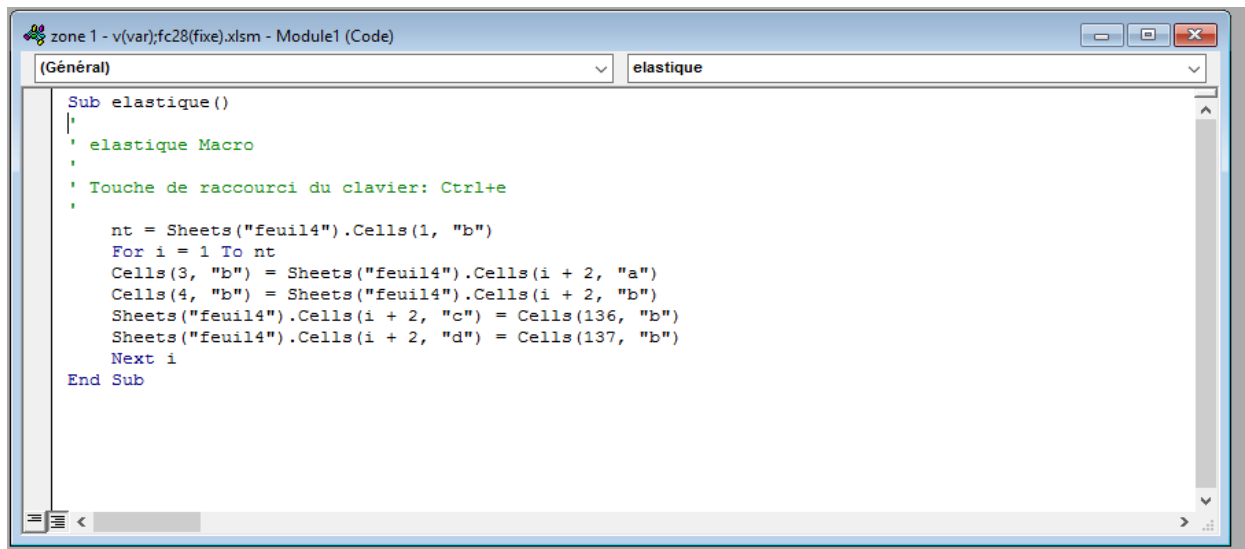


Figure 3.6. : Algorithme du calcul de la probabilité de défaillance en Visual Basic

3.6. Mesure de la probabilité de défaillance

La probabilité de défaillance P_f est définie comme étant la probabilité d'avoir une valeur négative d'une réalisation de la fonction d'état $G_i(\{x\})$.

La fonction I_{D_i} est une fonction d'indicateur identifiant le domaine de défaillance, tel que :

$$I_{Di} = \begin{cases} 1 & \text{si } G_i(\{x\}) \leq 0 \\ 0 & \text{si } G_i(\{x\}) > 0 \end{cases} \quad (3.12)$$

Et d'après la méthode de Monte Carlo, la probabilité de défaillance est :

$$P_{fi} = \frac{\sum_{i=1}^{N_t} I_{Di}}{N_t} \quad (3.13)$$

Avec :

N_t : le nombre total de tirages

3.7.1. La probabilité de défaillance à l'état limite de la contrainte de la compression dans le béton

Pour l'état limite à la contrainte de la compression dans le béton, le calcul de la probabilité de défaillance s'effectuera suivant l'organigramme (figure 3.8)

3.7.2. La probabilité de défaillance à l'état limite de la contrainte de la traction dans le béton

Le calcul de la probabilité de défaillance pour l'état limite à la contrainte de la traction dans le béton s'effectuera suivant l'organigramme (figure 3.9)

