

*République algérienne démocratique et populaire*

*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique*

*Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou*

*Faculté du génie de la construction*

*Département de génie civil*



## **Mémoire de Master 2**

**Spécialité : Génie Civil**

**Option : Structure**

### **Thème**

Evaluation de la ductilité et du coefficient de comportement "R" d'un réservoir surélevé sur tour en béton armé

**Proposé et dirigé par :**

M<sup>r</sup> : Hammoum Hocine

**Présenté par :**

M<sup>elle</sup> : Ider Ourdia

Promotion 2015

# Remerciements

Avant tout, je tiens à remercier Allah le tout puissant qui ma donné la santé, la volonté, la patience et qui ma guidé à réaliser ce modeste travail.

J'exprime ma profonde gratitude à mon directeur de recherche, monsieur Hammoum Hocine maitre de conférence au département de Génie Civil de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, pour le choix du sujet, et pour avoir accepté de me diriger et me guidé dans cette recherche, pour ses précieux conseils, son soutien inconditionnel, sa disponibilité et sa vision exceptionnelle du domaine.

Ce travail n'aurait pas voir le jour sous sa forme actuelle sans l'apport de madame Bouzelha K arima, professeur au département de Génie Civil de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, je la remercie pour ses orientations, pour son soutien, son temps précieux qu'elle m'a accordé durant l'élaboration de ce mémoire.

Je tiens aussi â remercier les membres du jury d'avoir accepté d'examiner mon travail.

Je tiens également à adresser mes remerciements à monsieur Aliche Amar doctorant au département de Génie Civil de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, pour son aide et ses précieux conseils.

J'exprime ma profonde reconnaissance à ma chère famille, surtout mes parents, pour m'avoir soutenu, donné de bons conseils et avoir été toujours là pour moi dans les moments difficiles.

# Dédicaces

En signe de respect et de reconnaissance je dédie ce  
modeste travail à

Mes chers parents qu'Allah les protège.

Ma chère grand mère paternelle qu'Allah la garde en  
bonne santé.

Ma chère grand mère maternelle qu'Allah l'accueille en  
son vaste paradis.

Mes chers frères Amar, Malik et Abdellah et mes  
magnifiques sœurs Zineb, Saïda et son marie Karim, et ma  
belle sœur Siham.

Mes neveux : Ilyes, Younes et Islem.

A toutes les personnes qui m'ont vraiment soutenues et  
aidées de près ou de loin ; vous êtes une source de force  
pour moi et je vous estime.

Ider Ourdi a.

Figure 1.1 : Types de ductilité.....	4
Figure 1.2: Établissement du spectre de réponse inélastique à partir du spectre élastique d'un SDOF ..	6
Figure 1.3 : Spectre de réponse élastique .....	8
Figure 1.4 : Spectre de réponse élastique .....	9
Figure 1.5 : Diagramme force-déplacement.....	9
Figure 1.6 : Courbe force-déplacement .....	10
Figure 1.7 : Structure réelle à plusieurs ddl.....	10
Figure 1.8 : Méthode générale de détermination de $q$ , Ballio-Setti.....	12
Figure 2.1 : Modélisation du château d'eau .....	22
Figure 2.2 : Modèle de calcul.....	23
Figure 2.3 : Modélisation physique.....	26
Figure 2.4 : Modes propres.....	28
Figure 2.5 : modèle de calcul du déplacement .....	34
Figure 2.6 : modèle de calcul du moment .....	35
Figure 2.7 : Courbe charge - déformation " Relation déformabilité - ductilité ".....	37
Figure 2.8 : Déformabilité et ductilité des voiles et portiques en béton armé.....	38
Figure 3.1 : Vue et coupe du réservoir surélevé de 200 m <sup>3</sup> .....	41
Figure 3.2 : Spectre de réponse .....	43
Figure 3.3 : Evolution de la ductilité en fonction du Coefficient de comportement R. Cas de la zone I et site S1 .....	46
Figure 3.4 : Evolution de la ductilité en fonction du Coefficient de comportement R. Cas de la zone I et site S2 .....	47
Figure 3.5 : Evolution de la ductilité en fonction du Coefficient de comportement R. Cas de la zone I et site S3 .....	47
Figure 3.6 : Evolution de la ductilité en fonction du Coefficient de comportement R. Cas de la zone I et site S4. ....	48
Figure 3.7 : Evolution de la ductilité en fonction du Coefficient de comportement R. Cas de la zone IIa et site S1 .....	48
Figure 3.8 : Evolution de la ductilité en fonction du Coefficient de comportement R. Cas de la zone IIa et site S2.....	49
Figure 3.9 : Evolution de la ductilité en fonction du Coefficient de comportement R. Cas de la zone IIa et site S3.....	49
Figure 3.10 : Evolution de la ductilité en fonction du Coefficient de comportement R. Cas de la zone IIa et site S4.....	50
Figure 3.11 : Evolution de la ductilité en fonction du Coefficient de comportement R. Cas de la zone IIb et site S1.....	50
Figure 3.12 : Evolution de la ductilité en fonction du Coefficient de comportement R. Cas de la zone IIb et site S2.....	51

---

Figure 3.13 : Evolution de la ductilité en fonction du Coefficient de comportement R. Cas de la zone IIb et site S3.....	51
Figure 3.14 : Evolution de la ductilité en fonction du Coefficient de comportement R. Cas de la zone IIb et site S4.....	52
Figure 3.15 : Evolution de la ductilité en fonction du Coefficient de comportement R. Cas de la zone III et site S1 .....	52
Figure 3.16 : Evolution de la ductilité en fonction du Coefficient de comportement R. Cas de la zone III et site S2 .....	53
Figure 3.17 : Evolution de la ductilité en fonction du Coefficient de comportement R. Cas de la zone III et site S3 .....	53
Figure 3.18 : Evolution de la ductilité en fonction du Coefficient de comportement R. Cas de la zone III et site S4 .....	54
Figure 3.19 : Courbe de tendance moyenne en zone I.....	56
Figure 3.20 : Courbe de tendance moyenne en zone IIa .....	57
Figure 3.21 : Courbe de tendance moyenne en zone IIb .....	57
Figure 3.22 : Courbe de tendance moyenne en zone III.....	58

Tableau 2.1: Valeurs du pourcentage d'amortissement critique $\xi$ (%) .....	30
Tableau 2.2: Valeurs du coefficient de comportement R .....	31
Tableau 2.3 : Valeurs des pénalités $P_q$ .....	32
Tableau 2.4: Valeurs de T1 et T2 .....	32
Tableau 2.5: Coefficient d'accélération de zone A.....	33
Tableau 3.1 : Caractéristiques géométriques du réservoir surélevé .....	41
Tableau 3.2 : Masses des différents éléments résistants du réservoir.....	41
Tableau 3.3 : Evaluation des différentes masses .....	41
Tableau 3.4 : Evaluation des raideurs $K_1$ et $K_0$ .....	41
Tableau 3.5 : Evaluation des pulsations et périodes propres.....	42
Tableau 3.6 : Paramètres à introduire dans le spectre de réponse .....	42
Tableau 3.7 : Evaluation des accélérations pour chaque mode propre à partir du spectre de réponse .	43
Tableau 3.8 : Evaluation des modes propres .....	43
Tableau 3.9 : Evaluation des coefficient de distribution .....	43
Tableau 3.10 : Evaluation des forces sismiques latérales.....	43
Tableau 3.11 : Evaluation des flèches des masses $M_1$ et $M_0$ aux modes I et II.....	44
Tableau 3.12 : Caractéristiques des matériaux .....	44
Tableau 3.13 : Evaluation du déplacement élastique .....	45
Tableau 3.14 : Valeur de R pour la zone I.....	55
Tableau 3.15: Valeur de R pour la zone IIa.....	55
Tableau 3.16 : Valeur de R pour la zone IIb .....	55
Tableau 3.17: Valeur de R pour la zone III .....	55
Tableau 3.18 : Valeur de a et b de la zone I .....	58
Tableau 3.19 : Valeur de a et b de la zone IIa .....	58
Tableau 3.20 : Valeur de a et b de la zone IIb .....	58
Tableau 3.21 : Valeur de a et b de la zone III.....	58

	page
<b>Introduction générale</b> .....	1
 <b>Chapitre 1 : Synthèse bibliographique</b>	
Introduction .....	2
1.1. Définition et types de ductilité .....	2
1.1.1 Ductilité de déformation.....	3
1.1.2 Ductilité de courbure.....	3
1.1.3 Ductilité de déplacement.....	3
1.2. Classe de ductilité .....	4
1.3. Définition du coefficient de comportement R.....	5
1.4. Méthodes d'évaluation du coefficient de comportement .....	5
1.5. Les différents règlements parasismiques.....	17
1.5.1. Le Règlement Parasismique Algérien (RPA) .....	17
1.5.2. L'Eurocode 8.....	17
1.5.3. American Concrete Institute 350.3 (ACI350.3) .....	18
1.5.4. American System Concrete Evaluated (ASCE 7) .....	18
1.6. Quelques études réalisées dans le domaine de Génie-Civil .....	18
 <b>Chapitre 2 : Modélisation hydrodynamique d'un réservoir surélevé</b>	
Introduction .....	20
2.1. Détermination des déplacements globaux de la structure.....	21
2.1.1. Etude hydrodynamique.....	21
2.1.2. Evaluation de la force sismique .....	29
2.2. Détermination du déplacement élastique .....	33
2.3. Détermination de la ductilité.....	36
2.3.2. Relation déformabilité – ductilité.....	37
2.4. Coefficient de comportement R à travers les différents règlements.....	38
2.5. La démarche de la recherche.....	39
Conclusion.....	39
 <b>Chapitre 3 : Recherche du coefficient de comportement R</b>	
Introduction .....	40
3.1. Présentation des structures étudiées .....	40
3.2. Analyse dynamique d'une structure.....	41
3.2.1. Evaluation des déplacements globaux.....	41
3.2.2. Evaluation du déplacement élastique .....	45

---

3.3. Discussion et interprétation des résultats .....	46
3.3.1. La ductilité globale en fonction du coefficient de comportement R et la hauteur H.....	46
3.3.2. Extraction des valeurs du coefficient de comportement R.....	55
3.3.3. Variation du coefficient de comportement R en fonction de la hauteur du support . .....	56
Conclusion .....	59
<b>Conclusion générale</b> .....	61

## **Références bibliographiques**

## **Annexe**

# *Introduction générale*

---

Dans les régions de forte sismicité et à forte densité de population, une rupture de réservoir suite à un tremblement de terre, peut causer d'énormes dommages et de grandes pertes en biens et en vies humaines. Par ailleurs, durant l'après séisme, il est primordial que les réservoirs d'eau potable soient préservés pour leur rôle crucial dans l'organisation des premiers secours, c'est pour cette raison que le Règlement Parasismique Algérien (RPA) classe les châteaux d'eau et réservoirs dans le groupe des ouvrages de grande importance 1B.

Les relations empiriques proposées par le règlement parasismique algérien (RPA, 2003) sont applicables uniquement aux bâtiments. En Algérie, il n'y a pas d'outil normatif pour le calcul des réservoirs aux sollicitations sismiques. Nous sommes alors obligés de recourir au Fascicule 74 qui nous préconise d'utiliser l'approche développée par Housner, dans laquelle l'action du liquide est décomposée en une action passive provoquant des efforts d'impulsion et une action active provoquant des efforts d'oscillation.

Pour le calcul dynamique, nous devrions introduire l'effet du séisme, en considérant le spectre de réponse du RPA. Pour construire ce spectre de réponse, nous considérons un coefficient de comportement  $R=2$  car, dans notre cas, le réservoir surélevé est considéré comme un pendule inverse où 50% ou plus de sa masse est concentrée dans le tiers supérieur de la structure.

Dans le cadre de ce mémoire, nous développons pour la première fois une série de méthodes qui permettent l'évaluation du coefficient de comportement  $R$ , pour des réservoirs surélevés, dans le but d'optimiser les ferraillements en utilisant leur ductilité.

Pour mener ce travail, nous avons structuré le manuscrit en trois chapitres principaux, qui se résument comme suit :

Le premier chapitre consiste en une étude bibliographique, où nous citons les différentes méthodes d'évaluation du coefficient de comportement  $R$ , ductilité, ainsi qu'un état de l'art des codes de calcul en vigueur.

Dans le deuxième chapitre, nous présentons les différentes étapes de calcul des réservoirs surélevés vis-à-vis de l'action sismique, tenant compte de l'effet hydrodynamique selon le modèle de Housner. Dans cette section, nous présentons aussi la méthode de Castigliano que nous utilisons pour évaluer les déplacements élastiques.

Le troisième et dernier chapitre sera consacré au calcul dynamique des réservoirs sur tour en faisant varier la hauteur, la zone sismique et le site d'implantation. Ce chapitre sera aussi consacré à la discussion et l'interprétation des résultats obtenus.

Une conclusion générale viendra clôturer notre travail en donnant les enseignements tirés de cette étude.

*Chapitre 1 :*  
*Synthèse bibliographique*

---

## Introduction

A défaut de prédire le séisme, la protection des vies et des biens nécessite de concevoir et de construire parasismique. Les règlements de construction en zone sismique donnent les paramètres sismiques, les règles de calcul et les dispositions constructives à adopter pour un comportement sécuritaire lors d'un tremblement de terre. L'obtention d'une structure parasismique nécessite un contreventement efficace. Ce dernier est celui qui permet de résister le mieux aux sollicitations sismiques horizontales et verticales.

Une structure peut être conçue pour résister à un séisme donné sans subir aucun dommage et ce en absorbant l'énergie sismique par un comportement élastique. Cependant, une telle conception ne serait pas économique. Il serait plus réaliste et économique d'admettre un risque de dommage contrôlable et réparable, sans entraîner l'écroulement de la structure. Il faut donc procurer à la structure une capacité de se déformer de manière ductile au delà de sa limite élastique sans perte significative de résistance, et permettant ainsi l'absorption d'une grande partie de l'énergie sismique par un comportement non élastique de certaines membrures de la structure sans grand dommage.

Afin de permettre à l'ingénieur concepteur de tenir compte des différentes non linéarités, la plupart des règlements modernes ( règles européennes EC8, RPA99/v2003,... etc.) ont préconisé de réduire les forces issues d'un calcul élastique linéaire par un coefficient appelé «coefficient de comportement».

C'est dans ce contexte que s'inscrit notre travail de recherche et c'est alors que nous consacrons ce premier chapitre à une revue bibliographique autour de la définition du coefficient de comportement  $R$  et les différentes méthodes de son évaluation, ainsi que les valeurs adoptées par les différents règlements, mais aussi autour de la ductilité.

### 1.1. Définition et types de ductilité

L'analyse pathologique de quelques constructions endommagées, durant les séismes récents en Algérie, a montrée l'insuffisance dans le comportement sismique de ces constructions (Davidovici, 2003). En conséquence, l'étude du comportement sismique des constructions similaires s'avère toujours nécessaire afin de mettre en évidence leurs performances sismiques. La ductilité est l'un des indicateurs précieux pour l'étude de cette performance dans le domaine post élastique (Park, 1989).

Avant 1960 la notion de ductilité a été utilisée seulement pour la caractérisation du comportement du matériau. Après les études de Baker dans la conception plastique et les

travaux de recherche de (Housner, 1963), ce concept s'est étendue au niveau de la structure et est associé avec les notions de résistance et de rigidité de la structure globale (Gioncu, 2000).

La ductilité est une caractéristique primordiale des structures devant résister au séisme par la formation d'un mécanisme plastique global. Le terme "ductilité" définit la capacité d'une structure et de différents éléments présélectionnés à se déformer inélastiquement sans perte excessive de résistance et de raideur, on rencontre trois types de ductilité qui sont les suivantes (Hachem, 2004) : la ductilité de déformation, la ductilité de courbure et la ductilité de déplacement.

La première est liée à la capacité de déformation locale des matériaux, la deuxième est associée à la capacité de rotation dans une section et la troisième se réfère au comportement global de l'élément ou de la structure .

### 1.1.1 Ductilité de déformation

La source de la ductilité est la capacité des matériaux à supporter des déformations plastiques sans réduction importante de contrainte (figure 1.1). La ductilité de déformation est exprimée par le rapport de la déformation totale imposée  $\varepsilon_u$  à la déformation élastique  $\varepsilon_y$ , elle est donnée par l'équation (1.1)

$$\mu_\varepsilon = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} \quad (1.1)$$

Il est évident que le béton non confiné est très peu ductile en compression. Un confinement adapté peut considérablement améliorer la ductilité.

### 1.1.2 Ductilité de courbure

Elle est définie comme étant le rapport de la courbure maximale  $\phi_u$  à la courbure élastique  $\phi_y$  (figure 1.1), elle est donnée par l'équation (1.2)

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (1.2)$$

Elle caractérise la capacité de rotation des sections. Elle est directement associée à la capacité de déformation de l'élément soit en terme de rotation ou de déplacement.

### 1.1.3 Ductilité de déplacement

La ductilité de déplacement est généralement une mesure de la ductilité globale de l'élément. Elle est définie comme étant le rapport du déplacement latéral total  $\Delta_u$  au déplacement latéral élastique  $\Delta_y$  (figure 1.1), elle est donnée par l'équation (1.3)

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \tag{1.3}$$

Types de ductilité	Représentation	Définition
Ductilité de déformation		$\mu_{\epsilon} = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_y}$
Ductilité de courbure		$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y}$
Ductilité de déplacement		$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$

Figure 1.1 : Types de ductilité (Doneux, 2002)

### 1.2. Classe de ductilité (Kassoul et Sebai, 2011)

(Eurocode 8, 2003) divise la ductilité des structures en trois classes ; à savoir : la classe de ductilité limitée (DCL), la classe de ductilité moyenne (DCM) et la classe de ductilité élevée (DCH). Ce code fait un lien direct entre la ductilité en courbure disponible durant le dimensionnement de chaque section et de la ductilité globale, en imposant des critères de ductilité locale. Il est a noté que les règles parasismiques algériennes appuyées directement ces recommandations sur la conception des structures avec une classe de ductilité élevée (RPA99/v 2003, 2003).

### 1.3. Définition du coefficient de comportement R

Le coefficient de comportement est un facteur introduit dans les règlements parasismiques pour réduire les forces élastiques obtenues d'une analyse élastique linéaire. Ce facteur de comportement tient compte globalement de la capacité dissipative hystérétique de la structure, permettant de ramener son dimensionnement à un niveau de comportement élastique avec l'introduction de forces sismiques équivalentes, d'intensité réduite. En général, la valeur de calcul du coefficient R est donnée dans les normalisations sismiques en fonction du seul type de structure dimensionnée. Cependant, des recherches récentes ont montrés que ce coefficient dépend d'autres paramètres (le nombre de portiques dans la structure, le nombre d'étage, la ductilité de la structure et le type de sol) (Mouzzoun et al, 2013).

Dans notre travail, nous proposons d'étudier l'influence de certains paramètres sur l'évaluation de la valeur du coefficient de comportement R pour un réservoir surélevé.

### 1.4. Méthodes d'évaluation du coefficient de comportement

Plusieurs méthodes ont été proposées dans la littérature pour l'évaluation du coefficient de comportement R des structures. Ces différentes méthodes peuvent être groupées en quatre catégories principales qui sont les suivantes (El Hasouni, 2007) :

- méthodes basées sur la théorie du facteur de ductilité ;
- méthodes basées sur l'extension de la réponse dynamique inélastique d'oscillateurs simples à un seul degré de liberté aux systèmes à plusieurs degrés de liberté ;
- méthodes basées sur l'approche énergétique ;
- et méthodes basées sur l'accumulation de dommage.

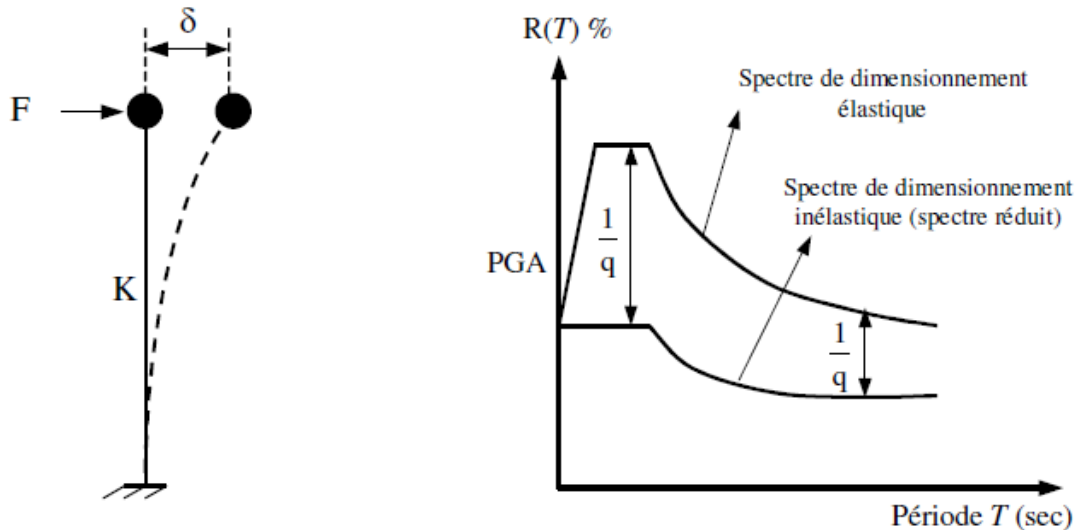
#### A. Méthodes basées sur la théorie du facteur de ductilité

La théorie du facteur de ductilité est basée sur l'hypothèse de l'équivalence des déplacements maximums d'un système à un seul degré de liberté (SDOF), à comportement élasto-plastique parfait et celui d'un oscillateur similaire à comportement indéfiniment élastique linéaire, ce qui conduit à la définition d'un facteur de comportement  $q$  qui coïncide substantiellement avec la ductilité globale  $\mu$ .

Les seules limitations de la théorie du facteur de ductilité sont les hypothèses de régularité des structures et le mécanisme de ruine global. En fait, ces méthodes exigent une distribution uniforme des déformations plastiques dans l'ossature de la structure.

### A-1. Méthode de Newmark et Hall

La méthode de NEWMARK et HALL est la plus simple de toutes les méthodes. le facteur de comportement est donné selon la figure ci-dessous en fonction de la période de vibration de l'oscillateur (El Hasouni, 2007), (Mouzzoun et al, 2013).



**Figure 1.2:** Établissement du spectre de réponse inélastique à partir du spectre élastique d'un SDOF

Le facteur de comportement est donné par :

$$\text{Structure de longue période} \quad q = \mu_{\delta} \quad (1.4)$$

$$\text{Structure de courte période} \quad q = \sqrt{2\mu_{\delta} - 1} \quad (1.5)$$

$$\mu_{\delta} = \frac{\delta_u}{\delta_e} : \text{ductilité du matériau, qui pour le béton armé provient de la plastification de l'acier en traction et par déformation plastique du béton comprimé.} \quad (1.6)$$

$\delta_e$  : déplacement élastique ;

$\delta_u$  : déplacement ultime.

### A-2. Méthode de Cosenza, De Luca, Faella et Mazzolani (Cosenza et al, 1986)

Cette méthode est basée sur la théorie du facteur de ductilité et sur l'hypothèse de ruine de la structure, par formation d'un mécanisme plastique de type global, en tenant compte de l'effet P- $\Delta$ . Le facteur de comportement est donné par la relation suivante :

$$q = \frac{\delta_u}{\delta_e} = \alpha_c \left( \frac{\alpha_u}{\alpha_e} - \beta \right) + \beta \quad (1.7)$$

$\frac{\delta_u}{\delta_e}$  : ductilité globale de la structure ;

$\delta_u$  : déplacement ultime horizontale en tête de la structure ;

$\delta_e$  : déplacement élastique limite ;

$\alpha_c$ : le multiplicateur élastique critique de charges verticales ;

$\frac{\alpha_u}{\alpha_e}$ : exprime la capacité de redistribution plastique ;

$\beta$ : coefficient dépendant de la période propre  $T$  de vibration de la structure.

L'équation (1.7) peut réécrite sous la forme suivante :

$$q = \frac{\alpha_u}{\alpha_e} [(1 - \beta')\alpha_c + \beta'] \quad (1.8)$$

avec :  $\beta = \beta' \frac{\alpha_u}{\alpha_e}$

Le coefficient  $\beta'$  est obtenu à partir des résultats sur le comportement des systèmes à un seul degré de liberté. Il a été proposé pour le coefficient  $\beta'$  la relation suivante :

$$\beta' = 1 - T \quad \text{si } T < 0,5$$

### A-3. Méthode de Giuffre et Giannini

(Giuffre et Giannini, 1982), ont proposé des expressions approchées du facteur de comportement  $q$ , en fonction de la ductilité globale  $\mu$  de la structure et de sa période  $T$  de vibration, en envisageant deux expressions différentes pour  $q$  selon la valeur de la période  $T$ .

$$q = 1 + (\mu - 1)^{0.87 - 0.05T} \quad \text{si } T \geq T_0 \quad (1.9)$$

$$q = 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T}{T_0} \left(1 - 0.5 \frac{T}{T_0}\right) \quad \text{si } T \leq T_0 \quad (1.10)$$

où  $T_0$  est la valeur de la période  $T$  correspondante au début de la branche descendante du spectre de réponse élastique (figure 1.3),  $q_0$  est la valeur de  $q$  obtenue en remplaçant  $T$  par  $T_0$  dans la relation (1.9).

