

### Liste des notations :

$M_e$  : Moment élastique.

$f_t$  : Contrainte de traction de béton.

$f_c$  : Contrainte de compression de béton ( $f_{c28}$ ).

$I_g$  : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

$d_g$  : La distance entre la face inférieure et le centre de gravité.

$h$  : La hauteur de la section.

$b$  : La largeur de la section.

$y_g$  : La distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure.

$A_s$  : La section des aciers tendus.

$A_s'$  : La section des aciers comprimés.

$n$  : Coefficient d'équivalence Acier/Béton.

$d'$  : Distance de la fibre la plus comprimés aux aciers inférieurs.

$d$  : Distance de la fibre la plus comprimés aux aciers supérieurs.

$\Phi_e$  : Courbure élastique.

$E_c$  : Module de Young de béton.

$E_s$  : Module de Young de l'acier.

$E_{cm}$  : Module de Young moyen du béton.

$k$  : Facteur permettant de localiser l'axe neutre.

$\rho$  : Ratio des aciers de traction.

$\rho'$  : Ratio des aciers de compression.

$A_g$  : Section du béton et des aciers.

$f_s$  : Contrainte de traction dans l'acier.

$f_s'$  : Contrainte dans l'acier.

$\Phi_y$  : Courbure plastique.

$\varepsilon_y$  : La limite de déformation plastique de l'acier.

$M_y$  : Moment plastique.

$c$  : Position de l'axe neutre en état de courbure ultime.

$\eta$  : Un facteur.

$\lambda$  : coefficient de réduction du diagramme de compression du béton.

$\varepsilon_{\text{cmax}}$  : La limite de déformation plastique du béton.

$M_u$  : Moment ultime.

$\Phi_u$  : Courbure ultime.

$d_d$  : Déplacement en tête.

$d_y$  : Déplacement élastique.

$d_p$  : Déplacement plastique.

$L_p$  : Longueur de la rotule plastique.

$L$  : Longueur de la pile.

$d_u$  : Déplacement ultime.

$\lambda(\alpha_s)$  : un facteur.

$f_{yk}$  : la limite de contrainte élastique des armatures longitudinales.

$d_{bl}$  : Diamètre des armatures longitudinales.

$E_{cm}$  : Module de Young moyen de béton.

$K$  : Rigidité de décharge.

$K_0$  : Rigidité initiale.

$x_e$  : Déplacement de plastification.

$x_p$  : Déplacement maximale.

$\xi_{\text{equ}}$  : Facteur d'équivalence visco-amortissement.

$\alpha$  : Facteur pour déterminer la dégradation.

$\beta$  : Facteur pour définir la cible des courbes de recharges.

$G_i$  : Charge permanent supportées par chaque pile i.

$M_t$  : Masse total du pont.

$M_{\text{tab}}$  : Masse du tablier.

$M_{\text{pile}}$  : Masse des piles.

$S_{ae}(T)$  : Spectre de réponse élastique d'accélération.

$A$  : coefficient d'accélération de la zone.

$g$  : Accélération de pesanteur.

$S$  : coefficient de site.

**T** : Période propre de la structure.

**T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

**η** : Facteur de correction d'amortissement.

**ξ** : Taux d'amortissement.

**S<sub>de</sub>** : Spectre de réponse élastique de déplacement.

**S<sub>a</sub>** : Spectre d'accélération inélastique.

**S<sub>d</sub>** : Spectre de déplacement inélastique.

**R<sub>u</sub>** : Le facteur de réduction.

**μ** : La ductilité.

## LISTES DES FIGURES

Figure 1.1 modèle elasto-plastique .....	17
Figure 1.2. Modèle $\gamma$ .....	18
Figure 1.3. Modèle Takeda .....	19
Figure 1.4 Modèle Q .....	20
Figure 1.5 Modèle d'élément de fibre d'une pile de pont.....	21
Figure 1.6 Exemples de non linéarité géométrique .....	22
Figure 1.7 Ruptures fragiles par cisaillement.....	25
Figure 1.8 Développement de rotules plastiques .....	25
Figure 2.1 Bi-linéarisation de la courbe Moment-Courbure.....	28
Figure 2.2 déformée de la pile de pont.....	30
Figure 2.3 diagramme Force-Déplacement.....	30
Figure 3.1 la section de la pile pleine et la disposition des armatures.....	36
Figure 3.2 la courbe Moment-Courbure de la pile pleine.....	39
Figure 3.3 Diagramme Moment-Courbure de la pile pleine.....	39
Figure 3.4 la courbe Force-Déplacement de la pile pleine .....	40
Figure 3.5 la courbe Force-Déplacement avec USC-RC de la pile pleine .....	40
Figure 3.6 la section de la pile évidée et la disposition des armatures .....	41
Figure 3.7 la courbe Moment-Courbure de la pile évidée.....	43
Figure 3.8 Diagramme Moment-Courbure de la pile évidée .....	44
Figure 3.9 la courbe Force-Déplacement de la pile évidée .....	45
Figure 3.10 la courbe Force-Déplacement avec USC-RC de la pile évidée.....	35
Figure 4.1 : Modèle générale et localisation de rotules plastiques.....	48
Figure 4.2 : Théorie des rotules plastiques.....	48

Figure 4.3 : Modèle simplifié où les piles sont modélisée par des ressorts.....	49
Figure 4.4 : fonctionnement en flexion simple (A) sous séisme longitudinal (B) sous séisme transversal.....	49
Figure 4.5 : Loi F-D d'une pile fonctionnant en flexion simple.....	49
Figure 4.6 : fonctionnement en flexion double.....	50
Figure 4.7 : Loi F-D d'une pile fonctionnant en flexion double.....	51
Figure 4.8 : Loi F-D d'une pile fonctionnant en flexion double (formation des rotules simultanées).....	51
Figure 4.9 : Principe de la méthode poussée progressive longitudinal.....	52
Figure 4.10 : principe de méthode des déplacements.....	53
Figure 4.11 : superposition des courbes F-D des piles.....	61
Figure 4.12 : la courbe F-D globale de la structure (Courbe de capacité).....	62
Figure 4.13 : la courbe Accélération-déplacement de la structure.....	63
Figure 4.14: Spectre de réponse élastique.....	64
Figure 4.15 : Spectre de réponse élastique en format Accélération-déplacement.....	64
Figure 4.16 : Superposition de la courbe de capacité et le spectre pour $\mu=1.5$ .....	65
Figure 4.17 : Superposition de la courbe de capacité et le spectre pour $\mu=2.0$ .....	66
Figure 4.18 : Superposition de la courbe de capacité et le spectre pour $\mu=1.2$ .....	66
Figure 4.19 : Superposition de la courbe de capacité et le spectre pour $\mu=1.1$ .....	67
Figure 4.20 : la courbe F-D globale de la structure (Courbe de capacité).....	71
Figure 4.21 : La courbe A-D globale de la structure (Courbe de capacité).....	72
Figure 4.22 : Superposition de la courbe de capacité et le spectre pour $\mu=1.5$ .....	73
Figure 4.23 : Superposition de la courbe de capacité et le spectre pour $\mu=1.1$ .....	73

# TABLE DES MATIERES

Introduction générale .....	14
-----------------------------	----

## Chapitre 1 : notions générales et définition de base

1.1 introduction .....	17
1.2 modèle des comportements non linéaires .....	17
1.2.2 Modèle élasto-plastique .....	17
1.2.3 modèle $\gamma$ .....	18
1.2.4 modèle de Takeda.....	19
1.2.5 Modèle Q.....	20
1.3 Echelle de modélisation non linéaire.....	20
1.3.1 Echelle globale, utilisation des macroéléments .....	20
1.3.2 Echelle semi globale, multifibre .....	20
1.3.3. Echelle macroscopique .....	21
1.4. Analyse de la réponse sismique des ponts en béton armé .....	21
1.4.1 Types des non linéarité dans le pont .....	21
1.4.1.1 Non linéarités géométrique .....	22
1.4.1.2 Non linéarités matérielle .....	22
1.4.1.3 Non linéarités des conditions aux frontières .....	22
1.4.2 Avantages et inconvénient de l'analyse non linéaire des ponts .....	22
1.4.3 Approche de simulation non linéaire des ponts .....	23
1.4.3.1 Modèle à plasticité localisée.....	23
1.4.3.2 Modèle de plasticité distribuée .....	23
1.5 les rotules plastiques .....	24
1.5.1 Critère de ruine en rotation .....	24
1.5.1.1 Méthode De Priestley .....	24
1.5.1.2 Méthode Simplifiée de l'ATC40 / FEMA 273-356 .....	24
1.5.2 Caractéristiques des rotules plastiques .....	24
1.6 Conclusion .....	26

## Chapitre 2 : Réponse Force – Déplacement des piles

2.1. Introduction .....	28
2.2. moment-courbure.....	28
2.2.1 Moment-Courbure élastique.....	29
2.2.2 Moment-Courbure plastique .....	29
2.2.3 Moment-Courbure ultime.....	30
2.3 Force-Déplacement .....	30
2.4 La ductilité .....	31
2.4.1 Définition de la ductilité.....	31
2.4.2 Différents types de ductilité.....	32
2.4.2.1 Ductilité de déformation.....	32
2.4.2.2 Ductilité de courbure.....	32
2.4.2.3 Ductilité de déplacement.....	32
2.5 Conclusion .....	34