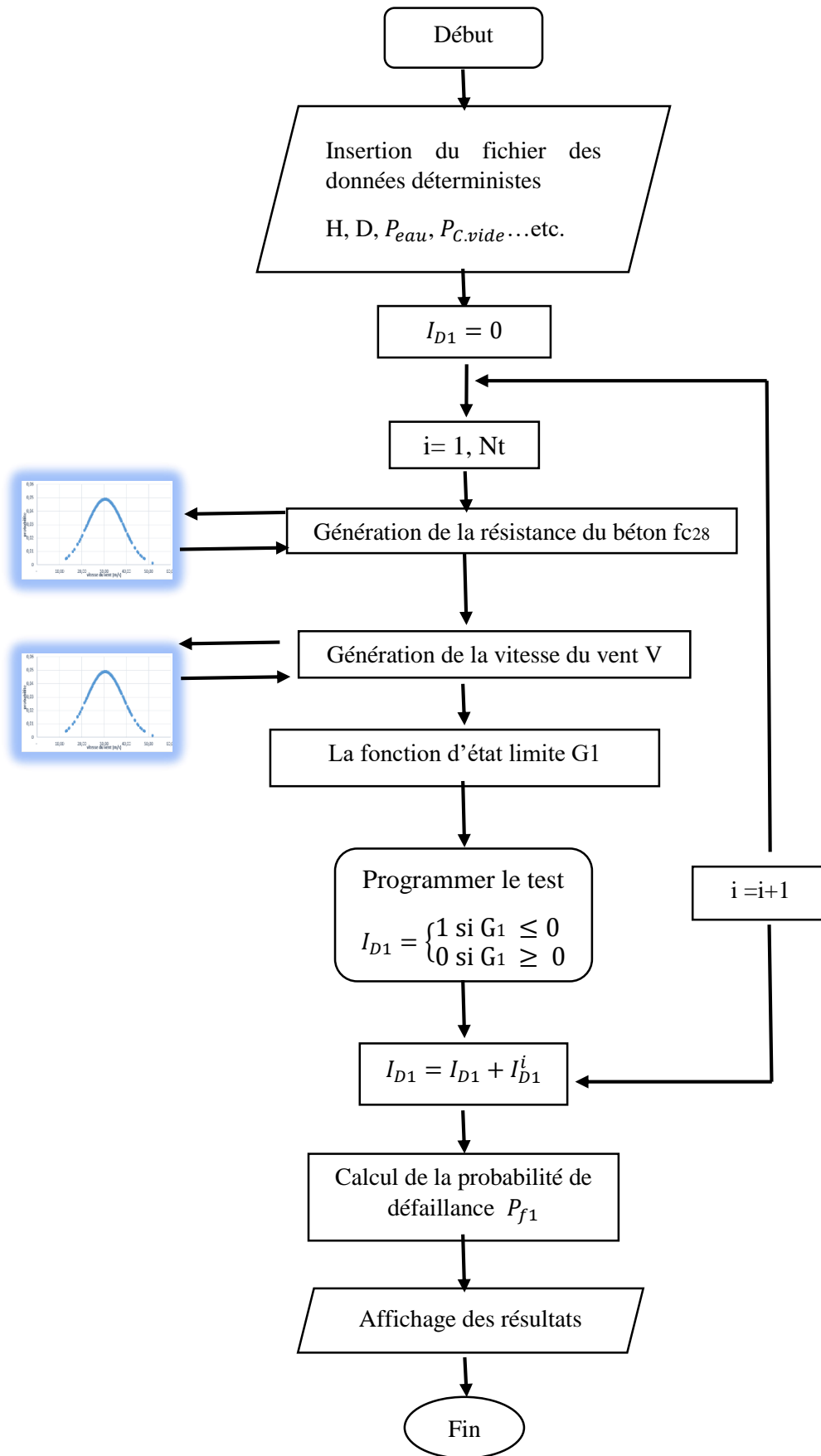


Figure 3.7. : Organigramme de calcul de la probabilité de défaillance à la compression

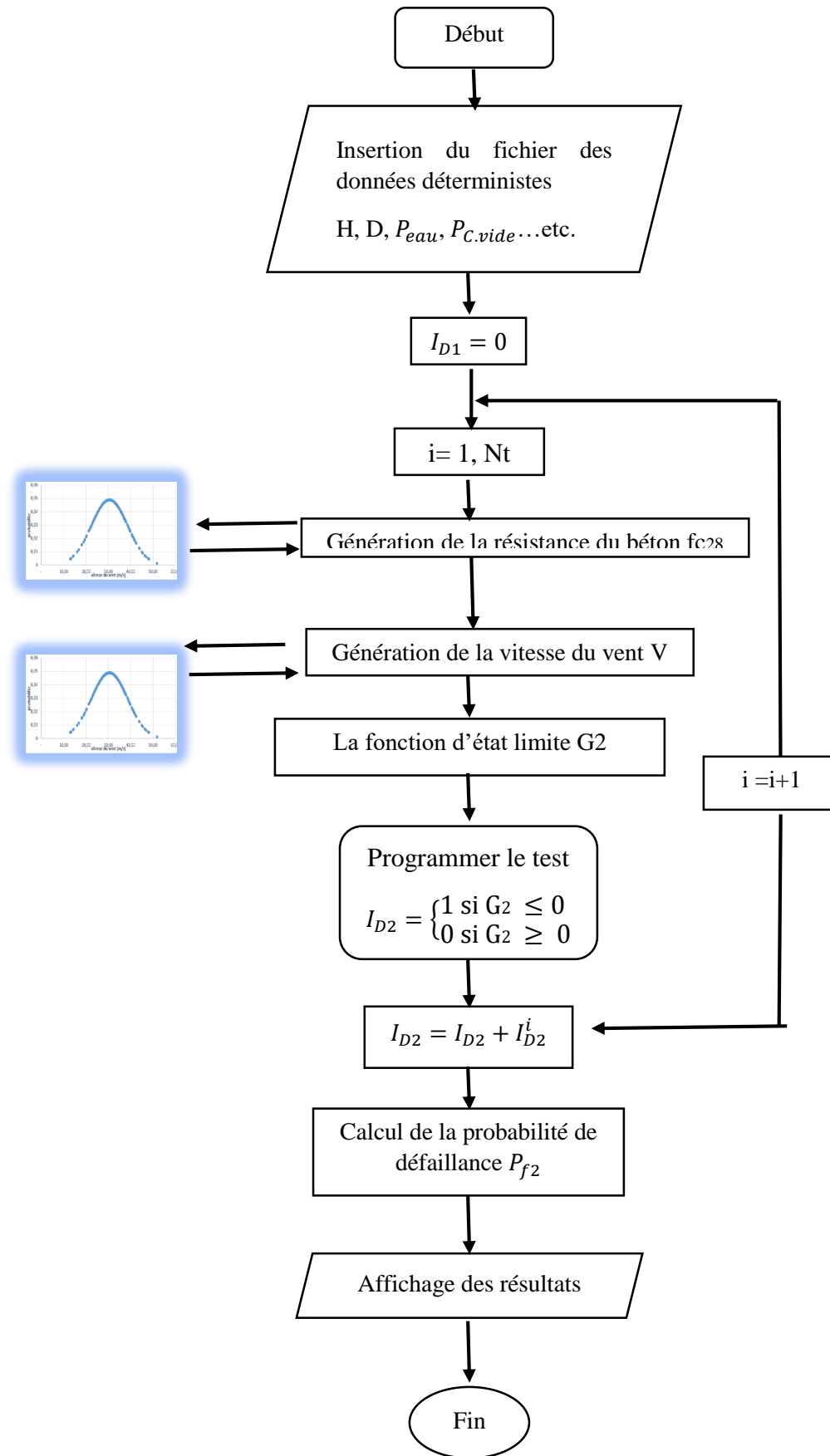


Figure 3.8. : Organigramme de calcul de la probabilité de défaillance à la traction

3.8. Résultats et interprétations

3.8.1. La courbe de convergence

La probabilité de défaillance P_f qu'est directement dépendante de tirages N_t ; ainsi des tests de convergence ont été effectué.

