REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)
Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme de master
de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Filière : Génie Civil

Spécialité : Construction Hydraulique et Aménagement

Thème

Analyse de la vulnérabilité sismique d'un réservoir en maçonnerie par une méthode analytique

Présenté par :

***M**elle* IKHLEF Lisa

Devant le jury composé de :

Mr HAMMOUM Hocine	Professeur à l'UMMTO	Président.
Mr DEHMOUS Hocine	MCA à l'UMMTO	Examinateur.
Mme BOUZELHA Karima	Professeur à l'UMMTO	Encadrant.
Mme CHERIFI Fatiha	MCA à l'UMMTO	Encadrant.

Promotion : 2024/2025

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

***A** mes chers parents*

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être.

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.

Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices, bien que je ne vous en acquitte jamais assez. Puisse Dieu, le Très Haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie et faire en sorte que jamais je ne vous déçoive. Aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de l'amour Dont ils ne cessent de me combler. Que dieu leur procure bonne santé et longue vie.

***A** mes chers frères*

C'est pour vous dire merci de m'avoir toujours soutenu, réconforté et encouragé, je vous souhaite une vie pleine de bonheur et de succès et que Dieu, le tout puissant, vous protège et vous garde.

***A** toute ma famille, mes amis proches et mes camarades. Et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce projet soit possible, je vous dis merci.*

***A** tout le service d'hydraulique, et aux service ADE de Larbaa Nath Irathen, en premier lieu Mr Tebiche pour accueillir.*

Remerciements

***E**n premier lieu, Je remercie dieu le tout puissant de m'avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce projet de fin d'études*

***T**out d'abord, Mes remerciements s'adresse à Mme BOUZELHA Karima, Professeur au département de génie civil, je la remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité durant ma préparation de ce mémoire.*

Je tiens à présenter mes respectueux remerciements à ma promotrice CHERIFI Professeur au département de génie civil, qui a suivi et encadré ce travail avec intérêt. Je la remercie aussi pour sa gentillesse, sa patience, ses précieux conseils et surtout Son orientation pour faire ce travail.

***C**e travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'apport de Mr HAMMOUM Hocine, Maitre de conférences au département génie civil. Je le remercie pour son assistance, sa rigueur et ces orientations qui ont grandement contribué à l'élaboration de ce travail ; qu'il trouve ici l'expression de ma sincère reconnaissance.*

***U**n spécial remerciement aux membres de jury pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant de juger ce travail.*

***M**es remerciements s'adressent également à tous les enseignants de la promo CHA pour leurs générosités et la grande patience dont ils ont su faire preuve malgré leurs charges académiques et professionnelles.*

***M**es profonds remerciements vont également à toutes les personnes qui mon aidé et soutenue de près ou de loin.*

Liste des symboles

E_m : module d'élasticité de la maçonnerie (Moukah, Houamdi, …2023)

G_m : module de cisaillement de la maçonnerie (Moukah, Houamdi, …2023)

G : charge permanente (DTR)

Sn : charge climatique (DTR)

hp : hauteur de trumeau

L : longueur des murs

ep : épaisseur des murs

Vm : efforts tranchnt pour chaque mur

Δ_y : déplacement élastique limite pour chaque mur

Δ_u : déplacement ultime

Δ_{by} : déplacement élastique limite de l'ouvrage

V_{bm} : effort tranchent de l'ouvrage

K_E : raideur équivalente

m_E : masse équivalente

h_e: hauteur équivalente

Γ : facteur de participation modal

Q : charge portée par les murs

h_0 : hauteur d'inflexion

M_1, M_2 : les moments au sommet et à la bas du mur

N : effort normal

δy : déplacement relatif élastique

δu : déplacement relative plastique

DG : degré de dommage

EI : rigidité

EI_{eff} : raideur de la section efficace

E Ip : rigidité de trumeau

E Isp : rigidité de linteau

G Aeff : raideur de cisaillement efficace

h_{tot} : hauteur total de l'ouvrage

V_{bcr} : effort tranchent critique de fissuration

Δ bcr : déplacement critique des murs

dy : la déformation de trumeau

g : accélération de pesanteur

Chapitre 1 : Méthode d'évaluation de la vulnérabilité.

Figure 1.1 : Organigramme de la méthodologie d'évaluation des ouvrages hydrauliques (Hammoum, 2012). 7

Figure1.2. Définition des typologies EMS98 et la classe de vulnérabilité associée..... 14

Figure 1.3: Degrés de dommages des bâtiments en maçonnerie (EMS98)..... 15

Figure 1.4: Degrés de dommages des bâtiments en béton armé (EMS98)..... 17

Figure 1.4 : Rapport h_0/h_{st} en fonction du rapport de rigidité flexionnelle des linteaux à la…… rigidité flexionnelle des trumeaux 21

Figure 1.5 : Courbe de capacité des murs (Kerstin Lang et al., 2002) 23

Figure 1.6 : Courbe de capacité de la structurer fictif de la Figure 1.5. 24

Figure 1.7: système équivalent. 27

Figure 1.8: Comportement de la structure……..….28

Chapitre 2 : Présentation de l'ouvrage et de matériaux

Figure 2. 1 : Exemple de construction en maçonnerie dans la commune de larbaa (Ikhelef,2025)……30

Figure 2.2 : Dalle en maçonnerie (Ikhlef,2025)……30

Figure 2.3 : Coupe des couches du terrain de tennis (Houamdi et Moukah ;2023)……31

Figure 2.4 : Murs extérieurs et contrefort (Ikhlef,2025)……..31

Figure 2.5: Murs intérieurs et Mur de séparation (Ikhlef,2025)……32

Figure 2.6 : Vue en plan du réservoir **(**Houamdi et Moukah ,2023)……32

Figure 2.7: Posée du moellon (Houamdi et Moukah,2023)……33

Figure 2. 8 : Coupe des couches du terrain de tennis **(**Houamdi et Moukah ,2023) ……..34

Figure 2.9: Coupe des couches du terrain de l'aire de stationnement **(**Houamdi et Moukah ,2023)…….34

Figure 2. 10 : Surface d'impact d'un camion de 30 tonnes **(**Houamdi et Moukah ,2023)……36

Figure 2.11: Spectre de réponse……41

Chapitre 3 : Calcule de la vulnérabilité sismique

Figure 3.1 : vue en plan de la structure**.** 43

Figure 3.2 : Zones d'influence des murs porteurs dans la direction x. 44

Figure 3.3 : Procédure de détermination des courbes de capacité des murs 48

Figure 3.4 : Courbes de capacité des murs (réservoir vide) 50

Figure 3.6 : Courbes de capacité des murs (réservoir plein) 52

Figure 3.6 : Courbe de capacité de la structure 55
Figure 3.6 : Courbe de capacité de la structure avec niveau de dommage.....55
Figure 3.7 : Processus de construction de la courbe de vulnérabilité.....58
Figure 3.8 : Courbe de vulnérabilité. 59

Chapitre 1 : Méthode d'évaluation de la vulnérabilité.

Tableau 1.1 : Quelques types des réservoirs en wilaya de Tizi-Ouzou.....4

Tableau 1.2: Liste des paramètres d'analyse.....5

Tableau 1. 3 : Grille de hiérarchisation d'une note partielle d'un paramètre.....6

Tableau 1.4: Classification des réservoir en fonction de son « Iv ».....6

Tableau 1.5 : Paramètres adoptés pour évaluer la vulnérabilité des constructions en…… ..maçonnerie…… (Boukri, 2003).....7

Tableau 1.6 : Paramètres adoptés pour évaluer la vulnérabilité des constructions en…… maçonnerie…… (Beneditti et Petrini, 1986).....9

Tableau 1.7 : Paramètres adoptés pour évaluer la vulnérabilité des constructions en béton armé…… (Beneditti et Petrini, 1986). 10

Chapitre 2 : Présentation de l'ouvrage et de matériaux

Tableaux 2.1 : Les caractéristiques de l'ouvrage (Houamdi et Moukah ,2023). 3é

Tableau 2. 2 : Propriétés des matériaux **(**Houamdi et Moukah ,2023).....31

Tableau 2.3: Différentes charges du terrain de tennis **(**Houamdi et Moukah ,2023). 32

Tableau 2. 4 : Différentes charges de l'air de stationnement **(**Houamdi et Moukah ,2023). ..33

Tableau 2.5 : Charges permanentes des murs extérieurs **(**Houamdi et Moukah ,2023).....33

Tableau 2 .6 : Charges permanentes des murs intérieurs **(**Houamdi et Moukah ,2023). 33

Tableau 2.7 : Charges permanente des murs de séparations **(**Houamdi et Moukah ,2023). ...34

Tableau 2 .8 : Charges permanente des contreforts **(**Houamdi et Moukah ,2023).....34

Tableau 2 .9 : Charges permanente du radier **(**Houamdi et Moukah ,2023). 34

Tableau 2.10 : Surcharge uniforme**.**.....35

Tableau 2.11 : Charges et surcharges (Kg /m2) 36

Tableau 2.12 : Charges et surcharges (Kg /m^2).....36

Tableau 2 .13 : Charges sous le radier – Cas du terrain de tennis.....36

Tableau 2 .14 : Charges sous le radier – Cas de l'aire de stationnement 36

Tableau 2.15: Coefficient d'accélération dela zone en fonction de zone sismique (RPA 99.R-2003).....37

Tableau 2.16: Valeurs de ξ (%) en fonction de la nature du remplissage (RPA 99/2003). 38

Tableau 2.17 : Périodes caractéristiques T1 et T2 en fonction de la nature su sol (RPA 99/2003).....38

Tableau 2.18 : Evaluation du facteur de qualité.....39

Tableau 2.19 : Paramètres utilisés pour la construction du spectre de réponse……
. 39

Chapitre 3 : Calcule de la vulnérabilité sismique

Tableau 3.1 : Principales caractéristiques géométriques des murs porteurs(m).....43
Tableau 3.2 : Charge du plancher agissant sur chaque mur (KN).....45
Tableau 3.3 : Efforts normaux dans les murs porteurs (en KN).....45
Tableau 3.4 : Masses concentrées (m) 46
Tableau 3.5 : Efforts maximaux.....48
Tableau 3.6 : Moments au sommet et à la base du trumeau.....48
Tableau 3.7 : Déplacement élastique limite. 48
Tableau 3.8 : Contrainte normale. 49
Tableau 3.9 : Facteur de ductilité.....49
Tableau 3.10 : Déplacement ultime 49
Tableau 3.11 : Capacités des murs réservoir vide).....50
Tableau 3.12 : Capacités des murs (réservoir plein). 51
Tableau 3.13 : Effort tranchant critique. 53
Tableau 3.14 : Déplacement critiques. 53
Tableau 3.15: Efforts critiques et déplacement critiques 54
Tableau 3.16 : Niveau de dommage 54
Tableau 3.17 : Déplacement élastique limite de la structure.....55
Tableau 3.18: Paramètres du système MDOF.....56
Tableau 3.19 : Masses équivalente.....56
Tableau 3 .20 : Fréquence et période fondamentale.....56
Tableau 3.26 : hauteur d'équivalente et le facteur modal. **57**

Introduction générale

Chapitre 1 : Méthode de l'évaluation de la vulnérabilité sismique

Introduction 3
1.1. Définition de maçonnerie 3
1.2. Différents types de la maçonnerie 3
a-Maçonnerie en pierre 3
b- Maçonnerie en brique d'argile cuite 4
c- Bloc de Terre Comprimée (BTC) 4
1.3. Produits en béton 5
1.4. Mortiers 5
a-Mortier de ciment 5
b-Mortier de chaux 5
1.5. Patrimoine des réservoirs d'eau de la wilaya de Tizi-Ouzou 5
1.6. Différentes approches d'évaluation de la vulnérabilité sismique 6
1.6.1. Définition Vulnérabilité séismique 6
1.6.2. Méthode de l'indice de vulnérabilité des réservoirs 6
1.6.3. Méthode de l'indice de vulnérabilité pour les constructions en maçonnerie en Algérie 9
1.6.4. Méthode GNDT 10
a. Méthode GNDT pour les constructions en maçonnerie 10
b. Méthode GNDT pour les constructions en béton armé 11
1. 6.5. Approche statistique 13
a. Approche Statistique Européenne "l'échelle EMS98" 13
b. Approche Statistique américaine 17
1.6.6. Approche probabiliste 17
1.6.7. Méthodes analytiques 17
a-Méthodes d'analyse linéaires 18
b-Méthodes non- linéaires 19
c. Méthode K. Lang (2002) 20
Conclusion 29

Chapitre 2 : présentation de l'ouvrage et matériaux

Introduction 30

2.1. Description de la structure 30
2.2. Caractéristique géométrique 32
2.3. Caractéristiques des matériaux 33
2.3.1. Maçonnerie 33
Masse volumique 33
Résistance à la compression 33
2.3.2. Acier (IPE 140) : 33
2.3.3. Béton : 34
2.4. Charges et surcharges 34
2.4.1.Charges permanentes (G) 34
a-Terrain de tenni 34
b-Aire de stationnement 34
c-Murs extérieurs 35
d-Murs intérieurs 35
e-Murs de séparation 35
f-Contreforts 35
g-Radier 35
2.4.2.Surcharges variables 36
Charges d'exploitation (Q) 36
Surcharges climatiques (Sn) 36
2.4.3. Récapitulatif des charges et surcharge 37
Terrain de tennis 37
Aire de stationnement 37
2.4.4. Charges réparties sous le radier 37
Terrain de tennis 37
Aire de stationnement 38
2.4.5. Actions séismique (le spectre de réponse sismique) 38
Coefficient d'accélération de zone, A 38
Facteur de correction d’amortissement 39
Coefficient de comportement global de la structure R 39
Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site T1 et T2 40
Facteur de qualité Q 40
Période T 40

Conclusion.....42

Chapitre 3 : calcul de la vulnérabilité sismique d'un réservoir en maçonnerie

Introduction 43

3.1. Identification des murs porteurs..... 43

3.2. Calcul des efforts normaux 44

3.3. Courbe de capacite des murs 46

3.4. Courbe de capacite du réservoir 54

3.5. Identification des dommages..... 52

3.5.1. Apparition des fissures 53

3.5.2. Niveaux de dommages 54

3.6. Approximation bilinéaire de la courbe de capacité du réservoir..... 55

3 .7. Système équivalent à un degré de liberté (SDOF) 56

3 .8. Courbe de Vulnérabilité 57

Conclusion 59

Conclusion générale

Les séismes comptent parmi les aléas naturels les plus redoutables, en raison de leur caractère imprévisible et de leur capacité à causer des dommages structurels majeurs. L'Algérie, située dans une zone sismiquement active, a subi plusieurs tremblements de terre destructeurs (El Asnam 1980, Boumerdès 2003, ……) qui ont mis en évidence la vulnérabilité des infrastructures, particulièrement celles réalisées en maçonnerie traditionnelle. Ces ouvrages, souvent conçus sans considérations parasismiques rigoureuses, présentent des risques accrus de fissuration, de glissement ou même d'effondrement sous l'effet des forces dynamiques.
Dans ce contexte, l'évaluation et la mitigation du risque sismique constituent un enjeu crucial, tant pour la sécurité des populations que pour la pérennité du patrimoine bâti. Les ingénieurs, les chercheurs et les autorités publiques se mobilisent ainsi pour développe des méthodologies d'analyse fiables et des techniques de renforcement adaptées.

Parmi ces ouvrages, les réservoirs, éléments clés des réseaux hydrauliques pour le stockage et la distribution d'eau potable, présentent une vulnérabilité particulière. Leur conception traditionnelle, inadaptée aux sollicitations dynamiques, et leur comportement fragile les exposent à des risques de rupture sous séisme.

Ce mémoire étudie la vulnérabilité sismique d'un réservoir en maçonnerie de pierre construit en 1871 à Fort National, un ouvrage remarquable tant par ses qualités architecturales que par son histoire fonctionnelle. D'une capacité de 1000 m^3, ce patrimoine technique présente la particularité d'avoir successivement supporté deux usages distincts : une plateforme de tennis, puis une aire de stationnement. Cette double sollicitation, combinée à l'absence de conception parasismique, en fait un cas d'étude particulièrement pertinent pour évaluer la résilience des infrastructures historiques face aux séismes.

Ce mémoire est reparti en trois chapitres.
Le premier chapitre est consacré à un rappel sur la maçonnerie et ses principales caractéristiques, ainsi qu'aux méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique des structures.
Le deuxième chapitre est dédié à la présentation du réservoir faisant l'objet de notre étude et aux matériaux utilisés pour sa construction.
Le troisième chapitre traite de l'évaluation de la vulnérabilité sismique de ce réservoir qui repose sur la méthode de Lang (2002), approche analytique particulièrement adaptée aux structures en maçonnerie. Cette méthodologie combine trois analyses complémentaires : (1)

une évaluation de la capacité portante à travers les diagrammes effort-déplacement, (2) une caractérisation du comportement mécanique incluant les phases linéaires et non-linéaire, et (3) une corrélation systématique entre la demande sismique et la capacité structurale. L'application de cette méthode permet d'établir un diagnostic à l'échelle de chaque élément constitutif, tout en quantifiant les paramètres clés de ductilité et de déformation admissible. Les résultats de cette analyse permettent de définir des renforcements pour augmenter la sécurité sismique de l'ouvrage.

Introduction

Dans ce chapitre, nous présenterons un rappel sur la maçonnerie, en abordant ses différents types ainsi que les concepts liés à sa vulnérabilité sismique. Nous exposerons également les principales méthodes d'évaluation de cette vulnérabilité, développées dans des pays à haut risque sismique. Ces méthodes reposent sur des données issues d'observations post-sismiques et sur l'expertise d'ingénieurs et de chercheurs, permettant une évaluation du risque à grande échelle.

1.1. Définition de maçonnerie

La maçonnerie est un matériau composite constitué de blocs (pierres ou briques) assemblés à l'aide d'un liant, généralement du mortier, qui assure la cohésion de l'ensemble. D'un point de vue mécanique, elle présente une bonne résistance à la compression mais une faible résistance à la traction. Son comportement global diffère de celui de ses composants pris isolément, et sa résistance mécanique est souvent déterminée de manière empirique (Cherif,2014).