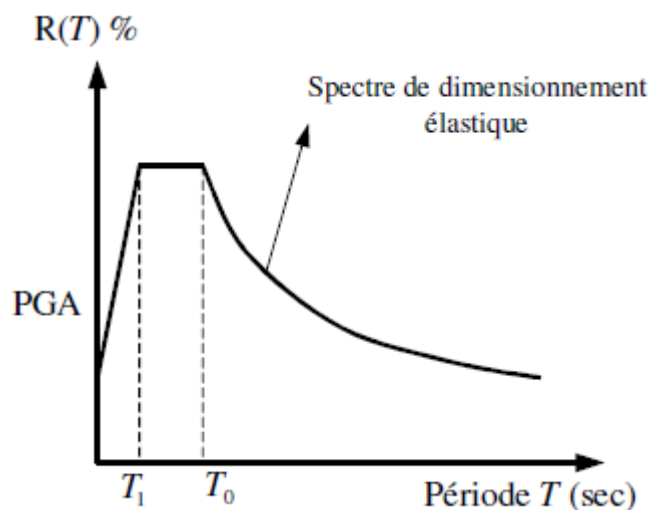


Figure 1.3 : Spectre de réponse élastique

**A-4. Méthode de Palazzo et Fraternali**

(Palazzo et Fraternali, 1987) ont donné une relation du type  $q=q(\mu_\delta, T, \gamma)$  qui tient compte de l'effet  $P-\Delta$  dû aux charges verticales. Cet effet est introduit par l'intermédiaire du paramètre  $g$  qui est égal à la pente de la branche descendante de la loi force-déplacement.

$$\begin{cases} q = 1 + (q_1 - 1) \cdot \frac{T}{T_1} & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ q = \frac{1}{T-T_0} [(T_0 q_1 - q_0 T_1) + (q_0 - q_1) T] & \text{si } T_1 \leq T \leq T_0 \\ q = q_0 - \frac{(\mu-1)(1-10\gamma)}{20} \cdot (T - T_0) & \text{si } T \geq T_0 \text{ et } \gamma < 0.1 \\ q = q_0 & \text{si } T \geq T_0 \text{ et } \gamma > 0.1 \end{cases} \quad (1.11)$$

avec :

$$\begin{cases} q_0 = \frac{\mu}{\mu + \frac{100\gamma}{40}} & \text{si } \mu \leq 1/\gamma \\ q_1 = 1 + \left[ 0.5 + \left( \frac{T_1}{T_0} - 0.5 \right) (2\mu\gamma - \mu^2\gamma^2) \right] (q_0 - 1) \end{cases}$$

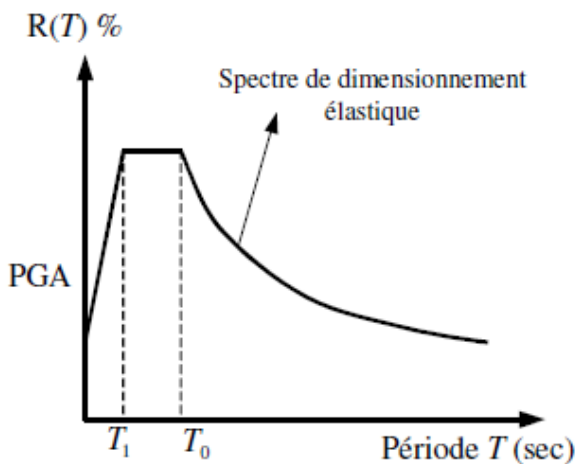
$$\begin{cases} q_0 = \gamma \frac{\mu+100\gamma}{40} \\ q_1 = 1 + \frac{T_1}{T_0} (q_0 - 1) \end{cases} \quad \text{si } \mu > 1/\gamma$$

Si  $T \geq T_0$  et  $\gamma > 0.1$ , la valeur du facteur de comportement  $q$  reste constamment égale à  $q_0$

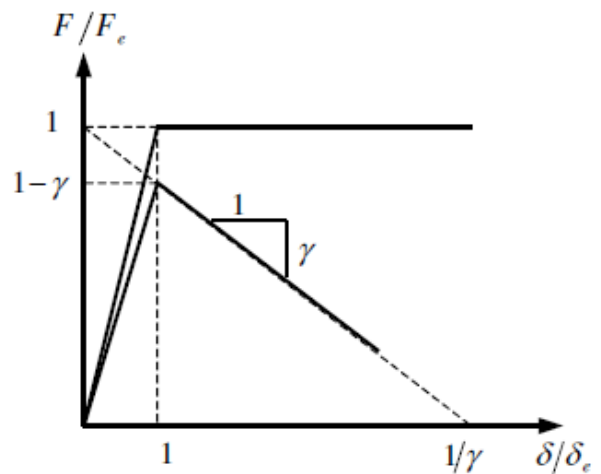
Si  $T \geq T_0$  et  $\gamma < 0.1$ , la valeur de  $q$  diminue linéairement selon une pente  $\beta$  donnée par

l'expression suivante :

$$\beta = \frac{(\mu - 1)(1 - 10\gamma)}{20} \quad (1.12)$$



**Figure 1.4 :** Spectre de réponse élastique



**Figure 1.5 :** Diagramme force-déplacement

### A-5. Méthode de Krawinkler et Nassar

La méthode de (Krawinkler et Nassar,1992) est basée également sur la réponse sismique du système à un seul degré de liberté à comportement élasto-plastique avec écrouissage. Le facteur de comportement est donné par l'expression suivante :

$$q = \left[ 1 + (\mu - 1) \left( \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T} \right) \right] \left( \frac{T^a}{1 + T^a + \frac{b}{T}} \right)^{-1} \quad (1.13)$$

a et b sont deux paramètres numériques compris entre 0 et 1 qui dépendent du taux d'écrouissage.

### A-6. Méthode de Cosenza, De Luca, Faella et Piluso

(Cosenza et al, 1988), ont abandonné l'hypothèse d'un oscillateur simple. Ils ont examiné le comportement réel d'une structure, par exemple un portique multi-étagé (figure 1.7) soumis à une certaine distribution de forces horizontales  $F_1, F_2, \dots, F_n$  représentatives de l'action sismique sous forme statique équivalente, On peut caractériser le comportement de la structure sous chargement monotone de la manière suivante :

Les charges verticales restant fixées, on multiplie les seules forces horizontales par un facteur de chargement  $\alpha$ , et on considère la courbe  $(\alpha, \delta)$ , où  $\delta$  est le déplacement horizontal en tête de portique. Cette courbe va présenter tout d'abord une branche croissante, avec un comportement élastique tant que  $\alpha$  reste inférieur à  $\alpha_e$ , niveau de chargement correspondant à une première plastification dans la structure. L'accentuation de la courbure de la courbe  $(\alpha, \delta)$  si  $\alpha > \alpha_e$  traduit la capacité de redistribution plastique de la structure jusqu'au niveau de chargement ultime  $\alpha_u$  que peut supporter celle-ci. Le comportement de la structure, même global, est donc plus complexe que celui d'un oscillateur simple élasto-plastique parfait, et on doit s'attendre à ce que le coefficient de comportement  $q$  dépende non seulement de la ductilité globale  $\mu_\delta = \frac{\delta_u}{\delta_e}$  de la structure mais aussi d'autres paramètres à savoir :

- le paramètre de redistribution plastique  $\frac{\alpha_u}{\alpha_e}$ ,
  - la pente g de la branche décroissante,
  - la capacité de rotation des rotules plastiques ;  $\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_e}$
  - le type de mécanisme de ruine,
- et la période fondamentale de vibration T de la structure.

En considérant une valeur constante de taux d'amortissement visqueux de la structure généralement supposé de l'ordre de 5 % , le facteur de comportement  $q$  peut être déterminé en suivant les étapes qui suivent :

- évaluation de la capacité de rotation, soit  $R$  , des éléments structuraux constitutifs. Cette capacité de rotation est évaluée au moyen des résultats existants dans la littérature.
- évaluation de la ductilité globale. Soit :

$$\mu_\delta = 1 + \frac{2}{3}(\mu_\theta - 1) - 2\left(\frac{\alpha_u}{\alpha_e} - 1\right) \quad (1.14)$$

- calcul du facteur de comportement  $q$  du système équivalent à un seul degré de liberté sans tenir compte de l'effet  $P-\Delta$  ;
- évaluation du facteur de réduction soit  $\phi$  qui tient compte de l'effet  $P - \Delta$ . Le coefficient  $\phi$  peut être évalué.

Les étapes précédentes conduisent facilement au calcul du facteur de comportement  $q$  selon l'expression suivante :

$$q = \frac{\alpha_u}{\alpha_e} \frac{q_0\left(\mu_\delta, T, \gamma = 0, \frac{\alpha_u}{\alpha_e} = 1\right)}{\phi(\gamma, \mu_\delta, T)} \quad (1.15)$$

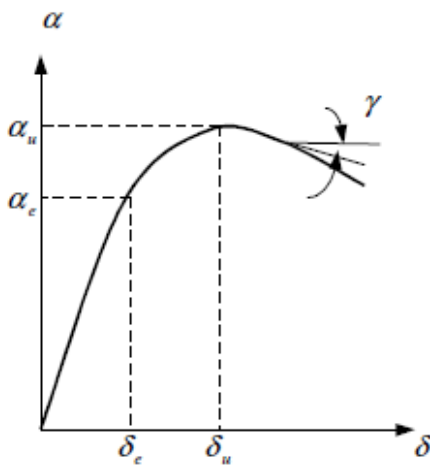


Figure 1.6 : Courbe force-déplacement

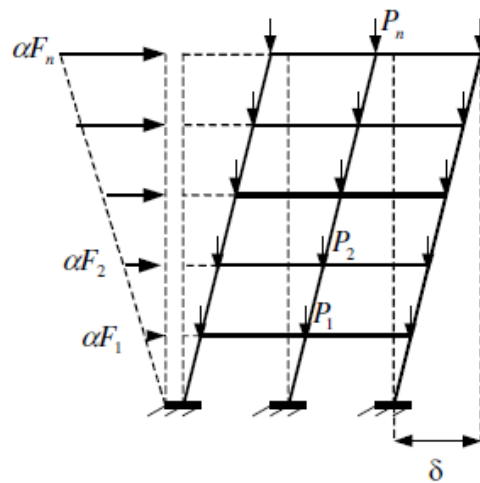


Figure 1.7 : Structure réelle à plusieurs ddl

## B. Méthodes basées sur l'analyse dynamique inélastique des systèmes à plusieurs degrés de liberté

### B-1. Méthode de Ballio et Setti (El Hasouni, 2007)

En ce qui concerne la détermination théorique du coefficient  $q$  , une méthode relativement générale a été proposée par (Ballio et al, 1984), (Setti, 1985). Pour une structure donnée, soumise à un accélérogramme du sol de forme donnée  $a_N \lambda(t)$ , où l'accélération nominale est

considérée ici comme un multiplicateur de l'action sismique que l'on fait croître progressivement, on effectue ( à l'aide d'un logiciel approprié de dynamique non linéaire ) toute une série de calculs numériques donnant la réponse maximale de la structure au cours du temps, pour les différentes valeurs de  $a_N$ . La réponse doit être caractérisée par une grandeur significative, en général le déplacement  $\delta$  de l'étage supérieur par rapport au sol pour un bâtiment. Le facteur  $q$  est alors défini, dans le cas concerné de structure et d'accélérogramme par le point d'intersection de deux courbes (figure 1.8) : d'une part la droite passant par l'origine qui correspond à l'évolution linéaire ( $\delta, a_N$ ) conforme à l'application classique de l'analyse spectrale élastique; d'autre part, la courbe non linéaire déduite point par point des calculs numériques incluant le comportement hystérétique des éléments et les effets  $P - \Delta$ .

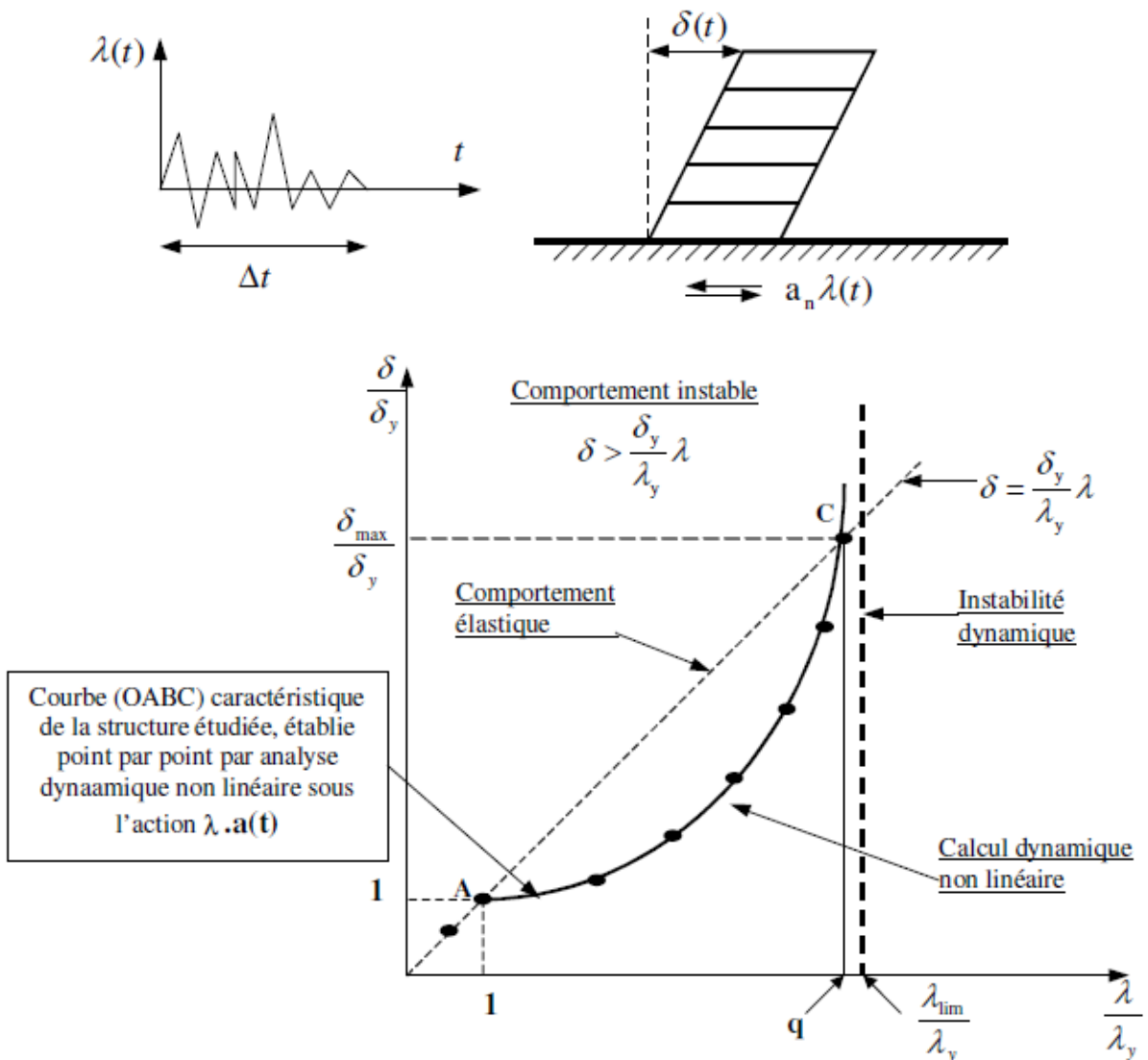


Figure 1.8 : Méthode générale de détermination de  $q$ , Ballio-Setti

## C. Méthodes basées sur l'approche énergétique

Ces méthodes semblent être séduisantes car elles sont plus générales. Elles ne nécessitent ni l'hypothèse de régularité structurale ni celle de mécanisme de ruine de type global. Elles sont basées uniquement sur le concept de la capacité de dissipation d'énergie ; c'est à dire que la structure atteinte les conditions de ruine lorsqu'elle n'est plus en mesure de dissiper de l'énergie qui lui est induite par l'action sismique. Cependant, ces méthodes exigent la disponibilité d'un grand nombre de données expérimentales sur les structures en vraie grandeur et la disponibilité à la fois des lois de comportement des matériaux, des lois de fatigues et de modèles d'accumulation de dommage. On distingue les méthodes énumérées ci-dessous :

### C-1. Méthode de Bonev et Christov (El Hasouni, 2007)

La méthode de Bonev et Christov est basée sur les hypothèses suivantes :

- seuls les déplacements horizontaux au niveau de chaque plancher sont à considérer,
- l'énergie de déformation plastique,  $W_p$ , est calculée lorsque le déplacement relatif entre deux planchers successifs atteint 3%,
- la distribution en élévation des déplacements horizontaux dépend d'un seul paramètre. Il convient de choisir le plus souvent le déplacement horizontal du plancher supérieur.

Selon cette approche, l'état limite de la structure est observée si la demande en énergie de déformation plastique, noté  $E_p$ , excède l'énergie de déformation plastique  $W_p$ .

La prévention de la structure contre la ruine est assurée si l'inégalité suivante est satisfaite :

$$E_p \leq W_p \quad (1.16)$$

Cette méthode suppose les modes propres de vibration de la structure sont connus. Et les notations suivantes sont adoptées :

$\{v\}$ : vecteur déplacement de la structure selon l'hypothèse 1 ;

$\{\Phi\}$ : vecteur modal; vecteur propre normalisé ;

$V_T$  : déplacement du plancher supérieur de la structure ;

$M$  : matrice masse de la structure.

Le déplacement généralisé  $v^*$  de la structure est introduit selon le changement de variable suivant :

$$v^* = \frac{\{\Phi\}^T M \{v\}}{\{\Phi\}^T M \{\Phi\}} \quad (1.17)$$

Les modes de ruine de la structure sont supposés se produire selon les modes propres donc les modes de déplacement sont donnés par :

$$\{v\} = \{\Phi\}v_T \quad (1.18)$$

L'équation (1.16) est appliquée pour chaque mécanisme de ruine envisageable.

L'équation du mouvement de la structure représentée par un système à un seul degré de liberté (SDOF) peut être écrite sous la forme suivante :

$$M\{\ddot{v}\} + \{f\} = -M\{n\}\ddot{v}_g \quad (1.19)$$

$\{f\}$  : vecteur des forces intérieures qui agissent au niveau des planchers ;

$\{n\}$  : le vecteur unitaire ;

$\ddot{v}_g$  : le vecteur accélération du sol.

Afin de rendre l'équation (1.19) facile à résoudre, un certain nombre de changement de variables sont effectuées :

$$\begin{cases} M^* = \{\Phi\}^T M \{n\}, \psi = \frac{\{\Phi\}^T M \{\Phi\}}{M^*} \\ \ddot{v}_T^* = \psi \ddot{v}, \dot{v}_T^* = \psi \dot{v}_T, v_T^* = \psi v_T \end{cases} \quad (1.20)$$

Si  $[k]$  est la matrice de rigidité de la structure, on pose :

$$K^* = \{\Phi\}^T K \{\Phi\}, \quad \omega^{*2} = \frac{K^*}{M^*} \quad (1.21)$$

Selon les nouvelles variables l'équation (1.19) est transformée en équation suivante :

$$M^* \ddot{v}_T^* + F^* = -M^* \ddot{v}_g$$

avec :

$$F^* = \{\Phi\}^T \{f\} \quad (1.22)$$

Le bilan énergétique à l'état limite ultime est donné par l'équation :

$$E = E_c + E_p \quad (1.23)$$

L'énergie de déformation élastique est négligée ;

$E$  : énergie introduite par l'action sismique dans la structure ;

$$E = \frac{1}{2} \left( \frac{T \cdot g}{2\pi} \right)^2 M^* R_e^2 \quad (1.24)$$

$g$  : est l'accélération de pesanteur ;

$R_e$  : est la réponse en accélération du spectre de dimensionnement élastique normalisé (accélération spectrale du projet normalisé) ;

$T$  : est la période propre de vibration du système à un seul degré de liberté ;

$E_c$  : est l'énergie cinétique de la structure. Elle est évaluée selon l'expression 1.25 :

$$E_c = \frac{1}{2} \left( \frac{T \cdot g}{2\pi} \right)^2 M^* \frac{R_e^2}{q^2} \quad (1.25)$$

q: désigne le facteur de comportement de la structure.

Le résultat final qui découle de l'égalité de l'énergie induite par l'action sismique et l'énergie totale absorbée par la structure est obtenue en supposant que l'état limite ultime est atteinte lorsque l'équation (1.16) est satisfaite. Soit :

$$E_p = W_p = \frac{(R_e g)^2}{\psi K^*} (M^*)^2 \frac{1}{q^2} \eta^* \quad (1.26)$$

Le paramètre  $\eta^*$  désigne la ductilité cumulée de la structure.

On utilise l'équation (1.26) et on suppose le système équivalent à un seul degré de liberté SDOF possède un comportement élasto-plastique parfait,  $\eta^*$  s'écrit alors comme suit :

$$\eta^* = \frac{E_p K^*}{(F_y^*)^2} \psi \quad (1.27)$$

où  $F_y^*$  est la limite élastique du système équivalent à un seul degré de liberté

Le facteur de comportement est évalué en substituant les équations (1.24), (1.25) et (1.26) dans l'équation (1.23)

$$q = \sqrt{1 + \frac{2\eta^*}{\psi}} \quad (1.28)$$

### C-2. Méthode de Kato et Akiyama (Kato et Akiyama, 1982)

Selon cette approche, la sécurité d'une structure vis-à-vis d'une action sismique majeure de dimensionnement est évaluée en comparant la capacité de dissipation d'énergie de cette structure à l'énergie qui lui est induite par cette action sismique.

A cet effet, les auteurs de cette méthode modélisent les structures métalliques comme des systèmes de "type cisailé" (shear-type systems) ; tels que des "portiques à colonnes faibles-poutres fortes", et la capacité de résistance sismique de la structure est évaluée pour chaque étage. Cette procédure dévolution ne s'applique pas pour un portique à colonnes fortes poutres faibles qui est sismiquement plus avantageux qu'un portique à colonnes faibles-poutres fortes, car la concentration de dommage dans un de ses étages peut être évitée. L'énergie sismique emmagasinée dans une structure, soit  $E_d$ , qui contribue au dommage structurel, est la somme de l'énergie de déformation élastique, soit  $W_e$ . C'est-à-dire :

$$E_d = W_e + W_p \quad (1.29)$$

Une valeur approchée de  $E_d$  est obtenue en considérant l'évaluation quantitative faite par HOUSNER de l'énergie maximum emmagasinée dans une structure sous l'action d'un

séisme, qui suppose que l'énergie induite engendrant le dommage d'une structure à comportement élasto-plastique est la même que celle engendrant le dommage d'une structure similaire à comportement indéfiniment élastique linéaire. Soit :

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot M_t \cdot S_v^2 \quad (1.30)$$

avec :

$M_t$  : masse totale de la structure ;

$S_v$  : réponse élastique spectrale en pseudo-vitesse.

Ajouter dans les équations (1.29) et (1.30), on obtient :

$$W_e + W_p = \frac{1}{2} \cdot M_t \cdot S_v^2 \quad (1.31)$$

La survie d'une structure vis-à-vis de l'action sismique de dimensionnement exige que la capacité de la structure à dissiper de l'énergie par déformation plastique cumulée, soit  $W_{ps}$ , supérieure à la demande en énergie de déformation plastique cumulée  $W_p$  :

$$W_{ps} \geq W_p = \frac{1}{2} \cdot M_t \cdot S_v^2 - W_e \quad (1.32)$$

Ceci est, selon les auteurs, le critère d'évaluation de la sécurité d'une structure métallique vis-à-vis d'un séisme majeur. Ce critère doit être vérifié à chaque étage de la structure, c'est-à-dire que la demande en énergie de déformation plastique cumulée (ou le travail plastique effectué) à un étage  $i$ , soit  $W_{pi}$ , ne doit pas dépasser la capacité de dissipation plastique  $W_{psi}$  de la structure à cet étage :

$$W_{pi} \leq W_{psi} \quad (1.33)$$

La formulation du facteur  $q$  obtenue selon cette approche est le résultat d'un laborieux développement mathématique. Pour des raisons de synthèse, nous ne reprenons pas ici in extenso. Ainsi, la valeur du facteur  $q$  qui satisfait, pour chaque étage, la limitation donnée par l'inéquation (1.33), est obtenue par :

$$q = \min(q_1, q_2, \dots, q_i, \dots, q_n) \quad (1.34)$$

avec :

$n$  : nombre d'étages de la structure ;

$q_i$  : valeur du facteur  $q$  de la structure évaluée en vérifiant, à l'étage, le critère donné par l'inéquation (1.33).

### C-3. Méthode de Como et Lanni (Como et Lanni, 1983)

Cette approche est basée sur un modèle simplifié des échanges d'énergie survenant dans une structure durant un tremblement de terre. L'évolution complexe du mouvement sismique

d'une structure est divisée en une série de cycles simplifiés d'échange d'énergie. Chaque cycle prévoit une première phase d'emménagement d'énergie, durant laquelle on a une augmentation progressive des oscillations élastiques de la structure, et une deuxième phase dans laquelle l'énergie accumulée dans la première phase est transformée en travail élasto-plastique.

Le développement mathématique étant relativement long, nous nous limitons à la présentation seulement des résultats donnant la formulation du facteur  $q$ . Ainsi, les auteurs de cette approche, en définissant la capacité d'une structure à résister à des séismes majeurs comme dépendant d'une propriété qui est une combinaison de résistance et de ductilité, ont proposé la formulation suivante du facteur  $q$  :

$$q = \sqrt{\frac{W_p}{W_y}} \quad (1.35)$$

avec :

$W_y$  : énergie de déformation élastique emmagasinée par la structure à l'état de la première plastification ;

$W_p$  : énergie emmagasinée et dissipée par déformations plastiques (énergie absorbée par hystérésis) jusqu'à la ruine.

## **D. Méthodes basées sur l'accumulation de dommage**

Ces méthodes sont basées sur le principe de cumul de dommage. L'évaluation du facteur de comportement  $q$ , nécessite la disponibilité des courbes de fatigues des éléments constitutifs de la structure. Son application comporte plusieurs étapes de calcul qui sont à la fois longues et difficiles.

### **1.5. Les différents règlements parasismiques**

L'analyse du comportement des structures en béton armé a connu des progrès énormes sur tous les plans, où plusieurs recherches ont été consacrées. A la fin du 20<sup>ème</sup> siècle, aux structures sujettes aux actions sismiques. En profitant des avancées scientifiques, plusieurs codes parasismiques ont amélioré leurs recommandations, et d'autres se sont apparus (Kassoul et al, 2009).

Chaque code de calcul national le définit par une affectation propre au pays d'origine. Ainsi le code Algérien le définit par le coefficient "R" et l'Eurocode 8 par le coefficient "q" (Mechiche, 2013).

### 1.5.1. Le Règlement Parasismique Algérien (RPA)

Le RPA classe les châteaux d'eau et réservoirs de grande à moyenne importance dans le groupe 1B (ouvrages de grande importance), c'est-à-dire des ouvrages publics d'intérêt national ou ayant une importance socio-culturelle et économique certaine, et classifie les réservoirs surélevés comme des systèmes à pendule inverse. C'est un système où 50% ou plus de la masse est concentrée dans le tiers supérieur de la structure. C'est le cas par exemple d'un château d'eau sur pilotis ou d'un réservoir d'eau cylindrique ou torique proéminent sur jupe cylindrique ou conique plus resserrée, le coefficient de comportement R est pris égale à 2 (RPA, 2003).