Nous avons obtenu la courbe suivante pour constater la stabilité du $P_f = f(N_t)$ à l'état limite de la résistance du béton à la contrainte de traction :

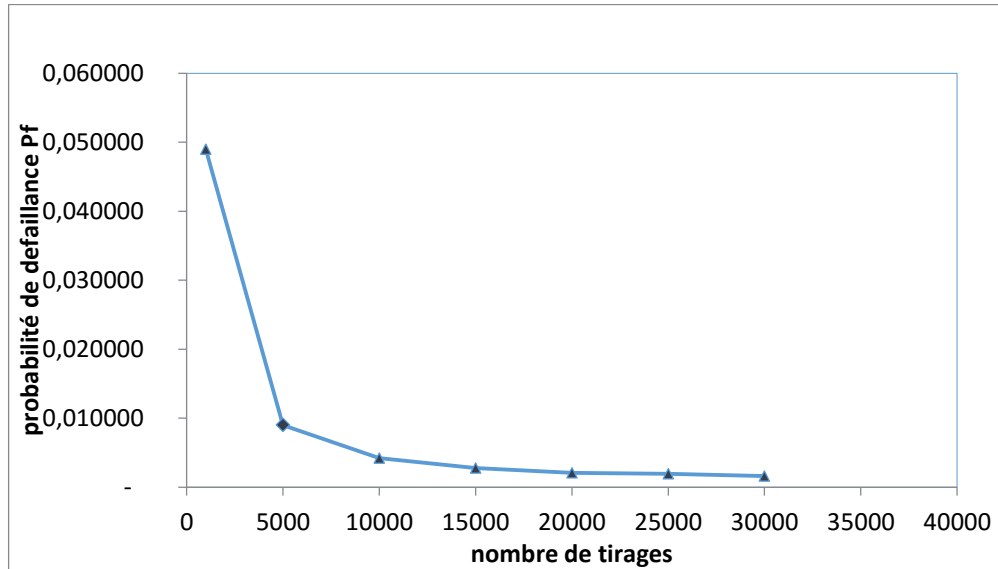


Figure 3.9. : évolution de la probabilité de défaillance en fonctions de nombre de tirages

La courbe commence à prendre une valeur approximativement constante à partir de nombre 20000. Pour les besoins de notre étude, la valeur de 30000 est considérée pour la génération des variables aléatoires.

3.8.2. La probabilité de défaillance aux états limites

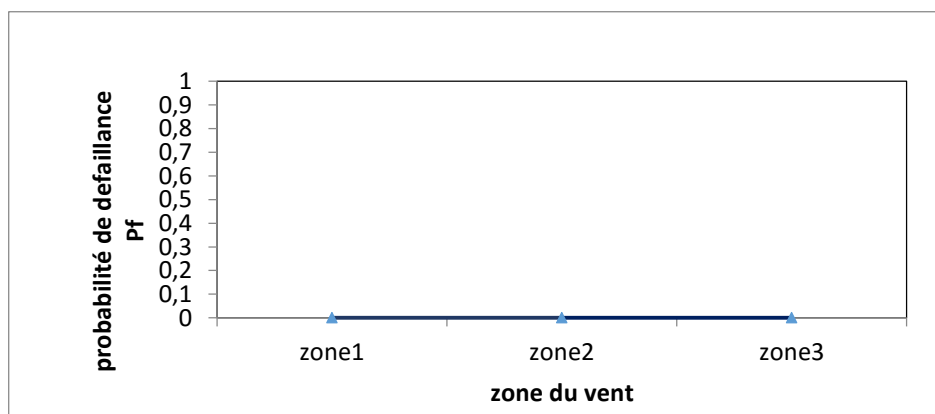
3.8.2.1. Résistance à la compression

Le calcul de la fonction G_1 pour la vérification de la contrainte de compression selon le test binaire (0 si $\sigma_{bc} < \sigma_{max}$, 1 si $\sigma_{bc} > \sigma_{max}$) pour chaque variable aléatoire tirée, est sur le tableau 3.20.

Tableau 3.20. : Extrait du tableau du calcul de la probabilité de défaillance pour l'état limite de compression.

<i>Vitesse du vent (m/s)</i>	<i>Résistance à 28 jrs</i>	<i>Contrainte max</i>	<i>Contr adm comp</i>	<i>G1</i>
38,39021	24,36961	4,25341	14,62177	-
21,35180	26,33317	3,79945	15,79990	-
25,09864	21,73406	3,87002	13,04044	-
41,14389	25,57501	4,38663	15,34501	-
19,51399	27,56130	3,76899	16,53678	-
20,78460	28,34770	3,78976	17,00862	-
32,43510	23,38200	4,04119	14,02920	-
14,84610	19,34997	3,70395	11,60998	-
26,28266	20,52323	3,89469	12,31394	-
35,24246	23,98370	4,11823	14,39022	-
23,27552	22,08098	3,83426	13,24859	-
25,62476	27,51370	3,88085	16,50822	-
45,26633	18,24918	4,60330	10,94951	-
49,39290	26,41792	4,84090	15,85075	-
20,26548	29,00515	3,78111	17,40309	-
42,72816	19,66896	4,46745	11,80137	-
24,95739	26,40278	3,86716	15,84167	-
35,14890	23,98550	4,11556	14,39130	-
28,95532	22,76145	3,95456	13,65687	-
35,71435	24,63648	4,13279	14,78189	-
38,30384	20,67169	4,24938	12,40301	-

Le calcul de la probabilité de défaillance à l'état limite de compression en fonction des différentes zones du vent est illustré sur la figure 3.9

**Figure3.10. : la probabilité de défaillance pour la résistance à la compression pour chaque zone du vent**

Le résultat obtenus montrent que la probabilité de défaillance P_f est nulle quel que soit la zone du vent ce qui met notre structure dans le domaine de sécurité (zone II).

3.8.1.2. Résistance à la traction

Le calcul de la fonction G2 pour la vérification de la contrainte de compression selon le test binaire (0 si $\sigma_{bt} < \sigma_{min}$, 1 si $\sigma_{bt} > \sigma_{min}$) pour chaque variable aléatoire tirée, est sur le tableau 3.7

Tableau 3.21. : Extrait du tableau du calcul de la probabilité de défaillance pour l'état limite de traction.

Vitesse du vent (m/s)	Résistance à 28 jrs	Contrainte min	Contr adm tract	G2
38,39020526	24,36960853	0,349698	-	-
21,35179768	26,33316996	0,968858	-	-
25,09864333	21,73406013	0,862993	-	-
41,14388957	25,57500916	0,216481	-	-
19,51398932	27,56129749	1,014540	-	-
20,78459935	28,34769676	0,983395	-	-
32,43510243	23,38200329	0,606248	-	-
14,84609529	19,34996602	1,112100	-	-
26,28265762	20,523233	0,825989	-	-
35,24245767	23,98370398	0,490680	-	-
23,27552465	22,08097954	0,916637	-	-
25,62476323	27,51370469	0,846761	-	-
45,26632826	18,24917596	0,000196	-	1,00
49,39290488	26,41791577	0,237796	-	1,00
20,26547633	29,00514824	0,996357	-	-
42,72815523	19,66895687	0,135657	-	-
24,9573892	26,40278476	0,867294	-	-
35,14890267	23,98550269	0,494686	-	-
28,955323	22,76145264	0,736189	-	-
35,71435178	24,63647639	0,470313	-	-
38,30383523	20,67169008	0,353727	-	-

Le calcul de la probabilité de défaillance à l'état limite de compression en fonction des différentes zones du vent est illustré sur la figure 3.10.