1.2. Différents types de la maçonnerie

Il existe plusieurs types de maçonnerie, classés selon les matériaux utilisés et les techniques de mise en œuvre. Parmi les plus courants, on trouve la maçonnerie en pierre, en briques cuites, en blocs de béton, ainsi que la maçonnerie en terre crue (pisé, adobe, bauge). Chaque type présente des caractéristiques spécifiques en termes de résistance, d'isolation, de durabilité et d'adaptation aux conditions climatiques locales. Le choix du type de maçonnerie dépend souvent des ressources disponibles, des savoir-faire traditionnels et des exigences structurelles(Cherif,2014).

a-Maçonnerie en pierre

La pierre constitue l'un des plus anciens matériaux de construction, employée depuis des millénaires sous forme de blocs massifs de granit, de grès ou de calcaire. Initialement, elle servait principalement aux fondations des structures en bois, avant d'être utilisée comme remplissage des murs, puis comme matériau principal pour l'élévation des parois porteuses.

Au XXe siècle, l'essor de matériaux modernes tels que la brique et le béton a entraîné un déclin progressif de son utilisation structurelle. Aujourd'hui, son emploi se limite souvent aux revêtements de façade dans les bâtiments prestigieux, où ses qualités esthétiques et durables sont mises en valeur.

Cependant, en Algérie, la pierre taillée équarrie demeure couramment employée, tant en milieu urbain que rural. Cette persistance est notable dans les zones montagneuses (Aurès,

Kabylie), où elle est parfois associée à des chaînages en bois. Les murs en pierre calcaire sont les plus répandus dans cette région, présentant une résistance à la compression supérieure à 13 MPa et un module d'élasticité d'environ 9 600 MPa (Gharib T., 2015). Le grès occupe la seconde position en termes d'utilisation, suivi par la pierre à plâtre (gypse) et la pierre à sable (Benouali H., 2015).

b- Maçonnerie en brique d'argile cuite

La brique à maçonner en terre cuite allie durabilité, résistance et régulation hygrométrique. Ses performances thermiques et acoustiques en font un matériau idéal pour des habitats sains, utilisable en double mur ou avec isolants modernes. Trois types de briques existent : pleines, perforées et creuses ; un matériau traditionnel adapté aux besoins contemporains.

La brique pleine ordinaire de format 5×11×20 cm (hauteur × largeur × longueur) est un matériau de construction particulièrement adapté aux murs porteurs et aux façades apparentes. Avec sa gamme de teintes variées, elle répond aux exigences esthétiques des éléments visibles tout en offrant une excellente résistance structurelle. Sa mise en œuvre s'effectue traditionnellement avec des joints de mortier de 1,5 cm pour les assises horizontales et 1 cm pour les joints verticaux.

La brique perforée comporte des alvéoles perpendiculaires au plan de pose. Elle permet de réaliser des murs porteurs ou des cloisons, elle représente une bonne isolation thermique. Elle a été utilisée avec succès pour la réalisation de plusieurs tours, son grand avantage c'est qu'elle offre une excellente résistance à la compression et au cisaillement.

La brique creuse, solution légère et économique, est idéale pour l'isolation, la ventilation et les façades. Certains modèles, remplissables et armables, offrent une meilleure résistance en traction/torsion. Classée par usage (porteur, isolant) et matériau (terre cuite, béton), elle allie performance et polyvalence pour la construction moderne (Cherif,2014).

c- Bloc de Terre Comprimée (BTC)

Selon la norme ARS 670-1996 (1996), le BTC est considéré comme un type de maçonnerie traditionnelle où on utilise des joints épais. D'autres auteurs le considèrent comme une technique récente développée dans les années 50 dans le cadre d'une recherche sur l'habitat rural en Colombie (CRATerre, 1991). Aussi la norme XP P13-901, (2001) donne les spécifications, les méthodes d'essais et les conditions de réception des Blocs de Terre Comprimée. Ce type de maçonnerie a été employé après la deuxième guerre mondiale en France et en ex R.D.A(République Démocratique Allemande c'est -à-dire Allemand de l'Est (1949-

1990)) (Doat P., 1979). Il présente une évolution moderne des blocs d'adobe, dont le principe est de compresser la terre pour améliorer ses caractéristiques.

1.3. Produits en béton

Couramment utilisés en Algérie, les produits en béton offrent des solutions adaptées à différents besoins constructifs. Les blocs de béton creux présentent une résistance moyenne de 1,5 MPa (Houti, 2002). Les blocs de béton cellulaire autoclavés (silico-calcaires), plus légers et isolants, atteignent des résistances de 4,3 à 4,8 MPa (Lateb, 1995 ; Houti, 2002). Ces deux systèmes complémentaires répondent efficacement aux exigences des

1.4. Mortiers

Le mortier est un mélange de liant (ciment et/ou chaux), sable et éventuels adjuvants. Utilisé comme matériau de liaison en maçonnerie, il assure la cohésion des éléments, la répartition des charges et l'étanchéité (Cherif,2014).

a-Mortier de ciment

Les mortiers de ciment, résistants, prennent et durcissent rapidement. De plus, un dosage en ciment suffisant les rend pratiquement imperméables. Les dosages courants sont de l'ordre de 300 à 400Kg de ciment pour 1 m^3 de sable (Cherif,2014).

b-Mortier de chaux

Les mortiers de chaux sont gras et onctueux. Ils durcissent plus lentement que les mortiers de ciment, surtout lorsque la chaux est calcique. Le mélange de ciment et de chaux permet d'obtenir conjointement les qualités de ces deux liants. Généralement, on utilise la chaux et le ciment par parties égales, mais on mettra une quantité plus ou moins grande de l'un ou de l'autre suivant l'usage et la qualité recherchée.

Les sables utilisés sont généralement siliceux ou silico-calcaires, leur granulométrie est de préférence continue. Les mortiers peuvent comporter différents types d'adjuvants selon la caractéristique recherchée : plastifiants, entraîneurs d'air, retardateurs de prise, hydrofuges.

1.5. Patrimoine des réservoirs d'eau de la wilaya de Tizi-Ouzou

La wilaya de Tizi-Ouzou dispose de plus de 1 216 réservoirs d'eau, essentiellement destinés à l'alimentation en eau potable et à l'irrigation, dont 97% en béton armé (constructions récentes) et 3% en maçonnerie traditionnelle (ouvrages anciens).

Quelques types de réservoirs sont présenter dans le Tableau 1.1.

Tableau 1.1 : Quelques types des réservoirs en wilaya de Tizi-Ouzou.

Non	Type	Code	Ans	Capa(m^3)	Débit(m^3/j)	Nature	Commune
Ait Naim	Réservoir	1537	2013	2000	300	Au sol	Azeffoune
R1 Freha	Réservoir	1504	2007	3000	300	Semi enterrée	Freha
Tighilt boukas	Château d'eau	1520	2006	100	300	Surélevé	yakouren
Tizi Tserdhount	Reservoir	1536	1985	1000	600	Au sol	Ouadhias
SR3Tazart	reservoir	1509	1989	1500	150	Au sol	Makouda
R-Tigoussas	Reservoir	1546	2008	50	50	Au sol	Beni-Zikki
Cherkia	Reservoir	1529	2004	70	161	Bacha-eau	Matkas
Ivvhlal	Reservoir	1507	1993	300	315	Au sol	Irdjen
Zhun Aboudid	Reservoir	1521	1992	1000	144	Au sol	Larbaa

1.6. Différentes approches d'évaluation de la vulnérabilité sismique

1.6.1. Définition Vulnérabilité séismique

La vulnérabilité sismique désigne le degré de dommages qu'un séisme peut causer à une structure, exprimé en pourcentage d'endommagement. On distingue la vulnérabilité observée (issue de séismes passés) de la vulnérabilité prédite (fondée sur des simulations). Elle dépend des caractéristiques de la structure et de la probabilité d'occurrence d'un séisme.

1.6.2. Méthode de l'indice de vulnérabilité des réservoirs

En Algérie jusqu'à présent, il n'existe pas de méthodologie standardisée ou formalisée permettant d'analyser l'état de vulnérabilité des réservoirs. Dans les études préliminaires ou du diagnostic rapide, lorsqu'il n'y a pas de données suffisantes dans les réservoirs, l'analyse des risques utilise une inspection visuelle et se fonde uniquement sur les connaissances et les retours des experts. Nous décrivons dans cette section la méthode de l'indice de vulnérabilité des réservoirs aux risques naturels, développée par Hammoum (2012). Cette méthode est basée sur différents types d'analyses ; structurelle, fonctionnelle et environnementale, comme le montre l'organigramme ci-après (Figure1.1).

Pour évaluer l'indice de vulnérabilité des réservoirs vis-à-vis des aléas naturels, treize paramètres influençant sur la vulnérabilité sont définis (Tableau 1.2)

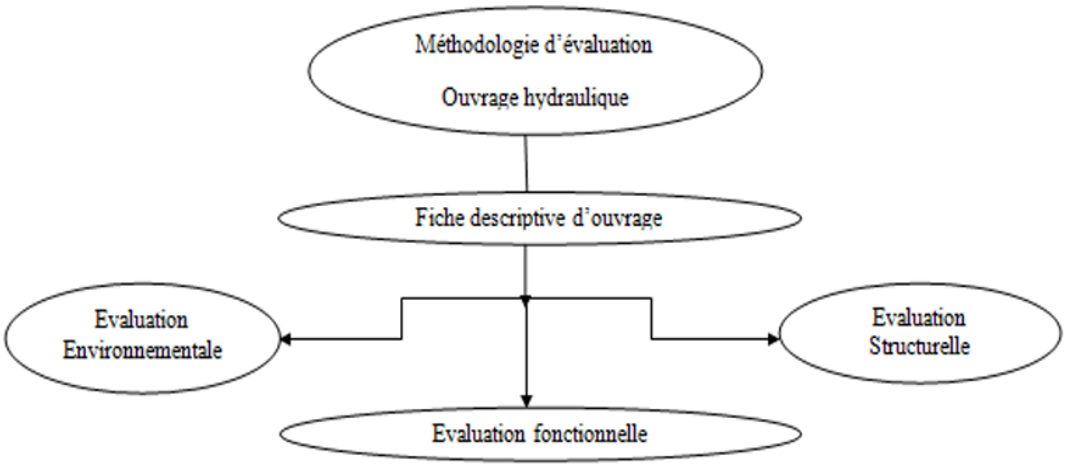


Figure 1.1 : Organigramme de la méthodologie d'évaluation des ouvrages hydrauliques (Hammoum, 2012).

Tableau 1.2: Liste des paramètres d'analyse.

Type d'analyse	N°	Désignation des paramètres
Analyse fonctionnelle	1	Implantation du réservoir
	2	Zone sismique
	3	Type de sol
	4	Zone de la neige
	5	Zone du vent
Analyse fonctionnelle	6	Type de la structure
	7	Type de fondation
	8	Etanchéité des parois
	9	Etanchéité de la couverture
	10	Défauts apparents
Analyse fonctionnelle	11	Rôle de réservoir
	12	Importance du réservoir
	13	Fréquence d'entretien

Chacun des treize paramètres sera sanctionné par une note élémentaire N_{ei}. Le principe de notation choisi par Hammoum (2012) correspond aux critères d'amplification des notes en fonction de l'accroissement des risques de vulnérabilité. Chaque élément de notation est affecté d'un coefficient Pi de pondération. La note élémentaire N_{ei} de chaque paramètre est comprise entre 1 et 4 : 1 correspond à la situation idéale et 4 à la situation critique avec des notes intermédiaires. Il en est de même des poids de pondération Pi dont les valeurs varient de 1 à 4 : 1 pour une pénalisation minimale du paramètre et 4 pour une pénalisation maximale en

considérant des situations intermédiaires. L'expérience du Cemagref, dans le domaine d'évaluation des dégradations des ouvrages hydrauliques a montré qu'une analyse à 4 valeurs est bien adaptée au diagnostic rapide. La note partielle d'un paramètre est alors obtenue par le produit (N_{ei}. Pi) et l'indice de vulnérabilité « Iv » s'exprime comme la somme des notes partielles des différents paramètre :

$$I_{v=} \sum_{i=0}^{13} N_{ei} P_i \qquad (1.1)$$

Pour un critère donné, une grille d'évolution de la note partielle (Nei.Pi) est construite en tenant compte de tous les scénarios possibles. Les résultats obtenus sont illustrés dans le Tableau 1.3(Hammoum, 2012).

Tableau 1. 3 : Grille de hiérarchisation d'une note partielle d'un paramètre.

Note élémentaire N_{ei}

	1	2	3	4
1	1	2	3	4
2	2	4	6	8
3	3	6	9	12
4	4	8	12	16

Aussi, en considérant tous les critères d'analyse énumérés précédemment au nombre de treize, une classification, répartie en quatre niveaux de vulnérabilité est proposée (tableau 1.4).

Tableau 1.4: Classification d'un réservoir en fonction de son « Iv ».

Niveau de vulnérabilité	**Vert**	**Orange1**	**Orange 2**	**Rouge**
Indice de vulnérabilité Iv	**13-49**	**49-87**	**87-136**	**136-196**

- **Le niveau vert : 13 ≤ IV ≤ 49 :** Le réservoir expertisé n'est pas vulnérable. L'ouvrage présente un bon comportement aux aléas naturels et ne nécessite pas une attention particulière après sa réalisation et sa mise en service. Seules les interventions ordinaires périodiques sont nécessaires.
- **Le niveau orange 1 : 49 ≤ IV ≤ 87 :** le comportement aux aléas naturels est assez bon. Le réservoir est moyennement vulnérable.
- **Le niveau orange 2 : 87 ≤ IV ≤ 136 :** le réservoir a une tenue et un comportement faible aux aléas naturels. Il présente une vulnérabilité assez élevée.

- **Le niveau rouge : 136 ≤ IV ≤ 196 :** le réservoir a une très faible tenue aux aléas donc une vulnérabilité très élevée. Par conséquent, le réservoir doit être mis hors service ou à défaut en situation de restriction d'utilisation, immédiatement.

1.6.3. Méthode de l'indice de vulnérabilité pour les constructions en maçonnerie en Algérie

Cette méthode, basée sur les travaux de Benedetti et Petrini (1986), permet d'évaluer la vulnérabilité sismique des structures en maçonnerie en tenant compte des éléments structuraux et non structuraux. Elle attribue à chaque structure un indice de vulnérabilité (Iv), calculé à partir de la performance sismique pondérée de plusieurs paramètres. Contrairement aux approches typologiques classiques, cette méthode offre une évaluation plus précise de la qualité sismique des constructions. Les paramètres utilisés pour le calcul de cet indice, ainsi que leurs classes, sont présentés dans le Tableau 1.5 ci-après.

Les classes A, B, C et D correspondent à une évaluation qualitative de la vulnérabilité sismique d'un bâtiment, où A désigné une performance très favorable, B favorable, C défavorable et D très défavorable, reflétant ainsi la résistance de la structure aux séismes pour chaque critère analysé.

Tableau 1.5 : Paramètres adoptés pour évaluer la vulnérabilité des constructions en maçonnerie (Boukri, 2003).

N°	Elément	Classe				Facteur de pondération
		A	B	C	D	
1	Résistance totale au cisaillement	0	5	25	45	1.50
2	Régularité en plan	0	5	25	45	0 .50
3	Régularité en élévation	0	5	25	45	0 .50
4	Connexion de murs	0	5	25	45	0.25
5	Type de murs	0	5	25	45	0.25
6	Plancher	0	5	25	45	0.25
7	Toiture	0	15	25	45	0.25
8	Conditions de sol	0	5	25	45	0.75
9	Détails	0	0	25	45	0.25
10	Maintenance	0	5	25	45	1.00
11	Socioculturel	0	5	25	45	0.50

Dans cette méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité sismique, plusieurs facteurs liés aux éléments non structuraux et aux équipements des bâtiments sont pris en compte. Il s'agit notamment de l'état du remplissage, du bardage, des cloisons, des balcons, des garde-corps, des

corniches et acrotères, ainsi que des cheminées. La présence et l'état des vides sanitaires, qu'ils soient constitués de murs porteurs ou de poteaux, sont également évalués. En plus des éléments architecturaux, l'analyse s'étend à l'état des réseaux internes du bâtiment, incluant le réseau électrique, le réseau de gaz, le réseau d'eau et le système d'assainissement. Ces facteurs, bien que non porteurs, peuvent aggraver les dommages ou représenter des risques secondaires en cas de séisme.

Ainsi, cette méthode propose une classification des bâtiments en fonction de leur indice de vulnérabilité (Iv). Trois classes de vulnérabilité sont distinguées.

1-Classe verte : cette classe regroupe les constructions qui sont en bon état et leur indice de vulnérabilité Iv est entre 0 et 35.

2-Classe orange : dans cette classe on retrouve les constructions ayant un indice de vulnérabilité Iv compris entre 35 et 250.

3- Classe rouge : on trouve, dans cette classe, les constructions les plus vulnérables dont l'indice de vulnérabilité Iv est entre 250 et 450.

1.6.4. Méthode GNDT

La méthode GNDT est une technique d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments et des dégâts causés par les tremblements de terre. Elle a été proposée par un groupement de recherche appelée GNDT (Groupe National de Défense contre les Tremblements de terre), du Conseil National de recherche italien (CNR). Cette technique a été développée et appliquée dans des villes italiennes et utilisée pour l'évaluation de la vulnérabilité des constructions en maçonnerie ou en béton armé. Elle a permis de répertorier des milliers de bâtiment à travers l'Italie.

a. Méthode GNDT pour les constructions en maçonnerie

La méthode GNDT pour les constructions en maçonnerie est basée sur les travaux de Beneditti et Petrini (1986). La caractérisation de la vulnérabilité d'une structure en maçonnerie a été définie sur les dommages observés après le séisme dans deux villes italiennes. Le nombre de constructions en maçonnerie ayant subi des dégâts fut très important pour pouvoir établir des relations entre les caractéristiques structurales et les taux de détérioration. Ainsi, pour avoir la quantité et la qualité d'informations disponibles à partir de diagnostics visuels, un mode opératoire a été utilisé, celui-ci consiste à définir les types de paramètres sur lesquels les deux enquêteurs ont opéré sur le terrain. Ces paramètres sont reportés dans le Tableau 1.6.

Tableau 1.6 : Paramètres adoptés pour évaluer la vulnérabilité des constructions en maçonnerie (Beneditti et Petrini, 1986).

N°	Paramètres
1	Typologie du système résistant
2	Qualité du système résistant
3	Résistance conventionnelle sous charge horizontale
4	Localisation de la structure et fondation
5	Caractéristique des planchers
6	Régularité en plan
7	Régularité verticale
8	Distance entre les murs
9	Caractéristiques des toitures
10	Éléments non structuraux
11	État de conservation ou maintenance

b. Méthode GNDT pour les constructions en béton armé

Cette méthode est basée sur l'approche de l'indice de vulnérabilité développée par l'institut de la recherche sur les risques sismiques (instituto di Ricerca sul Rischio Sismico), et appliquée à la région de Lombardie. Comme pour les bâtiments en maçonnerie, deux niveaux de relevés ont été établis pour l'estimation de la vulnérabilité des bâtiments en béton armé.