### 1.5.2. L'Eurocode 8

C'est la norme Européenne pour le dimensionnement parasismique des structures du génie civil. Elle est constituée de six parties. La partie 4 traite du dimensionnement parasismique des silos, réservoirs et canalisations. Les réservoirs considérés sont des réservoirs cylindriques et rectangulaires à base fixe ou flexible, les réservoirs à support élevés sont également traités. Le coefficient de comportement q est donné par le produit :

$$q = q_0 K_r \geq 1,0$$

avec :

$q_0$  : coefficient de comportement de base, reflétant la ductilité d'ensemble du système de contreventement, et dans le paragraphe 2.6.1, on prend  $q_0 = 1$ .

$K_r$  : coefficient modificatif reflétant les écarts par rapport à une distribution régulière de masse, de raideur ou de résistance, et dans le paragraphe 2.6.2, on prend  $K_r = 0,70$ .

Donc : on prend,  $q = 1$  (Eurocode 8, 1998).

### 1.5.3. American Concrete Institute 350.3 (ACI350.3)

L'ACI 350.3 est une norme Américaine qui concerne le dimensionnement parasismique des réservoirs circulaires et rectangulaires, en béton armé, fixés au sol et sur supports élevés.

L'ACI 350.3 se base sur le modèle de (Housner, 1963) avec les modifications de (Wozniak et Mitchell, 1978). Cette norme évalue les forces impulsives et convectives, mais elle mentionne explicitement que le facteur de modification de réponse R ne sera pas employé pour le mode convecteur, donc : on prend  $R=3$  (Jaiswal et al, 2007).

#### **1.5.4. American System Concrete Evaluated (ASCE 7)**

ASCE 7 est l'une des normes américaine, qui donne une classification détaillée des réservoirs et indique la valeur du facteur de modification de réponse noté R, pour chaque type du réservoir. Tandis qu'ASCE 7 se rapporte à des supports tours en béton armé. tel qu'elle préconise  $R=2$  (Jaiswal et al, 2007).

#### **1.6. Quelques études réalisées dans le domaine de Génie-Civil**

Lors du chargement sismique, les structures de génie civil entrent dans un état de comportement non élastique. Ce qui offrent une meilleur résistance à ces structure, car elles absorbent plus d'énergie communiqué par le mouvement du sol. La capacité des structures a absorbé l'énergie libéré par le mouvement du sol peut être décrite par la notion du facteur du comportement R. Dans cette optique (Mechiche, 2013) dans ses travaux de recherche s'est intéressé au développement d'une méthode d'évaluation du coefficient de comportement globale des structures en acier prenant en considération la nature du contreventement (système a barre centrées et a barre excentrées ). La conduite générale du développement de la méthode est orientée sur cinq structures, pour chaque type de contreventement à un, trois, quatre, cinq et six étages dont les coefficients de comportement global obtenus sont respectivement 1, 2, 2.2, 3.2, 5 pour un contreventement à barres centrées et 1, 2, 2.4, 2.35, 2.45 pour un contreventement à barres excentrées. La méthodologie adopté fait référence aux relations qui liées les coefficients de comportement avec les ductilités locales requise des éléments de structures (poteaux et traçons d'excentrement et diagonales) et avec les ductilités globales des différentes structures. En conclusion de l'étude, une valeur moyenne du coefficient de comportement R, ainsi qu'une proposition de distribution de ductilité locale sont donnés pour chaque type de contreventement et pour chaque élément structural.

Les travaux de (Mouzzoun et al, 2013), portent sur l'évaluation du facteur de comportement des structures en béton armé. Les auteurs étudient l'influence de certains paramètres fondamentaux (le nombre de portique dans la structure, le nombre d'étage, la ductilité de la structure, le type de sol et la période fondamentale de la structure) sur la valeur du facteur du comportement. L'étude est portée sur 7 types de structures de différents niveaux (2, 3, 4, 5, 6, 7 et 8), dimensionnées selon le règlement parasismique marocain (RPS2000). L'évaluation du facteur du comportement est effectuée en utilisant quatre méthodes : New Mark et Hall, Giuffre et Giannini, Krawinkler et Nassar et l'Eurocode 8). Les résultats de cette étude montrent l'influence des paramètres mis en jeu sur la valeur du facteur du comportement.

Les réservoirs de stockage surélevés sur tours sont construits à une altitude pour répondre à deux problématiques, stocker et fournir la pression utile pour la distribution de l'eau aux abonnés. Ces structures se fondent sur l'effet de la pression hydrostatique produite par la hauteur d'eau dans la cuve de l'ouvrage. Ce type de structures devient plus critique vis-à-vis des sollicitations sismiques, auxquels elles doivent résister et garantir leur fonction de stockage et de distribution après un grave tremblement de terre. Dans cette optique, les travaux de (Gateh et al, 2015), portent sur l'étude du facteur de réponse sismique des réservoirs surélevés en béton armé. L'objectif de cette étude est de fournir une meilleure compréhension de la réponse sismique non-linéaire des supports. Pour cela, plusieurs réservoirs à différentes dimensions des supports les plus pratiques sont inclus dans cette étude, afin de développer une base de données complète pour les facteurs de réponse sismique des supports en bétons armés. En outre, des modèles de ruine sont utilisés afin d'aider et de pouvoir détecter l'endroit des dommages majeurs qui peuvent se produire dans le support une fois soumise aux charges sismiques. Les résultats de l'étude prouvent que les dimensions du réservoir et la zone sismique ont un effet significatif sur l'évaluation des facteurs de comportement sismique. Pour un groupe de réservoirs surélevés de différentes dimensions, grandes, moyennes et petites, implantés dans une zone de forte sismicité, ont donné des valeurs de 1.3, 1.6 et 2 respectivement. Par contre, pour les mêmes ouvrages implantés dans une zone de faible sismicité les facteurs obtenus sont de l'ordre de 4, 6 et 7 respectivement.

## Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les différentes approches et méthodes existantes dans la littérature pour définir le coefficient de comportement R, ainsi que la ductilité.

Nous avons donné une revue bibliographique des différentes dispositions des codes de calcul à travers le monde (RPA, Eurocode 8, ACI350.3, ASCE 7), où le coefficient de comportement R pour les réservoirs surélevés est compris entre 1 et 3.

Cette synthèse, nous servira de support pour le choix de la méthode à adopter pour l'évaluation de la ductilité et le coefficient de comportement R dans le cas de notre étude, liée au réservoir surélevé.

*Chapitre 2 :*  
*Modélisation hydrodynamique d'un réservoir surélevé*

---

## Introduction

Les réservoirs surélevés sont considérés comme structures lourdes dont la plus grande portion du poids est concentrée dans la partie supérieure à une hauteur donnée. Dans les régions de forte sismicité et à forte densité de population, une rupture de réservoir, suite à un tremblement de terre, peut causer d'énormes dommages et de grandes pertes en biens et en vies humaines. A cet effet, beaucoup d'études portant sur le comportement dynamique de cette structure ont été effectuées ayant pour but l'amélioration de leurs conceptions et leurs résistances vis-à-vis de fortes excitations sismiques.

Les pionniers en ce domaine, furent (**Hoskin et Jacobsen, 1934**) qui, en se basant sur les travaux de (**Westergaard, 1933**) dans le domaine des barrages, conduisirent des études théoriques et expérimentales pour évaluer les pressions hydrodynamiques développées dans les réservoirs rectangulaires soumis à une excitation sismique. (**Ruge, 1938**) fut le premier à s'être intéressé aux châteaux d'eau (réservoirs surélevés). Il étudia de manière expérimentale les effets d'un séisme sur ces ouvrages, et mit en évidence le couplage entre le fluide et le système réservoir-support élevé. Par la suite, (**Jacobsen, 1949**) et (**Jacobsen et Ayre, 1951**) étudièrent, de manière expérimentale et analytique, la réponse dynamique de réservoirs cylindriques rigides. (**Werner et Sundquist, 1949**) étendirent les travaux de Jacobsen aux réservoirs de forme rectangulaires, semi-circulaires, triangulaires et sphériques. (**Graham et Rodriquez, 1952**) fournirent une analyse détaillée des pressions hydrodynamiques convectives, liées au ballotement du fluide, et impulsives dans les réservoirs rectangulaires. Vers la fin des années 1950 et le début des années 1960, **Housner** publia deux travaux (**Housner, 1957**) et (**Housner, 1963**) dans lesquels il formula la méthode analytique simplifiée qui est employée jusqu'à présent par les ingénieurs de la pratique.

(**Hammoum, 2015**) a développé un calcul hydrodynamique d'un réservoir surélevé, inspirée du modèle de **Housner**, auquel il a adapté le spectre de réponse du **RPA**, que nous présentons dans ce chapitre.

Par ailleurs, les déplacements élastiques ont évalués par la méthode de Castigliano, le rapport de ces deux déplacements permettre de calculer la ductilité globale de la structure d'étude.

## 2.1. Détermination des déplacements globaux de la structure

### 2.1.1. Etude hydrodynamique

L'étude hydrodynamique nous permet de calculer les efforts exercés sur les parois de la cuve dus aux poussées des eaux et les moments créés par efforts ainsi que les hauteurs des vagues sur les parois.

Pour étudier l'action du liquide sur les parois du réservoir nous utilisons l'approche développée par « Housner » dans la quelle l'action du liquide est décomposée en une action passive et une action active :

- **Action passive** : Elle est due à la masse passive provoquant des efforts d'impulsion.
- **Action active** : Elle est due à la masse active du fluide en mouvement d'oscillation provoquant des efforts d'oscillation.
- Les efforts d'impulsion proviennent du fait qu'une partie de liquide réagit par inertie à la translation des parois du réservoir ; le système équivalent mécanique est modélisé par une masse ( $M_i$ ) liée rigidement au réservoir à une hauteur ( $h_i$ ) telle qu'elle exerce sur les parois, les mêmes efforts horizontaux que la masse d'eau équivalente (figure 2.1).
- Les efforts d'oscillation proviennent du fait qu'une partie de la masse du fluide dite masse active se propage en surface en forme d'oscillation sous l'effet du séisme ; Le système mécanique équivalent est modélisé par une masse ( $M_0$ ) liée au réservoir par deux ressorts de constante de raideur chacun ( $K_1/2$ ) appliquée à une hauteur ( $h_0$ ) à partir de la base du réservoir (figure 2.1).
- le modèle mathématique adopté pour le réservoir surélevé (figure 2.1.), est tel que la masse " $M_0$ " est reliée à la structure par une tige de même raideur " $K_1$ " formant un couplage avec " $M_i$ ", tandis que " $M_i$ " est reliée au sol par une tige représentant le support de la structure de constante de raideur " $K_0$ ". Le système est donc à deux DDL.

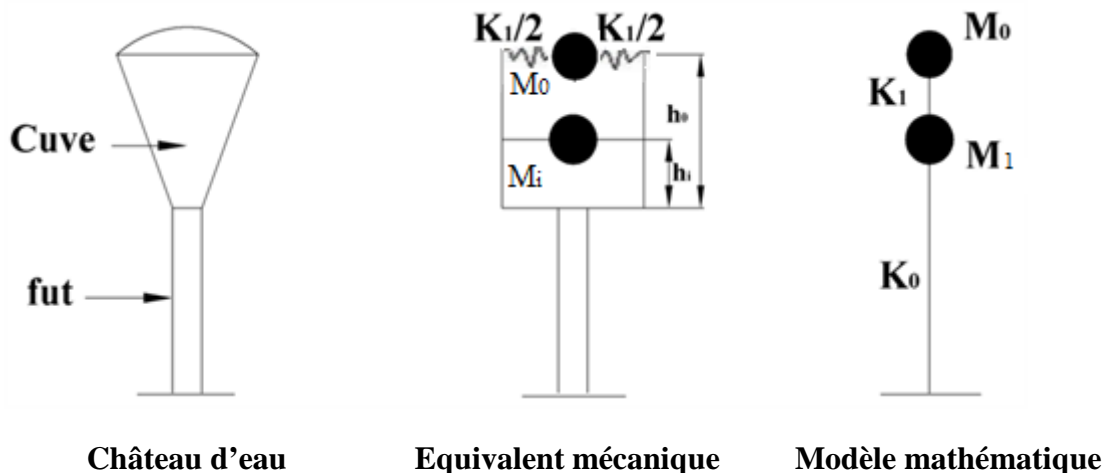


Figure 2.1 : Modélisation du château d'eau

Les paramètres  $M_0$ ,  $M_i$ ,  $h_0$ ,  $h_i$ , ne dépendent que de la géométrie de la cuve, et peuvent être calculés par les relations données par les formules suivantes :

### 2.1.1.1. Calcul de la masse inerte $M_i$

$$M_i = M_e \frac{\operatorname{th}\left(\frac{\sqrt{3}R}{H_e}\right)}{\left(\frac{\sqrt{3}R}{H_e}\right)} \quad (2.1)$$

où :

$R$  : rayon intérieur de la cuve ;

$H_e$  : hauteur d'eau dans la cuve ;

$M_e$  : la masse de l'eau.

### 2.1.1.2. Le point d'application des pressions d'impulsion $h_i$

$$h_i = \frac{3}{8} H_e \quad (2.2)$$

### 2.1.1.3. Calcul de la masse $M_1$

Le modèle adopté pour le château d'eau (Figure 1), la masse totale d'eau «  $M_e$  » peut être décomposée en une masse active «  $M_0$  » relié rigidement par une tige de raideur «  $K_1$  », forme un couplage directe avec «  $M_1$  » qui est relié au sol par une tige présentant le support de la structure et de constante de rappelle «  $K_0$  », le système est donc à deux degré de liberté (2ddl), la masse «  $M_1$  » est donnée par la formule suivant :

$$M_1 = M_i + M_c + \frac{33}{140} M_{\text{tour}} \quad (2.3)$$

avec :

$M_i$  : La masse inerte (passive) ;

$M_c$  : la masse totale de la cuve vide ;

$M_{\text{tour}}$  : la masse totale de la tour ;

$\frac{33}{140}$  : coefficient de Rayleigh.

#### 2.1.1.4. Calcul de la masse $M_0$

$$M_0 = M_e \cdot 0,318 \cdot \frac{R}{H_e} \operatorname{th} \left( \frac{1,84 H_e}{R} \right) \quad (2.4)$$

#### 2.1.1.5. Le point d'application des pressions d'oscillation $h_0$

$$h_0 = H_e \times \left[ 1 - \frac{1}{\alpha \operatorname{th} \alpha} + \frac{1}{\alpha \operatorname{sh} \alpha} \right] \quad (2.5)$$

et : 
$$\alpha = \sqrt{\frac{5}{2}} \cdot \frac{h}{R}$$

#### 2.1.1.6. Calcul de la pulsation fondamental de vibration du liquide $\omega_0$

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\omega_0^2 = \frac{g}{R} \left[ 1,84 \operatorname{th} \left( \frac{1,84 H_e}{R} \right) \right] \quad (2.6)$$

#### 2.1.1.7. Calcul des constantes de raideur « K1 » et « K0 »

##### 2.2.7.1. Calcul de la raideur de couplage ( $M_0 - M_1$ ) $K_1$

$$K_1 = M_0 * \omega_0^2 \quad (2.7)$$

##### 2.2.7.2. Calcul de la raideur du support $K_0$

Dans notre cas d'étude, la forme générale de l'ouvrage peut se représenter comme un pendule inverse, ou la masse est concentré au sommet d'une console de section constante et de masse non négligeable, dont la période du premier mode de vibration est donné par la relation (2.8) (PS69 révisé 82,1984) :

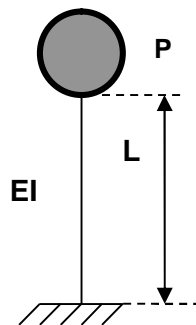


Figure 2.2 : Modèle de calcul

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{PL^3}{3gEI}} = 2\pi \sqrt{\frac{M_t}{K_0}} \quad (2.8)$$

$$K_0 = \frac{3.g.EI.M_t}{P.L^3} \quad (2.9)$$

avec :

$$P' = \left( P + \frac{33}{140} M_{\text{tour}} \right) * g \quad (2.10)$$

où :

$$P = M_t = M_e + M_c \quad (2.11)$$

**L** : hauteur du support ;

**E** : module de d'élasticité du matériau béton ;

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (2.12)$$

**I** : moment d'inertie de la section transversal de la tour ;

**P** : poids de la masse totale.

### 2.1.1.8. Calcul des pulsations propres $\omega_1$ et $\omega_2$ du 1er et 2eme mode de vibration

L'équation du mouvement qui représente le système à 2DDL étudié dans notre cas est donné sous la forme suivante :

$$\{F_1(t)\} + \{F_a(t)\} + \{F_e(t)\} = \{F(t)\} \quad (2.13)$$

$F_1(t)$  : Vecteur des forces d'inerties.

$$\{F_1(t)\} = [M] \left\{ \ddot{X}(t) \right\} \quad (2.14)$$

$F_a(t)$  : Vecteur des forces d'amortissement

$$\{F_a(t)\} = [C] \left\{ \dot{X}(t) \right\} \quad (2.15)$$

$F_e(t)$  : Vecteur des forces élastique

$$\{F_e(t)\} = [K] \{X(t)\} \quad (2.16)$$

$F(t)$  : Vecteurs des forces extérieures

Dans notre cas l'amortissement est supposé nul et comme on se limite uniquement à la détermination des modes propres de vibration nous aurons à faire uniquement à la matrice [M] et [K], nous supposons que le mouvement est de type harmonique décrit sous la forme:

$$\{X(t)\} = \{a\} \sin(\omega t + \phi) \quad (2.17)$$

Le système étant à oscillation libre c'est-à-dire pas de chargement extérieur «  $\{F(t)\} = \{0\}$  »

L'équation du mouvement s'écrit alors:

$$[M] \left\{ \ddot{X}(t) \right\} + [K] \{X(t)\} = \{0\} \quad (2.18)$$

On a :

$$\left\{ \ddot{x}(t) \right\} = \frac{d^2}{dt^2} \{x(t)\} = -\{a\} \omega^2 \sin(\omega t + \phi) = -\omega^2 \{x(t)\} \quad (2.19)$$

L'équation se réécrit alors :

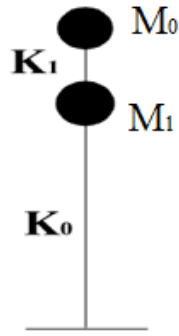
$$-[M] \omega^2 \{X(t)\} + [K] \{X(t)\} = \{0\}$$

$$([K] - \omega^2 [M]) \{X(t)\} = \{0\} \quad (2.20)$$

La solution évidente est la solution triviale  $\{x(t)\} = \{0\}$ , cette solution correspond à la position initiale non déformé de réservoir. Comme la structure oscille donc se déforme à un instants « t » donné elle aura une déformation  $\{x(t)\} \neq \{0\}$ .

Pour que le système admet une solution non nul il faut que son déterminant soit nul c'est-à-dire :

$$|[K] - \omega^2 [M]| = 0 \quad (2.21)$$



**Figure 2.3 :** Modélisation physique

avec :

$$[\mathbf{K}] = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{00} & \mathbf{K}_{01} \\ \mathbf{K}_{10} & \mathbf{K}_{11} \end{bmatrix} \quad \text{et} \quad [\mathbf{M}] = \begin{bmatrix} \mathbf{M}_0 & 0 \\ 0 & \mathbf{M}_1 \end{bmatrix}$$

$$\left[ \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{00} & \mathbf{K}_{01} \\ \mathbf{K}_{10} & \mathbf{K}_{11} \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} \mathbf{M}_0 & 0 \\ 0 & \mathbf{M}_1 \end{bmatrix} \right] = 0$$

$$\left[ \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{00} - \omega^2 \mathbf{M}_0 & \mathbf{K}_{01} \\ \mathbf{K}_{10} & \mathbf{K}_{11} - \omega^2 \mathbf{M}_1 \end{bmatrix} \right] = 0$$

d'où le déterminant s'écrit :

$$(\mathbf{K}_{00} - \omega^2 \mathbf{M}_0)(\mathbf{K}_{11} - \omega^2 \mathbf{M}_1) - \mathbf{K}_{01} \cdot \mathbf{K}_{10} = 0 \quad (2.22)$$

La résolution de cette dernière équation nous donne les pulsations de vibration des deux modes principaux, ils sont données par :

$$\omega_{I,II} = \frac{1}{2} \left[ \left( \frac{\mathbf{K}_{00}}{\mathbf{M}_0} + \frac{\mathbf{K}_{11}}{\mathbf{M}_1} \right) \pm \sqrt{\left( \frac{\mathbf{K}_{00}}{\mathbf{M}_0} - \frac{\mathbf{K}_{11}}{\mathbf{M}_1} \right)^2 + 4 \frac{\mathbf{K}_{01} \mathbf{K}_{10}}{\mathbf{M}_0 \mathbf{M}_1}} \right] \quad (2.23)$$

et :

$$\begin{cases} \mathbf{K}_{00} = \mathbf{K}_1 \\ \mathbf{K}_{10} = \mathbf{K}_{01} = -\mathbf{K}_1 \\ \mathbf{K}_{11} = \mathbf{K}_0 + \mathbf{K}_1 \end{cases}$$

### 2.1.1.9. Calcul des périodes propres

Connaissant les pulsations des modes propres  $\omega_1$  et  $\omega_2$  nous déterminons les périodes des deux modes principaux :

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} ; \quad T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} \quad (2.24)$$

Le système présente autant de degrés de liberté que de modes propres.

### 2.1.1.10. Calcul des modes propres

$$\text{Mode 1 : } \omega_I \rightarrow \{a\}_I = \begin{Bmatrix} a_{0I} \\ a_{1I} \end{Bmatrix}$$

$$\text{Mode 2 : } \omega_{II} \rightarrow \{a\}_{II} = \begin{Bmatrix} a_{0II} \\ a_{1II} \end{Bmatrix}$$

La détermination des modes propres revient à résoudre l'équation donnée par la relation suivante :

$$([\mathbf{K}] - \omega^2 [\mathbf{M}])\{a\} = \{0\}$$

Pour un mode de vibration (i), donné nous avons :

$$([\mathbf{K}] - \omega_i^2 [\mathbf{M}])\{a\}_i = \{0\} \quad (2.25)$$

d'où :

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{00} - \omega_i^2 \mathbf{M}_0 & \mathbf{K}_{01} \\ \mathbf{K}_{10} & \mathbf{K}_{11} - \omega_i^2 \mathbf{M}_1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a_{0i} \\ a_{1i} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Qui s'écrit alors :

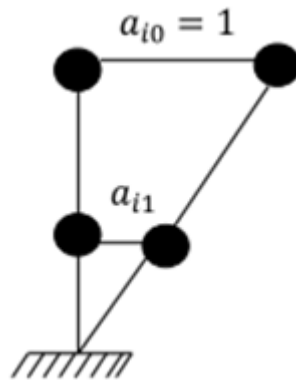
$$\begin{cases} (\mathbf{K}_{00} - \omega_i^2 \mathbf{M}_0) a_{0i} + \mathbf{K}_{01} a_{1i} = 0 \dots\dots\dots * \\ \mathbf{K}_{10} a_{0i} + (\mathbf{K}_{11} - \omega_i^2 \mathbf{M}_1) a_{1i} = 0 \dots\dots\dots ** \end{cases}$$

Si on résout le système comme étant un système de Cramer la solution sera obtenus

$$a_{k i} = a_{0 i} = a_{1 i} = 0$$

(K représente le niveau ; i représente le mode)

Or comme mode propre correspond à une position déformé, la solution doit être différente de zéro. Pour cela on donne une valeur arbitraire à une inconnue et on calcul l'autre, cette valeur est généralement égale à l'unité « 1 ».



**Figure 2.4 :** Modes propres

Nous proposons :  $a_{i0} = 1$

De l'équation (\*), nous tirons :

$$a_{i1} = -\frac{K_{00} - \omega_i^2 M_0}{K_{01}} a_{i0} \quad (2.26)$$

Les déplacements horizontaux sont donnés par les relations (2.27) et (2.28) (**Davidovici et Haddadi, 1982**) :

$$X_{0i} = \gamma_i \cdot \frac{S_{ai}}{\omega_i^2} \quad (2.27)$$

$$X_{1i} = X_{0i} \cdot \frac{a_{i1}}{a_{i0}} \quad (2.28)$$

## 2.1.2. Evaluation de la force sismique

### - Méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de la structure.

D'après le (RPA, 2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode dynamique d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse par accélérogrammes.

Application de la méthode dynamique d'analyse modale spectrale.

- hypothèses de calcul

- Les masses sont supposés concentrées au niveau des nœuds principaux,
- Seul, les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.

### -calcul de la force sismique

Le règlement parasismique (RPA, 2003) permet sous certaine condition le calcul de la structure par la méthode pseudo dynamique qui consiste à considérer la structure comme étant soumise à un effort tranchant qui est fonction de plusieurs paramètre.

La force sismique latérale pour un niveau « k » et un mode « i » est donnée par la formule suivante:

$$F_{ki} = \frac{S_{ai}^*}{g} \cdot \gamma_i \cdot M_k \cdot a_{ik} \quad (2.29)$$

avec :

$S_{ai}$  : accélération du sol au mode « i »,

$M_k$  : masse au niveau « k »,

$a_{ik}$  : amplitude au niveau « k » au mode « i »,

« i » : indice désignant le numéro du mode propre,

« k » : indice désignant le numéro de masse,

$\gamma_i$  : coefficient de distribution au mode « i » qui est donnée par la formule suivante :

$$\gamma_i = \frac{\sum_{k=1}^n M_k \cdot a_{ki}}{\sum_{k=1}^n M_k \cdot a_{ki}^2} \quad (2.30)$$

### 2.1.2.1. Calcul de l'accélération sismique « Sai »

L'accélération " Sai " imposée au réservoir, compte tenu de son interaction avec le sol, est donnée par le règlement parasismique algérien (RPA, 2003), en fonction de la zone sismique et de type du sol (eq. 2.31).

$$\frac{S_{ai}}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (2.31)$$

A: coefficient d'accélération de zone ;

Q: facteur de qualité ;

R: coefficient de comportement ;

T: période fondamentale de la structure ;

$\eta$ : facteur de correction d'amortissement.