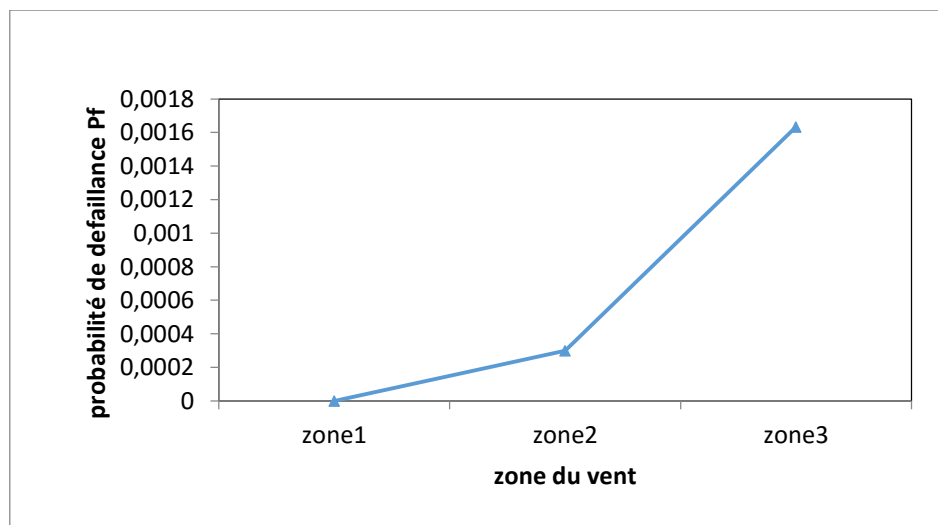


Figure3.11. : la probabilité de défaillance pour la résistance à la traction pour chaque zone du vent

Ces résultats montrent que la probabilité de défaillance augmente avec la vitesse du vent, ainsi on remarque qu'elle est nulle pour la zone I, tandis qu'elle se rapproche de la valeur limite admise pour les ouvrages de génie civil (tableau 3.18) dans la zone II qui abrite la structure qui est l'objet de notre étude, alors que dans la zone III, la structure est défaillante.

Tableau 3.22 : Niveaux de probabilité de défaillance admis par secteurs industriels

Secteur industriel	La probabilité de défaillance P_f
Structure marines	$10^{-2} < P_f < 10^{-4}$
Génie civil	$10^{-3} < P_f < 10^{-8}$
Aérospatial	$10^{-4} < P_f < 10^{-10}$
Composants nucléaires	$10^{-6} < P_f < 10^{-12}$

3.8.3. Identification de la variable la plus influente :

Dans cette étape on a procédé à plusieurs simulations ; en faisant varier à chaque les résultats suivant pour la probabilité de défaillance à l'état limite de traction :

Tableau 3.23 : La variation de P_f en fonction de la zone de vent et de la variable aléatoire

analyse	variable aléatoire	variable déterministe	la zone du vent	la probabilité de défaillance
type 1	résistance du béton f_{c28}	vitesse du vent V	zone1	0
			zone2	0
			zone3	0,000566667
type 2	vitesse du vent V	résistance du béton f_{c28}	zone1	0
			zone2	0,0003
			zone3	0,001633333
type 3	vitesse du vent V et résistance du béton f_{c28}	néant	zone1	0
			zone2	0,00030
			zone3	0,001633333

Les résultats sont illustrés dans la figure 3.12 :

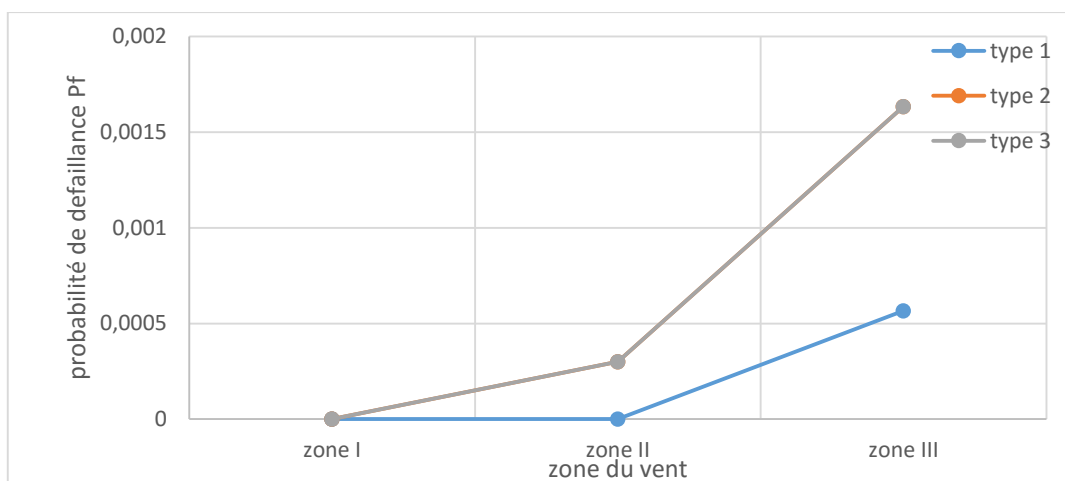


Figure3.12: influence de choix de la variable sur la probabilité de défaillance

Sur le graphe, nous constatons que la probabilité de défaillance dans l'analyse type 2 et type 3 dont les courbes sont confondues, est supérieure à la probabilité de défaillance dans l'analyse type 1. Ce qui montre que la variable la plus influente sur l'évolution de la probabilité de défaillance est la vitesse du vent.

3.8.4 Influence du site topographique

Le site topographique sur lequel il est implanté l'ouvrage est un facteur essentiel dans l'étude de l'effet du vent. Dans le RNV 99 un coefficient topographique est affecté à chaque orographie de terrain (tableau 2.3).

L'évolution de la probabilité de défaillance P_f à l'état limite de traction est représentée sur la figure 3.12 en fonction du site topographique, pour chaque zone du vent.