Le premier niveau : est très similaire à celui de la maçonnerie si ce n'est la définition de la nature des éléments porteurs verticaux et horizontaux, des étages et de la toiture. Cette différence se traduit dans la définition des classes de vulnérabilité du paramètre 1 (Typologie du système résistant). Mise à part cette évolution, les autres informations recherchées dans l'analyse de niveau 1 sont identiques à celles de la maçonnerie.

Le deuxième niveau : était à l'origine similaire à celui des bâtiments en maçonnerie. Les seules différences portent sur les paramètres 8 et 9. Tandis que pour les constructions en maçonnerie la distance entre murs et le type de toiture intervenaient dans le calcul de l'IV, ils étaient remplacés par les paramètres éléments fragiles et éléments critiques vis-à-vis de la ductilité.

Ainsi, la nouvelle version prend en compte différents types d'informations concernant la géométrie du bâtiment, la géométrie et la position des éléments résistants, le type de matériaux et l'état d'entretien. Ces paramètres se distinguent suivant qu'ils soient qualitatifs ou quantitatifs. Cependant, ces informations restaient imprécises pour rendre compte le mieux possible des caractéristiques de renforcement du béton. D'autres incertitudes résidaient en particulier dans

la recherche d'informations sur la dimension et le nombre de poteaux et de poutres, sur la qualité des matériaux et sur la présence ou non de fondation, tous ces paramètres contrôlant fortement la résistance de la structure.

Cependant, avec le manque de données sur les dommages subis par les structures en béton armé, cette nouvelle version du niveau 2 a été testée sur 400 bâtiments publics localisés dans la région Emilia Romagna de l'Italie. À partir des 400 immeubles analysés, une typologie composée de 8 types de construction a été proposée avec les courbes de capacité associées à chaque type.

Sur la base de cette analyse, la vulnérabilité des bâtiments en béton armé repose donc, comme pour la maçonnerie, sur la recherche de points structuraux particuliers, présentés dans le Tableau 1.7.

Tableau 1.7 : Paramètres adoptés pour évaluer la vulnérabilité des constructions en béton armé (Beneditti et Petrini, 1986).

N°	Paramètres
1	Type et organisation du système résistant
2	Qualité du système résistant
3	Résistance conventionnelle sous charge horizontale
4	Localisation de la structure et fondation
5	Caractéristique des planchers
6	Régularité en plan
7	Régularité en élévation
8	Connections et éléments critique
9	Elément fragiles (poteaux courts)
10	Éléments non structuraux
11	Maintenance
12	Qualité des matériaux

En fonction de sa nature, une classe de vulnérabilité Iv_i, comprise entre les classes A et D, est attribuée à chaque paramètre, accompagnée d'un coefficient de pondération W_i. La vulnérabilité globale de la structure, notée Iv, est alors déterminée par la somme pondérée d des différentes valeurs Iv_i.La méthode GNDT constitue un outil d'évaluation de la vulnérabilité des constructions en maçonnerie ou en béton armé, applicable à l'échelle urbaine. Toutefois, pour garantir la fiabilité de l'évaluation, cette méthode requiert une auscultation visuelle approfondie de chaque bâtiment, ce qui la rend plus coûteuse lorsqu'elle est utilisée à grande échelle.

1. 6.5. Approche statistique

Les premières méthodes développées pour évaluer la fragilité des constructions vis à vis des actions sismiques sont basées sur l'analyse des dommages causés aux constructions par les séismes passés. L'identification des typologies constructives est fondée sur les techniques et matériaux de construction, et le paramètre considéré pour établir une corrélation entre le dommage observé et la sévérité du séisme est l'intensité dont la définition (échelle MMI) est justement basée sur un constat, une observation (Richter,1958).

a. Approche Statistique Européenne "l'échelle EMS98"

On pourrait penser que la prise en compte explicite de la vulnérabilité des bâtiments dans l'échelle EMS 98 représente une innovation substantielle. Les types de bâtiments n'étaient pas différenciés dans ces échelles sur la base de considération esthétiques, mais parce qu'il s'agissait d'une manière facile de traiter le problème de la vulnérabilité, même si le terme n'était pas employé explicitement (Grünthal, 1998) :

- **Typologie EMS98**

Il est évident que la simple utilisation du type de bâtiment considéré comme analogue à la vulnérabilité est insuffisante. Dans le premier cas, les variations de résistance à l'intérieur d'un même type de bâtiment peuvent être souvent aussi importantes que les variations entre des types de bâtiment différents et ce point a été la source d'un certain nombre de difficultés lors de l'attribution des intensités. Dans le second cas, un système de cette nature est relativement peu souple dès lors qu'il s'agit d'ajouter de nouveaux types de bâtiment. Pour cela, l'EMS 98 a introduit des notions de conception des structures, en distinguant le degré de conception parasismique (sans, moyen, bon) pour les structures en béton, des systèmes de renforcement employés pour les structures en maçonnerie. Les différentes typologies sont ainsi présentées dans la Figure 1.8, leur détail étant disponible dans le document EMS98. Simultanément, pour chaque type de construction est attribuée une classe de vulnérabilité la plus probable et son incertitude.

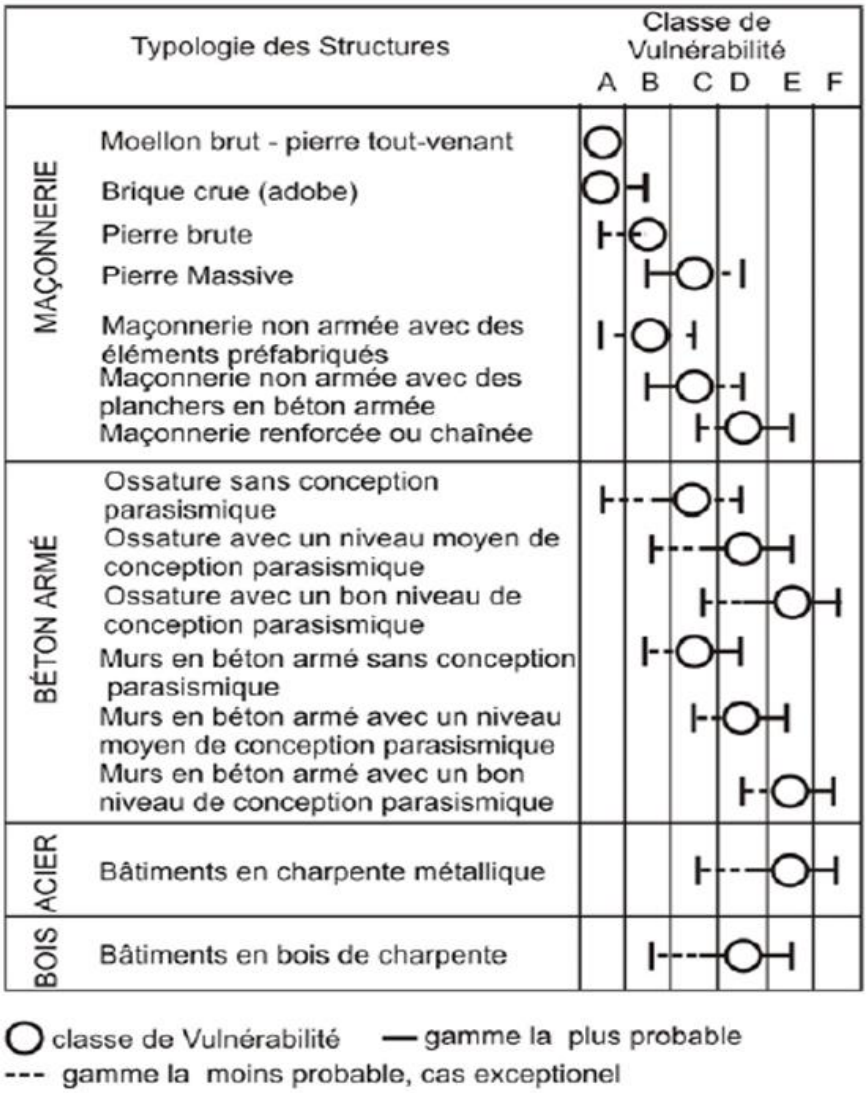


Figure 1.2. Définition des typologies EMS98 et la classe de vulnérabilité associée.

-Échelle des dommages EMS 98

L'échelle EMS 98 comprend 5 degrés de dommage. Les Figures 1. 3 et 1.4, donnent la définition de ces 5 degrés de dommage pour les bâtiments en maçonnerie et en béton armé respectivement. Purement qualitative, elle décrit la nature des dommages observables.

Remarque : la manière dont un bâtiment se déforme sous la charge d'un tremblement de terre dépend de sa nature. Pour une classification grossière, on peut regrouper les bâtiments en maçonnerie ainsi que les bâtiments en béton armé.

Classification des dégâts aux bâtiments en maçonnerie	
	Degré 1: Dégâts négligeables à légers (aucun dégât structural, légers dégâts non structuraux) Fissures capillaires dans très peu de murs. Chute de petits débris de plâtre uniquement. Dans de rares cas, chute de pierres descellées provenant des parties supérieures des bâtiments.
	Degré 2: Dégâts modérés (dégâts structuraux légers, dégâts non structuraux modérés) Fissures dans de nombreux murs. Chutes de grands morceaux de plâtre. Effondrement partiel des cheminées.
	Degré 3: Dégâts sensibles à importants (dégâts structuraux modérés, dégâts non structuraux importants) Fissures importantes dans la plupart des murs. Les tuiles des toits se détachent. Fractures des cheminées à la jonction avec le toit; défaillance d'éléments non structuraux séparés (cloisons, murs pignons).
	Degré 4: Dégâts très importants (dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants) Défaillance sérieuse des murs; défaillance structurale partielle des toits et des planchers.
	Degré 5: Destruction (dégâts structuraux très importants) Effondrement total ou presque total.

Figure 1.3: Degrés de dommages des bâtiments en maçonnerie (EMS98).

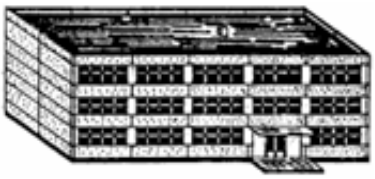
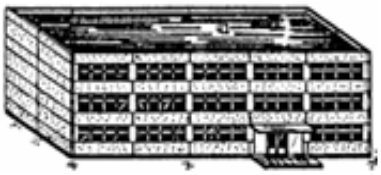
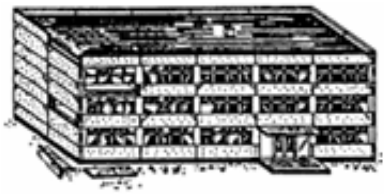
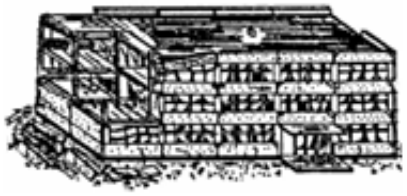
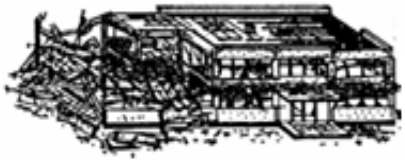
Classification des dégâts aux bâtiments en béton armé	
	**Degré 1: Dégâts négligeables à légers (aucun dégât structural, légers dégâts non structurels)** Fissures fines dans le plâtre sur les parties de l'ossature ou sur les murs à la base. Fissures fines dans les cloisons et les remplissages.
	**Degré 2: Dégâts modérés (dégâts structuraux légers, dégâts non structuraux modérés)** Fissures dans les structures de types portiques (poteaux et poutres) et dans structures avec murs. Fissures dans les cloisons et les murs de remplissage; chute des revêtements friables et du plâtre. Chute du mortier aux jonctions entre les panneaux des murs.
	**Degré 3: Dégâts sensibles à importants (dégâts structuraux modérés, dégâts non structuraux importants)** Fissures dans les poteaux et dans les nœuds à la base de l'ossature et aux extrémités des linteaux des murs avec des ouvertures. Ecaillage du revêtement de béton, flambement des barres d'armature longitudinale. Fissures importantes dans les cloisons et les murs de remplissage, défaillance de certains panneaux de remplissage.
	**Degré 4: Dégâts très importants (dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants)** Fissures importantes dans les éléments structuraux avec défaillance en compression du béton et rupture des barres à haute adhérence; perte de l'adhérence barres-béton; basculement des poteaux. Ecroulement de quelques poteaux ou d'un étage supérieur.
	**Degré 5: Destruction (dégâts structuraux très importants)** Effondrement total du rez-de-chaussée ou de parties de bâtiments.

Figure 1.4: Degrés de dommages des bâtiments en béton armé (EMS98).

b. Approche Statistique américaine

La méthodologie HAZUS développée par le NIBS (national institute of building science) aux Etats Unis et approuvée par le FEMA (federal Emergency Management Agency). Le résultat a été le logiciel HAZUS, interactif pour l'évaluation des risques, lancé pour la première fois en 1997 et mis à jour en 1999. Dans cette méthode, on trouve les déplacements spectraux et les accélérations spectrales comme mesure d'entrées sismiques.

Cependant, l'étude d'HAZUS continue à se fonder sur l'opinion d'experts pour estimer l'état des dommages qui résulteraient d'un déplacement et d'une accélération spectrale donnée. Trente-six (36) types de modèles de bâtiments sont considérés par la méthodologie et quatre niveaux sismiques sont considérés (niveau haut, niveau modéré, niveau bas et niveau pré-code). Le pré-code se rapporte à des bâtiments sans aucune conception sismique.

Pour chaque niveau sismique et chaque type de bâtiment, on définit les paramètres suivants : la capacité du bâtiment, le spectre de déplacement, le seuil des déférents états de dommages dans la construction (Saradoun**i**,2013)

1.6.6. Approche probabiliste

Comme dans la méthode EMS98, l'analyse d'une structure doit permettre de déterminer son type en le rattachant à une typologie précise. La typologie américaine a été publiée dans l'ATC21 (1988) puis reprise dans le rapport 154 de la FEMA en 1988.

À partir de cette typologie, la vulnérabilité de chaque structure s'établit à partir d'une fiche de relevés d'indicateurs structuraux.

Une fois la typologie est définie, l'indice de vulnérabilité de base de chacune des typologies (appelé BSH) est modulé en fonction des critères structuraux relevés lors de l'analyse visuelle. Une note est attribuée à chacun de ces critères de vulnérabilité. Le résultat du relevé est donc une note "ou critère de vulnérabilité global" permettant d'estimer la vulnérabilité sismique du bâtiment.

1.6.7. Méthodes analytiques

L'évaluation de la vulnérabilité sismique d'une structure repose principalement sur deux approches : les méthodes linéaires (analyse par forces latérales ou modale spectrale), conformes aux codes parasismiques, et les méthodes non linéaires (analyse "Pushover" ou dynamique avec accélérogrammes), permettant une analyse plus fine du comportement structural (FEMA, 2000). Le choix de la méthode dépend à la fois des caractéristiques de la structure et des objectifs de l'étude.

a-Méthodes d'analyse linéaires

a .1.Méthode statique équivalente (force de remplacement)

La méthode statique équivalente, également appelée méthode de la force de remplacement, est une approche linéaire simple et couramment utilisée, à condition que les critères d'application définis dans le RPA (2003) soient respectés.

Son principe consiste à remplacer les effets dynamiques d'un séisme sur une structure par un système de forces statiques équivalentes, appliquées horizontalement. Ces forces sont calculées à partir de :

- L'intensité du mouvement sismique du sol,
- Les caractéristiques physiques et dynamiques du bâtiment,
- Son usage principal.

La force résultante V est appliquée à la base de la structure (Équation 1.2), puis répartie le long de la hauteur du bâtiment, augmentant progressivement jusqu'au sommet

$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W \qquad (1.2)$$

Avec :

A : accélération de zone

D : facteur d'amplification dynamique

R : facteur de comportement de la structure ou du système constructif.

Q : facteur de qualité, donné par la formule.

W : le poids de la structure.

La structure étant soumise à ces forces statiques équivalentes, on est alors ramené à un calcul de contreventement s'effectuant par les méthodes usuelles de calcul des structures.

Le dimensionnement de capacité des éléments structuraux est ensuite effectué en utilisant les règlements de béton armé en vigueur.

a.2.Méthode dynamique linéaire

Lorsqu'une structure ne satisfait pas aux conditions de régularité (en plan, en élévation) ou aux limites de hauteur requises par la méthode statique équivalente, le RPA99 (2003) préconise le recours à une méthode dynamique pour l'analyse sismique.

La méthode dynamique linéaire comprend deux approches principales : l'analyse spectrale, qui détermine la réponse maximale de la structure via des spectres de réponse spécifiques au site, et l'analyse temporelle, réalisée par calcul direct dans le domaine temporel à partir d'accélérogrammes représentatifs des conditions locales.

Deux grandes familles de méthodes temporelles sont distinguées :

1. Méthodes modales temporelles : la solution est obtenue à partir des modes propres de la structure. Pour chaque mode retenu, l'équation différentielle dynamique est résolue, et la réponse totale est obtenue par combinaison modale.
2. Méthodes d'intégration directe : ces méthodes résolvent l'équation dynamique par discrétisation dans le temps (schémas numériques). La solution à l'instant $t+\Delta t$ (est calculée à partir de l'état connu à l'instant t).

Il existe de nombreux schémas d'intégration, certains inconditionnellement stables (sans contrainte sur le pas de temps Δt), d'autres nécessitant une condition de stabilité, où Δt doit être inférieur à une limite dépendant des caractéristiques dynamiques de la structure. En pratique, une bonne précision exige que le pas de temps représente correctement les variations des accélérations ou de la réponse modale.

b-Méthodes non- linéaires

b.1.Méthode statique non- linéaire "Pushover"

La méthode Pushover, qui prend en compte le comportement post-élastique des structures, est utilisée pour évaluer la résistance sismique des bâtiments existants et pour identifier les zones de formation des rotules plastiques ainsi que les éventuels endommagements. Cette méthode est aujourd'hui largement reconnue et appliquée à l'échelle internationale, notamment à travers les documents (ATC-40, 1996 ; FEMA 356, 2000).