### Chapitre 3 : Calcule analytique

3.1. Introduction .....	36
3.2. Calcule analytique d'une pile pleine .....	36
3.2.1 Moment-Courbure élastique de la pile .....	37
3.2.2 Moment-Courbure plastique de la pile .....	37
3.2.3 Moment-Courbure ultime .....	38
3.2.4 La loi Moment-Courbure déterminée avec le code USC-RC de la pile pleine.....	39
3.2.5 La longueur de la rotule plastique de la pile pleine .....	39
3.2.6 La courbe Force-Déplacement de la pile pleine .....	39
3.3 Calcule analytique de la pile évidée .....	41
3.3.1 Moment-Courbure élastique .....	41
3.3.2 Moment-Courbure plastique .....	42
3.3.3 Moment-Courbure ultime .....	43
3.3.4 La loi Moment-Courbure avec le code USC-RC de la pile évidée .....	44
3.3.5 La longueur de la rotule plastique de la pile évidée .....	44
3.3.6 La courbe Force-Déplacement de la pile évidée .....	44
3.4 Interprétation des résultats .....	45
3.5 Conclusion .....	46

### Chapitre 4 Analyse dynamique non-linéaire itérative du pont par la méthode des déplacements

4.1. Introduction.....	48
4.2. Non-linéarité des éléments structuraux .....	48
4.2.1 Rotules plastiques .....	48
4.2.2 Piles .....	48
4.2.2.1 cas d'une liaison pile-tablier encastrée-libre.....	49
4.2.2.2 cas d'une liaison pile-tablier encastrée-encastrée.....	50
4.3 Analyse en poussée progressive (Push-Over).....	51
4.3.1 Considération générale .....	51
4.3.2 Cas des piles encastré-encastré du structure (analyse longitudinal).....	52
4.3.3 Application de la méthode.....	53
4.3.3.1 La loi Moment-Courbure de chaque pile.....	53
4.3.3.2 La courbe Force-Déplacement de chaque pile.....	57
4.3.3.3 La courbe Force-Déplacement globale.....	62
4.3.3.4 La courbe Accélération-déplacement.....	62
4.3.3.5 Spectre de réponse réglementaire en format Accélération-déplacement.....	63
4.3.3.5.1 Spectre de réponse élastique.....	63
4.3.3.5.2 Transformation du spectre élastique du format (A-T) au format (A-D).....	64
4.3.3.5.3 Spectre de réponse inélastique règlementaire.....	64
4.3.3.6 Point de performance.....	67
4.3.4 Cas des piles encastré-libre du structure (analyse longitudinal).....	67
4.3.4.1 Loi force-déplacement de chaque pile.....	67
4.3.4.2 La courbe Force-Déplacement globale.....	71
4.3.4.3 la courbe Accélération-Déplacement.....	71
4.3.4.4 Le point de performance de chaque pile.....	72
4.4 Conclusion.....	74

Conclusion générale.....	75
--------------------------	----

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : la liste des types de ductilité .....	33
Tableau 4.1 : Evolution de la distribution des moments fléchissent selon l'apparition de rotules .....	50
Tableau 4.2 : Caractéristique géométriques de chaque pile et les efforts normaux .....	54
Tableau 4.3 : les courbes Moment-Courbure des piles de pont .....	57
Tableau 4.4 : les lois Force-Déplacement des piles de pont .....	61
Tableau 4.5 : les courbes F-D des piles encastré-libre .....	71



## Introduction générale

Le principe de base de calcul parasismique consiste essentiellement à assurer un degré de sécurité acceptable permettant de réduire les risques relatifs à la défaillance aux catastrophes et aux pertes de vie. Dans les codes et règlements parasismiques l'étude de la réponse des structures sous l'action sismique est conduite en faisant appel à des méthodes simplifiées selon la nature de l'ouvrage et sa destination : les techniques d'analyse de ces structures consistent essentiellement à comparer un paramètre d'exigence à un paramètre de capacité.

Pour faire une évaluation, les méthodes linéaires élastiques classiques s'avèrent insuffisantes du fait qu'elles n'approchent pas le comportement réel de la structure, réellement. Lorsqu'un séisme frappe la structure, elle se comporte d'une manière non-linéaire. Pour bien illustrer le comportement non linéaire des structures, différents modèles non-linéaires assez complexes ont été établis durant ces dernières décennies.

Dans le présent mémoire on s'intéresse particulièrement à effectuer une analyse dynamique non linéaire d'un pont. Pour cette étude les lois de comportement des sections des piles dans lesquelles des rotules plastiques sont susceptibles de se former sont définies par les lois Moment-Courbure, calculées par intégration sur la section des caractéristiques des matériaux, la courbe ainsi obtenue fait apparaître plusieurs infléchissements correspondent successivement à la fissuration du béton tendu, la plastification des aciers tendus et/ou du béton comprimé et enfin la rupture de la section, atteinte soit par écrasement du béton comprimé, soit par rupture des armatures tendues, par la suite la loi Force-Déplacement de la pile peut être obtenue directement de la loi Moment-Courbure.

Pour étudier le comportement non-linéaire du pont on a choisi la méthode spectrale itérative par la méthode des déplacements, le principe de cette méthode consiste à superposer la courbe qui représente la capacité globale (PUSHOVER) de la structure avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme (spectre inélastique), ce dernier est obtenu en réduisant le spectre élastique par un facteur de réduction qui dépend de la ductilité de la structure. L'intersection de la courbe de capacité et la courbe de spectre de réponse inélastique représente un point de performance permettant d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira et subséquemment son degré de pénétration dans le domaine plastique.

On note que cette étude est une continuité d'un travail qui a été élaboré dans le cadre d'un projet de fin d'étude [Sghir 2010], qui comporte l'étude statique et dynamique linéaire d'un pont à poutres en béton précontraint en commençant par le prédimensionnement des différentes sections de l'ouvrage jusqu'à la détermination des sections de ferrailage. Donc dans ce travail nous utilisons directement les résultats de ce mémoire.

Le contenu de ce mémoire est réparti en quatre chapitres :

Chapitre 1 présente les notions générales et les définitions de bases utilisées lors d'un calcul dynamique non linéaire.

Chapitre 2 est consacré à illustrer la démarche à suivre pour déterminer la loi moment – courbure d'une section en béton armé et par la suite aboutir à la réponse force – déplacement.

Chapitre 3 traite deux exemples d'estimation des courbes Moment –Courbure et Force – Déplacement basés sur la démarche donnée au chapitre 2.

Dans le chapitre 4 une Analyse dynamique non-linéaire itérative du pont par la méthode des déplacements. En fin ce mémoire sera achevé par une conclusion générale.

## Notions générales et définition de base

### 1.1 Introduction :

La réponse des ponts soumis à des excitations de tremblement de terre peut être calculée en utilisant soit l'analyse linéaire ou l'analyse non linéaire. L'ancienne génération des codes de conception est basée sur la méthode de la force élastique équivalente. Dans d'autres codes plus sophistiqués on peut trouver également la méthode de superpositions modale spectrale ou temporelle.

Par ailleurs, les récents tremblements de terre majeurs ont montré la nécessité d'utiliser des méthodes de calcul dynamique de plus en plus précises. La prise en compte des non-linéarités géométriques et matérielles, est devenue alors évidente.

L'évaluation exacte du comportement sismique non linéaire des structures est très complexe. Pour avoir une bonne approche sur leur comportement réel, il est important d'avoir une modélisation adéquate ainsi qu'une bonne estimation de l'intensité sismique. Dans ce chapitre on présente des notions générales et quelques définitions de base pour l'analyse dynamique non linéaire des structures.

### 1.2 Modèles des comportements non linéaires :

Pour effectuer une analyse non-linéaire de la structure il y a plusieurs modèles de comportement

#### 1.2.1 Modèle élasto-plastique :

Le modèle élasto-plastique est le modèle de base, il est par conséquent très rudimentaire. Sa simplicité est la principale raison de son utilisation, même pour des matériaux autre que l'acier. Il est décrit avec seulement trois paramètres : la rigidité avant plastification  $\mathbf{K}$ , le déplacement de plastification  $\mathbf{x}_e$  et la rigidité après plastification  $r\mathbf{K}$ . [1]

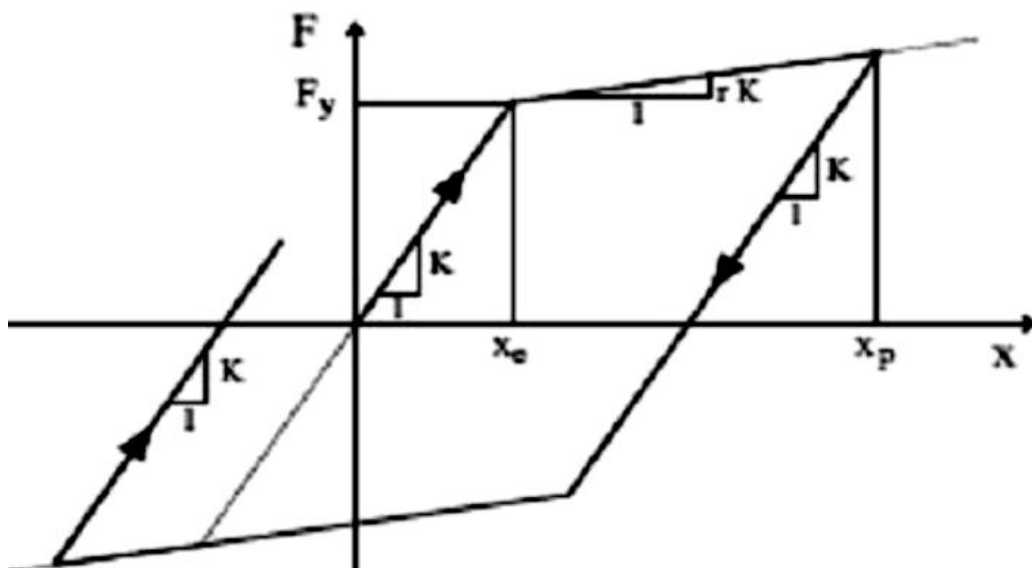


Figure 1.1 : Modèle élasto-plastique

Le principal inconvénient de ce modèle, c'est la trop grande rigidité de la courbe de recharge après plastification et de la courbe de décharge. En effet, pour les refends en béton armé, lorsque la phase de recharge commence, il y a tout d'abord une phase de fermeture des fissures qui diminue fortement la rigidité. Cette trop grande rigidité a pour conséquence de permettre une dissipation d'énergie trop importante et les déplacements permanents obtenus avec ce modèle sont très loin de la réalité. De plus, ce modèle ne considère aucune dégradation de la rigidité au fil des cycles.