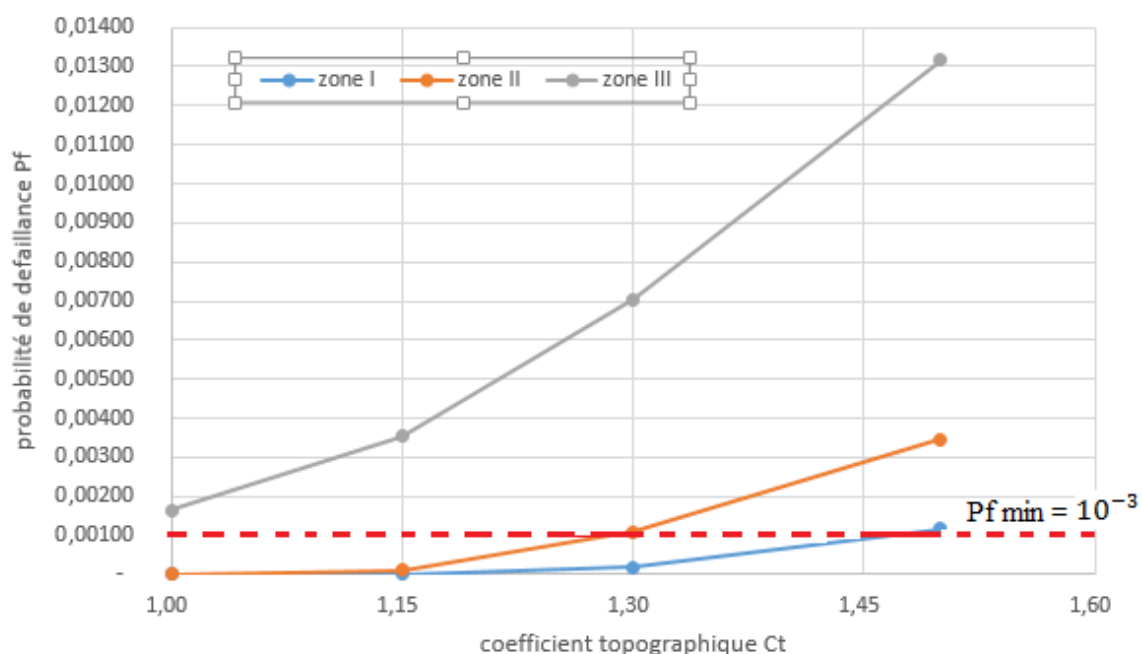


Figure3.13 : la probabilité de défaillance pour les différents sites topographiques.

Les résultats montrent que la topographie de terrain est un facteur très influent sur la probabilité de défaillance de l'ouvrage vis-à-vis la résistance à la contrainte de traction.

Nous constatons sur la figure 3.12 :

- zone III : la probabilité de défaillance dépasse la limite admissible pour tous les sites topographiques ; ce qui engendre un risque de ruine majeur pour l'ouvrage dans cette zone du vent
- zone II : l'ouvrage entre en défaillance à partir d'une valeur $C_t(z)=1.3$ correspondant à un site aux alentours des vallées et oueds avec effet d'entonnoir.
- zone I : la stabilité de l'ouvrage n'est mise en cause dans cette zone que pour les sites montagneux $C_t(z)=1.5$

Conclusion

Nous avons pu mettre en évidence à travers ce chapitre que la loi normale est adéquate pour modéliser la distribution de nos deux variables aléatoires choisies (la vitesse du vent et la résistance à la compression du béton).

Les résultats du calcul fiabiliste ont confirmé la stabilité de notre structure sous l'action du vent à l'état limite de résistance du béton à la contrainte de compression par une probabilité de défaillance nulle, alors que pour la contrainte de traction a atteint une valeur de l'ordre du 10^{-4} , qui est une valeur admissible dans le domaine du génie civil.

Notons que la variable aléatoire la plus influente sur l'évolution de la probabilité de ruine de cette structure est la vitesse du vent.

La topographie du site sur lequel est implanté le réservoir est un facteur important dans le calcul de sa stabilité sous l'action du vent, nous avons pu par ailleurs démontrer que pour un site montagneux, la probabilité de défaillance dépasse celle admissible pour toutes les zones du vent.

Conclusion générale

L'approche déterministe pour l'analyse de la stabilité d'un réservoir surélevé situé à « Menea » sous l'action du vent, en utilisant le RNV99 a montré que la stabilité de cette structure est assurée vis-à-vis les modes de ruines envisagés (renversement, glissement, les états limites de traction et de compression ainsi que le détachement tourbillonnaire). A travers cette étude, nous avons pu constater la difficulté de déterminer le coefficient de pression $C_{p,0}$ qui est lié à un angle de rotation α mal défini par le règlement, ainsi que le non prise en considération des réservoirs surélevés dans l'identification du coefficient dynamique C_d dans le RNV99.

Tenons compte du caractère aléatoire de certains paramètres (la vitesse du vent et la résistance du béton à la compression), une analyse fiabiliste a été effectuée afin de déterminer la probabilité de défaillance.

Nous avons pu mettre en évidence à travers cette analyse que la loi normale est adéquate pour modéliser la distribution de nos deux variables aléatoires choisies (la vitesse du vent et la résistance à la compression du béton).

Les résultats du calcul fiabiliste ont confirmé la stabilité de notre structure sous l'action du vent à l'état limite de résistance du béton à la contrainte de compression par une probabilité de défaillance nulle, alors que pour la contrainte de traction a atteint une valeur de l'ordre du 10^{-4} , qui est une valeur admissible dans le domaine du génie civil.

Notons que la variable aléatoire la plus influente sur l'évolution de la probabilité de ruine de cette structure est la vitesse du vent.

La topographie du site sur lequel est implanté le réservoir est un facteur important dans le calcul de sa stabilité sous l'action du vent, nous avons pu par ailleurs démontrer que pour un site montagneux, la probabilité de défaillance dépasse celle admissible pour toutes les zones du vent.