### 2.1.2.2. Facteur de correction d'amortissement « $\eta$ »

$\eta$  est un facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7 \quad (2.32)$$

Où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique. Il est donné en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (tableau 2.1).

**Tableau 2.1:** Valeurs du pourcentage d'amortissement critique  $\xi$  (%)

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

### 2.1.2.3. Coefficient de comportement global de la structure « R »

Sa valeur unique est donnée par le tableau 2.2 en fonction du système de contreventement. En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite.

**Tableau 2.2:** Valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
<b><u>A</u></b>	<b><u>Béton armé</u></b>	
Ia	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
Ib	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
<b><u>B</u></b>	<b><u>Acier</u></b>	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
<b><u>C</u></b>	<b><u>Maçonnerie</u></b>	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5
<b><u>D</u></b>	<b><u>Autres systèmes</u></b>	
13	Ossature métallique contreventée par diaphragme	2
14	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3
15	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	3,5
16	Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques en façades	4
17	Systèmes comportant des transparences (étages souples)	2

### 2.1.2.4. Facteur de qualité « Q »

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent ;
- la régularité en plan et en élévation ;
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad (2.33)$$

$P_q$  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 2.3.

**Tableau 2.3 :** Valeurs des pénalités  $P_q$

Critère q	$P_q$	
	Observé	Non-observé
<b>1. Conditions minimales sur les files de contreventement</b>	0	0.05
<b>2. Redondance en plan</b>	0	0.05
<b>3. Régularité en plan</b>	0	0.05
<b>4. Régularité en élévation</b>	0	0.05
<b>5. Contrôle de la qualité des matériaux</b>	0	0.05
<b>6. Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	0	0.10

Dans le cas de notre étude d'un réservoir sur tour, nous considérons que les critères énumérés dans le tableau 2.3 sont vérifiés et donc le facteur de qualité  $Q=1$ . Une étude ultérieure fera l'objet de l'évaluation de ce paramètre Q.

### 2.1.2.5. Périodes caractéristiques

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

**Tableau 2.4:** Valeurs de T1 et T2

Site	S1	S2	S3	S4
	Site rocheux	Site ferme	Site meuble	Site très meuble
<b>T1 (sec)</b>	0.15	0.15	0.15	0.15
<b>T2 (sec)</b>	0.30	0.40	0.50	0.70

### 2.1.2.6. Coefficient d'accélération de la zone « A »

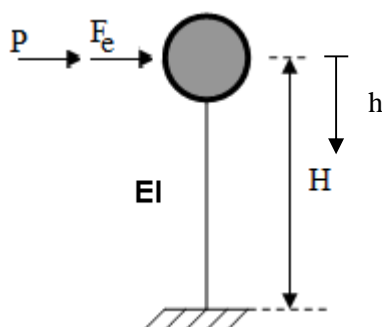
Le coefficient «accélération de zone A. est fonction de la zone sismique et du groupe d'usage de l'ouvrage. Le Règlement Parasismique Algérien (RPA99-modifié 2003) classe les châteaux d'eau et réservoirs de grande à moyenne importance dans le groupe 1B (ouvrages de grande importance).

**Tableau 2.5:** Coefficient d'accélération de zone A

Groupe	Zone sismique			
	I Sismicité faible	IIa sismicité moyenne	IIb sismicité moyenne	III sismicité élevée
1B	0.12	0.20	0.25	0.30

## 2.2. Détermination du déplacement élastique

La précédente méthode ont été consacré pour les différentes étapes de calcul du déplacement global de notre structure (réservoir surélevé), cette méthode est essentielle et indépendante dans notre étude , mais elle ne suffit pas pour atteindre notre objectif et pour cela on utilise le Théorème de Castigliano (William, 1992), qui extrêmement utile pour trouver les déplacements des corps élastiques sollicités par des charges axiales ou en torsion, en flexion ou par toute combinaison de ces types de charge. Ce théorème énonce que la dérivée partielle de l'énergie interne totale de déformation par rapport à une force extérieure quelconque est égale au déplacement sous le point d'application de cette force dans la direction de cette force.



**Figure 2.5 :** modèle de calcul

Nous avons introduire provisoirement une force auxiliaire  $P$  pour pouvoir utiliser ce théorème de Castigliano.

Le déplacement horizontal est donné par la relation (2.34) :

$$D_e = \int_0^H \frac{M(h)}{EI} \frac{\partial M(h)}{\partial P} dh \quad (2.34)$$

$$M(h) = -(P + F_e) \cdot h \quad (2.35)$$

La dérivée partielle par rapport à P est :

$$\frac{\partial M(h)}{\partial P} = -h \quad (2.36)$$

d'où :

$$D_e = \frac{1}{EI} \int_0^H M(h) \frac{\partial M(h)}{\partial P} dh \quad (2.37)$$

$$M(h) = -(P + F_e) \cdot h \quad (2.38)$$

$$D_e = \frac{1}{EI} \int_0^H (P + F_e) h^2 dh \quad (2.39)$$

La dérivée par rapport à P ayant été effectuée, il est possible de poser dans le reste du calcul P égal à zéro, d'où :

$$D_e = \frac{1}{EI} \int_0^H F_e h^2 dh \quad (2.40)$$

$$D_e = \frac{F_e}{EI} \left[ \frac{h^3}{3} \right]_0^H \quad (2.41)$$

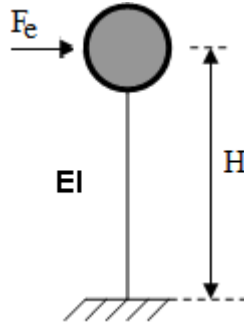
donc le déplacement élastique est :

$$D_e = \frac{F_e \cdot H^3}{3 \cdot EI} \quad (2.42)$$

avec:

$H$  : la distance entre le centre de gravité de la masse totale ( $M_e$  et  $M_c$ ) et le sol ;

$F_e$  : la force élastique appliquée au CDG de la masse totale tel que ;



**Figure 2.6** : modèle de calcul

On a:

$$M_e = F_e \cdot H \quad (2.43)$$

d'où:

$$F_e = M_e/H \quad (2.44)$$

$M_e$  : le moment élastique ;

On a la condition d'élasticité ;

$$\sigma_t \leq \bar{\sigma}_t \quad (2.45)$$

$$\sigma_t = \frac{N}{A} - \frac{M_e}{I} \vartheta \leq \bar{\sigma}_t \quad (2.46)$$

on tire  $M_e$  :

$$M_e \geq \left( \frac{N}{A} - \bar{\sigma}_t \right) \frac{I}{\vartheta} \quad (2.47)$$

où :

$N$  : effort normal (poids total de la structure sans le radier) ;

$$N = M_c + M_e + M_t \quad (2.48)$$

A : aire de la section de la tour ;

$$A = \frac{\pi}{4} (D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2) \quad (2.49)$$

I : inertie de la tour ;

$$I = \frac{\pi}{64} (D_{\text{ext}}^4 - D_{\text{int}}^4) \quad (2.50)$$

$\vartheta$  : la fibre la plus éloignée de la tour ;  $\vartheta = R_{\text{ext}}$

$\bar{\sigma}_t$  : la contrainte limite à la traction des armatures ;

Nous travaillons en fissuration très préjudiciable ;

$$\bar{\sigma}_t = 0.8 * \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; \max \left( \frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) \right] ; (\text{BAEL91}) \quad (2.51)$$

$f_{t28}$  : la résistance du béton à la traction à 28 jours; elle est donnée par la formule suivante :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \quad (2.52)$$

$f_{c28}$  : la résistance du béton à la compression à 28 jours ;

$f_e$  : la nuance de l'acier utilisé ;

$\eta$  : Coefficient de fissuration ;  $\eta=1.6$

### 2.3. Détermination de la ductilité (Shdeed et Kassoul, 2002)

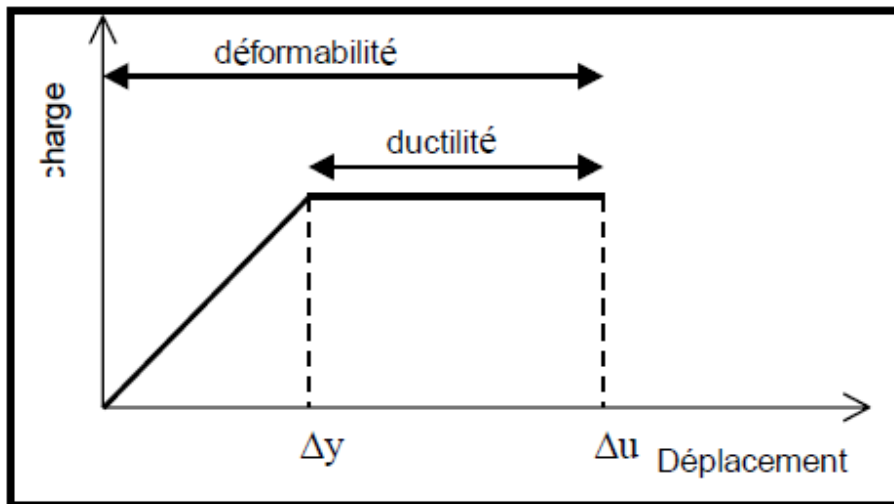
Dans la suite de notre travail, le concept de base de la ductilité sera éclairé, en faisant expliquée la ductilité qu'on a appliqué pour notre cas d'étude.

La déformation peut être exprimée soit par le déplacement ( $\Delta$ ), la rotation ( $\theta$ ) où la courbure ( $\phi$ ). Lorsqu'on détermine le facteur de ductilité globale de la structure, on utilise le rapport des déplacements ( $\Delta u / \Delta y$ ). Quand on parle de la ductilité de l'élément, on utilise le rapport des rotations ( $\theta u / \theta y$ ), déterminé analytiquement par des méthodes de résistance des matériaux ou expérimentalement en laboratoire. Pour l'étude du comportement post-élastique des éléments fléchis le rapport des courbures ( $\phi u / \phi y$ ), qui constitue une mesure préférable, est appelé le facteur de ductilité de courbure des sections (Park, 1989).

Dans notre étude, nous nous intéressons à la détermination de la ductilité globale de notre structure. Pour cela, nous utilisons le rapport des déplacements conformément à la relation 1.3 du paragraphe 1.3.3.

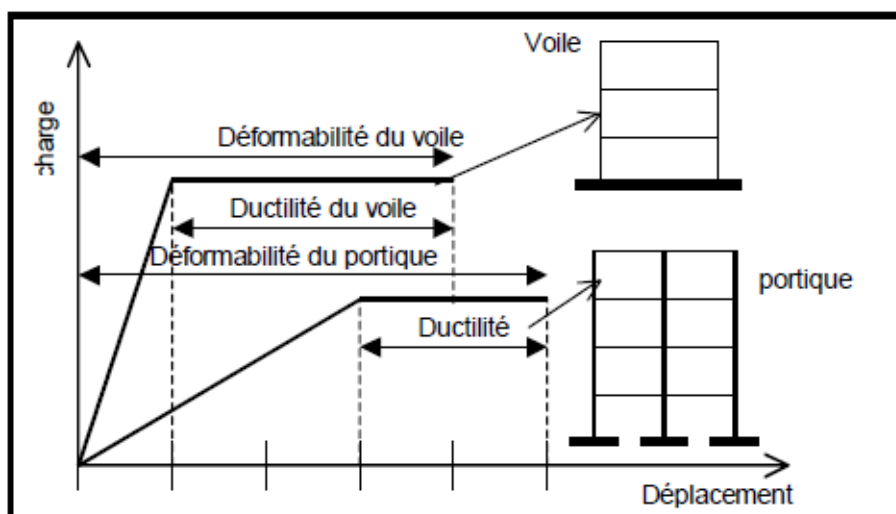
### 2.3.2. Relation déformabilité – ductilité

La déformabilité est la capacité d'un matériau, d'un élément de la structure ou d'une structure entière de se déformer avant l'effondrement; par contre, la ductilité est la capacité de subir une déformation après la fin de la phase élastique jusqu' avant la ruine (Bertero, 1988), comme le montre la figure 2.7.

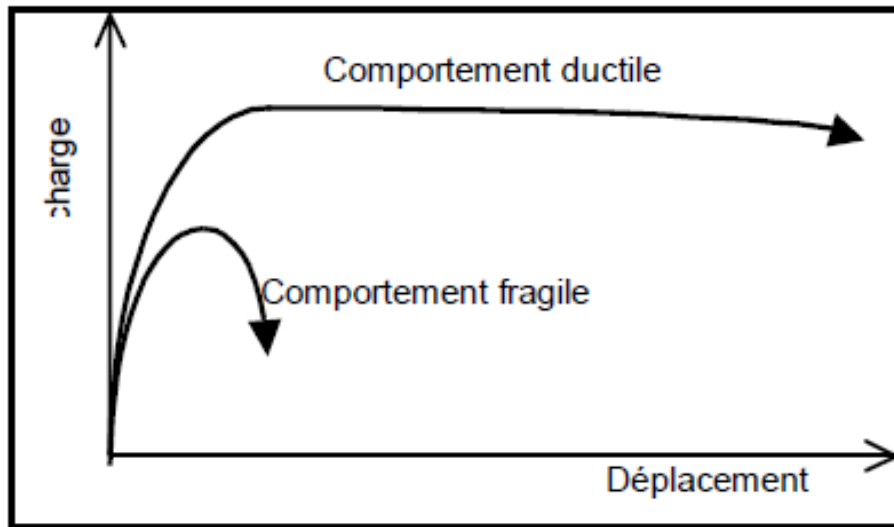


**Figure 2.7 :** Courbe charge - déformation " Relation déformabilité - ductilité "

Il est à noter qu'une structure peut avoir une grande déformabilité, alors qu'elle est moins ductile comme le montre la figure 2.8, où on constate que les murs en béton armé (voile) possèdent une faible déformation alors qu'ils sont plus ductiles comparativement aux portiques qui sont plus déformables et moins ductiles (Bertero, 1988).



**Figure 2.8 :** Déformabilité et ductilité des voiles et portiques en béton armé



**Figure 2.9 :** Comportement d'un élément " ductile et fragile"

Pour les éléments en béton armé, lorsque le palier de non linéarité (plasticité) est long, on dit que l'élément est ductile. Cependant, lorsque le palier de non linéarité est court, on dit que l'élément est fragile (figure 2.9). Un comportement fragile aura lieu dans le cas où l'élément est sous armé (quantité d'armature insuffisante) et dans le cas où l'élément est armé en excès, l'élément est dit rigide (Park et Paulay, 1975).

#### 2.4. Coefficient de comportement R à travers les différents règlements

Comme nous l'avons déjà souligné en synthèse bibliographique, le coefficient de comportement R, pour le réservoir sur tour, est donnée par les différents règlements comme suit :

- Règlement Parasismique Algérien (RPA)  
R=2
- Eurocode 8 (EC8)  
q=1
- American Concrete Institute 350.3 (ACI 350.3)  
R=3
- American System Concrete Evaluated (ASCE 7)  
R=2

## 2.5. La démarche de la recherche

Considérons un réservoir sur tour d'une hauteur  $H$  donnée (variable de 5m, 10m, 15m, 20m, 25m et 30m) à implanter dans une zone sismique donnée (zone I, zone IIa, zone IIb, zone III) et sur un type de sol donné (S1, S2, S3, S4).

La démarche arrêtée pour notre recherche peut se résumer dans les étapes suivantes :

- 1- Nous évaluons les déplacements globaux de la structure (éq. 2.27 et 2.28) sous l'effet d'un séisme, en utilisant la méthode de Housner (éq. 2.1 à 2.28) et en appliquant la méthode dynamique par analyse du spectre de réponse, prévue par le RPA 2003 (éq. 2.29 à 2.33).
- 2- Nous évaluons le déplacement élastique (éq. 2.42), en utilisant la méthode de Castigliano (éq. 2.34 à 2.42) .
- 3- Nous évaluons la ductilité globale  $\mu_b$  du réservoir par le rapport du déplacement globale au déplacement élastique , pour chaque coefficient de comportement  $R$  que nous faisons varier de 1 à 6.

Cette procédure est répétée pour les différentes hauteurs, différentes zones sismiques et différents sites d'implantation. Le calcul est répété autant de fois que nous avons de structures à calculer, soit donc 96 structures.

4-Nous extrayons les valeurs du coefficient de comportement  $R$  par l'intersection des courbes de ductilité globale en fonction de ce coefficient de comportement  $R$  et la courbe de Newmark et Hall ( $q = \sqrt{2\mu_\delta - 1}$ ).

5- Nous représentons les résultats de variation du coefficient de comportement  $R$  en fonction des différentes hauteurs  $H$ , pour différents sites de chaque zone sismique.

## Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les différentes étapes de calcul d'un réservoir surélevé vis-à-vis de l'action sismique, par la méthode dynamique d'analyse modale spectrale. Cette méthode, associée à la méthode hydrodynamique de Housner, nous a permis l'évaluation des déplacements globaux du réservoir. Les déplacements élastiques de ce réservoir sont déterminés par la méthode de Castigliano. Le rapport de ces deux déplacements définit la ductilité globale du réservoir permettant l'évaluation du coefficient de comportement  $R$  dans le chapitre suivant.

*Chapitre 3 :*  
*Recherche du coefficient de comportement R*

---

## Introduction

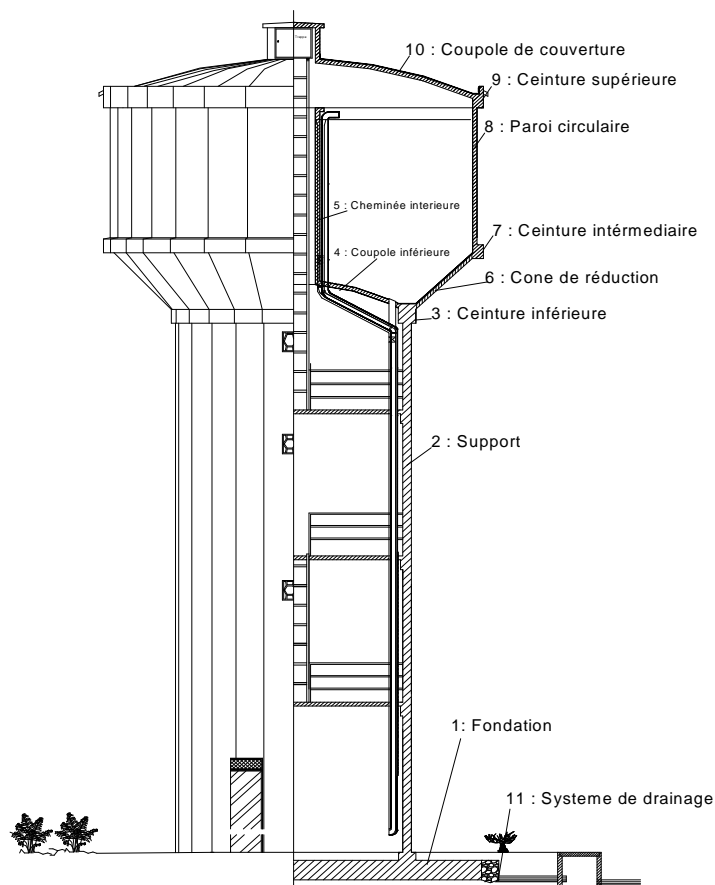
L'objectif de ce troisième chapitre est d'évaluer les déplacements ultimes et les déplacements élastiques par les méthodes présentées dans le deuxième chapitre, pour différents réservoirs de différentes hauteurs, implantés dans différentes zones sismiques et sur différents sites, donnés par le (RPA, 2003).

Les résultats des déplacements globaux et élastiques seront présentés, ainsi que le coefficient de comportement recherché. La discussion et interprétation des résultats seront aussi présentées.

### 3.1. Présentation des structures étudiées

Comme application pratique, pour illustrer les méthodes de calcul exposées dans le chapitre 2, nous avons considéré un réservoir de capacité  $200 \text{ m}^3$  posé sur un support en tour (figure 3.1) implanté sur différentes zones sismiques (zone I, zone IIa, zone IIb, zone III) et différents types de sol (S1, S2, S3, S4).

Plusieurs structures sont étudiées. Il s'agit du réservoir cité précédemment, pour lequel, nous faisons varier la hauteur de la tour à  $H=5\text{m}$ ,  $10\text{m}$ ,  $15\text{m}$ ,  $20\text{m}$ ,  $25\text{m}$  et  $30\text{m}$ . Ceci revient à étudier six réservoirs surélevés sur tour de différentes hauteurs.



**Figure 3.1 :** Vue et coupe du réservoir surélevé de  $200 \text{ m}^3$

### 3.2. Analyse dynamique d'une structure

Pour illustrer la méthode de calcul, nous étudions, dans ce qui suit le réservoir dont la hauteur de la tour  $H=15\text{m}$ , implanté en zone IIa (sismicité moyenne) et sur le site S3 (site meuble).

#### 3.2.1. Evaluation des déplacements globaux

La méthode dynamique d'analyse modale spectrale, associée à la méthode hydrodynamique de Housner, nous a permis l'évaluation des déplacements globaux du réservoir. Les caractéristiques géométriques du réservoir sont résumées dans le tableau 3.1.

**Tableau 3.1 :** Caractéristiques géométriques du réservoir surélevé

Diamètre intérieur de la cuve du réservoir	D	8,20	M
Hauteur d'eau moyenne dans la cuve	He	4,95	M
Hauteur du support du réservoir (tour)	H <sub>t</sub>	15.00	M
Diamètre intérieur de la tour (fût)	D <sub>int</sub>	5,00	M
Epaisseur de la paroi de la tour (fût)	ep <sub>t</sub>	0,20	m
Diamètre extérieur de la tour (fût)	D <sub>ext</sub>	5.40	m
Diamètre du radier général	D <sub>r</sub>	8.60	m
Epaisseur du radier général	ep <sub>r</sub>	0.50	m

Les masses des différents éléments résistants du réservoir, présentés dans la figure 3.1, sont évaluées en déterminant leur volume et en considérant que la masse volumique du béton armé est égale à  $2,5 \text{ t/m}^3$ . Les résultats sont consignés dans le tableau 3.2.

**Tableau 3.2 :** Masses des différents éléments résistants du réservoir

N°	Désignation de l'élément résistant	Masse (Kg)
1	Poids de la cuve cylindrique	76530.00
2	Poids de la tour de support (fût)	122522.00
3	Poids du radier	72610.00

Les masses  $M_e$ ,  $M_c$ ,  $M_{tot}$ ,  $M_i$ ,  $M_1$  et  $M_0$  sont évaluées par les relations exposées au chapitre 2, et les résultats sont consignés dans le tableau 3.3.

**Tableau 3.3 :** Evaluation des différentes masses

Masse réelle de l'eau de la cuve $M_e$	261.41	Tonnes
Masse de la cuve vide $M_c$	76,53	Tonnes
Masse totale $M_{tot}$	337.94	Tonnes
Masse du support (de la tour) $M_t$	122.522	Tonnes
Masse inerte $M_i$	162.647	Tonnes
Masse $M_1$	268.057	Tonnes
Masse oscillante $M_0$	67.253	Tonnes

Les raideurs  $K_1$  et  $K_0$  sont déterminées respectivement par les relations (2.7) et (2.9). Les résultats sont consignés dans le tableau 3.4.

**Tableau 3.4 :** Evaluation des raideurs  $K_1$  et  $K_0$

Pulsation fondamentale de vibration de l'eau dans la cuve $w_0^2$	4,29	(rd/s) <sup>2</sup>
La raideur $K_1$	288.70	KN/m
Moment d'inertie « I » de la section du support (tour)	11,06	m <sup>4</sup>
Module élastique du béton du support E	32 164 195,120	KN/m <sup>2</sup>
La période fondamentale T	0,21	s
La raideur $K_0$	291305,328	KN/m

Les pulsations  $\omega_1$  et  $\omega_2$  des deux modes propres de vibrations et les périodes correspondantes, sont données respectivement par les relations (2.23) et (2.24). Les résultats sont consignés dans le tableau 3.5.

**Tableau 3.5 :** Evaluation des pulsations et périodes propres

Les modes propres	$w_i^2$ (rd/s) <sup>2</sup>	$w_i$ (rd/s)	$T_i$ (s)
Mode I	4,29	2,07	3,03
Mode II	1087,81	32,98	0,19

Le rapport de l'accélération sismique est évalué à partir de la relation (2.31). Le tableau 3.6, résume les valeurs des différents paramètres utilisés pour construire le spectre de réponse donné en Figure 3.2.

**Tableau 3.6 :** Paramètres à introduire dans le spectre de réponse

Coefficient d'accélération de zone	A=0,20	Zone de moyenne sismicité (IIa)
Pourcentage d'amortissement	10,00	Contreventement en voile de béton armé
Période caractéristique	T1=0,15	Sol meuble de type S <sub>3</sub>
Période caractéristique	T2=0,50	Sol meuble de type S <sub>3</sub>
Facteur de qualité	Q=1,00	Tous les facteurs sont observés
Facteur de correction d'amortissement	$\eta=0,76$	Supérieur à 0.7

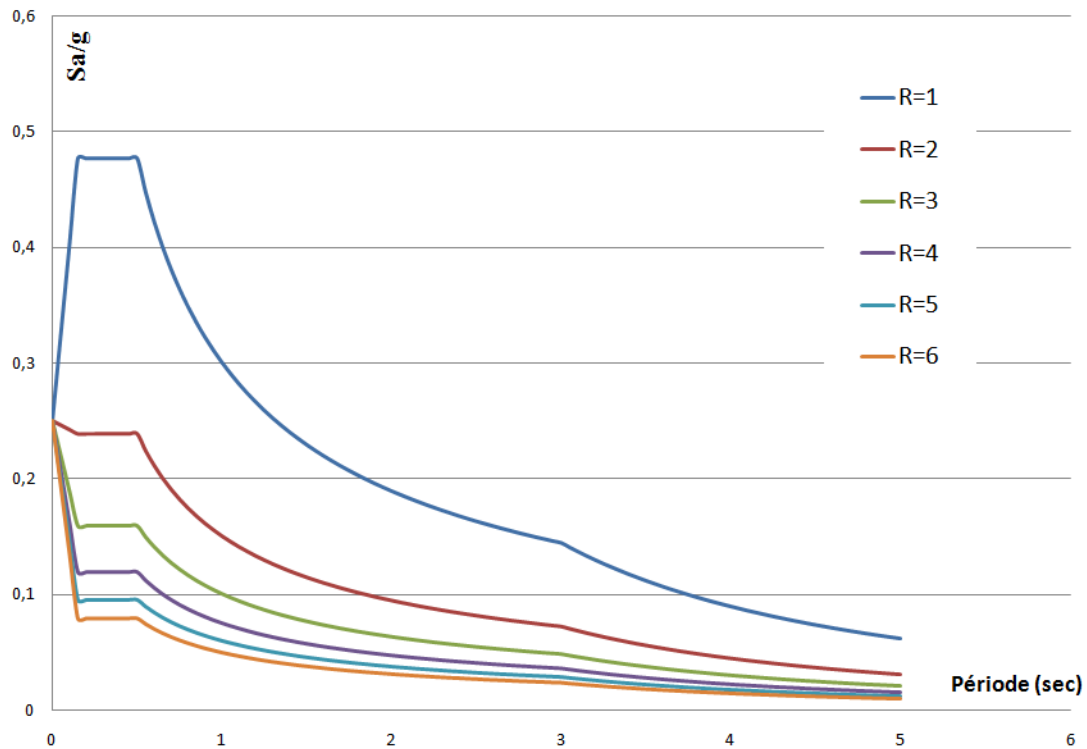


Figure 3.2 : Spectre de réponse

Connaissant la période de chaque mode propre, nous pouvons déduire l'accélération maximale pour chaque mode à partir du spectre de réponse de la figure 3.2. La détermination des modes propres de vibration (vecteurs propres), consiste à l'évaluation des amplitudes de chaque masse et pour chaque mode de vibration par la relation (2.26). Les résultats sont consignés respectivement dans les tableaux 3.7 et 3.8.