Elle consiste à appliquer à la structure un système de forces latérales selon une distribution prédéfinie (proportionnelle soit aux forces issues de l'analyse élastique, soit aux masses soumises à une accélération uniforme), avec une intensité croissante. L'analyse permet alors d'obtenir une courbe de capacité, représentant généralement l'effort tranchant total à la base en fonction d'un déplacement au sommet de la structure.

Cette courbe est utilisée pour vérifier si la structure est capable d'atteindre un déplacement cible, caractéristique d'un système équivalent à un degré de liberté, sans dépasser les limites de déformation ultime. Ce système équivalent est généralement basé sur le mode fondamental de la structure.

b.2.Méthode dynamique non- linéaire

L'analyse temporelle non linéaire repose sur l'intégration complète de l'équation du mouvement. Chaque type de non-linéarité nécessite des algorithmes spécifiques, et il n'existe pas de méthode universelle. Les instabilités peuvent être subtiles et difficilement détectables.

La prudence et le contrôle de la qualité numérique sont donc essentiels. L'application correcte de ces méthodes doit être décidée au cas par cas (Clough & Penzien, 1993).

c. Méthode K. Lang (2002)

La méthode proposée par K. Lang (2002) permet d'évaluer la vulnérabilité sismique des structures, notamment en maçonnerie, en établissant leur courbe de capacité à partir de leurs caractéristiques propres. Cette approche, structurée en 9 phases distinctes, aboutit à une estimation de la résistance sismique et des niveaux de dommage potentiels sous séisme.

Étape 1 : données d'entrée

La première phase consiste à recueillir les données nécessaires à l'évaluation, regroupées en trois catégories :

- Géométrie de la structure : surface totale des planchers A_{tot}, hauteur du la structure H_{tot}, hauteur d'étage hst.
- Propriétés des matériaux : résistance à la compression perpendiculaire au lit de mortier fmy, résistance à la compression parallèle au lit de mortier fmx, angle de frottement interne φ, module de Young Em, module de cisaillement Gm , poids spécifique de la maçonnerie γm.
- Charges appliquées : poids propre des planchers Pp et des murs Pm, charges d'exploitation Q, et charge de la neige Sn.

Étape 2 : identification des murs porteurs

Tous les murs porteurs agissant dans la direction considérée doivent être identifiés avec leurs principales caractéristiques : longueur L, épaisseur ep et hauteur de la travée hp.

Étape 3 : calcul des efforts normaux

Pour chaque mur, les efforts normaux dus aux charges verticales doivent être calculés à chaque étage.

Étape 4 : courbe de capacité des murs

La courbe de capacité caractérise la réponse sismique d'une structure sous chargement latéral. Pour un mur, la forme bilinéaire de cette courbe est déterminée en calculant trois paramètres essentiels : l'effort tranchant maximal admissible à la base (Vm), le déplacement élastique limite (Δy) et le déplacement ultime (Δu), évalués au sommet du mur.

Tout d'abord, le rapport des raideurs est calculé comme suit :

$$\frac{EIs_P}{EI_p} \cdot \frac{h_{st}}{L0} \tag{1.3}$$

Avec :

E : module d'élasticité de la maçonnerie,

Isp : Inertie du linteau,

Ip : Inertie du trumeau,

hst : hauteur d'étage,

Lo : longueur entre axes des trumeaux (longueur du linteaux).

Tenant compte de la fissuration des linteaux, on réduit leur rigidité à 50% en multipliant le rapport des raideurs par 0.5.

La valeur de la hauteur d'inflexion h0 est obtenue en projetant le rapport des raideurs sur le graphe de la Figure 1.4.

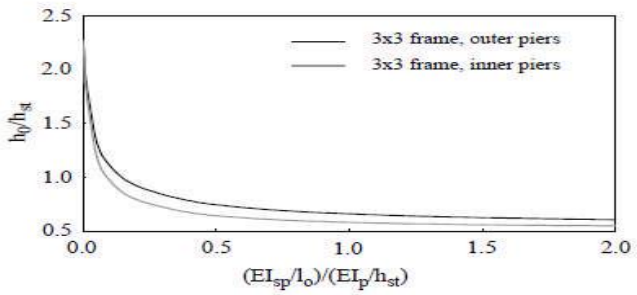


Figure 1.4 : Rapport h_0/h_{st} en fonction du rapport de rigidité flexionnelle des linteaux à la rigidité flexionnelle des trumeaux.

Par conséquent, l'effort tranchant admissible, qui satisfait simultanément aux critères de résistance en contrainte et de non-glissement, est déterminé comme suit :

$$V_m = \frac{f_{my}.e_p.L.N.tan\Phi}{N + N.(tan\Phi^2) + 2.f_{my}.e_p.h_0.tan\Phi} \quad (1.4)$$

$f$my : contrainte de compression parallèle au lit du mortier.

L : longueur de mur.

ep : épaisseur de mur.

ϕ : angle de frottement intérieur.

N : effort normal à la base du mur.

ho : hauteur d'inflexion.

Pour calculer le moments M_1et M_2 en haut et en bas on utilise l'équation suivant :

$$M_1 = V_m.(h_0 - h_p) \quad (1.5)$$

$$M_2 = V_m.h_o \quad (1.6)$$

Vm : effort tranchant

ho : hauteur d'inflexion

hp : hauteurs de trumeau.

Après avoir déterminé la capacité de cisaillement du mur, on calcule le déplacement élastique limite au sommet en utilisant l'équation 1.7.

$$\Delta_Y = V_m . H_{tot} . \left(\frac{h_p . (3h_0 - h_p)}{6EI_{eff}} + \frac{\kappa}{GA_{eff}} \right) \quad (1.7)$$

Vm: effort tranchant,

ho :hauteur d'inflexion,

hp : hauteurs de trumeau,

E : module d'élasticité de la maçonnerie,

Ieff : moment inertie effective,

Aeff : aire effective de mur.

La ductilité est déterminée en fonction de la contrainte normale σn agissant sur le trumeau :

$$\sigma_n = \frac{N}{e_p . L} \quad (1.8)$$

N : effort normale

ep : épaisseur de mur

L : longueur de mur.

Le déplacement relatif ultime est alors :

$$\delta_u = 0{,}8(0.8 - 0.25\ \sigma_n)\ , \quad \frac{hp}{L} < 0{,}5 \quad (1.9)$$

$$\delta_u = 0.8 - 0.25\sigma n \ \ ,0.5 < \frac{hp}{L} < 1.5$$

$$\delta_u = 1.2(0.8 - 0.25\sigma n) \quad , \frac{hp}{L} > 1.5$$

Coefficient de la ductilité est déterminé :

$$\mu_{We} = \max\left(\frac{\delta_u}{\delta_y}, 12 \right) \quad (1.10)$$

δ_u : déplacement relatif ultime.

δy : déplacement relatif élastique.

$$\delta_y = \frac{\Delta}{H_{tot}} \quad (1.11)$$

À partir de cela, la ductilité de déplacement du mur peut être déterminée à l'aide de l'équation suivante :

$$\mu_W = 1 + \frac{h_p}{H_{tot}} . (\mu_{We} - 1) \quad (1.12)$$

Donc, le déplacement ultime au sommet du mur et donnée par :

$$\Delta_u = \mu_W . \Delta_y \tag{1.13}$$

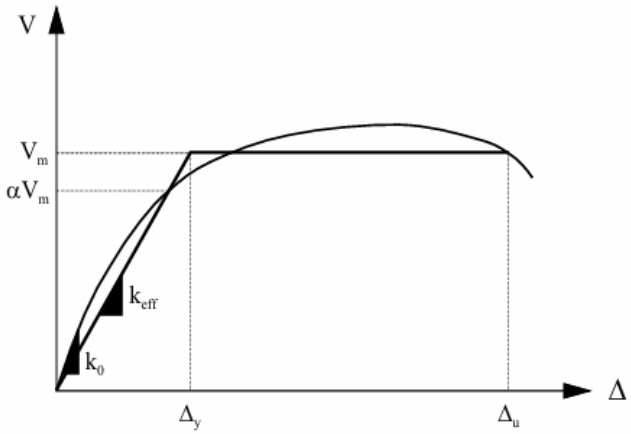


Figure 1.5 : Courbe de capacité des murs (Kerstin Lang et al., 2002).

Étape 5 : courbe de capacité de la structure

La courbe de capacité globale de la structure dans une direction donnée résulte de la superposition des courbes de capacité individuelles de tous les murs participant au contreventement dans cette direction.

$$V_b(\Delta) = \sum_{i=0}^{n} V_j \ (\Delta) \tag{1.14}$$

j est l'indice du mur,

j=1…n ,

où n est le nombre total de murs agissant dans une même direction.

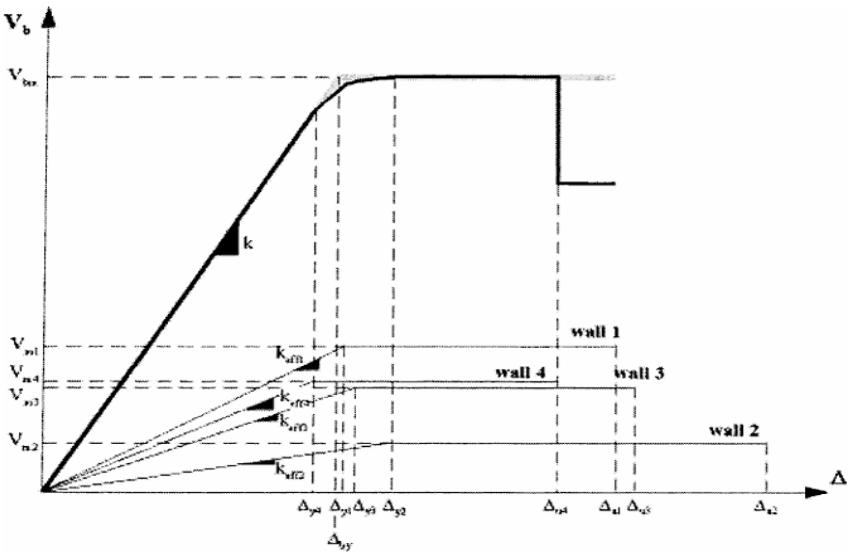


Figure 1.6 : Courbe de capacité de la structurer fictif de la Figure 1.5.

Étape 6 : identification des niveaux de dommages

Pour obtenir la fonction de vulnérabilité d'une structure en maçonnerie, c'est-à-dire les dommages en fonction du déplacement spectral, le déplacement au sommet du bâtiment Δ est associé aux niveaux de dommages selon l'Échelle Macrosismique Européenne [EMS 98].

Degré 1 : Dégâts négligeables à légers (aucun dégât structurel, légers dégâts non structurels)

La description de ce niveau de dommage pour les bâtiments en maçonnerie correspond à l'apparition de fissures capillaires sur un très petit nombre de murs. Ce phénomène est associé au point de début de fissuration, c'est-à-dire le moment où la contrainte devient nulle en un point donné, en négligeant la résistance en traction de la maçonnerie.

Si l'on considère un élément de mur de longueur L, la distribution des contraintes au début de la fissuration. Le moment de fissuration est alors exprimé par la relation suivante :

$$M_{cr} = \frac{N.l_W}{6} \tag{1.16}$$

Le déplacement correspondant au sommet du mur (Δcr) est déterminé, en utilisant l'équation (1.7) en substituant Vm par Vcr :

$$\Delta_{cr} = V_{cr}.H_{tot}.\left(\frac{hp.(3ho-hp)}{6EI_{eff}} + \frac{\kappa}{GA_{eff}}\right) \tag{1.17}$$

Avec :

$$V_{cr} = \frac{N.L}{6.h_0} \tag{1.18}$$

La force de cisaillement à la base peut être déterminée :

$$V_{bcr} = V_b\,(\Delta_{crmin}) \tag{1.19}$$

Le couple (Δcr, Vbcr) détermine le point sur la courbe de capacité de la structure à partir duquel celui-ci entre dans le niveau d'endommagement 1. Avant ce point, le bâtiment est considéré comme non endommagé.

Degré 2 : dégâts modérés (dégâts structuraux légers, dégâts non structuraux modérés)

Des fissures apparaissent désormais dans plusieurs murs de la structure, ce qui indique que son comportement commence à devenir non linéaire. Ce stade correspond au point où le premier mur entre dans la phase plastique de sa courbe de capacité, marquant le début d'une diminution de la rigidité globale de la structure.

Ce niveau de dommage est identifié par l'entrée du premier mur dans l'état plastique, ce qui correspond au déplacement élastique minimal Δy_{min}. Le couple (Δy, Vbcr) représente ce stade, généralement associé au niveau de dommage 2.

Degré 3 : Dégâts sensibles à importants (dégâts structuraux modérés, dégâts non structuraux importants)

Ce niveau de dommage est identifié par le point à partir duquel la pente de la courbe de capacité tend vers zéro, indiquant une perte quasi totale de rigidité de la structure.

Degré 4 : Dégâts très importants (dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants)

Ce degré d'endommagement correspond au début de la défaillance des murs. Dès que le premier mur atteint son déplacement ultime Δu, il est considéré comme ayant cédé, et le bâtiment est alors jugé comme très gravement endommagé. À ce stade, l'effort tranchant à la base de la structure diminue de manière significative.

En projetant ce déplacement sur la courbe de capacité, on obtient le point correspondant au niveau de dommage 4, noté (Δu_{min}, Vby).

Degré 5 : Destruction (dégâts structurels très importants)

Ce niveau de dommage est caractérisé par la rupture des murs, entraînant une réduction de la capacité portante du bâtiment de plus d'un tiers par rapport à sa valeur maximale. Cette diminution débute dès que le mur ayant le déplacement plastique ultime minimal est endommagé.

À ce stade, la capacité de la structure tombe en dessous des deux tiers de sa valeur maximale. En projetant ce point sur la courbe de capacité, on obtient le couple ($\Delta$by, Vby), correspondant au niveau de dommage 5.

Étape 7 : Approximation bilinéaire de la courbe de capacité de la structure

Pour définir un système équivalent à un degré de liberté (SDOF), il est nécessaire de réaliser une approximation bilinéaire de la courbe de capacité de la structure. Celle-ci s'appuie sur la raideur de la phase élastique linéaire k et sur la capacité au cisaillement maximale Vbm, ce qui permet de déterminer le déplacement limite élastique $\Delta$by.

Dans cette approximation bilinéaire, la raideur k de la partie élastique linéaire est assimilée à la somme des raideurs effectives des murs du bâtiment.

$$K = \frac{V_{bm}}{\Delta_{by}} = \sum_{j} K_{effj} \qquad (1.20)$$

Avec :

V_{bm} : la capacité en cisaillement,

Δ_{by} : le déplacement limite élastique de la structure.

Dans le cas illustré à la Figure 1.6, cela conduit à une raideur du bâtiment k :

$$K = K_{eff1} + K_{eff2} + K_{eff3} + K_{eff4} \quad (1.21)$$

Étape 8 : système équivalent à un degré de liberté (SDOF)

La structure peut être modélisé comme un système à plusieurs degrés de liberté (MDOF), avec plusieurs masses concentrées aux niveaux des planchers, notées m_1,m_2, ……., comme illustré à la figure 1.7.

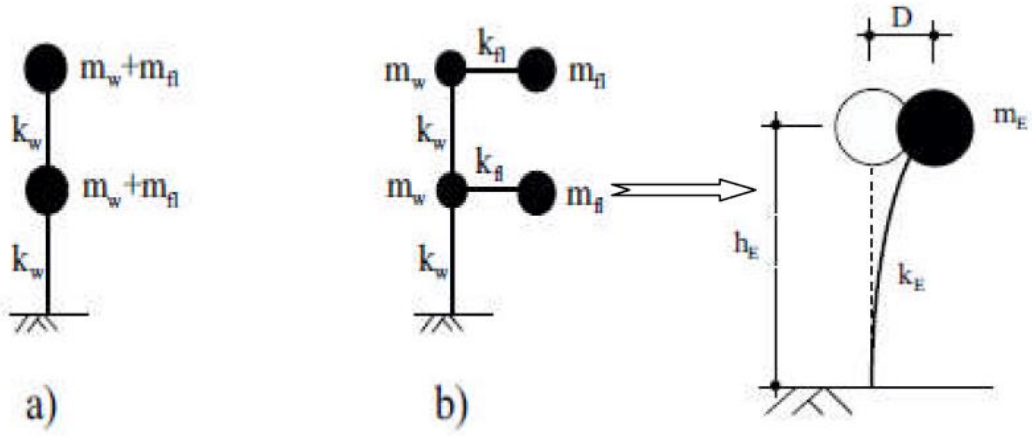


Figure 1.7 : système équivalent.

Si la raideur K de la structure réelle, obtenue à partir de l'approximation bilinéaire de la courbe de capacité, est utilisée comme raideur équivalente K_E du système SDOF, alors on a :

$$K_E = k = \frac{V_{bm}}{\Delta_{by}} \quad (1.22)$$

La masse équivalente est donnée par :

$$m_E = \sum m_i \phi_i \quad (1.23)$$

Avec :

m_i : la masse concentrée

ϕ_i : le déplacement du premier mode au niveau de l'étage i.

Défini de sorte que le déplacement du premier mode à l'étage supérieur soit égal à 1. On obtient la hauteur équivalente suivante :

$$h_E = \frac{\sum h_i m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i} \quad (1.23)$$

Où :

h_i :est la hauteur du niveau de l'étage par rapport à la base.

Fréquence fondamentale du système MDOF.

$$f_1 = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{K_E}{m_E}} \quad (1.24)$$

Le facteur de participation modale est déterminé à l'aide de :

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i {\phi_i}^2} \quad (1.25)$$

Étape 9 : La courbe de vulnérabilité

La courbe de vulnérabilité est définie par le déplacement en tête de la structure (Δ) en fonction du déplacement spectral (Sd), induit par l'intensité sismique.