### 1.2.2 Modèle $\gamma$ :

Le modèle  $\gamma$  a été développé à partir du modèle précédent et ceci essentiellement pour simuler le comportement d'éléments en béton armé. Il se caractérise aussi par sa simplicité. Son développement s'est basé sur l'observation que les courbes de recharge ont tendance à se couper au même point. Par rapport au modèle élasto-plastique, le paramètre  $\gamma$  a été rajouté pour les courbes de recharge, paramètre qui est à déterminer empiriquement. [1]

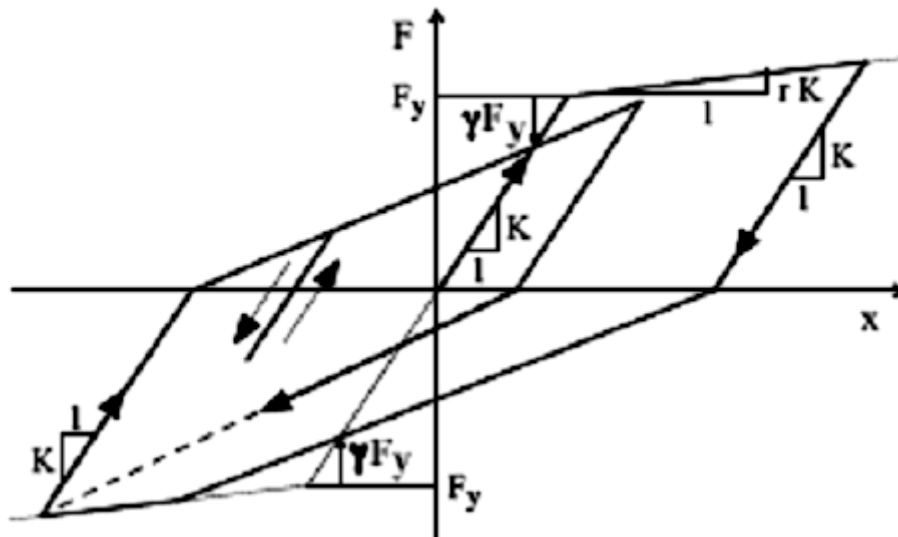


Figure 1.2 : Modèle  $\gamma$

### 1.2.3 Modèle de Takeda :

Le modèle de Takeda est une des lois simplifiées les plus répandues pour modéliser les structures en béton armé du fait qu'il est plus réaliste.

C'est une loi tri-linéaire correspondant à la fissuration, la plastification (des aciers) et à la ruine. Le modèle retenu est un modèle simplifié de Takeda défini à partir des trois paramètres  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$ . Ces paramètres représentent la diminution de raideur, le phénomène de pincement (pinching), et la diminution de résistance.

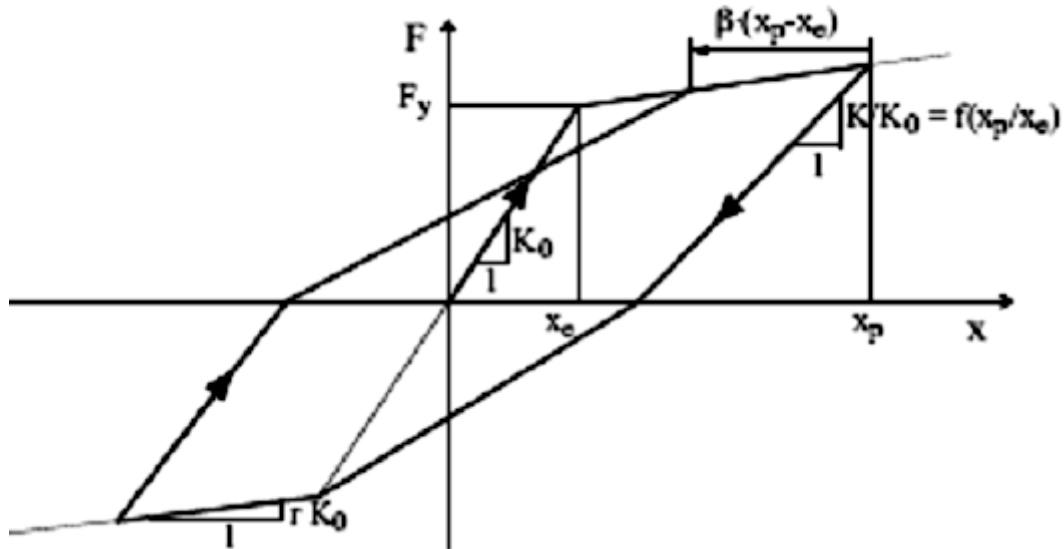


Figure 1.3 : Modèle Takeda

Lorsque les courbes de recharge croisent l'axe des déplacements, elles sont ensuite dirigées vers un point à une distance  $\beta (x_p - x_e)$  du point de déplacement maximal  $x_p$ . Ainsi, si  $\beta=0$ , les courbes de recharges ciblent directement le point de déplacement maximal. [1]

### 1.2.4 Modèle Q :

Le modèle Q est une simplification du modèle Takeda. Ce qui le différencie, c'est la valeur absolue du déplacement maximal qui est considérée dans les deux directions. En plus, il n'y a plus de différence entre petits et grands déplacements, la courbe de recharge tend toujours en direction du point correspondant au déplacement maximal actuel.

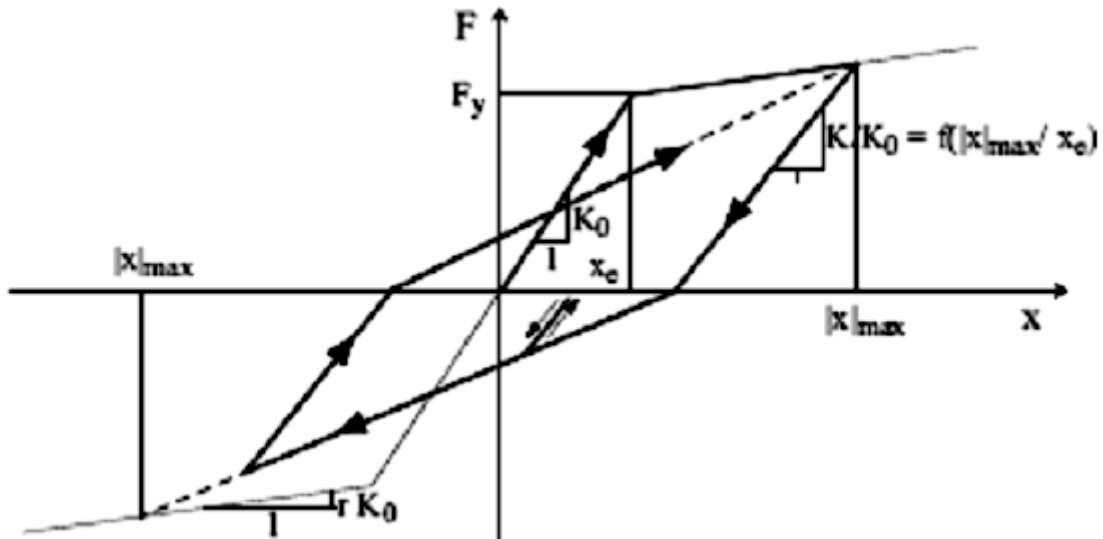


Figure 1.4 : Modèle Q

Tout comme le modèle Takeda, la dégradation de la rigidité de décharge est considérée par le paramètre  $\alpha$  et la dégradation de résistance n'apparaît pas. La définition du modèle Q est réalisée par l'intermédiaire de quatre paramètres. Par rapport au modèle Takeda, seul le paramètre  $\beta$ , qui ciblait les courbes de recharge, disparaît car il est admis égal à zéro. [1]

### 1.3 Echelles de modélisation :

Plusieurs échelles de modélisation existent :

#### 1.3.1 Echelle globale, utilisation des macroéléments :

Pour ce modèle, le comportement non linéaire est décrit en utilisant les règles de force déformation, qui sont basées sur les résultats des essais expérimentaux, afin de simuler le comportement de l'élément entier. On note qu'aucun modèle constitutif n'est nécessaire dans le processus. [2]

#### 1.3.2 Echelle semi globale, multifibre :

Pour ce modèle, les structures sont décrites par un ensemble d'éléments poutres reliés entre eux. Ces éléments décrivent le comportement hystérique des composants structuraux.