Références bibliographiques

- **Aissiouane S. Khimeche I.**, Analyse mécano-fiabiliste de la stabilité au glissement d'une digue de type zonée. Mémoire de master 2, spécialité Géotechnique et Environnement, Université Mouloud MAMMERI de TiziOuzou, 2015
- **Aliche A.**, Contribution à l'analyse de l'évolution de la vulnérabilité des réservoirs en béton dans leur cycle de vie. En vue de l'obtention du grade de docteur en sciences de l'ingénieur, Université Mouloud MAMMERI de Tizi Ouzou, 2016.
- **Amirouche C.**, Analyse fiabiliste de la stabilité au glissement d'une digue de retenue collinaire. Mémoire de master 2, spécialité Géotechnique et Environnement, Université Mouloud MAMMERI de TiziOuzou, 2015.
- Baroth J. Breysse D. Schoefs F., fiabilité des ouvrages .sureté, variabilité, maintenance, sécurité ;(Lavoisier ed), 2011.
- **Aoues, Y.**, Optimisation fiabiliste de la conception et de la maintenance des structures. Thèse Doctorat, Université BLAISE PASCAL-CLERMONT II, France ,2008.
- **Bouaza F. Si kadi S.**, dimensionnement d'un réservoir surélevé en tenant compte de l'action du vent. Mémoire de master 2, spécialité Constructions Hydrauliques et Aménagement, Université Mouloud MAMMERI de Tizi Ouzou, 2015.
- **Bouchafa D.**, Approche mecano-fiabiliste appliquée aux structures poteaux-poutres. Mémoire de magister, option modélisation et calcul non linéaire Université Mouloud MAMMERI de Tizi Ouzou, 2015.
- **Chaouadi T.**, Analyse mécano-fiabiliste de la stabilité au glissement d'une digue en terre homogène, tenant compte de la ligne de saturation. Mémoire de master 2, spécialité Géotechnique et Environnement, Université Mouloud MAMMERI de TiziOuzou, 2016
- **Dress F.**, Les probabilités et les statistiques de a à z (Dunod ed.)France, 2007
- **DTR Règles NV65** modifié en 99 ; (Eyrolles ed.)France, 2001.
- **DTR B-C. 2-4.7.** Règlement neige et vent (RNV 1999), Ministère de l'habitat, Alger,1999.
- **Eurocode 1** partie 2-4 : actions sur les structures –action du vent, (normalisation française)
- **Fscicule74.** texte officiel, construction des réservoirs en béton - cahier des clauses techniques générales, Ministère de l'équipement des transports et du logement, Paris, mars 1998.
- **Lemaire, M.** Approche probabiliste du dimensionnement - Modélisation de l'incertain et méthodes d'approximation. . Techniques de l'ingénieur, France, 2008.

Annexes

Annexe 1

Tableau1 : échantillons des valeurs de la résistance du béton

résistance du béton à la compression à 28 jours (MPa)							
19,65	19,32	22,85	21,40	27,30	26,20	20,60	22,90
14,57	20,90	23,89	20,90	27,80	22,90	24,00	21,80
18,94	21,57	21,14	24,50	26,50	23,30	22,70	22,20
19,88	21,10	19,86	23,90	26,30	23,50	22,00	22,50
22,89	20,13	26,20	24,20	25,90	21,00	25,10	22,00
21,67	21,63	27,10	20,80	28,90	22,50	25,60	22,50
28,41	20,27	26,70	21,10	28,40	23,20	25,90	22,90
20,06	20,68	24,10	21,30	28,00	22,10	24,60	22,00
18,62	21,46	24,50	20,70	25,80	23,90	23,90	23,10
21,24	26,32	24,70	20,40	25,50	22,80	24,20	
26,77	23,27	22,00	21,00	25,00	23,70	21,80	
24,64	23,90	22,50	25,40	23,10	19,90	21,10	
18,35	19,39	22,00	24,90	23,40	19,40	21,30	
18,78	20,08	21,00	24,90	22,60	19,70	20,80	
30,59	21,92	20,00	23,10	25,40	20,20	23,20	
16,21	24,67	20,70	22,60	26,00	20,40	23,60	

Annexe 2

Tableau 2 : échantillons des vitesses du vent prélevées à la station météorologique du Djelfa, observées entre 1972 et 1986.

vitesse du vent (m/s)									
39,00	32,00	41,00	38,00	40,00	28,00	25,00	19,00	18,00	30,00
37,00	35,00	40,00	27,00	32,00	32,00	22,00	25,00	35,00	34,00
23,00	33,00	39,00	26,00	21,00	24,00	29,00	20,00	15,00	22,00
26,00	45,00	28,00	36,70	31,00	30,00	29,00	23,00	24,00	29,00
29,00	56,00	31,00	37,00	34,00	28,00	27,00	28,00	15,00	38,00
34,00	25,00	31,00	40,00	33,00	30,00	24,00	18,00	22,00	15,00
46,00	31,00	27,00	29,00	32,00	27,00	28,00	24,00	27,00	30,00
47,00	32,00	39,00	37,00	26,00	37,00	30,00	16,00	16,00	40,00
30,00	23,00	32,00	29,00	28,00	30,00	21,00	15,00	27,00	21,00
41,00	36,00	31,00	38,00	44,00	35,00	25,00	28,00	37,00	36,00
27,00	30,00	32,00	30,00	34,00	28,00	23,00	27,00	30,00	30,00
13,00	40,00	42,00	32,00	27,00	26,00	22,00	33,00	24,00	40,00
27,00	33,00	40,00	50,00	31,00	19,00	31,00	22,00	20,00	44,00
36,00	34,00	34,00	31,00	32,00	20,00	28,00	38,00	30,00	35,00
40,00	44,00	33,00	38,00	23,00	20,00	26,00	23,00	37,00	25,00
46,00	50,00	55,00	41,00	27,00	30,00	26,00	20,00	15,00	35,00
51,00	34,00	45,00	26,00	26,00	24,00	24,00	30,00	36,00	28,00
41,00	28,00	34,00	34,00	24,00	25,00	15,00	27,00	24,00	28,00