Le déplacement de la structure est obtenu en suivant les étapes suivantes :

- Détermination de l'accélération spectrale : correspondant à la fréquence fondamentale fi à partir du spectre de réponse :

$$Sa = (fi) \quad (1.26)$$

-Conversion de l'accélération spectrale en déplacement spectral en utilisant la relation :

$$\mathrm{Sd(fi)} = \frac{\mathrm{Sa(fi)}}{\omega \mathrm{i}^2} = \frac{\mathrm{Sa(fi)}}{(2\pi . \mathrm{fi})^2} \quad (1.27)$$

-Calcul du déplacement élastique requis au sommet de la structure :

$$\Delta be = \Gamma . Sa(fi) \quad (1.28)$$

-Calcul du cisaillement élastique requis à la base :

$$Vbe = K . \Delta be \quad (1.29)$$

Vérification du comportement structurel

- Si Vbe<Vbm ⇒ la structure reste en phase élastique, et : Δb = Δbe

- Si Vbe >Vbm ⇒ la structure entre en phase plastique. On calcule alors le coefficient de comportement **:**

$$R = \frac{V_{be}}{V_{bm}} \tag{1.30}$$

Principes de calcul du facteur de comportement R (en fonction de la fréquence f1).

i) Principe du déplacement maximal égal, valable pour $f_1 < f_{c2}$:

$$R = u_D \tag{1.31}$$

ii) Principe de l'énergie égale, valable pour $f_1 > f_{c2}$:

$$R = \sqrt{2\,u_D} - 1 \tag{1.32}$$

iii) Principe de l'égalité des forces, valable pour $f_1 > 33Hz$:

$$R = 1 \tag{1.33}$$

Ce dernier cas s'applique rarement aux bâtiments.

Les fréquences limites typiques sont :

- $fc_1 \approx 1{,}4$ Hz → T=0 ,7 s
- $fc_2 \approx 2$ Hz → T= 0,5 s

Pour les fréquences comprises entre fc_1 et fc_2, le facteur de comportement R est obtenu par **interpolation** entre les deux principes précédents.

Ensuite, on vérifie si fc>1.4, on procède ensuite aux calculs suivants :

-Demande en ductilité selon la formule suivante :

$$\mu_D = \frac{1}{2}(R^2 + 1) \tag{1.34}$$

Puis la demande en déplacement, donnée par :

$$\Delta_D = \mu_D . \Delta_{by} \tag{1.35}$$

La structure est caractérisée par deux phases (voir Figure 1.8) :

- Phase élastique lorsque Vbe < Vbm
- Phase plastique lorsque Vbe > Vbm

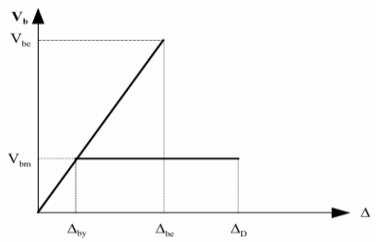


Figure 1.8 : Comportement de la structure.

Conclusion

En théorie, plusieurs méthodes permettent d'évaluer la vulnérabilité sismique des structures. Elles se distinguent par leur coût, les moyens requis et le niveau de précision qu'elles offrent. Le choix de la méthode dépend essentiellement de l'objectif de l'évaluation, de la disponibilité des données, ainsi que des ressources matérielles et technologiques accessibles.

Dans le cadre de notre travail, nous avons opté pour la méthode proposée par **Lang (2002)** pour l'analyse de la vulnérabilité sismique d'un réservoir en maçonnerie. Cette méthode elle est à la fois simple, rapide à mettre en œuvre, fondée sur des principes d'ingénierie réalistes, et adaptable à différentes zones sismiques

Introduction

Dans ce chapitre, nous présentons de manière générale le réservoir faisant l'objet de notre étude. Nous en décrivons les caractéristiques géométriques, les éléments constitutifs, ainsi que les propriétés des matériaux utilisés pour sa construction.

2.1. Description de la structure

Figure 2. 1 : Exemple de construction en maçonnerie dans la commune de larbaa (Ikhlef ,2025).

Il s'agit d'un réservoir en maçonnerie d'une capacité de 1000 m³ (Figure 2.1), érigé durant la période de l'occupation française pour approvisionner la caserne de la ville de Larbaâ Nath Irathen (anciennement Fort National) (Hammoum et al., 2023). Le réservoir se compose principalement des éléments suivants :

- **Dalle en maçonnerie**

Le réservoir est couvert par des voûtes en maçonnerie de briques, construites in situ par des artisans et supportées par des poutrelles métalliques IPE 140 (Figure 2.2). Les joints entre les éléments de maçonnerie sont remplis de mortier pour assurer la rigidité et l'étanchéité de l'ensemble.

Figure 2.2 : Dalle en maçonnerie (Ikhlef ,2025).

- **Terrain de tennis**

Le terrain de tennis en terre battue (Figure 2.3) est constitué d'un mélange de sable, d'argile et, parfois, de chaux, afin de renforcer la cohésion du sol.

Un terrain de tennis en terre battue *type Roland-Garros*.
(1) Couche de terre battue rouge d'environ 2 mm.
(2) Couche de calcaire (craon) de 7 à 10 cm.
(3) Couche de mâchefer de 10 à 15 cm.
(4) Couche de petits graviers d'environ 2 cm.
(5) Couche de gros cailloux (infra-cailloux) de 40 à 60 cm avec drainage incorporé.

Figure 2.3 : coupe des couches du terrain de tennis**.**

- **Murs extérieurs et contreforts**

Les murs extérieurs entourant le réservoir (Figure 2.3) sont constitués de pierre et conçus pour résister aux sollicitations extérieures ainsi qu'aux intempéries, tout en contribuant au maintien d'une température stable à l'intérieur du réservoir. Leur fonction principale est de prévenir les fuites et d'assurer l'intégrité de l'ouvrage. Les contreforts jouent un rôle de raidisseurs, en renforçant les panneaux des parois soumis aux poussées hydrostatiques

Figure 2.4 : Murs extérieurs et Contrefort (Ikhlef ,2025).

- **Murs intérieurs de séparation**

Les murs intérieurs sont construits en pierre et liés à l'aide de chaux hydraulique (Figure 2.4). Ils sont spécialement conçus pour résister aux contraintes exercées par le contenu du réservoir et pour préserver l'intégrité structurelle de l'ensemble. Leur fonction principale est de créer des compartiments distincts à l'intérieur du réservoir, ce qui peut s'avérer particulièrement utile lorsque les substances stockées sont incompatibles ou nécessitent des conditions spécifiques de conservation.

- **Murs de séparation avec ouverture**

Deux murs de séparation, réalisés en maçonnerie (pierre et chaux hydraulique), sont construits de part et d'autre de l'ouvrage, avec des ouvertures en forme de voûte (Figure 2.4). Ces murs ont pour fonction de diviser l'espace intérieur de chaque côté, tout en permettant la circulation de l'eau afin de prévenir sa stagnation, d'éviter sa dégradation et de limiter la prolifération d'organismes indésirables.

Figure 2.5: Murs intérieurs et Mur de séparation (Ikhlef ,2025).

2.2. Caractéristiques géométriques

Les caractéristiques géométriques du réservoir étudié sont présentées dans le Tableau 2.1 et illustrées par la Figure 2.5 :

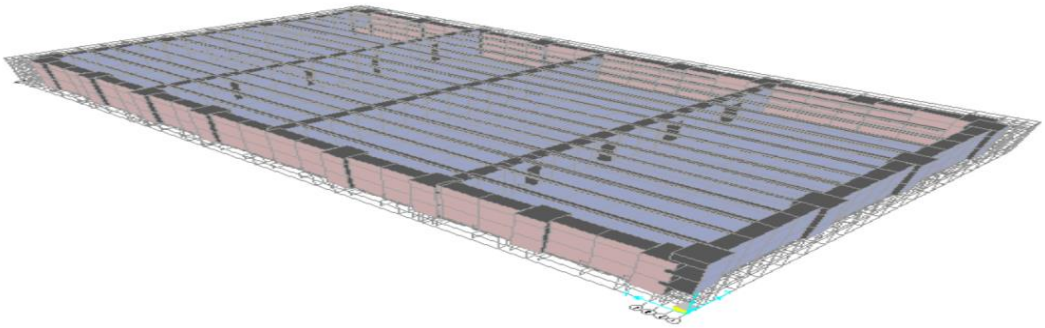


Figure 2.6 : Vue en plan du réservoir **(**Houamdi et Moukah,2023).

Tableau 2.1 : Les caractéristiques de l'ouvrage.

Caractéristiques de l'ouvrage	Valeur	Unité
Capacité de stockage	1000	m^3
Hauteur totale	2,5	m
Longueur	26,00	m
Largeur	14,10	m
Hauteur utile d'eau	2,00	m

2.3. Caractéristiques des matériaux

2.3.1. Maçonnerie

- **Masse volumique**

Le poids volumique de la maçonnerie a été déterminé par des essaies au laboratoire sur un échantillon de mesure de cinq pierres (moellons) et a donné une valeur de 2698,85 kg /m^3 (Hamdani et Moukah, 2023) (Figure 2.6).

Figure 2.7 : Posée du moellon (Houamdi et Moukah, 2023).

- **Résistance à la compression**

La résistance à la compression de la maçonnerie est déterminée par une compagne de mesure par l'ultrason et scléromètre. Les résultats des essais ont abouti à des valeurs caractéristiques de 22,37 Mpa et 22,797 Mpa respectivement. Enfin, la valeur moyenne de 22,5 Mpa a été retenue.

Tableau 2. 2 : Propriétés des matériaux **(**Houamdi et Moukah ,2023).

Paramètre	Valeur	Unité
Résistance la compression parallèle au lit de mortier (fy)	6,75	MPa
Module d'élasticité de la maçonnerie E	1500000	KN/m
Angle de frottement interne (φ)	45	°
Module de cisaillement de la maçonnerie (G)	576923,1	KN/m
Facteur de réduction de la rigidité (η)	0,67	/

2.3.2. Acier (IPE 140) :

- Section : IPE 140
- Hauteur : 140 mm
- Largeur des ailes : 73 mm
- Épaisseur de l'âme : 4,7 mm
- Épaisseur des ailes : 6,9 mm
- Masse linéique : 12,9 kg/m

2.3.3. Béton :

- Masse volumique : 2500 kg/m³
- Résistance à la compression : f_{c28} = 25 Mpa

2.4. Charges et surcharges

Les différentes charges composant du terrain de tennis sont illustrées dans le tableau 2.3et un exemple et montre dans la figure 2.8

2.4.1. Charges permanentes (G)

a- Terrain de tennis

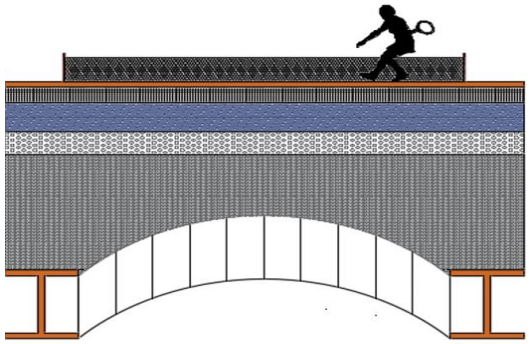


Figure 2. 8 : Coupe des couches du terrain de tennis **(**Houamdi et Moukah ,2023).

Tableau 2.3 : Différentes charges du terrain de tennis.

N	Désignation (cm)	ep (cm)	ρ (Kg/m²)	G_1 (Kg/m²)
1	**IPE140**	/	/	12.9
2	**Voûte en brique**	5	1900	95
3	**Gros cailloux**	4	1800	72
4	**Graviers**	2	1700	34
5	**Terre battu (3couches)**	13	/	230
	G_{1t}			443.9

b- Aire de stationnement

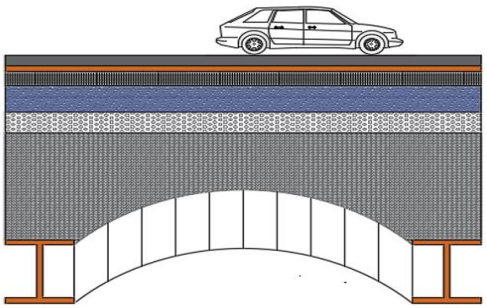


Figure 2.9: Coupe des couches du terrain de l'aire de stationnement **(**Houamdi et Moukah ,2023).

Tableau 2. 4 : Différentes charges de l'aire de stationnement.

N	Désignation	ep	ρ(Kg/m³)	G_2 (Kg/m²)
2	**IPE140**	/	/	12.9
1	**Voûte en brique**	5	1900	95
5	**Gros cailloux**	4	1800	72
4	**Gravier**	2	1700	34
5	**Terre battus**	13	/	230
6	**Dalle béton**	10	2500	250
	G_{2t}			693.9

c- Murs extérieurs

Tableau 2.5 : Charges permanentes des murs extérieurs.

Élément	L(m)	H (m)	ep(m)	ρ(Kg/m³)
Maçonnerie	10.84	2.5	0.5	2698.85

d- Murs intérieurs

Tableau 2 .6 : Charges permanentes des murs intérieurs**.**

Élément	L (m)	H (m)	ep (m)	ρ (Kg/m³)
Maçonnerie	14.20	2.5	0.5	2698.85

e- Murs de séparation

Tableau 2.7 : Charges permanentes des murs de séparation.

Élément	L (m)	H (m)	ep(m)	ρ (Kg/m³)
Maçonnerie	10.20	2.5	0.5	2698.85

Contreforts

Tableau 2 .8 : Charges permanentes des contreforts.

Élément	L (m)	H (m)	ep(m)	ρ (Kg/m³)
Maçonnerie	2.5	0.87	0.6	2698.85

f- Radier

Tableau 2 .9 : Charges permanentes du radier.

Elément	S (m)	H (m)	ep (m)	ρ (Kg/m³)
Fondation	373 ,46	2,5	0,5	2500

2.4.2. Surcharges variables

- **Charges d'exploitation (Q)**

a- Terrain de tennis

Dans le cas d'une surface à usage sportif ou d'éducation physique, une charge d'exploitation de 5 kN/m² est admise, conformément au DTR B.C 2.2.

$$Q_1 = 500 \text{ (kg/m²)}$$

b- Aire de stationnement

La dalle devra supporter, comme charges d'exploitation, le poids des véhicules et des camions (Figure 2.9).

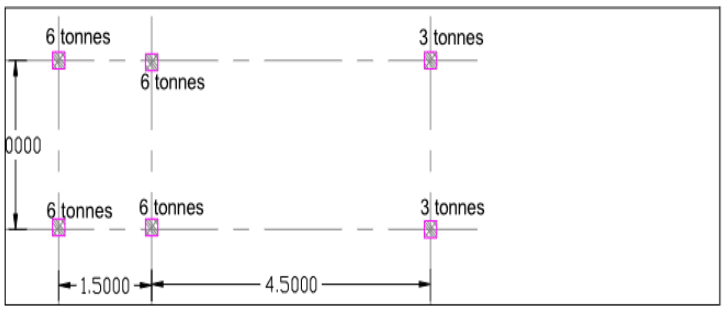


Figure 2. 10 : Surface d'impact d'un camion de 30 tonnes **(**Houamdi et Moukah ,2023).

La surcharge uniforme est donnée par le Tableau 2.9 :

Tableau 2.10: Surcharge uniforme.

Système de charge BC (camions 30t)	Valeur	Unité
Largeur de répartition du convoi	2.40	m
Longueur de répartition du convoi	6.40	m
Surface de répartition	15.36	m²
Charge sur la surface de répartition	30.00	t
Surcharge d'exploitation sur la chaussée Q	1.95	t/m²

La charge d'exploitation $Q_2 = 2000$ (kg/m²).

- **Surcharges climatiques (Sn)**

Cette surcharge est évaluée conformément au DTR C2-4.7. Elle est donnée par la relation suivante :

$$S_n = \mu . S_K \qquad (2.1)$$

La valeur de Sk, exprimée en kN/m², représente la charge de la neige sur le sol. Elle est déterminée conformément au DTR, en fonction de la zone de neige et de l'altitude du site. Pour une zone classée en catégorie A, Sk est donnée par l'équation suivante :

$$Sk = \frac{(0.07 * Alt) + 15}{100} \qquad (2.2)$$

Alt : l'altitude du site d'implantation du réservoir par rapport au niveau de la mer, égale à 937m.

La charge de neige sur le sol : Sk = 0.81 (KN/m^2).

Le coefficient d'ajustement des charges (DTR) : μ = 0.8.

La charge climatique totale appliquée est : Sn = 64

2.4.3. Récapitulatif des charges et surcharges

- **Terrain de tennis**

Tableau 2.11 : Charges et surcharge (Kg /m^2)

Charges permanentes G	443.90
Charges d'exploitations Q	500
Surcharges climatiques Sn	64

- **Aire de stationnement**

Tableau 2.12 : Charges et surcharges (Kg /m^2)

Charges permanentes G	2000
Surcharges d'exploitation Q	693.90
Surcharges climatiques Sn	64

2.4.4. Charges réparties sous le radier

Les charges réparties sous le radier sont calculées en divisant la charge totale par la surface du radier.

- **Terrain de tennis**

Tableau 2 .13 : Charges sous le radier – Cas du terrain de tennis

Charge totale (kN)	369191.221
Surface du radier (m²)	373,46
Charge répartie (kN/m²)	988.569

- **Aire de stationnement**

Tableau 2 .14 : Charges sous le radier – Cas de l'aire de stationnement.

Charge totale (kN)	462556.221
Surface du radier (m^2)	373,46
Charge répartie (kN/m^2)	1238.56965

2.4.5. Actions sismique (spectre de réponse sismique)

L'accélération sismique est représentée par le spectre de calcul défini par le RPA 99 (version 2003), comme indiqué ci-après :

$$\frac{Sa}{g} = \begin{cases} 1{,}25.A.\left[1+\frac{T}{T1}.\left(2{,}5.\eta.\frac{Q}{R}-1\right)\right] & 0 \le T \le T1 \\ 1{,}25.A.\left(2{,}5.\eta.\frac{Q}{R}\right) & T1 \le T \le T2 \\ 1{,}25.A.\left(2{,}5.\eta.\frac{Q}{R}\right).\left(\frac{T2}{T}\right)^{2/3} & T2 \le T \le 3\,\text{secondes} \\ 1{,}25.A.\left(2{,}5.\eta.\frac{Q}{R}\right).\left(\frac{T2}{T}\right)^{2/3}.\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3\,\text{secondes} \end{cases} \qquad (2.4)$$

Où :

Sa/g : Représente une fraction de l'accélération de la pesanteur

A : Coefficient d'accélération de zone,

T1 : Période caractéristiques,

T2 : Période caractéristiques,

Q : Facteur de qualité,

η: Facteur de correction d'amortissement,

R : Coefficient comportement structure

- **Coefficient d'accélération de zone, A**

Le coefficient d'accélération de zone A est donné par le règlement parasismique algérie (RPA 99/2003) en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage de l'ouvrage (tableau 2.15)

Tableau 2.15: Coefficient d'accélération de zone en fonction de zone sismique (RPA 99.R-2003).