Le modèle matériel constitutif est pris en compte au niveau de l'élément ou de la section.

La partie déformable peut être divisée en plusieurs segments. Le comportement structural de chaque membre d'élément est décrit en utilisant la tranche de chaque segment. Chaque section transversale du segment peut être divisée en plusieurs fibres, qui utilisent des relations non linéaires de contrainte-déformation pour différents matériaux, tels que l'acier, béton confiné et le béton non confiné, etc. [[3],[4]].

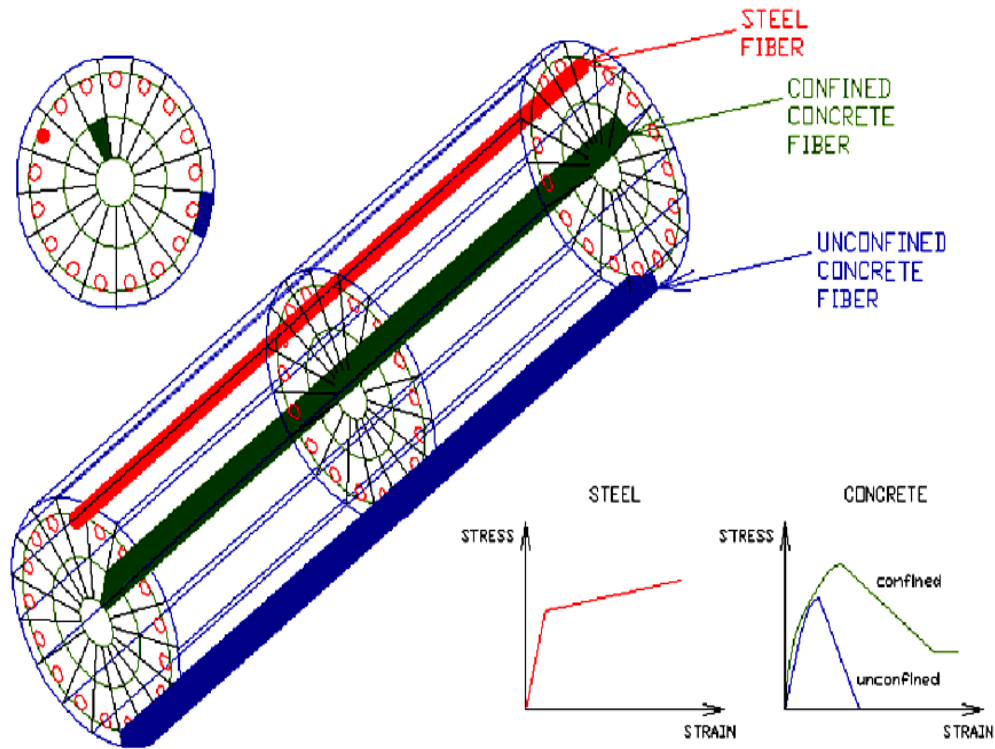


Figure 1.5: Modèle en élément fibre d'une pile de pont

### 1.3.3 Echelle macroscopique :

Pour ce modèle, les éléments structuraux sont habituellement divisés en un certain nombre de petits éléments finis. Le modèle matériel constitutif et la non-linéarité géométrique sont considérés pour chaque petit élément au niveau de contrainte-déformation.

Généralement, le modèle de macroélément concerne des approximations brutes, le modèle de micro élément peut être employé pour une région locale d'une structure, ce dernier est du point de vue informatique, cher s'il est utilisé dans l'analyse dynamique non linéaire d'une structure entière. Par conséquent, le modèle d'élément de fibre est la meilleure combinaison de la simplicité et de l'exactitude dans des analyses dynamique non linéaires des éléments structuraux et de la structure entière avec un cout informatique acceptable. [4]

## 1.4 Analyse de la réponse sismique des ponts en béton armé :

### 1.4.1 Types des non linéarité dans le pont :

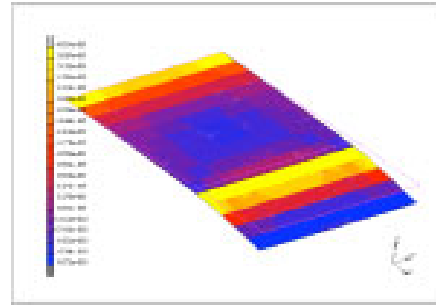
La réponse des ponts soumis aux excitations sismiques peut être déterminée en utilisant l'analyse linéaire ou l'analyse non linéaire. En réalité, la réponse d'un pont est non linéaire, compte tenu des non linéarités géométrique, matérielles et des conditions de frontière. [5]

### **1.4.1.1 Non linéarités géométrique :**

Les structures dont la rigidité dépend du déplacement qu'elles subissent sont appelées géométriquement non linéaires. La non linéarité géométrique intervient lors de phénomènes tels que la rigidité d'une plaque bridée soumise à chargements ou le flambage ou « claquage » dans des structures minces. Sans prendre ces effets géométriques en compte, une simulation ne pourra pas prévoir le comportement réel de la structure. [6]



**Torsion d'une poutre**



**Flexion d'une plaque avec raidisseurs**

**Figure 1.6: Exemples de non linéarité géométrique.**

### **1.4.1.2 Non linéarités matérielle :**

La non linéarité de matériau se réfère à la capacité d'un matériau à être régie par une réponse constitutive non linéaire à une contrainte. L'élasto-plasticité, l'hyper-élasticité, l'écrasement, la fissuration en sont des illustrations, mais cela peut aussi inclure la dépendance à la température et au temps tels que les effets de viscoélasticités ou visco-plasticité (fluage). La non-linéarité matériau est souvent, mais pas toujours, caractérisée par un affaiblissement progressif de la réponse structurelle au fur et à mesure de l'accroissement de l'effort, en raison d'une certaine forme de décomposition interne. [6]

### **1.4.1.3 Non linéarités des conditions aux frontières :**

Lorsqu'on considère des composants très souples, ou des assemblages comprenant plusieurs composants, le déplacement progressif donne naissance à la possibilité soit d'une mise en contact d'un composant, soit de la mise en contacts de composants entre eux. Ceci fait partie d'une classe spécifique d'effets non-linéaires géométriques connus sous le nom de condition limite ou « non-linéarité » de contact. En non-linéarité de contact, les conditions limites de rigidité de la structure ou de l'assemblage peuvent changer considérablement lorsque deux ou plusieurs parties distinctes, soit entrent en contact, soit se séparent. [6]

## **1.4.2 Avantages et inconvénient de l'analyse non linéaire des ponts :**

L'analyse linéaire est parfois suffisante pour calculer la réponse dynamique des ponts. Ceci dans le cas de petites excitations sismiques. Elle est employée couramment pour sa simplicité. Cependant, récemment l'analyse non linéaire a attiré l'attention des chercheurs



où beaucoup de travaux de recherche ont été effectués pour l'estimation de la réponse sismique non linéaire et des dommages des ponts.

Les raisons pour l'usage de l'analyse dynamique non linéaire sont multiples :

- ✓ L'analyse non linéaire peut produire des résultats beaucoup plus réalistes et plus fiables que ceux obtenus à partir de l'analyse linéaire sous des mouvements sismiques de terrain à fortes excitations. [7]
- ✓ Les analyses non linéaires se conforment à la philosophie de conception courante des ponts. Elles permettent des déformations inélastiques et des dommages à un certain degré dans les composantes ductiles du pont. Elles font dissiper l'énergie de séisme d'autant plus qu'elles donnent des conceptions moins coûteuses que des études linéaires. [7]
- ✓ Les outils d'analyse non linéaire plus fiables ; incorporant la théorie des éléments finis non linéaires, sont disponibles. Ils sont devenus plus performants vu la rapidité des ordinateurs. [8]

Néanmoins l'analyse non linéaire comporte des difficultés qui résultent de beaucoup d'aspects comprenant :

- ✓ La détermination des propriétés des composants de pont, c'est-à-dire, de la composition du béton armé fait d'acier et de béton, qui ont des propriétés matérielles très différentes, et de l'interaction microscopique entre les barres d'acier et du béton. [2]
- ✓ La simulation du comportement sismique des piles du pont sous l'excitation multidirectionnelle est très difficile, en particulier, quand l'interaction du moment-effort axial-effort tranchant doit être prise en considération. [9]
- ✓ L'interaction réelle entre les composants structuraux est très difficile. [9]
- ✓ Les algorithmes utilisés dans l'analyse non linéaire sont très complexes contrairement à ceux utilisés dans l'analyse linéaire. [9]

#### **1.4.3. Approche de simulation non linéaire des ponts**

Un autre problème important dans l'analyse dynamique non linéaire des structures en béton armé est le choix de l'approche pour simuler le comportement plastique des structures, pour cela deux types de modèles sont disponibles : [4]

##### **1.4.3.1 Modèle à plasticité localisée :**

Pour ce modèle, on suppose que le comportement plastique existe seulement dans quelques régions localisées des éléments structuraux. Pratiquement, un ou plusieurs ressorts non linéaires de longueur nulle sont utilisés pour décrire le comportement de ces zones plastiques.

##### **1.4.3.2 Modèle de plasticité distribuée :**

Pour ce modèle, la diffusion de la plasticité dans les membres non linéaires est prise en compte à travers la section de l'élément et sur sa longueur. Ce modèle est généralement plus précis, puisque le comportement plastique de la structure se produit, en réalité, au-

dessus d'une certaine zone, et n'est pas confiné à un point seulement c.-à-d., la zone plastique.