Annexe 3
Tableau 3 : table de khi 2

α	0.999	0.995	0.99	0.98	0.95	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01	0.005	0.001
ddl																			
1	0.0000	0.0000	0.0002	0.0006	0.0039	0.0158	0.0642	0.1624	0.2705	0.3845	0.4119	0.4634	0.5119	0.5634	0.6119	0.6634	0.7119	0.7634	0.8119
2	0.0020	0.0100	0.0201	0.0404	0.1026	0.2107	0.4463	0.7189	1.0522	1.3857	1.7192	2.0527	2.3862	2.7197	3.0532	3.3867	3.7202	4.0537	4.3872
3	0.0243	0.0717	0.1148	0.1848	0.3518	0.5844	1.0052	1.6416	2.2514	2.8147	3.3147	3.7647	4.1647	4.5647	4.9647	5.3647	5.7647	6.1647	6.5647
4	0.0908	0.2070	0.2971	0.4294	0.7107	1.0636	1.6488	2.3425	3.0701	3.7694	4.4387	5.0787	5.6787	6.2787	6.8787	7.4787	8.0787	8.6787	9.2787
5	0.2102	0.4117	0.5543	0.7519	1.1455	1.6103	2.3425	3.0701	3.7694	4.4387	5.0787	5.6787	6.2787	6.8787	7.4787	8.0787	8.6787	9.2787	9.8787
6	0.3811	0.6757	0.8721	1.1344	1.6354	2.2041	3.0701	3.7694	4.4387	5.0787	5.6787	6.2787	6.8787	7.4787	8.0787	8.6787	9.2787	9.8787	10.4787
7	0.5985	0.9893	1.2390	1.5643	2.1673	2.8331	3.8223	4.6833	5.4833	6.2833	7.0833	7.8833	8.6833	9.4833	10.2833	11.0833	11.8833	12.6833	13.4833
8	0.8571	1.3444	1.6465	2.0325	2.7326	3.4895	4.5936	5.6036	6.6136	7.6236	8.6336	9.6436	10.6536	11.6636	12.6736	13.6836	14.6936	15.7036	16.7136
9	1.1519	1.7349	2.0879	2.5324	3.3251	4.1682	5.3801	6.6421	7.9041	9.1661	10.4281	11.6901	12.9521	14.2141	15.4761	16.7381	17.9999	19.2619	20.5239
10	1.4787	2.1559	2.5582	3.0591	3.9403	4.8652	6.1791	7.5420	8.9049	10.2679	11.6308	12.9938	14.3567	15.7197	17.0827	18.4457	19.8087	21.1717	22.5347
11	1.8339	2.6032	3.0535	3.6087	4.5748	5.5778	6.9887	8.4614	9.9341	11.4068	12.8795	14.3522	15.8249	17.2976	18.7703	20.2430	21.7157	23.1884	24.6611
12	2.2142	3.0738	3.5706	4.1783	5.2260	6.3038	7.8073	9.3108	10.8143	12.3178	13.8213	15.3248	16.8283	18.3318	19.8353	21.3388	22.8423	24.3458	25.8493
13	2.6172	3.5650	4.1069	4.7654	5.8919	7.0415	8.6339	10.2263	11.8191	13.4119	15.0047	16.5975	18.1903	19.7831	21.3759	22.9687	24.5615	26.1543	27.7471
14	3.0407	4.0747	4.6604	5.3682	6.5706	7.7895	9.4673	11.1451	12.8229	14.5007	16.1785	17.8563	19.5341	21.2119	22.8897	24.5675	26.2453	27.9231	29.6009
15	3.4827	4.6009	5.2293	5.9849	7.2609	8.5468	10.3070	12.1310	13.9550	15.7790	17.6030	19.4270	21.2510	23.0750	24.8990	26.7230	28.5470	30.3710	32.1950
16	3.9416	5.1422	5.8122	6.6142	7.9616	9.3122	11.1521	13.0341	14.9161	16.7981	18.6801	20.5621	22.4441	24.3261	26.2081	28.0901	29.9721	31.8541	33.7361
17	4.4161	5.6972	6.4078	7.2550	8.6718	10.0852	12.0023	13.9146	15.8269	17.7392	19.6515	21.5638	23.4761	25.3884	27.3007	29.2130	31.1253	33.0376	34.9499
18	4.9048	6.2648	7.0149	7.9062	9.3905	10.8649	12.8570	14.8491	16.8412	18.8333	20.8254	22.8175	24.8096	26.8017	28.7938	30.7859	32.7780	34.7701	36.7622
19	5.4068	6.8440	7.6327	8.5670	10.1170	11.6509	13.7158	15.7079	17.6999	19.6920	21.6841	23.6762	25.6683	27.6604	29.6525	31.6446	33.6367	35.6288	37.6209
20	5.9210	7.4338	8.2604	9.2367	10.8508	12.4426	14.5784	16.6542	18.7300	20.8058	22.8816	24.9574	27.0332	29.1090	31.1848	33.2606	35.3364	37.4122	39.4880
21	6.4467	8.0337	8.8972	9.9146	11.5913	13.2396	15.4446	17.6111	19.7776	21.9441	24.1106	26.2771	28.4436	30.6101	32.7766	34.9431	37.1096	39.2761	41.4426
22	6.9830	8.6427	9.5425	10.6000	12.3380	14.0415	16.3140	18.5865	20.8590	23.1315	25.4040	27.6765	29.9490	32.2215	34.4940	36.7665	39.0390	41.3115	43.5840
23	7.5292	9.2604	10.1957	11.2926	13.0905	14.8480	17.1865	19.4730	21.7595	24.0460	26.3325	28.6190	30.9055	33.1920	35.4785	37.7650	40.0515	42.3380	44.6245
24	8.0849	9.8862	10.8564	11.9918	13.8484	15.6587	18.0618	20.3533	22.6448	24.9363	27.2278	29.5193	31.8108	34.1023	36.3938	38.6853	40.9768	43.2683	45.5598
25	8.6493	10.5197	11.5240	12.6973	14.6114	16.4734	18.9398	21.2073	23.4748	25.7423	28.0098	30.2773	32.5448	34.8123	37.0798	39.3473	41.6148	43.8823	46.1498
26	9.2221	11.1602	12.1981	13.4086	15.3792	17.2919	19.8202	22.0877	24.3552	26.6227	28.8902	31.1577	33.4252	35.6927	37.9602	40.2277	42.4952	44.7627	47.0302
27	9.8028	11.8076	12.8785	14.1254	16.1514	18.1139	20.7030	22.9117	25.1792	27.4467	29.7142	31.9817	34.2492	36.5167	38.7842	41.0517	43.3192	45.5867	47.8542
28	10.3909	12.4613	13.5647	14.8475	16.9279	18.9392	21.5880	23.8265	26.0940	28.3615	30.6290	32.8965	35.1640	37.4315	39.6990	41.9665	44.2340	46.5015	48.7690