	Zone sismique			
Groupe	**I**	**IIa**	**IIb**	**III**
1A	0.15	0.25	0.3	0.4
1B	0.12	0.2	0.25	0.3
2	0.1	0.15	0.2	0.25
3	0.07	0.1	0.14	0.18

Le règlement parasismique Algérien (RPA2003) considère les réservoirs et les châteaux d'eau comme étant des ouvrages de grande importance (1B). Par ailleurs, la daïra de Larbɣa Nat Yiraten (Ex Fort National) (wilaya de Tizi Ouzou) est considérée comme zone de moyenne sismicité, zone IIa (A=0.20).

- **Facteur de correction d'amortissement**

Ce facteur est donné par la formule (2.5) :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \qquad (2.5)$$

ξ : désigne le pourcentage d'amortissement critique. Sa valeur est fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, tel que présenté dans le tableau 2.16.

Tableau 2.16: Valeurs de ξ (%) en fonction de la nature du remplissage (RPA 99/2003).

	Portiques		Voile ou mur
Remplissage	Béton armé	Acier	B.A/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	10

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0.76 \geq 0.7 \text{ Vérifier}$$

- **Coefficient de comportement global de la structure R**

Sa valeur unique est donnée en fonction du système de contreventement. Notre ouvrage est en maçonnerie porteuse, classée catégorie 5 par le tableau 4.3 du RPA (2003). Nous retiendrons la valeur de R = 2.5.

- **Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site T1 et T2**

T1, T2 sont des périodes caractéristiques associées à la catégorie du site Si. Elles sont données par le Tableau 2.17.

Tableau 2.17 : Périodes caractéristiques T1 et T2 en fonction de la nature su sol (RPA 99/2003).

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

Notre réservoir est implanté sur un sol rocheux (S1), il vient que T1=0.15 et T2=0.3.

- **Facteur de qualité Q**

Q est le facteur de la qualité de la structure, sa valeur est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum Pq \tag{2.6}$$

Pq : désigne les pénalités à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, conformément au Tableau 2 .18.

Tableau 2.18 : Evaluation du facteur de qualité.

		Pq	
N°	**Critère q**	**Observe**	**Non-observe**
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2	Redondance en plan	0	0.05
3	Régularité en plan	0	0.05
4	Régularité en élévation	0	0.05
5	Contrôle de qualité des matériaux	0	0.05
6	Contrôle de qualité de l'exécution	0	0.05

Pour un réservoir posé au sol, le facteur de qualité Q est pris égal à 1, car les six pénalités sont observées.

- **Période T**

La valeur de la période fondamentale du réservoir peut être estimée à partir de formules empiriques, ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques. Les relations empiriques proposées par le RPA (99/2003) sont applicables uniquement aux bâtiments. Dans le cas des réservoirs posés au sol, pouvant être assimilés de façon réaliste à un prisme de section transversale constante, nous proposons la relation de Rayleigh suivante :

$$T = 1.79H^2\sqrt{\frac{P}{EIg}} \quad (2.7)$$

P : le poids du réservoir [KN]

H : la hauteur du réservoir [m]

E : module de Young [KN/m2]

I : module d'initie du réservoir [m4].

Un récapitulatif des paramètres utilisés pour construire le spectre de réponse sont donne dans le Tableau 2.19.

Tableau 2.19 : Paramètres utilisés pour la construction du spectre de réponse.

Coefficient d'accélération de zone A	**0.2**
Pourcentage d'amortissement	10%
Coefficient de comportement R	2.5
Période caractéristique T1(s)	0.15
Période caractéristique T2 (s)	0.30
Facteur de qualité Q	1
Facteur de correction d'amortissement η	0.76

La Figure 2.12 ci-dessous illustre le spectre de réponse :

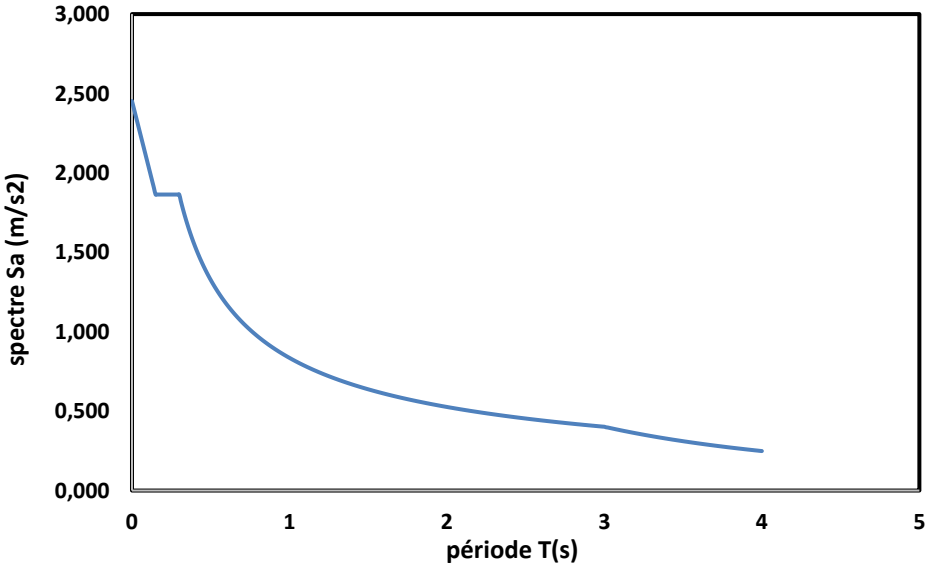


Figure 2.12: Spectre de réponse.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté la structure analysée. Il s'agit d'un réservoir en maçonnerie, construit en 1871, principalement constitué d'une dalle en brique sous forme de voûte, de poutrelles métalliques de type IPE 140, ainsi que de murs extérieurs et intérieurs en maçonnerie. L'ouvrage est situé dans la daïra de Larbaâ Nath Irathen, wilaya de Tizi Ouzou, classée en zone de moyenne sismicité (zone IIa) conformément aux dispositions du RPA99, version 2003. L'ouvrage, classé en catégorie 1B pour sa grande importance, repose sur une formation rocheuse de type S1. Par ailleurs, nous avons décrit le système structural ainsi que les paramètres nécessaires à l'évaluation de sa vulnérabilité sismique.

Introduction

Le chapitre 3 est consacré au calcul de la vulnérabilité sismique du réservoir de stockage d'eau potable, présenté dans le chapitre 2. La méthode de Lang (2002) est utilisée pour déterminer la courbe de capacité de la structure ainsi que sa courbe de vulnérabilité. Différents niveaux de dommages ; allant du degré 1 (début de fissuration) au degré 5 (ruine) sont identifiés sur les deux courbes. Quatre cas de charges sont envisagés ; à savoir le réservoir vide et le réservoir plein, correspondant à deux types de planchers : terrain de tennis et aire de stationnement.

3.1. Identification des murs porteurs

La direction x (Figure 3.1) a été retenue pour l'analyse des murs porteurs. Treize (13) murs ont été identifiés dans cette direction. Leurs principales caractéristiques géométriques, à savoir la longueur, l'épaisseur et la hauteur du trumeau, sont présentées dans le Tableau 3.1.

Tableau 3.1 : Principales caractéristiques géométriques des murs porteurs(m).

Murs	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Longueur (L) (m)	13,10	1,43	1,50	1,55	1,55	2,27	13.10	1,43	1,50	1,55	1,55	2,27	13,10
Epaisseur(ep) (m)	0.5	0.73	0.73	0.73	0.73	0.73	0.5	0.73	0.73	0.73	0.73	0.73	0.5
Hauteur trumeau (hp) (m)	2.5	1.78	1.78	1.78	1.78	1.78	2.5	1.78	1.78	1.78	1.78	1.78	2.5

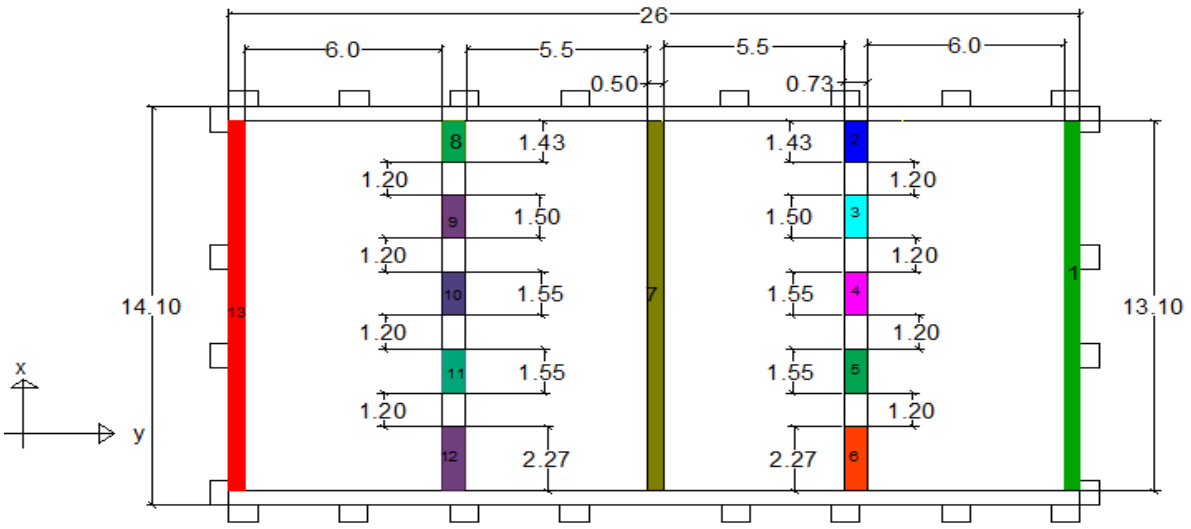


Figure 3.1 : vue en plan de la structure**.**

3.2. Calcul des efforts normaux

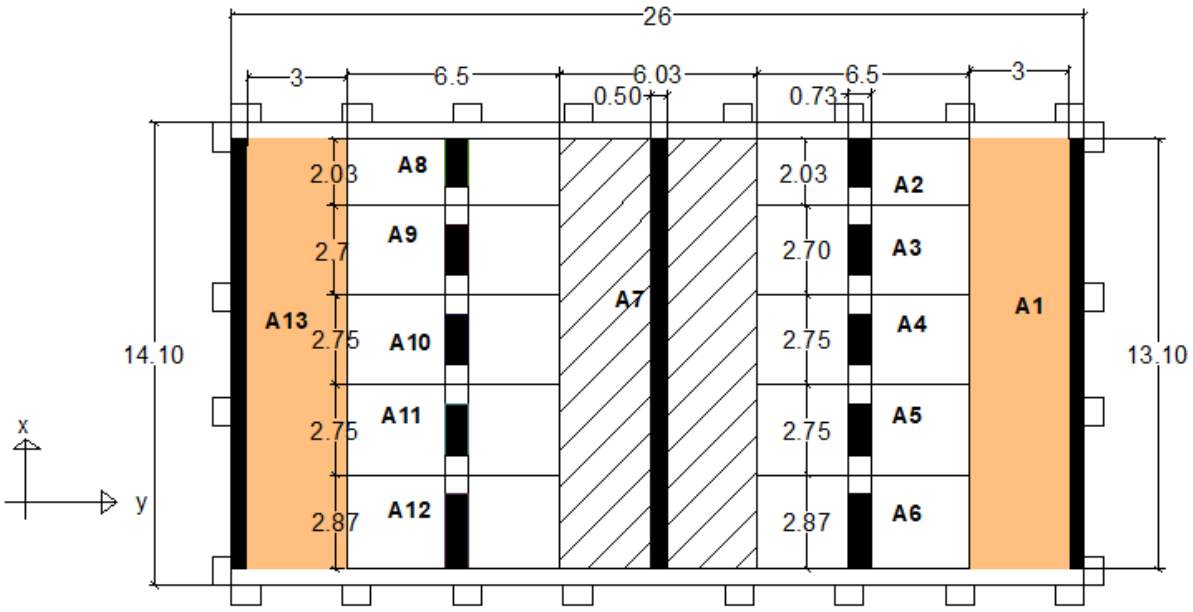


Figure 3.2 : Zones d'influence des murs porteurs dans la direction x.

Cette étape consiste à déterminer les charges verticales appliquées sur chaque mur. Le calcul peut être effectué selon la procédure suivante :

1. Le plancher est divisé en treize (13) zones tributaires (A1 - A13), conformément à sa configuration structurelle (Figure 3.2).
2. La charge totale du plancher est répartie sur chaque zone tributaire proportionnellement à sa longueur**.**

Pour illustrée la méthode de calcul, nous considérons l'exemple du mur 1.

1. Surface tributaire du plancher

- Longueur du mur1 :

  $L_1 = 13.10$ m

- Surface attribuée :

  $A_1 = 0.5 \times 13.10 \times 6 = 39.3$ m²

2. Charges appliquées

- Charge d'exploitation (Q_1) :

  $Q_1 = A_1 \times Q_n = (500 \times 39.3)\ /100 = 196.5$ kN

- Charge permanente (G_1) :

  $G_1 = G_m + G_p = 616.389$ kN

Poids du mur (G_m) :

$G_m = ep \times L \times h \times \gamma_w /100 = (0.5 \times 13.10 \times 2.5 \times 2698.85) /100 = 441.936$ kN

- Charge de neige (S_n) :

$S_n = (64 \times 39.3) /100 = 25.152$ k*N*

Les résultats de calcul des charges sont synthétisés dans le Tableau 3.2. Les efforts normaux ont ensuite été calculés, et les résultats obtenus sont présentés dans le Tableau 3.3.

Tableau 3.2 : Charge du plancher agissant sur chaque mur (KN).

Cas		**Réservoir vide**												
	Murs	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**	**12**	**13**
Terrain de tennis	G	616,39	129,01	151,79	155,69	155,69	194,62	792,59	129,01	151,79	155,69	155,69	194,62	616,39
	Qp	196,50	65,98	87,75	89,38	89,38	93,28	394,97	65,98	87,75	89,38	89,38	93,28	196,50
	Sn	25,15	8,44	11,23	11,44	11,44	11,94	50,56	8,44	11,23	11,44	11,44	11,94	25,15
		Réservoir plein												
	G	1792,18	523,78	676,85	690,48	690,48	752,74	3155,92	523,78	676,85	690,48	690,48	752,74	1792,18
	Qp	196,50	65,98	87,75	89,38	89,38	93,28	394,97	65,98	87,75	89,38	89,38	93,28	196,50
	Sn	25,15	8,44	11,23	11,44	11,44	11,94	50,56	8,44	11,23	11,44	11,44	11,94	25,15
Aire de stationnement		Réservoir vide												
	G	714,64	161,99	195,66	200,38	200,38	241,25	990,07	161,99	195,66	200,38	200,38	241,25	714,64
	Qp	786	263,9	351	357,5	357,5	373,1	1579,86	263,9	351	357,5	357,5	373,1	786
	Sn	25,152	8,4448	11,232	11,44	11,44	11,9392	50,55552	8,4448	11,232	11,44	11,44	11,9392	25,152
		Réservoir plein												
	G	1890,43	556,77	720,73	735,17	735,17	799,38	3353,41	556,77	720,73	735,17	735,17	799,38	1890,43
	Qp	786	263,9	351	357,5	357,5	373,1	1579,86	263,9	351	357,5	357,5	373,1	786
	Sn	25,152	8,4448	11,232	11,44	11,44	11,9392	50,55552	8,4448	11,232	11,44	11,44	11,9392	25,152

Tableau 3.3 : Efforts normaux dans les murs porteurs (en KN).

	Réservoir vide												
Murs	**N1**	**N2**	**N3**	**N4**	**N5**	**N6**	**N7**	**N8**	**N9**	**N10**	**N11**	**N12**	**N13**
Terrain de tennis	838,04	203,43	250,77	256,51	256,51	299,83	1238,11	203,43	250,77	256,51	256,51	299,83	838,04
Aire de station	1525,79	434,34	557,89	569,32	569,32	626,29	2620,48	434,34	557,89	569,32	569,32	626,29	1525,79
	Réservoir plein												
Terrain de tennis	2013,83	598,20	775,83	791,30	791,30	857,96	3601,44	598,20	775,83	791,30	791,30	857,96	2013,83
Aire de station	2701,58	829,11	1082,96	1104,11	1104,11	1184,42	4983,82	829,11	1082,96	1104,11	1104,11	1184,42	2701,58

Les masses concentrées pour les deux cas de charges sont déterminées selon la relation suivante, les résultats sont illustrés dans le Tableau 3.4.

$$m = \frac{\sum N_i}{g} \qquad (3.1)$$

Tableau 3.4 : Masses concentrées (m).

	Masse m (t)	
Cas	Terrain de tennis	Aire de stationnement
Réservoir vide	544,826	1118,639
Réservoir plein	1555,37	2140,30

3.3. Courbe de capacite des murs

La courbe de capacité d'un mur est obtenue suivant un mode opératoire permettant de caractériser son comportement sous chargement latéral. Cette procédure, illustrée dans la Figure 3.3, vise à déterminer trois paramètres clés :

1. **L'effort tranchant à la base *(V_m)*** *:* représentant la résistance maximale du mur,
2. **Le déplacement élastique limite (Δ_y)** : correspondant à la fin du comportement linéaire,
3. **Le déplacement ultime *(Δ_u)*** : marquant l'atteinte de l'état limite de ruine.