### 1.5 Les rotules plastiques:

Une structure réelle est toujours soumise à des charges verticales qui représentent les charges permanentes et qui se combinent aux actions horizontales représentant généralement les charges sismiques.

Pour une direction précise de l'effort horizontal, des moments ultimes s'ajoutent aux droits des zones critiques dites - pour le moment - zones de plastification et qui s'accumulent jusqu'à obtenir un mécanisme (la ruine). [10]

#### 1.5.1 Critère de ruine en rotation :

Les phénomènes observés lors de la ruine par flexion des structures élancées montrent, au niveau local des sections endommagées, trois phases principales: la fissuration de la section, la plastification des aciers et enfin la ruine de la section qui se traduit par l'écrasement du béton en compression. [10] Il existe plusieurs méthodes pour définir une rotation de ruine, parmi ces méthodes on peut citer à titre d'exemple :

##### 1.5.1.1 Méthode De Priestley :

Priestley utilise la notion de longueur de la rotule plastique pour définir une rotation de ruine.

##### 1.5.1.2 Méthode Simplifiée de l'ATC40 / FEMA 273-356 :

Une rotule plastique est une zone d'un élément de structure (poutres, poteaux, subissant des déformations irréversibles et capables de dissiper l'énergie sous sollicitations alternées, au delà d'un seuil de sollicitation elle se comporte comme une articulation autorisant la rotation des autres parties de l'élément.

#### 1.5.2 Caractéristiques des rotules plastiques :

Après la formation des rotules plastiques, les non - linéarités sont concentrées au niveau des rotules plastiques. Chaque rotule est caractérisée localement par moments de fissuration, plastification et ruine. [10]

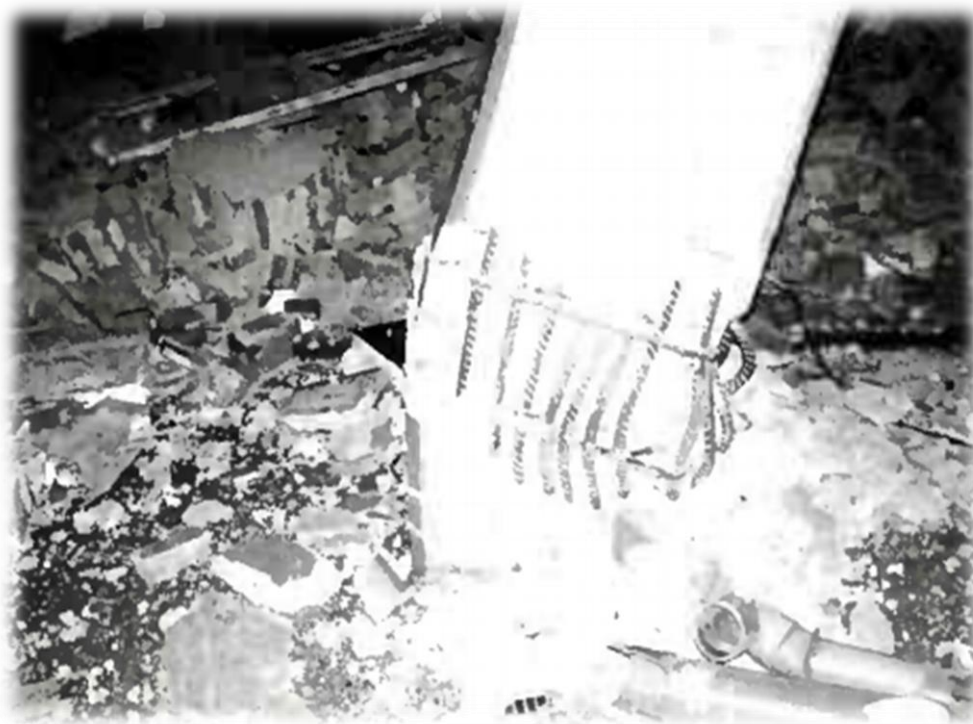
La longueur de chaque rotule  $L_p$  ne correspond pas à la longueur de la portion de la poutre ou du poteau ayant physiquement plastifié.

Dans le cas général  $L_p$  dépend de la ductilité mise en jeu et donc du niveau de chargement.

La dégradation de l'inertie dans chaque rotule plastique représente un état endommagé de la structure. Pourtant, il s'avère que l'inertie chute, certes de manière globale entre le débu (inertie élastique) et la fin du séisme (inerties dégradées encore plus faibles que l'inertie fissurées) mais elle ne diminue pas (forcément) à chaque pas de temps: les fissures éventuelles peuvent se refermer et l'inertie augmente au cours des cycles. [10]



**Figure 1.7 : Ruptures fragiles par cisaillement [11]**



**Figure 1.8 : Développement de rotules plastiques [11]**

### **1.6 Conclusion :**

Dans une étude de la réponse des ponts soumis aux excitations sismique, une analyse linéaire ou non linéaire peut être utilisée, mais en réalité, la réponse d'un pont est non linéaire compte tenu les non linéarités : matérielle, géométrique et de frontière. Dans le présent projet de fin d'étude, on s'intéresse au comportement non linéaire des piles de pont due au non linéarité matérielles. En effet le chapitre suivant va être consacré à cette étude en utilisant une démarche analytique.

## Réponse Force – Déplacement des piles

### 2.1 Introduction :

Les ouvrages de génie civil (ponts, centrales nucléaires, barrages hydroélectriques, bâtiments industriels et d'habitations, etc.) sont, dans leur grande majorité, constitués d'ossatures en béton armé, le calcul d'ouvrages soumis à ces sollicitations sévères peut être abordé à plusieurs niveaux. Le calcul réglementaire, basé sur des concepts d'analyses simplifiées du comportement des structures et des matériaux, couplé à des considérations statistiques permet un pré-dimensionnement susceptible de résister à une classe de sollicitations bien définies. Le traitement d'ouvrages spécifiques, ou subissant des agressions peu classiques doit faire l'objet d'études plus approfondies, la modélisation doit donc intégrer un maximum d'informations tant sur la structure que sur le comportement des matériaux.

Les particularités de comportement des matériaux utilisés (fissuration du béton et plastification des aciers) obligent le concepteur à la prise en compte de ces non-linéarités locales dans la prévision du comportement global.

### 2.2 moment-courbure :

L'établissement des lois moment-courbures pour des sections en béton armé est indispensable lorsqu'on s'intéresse au comportement non linéaire des matériaux béton et acier. Cette situation se produit plus particulièrement dans les conditions d'analyse accidentelles telles que le séisme. [12]

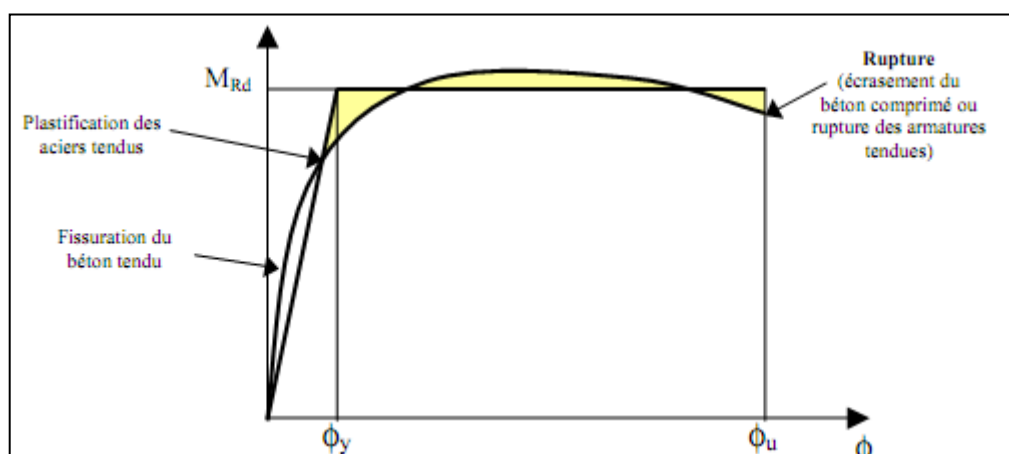


Figure 2.1 Bi-linéarisation de la courbe Moment-Courbure. [13]

La loi Moment-Courbure d'une section donnée dépend de l'effort normal  $N$  appliqué à la section. En théorie, cet effort varie au cours de la sollicitation sismique, en particulier dans le cas des piles, chaque fût est soumis à une variation d'effort normal  $\pm \Delta N$  sous sollicitation horizontale alternée.

La courbe moment-courbure sera obtenue donc par la détermination des valeurs de moment élastique ( $M_e$ ), moment plastique ( $M_p$ ), moment ultime ( $M_u$ ) ; et les valeurs de la courbure élastique ( $\phi_e$ ), la courbure plastique ( $\phi_p$ ), la courbure ultime ( $\phi_u$ ) Ces valeurs sont déterminées dans les sections suivantes.

**2.2.1 Moment-Courbure élastique :**

Avant de se retrouver dans un état non-linéaire, la section (bxh) est dans un état linéaire, c'est-à-dire que la partie du béton en traction résiste encore.