Tableau 3.7 : Evaluation des accélérations pour chaque mode propre à partir du spectre de réponse

R	Sa/g	
	mode I	mode II
1	0,145	0,477
2	0,072	0,239
3	0,048	0,159
4	0,036	0,119
5	0,029	0,095
6	0,024	0,080

Tableau 3.8 : Evaluation des modes propres

Les modes propres	$a_{0i}$	$a_{1i}$
Mode I	1,00	0,001
Mode II	1,00	- 252,407

La force sismique latérale appliquée pour chaque masse « k » et pour un mode « i » est donnée par la relation (2.29) en fonction du coefficient de distribution  $\gamma_i$ , qui lui est donné par la relation (2.30). Les résultats sont consignés dans le tableau 3.9. Lors de l'analyse des sollicitations dynamiques, nous constatons que la contribution du second mode de vibration est plus importante que celle du premier mode pour l'évaluation de la sollicitation résultante maximale.

**Tableau 3.9 :** Evaluation des coefficient de distribution

Le mode " i "	$\gamma_i$
Mode I	1,004
Mode II	- 0,004

**Tableau 3.10 :** Evaluation des forces sismiques latérales

R	mode I		mode II		Sollicitation max résultante	
	F <sub>0I</sub> (Kg)	F <sub>1I</sub> (Kg)	F <sub>0II</sub> (Kg)	F <sub>1II</sub> (Kg)	F <sub>0</sub> (Kg)	F <sub>1</sub> (Kg)
1	9 761,10	38,67	-127,06	127 829,81	9 761,92	127 829,81
2	4 880,55	19,34	-63,53	63 914,90	4 880,96	63 914,91
3	3 253,70	12,89	-42,35	42 609,94	3 253,97	42 609,94
4	2 440,27	9,67	-31,77	31 957,45	2 440,48	31 957,45
5	1 952,22	7,73	-25,41	25 565,96	1 952,38	25 565,96
6	1 626,85	6,45	-21,18	21 304,97	1 626,99	21 304,97

Les flèches dues aux masses  $M_1$  et  $M_0$  au mode « i » sont données par les relations (2.27) et (2.28). Les résultats sont consignés dans le tableau 3.11. L'analyse des flèches révèle que le déplacement maximal en tête d'ouvrage se produit au premier mode de vibration.

**Tableau 3.11 :** Evaluation des flèches des masses  $M_1$  et  $M_0$   
aux modes I et II

R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,332011	0,000330	-0,000017	0,004301
2	0,166006	0,000165	-0,000009	0,002150
3	0,110670	0,000110	-0,000006	0,001434
4	0,083003	0,000083	-0,000004	0,001075
5	0,066402	0,000066	-0,000003	0,000860
6	0,055335	0,000055	-0,000003	0,000717

### 3.2.2. Evaluation du déplacement élastique

La méthode de Castigliano nous permet d'évaluer le déplacement élastique du réservoir d'étude. Les caractéristiques des matériaux du réservoir sont résumées dans le tableau 3.12.

**Tableau 3.12 :** Caractéristiques des matériaux

Masse volumique	béton	$\rho_b$	2,50	t/m <sup>3</sup>
	eau	$\rho_e$	1,00	t/m <sup>3</sup>
Resistance du béton	compression	fc28	25,00	Mpa
	traction	ft28	210,00	t/m <sup>2</sup>
Nuance de l'acier utilisé		fe	40 000,00	t/m <sup>2</sup>
Coefficient de fissuration		$\eta$	1,60	/

Nous avons supposé dans la condition d'élasticité (2.45), que la contrainte limite admissible en traction donnée par la relation (2.51) n'est pas dépassée par la contrainte normale de traction. Ainsi, Les résultats du calcul numérique permettant d'évaluer le déplacement élastique sont consignés dans le tableau 3.13.

**Tableau 3.13 :** Evaluation du déplacement élastique

Contrainte limite admissible de traction	$\bar{\sigma}_t$	16 000,00	t/m <sup>2</sup>
Poids du réservoir plein à la base de la tour	N	460,462	t
Moment d'inertie de la tour	I	11,06	m <sup>4</sup>
La fibre la plus éloignée de la tour	v	2,70	m
Surface horizontale totale de la tour	A	3,27	m <sup>2</sup>
Moment élastique	Me	- 64 961,46	tm
Hauteur du CDG de la masse totale par rapport à la base de la cuve	h	2,537	m
Hauteur de la force élastique	H	17,537	m
Force élastique	Fe	-3704,193	t
Déplacement élastique	De	-0,187	m

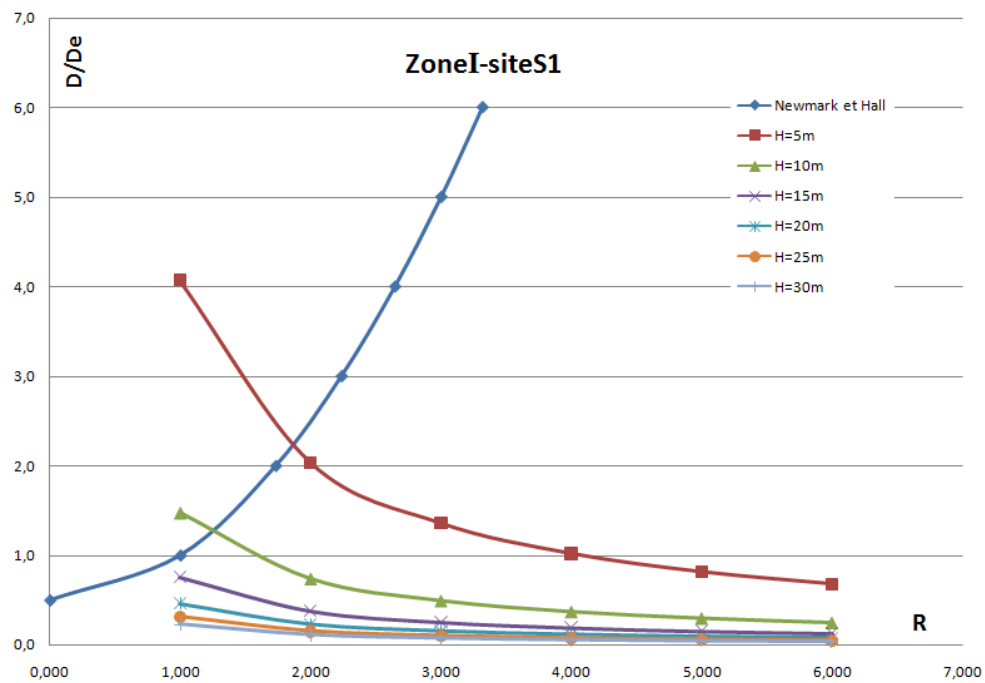
#### Remarque :

Par procédé analogue, nous traitons les différents types de structures pour chaque zone sismique (zone I, zone IIa, zone IIb et zone III), et chaque site d'implantation. Les résultats seront présentés en annexe 1.

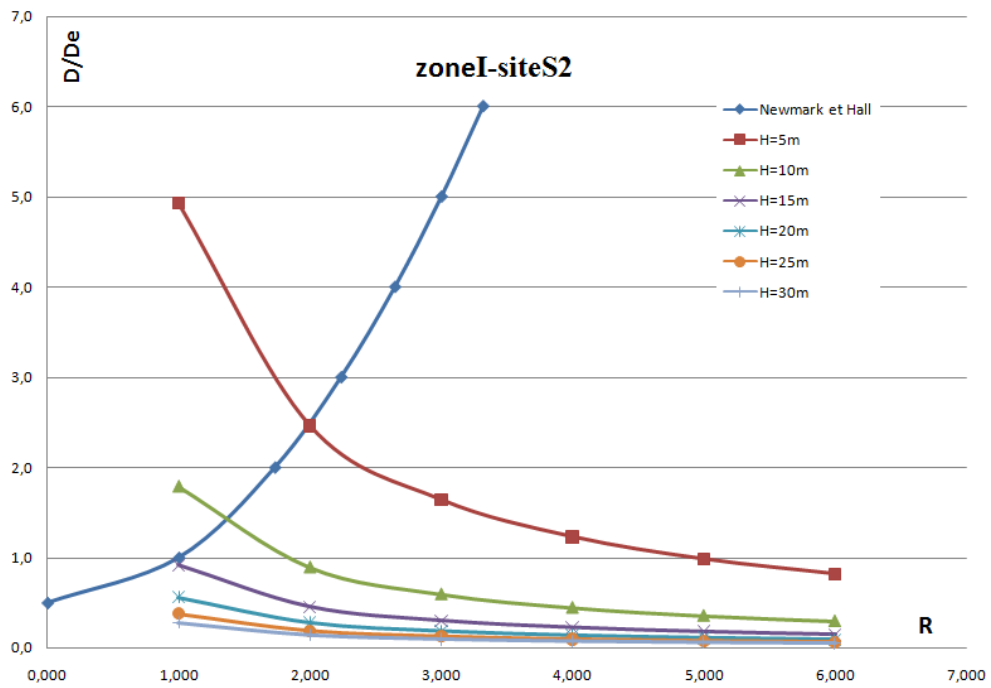
### 3.3. Discussion et interprétation des résultats

#### 3.3.1. La ductilité globale $\mu_D$ en fonction du coefficient de comportement R et la hauteur H

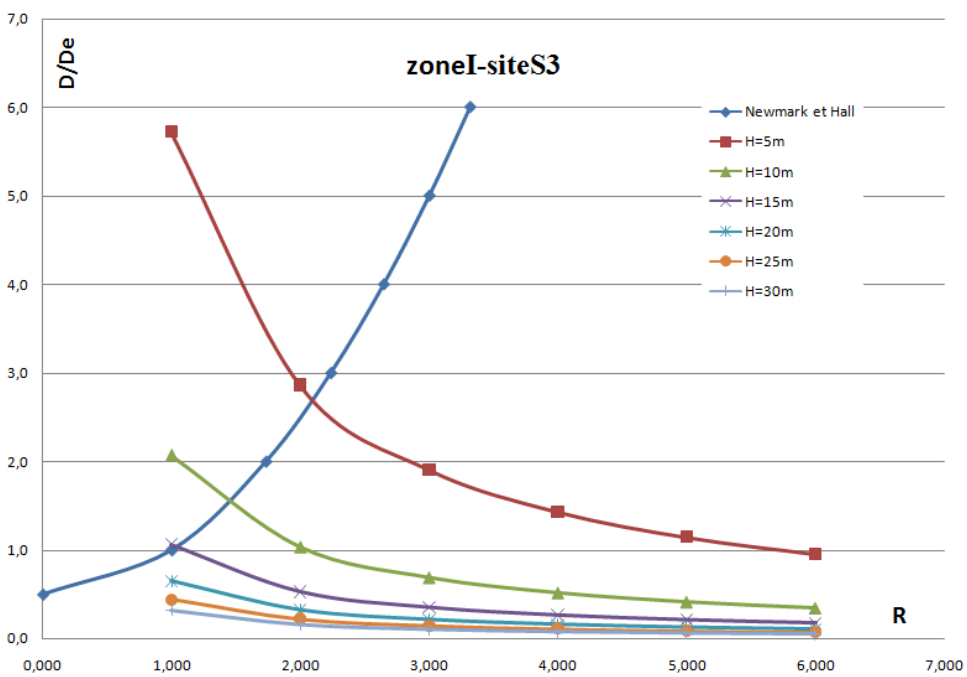
Après l'évaluation des déplacements globaux du réservoir (& 3.2.1), et le déplacement élastique (& 3.2.2), le rapport de ces deux déplacements nous donne les ductilités globales. Les résultats de variation de cette ductilité en fonction du coefficient de comportement R, pour différentes hauteurs de la tour sont représentés par les courbes des figures 3.3 à 3.18, pour chaque zone sismique et site d'implantation.



**Figure 3.3 :** Evolution de la ductilité en fonction du Coefficient de comportement R. Cas de la zone I et site S1



**Figure 3.4 :** Evolution de la ductilité en fonction du Coefficient de comportement R. Cas de la zone I et site S2



**Figure 3.5 :** Evolution de la ductilité en fonction du Coefficient de comportement R. Cas de la zone I et site S3

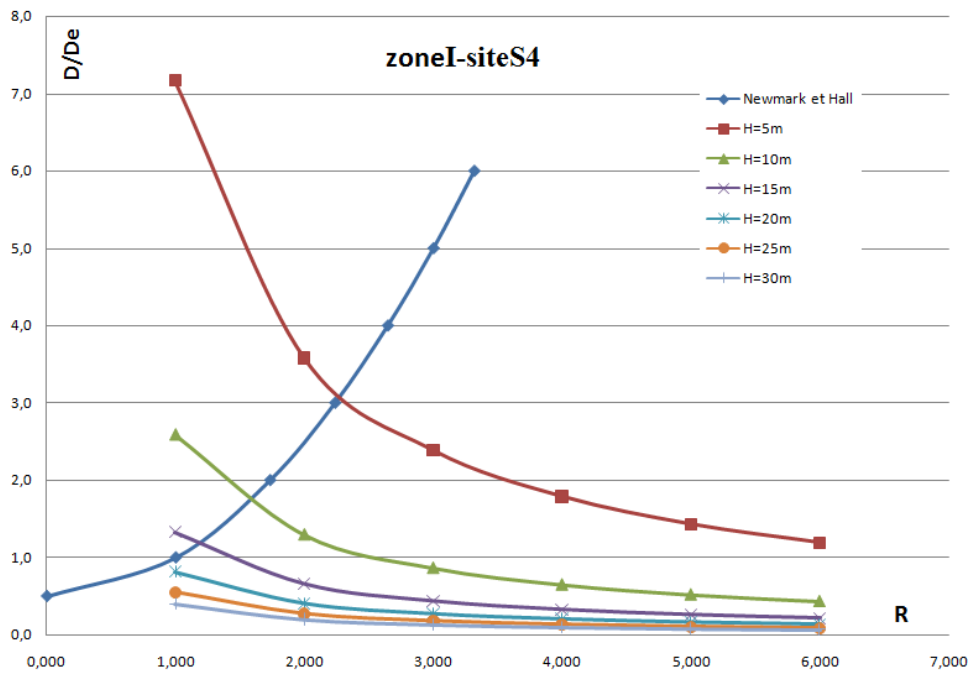


Figure 3.6 : Evolution de la ductilité en fonction du Coefficient de comportement R. Cas de la zone I et site S4

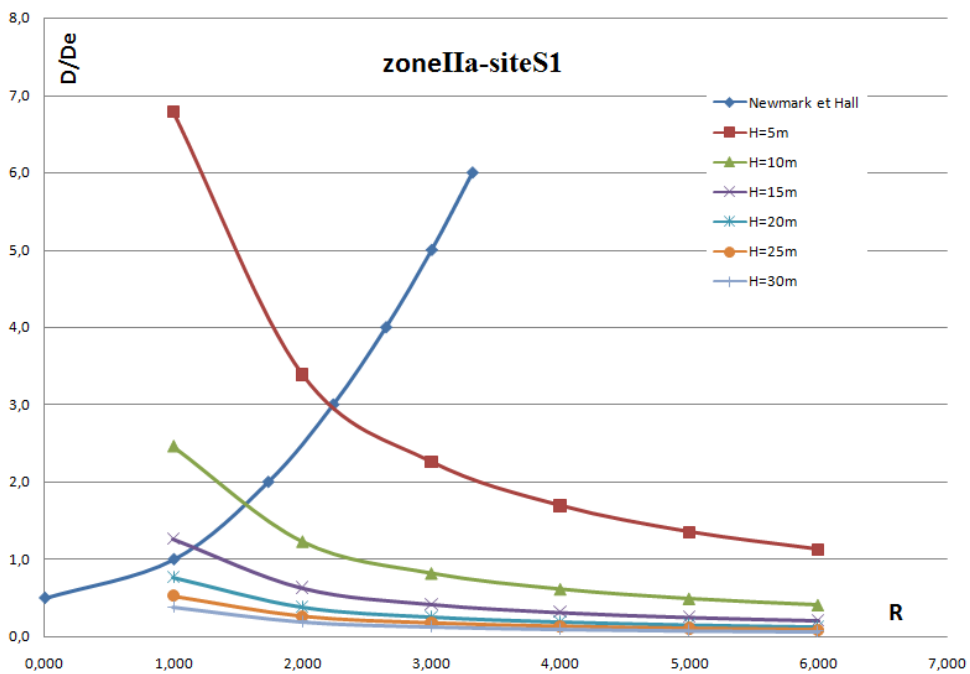
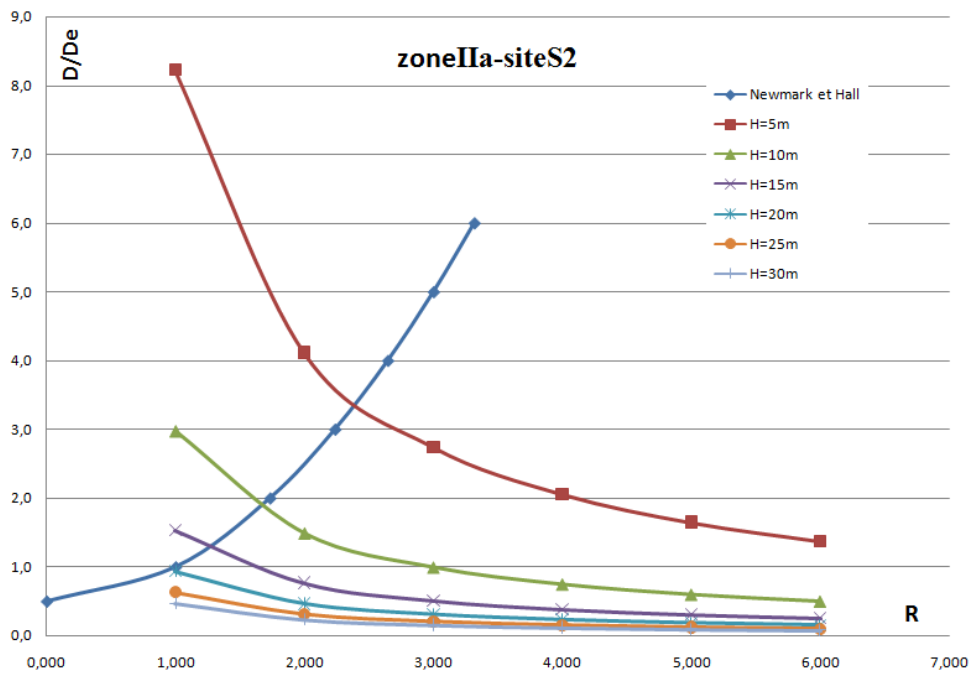
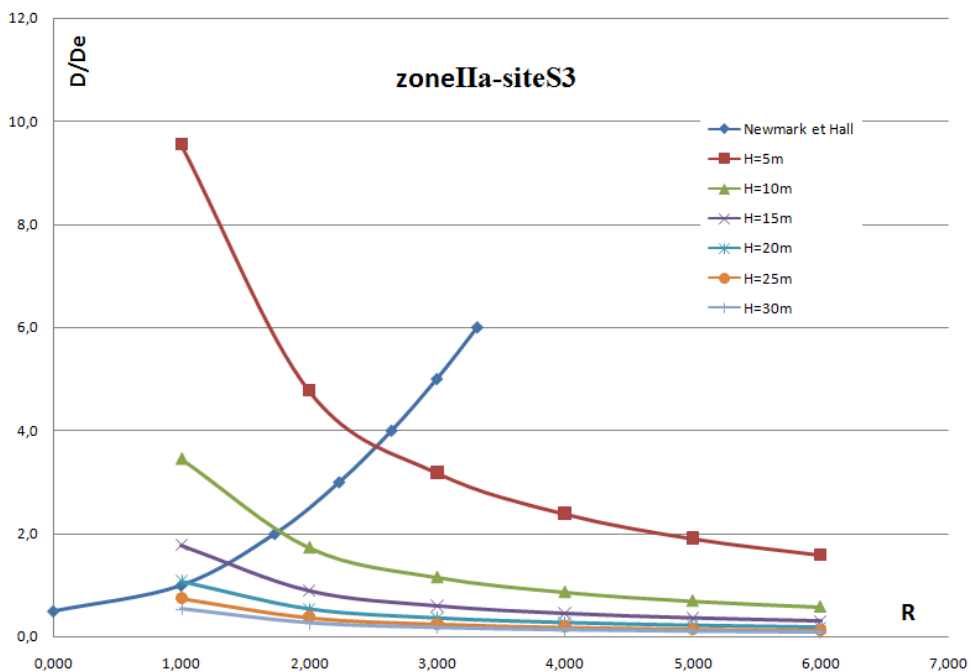


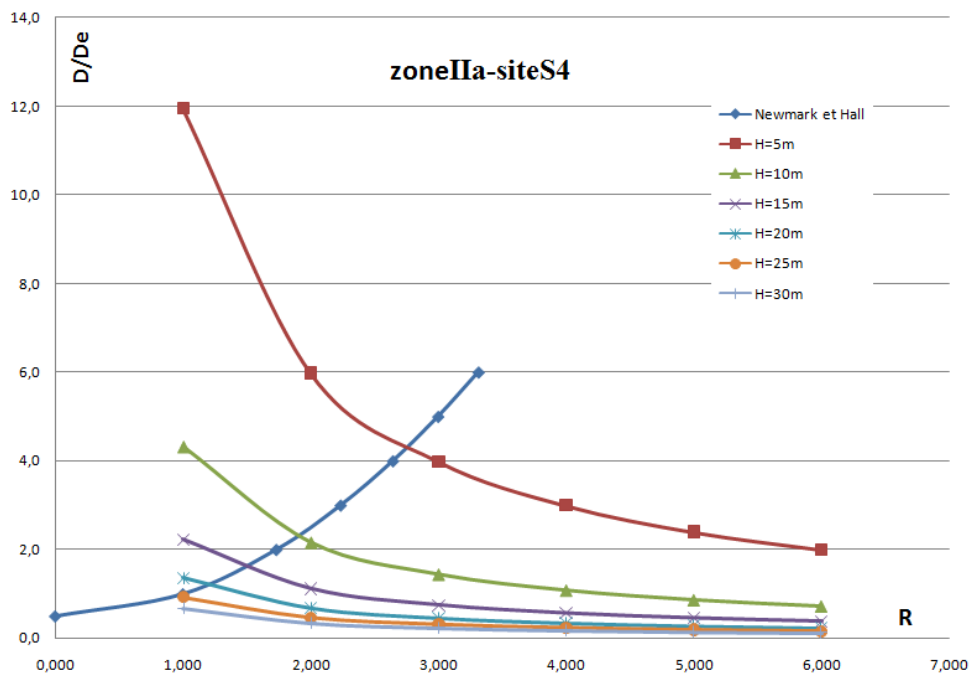
Figure 3.7 : Evolution de la ductilité en fonction du Coefficient de comportement R. Cas de la zone IIa et site S1



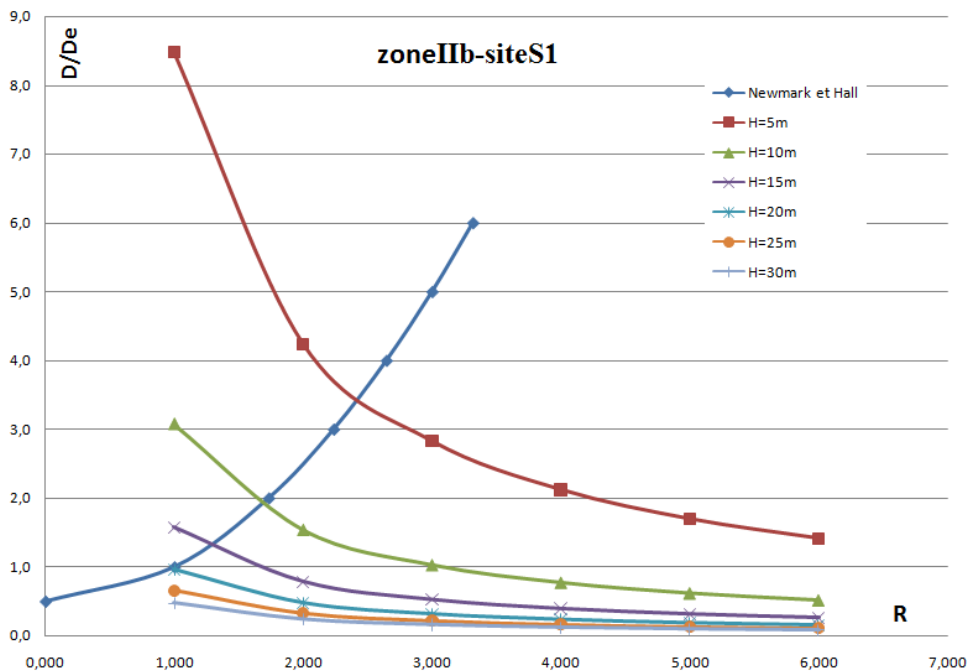
**Figure 3.8 :** Evolution de la ductilité en fonction du Coefficient de comportement R. Cas de la zone IIa et site S2