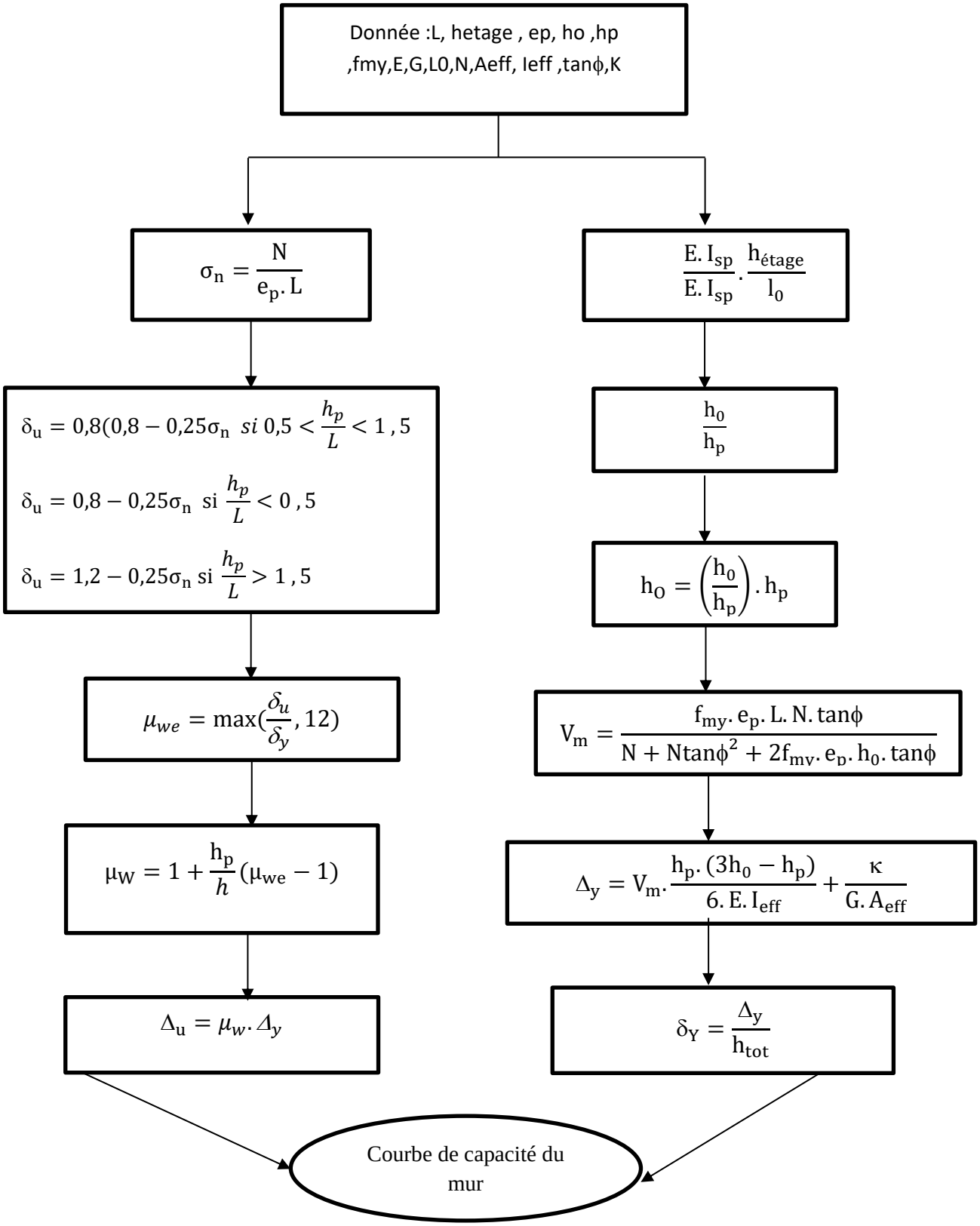


Figure 3.3: Procédure de détermination des courbes de capacité des murs.

Le rapport des rigidités du mur1 pour les deux cas de charge vaut donc :

$$\frac{EIsp}{EI_p}.\frac{h_{st}st}{L_0}=0$$

La valeur de la hauteur de moment nul (h_0) est obtenue en projetant le rapport des raideurs sur le graphe de la Figure 1.2.

$$\frac{h_0}{h_p}=2.33\rightarrow h_0=2.33*2.5=5.83m$$

Une fois la hauteur (h_0) déterminée, l'effort tranchant maximal (V_m) à la base du mur peut être obtenu à l'aide de l'équation (1.4), les résultats sont illustrés dans le Tableau 3.5.

Tableau 3.5 : Efforts maximale.

	Vm (KN)	
Cas	Terrain de tennis	Aire de stationnement
Réservoir vide	903,82	1592,13
Réservoir plein	2054,07	2670,81

Les moments M_1 et M_2 au sommet et à la base du trumeau sont calculés à l'aide des équations (1. 5) et (1.6) respectivement, dans le Tableau 3.6.

Tableau 3.6 : Moments au sommet et à la base du trumeau.

	Réservoir vide		**Réservoir plein**	
Cas	**Terrain de tennis**	**Aire de stationnement**	**Terrain de tennis**	**Aire de stationnement**
M_1 (KNm)	3005,20	5293,83	6829,78	8880,44
M_2 (KNm)	5264,75	9274,15	11964,95	15557,46

Ayant trouvé la capacité du cisaillement du mur, le déplacement limite élastique au sommet du mur Δy peut être déterminé en utilisant la formule (1.7), les résultats sont montrés dans le Tableau 3.7.

Tableau 3.7 : Déplacement élastique limite.

	Δ_Y (mm)	
Cas	Terrain de tennis	Aire de stationnement
Réservoir vide	1,64	2,88
Réservoir plein	3,72	4,83

La ductilité du mur dépend principalement de la contrainte normale (σ_n) qui lui est appliquée. Cette relation peut être exprimée par l'équation (1.8), les résultats sont montrés dans le Tableau 3.8.

Tableau 3.8 : Contrainte normale.

	σ_n (MPa)	
Cas	Terrain de tennis	Aire de stationnement
Réservoir vide	0,13	0,23
Réservoir plein	0,31	0,41

Le déplacement relatif ultime est alors déterminé en utilisant l'équation (1.9) :

$$\text{On a } \frac{h_p}{L} = 0.19 \rightarrow \delta u = 0{,}77\%$$

Le facteur est appliqué au mouvement admissible maximal pour l'obtention de la ductilité qui est déterminée par l'équation (1.10), les résultats sont montrés dans le Tableau 3.9.

Tableau 3.9 : Facteur de ductilité.

	Réservoir vide		**Réservoir plein**	
Cas	Terrain de tennis	Aire de stationnement	Terrain de tennis	Aire de stationnement
Rapport $\frac{\delta_u}{\delta_y}$	0,94	0,51	0,39	0,29
μ_{We}	12	12	12	12

La ductilité globale du mur (μ_W), représentant sa capacité à subir des déformations inélastiques, est calculée par l'équation (1.12) :

Pour tous les cas :

$$\mu_W = 1 + \frac{2.5}{2.5} \times (12 - 1) = 12$$

D'où le déplacement ultime au sommet du mur qui est donnée par l'équation (1.13), les résultats sont montrés dans le Tableau 3.10.

Tableau 3.10 : Déplacement ultime.

	Δu (mm)	
Cas	Terrain de tennis	Aire de stationnement
Réservoir vide	19,63	34,58
Réservoir plein	34,58	58,00

-Réservoir vide :

Ainsi, les trois paramètres (V_m, Δ_u, et Δ_y) nous permettent de tracer la courbe de capacité bilinéaire du mur 1.

Par procédé analogue, nous avons déterminé les courbes de capacité des différents murs. Les résultats sont présentés dans les Tableaux 3.10 et 3.11 et illustrés par le Figures 3.4.

Les lignes tangentes aux courbes de capacité bilinéaires des murs (Figures 3.4) représentent les raideurs effectives de la partie élastique linéaire.

Tableau 3.11 : Capacités des murs.

Murs	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
ho/hp	2,33	0,71	0,75	0,73	0,68	2,33	2,33	0,71	0,75	0,73	0,68	2,33	2,33
ho(m)	5,83	1,26	1,34	1,30	1,21	4,15	5,83	1,26	1,34	1,30	1,21	4,15	5,83
Vm(KN)	903,82	111,45	135,71	147,09	157,46	80,87	1309,72	111,45	135,71	147,09	157,46	80,87	903,82
M1 (KNm)	3005,20	-57,53	-60,39	-70,69	-89,69	191,44	4354,83	-57,53	-60,39	-70,69	-89,69	191,44	3005,20
M2(KNm)	5264,75	140,85	181,17	191,13	190,60	335,39	7629,13	140,85	181,17	191,13	190,60	335,39	5264,75
Δy(mm)	1,64	2,36	2,74	2,71	2,72	1,71	2,37	2,36	2,74	2,71	2,72	1,71	1,64
δu (%)	0,77	0,75	0,74	0,74	0,74	0,75	0,60	0,75	0,74	0,74	0,74	0,75	0,77
δy (%)	0,65	0,94	1,10	1,08	1,09	0,68	0,95	0,94	1,10	1,08	1,09	0,68	0,65
uwE	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00
uw	12,00	8,83	8,83	8,83	8,83	8,83	12,00	8,83	8,83	8,83	8,83	8,83	12,00
Δu(mm)	19,63	20,81	24,23	23,95	24,02	15,07	28,44	20,81	24,23	23,95	24,02	15,07	19,63
K-ef (kn mm)	552,54	47,29	49,47	54,24	57,90	47,41	552,54	47,29	49,47	54,24	57,90	47,41	552,54

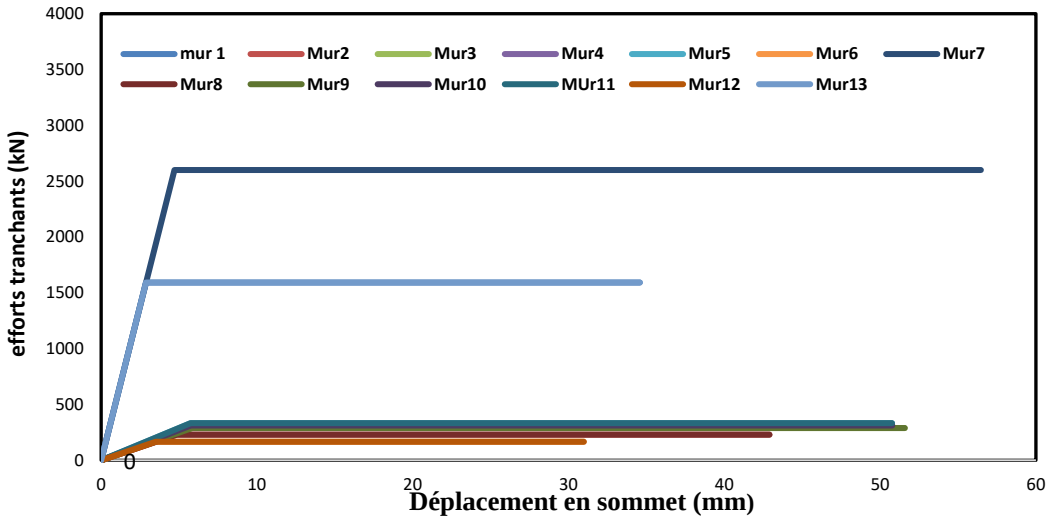


Figure 3.4: Courbes de capacité des murs.

- **Réservoir plein :**

Ainsi, les trois paramètres (V_m, Δ_u, et Δ_y) nous permettent de tracer la courbe de capacité bilinéaire du mur 1.

Par procédé analogue, nous avons déterminé les courbes de capacité des différents murs. Les résultats sont présentés dans le Tableau 3.12 illustrés par le Figures 3.5.
Les lignes tangentes aux courbes de capacité bilinéaires des murs (Figure 3.5) représentent les raideurs effectives de la partie élastique linéaire.

Tableau 3.12: Capacités des murs.

Murs	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
ho/hp (m)	2,33	0,71	0,75	0,73	0,68	2,33	2,33	0,71	0,75	0,73	0,68	2,33	2,33
ho (m)	5,83	1,26	1,34	1,30	1,21	4,15	5,83	1,26	1,34	1,30	1,21	4,15	5,83
Vm (KN)	2670,8	414,0	522,4	561,7	596,5	306,4	4470,8	414,0	522,4	561,7	596,5	306,4	2670,8
M1 (KNm)	8880,4	-213,7	-232,5	-269,9	-339,8	725,3	14865,2	-213,7	-232,5	-269,9	-339,8	725,3	8880,4
M2 (KNm)	15557,5	523,2	697,4	729,8	722,0	1270,7	26042,1	523,2	697,4	729,8	722,0	1270,7	15557,5
Dy (mm)	4,83	8,75	10,56	10,36	10,30	6,46	8,09	8,75	10,56	10,36	10,30	6,46	4,83
du (%)	0,56	0,60	0,55	0,56	0,56	0,62	0,49	0,60	0,55	0,56	0,56	0,62	0,56
dy (%)	1,93	3,50	4,22	4,14	4,12	2,59	3,24	3,50	4,22	4,14	4,12	2,59	1,93
uwE	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12
uw	12	8,83	8,83	8,83	8,83	8,83	12,00	8,83	8,83	8,83	8,83	8,83	12,00
Du (mm)	58,00	77,30	93,27	91,46	91,00	57,08	97,10	77,30	93,27	91,46	91,00	57,08	58,00
K-eff (KN/mm)	552,54	47,29	49,47	54,24	57,90	47,41	552,54	47,29	49,47	54,24	57,90	47,41	552,54

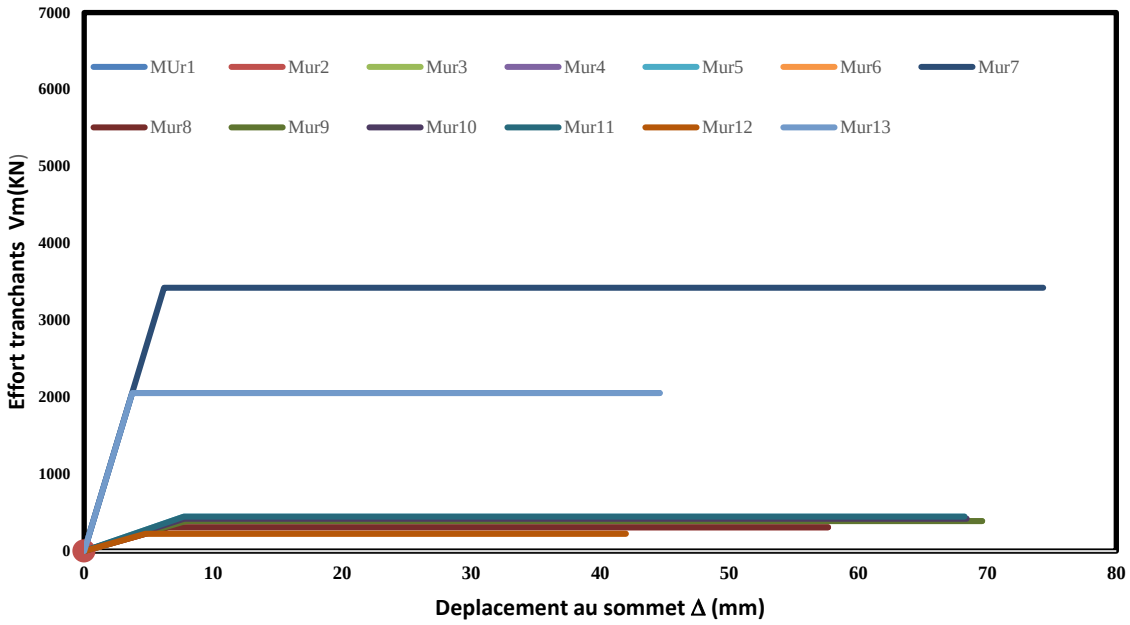


Figure 3.5: Courbes de capacité des murs.

Les Figures (3.4, 3.5) illustrent la variation de l'effort tranchant à la base de chaque mur en fonction du déplacement au somment. Les courbes mettent en évidence l'influence des caractéristiques géométriques sur la rigidité des éléments.

3.4. Courbe de capacite du réservoir

La courbe de capacité globale de la structure est obtenue par superposition des courbes de capacité individuelles des murs, en appliquant l'équation (1.14). Les résultats sont illustrés sur les Figures 3.6 et 3.7 pour le cas du terrain de tennis et l'aire de stationnement respectivement, en considérant le réservoir vide, et puis plein.

Les résultats révèlent que :

- La rigidité du réservoir (plein et vide) est constante, donc indépendante du poids de l'eau. Celle-ci dépend des matériaux utilisé (module de Young, module de cisaillement et angle de frottement interne) et des caractéristiques géométriques des éléments composant le réservoir,
- Le palier de ductilité du réservoir plein est plus important que celui du réservoir vide. La masse joue favorablement pour la souplesse. Des déplacements plus importants qui s'expliquent par ces paliers
- Le coefficient de comportement, défini par le rapport entre le déplacement ultime au déplacement élastique limite est d'environ 11.

- La capacité maximale de la structure, compte tenue du poids de l'eau est plus importante celle-ci est en rapport avec la masse totale de la structure.
- Pour un même déplacement au sommet, l'effort tranchant à la base est plus important dans le cas du réservoir plein. Ce dernier aux vues de sa masse va engendrer une plus grande résistance par inertie.
- La période fondamentale (T) du réservoir est inférieure à 0.5 : ce qui confirme que le réservoir en maçonnerie est rigide. Toutefois, pour le réservoir plein 0.2 supérieure à celle du réservoir vide T = 0.1 ; la messe joue en faveur de la souplesse.

3.5. Identification des dommages

L'effort de cisaillement induit l'apparition de fissures, générant ainsi des dommages qui peuvent être représentés sur la courbe de capacité de la structure. Ces dommages sont classés selon cinq niveaux de gravité, comme défini au chapitre 1.

3.5.1. Apparition des fissures

Pour chaque mur, l'effort de cisaillement à l'apparition des premières fissures est déterminé par l'équation (1.16). Prenons l'exemple du mur 1, les résultats sont montrés dans le Tableau 3.13.

Tableau 3.13 : Efforts tranchants critiques.

	Vcr (KN)	
Cas	Terrain de tennis	Aire de stationnement
Réservoir vide	314,12	571,90
Réservoir plein	754,83	1012,61

Le déplacement au sommet du mur 1 (Δ_{cr}), correspondant à V_{cr}, est déterminé par application de l'équation (1.7) où V_m est remplacé par V_{cr}. Les résultats sont montrés dans le Tableau 3.16.

Tableau 3.14 : Déplacements critiques.

	Δcr (mm)	
Cas	Terrain de tennis	Aire de stationnement
Réservoir vide	0,57	1,04
Réservoir plein	1,37	1,83

Les Tableau (3.15) résume les résultats obtenus pour tous les murs.

Tableau 3.15 : Efforts critiques et déplacement critiques.

Réservoir vide														
Murs	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**	**12**	**13**	
Vcr	754,83	112,81	145,29	157,32	168,88	78,26	1349,90	112,81	145,29	157,32	168,88	78,26	754,83	KN
Dcr	1,37	2,39	2,94	2,90	2,92	1,65	2,44	2,39	2,94	2,90	2,92	1,65	1,37	mm
Réservoir plein														
Vcr	1012,61	156,36	202,80	219,51	235,65	108,04	1868,04	156,36	202,80	219,51	235,65	108,04	1012,61	KN
Dcr	1,83	3,31	4,10	4,05	4,07	2,28	3,38	3,31	4,10	4,05	4,07	2,28	1,83	mm

3.5.2. Niveaux de dommages

Niveau de dommages 1

Ce niveau est déterminé par le mur présentant la fissuration initiale, correspondant au déplacement critique minimal (Δcrmin).