La fissuration commencera lorsque la résistance en traction en partie inférieure sera atteinte. En admettant que la rotation de la section a lieu autour de l'axe neutre, le moment limite élastique a pour expression : [12]

$$M_e = \frac{f_t I_g}{d_g} \dots\dots\dots (2.1)$$

Où :

$d_g$  : est la distance entre la fibre inférieure et le centre de gravité. [13]

$$d_g = h - y_g \dots\dots\dots (2.2)$$

$y_g$  : est la distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure, elle est calculée comme suit : [13]

$$y_g = \frac{bh\frac{h}{2} + A_s(n-1)d + A'_s(n-1)d'}{A_g} \dots\dots\dots (2.3)$$

$A_g$  est déterminée par l'addition suivante:[12]

$$A_g = bh + (n - 1)(A_s + A'_s) \dots\dots\dots (2.4)$$

$A_s$   $A'_s$  : sont respectivement les sections d'armatures dans les parties supérieures et inférieures de la section.

$n$  : est Le coefficient d'équivalence.

$I_g$  : est l'inertie de la section par rapport à son centre de gravité, calculée en tenant compte de la section du béton et de la section des aciers, l'inertie est donc:[13]

$$I_g = \frac{bh^3}{12} + bh\left(\frac{h}{2} - y_g\right)^2 + (n - 1)A_s(d - y_g)^2 + (n - 1)A'_s(y_g - d')^2 \dots\dots\dots (2.5)$$

La courbure élastique  $\phi_e$  correspondante est égale a : [12]

$$\phi_e = \frac{M_e}{E_c I_g} = \frac{f_t}{E_c d_g} \dots\dots\dots (2.6)$$

**2.2.2 Moment-Courbure plastique :**

Après dépassement de la limite élastique en traction sur la fibre inférieure, la partie comprimée au-dessus de l'axe neutre reprend les efforts de compression et les aciers inférieurs reprennent la traction. Jusqu'à leur limite de déformation plastique. On désignera alors le moment limite par le moment plastique et la courbure correspondante par la courbure plastique.

Le moment correspondant à cette déformation plastique vaut [12]:

$$M_y = A_s f_s \left(d - \frac{kd}{3}\right) + A'_s f'_s \left(d' - \frac{kd}{3}\right) \dots\dots\dots (2.7)$$

Avec :

$$f'_s = \frac{kd - d'}{d - kd} f_s \dots\dots\dots (2.8)$$

Et la valeur de k est obtenue par la formule suivante : [12]

$$k = \sqrt{2n \left(\rho + \frac{\rho' d'}{d}\right) + n^2(\rho + \rho')^2 - n(\rho + \rho')} \dots\dots\dots (2.9)$$

$$\text{Et : } \quad \rho = \frac{A_s}{bd} \quad \rho' = \frac{A'_s}{bd} \quad \dots\dots\dots (2.10)$$

La courbure plastique se calcule comme suit : [12]

$$\phi_y = \frac{\epsilon_y}{d - kd} \dots\dots\dots (2.11)$$

**2.2.3 Moment-Courbure ultime :**

La courbure ultime correspond à la limite de résistance du béton en déformation.

Pour obtenir les valeurs de  $M_u$  et  $\Phi_u$  il nécessaire d'effectuer quelques calculs. Le premier calcul consiste à considérer que les aciers comprimés attient la limite élastique de l'acier  $f_y$ .

La position de l'axe neutre sera comme suit : [12]

$$c = \frac{A_s f_y - A'_s f'_s}{\eta f_c b \lambda} \dots \dots \dots (2.12)$$

Alors le moment ultime est obtenu par la formule suivant : [12]

$$M_u = \eta f_c \lambda c b \left( d - \frac{\lambda c}{2} \right) + A'_s f'_s (d - d') \dots \dots \dots (2.13)$$

Et la courbure ultime est égale à : [12]

$$\Phi_u = \frac{\epsilon_{cmax}}{c} \dots \dots \dots (2.14)$$

**2.3 Force-Déplacement :**

La courbe Force-Déplacement caractérise le comportement globale de la pile, et comme la loi Moment-Courbure, la loi Force-Déplacement peut être représentée par un comportement élasto-plastique parfait (Figure (2.3)) et le déplacement en tête peut être séparé en deux termes, un déplacement élastique  $d_y$  et un déplacement plastique  $d_p$  comme le montre la figure (2.2). Le déplacement en tête c'est la somme des deux déplacements élastique et plastique : [13]

$$d_d = d_y + d_p \dots \dots \dots (2.15)$$

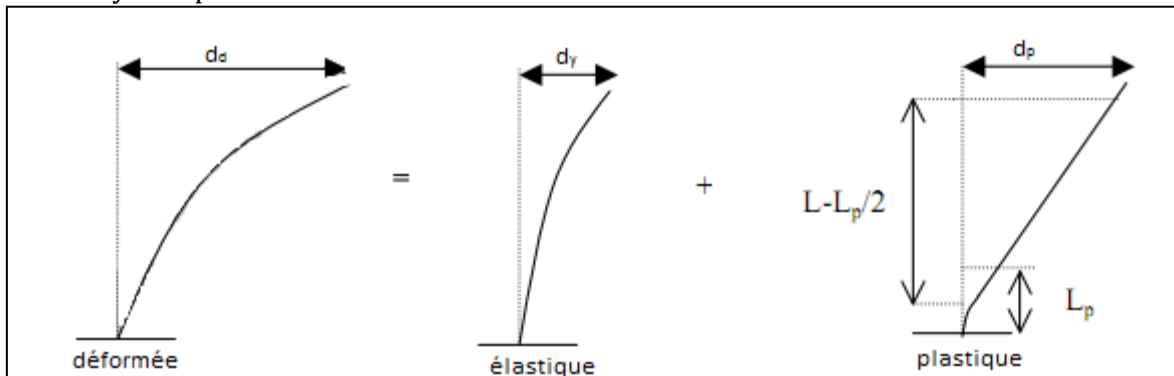


Figure 2.2 déformée de la pile de pont.

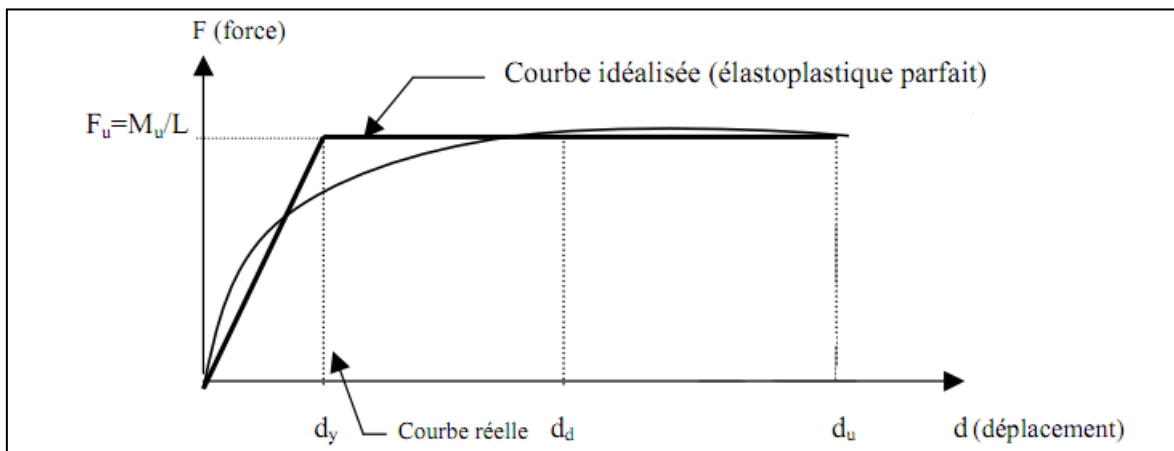


Figure 2.3 diagramme Force-Déplacement.

Dans notre cas la pile est encastrée en pied et libre en tête donc la pile travaille en flexion simple, alors la loi Force-Déplacement peut être obtenue à partir de la loi Moment-Courbure.

Pour déterminer les valeurs de déplacement de la courbe Force-Déplacement, il faut connaître la longueur de la rotule plastique qui se forme au pied de la pile lorsqu'elle est soumise à une excitation sismique, la longueur de la rotule plastique peut être estimée par l'équation suivant [13]:

$$L_p = 0.01L + 0.015d_{bl}f_{yk} \dots \dots \dots (2.16)$$

A partir de ça on peut déterminer les déplacements élastique et plastique, par les formules suivants :

$d_y$ : c'est le déplacement élastique, il est lié à la courbure élastique par la relation suivante:

$$d_y = \frac{\phi_y L^2}{3} \dots \dots \dots (2.17)$$

En supposant que l'axe de rotation est à mi-hauteur de la rotule, on obtient le déplacement plastique à partir de la rotation plastique  $\theta_p$  (calculée en supposant la courbure constante sur toute la longueur de la rotule plastique  $L_p$ ), de la hauteur de pile  $L$  et de la longueur de rotule plastique  $L_p$  : [13]

$$d_u = d_y + d_{p,u} = d_y + (\phi_u - \phi_y)L_p(L - 0.5L_p)\lambda(\alpha_s) \dots \dots \dots (2.18)$$

Où :  $\lambda(\alpha_s) = 1$ .

Et la force  $F_u$  est égale à : [13]

$$F_u = \frac{M_u}{L} \dots \dots \dots (2.19)$$

**2.4 La ductilité :**

**2.4.1 Définition de la ductilité :**

Avant 1960 la notion de la 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 recherches dans les problèmes sismiques de Housner, ce concept s'est étendue au niveau de la structure. Il est devenu associé aux notions de résistance et de rigidité de la structure globale.