29	10.9861	13.1211	14.2565	15.5745	17.7084	19.7677	22.4751	24.7126	26.9801	29.2476	31.5151	33.7826	36.0501	38.3176	40.5851	42.8526	45.1196	47.3871	49.6546
30	11.5880	13.7867	14.9535	16.3062	18.4927	20.5992	23.3641	25.5502	27.8177	30.0852	32.3527	34.6202	36.8877	39.1552	41.4227	43.6902	45.9577	48.2252	50.4927
40	17.9164	20.7065	22.1643	23.8376	26.5093	29.0505	32.3450	35.6395	38.9340	42.2285	45.5230	48.8175	52.1120	55.4065	58.7010	62.0000	65.3000	68.6000	71.9000
50	24.6739	27.9907	29.7067	31.6639	34.7643	37.6886	41.4492	45.1638	48.8784	52.5930	56.3076	60.0222	63.7368	67.4514	71.1660	74.8806	78.5952	82.3098	86.0244
60	31.7383	35.5345	37.4849	39.6994	43.1880	46.4589	50.6406	54.8223	59.0040	63.1857	67.3674	71.5491	75.7308	79.9125	84.0942	88.2759	92.4576	96.6393	100.8209
70	39.0364	43.2752	45.4417	47.8934	51.7393	55.3289	59.8978	64.4667	69.0356	73.6045	78.1734	82.7423	87.3112	91.8801	96.4490	101.0179	105.5868	110.1557	114.7246
80	46.5199	51.1719	53.5401	56.2128	60.3915	64.2778	69.2069	74.1360	79.0651	83.9942	88.9233	93.8524	98.7815	103.7106	108.6397	113.5688	118.4979	123.4270	128.3561
90	54.1552	59.1963	61.7541	64.6347	69.1260	73.2911	78.5584	83.8257	89.0930	94.3603	99.6276	104.8949	110.1622	115.4295	120.6968	125.9641	131.2314	136.4987	141.7660
100	61.9179	67.3276	70.0649	73.1422	77.9295	82.3581	87.9453	93.5325	99.1197	104.7069	110.2942	115.8814	121.4687	127.0559	132.6432	138.2304	143.8177	149.4050	154.9923
120	77.7551	83.8516	86.9233	90.3667	95.7046	100.6236	106.8056	113.0876	119.3696	125.6516	131.9336	138.2156	144.4976	150.7796	157.0616	163.3436	169.6256	175.9076	182.1896
140	93.9256	100.6548	104.0344	107.8149	113.6593	119.0293	125.7581	132.4869	139.2157	145.9445	152.6733	159.4021	166.1309	172.8597	179.5885	186.3173	193.0461	199.7749	206.5037
160	110.3603	117.6793	121.3456	125.4400	131.7561	137.5457	144.7834	152.4211	160.0588	167.6965	175.3342	182.9719	190.6096	198.2473	205.8850	213.5227	221.1604	228.7981	236.4358
180	127.0111	134.8844	138.8204	143.2096	149.9688	156.1526	163.8682	172.0059	180.6436	189.2813	197.9190	206.5567	215.1944	223.8321	232.4698	241.1075	249.7452	258.3829	267.0206
200	143.8428	152.2410	156.4320	161.1003	168.2786	174.8353	183.0028	191.6703	200.3378	209.0053	217.6728	226.3403	235.0078	243.6753	252.3428	261.0103	269.6778	278.3453	287.0128
250	186.5541	196.1606	200.9386	206.2490	214.3916	221.8059	231.0128	240.2197	249.4266	258.6335	267.8404	277.0473	286.2542	295.4611	304.6680	313.8749	323.0818	332.2887	341.4956
300	229.9634	240.6634	245.9725	251.8637	260.8781	269.0679	279.2143	320.3971	331.7885	341.3951	352.4246	363.4541	374.4836	385.5131	396.5426	407.5721	418.6016	429.6311	440.6606
400	318.2596	330.9028	337.1553	344.0781	354.6410	364.2074	376.0218	423.5895	436.6490	447.6325	460.2108	472.7891	485.3674	497.9457	510.5240	523.1023	535.6806	548.2589	560.8372
500	407.9470	422.3034	429.3875	437.2194	449.1468	459.9261	473.2099	526.4014	540.9303	553.1268	567.0698	580.9128	594.8558	608.7988	622.7418	636.6848	650.6278	664.5708	678.5138
600	498.6229	514.5289	522.3651	531.0191	544.1801	556.0560	570.6680	628.9433	644.8004	658.0936	673.2703	688.5156	703.7609	718.9562	734.1515	749.3468	764.5421	779.7374	794.9327
700	590.0480	607.3795	615.9075	625.3175	639.6130	652.4973	668.3308	731.2805	748.3591	762.6607	778.9721	795.2835	811.5949	827.9063	844.2177	860.5291	876.8405	893.1519	909.4633
800	682.0665	700.7250	709.8969	720.0107	735.3623	749.1852	766.1555	833.4557	851.6712	866.9114	884.2789	899.5843	916.8497	933.1151	949.3805	965.6459	981.9113	998.1767	1014.4421
900	774.5698	794.4750	804.2517	815.0267	831.3702	846.0746	864.1125	935.4987	954.7819	970.9036	989.2631	1001.6296	1013.0364	1024.4432	1035.8500	1047.2568	1058.6636		

Annexe 4

ZONE I

AIN DEFLA	EL OUED	SETIF
AIN TEMOUCHENT	GUELMA	SIDI BEL ABBES
ALGER	ILLIZI	SKIKDA
ANNABA	JIJEL	SOUK AHRAS
BATNA	KHENCHELA	TAMANGHASSET
BEDJAIA	MASCARA	TARF
BISKRA	MEDEA	TEBESSA
BLIDA	MILA	TISSEMSILT
BORDJ BOU ARIRIDJ	MOSTAGANEM	TIPAZA
BOUIRA	ORAN	TIZI OUZOU
BOUMERDES	OUM EL BOUAGUI	TLEMSEN
CHLEF	RELIZANE	
CONSTANTINE	SAIDA	

ZONE II

ADRAR	GHARDAIA	OUARGLA
BECHAR	M'SILA*	TIARET
EL BAYADH	NAAMA	TINDOUF

ZONE III

DJELFA
LAGHOUAT
M'SILA : communes de Ain El Malh, Djebel Messad et Slim.