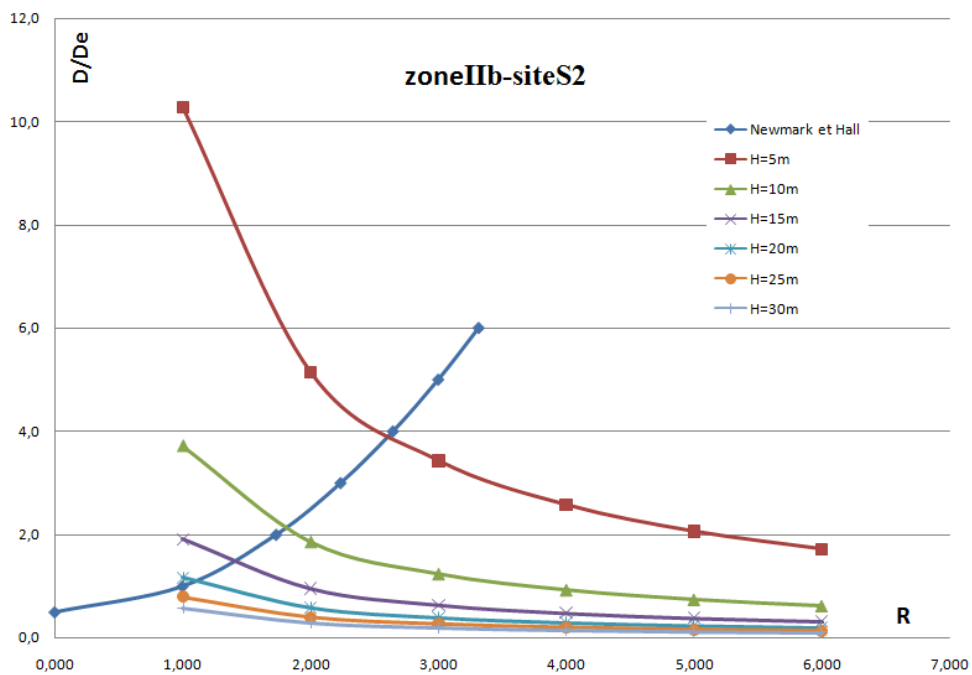
**Figure 3.9 :** Evolution de la ductilité en fonction du Coefficient de comportement R. Cas de la zone IIa et site S3



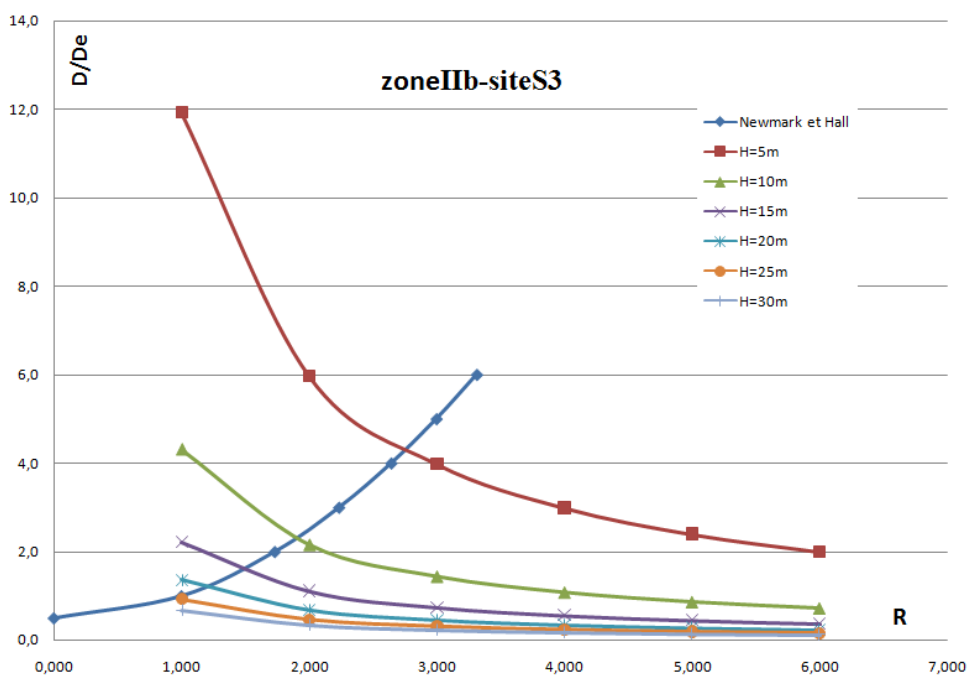
**Figure 3.10 :** Evolution de la ductilité en fonction du Coefficient de comportement R. Cas de la zone IIa et site S4



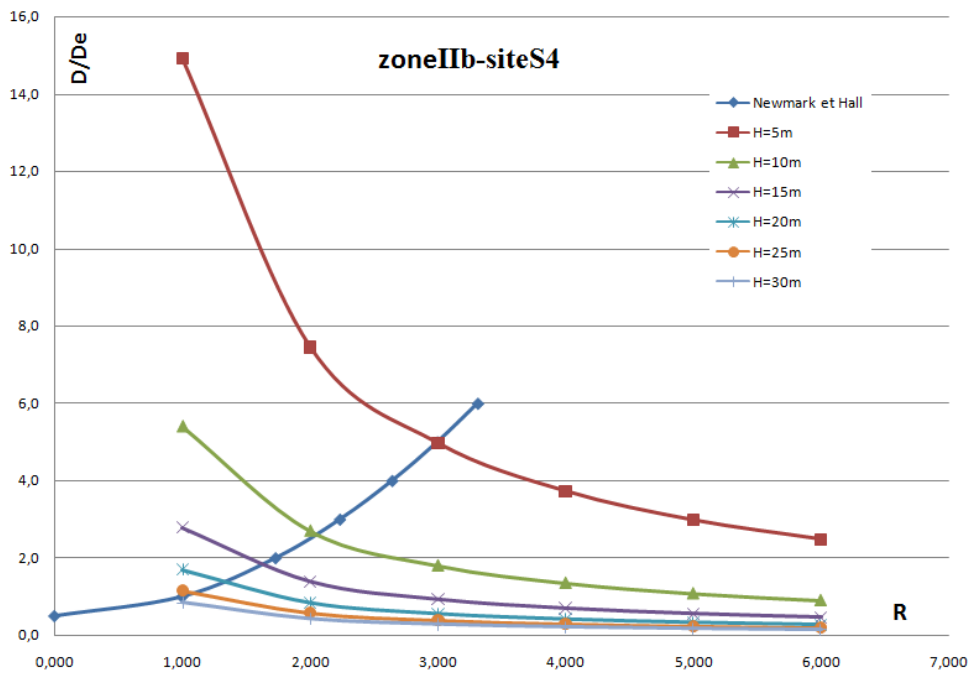
**Figure 3.11 :** Evolution de la ductilité en fonction du Coefficient de comportement R. Cas de la zone IIb et site S1



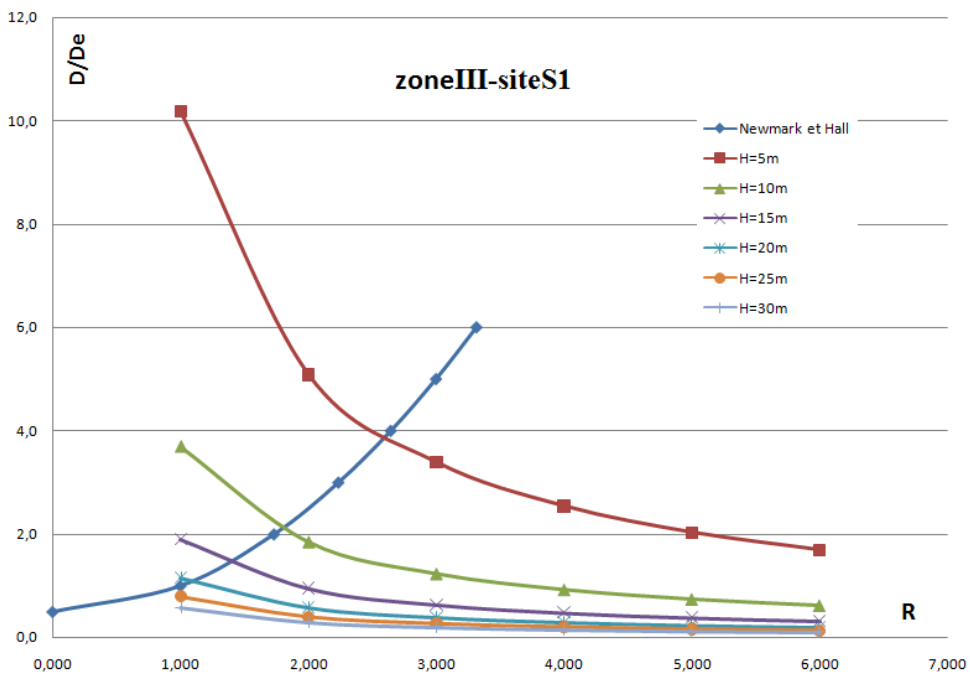
**Figure 3.12 :** Evolution de la ductilité en fonction du Coefficient de comportement R. Cas de la zone IIb et site S2



**Figure 3.13 :** Evolution de la ductilité en fonction du Coefficient de comportement R. Cas de la zone IIb et site S3



**Figure 3.14 :** Evolution de la ductilité en fonction du Coefficient de comportement R. Cas de la zone IIb et site S4



**Figure 3.15 :** Evolution de la ductilité en fonction du Coefficient de comportement R. Cas de la zone III et site S1

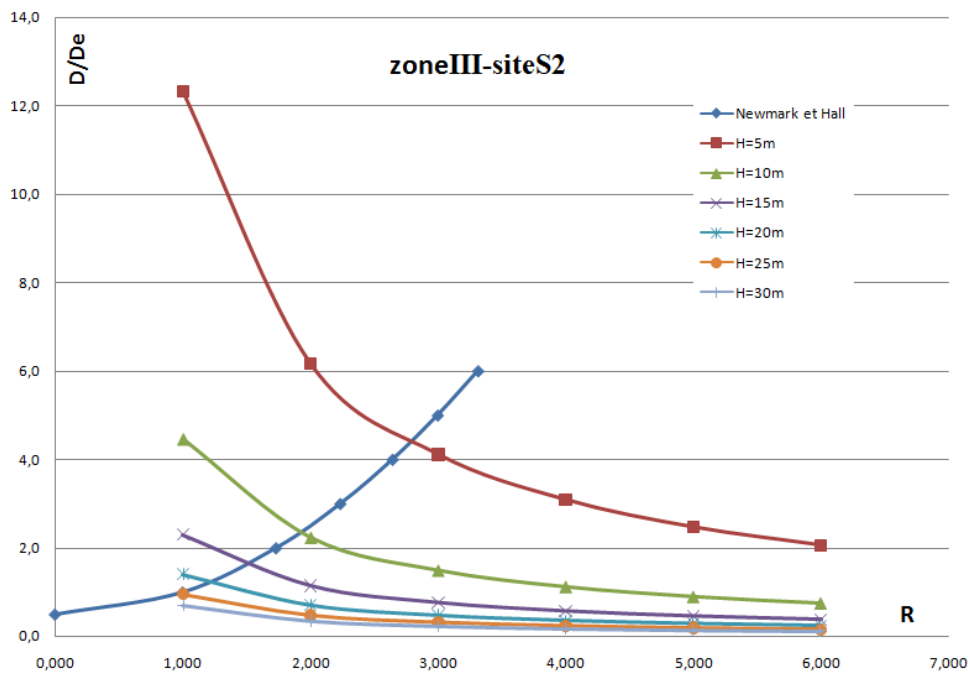


Figure 3.16 : Evolution de la ductilité en fonction du Coefficient de comportement R. Cas de la zone III et site S2

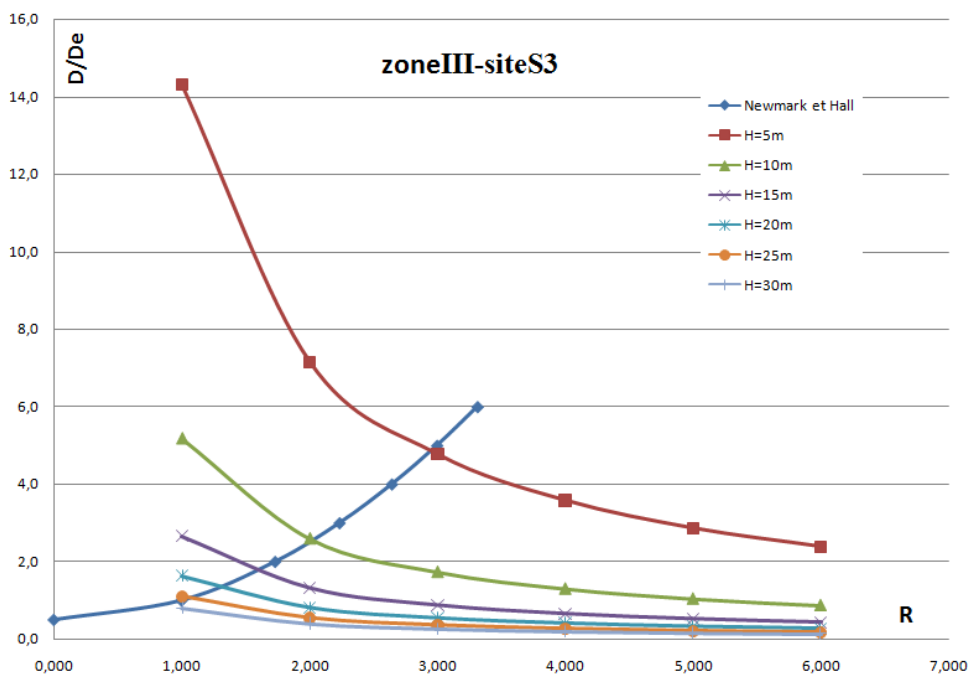
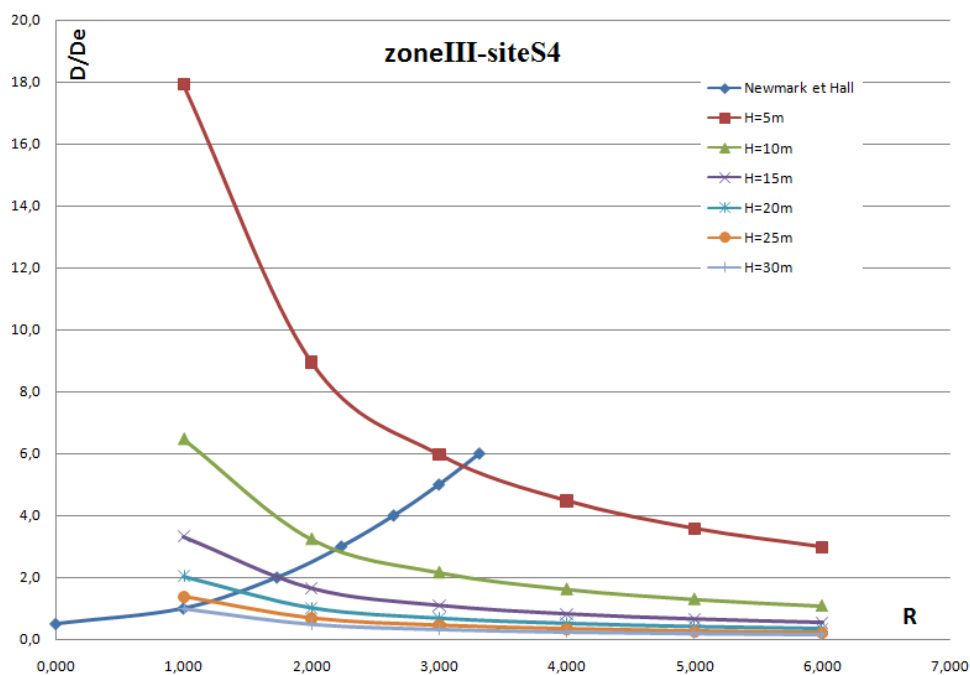


Figure 3.17 : Evolution de la ductilité en fonction du Coefficient de comportement R. Cas de la zone III et site S3



**Figure 3.18 :** Evolution de la ductilité en fonction du Coefficient de comportement R.  
Cas de la zone III et site S4

Les courbes des figures précédentes (fig 1 à 16) donnant la ductilité en fonction de coefficient de comportement R ont la même allure, quelque soit la zone sismique, le site du sol et quelque soit la hauteur du support.

Nous constatons que le réservoir surélevé dont la hauteur est  $H=5$  m se comporte différemment des autres réservoirs dont les hauteurs sont supérieures à 10 m.

Nous pouvons conclure qu'il y'a vraisemblablement une hauteur  $H_{lim}$  au delà de laquelle la structure devient souple et en dessous de laquelle elle est rigide.

Nous constatons aussi que les ductilités sont très proches pour les réservoirs surélevés dont les hauteurs des supports sont comprises entre 10 m et 30 m.

Il ressort aussi que la gamme des réservoirs dont la hauteur  $H < 10$  m, dits rigides, ont une ductilité plus importante que la gamme des réservoirs dont la hauteur  $H > 10$  m, dits souples, et ceci même s'ils ont une plus grande déformabilité.

Il est connu qu'une structure peut avoir une grande déformabilité, alors qu'elle est moins ductile, comme vu au chapitre 2, (Shdeed et Kassoul, 2002).

### 3.3.2. Extraction des valeurs du coefficient de comportement R

A partir des courbes des figures (1 à 16), nous avons extrait les coordonnées des points d'intersection entre la courbe proposée par Newmark et Hall ( $R = \sqrt{2\mu_D - 1}$ ) et celle que nous avons tracé.

Les abscisses des points d'intersection désignent les valeurs des coefficients de comportement R correspondant aux différentes hauteurs des supports. Les valeurs extraits sont consignées dans les tableaux 1 à 4, en fonction de la zone sismique et du type de sol.

**Tableau 3.14 :** Valeur de R pour la zone I

Type de Sol	H(m)	5	10	15	20	25	30
S1	R	1,88	1,27	-	-	-	-
S2	R	2	1,38	-	-	-	-
S3	R	2,1	1,47	1,03	-	-	-
S4	R	2,26	1,59	1,19	-	-	-

En zone I, le coefficient de comportement R varie globalement de 1.03 à 2.26, quelque soit le type de sol et la hauteur du support considéré.

**Tableau 3.15:** Valeur de R pour la zone IIa

Type de Sol	H(m)	5	10	15	20	25	30
S1	R	2,22	1,55	1,16	-	-	-
S2	R	2,39	1,68	1,29	-	-	-
S3	R	2,54	1,79	1,39	1,05	-	-
S4	R	2,78	1,9	1,5	1,2	-	-

En zone IIa, le coefficient de comportement R varie globalement de 1.05 à 2.78, quelque soit le type de sol et la hauteur du support considéré.

**Tableau 3.16 :** Valeur de R pour la zone IIb

Type de Sol	H(m)	5	10	15	20	25	30
S1	R	2,41	1,7	1,3	-	-	-
S2	R	2,6	1,81	1,41	1,1	-	-
S3	R	2,78	1,9	1,5	1,2	-	-
S4	R	3	2,06	1,61	1,34	1,1	-

En zone IIb, le coefficient de comportement R varie globalement de 1.1 à 3, quelque soit le type de sol et la hauteur du support considéré.

**Tableau 3.17:** Valeur de R pour la zone III

Type de Sol	H(m)	5	10	15	20	25	30
S1	R	2,6	1,8	1,4	1,1	-	-
S2	R	2,8	1,92	1,51	1,21	-	-
S3	R	2,99	2,04	1,6	1,31	1,06	-
S4	R	3,19	2,19	1,74	1,43	1,21	1

En zone III, le coefficient de comportement R varie globalement de 1.0 à 3.19, quelque soit le type de sol et la hauteur du support considéré.

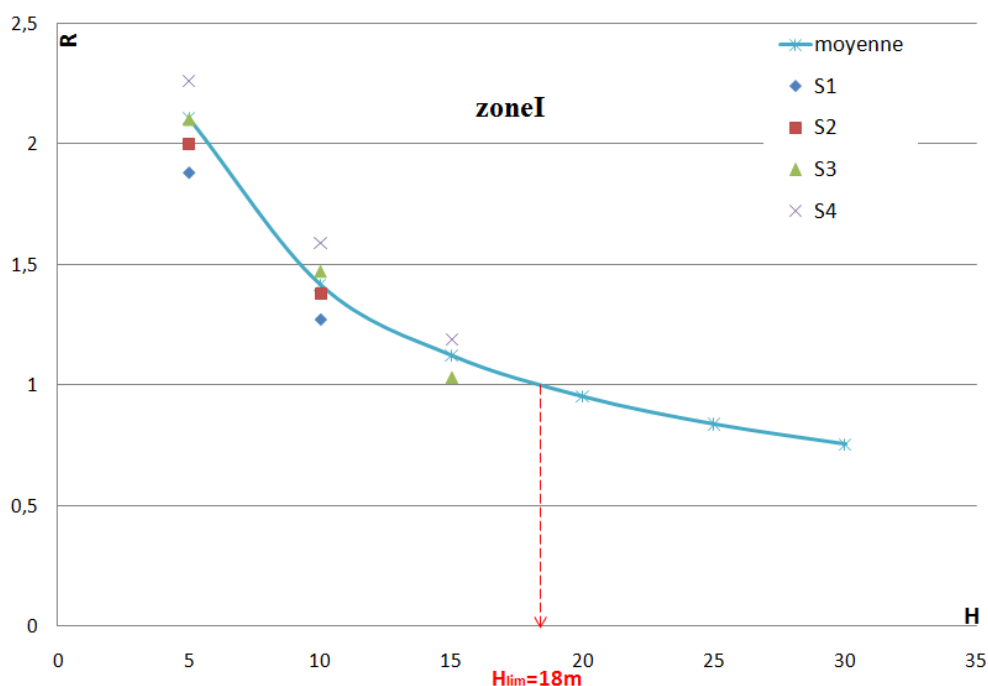
Nous constatons que le coefficient de comportement R est plus important pour les reserv de petites hauteurs, comme le montre les tableaux ci- dessus. Ce qui démontre que l'on peut aller plus loin dans la zone plastique sans trop de risque. Surtout en zone III de forte sismicité où le besoin d'une marge de sécurité est nécessaire.

A mesure que l'on augmente de hauteur, la structure devient plus souple et fragile du fait de son élancement. Le coefficient de comportement R diminue ce qui est logique compte tenue de la faible marge de sécurité dans la zone plastique.

Nous constatons que pour  $H > 20\text{m}$ , le coefficient de comportement R avoisine l'unité. Surtout en zone sismique où il est impératif de faire travailler la structure en zone élastique.

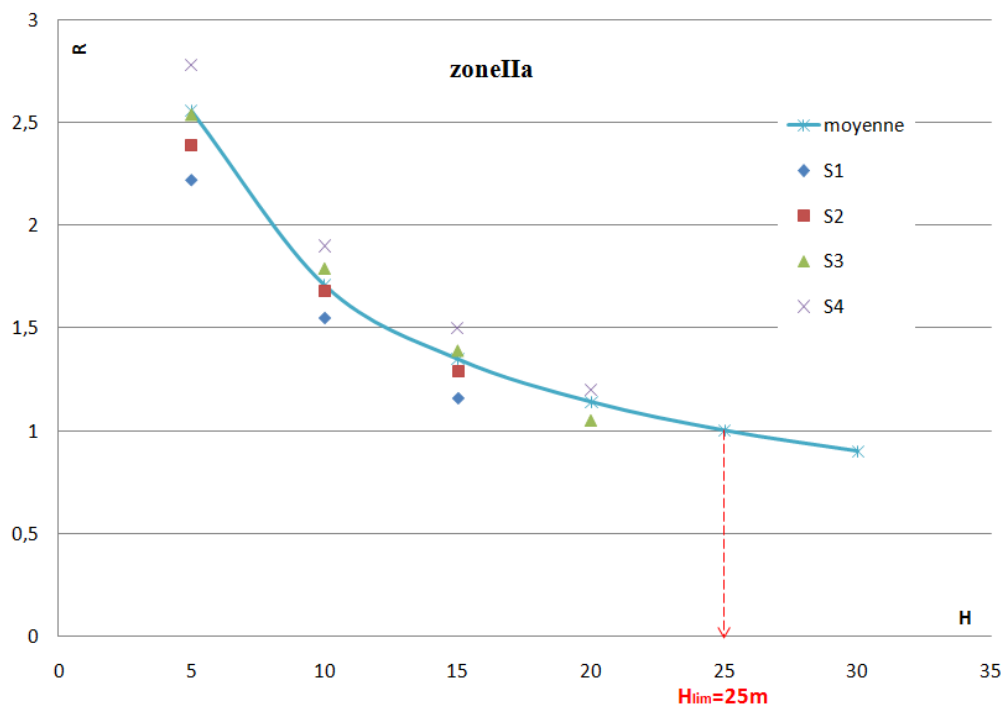
### 3.3.3. Variation du coefficient de comportement R en fonction de la hauteur du support

Nous traçons les courbes de coefficient de comportement R en fonction des hauteurs de la tour H pour chaque zone sismique par les tableaux (3.14), (3.15), (3.16) et (3.17).