La ductilité est une caractéristique primordiale des structures devant résister au séisme par la formation d'un mécanisme plastique global. Mais qu'est-ce que la ductilité? 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. Il n'y a pas qu'une seule manière d'évaluer la ductilité. La ductilité dans une structure peut être quantifiée par : 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. [14]

#### **2.4.2 Différents types de ductilité :**

##### **2.4.2.1 Ductilité de déformation :**

La source de la ductilité est la capacité des matériaux à supporter des déformations plastiques sans réduction importante de contrainte. La ductilité de déformation est exprimée par le rapport de la déformation totale imposée à la déformation élastique, Il est évident que le béton non confiné est très peu ductile en compression. Un confinement adapté peut considérablement améliorer la ductilité. [14]

##### **2.4.2.2 Ductilité de courbure :**

Elle est définie comme étant le rapport de la courbure maximale à la courbure élastique, elle caractérise la capacité de rotation des sections. Elle est directement associée à la capacité de déformation de l'élément soit en termes de rotation ou de déplacement. [14]

##### **2.4.2.3 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 au déplacement latéral élastique. [14]

On visualise ces trois manières de quantifier la ductilité dans le tableau (2.1) suivant :

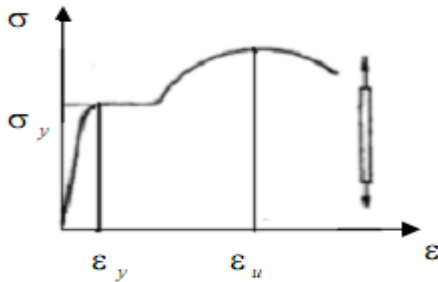
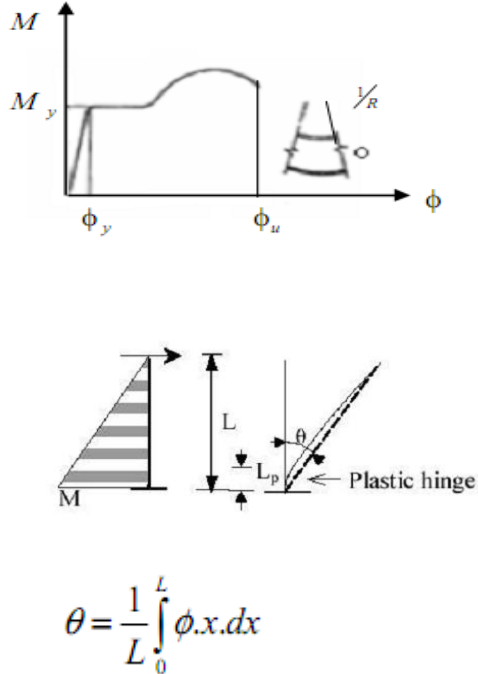
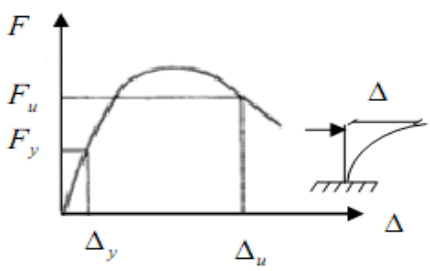
Types de ductilité	Représentation	Définition
Ductilité de déformation		$\mu_\varepsilon = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y}$
Ductilité de courbure	 $\theta = \frac{1}{L} \int_0^L \phi \cdot x \cdot dx$	$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y}$
Ductilité de déplacement		$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$

Tableau (2-1) la liste des types de ductilité. [14]

### **2.5 Conclusion :**

Dans ce chapitre on a présenté les différents lois et relations qui nous aiderons dans le chapitre suivant à faire un calcul analytique pour tracer les courbes moment-courbure et force-déplacement des différentes piles de pont.

*ClicCours.com*

## Calcul analytique

### 3.1 Introduction :

Ce chapitre est consacré à la détermination de la réponse Force-Déplacement de deux types de piles de sections différentes l'une est pleine et l'autre est évidée. Leurs hauteurs sont également différentes. Le comportement non linéaire des matériaux est représenté dans ce cas par la loi Moment-Courbure. Dans ce chapitre nous utilisons la démarche analytique et le code USC-RC.

### 3.2 Calcul analytique d'une pile pleine :

La section étudiée dans ce cas est rectangulaire, ses caractéristiques géométriques sont :

$h=1.5$  m                       $b=5.0$  m                       $L=18.2$  m,                      l'enrobage=3 cm.

- Les caractéristiques retenues pour le béton sont :

$f_{c28}=27$  MPa, on prend  $f_t=3$  MPa.

$$E_c = 1.05 E_{cm}$$

On a :  $E_{cm}= 30500$  MPa    alors :  $E_c=32025$  MPa.

- Les caractéristiques des aciers longitudinales et transversales sont :

$E_s=200000$  MPa,                       $f_y=500$  MPa,

La section des armatures longitudinales est: 64T25 et celle des armatures transversales est: 1T12.

Alors la section des armatures longitudinales tendues, comprimées est égale :

$$A_s=0.00049*32=0.016 \text{ m}^2.$$

La figure suivante montre la disposition des armatures et les dimensions de la pile pleine :

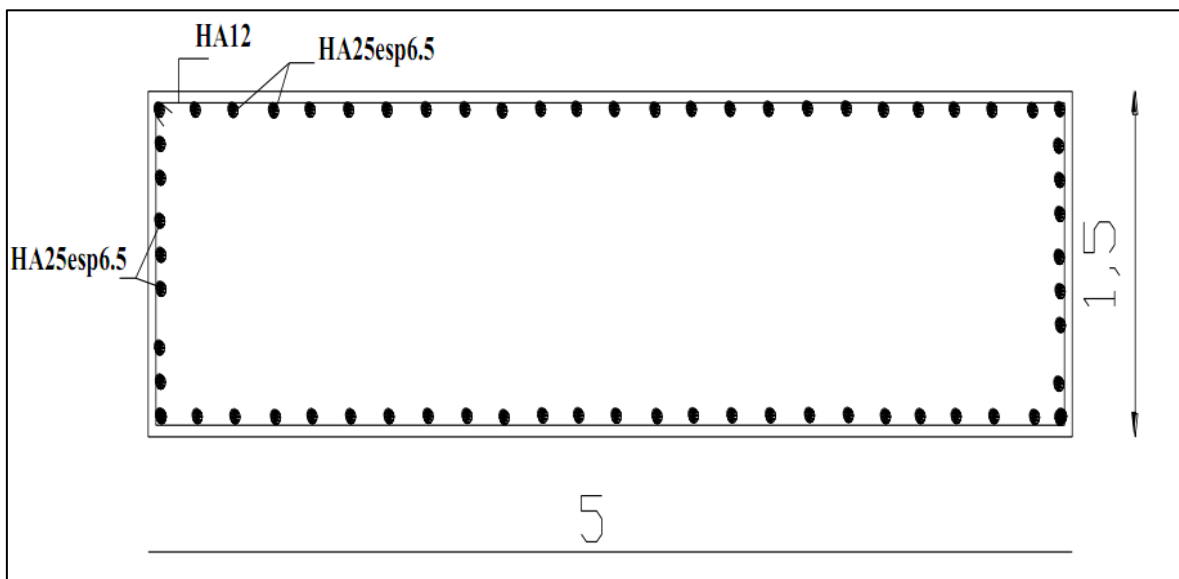


Figure 3.1 la section de la pile pleine et la disposition des armatures. [16]

Par la suite on calcul la loi de comportement de cette section.

### **3.2.1 Moment-Courbure élastique de la pile :**

Le coefficient d'équivalence acier/béton est égale à :

$$n = 15 \text{ (Selon BAEL91).}$$

Calcul de  $A_g$  :

D'après la formule (2.4) on a :

$$A_g = 5 \times 1.5 + (15 - 1)(0.016 + 0.016) = 7.948 \text{ m}^2.$$

Alors la valeur de  $y_g$  est :

$$y_g = \frac{5 \times 1.5 \times \frac{1.5}{2} + 0.016(15 - 1)1.47 + 0.016(15 - 1)0.03}{7.948} = 0.75 \text{ m.}$$

Donc :  $d_g = 1.5 - 0.75 = 0.75 \text{ m.}$

Et l'inertie  $I_g$  est égale à :

$$I_g = \frac{bh^3}{12} + Sx^2 = \frac{5 \times 1.5^3}{12} + 0.00049x^2 = 1.534 \text{ m}^4$$

Avec :  $x$  : est la distance du centre de gravité de chaque armature longitudinale par rapport à l'axe qui passe par le centre de gravité.

$S$  : la section d'une seule armature ( $S=0.00049 \text{ m}^2$ ).

La valeur du moment élastique est :

$$M_e = \frac{3 \times 1.543}{0.75} = 6.136 \text{ MN.m}$$

Et la courbure élastique est égale à :

$$\phi_e = \frac{M_e}{E_c I_g} = \frac{6.136}{32025 \times 1.534} = 1.25 \times 10^{-4} \text{ m}^{-1}$$

Le couple :  $(M_e, \phi_e) = (6.136 \text{ MN.m}, 1.25 \times 10^{-4} \text{ m}^{-1})$ .

### **3.2.2 Moment-Courbure plastique de la pile :**

Les ratios d'acier de traction, et de compression sont :

$$\rho = \frac{0.016}{5 \times 1.47} = 2.17 \times 10^{-3} = \rho'$$

A partir de l'équation (2. 9) on trouve  $k= 0.14$ .