Niveau de dommages 2

Ce niveau de dommages correspond au premier mur atteignant le domaine plastique, c'est-à-dire à la valeur minimale du déplacement élastique maximal (Δ_{ymin}).

Niveau de dommages 3

C'est le point pour lequel la raideur de la courbe de capacité tend vers zéro.

Niveau de dommages 4

Ce niveau de dommages correspond au mur atteignant le premier la ruine, c'est-à-dire présentant le déplacement ultime minimal (Δumin).

Niveau de dommages 5

Ce niveau de dommage est identifié par la rupture des murs causant la réduction de la capacité de la structure à une valeur inférieure à deux tiers de sa valeur maximale.

Les résultats sont donnés dans le Tableau 3.16.

Tableau 3.16: Niveau des dommages .

	Réservoir vide					**Réservoir plein**				
	Niv 1	Niv 2	Niv 3	Niv 4	Niv5	Niv 1	Niv 2	Niv 3	Niv 4	Niv5
Vcr	2252,08	6236,52	8420,40	8420,45	4926,50	3962,79	10459,17	14574,94	13962,19	8620,57
Δcr	1,04	2,88	5,84	30,98	34,58	1,83	4,83	10,57	57,08	58,01

La représentation des niveaux de dommage sur les courbes de capacité (Figure 3.6) montre que la rupture survient en premier dans le cas du réservoir vide . Notons que la rupture correspond au niveau de dommage 5.

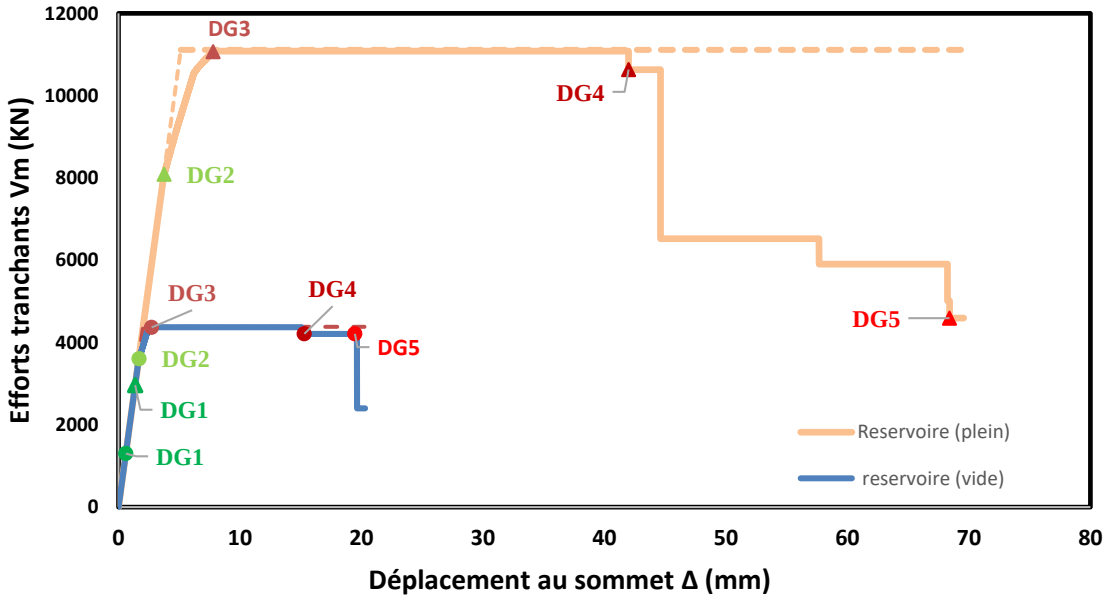


Figure 3.6: Courbe de capacité de la structure.

3.6. Approximation bilinéaire de la courbe de capacité du réservoir

L'approximation bilinéaire de la courbe de capacité est montrée dans les Figures (3.6). La raideur de la partie élastique linéaire est déterminée par la somme des raideurs efficaces selon la relation (1.19).

Pour tous les cas :

$$\sum K_{eff} = 2170.23 \text{ KN/mm}.$$

L'effort de cisaillement de l'approximation bilinéaire doit être égal à l'effort de cisaillement réel de la courbe de capacité du structure (V_{bm}). Le déplacement limite élastique de la structure est donné dans le Tableau3.17.

Tableau 3.17 : Déplacement élastique limite de la structure.

	Δby (mm)	
Cas	Terrain de tennis	Aire de stationnement
Réservoir vide	2,02	3,89
Réservoir plein	5,12	6,73

3 .7. Système équivalent à un degré de liberté (SDOF)

La structure peut être considérée comme un système à plusieurs degrés de liberté (MDOF). Cependant, dans notre cas, elle est modélisée comme un système à un seul degré de liberté (SDOF), avec une masse concentrée unique notée m_1, dont la valeur a déjà été calculée.
Les résultats sont illustrés dans le Tableau 3.18.

Tableau 3.18: Paramètres du système MDOF.

	Terrain de tennis				Aire de stationnement			
	mi(Kg)	miφi	miφi²	hi .mi .φi²	mi(Kg)	miφi	miφi²	hi .mi.φi²
Niveau	1							
Réservoir vide	544826,02	544826,02	544826,02	1362065,0	111863,877	111863,87	111863,87	2796596,93
Réservoir plein	1555378,2	1555378,2	1555378,2	3888445,5	2140304,6	2140304,6	2140304,6	5350761,39

La raideur équivalente du système SDOF est égale à la raideur réelle de la structure.

K_E= k= 2170.23 KN/mm (pour tous les cas)

La masse équivalente est donnée par l'équation (1.22), les résultats sont dans le Tableau 3.19.

Tableau 3.19: Masses équivalente.

	m_E (Kg)	
Cas	Terrain de tennis	Aire de stationnement
Réservoir vide	544826,02	111863,877
Réservoir plein	1555378,2	2140304,6

La fréquence la période du système SDOF est la fréquence et la période fondamentale du réservoir dans la direction X, calculée selon l'équation (1.23), les résultats sont montrés dans le Tableau 3.20.

Tableau 3.20: Fréquence et Période fondamentale.

	f_e (Hz)	
Cas	Terrain de tennis	Aire de stationnement
Réservoir vide	10 ,04	7,02
Réservoir plein	5,94	5,07
	T(s)	
Cas	Terrain de tennis	Aire de stationnement
Réservoir vide	0 ,1	0,14
Réservoir plein	0,17	0 ,20

La hauteur équivalente (h_e) du système SDOF et le facteur de participation modale (Γ) sont calculés par les équations (1.22 et 1.24), respectivement dans le Tableau 3.21.

Tableau 3.21: hauteur équivalente et le facteur modal.

	Réservoir vide		**Réservoir plein**	
Cas	Terrain de tennis	Aire de stationnement	Terrain de tennis	Aire de stationnement
h_e	2,5	2,5	2,5	2,5
Γ	1	1	1	1

3 .8. Courbe de Vulnérabilité

Le déplacement au sommet de la structure (Δ) est déterminé en attribuant différentes valeurs au déplacement spectral, conformément à la méthodologie illustrée sur la Figure 3.7.

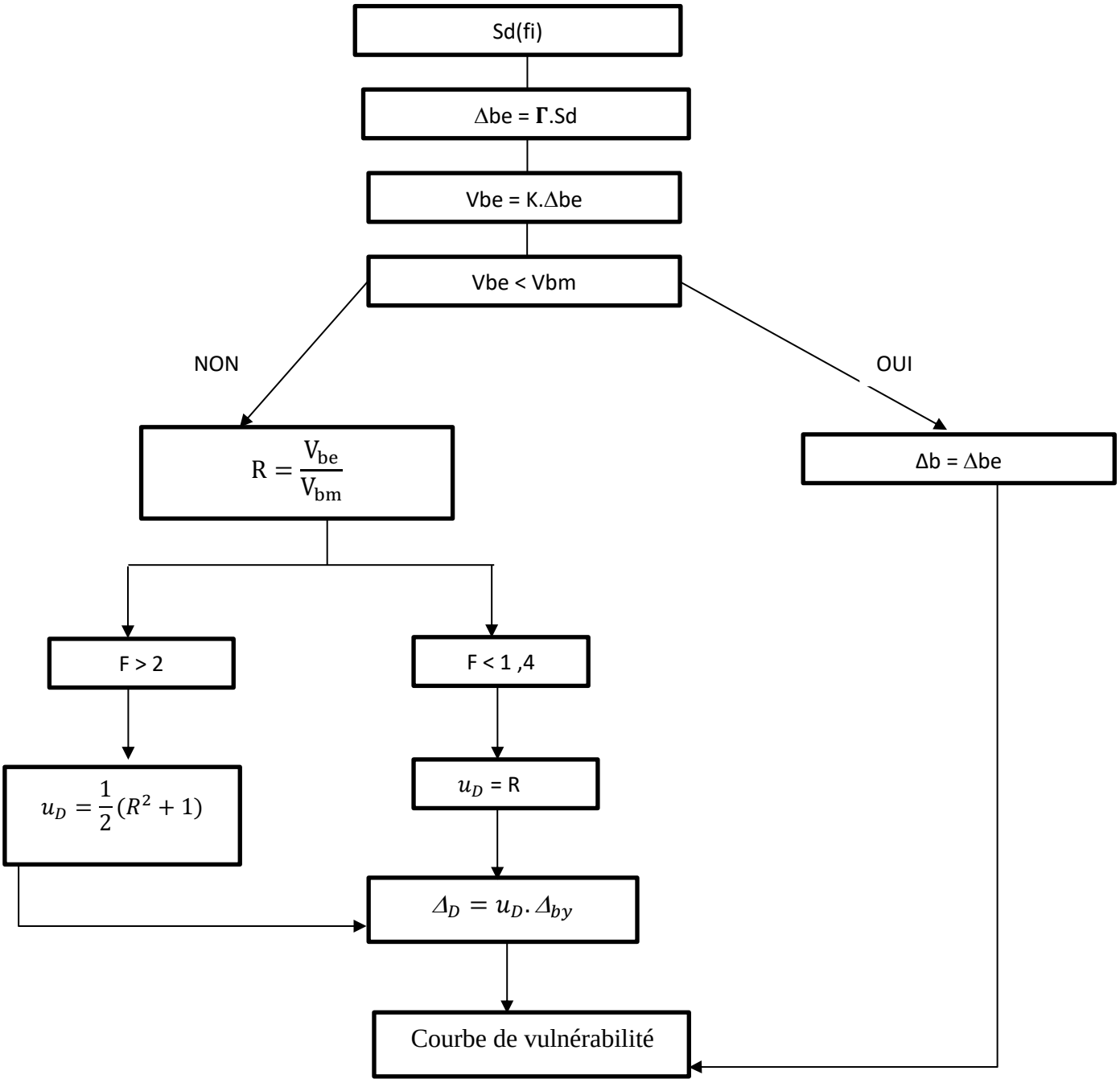


Figure 3.7: Processus de construction de la courbe de vulnérabilité.

Les courbes de vulnérabilité sont ainsi tracées pour les deux cas de charge pour le réservoir plein et vide, comme présenté dans le Figure (3.8). Nous constatons que réservoir plein peut résister à des actions sismiques plus importantes ; autrement dit pour un même déplacement spectral (même demande sismique), celui-ci subit des déplacements relativement faibles.

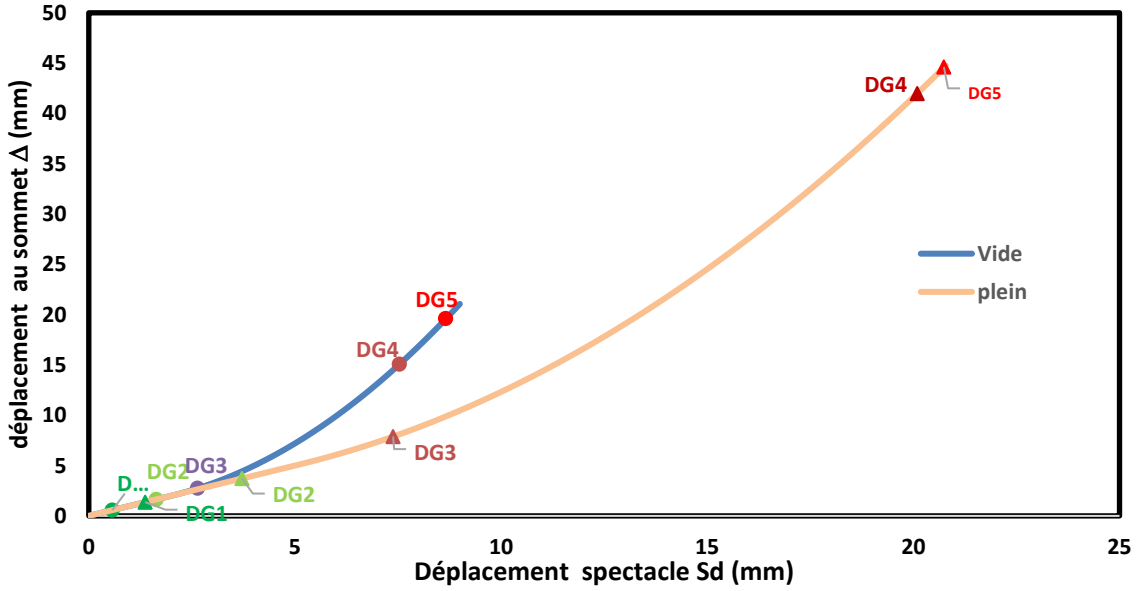


Figure 3.8 : Courbe de vulnérabilité.

Conclusion

Les courbes de capacité tracées moyennant la méthode analytique de Lang ont montré que le réservoir en maçonnerie plein présente une résistance en cisaillement ainsi qu'une capacite de dissipation d'énergie plus importantes. Cette dernière se traduit par un palier de ductilité plus long. toutefois, le coefficient de comportement de la structure est estimé à environ 11.

Par ailleurs, la rupture survient en premier dans le cas du réservoir vide et le cas du terrain de tennis.

Enfin, Les courbes de vulnérabilité, décrivant le comportement sismique de la structure étudiées, ont montré que le réservoir plein peut résister à des actions sismiques plus importantes.

L'analyse déterministe de la vulnérabilité sismique du réservoir en maçonnerie, par la méthode analytique de Lang (2002) a permis de construire les courbes de capacité ainsi que les courbes de vulnérabilité de l'ouvrage vide et plein, en considérant dans un premier temps le planché destiner pour un terrain de tennis puis transformé en aire de stationnement. Les résultats de l'analyses ont révélé que :

- La rigidité du réservoir (plein et vide) est indépendante de la masse (constante). Ce qui confirme que la rigidité dépend des matériaux utilisés et des caractéristiques géométriques des éléments composant le réservoir,
- Le palier de ductilité du réservoir plein est plus important que celui du réservoir vide. L'énergie de déformation du réservoir plein est plus importante que l'énergie de déformation du réservoir vide
- Le coefficient de comportement, défini par le rapport entre le déplacement ultime au déplacement élastique limite est d'environ 11, supérieure à valeur donné par le RPA (2003) pour la maçonnerie, à savoir R=2.5. Autrement dit notre structure est nettement plus économique.
- La capacité maximale de la structure, compte tenu du poids de l'eau est plus importante celle-ci étant en rapport avec la masse totale de la structure.
- Pour un même déplacement au sommet, l'effort tranchant à la base est plus important dans le cas du réservoir plein. Ce dernier aux vues de sa masse va engendrer une plus grande résistance par inertie.
- Pour un même déplacement au sommet, l'effort tranchant à la base est plus important dans le cas du réservoir plein. Ce dernier aux vues de sa masse va engendrer une plus grande résistance par inertie.
- Les réservoirs posés au sol ont la particularité d'être rigide, leurs périodes est inférieure à 0.5. Toutefois, les résultats de calcul montrent que la période dans le cas d'un réservoir plein est supérieure à la période pour le réservoir vide. Donc, la masse joue favorablement pour la souplesse, ce qui engendre des déplacements plus importants qui s'expliquent par les paliers plus importants.
- La représentation des niveaux de dommage sur les courbes de capacité et de vulnérabilité montre que la rupture survient en premier dans le cas du réservoir vide et terrain de tennis.

- Enfin, les courbes de vulnérabilité, décrivant le comportement sismique de la structure étudiées, ont montré que le réservoir plein peut résister à des actions sismiques plus importantes.

Perspectives

Dans ce mémoire, l'analyse du comportement sismique du réservoir en maçonnerie est conduite par la méthode analytique de Lang, en considérant uniquement l'effet du poids de l'eau. En perspective ; nous envisageons d'introduire l'effet hydrostatique et hydrodynamique sur la vulnérabilité de l'ouvrage.

Référence

GHANEM Aldjia, « analyse non linéaire des structures planes en béton armé Tenant compte du remplissage en maçonnerie », thèse de Magister, université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2013.

HAMZA Cherif, « étude du comportement de la maçonnerie sous chargement de Cisaillement », thèse de Master, Université de Tlemcen, 2014.

SARADOUNI FATIHA, « contribution à l'étude de la vulnérabilité des retenues collinaires vis-à-vis des aléas naturels dans un système d'information géographique (SIG) », université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2013.

HAMMOUM H., " Diagnostic et analyse de risques liés au vieillissement des réservoirs en béton arme. Développement de méthodes d'aide à l'expertise ", Thèse de doctorat es science en Génie Civil, Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou, 2012.

GNDT : Istruzioni per la compilazione della scheda di rilevamento esposizione e vulnerabilità sismica degli edifici. Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (GNDT), 1986. In Italian.

BENEDITTI et PETRINI. (1986), La méthode GNDT pour les constructions en maçonnerie.

BOULHEOUNE F., "Détermination de l'indice de vulnérabilité pour les bâtiments en béton armé ", Thèse magister en génie civil, Blida, juin2006.

RPA99., Règles **Parasismiques Algériennes 99 Version 2003**, Algérie, OPU 2003.

AFPS., **Vulnérabilité Sismique Du Bâti Existant : Approche D'ensemble**, document de travail, version 2.2, mai 2005.

Kadid A., **Analyse Sismique Tri Dimensionnelle des Structures en Béton Armé**, Rapport Final, Université de Batna, 2006.

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

Kerstin Lang "Seismic vulnerability of existing building", Institute of Structural Engineering Swiss Federal Institute of Technology, 2002.

MOUKAH Khadir, HOUAMDI Lahna, « Analyse des états de contraintes dans un réservoir en maçonnerie », université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2023.