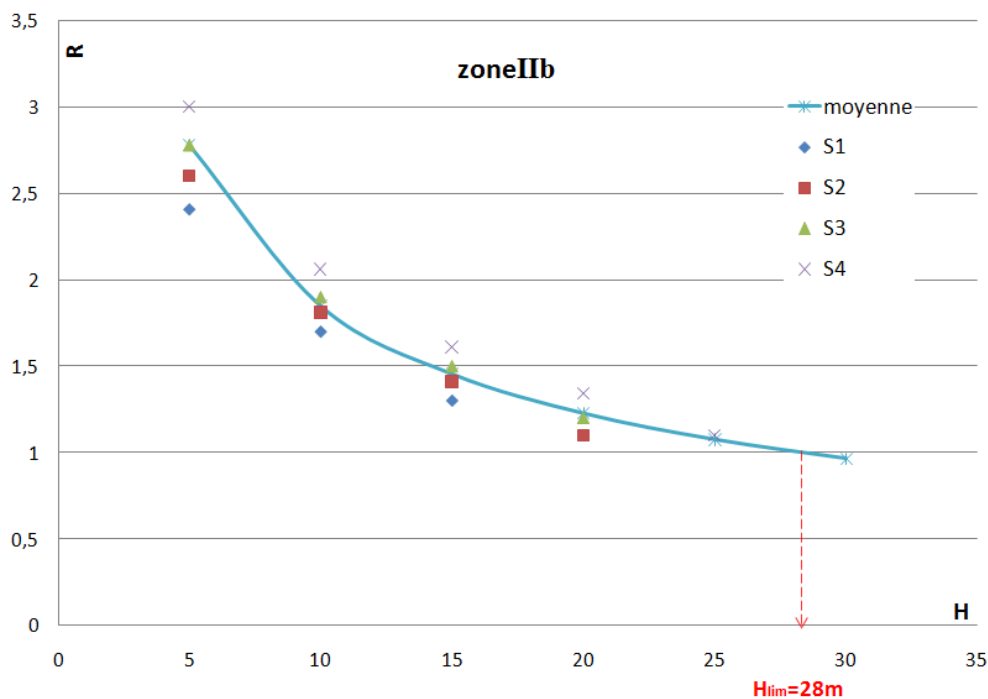
**Figure 3.19 :** Courbe de tendance moyenne en zone I

Lorsque les sollicitations sismiques sont importantes, le manque de ductilité dans les structures rend les ruptures fragiles. C'est pour cela que dans la zone I, au delà de 18m, il est nécessaire de prendre  $R=1$  conformément à l'Eurocode 8.



**Figure 3.20 :** Courbe de tendance moyenne en zone IIa

Lorsque les sollicitations sismiques sont importantes, le manque de ductilité dans les structures rend les ruptures fragiles. C'est pour cela que dans la zone IIa, au delà de 25m, il est nécessaire de prendre  $R=1$  conformément à l'Eurocode 8.



**Figure 3.21 :** Courbe de tendance moyenne en zone IIb

Lorsque les sollicitations sismiques sont importantes, le manque de ductilité dans les structures rend les ruptures fragiles. C'est pour cela que dans la zone IIb, au delà de 28m, il est nécessaire de prendre  $R=1$  conformément à l'Eurocode 8.

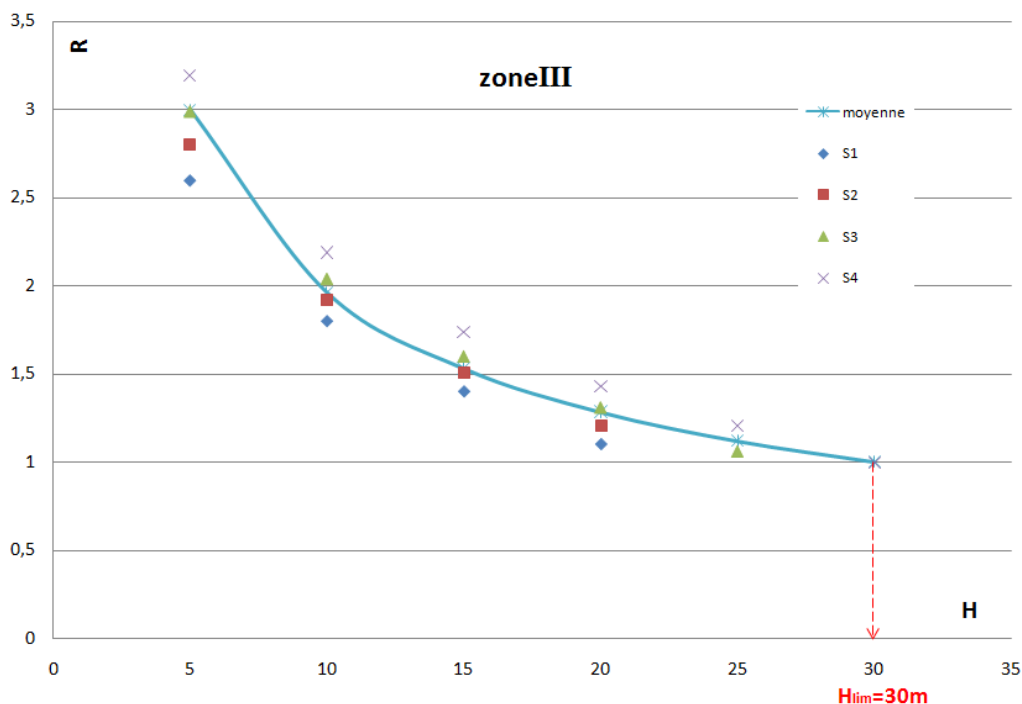


Figure 3.22 : Courbe de tendance moyenne en zone III

Lorsque les sollicitations sismiques sont importantes, le manque de ductilité dans les structures rend les ruptures fragiles. C’est pour cela que dans la zone III, au delà de 30m, il est nécessaire de prendre R=1 conformément à l'Eurocode 8.

Nous constatons que le coefficient de comportement R diminue à mesure que la hauteur H augmente. Il varie avec la hauteur H en obéissant à une loi puissance de la forme:  $R = aH^b$ . où a et b désignent des coefficients qui dépendent de deux paramètres, qui sont la zone sismique et la nature du site (type du sol). Les valeurs de a et b sont consignées dans les tableaux ci-dessous :

Tableau 3.18 : Valeur de a et b de la zone I

	ZoneI			
	S1	S2	S3	S4
a	4,674	4,733	5,957	5,78
b	-0,56	-0,53	-0,63	-0,57

Tableau 3.19 : Valeur de a et b de la zone IIa

	ZoneIIa			
	S1	S2	S3	S4
a	5,742	5,896	7,099	7,358
b	-0,58	-0,55	-0,61	-0,59

**Tableau 3.20** : Valeur de a et b de la zone IIb

	ZoneIIb			
	S1	S2	S3	S4
a	5,95	7,076	7,358	8,225
b	-0,55	-0,6	-0,59	-0,61

**Tableau 3.21** : Valeur de a et b de la zone III

	ZoneIII			
	S1	S2	S3	S4
a	7,079	7,415	8,477	9,166
b	-0,6	-0,59	-0,63	-0,63

## Conclusion

L'expérience à montré que le dimensionnement des structures élastiques engendrait des coûts importants et rendait ce principe de calcul inapplicable et inacceptable sur le plan économique. Le dimensionnement en ductilité est alors devenu largement utilisé et accepté par la communauté du génie civil. D'ailleurs, le (PS69 révisé 82, 1984) intègre le dimensionnement en plasticité et l'Eurocode 8, en ductilité.

L'objectif principal des constructeurs dans l'industrie du BTP consiste bien à construire vite et au moindre coût, et donc de diminuer les quantités des matériaux à mettre en œuvre. Par exemple, le fait de passer d'un coefficient de comportement tel que  $R = 1$  à  $R = 3$  peut impliquer une réduction de la quantité d'armatures longitudinales pouvant aller jusqu'à un facteur 4 (Gieu, 2012).

Un calcul plus précis du coefficient de comportement R, contrairement à ce qui est préconisé par le RPA ( $R = 2$ ), peut s'avérer très utile.

C'est dans cette optique que nous proposons de prendre le coefficient de comportement R en fonction de la hauteur de la tour, la zone sismique et le site d'implantation.

Nous proposons une relation de type loi puissance de forme  $R = a H^b$ .  
où a et b désignent des coefficients qui dépendent de deux paramètres, qui sont la zone sismique et la nature du site (type du sol). Les différentes valeurs de a et b sont consignées dans le tableau qui suit :

	Zone I				Zone IIa				Zone IIb				Zone III			
	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4
<b>a</b>	4,674	4,733	5,957	5,78	5,742	5,896	7,099	7,358	5,95	7,076	7,358	8,225	7,079	7,415	8,477	9,166
<b>b</b>	-0,56	-0,53	-0,63	-0,57	-0,58	-0,55	-0,61	-0,59	-0,55	-0,6	-0,59	-0,61	-0,6	-0,59	-0,63	-0,63

Prendre :

R=1 pour  $H \geq 18\text{m}$  en zone I ;

R=1 pour  $H \geq 25\text{m}$  en zone IIa ;

R=1 pour  $H \geq 28\text{m}$  en zone IIb ;

R=1 pour  $H \geq 30\text{m}$  en zone III.

## *Conclusion générale*

---

Dans cette étude, nous nous sommes intéressés au développement d'une méthodologie de détermination du coefficient de comportement R des réservoirs sur tour en béton armé, en variant à chaque fois : la hauteur du support H, la zone sismique et le site d'implantation.

Pour se faire, nous avons procédé dans un premier temps à l'évaluation des déplacements globaux et élastiques, par les deux méthodes citées au deuxième chapitre, ce qui nous a permis d'évaluer les ductilités globales de chaque structure, qui se traduit par son amplitude à pouvoir se déformer dans l'état fissuré, la limite des armatures tendues étant atteinte. Dans notre étude nous avons mis en évidence l'évolution de la ductilité en fonction de la zone sismique, du site d'implantation et de la hauteur de la tour.

Nous avons utilisé la méthode de Newmark et Hall appliquée aux structures à périodes courtes, qui s'applique bien au cas de notre structure.

D'après les différents règlements (RPA, Eurocode 8, ACI350.3 et ASCE 7) que nous avons cité dans le deuxième chapitre, le coefficient de comportement R varie de 1 à 3.

Dans notre étude, nous avons bien démontré que ce coefficient de comportement varie bien de R=1 à R=3, mais le fait de passer d'un coefficient de comportement R = 1 à R = 3, peut impliquer une réduction de la quantité d'armatures longitudinales.

A l'issue de ce travail, nous proposons pour l'évaluation du coefficient de comportement R une relation de type loi puissance de forme  $R = a H^b$ , qui nous permet d'avoir le juste coefficient de comportement R, pour chaque zone sismique, site d'implantation et hauteur de la tour.

où a et b désignent des coefficients qui dépendent de deux paramètres, qui sont la zone sismique et la nature du site (type du sol). Les différentes valeurs de a et b sont consignées dans le tableau qui suit :

	Zone I				Zone IIa				Zone IIb				Zone III			
	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4	S1	S2	S3	S4
a	4,674	4,733	5,957	5,78	5,742	5,896	7,099	7,358	5,95	7,076	7,358	8,225	7,079	7,415	8,477	9,166
b	-0,56	-0,53	-0,63	-0,57	-0,58	-0,55	-0,61	-0,59	-0,55	-0,6	-0,59	-0,61	-0,6	-0,59	-0,63	-0,63

Prendre :

R=1 pour  $H \geq 18m$  en zone I ;

R=1 pour  $H \geq 25m$  en zone IIa ;

R=1 pour  $H \geq 28m$  en zone IIb ;

R=1 pour  $H \geq 30m$  en zone III.



## *Références bibliographique*

---

## Références bibliographique

Davidovici V, Haddadi A. Calcul pratique de réservoirs en zone sismique. Annales de BTP, 1982 ; Vol. N° 409.

D.T.U., Règles parasismiques 1969 révisées 1982 et annexes, Eyrolles, Paris, 1984.

DTR B-C 2-48. Règles parasismiques algérienne (Addenda 2003), CGS, Alger, Juin 2003.

EUROCODE 8., Conception et dimensionnement des structures pour la résistance au séisme partie 4 : Silos, réservoirs et canalisation, 1998.

Hammoum H, Bouzelha K, Slimani D. Seismic risk of RC water storage elevated Tanks : Case study. In Elsevier (Ed.), Handbook of Materials Failure Analysis with case studies from the chemicals, Concrete and power industries, 2015; pp. 187-217.

Housner G.W. The dynamic behavior of water tanks. Bull, Seismological Soc. Of. Am., 1963; vol. 53, pp. 381–389.

Gioncu V, Framed structures - Ductility and seismic response General Report, Journal of Construction Steel Research, 2000; N°55, pp. 125–154.

Catherine D. Etude du Mécanisme de Transfert des Flexions à la Jonction Poteau Poutre dans les Structures en Portiques Mixtes Soumises à Une Action Sismique. Thèse de Doctorat, Université de Liège, 2002.

Davidovici V. Rapport préliminaire du Séisme de BOUMERDES – 21 mai 2003, 2003 ; pp. 92.

Park R. Evaluation of ductility structures and structural assemblages from laboratory testing. Bulletin of the new Zealand society for earthquake engineering, sep-1989; vol 22, N° 3, pp. 155-166.

Bertero V.V. Ductility Based Structural Design – State of the Art Report. Proceeding of ninth world conference on earthquake engineering, Tokyo, Aug-1988; vol (VIII), pp. 673-686.

Park R, Paulay T. Ultimate deformation and ductility of members with flexure in reinforced concrete structures. John Wiley and sons editions, 1975; pp. 195-268.

Mechiche, M. O. Evaluation du facteur de comportement global. Relation entre ce facteur et la ductilité locale requise. Cas des structures en acier en contreventements centre et excentre. Thèse doctorat université de Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, Algérie. 2013.

Hachem R. Etude de la ductilité de déplacement des poteaux en béton armé. Thème de Magister université Mentouri Constantine, 2004.

Kassoul A, Bougara A, Belkhatir M, Ezziane K. Analyse du critère de la ductilité locale dans les sections fléchies dimensionnées selon l'Eurocode 8, SBEIDCO – 1<sup>st</sup> International Conférence on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries ENSET Oran (Algeria) - October 12-14, 2009.

Fascicule 74., Texte officiel, Construction des réservoirs en béton- Cahier des clauses techniques générales, Ministère de l'équipement des transports et du logements, paris, mars 1998.

William A. N. Série schaum: Résistance des matériaux 2, cours et problèmes. Ed McGRAW-HILL- Paris, 1992; pp. 292-317.

Jaiswal O. R, Rai D. C, EERI M, Jain S. K. Review of seismic codes on liquid-containing tanks. Earthquake Engineering Research Institute, 2007; vol 23, pp. 239-260.

Shdeed E, Kassoul A. Prise en compte de la ductilité dans les méthodes de renforcement des anciens batis. Damascus UNIV. Journal, 2002 ; vol.18, n° 18, pp. 27-45.

Ghateh R, Kianoush M.R, Pogorzelski W. Seismic response factors of reinforced concrete pedestal in elevated water tanks, Engineering Structures, 2015; vol. 87, pp. 32-46.

Kassoul A, Sebai K. Analyse du critere de la ductilite locale de quelques structures en beton arme dimensionnees selon les regles parasismiques algeriennes rpa99/v2003. 1<sup>er</sup> Séminaire National de Génie Civil sur les Matériaux et Protection de l'Environnement.

Mouzzoun M, Moustachi O, Taleb A. Evaluation du facteur de comportement pour le calcul parasismique des bâtiments en béton armé. J. Mater. Environ. Sci., 2013 ; vol 4, pp. 23-32.

El Hasouni, A. Etude de la réponse sismique de structures en acier considérant l'effet de vitesse d'allongement élevées sur les propriétés mécaniques du matériau. Thèse doctorat université de Liège, Belgique, 2007.

Gieu S, Ductilité des structures en béton armé, Mémoire d'ingénieur CNAM, Conservatoire national des arts et métiers Paris, France, 2012.

Consenza E., De Luca A, Faella C., Mazzolani F M. On a simple evaluation of structural coefficients in steel structures, proceedings of the 8th European Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, Sept.1986; vol.3, pp. 41-48.

Giufre A, Gianini R, La duttilita delle strutture in cemento armato, ANCEAIDIS Conference, Roma, 198; pp. 175-238,

Palazzo B, Fraternali F. L'uso degli spettri di colasso nell analisi sismica : Proposta per una diversa formulazione del coefficiente di struttura, 3th National Symposium Sismica in Italia, Roma, 1987; vol, pp.199-211.

Krawinkler H, Nassar A.A. Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacity, in "Nonlinear analysis and design of reinforced concrete buildings, Eds. P. Fajfar and H. Krawinkler, Elsevier, London,1992.

Consenza E, De Luca A, Faella C, Piluso V, A rational formulation for the q-factor in steel structures, proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan, August 2-9, 1988; Vol V.

Ballio G, Perotti F, Rampazzo L, Setti P. Determinazione del coefficiente di struttura per costruzioni metalliche soggette a carichi assiali. 2 Convegno Nazionale l'Ingegneria Sismica in Italia, Rappallo, 1984.

SETTI P. A method to compute the behaviour factor for constructions in seismic zones. *Costruzioni Metalliche*, n° 3, 1985.

Kato B, Akiyama H. Seismic design of steel buildings. *ASCE, Journal of structural division*, August 1982; vol. 108, n° 8.

Como M, Lanni G. A seismic toughness of structures. *Mecanica*, 1983; vol. 18, Page 107-114.

# *Annexe*

---

# 1. Résultats de l'analyse dynamique des réservoirs sur tour

## 1.1. Evaluation des déplacements globaux

### A. Cas de la zone I et site S1

H = 5m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0.141036	0.000005	0.000000	0.000044
2	0.070518	0.000002	0.000000	0.000044
3	0.047012	0.000002	0.000000	0.000044
4	0.035259	0.000001	0.000000	0.000044
5	0.028207	0.000001	0.000000	0.000044
6	0.023506	0.000001	0.000000	0.000044

H = 10m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,141208	4,040E-05	-6,649E-07	0,000605
2	0,070604	2,020E-05	-4,014E-07	0,000365
3	0,047069	1,346E-05	-3,136E-07	0,000285
4	0,035302	1,010E-05	-2,697E-07	0,000245
5	0,028242	8,081E-06	-2,433E-07	0,000221
6	0,023535	6,734E-06	-2,258E-07	0,000205

H = 15m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,141711497	1,409E-04	-1,022E-05	0,002580
2	0,070855748	7,043E-05	-5,111E-06	0,001290
3	0,047237166	4,695E-05	-3,408E-06	0,000860
4	0,035427874	3,522E-05	-2,556E-06	0,000645
5	0,028342299	2,817E-05	-2,045E-06	0,000516
6	0,023618583	2,348E-05	-1,704E-06	0,000430

H = 20m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,142770	3,468E-04	-6,503E-05	0,006483
2	0,071385	1,734E-04	-3,251E-05	0,003242
3	0,047590	1,156E-04	-2,168E-05	0,002161
4	0,035693	8,670E-05	-1,626E-05	0,001621
5	0,028554	6,936E-05	-1,301E-05	0,001297
6	0,023795	5,780E-05	-1,084E-05	0,001081

H = 25m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,144663	7,097E-04	-2,313E-04	0,011036
2	0,072331	3,549E-04	-1,157E-04	0,005518
3	0,048221	2,366E-04	-7,710E-05	0,003679
4	0,036166	1,774E-04	-5,783E-05	0,002759
5	0,028933	1,419E-04	-4,626E-05	0,002207
6	0,024110	1,183E-04	-3,855E-05	0,001839

H = 30m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,147747	1,301E-03	-6,301E-04	0,016205
2	0,073873	6,506E-04	-3,151E-04	0,008103
3	0,049249	4,337E-04	-2,100E-04	0,005402
4	0,036937	3,253E-04	-1,575E-04	0,004051
5	0,029549	2,602E-04	-1,260E-04	0,003241
6	0,024624	2,169E-04	-1,050E-04	0,002701

## B. Cas de la zone I et site S2

H = 5m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,170852	0,000006	0,000000	0,000044
2	0,085426	0,000003	0,000000	0,000044
3	0,056951	0,000002	0,000000	0,000044
4	0,042713	0,000001	0,000000	0,000044
5	0,034170	0,000001	0,000000	0,000044
6	0,028475	0,000001	0,000000	0,000044

H = 10m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,171061	0,000049	-0,000001	0,000605
2	0,085531	0,000024	0,000000	0,000365
3	0,057020	0,000016	0,000000	0,000285
4	0,042765	0,000012	0,000000	0,000245
5	0,034212	0,000010	0,000000	0,000221
6	0,028510	0,000008	0,000000	0,000205

H = 15m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,170852	0,000006	0,000000	0,000044
2	0,085426	0,000003	0,000000	0,000044
3	0,056951	0,000002	0,000000	0,000044
4	0,042713	0,000001	0,000000	0,000044
5	0,034170	0,000001	0,000000	0,000044
6	0,028475	0,000001	0,000000	0,000044

H = 20m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,172954	0,000420	-0,000065	0,006483
2	0,086477	0,000210	-0,000033	0,003242
3	0,057651	0,000140	-0,000022	0,002161
4	0,043238	0,000105	-0,000016	0,001621
5	0,034591	0,000084	-0,000013	0,001297
6	0,028826	0,000070	-0,000011	0,001081

H = 25m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,172954	0,000420	-0,000065	0,006483
2	0,086477	0,000210	-0,000033	0,003242
3	0,057651	0,000140	-0,000022	0,002161
4	0,043238	0,000105	-0,000016	0,001621
5	0,034591	0,000084	-0,000013	0,001297
6	0,028826	0,000070	-0,000011	0,001081

H = 30m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,178983	0,001576	-0,000763	0,019631
2	0,089491	0,000788	-0,000382	0,009816
3	0,059661	0,000525	-0,000254	0,006544
4	0,044746	0,000394	-0,000191	0,004908
5	0,035797	0,000315	-0,000153	0,003926
6	0,029830	0,000263	-0,000127	0,003272

## C. Cas de la zone I et site S3

H = 5m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,198257	0,000007	0,000000	0,000044
2	0,099128	0,000003	0,000000	0,000044
3	0,066086	0,000002	0,000000	0,000044
4	0,049564	0,000002	0,000000	0,000044
5	0,039651	0,000001	0,000000	0,000044
6	0,033043	0,000001	0,000000	0,000044

H = 10m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,198499	0,000057	-0,000001	0,000605
2	0,099250	0,000028	0,000000	0,000365
3	0,066166	0,000019	0,000000	0,000285
4	0,049625	0,000014	0,000000	0,000245
5	0,039700	0,000011	0,000000	0,000221
6	0,033083	0,000009	0,000000	0,000205

H = 15m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,199207	0,000198	-0,000010	0,002580
2	0,099603	0,000099	-0,000005	0,001290
3	0,066402	0,000066	-0,000003	0,000860
4	0,049802	0,000050	-0,000003	0,000645
5	0,039841	0,000040	-0,000002	0,000516
6	0,033201	0,000033	-0,000002	0,000430

H = 20m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,200695	0,000488	-0,000065	0,006483
2	0,100348	0,000244	-0,000033	0,003242
3	0,066898	0,000163	-0,000022	0,002161
4	0,050174	0,000122	-0,000016	0,001621
5	0,040139	0,000098	-0,000013	0,001297
6	0,033449	0,000081	-0,000011	0,001081

H = 25m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,203356	0,000998	-0,000280	0,013369
2	0,101678	0,000499	-0,000140	0,006685
3	0,067785	0,000333	-0,000093	0,004456
4	0,050839	0,000249	-0,000070	0,003342
5	0,040671	0,000200	-0,000056	0,002674
6	0,033893	0,000166	-0,000047	0,002228

H = 30m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,207691	0,001829	-0,000886	0,022780
2	0,103845	0,000915	-0,000443	0,011390
3	0,069230	0,000610	-0,000295	0,007593
4	0,051923	0,000457	-0,000221	0,005695
5	0,041538	0,000366	-0,000177	0,004556
6	0,034615	0,000305	-0,000148	0,003797

## D. Cas de la zone I et site S4

H = 5m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,248111	0,000009	0,000000	0,000044
2	0,124056	0,000004	0,000000	0,000044
3	0,082704	0,000003	0,000000	0,000044
4	0,062028	0,000002	0,000000	0,000044
5	0,049622	0,000002	0,000000	0,000044
6	0,041352	0,000001	0,000000	0,000044

H = 10m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,248415	0,000071	-0,000001	0,000605
2	0,124207	0,000036	0,000000	0,000365
3	0,082805	0,000024	0,000000	0,000285
4	0,062104	0,000018	0,000000	0,000245
5	0,049683	0,000014	0,000000	0,000221
6	0,041402	0,000012	0,000000	0,000205

H = 15m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,24930	0,00025	-0,00001	0,00258
2	0,12465	0,00012	-0,00001	0,00129
3	0,08310	0,00008	0,00000	0,00086
4	0,06233	0,00006	0,00000	0,00065
5	0,04986	0,00005	0,00000	0,00052
6	0,04155	0,00004	0,00000	0,00043

H = 20m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,251163	0,000610	-0,000065	0,006483
2	0,125581	0,000305	-0,000033	0,003242
3	0,083721	0,000203	-0,000022	0,002161
4	0,062791	0,000153	-0,000016	0,001621
5	0,050233	0,000122	-0,000013	0,001297
6	0,041860	0,000102	-0,000011	0,001081

H = 25m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,254493	0,001249	-0,000280	0,013369
2	0,127246	0,000624	-0,000140	0,006685
3	0,084831	0,000416	-0,000093	0,004456
4	0,063623	0,000312	-0,000070	0,003342
5	0,050899	0,000250	-0,000056	0,002674
6	0,042415	0,000208	-0,000047	0,002228

H = 30m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,259918	0,002289	-0,000944	0,024274
2	0,129959	0,001145	-0,000472	0,012137
3	0,086639	0,000763	-0,000315	0,008091
4	0,064979	0,000572	-0,000236	0,006069
5	0,051984	0,000458	-0,000189	0,004855
6	0,043320	0,000382	-0,000157	0,004046

## E. Cas de la zone IIa et site S1

H = 5m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,235059	0,000008	0,000000	0,000074
2	0,117530	0,000004	0,000000	0,000074
3	0,078353	0,000003	0,000000	0,000074
4	0,058765	0,000002	0,000000	0,000074
5	0,047012	0,000002	0,000000	0,000074
6	0,039177	0,000001	0,000000	0,000074

H = 10m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,235347	0,000067	-0,000001	0,001008
2	0,117673	0,000034	-0,000001	0,000608
3	0,078449	0,000022	-0,000001	0,000475
4	0,058837	0,000017	0,000000	0,000409
5	0,047069	0,000013	0,000000	0,000369
6	0,039224	0,000011	0,000000	0,000342

H = 15m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,236186	0,000235	-0,000017	0,004301
2	0,118093	0,000117	-0,000009	0,002150
3	0,078729	0,000078	-0,000006	0,001434
4	0,059046	0,000059	-0,000004	0,001075
5	0,047237	0,000047	-0,000003	0,000860
6	0,039364	0,000039	-0,000003	0,000717

H = 20m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,237950	0,000578	-0,000108	0,010806
2	0,118975	0,000289	-0,000054	0,005403
3	0,079317	0,000193	-0,000036	0,003602
4	0,059488	0,000145	-0,000027	0,002701
5	0,047590	0,000116	-0,000022	0,002161
6	0,039658	0,000096	-0,000018	0,001801

H = 25m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,241105	0,001183	-0,000386	0,018394
2	0,120552	0,000591	-0,000193	0,009197
3	0,080368	0,000394	-0,000129	0,006131
4	0,060276	0,000296	-0,000096	0,004598
5	0,048221	0,000237	-0,000077	0,003679
6	0,040184	0,000197	-0,000064	0,003066

H = 30m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,246245	0,002169	-0,001050	0,027009
2	0,123122	0,001084	-0,000525	0,013504
3	0,082082	0,000723	-0,000350	0,009003
4	0,061561	0,000542	-0,000263	0,006752
5	0,049249	0,000434	-0,000210	0,005402
6	0,041041	0,000361	-0,000175	0,004501

## F. Cas de la zone IIa et site S2

H = 5m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,284754	0,000010	0,000000	0,000074
2	0,142377	0,000005	0,000000	0,000074
3	0,094918	0,000003	0,000000	0,000074
4	0,071189	0,000002	0,000000	0,000074
5	0,056951	0,000002	0,000000	0,000074
6	0,047459	0,000002	0,000000	0,000074

H = 10m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,285102	0,000082	-0,000001	0,001008
2	0,142551	0,000041	-0,000001	0,000608
3	0,095034	0,000027	-0,000001	0,000475
4	0,071276	0,000020	0,000000	0,000409
5	0,057020	0,000016	0,000000	0,000369
6	0,047517	0,000014	0,000000	0,000342

H = 15m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,286119	0,000284	-0,000017	0,004301
2	0,143059	0,000142	-0,000009	0,002150
3	0,095373	0,000095	-0,000006	0,001434
4	0,071530	0,000071	-0,000004	0,001075
5	0,057224	0,000057	-0,000003	0,000860
6	0,047686	0,000047	-0,000003	0,000717

H = 20m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,288256	0,000700	-0,000108	0,010806
2	0,144128	0,000350	-0,000054	0,005403
3	0,096085	0,000233	-0,000036	0,003602
4	0,072064	0,000175	-0,000027	0,002701
5	0,057651	0,000140	-0,000022	0,002161
6	0,048043	0,000117	-0,000018	0,001801

H = 25m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,292078	0,001433	-0,000467	0,022282
2	0,146039	0,000716	-0,000234	0,011141
3	0,097359	0,000478	-0,000156	0,007427
4	0,073019	0,000358	-0,000117	0,005571
5	0,058416	0,000287	-0,000093	0,004456
6	0,048680	0,000239	-0,000078	0,003714

H = 30m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,298304	0,002627	-0,001272	0,032718
2	0,149152	0,001314	-0,000636	0,016359
3	0,099435	0,000876	-0,000424	0,010906
4	0,074576	0,000657	-0,000318	0,008180
5	0,059661	0,000525	-0,000254	0,006544
6	0,049717	0,000438	-0,000212	0,005453

## G. Cas de la zone IIa et site S3

H = 5m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,330428	0,000011	0,000000	0,000074
2	0,165214	0,000006	0,000000	0,000074
3	0,110143	0,000004	0,000000	0,000074
4	0,082607	0,000003	0,000000	0,000074
5	0,066086	0,000002	0,000000	0,000074
6	0,055071	0,000002	0,000000	0,000074

H = 10m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,330832	0,000095	-0,000001	0,001008
2	0,165416	0,000047	-0,000001	0,000608
3	0,110277	0,000032	-0,000001	0,000475
4	0,082708	0,000024	0,000000	0,000409
5	0,066166	0,000019	0,000000	0,000369
6	0,055139	0,000016	0,000000	0,000342

H = 15m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,332011	0,000330	-0,000017	0,004301
2	0,166006	0,000165	-0,000009	0,002150
3	0,110670	0,000110	-0,000006	0,001434
4	0,083003	0,000083	-0,000004	0,001075
5	0,066402	0,000066	-0,000003	0,000860
6	0,055335	0,000055	-0,000003	0,000717

H = 20m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,334492	0,000813	-0,000108	0,010806
2	0,167246	0,000406	-0,000054	0,005403
3	0,111497	0,000271	-0,000036	0,003602
4	0,083623	0,000203	-0,000027	0,002701
5	0,066898	0,000163	-0,000022	0,002161
6	0,055749	0,000135	-0,000018	0,001801

H = 25m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,338926	0,001663	-0,000467	0,022282
2	0,169463	0,000831	-0,000234	0,011141
3	0,112975	0,000554	-0,000156	0,007427
4	0,084732	0,000416	-0,000117	0,005571
5	0,067785	0,000333	-0,000093	0,004456
6	0,056488	0,000277	-0,000078	0,003714

H = 30m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,346151	0,003049	-0,001476	0,037966
2	0,173076	0,001524	-0,000738	0,018983
3	0,115384	0,001016	-0,000492	0,012655
4	0,086538	0,000762	-0,000369	0,009492
5	0,069230	0,000610	-0,000295	0,007593
6	0,057692	0,000508	-0,000246	0,006328

## H. Cas de la zone IIa et site S4

H = 5m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,413519	0,000014	0,000000	0,000074
2	0,206759	0,000007	0,000000	0,000074
3	0,137840	0,000005	0,000000	0,000074
4	0,103380	0,000004	0,000000	0,000074
5	0,082704	0,000003	0,000000	0,000074
6	0,068920	0,000002	0,000000	0,000074

H = 10m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,414024	0,000118	-0,000001	0,001008
2	0,207012	0,000059	-0,000001	0,000608
3	0,138008	0,000039	-0,000001	0,000475
4	0,103506	0,000030	0,000000	0,000409
5	0,082805	0,000024	0,000000	0,000369
6	0,069004	0,000020	0,000000	0,000342

H = 15m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,415501	0,000413	-0,000017	0,004301
2	0,207750	0,000207	-0,000009	0,002150
3	0,138500	0,000138	-0,000006	0,001434
4	0,103875	0,000103	-0,000004	0,001075
5	0,083100	0,000083	-0,000003	0,000860
6	0,069250	0,000069	-0,000003	0,000717

H = 20m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,418605	0,001017	-0,000108	0,010806
2	0,209302	0,000508	-0,000054	0,005403
3	0,139535	0,000339	-0,000036	0,003602
4	0,104651	0,000254	-0,000027	0,002701
5	0,083721	0,000203	-0,000022	0,002161
6	0,069767	0,000169	-0,000018	0,001801

H = 25m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,424154	0,002081	-0,000467	0,022282
2	0,212077	0,001040	-0,000234	0,011141
3	0,141385	0,000694	-0,000156	0,007427
4	0,106039	0,000520	-0,000117	0,005571
5	0,084831	0,000416	-0,000093	0,004456
6	0,070692	0,000347	-0,000078	0,003714

H = 30m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,433196	0,003815	-0,001573	0,040457
2	0,216598	0,001908	-0,000787	0,020229
3	0,144399	0,001272	-0,000524	0,013486
4	0,108299	0,000954	-0,000393	0,010114
5	0,086639	0,000763	-0,000315	0,008091
6	0,072199	0,000636	-0,000262	0,006743

## I. Cas de la zone IIb et site S1

H = 5m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,293824	0,000010	0,000000	0,000092
2	0,146912	0,000005	0,000000	0,000092
3	0,097941	0,000003	0,000000	0,000092
4	0,073456	0,000003	0,000000	0,000092
5	0,058765	0,000002	0,000000	0,000092
6	0,048971	0,000002	0,000000	0,000092

H = 10m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,294183	0,000084	-0,000001	0,001260
2	0,147092	0,000042	-0,000001	0,000761
3	0,098061	0,000028	-0,000001	0,000594
4	0,073546	0,000021	-0,000001	0,000511
5	0,058837	0,000017	-0,000001	0,000461
6	0,049031	0,000014	0,000000	0,000428

H = 15m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,295232	0,000293	-0,000021	0,005376
2	0,147616	0,000147	-0,000011	0,002688
3	0,098411	0,000098	-0,000007	0,001792
4	0,073808	0,000073	-0,000005	0,001344
5	0,059046	0,000059	-0,000004	0,001075
6	0,049205	0,000049	-0,000004	0,000896

H = 20m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,297438	0,000723	-0,000135	0,013507
2	0,148719	0,000361	-0,000068	0,006754
3	0,099146	0,000241	-0,000045	0,004502
4	0,074359	0,000181	-0,000034	0,003377
5	0,059488	0,000145	-0,000027	0,002701
6	0,049573	0,000120	-0,000023	0,002251

H = 25m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,301381	0,001479	-0,000482	0,022992
2	0,150691	0,000739	-0,000241	0,011496
3	0,100460	0,000493	-0,000161	0,007664
4	0,075345	0,000370	-0,000120	0,005748
5	0,060276	0,000296	-0,000096	0,004598
6	0,050230	0,000246	-0,000080	0,003832

H = 30m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,301381	0,001479	-0,000482	0,022992
2	0,150691	0,000739	-0,000241	0,011496
3	0,100460	0,000493	-0,000161	0,007664
4	0,075345	0,000370	-0,000120	0,005748
5	0,060276	0,000296	-0,000096	0,004598
6	0,050230	0,000246	-0,000080	0,003832

## J. Cas de la zone IIb et site S2

H = 5m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,355943	0,000012	0,000000	0,000092
2	0,177971	0,000006	0,000000	0,000092
3	0,118648	0,000004	0,000000	0,000092
4	0,088986	0,000003	0,000000	0,000092
5	0,071189	0,000002	0,000000	0,000092
6	0,059324	0,000002	0,000000	0,000092

H = 10m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,356378	0,000102	-0,000001	0,001260
2	0,178189	0,000051	-0,000001	0,000761
3	0,118793	0,000034	-0,000001	0,000594
4	0,089094	0,000025	-0,000001	0,000511
5	0,071276	0,000020	-0,000001	0,000461
6	0,059396	0,000017	0,000000	0,000428

H = 15m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,357648	0,000356	-0,000021	0,005376
2	0,178824	0,000178	-0,000011	0,002688
3	0,119216	0,000119	-0,000007	0,001792
4	0,089412	0,000089	-0,000005	0,001344
5	0,071530	0,000071	-0,000004	0,001075
6	0,059608	0,000059	-0,000004	0,000896

H = 20m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,360320	0,000875	-0,000135	0,013507
2	0,180160	0,000438	-0,000068	0,006754
3	0,120107	0,000292	-0,000045	0,004502
4	0,090080	0,000219	-0,000034	0,003377
5	0,072064	0,000175	-0,000027	0,002701
6	0,060053	0,000146	-0,000023	0,002251

H = 25m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,365097	0,001791	-0,000584	0,027853
2	0,182549	0,000896	-0,000292	0,013926
3	0,121699	0,000597	-0,000195	0,009284
4	0,091274	0,000448	-0,000146	0,006963
5	0,073019	0,000358	-0,000117	0,005571
6	0,060850	0,000299	-0,000097	0,004642

H = 30m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,372880	0,003284	-0,001590	0,040898
2	0,186440	0,001642	-0,000795	0,020449
3	0,124293	0,001095	-0,000530	0,013633
4	0,093220	0,000821	-0,000398	0,010225
5	0,074576	0,000657	-0,000318	0,008180
6	0,062147	0,000547	-0,000265	0,006816

### K. Cas de la zone IIb et site S3

H = 5m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,413035	0,000014	0,000000	0,000092
2	0,206517	0,000007	0,000000	0,000092
3	0,137678	0,000005	0,000000	0,000092
4	0,103259	0,000004	0,000000	0,000092
5	0,082607	0,000003	0,000000	0,000092
6	0,068839	0,000002	0,000000	0,000092

H = 10m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,413540	0,000118	-0,000001	0,001260
2	0,206770	0,000059	-0,000001	0,000761
3	0,137847	0,000039	-0,000001	0,000594
4	0,103385	0,000030	-0,000001	0,000511
5	0,082708	0,000024	-0,000001	0,000461
6	0,068923	0,000020	0,000000	0,000428

H = 15m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,415014	0,000413	-0,000021	0,005376
2	0,207507	0,000206	-0,000011	0,002688
3	0,138338	0,000138	-0,000007	0,001792
4	0,103754	0,000103	-0,000005	0,001344
5	0,083003	0,000083	-0,000004	0,001075
6	0,069169	0,000069	-0,000004	0,000896

H = 20m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,418115	0,001016	-0,000135	0,013507
2	0,209057	0,000508	-0,000068	0,006754
3	0,139372	0,000339	-0,000045	0,004502
4	0,104529	0,000254	-0,000034	0,003377
5	0,083623	0,000203	-0,000027	0,002701
6	0,069686	0,000169	-0,000023	0,002251

H = 25m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,423658	0,002078	-0,000584	0,027853
2	0,211829	0,001039	-0,000292	0,013926
3	0,141219	0,000693	-0,000195	0,009284
4	0,105914	0,000520	-0,000146	0,006963
5	0,084732	0,000416	-0,000117	0,005571
6	0,070610	0,000346	-0,000097	0,004642

H = 30m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,432689	0,003811	-0,001845	0,047458
2	0,216345	0,001905	-0,000923	0,023729
3	0,144230	0,001270	-0,000615	0,015819
4	0,108172	0,000953	-0,000461	0,011865
5	0,086538	0,000762	-0,000369	0,009492
6	0,072115	0,000635	-0,000308	0,007910

## L. Cas de la zone IIb et site S4

H = 5m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,516899	0,000018	0,000000	0,000092
2	0,258449	0,000009	0,000000	0,000092
3	0,172300	0,000006	0,000000	0,000092
4	0,129225	0,000004	0,000000	0,000092
5	0,103380	0,000004	0,000000	0,000092
6	0,086150	0,000003	0,000000	0,000092

H = 10m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,517530	0,000148	-0,000001	0,001260
2	0,258765	0,000074	-0,000001	0,000761
3	0,172510	0,000049	-0,000001	0,000594
4	0,129383	0,000037	-0,000001	0,000511
5	0,103506	0,000030	-0,000001	0,000461
6	0,086255	0,000025	0,000000	0,000428

H = 15m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,519376	0,000516	-0,000021	0,005376
2	0,259688	0,000258	-0,000011	0,002688
3	0,173125	0,000172	-0,000007	0,001792
4	0,129844	0,000129	-0,000005	0,001344
5	0,103875	0,000103	-0,000004	0,001075
6	0,086563	0,000086	-0,000004	0,000896

H = 20m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,523256	0,001271	-0,000135	0,013507
2	0,261628	0,000636	-0,000068	0,006754
3	0,174419	0,000424	-0,000045	0,004502
4	0,130814	0,000318	-0,000034	0,003377
5	0,104651	0,000254	-0,000027	0,002701
6	0,087209	0,000212	-0,000023	0,002251

H = 25m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,530193	0,002601	-0,000584	0,027853
2	0,265096	0,001301	-0,000292	0,013926
3	0,176731	0,000867	-0,000195	0,009284
4	0,132548	0,000650	-0,000146	0,006963
5	0,106039	0,000520	-0,000117	0,005571
6	0,088365	0,000434	-0,000097	0,004642

H = 30m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,541495	0,004769	-0,001966	0,050571
2	0,270748	0,002384	-0,000983	0,025286
3	0,180498	0,001590	-0,000655	0,016857
4	0,135374	0,001192	-0,000492	0,012643
5	0,108299	0,000954	-0,000393	0,010114
6	0,090249	0,000795	-0,000328	0,008429

## M. Cas de la zone III et site S1

H = 5m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,352589	0,000012	0,000000	0,000110
2	0,176294	0,000006	0,000000	0,000110
3	0,117530	0,000004	0,000000	0,000110
4	0,088147	0,000003	0,000000	0,000110
5	0,070518	0,000002	0,000000	0,000110
6	0,058765	0,000002	0,000000	0,000110

H = 10m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,353020	0,000101	-0,000002	0,001512
2	0,176510	0,000051	-0,000001	0,000913
3	0,117673	0,000034	-0,000001	0,000713
4	0,088255	0,000025	-0,000001	0,000613
5	0,070604	0,000020	-0,000001	0,000553
6	0,058837	0,000017	-0,000001	0,000513

H = 15m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,354279	0,000352	-0,000026	0,006451
2	0,177139	0,000176	-0,000013	0,003225
3	0,118093	0,000117	-0,000009	0,002150
4	0,088570	0,000088	-0,000006	0,001613
5	0,070856	0,000070	-0,000005	0,001290
6	0,059046	0,000059	-0,000004	0,001075

H = 20m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,356925	0,000867	-0,000163	0,016209
2	0,178463	0,000434	-0,000081	0,008104
3	0,118975	0,000289	-0,000054	0,005403
4	0,089231	0,000217	-0,000041	0,004052
5	0,071385	0,000173	-0,000033	0,003242
6	0,059488	0,000145	-0,000027	0,002701

H = 25m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,361657	0,001774	-0,000578	0,027590
2	0,180829	0,000887	-0,000289	0,013795
3	0,120552	0,000591	-0,000193	0,009197
4	0,090414	0,000444	-0,000145	0,006898
5	0,072331	0,000355	-0,000116	0,005518
6	0,060276	0,000296	-0,000096	0,004598

H = 30m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,369367	0,003253	-0,001575	0,040513
2	0,184684	0,001627	-0,000788	0,020256
3	0,123122	0,001084	-0,000525	0,013504
4	0,092342	0,000813	-0,000394	0,010128
5	0,073873	0,000651	-0,000315	0,008103
6	0,061561	0,000542	-0,000263	0,006752

## N. Cas de la zone III et site S2

H = 5m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,427131	0,000015	0,000000	0,000110
2	0,213566	0,000007	0,000000	0,000110
3	0,142377	0,000005	0,000000	0,000110
4	0,106783	0,000004	0,000000	0,000110
5	0,085426	0,000003	0,000000	0,000110
6	0,071189	0,000002	0,000000	0,000110

H = 10m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,427653	0,000122	-0,000002	0,001512
2	0,213827	0,000061	-0,000001	0,000913
3	0,142551	0,000041	-0,000001	0,000713
4	0,106913	0,000031	-0,000001	0,000613
5	0,085531	0,000024	-0,000001	0,000553
6	0,071276	0,000020	-0,000001	0,000513

H = 15m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,429178	0,000427	-0,000026	0,006451
2	0,214589	0,000213	-0,000013	0,003225
3	0,143059	0,000142	-0,000009	0,002150
4	0,107295	0,000107	-0,000006	0,001613
5	0,085836	0,000085	-0,000005	0,001290
6	0,071530	0,000071	-0,000004	0,001075

H = 20m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,432384	0,001050	-0,000163	0,016209
2	0,216192	0,000525	-0,000081	0,008104
3	0,144128	0,000350	-0,000054	0,005403
4	0,108096	0,000263	-0,000041	0,004052
5	0,086477	0,000210	-0,000033	0,003242
6	0,072064	0,000175	-0,000027	0,002701

H = 25m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,438117	0,002149	-0,000701	0,033423
2	0,219058	0,001075	-0,000350	0,016712
3	0,146039	0,000716	-0,000234	0,011141
4	0,109529	0,000537	-0,000175	0,008356
5	0,087623	0,000430	-0,000140	0,006685
6	0,073019	0,000358	-0,000117	0,005571

H = 30m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,447456	0,003941	-0,001908	0,049078
2	0,223728	0,001970	-0,000954	0,024539
3	0,149152	0,001314	-0,000636	0,016359
4	0,111864	0,000985	-0,000477	0,012269
5	0,089491	0,000788	-0,000382	0,009816
6	0,074576	0,000657	-0,000318	0,008180

## O. Cas de la zone III et site S3

H = 5m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,495642	0,000017	0,000000	0,000110
2	0,247821	0,000009	0,000000	0,000110
3	0,165214	0,000006	0,000000	0,000110
4	0,123910	0,000004	0,000000	0,000110
5	0,099128	0,000003	0,000000	0,000110
6	0,082607	0,000003	0,000000	0,000110

H = 10m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,496248	0,000142	-0,000002	0,001512
2	0,248124	0,000071	-0,000001	0,000913
3	0,165416	0,000047	-0,000001	0,000713
4	0,124062	0,000036	-0,000001	0,000613
5	0,099250	0,000028	-0,000001	0,000553
6	0,082708	0,000024	-0,000001	0,000513

H = 15m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,498017	0,000495	-0,000026	0,006451
2	0,249009	0,000248	-0,000013	0,003225
3	0,166006	0,000165	-0,000009	0,002150
4	0,124504	0,000124	-0,000006	0,001613
5	0,099603	0,000099	-0,000005	0,001290
6	0,083003	0,000083	-0,000004	0,001075

H = 20m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,501738	0,001219	-0,000163	0,016209
2	0,250869	0,000609	-0,000081	0,008104
3	0,167246	0,000406	-0,000054	0,005403
4	0,125434	0,000305	-0,000041	0,004052
5	0,100348	0,000244	-0,000033	0,003242
6	0,083623	0,000203	-0,000027	0,002701

H = 25m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,508389	0,002494	-0,000701	0,033423
2	0,254195	0,001247	-0,000350	0,016712
3	0,169463	0,000831	-0,000234	0,011141
4	0,127097	0,000624	-0,000175	0,008356
5	0,101678	0,000499	-0,000140	0,006685
6	0,084732	0,000416	-0,000117	0,005571

H = 30m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,519227	0,004573	-0,002214	0,056950
2	0,259614	0,002286	-0,001107	0,028475
3	0,173076	0,001524	-0,000738	0,018983
4	0,129807	0,001143	-0,000554	0,014237
5	0,103845	0,000915	-0,000443	0,011390
6	0,086538	0,000762	-0,000369	0,009492

## P. Cas de la zone III et site S4

H = 5m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,620278	0,000022	0,000000	0,000110
2	0,310139	0,000011	0,000000	0,000110
3	0,206759	0,000007	0,000000	0,000110
4	0,155070	0,000005	0,000000	0,000110
5	0,124056	0,000004	0,000000	0,000110
6	0,103380	0,000004	0,000000	0,000110

H = 10m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,621036	0,000178	-0,000002	0,001512
2	0,310518	0,000089	-0,000001	0,000913
3	0,207012	0,000059	-0,000001	0,000713
4	0,155259	0,000044	-0,000001	0,000613
5	0,124207	0,000036	-0,000001	0,000553
6	0,103506	0,000030	-0,000001	0,000513

H = 15m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,623251	0,000620	-0,000026	0,006451
2	0,311625	0,000310	-0,000013	0,003225
3	0,207750	0,000207	-0,000009	0,002150
4	0,155813	0,000155	-0,000006	0,001613
5	0,124650	0,000124	-0,000005	0,001290
6	0,103875	0,000103	-0,000004	0,001075

H = 20m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,627907	0,001525	-0,000163	0,016209
2	0,313953	0,000763	-0,000081	0,008104
3	0,209302	0,000508	-0,000054	0,005403
4	0,156977	0,000381	-0,000041	0,004052
5	0,125581	0,000305	-0,000033	0,003242
6	0,104651	0,000254	-0,000027	0,002701

H = 25m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,636232	0,003121	-0,000701	0,033423
2	0,318116	0,001561	-0,000350	0,016712
3	0,212077	0,001040	-0,000234	0,011141
4	0,159058	0,000780	-0,000175	0,008356
5	0,127246	0,000624	-0,000140	0,006685
6	0,106039	0,000520	-0,000117	0,005571

H = 30m				
R	Les modes propres			
	mode I		mode II	
	X <sub>0I</sub> (m)	X <sub>1I</sub> (m)	X <sub>0II</sub> (m)	X <sub>1II</sub> (m)
1	0,649794	0,005723	-0,002360	0,060686
2	0,324897	0,002861	-0,001180	0,030343
3	0,216598	0,001908	-0,000787	0,020229
4	0,162449	0,001431	-0,000590	0,015171
5	0,129959	0,001145	-0,000472	0,012137
6	0,108299	0,000954	-0,000393	0,010114

## 1.2. Evaluation du déplacements élastiques

H = 5m			
Contrainte limite admissible	$\sigma_t$	16 000,00	t/m <sup>2</sup>
Moment élastique	Me	- 65 063,86	tm
Hauteur du CDG de la masse totale par rapport à base de la cuve	h	2,537	m
Hauteur de la force élastique	H	7,537	m
Force élastique	Fe	-8 632,278	t
Déplacement élastique	De	-0,035	m

H = 10m			
Contrainte limite admissible	$\sigma_t$	16 000,00	t/m <sup>2</sup>
Moment élastique	Me	- 65 012,66	tm
Hauteur du CDG de la masse totale par rapport à base de la cuve	h	2,537	m
Hauteur de la force élastique	H	12,537	m
Force élastique	Fe	-5 185,549	t
Déplacement élastique	De	-0,096	m

H = 15m			
Contrainte limite admissible	$\sigma_t$	16 000,00	t/m <sup>2</sup>
Moment élastique	Me	- 64 961,46	tm
Hauteur du CDG de la masse totale par rapport à base de la cuve	h	2,537	m
Hauteur de la force élastique	H	17,537	m
Force élastique	Fe	-3 704,193	t
Déplacement élastique	De	-0,187	m

H = 20m			
Contrainte limite admissible	$\sigma_t$	16 000,00	t/m <sup>2</sup>
Moment élastique	Me	- 64 910,26	tm
Hauteur du CDG de la masse totale par rapport à base de la cuve	h	2,537	m
Hauteur de la force élastique	H	22,537	m
Force élastique	Fe	-2 880,129	t
Déplacement élastique	De	-0,309	m

H = 25m			
Contrainte limite admissible	$\sigma_t$	16 000,00	t/m <sup>2</sup>
Moment élastique	Me	- 64 859,05	tm
Hauteur du CDG de la masse totale par rapport à base de la cuve	h	2,537	m
Hauteur de la force élastique	H	27,537	m
Force élastique	Fe	-2 355,318	t
Déplacement élastique	De	-0,461	m

H = 30m			
Contrainte limite admissible	$\sigma_t$	16 000,00	t/m <sup>2</sup>
Moment élastique	Me	- 64 807,85	tm
Hauteur du CDG de la masse totale par rapport à base de la cuve	h	2,537	m
Hauteur de la force élastique	H	32,537	m
Force élastique	Fe	-1 991,803	t
Déplacement élastique	De	-0,643	m