On remplace  $k$  dans l'équation (2.8) pour obtenir la valeur de la contrainte dans l'acier :

$$f'_s = \frac{0.14 \times 1.47 - 0.03}{1.47 - 0.14 \times 1.47} 500 = 69.528 \text{ MPa.}$$

Donc à partir de l'équation (2.7) on trouve le moment plastique suivant :

$$M_y = 0.016 \times 500 \left( 1.47 - \frac{0.14 \times 1.47}{3} \right) + 0.016 \times 69.528 \left( 0.03 - \frac{0.14 \times 1.47}{3} \right)$$

$$M_y = 11.168 \text{ MN.m.}$$

Donc la courbure plastique veut :

$$\phi_y = \frac{0.01}{1.47 - 0.14 \times 1.47} = 7.91 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

Le couple :  $(M_y, \phi_y) = (11.168 \text{ MN.m}, 7.91 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1})$ .

### **3.2.3 Moment-Courbure ultime :**

$\alpha_{cc}=1.0$  pour les bâtiments et  $\alpha_{cc}=0.85$  pour les ponts.

On a :  $\lambda=0.80$ ,  $\eta=1$ ,  $\alpha_{cc}=0.85$ .

Alors la valeur de c est :

$$c = \frac{0.016 \times 500 - 0.016 \times 69.528}{1 \times 27 \times 5 \times 0.80} = 0.063 \text{ m.}$$

Le moment ultime de la pile est :

$$M_u = 1 \times 27 \times 0.8 \times 0.063 \times 5 \left( 1.47 - \frac{0.8 \times 0.063}{2} \right) + 0.016 \times 69.528(1.47 - 0.03)$$

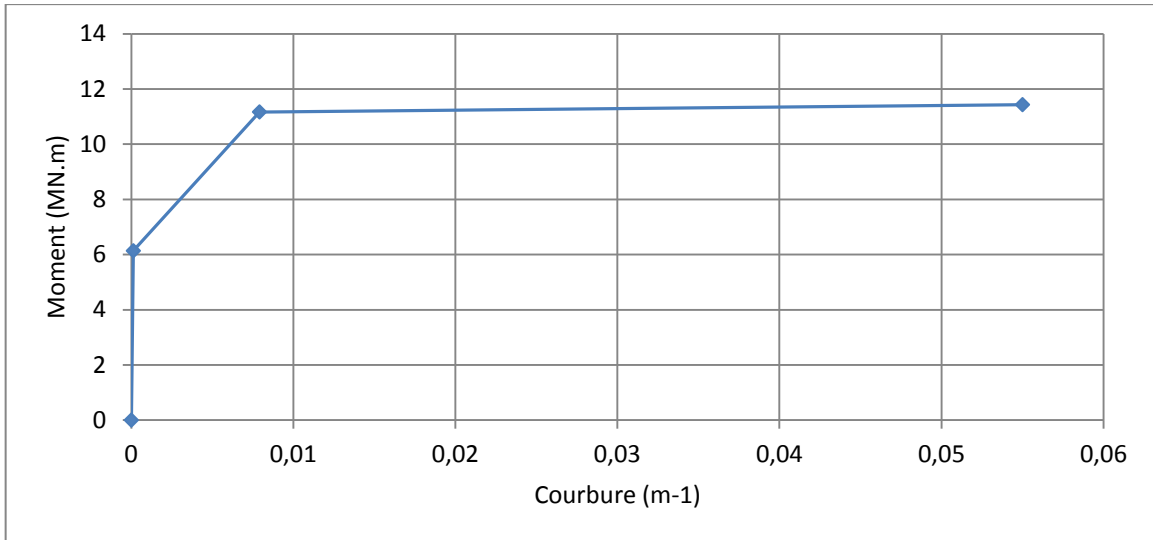
$$M_u = 11.432 \text{ MN.m.}$$

Et la courbure plastique est :

$$\phi_u = \frac{0.0035}{0.063} = 0.055 \text{ m}^{-1}.$$

Le couple :  $(M_u, \phi_u) = (11.432 \text{ MN.m}, 0.055 \text{ m}^{-1})$ .

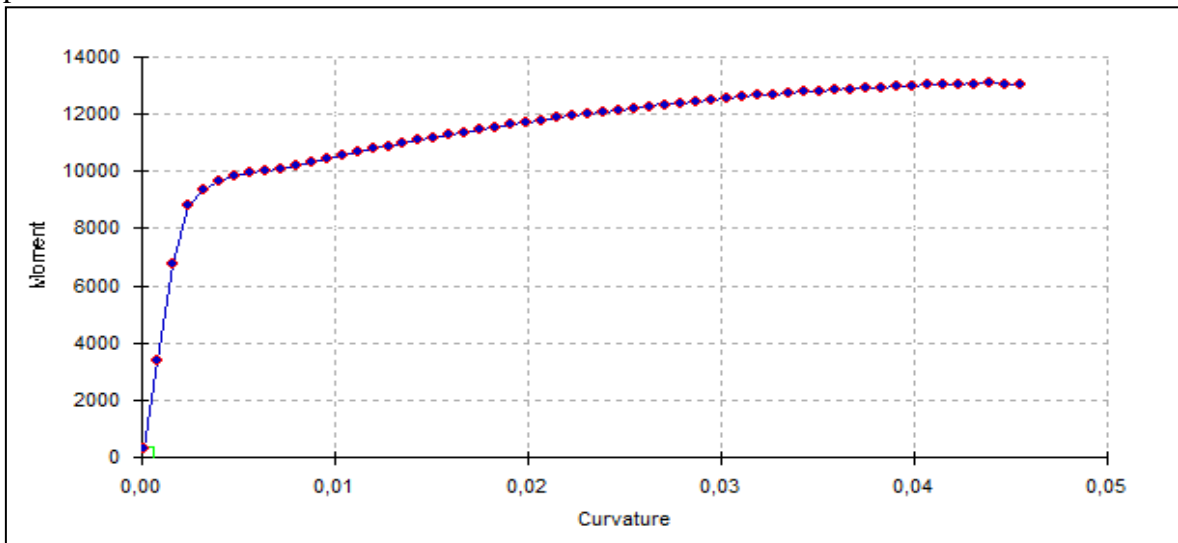
En fonction des valeurs estimées précédemment la courbe Moment-Courbure peut être représentée par la figure 3.2 ci-dessous :



**Figure 3.2 la courbe Moment-Courbure de la pile pleine.**

**3.2.4 La loi Moment-Courbure déterminée avec le code USC-RC de la pile pleine :**

Dans le calcul non-linéaire, le code USC-RC peut être aussi utilisé pour déterminer le comportement non-linéaire des sections des piles. La figure 2.5 montre la courbe obtenue par le code USC-RC :



**Figure 3.3 Diagramme Moment-Courbure de la pile pleine.**

**3.2.5 La longueur de la rotule plastique de la pile pleine :**

La longueur de la rotule plastique se calcule à partir de l'équation (2.16), comme suite :

$$L_p = 0.01 \times 18.2 + 0.015 \times 25 \times 10^{-3} \times 500 = 2.0075 \text{ m.}$$

**3.2.6 La courbe Force-Déplacement de la pile pleine :**

Le déplacement élastique se calcule à l'aide de l'équation (2.17) :

$$d_y = \frac{7.91 \times 10^{-3} \times 18.2^2}{3} = 0.8733 \text{ m}$$

Le déplacement ultime sera obtenu en fonction d déplacement élastique, en utilisant l'équation 2.18:

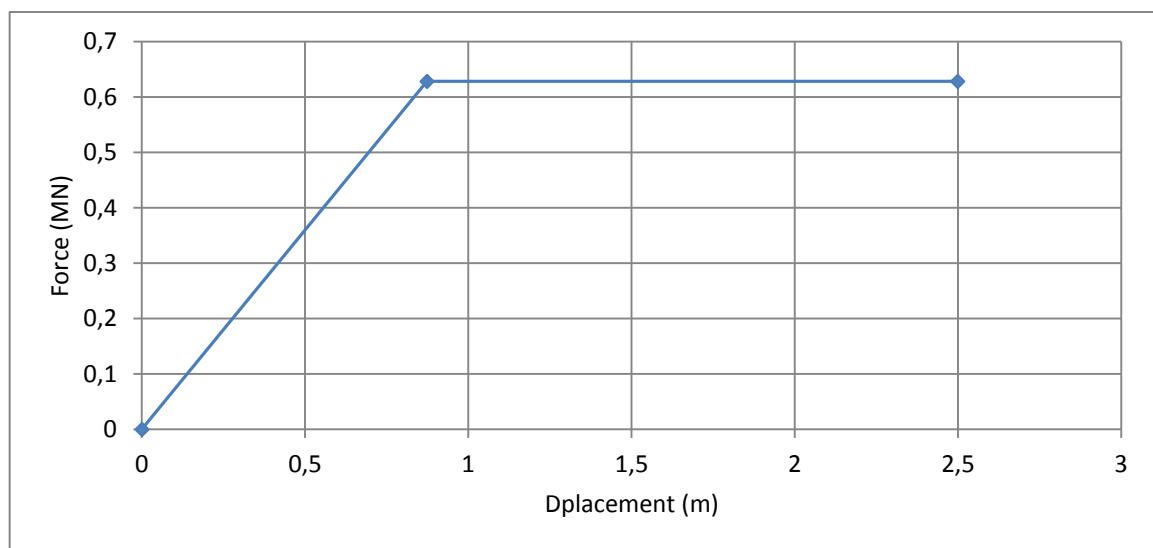
$$d_u = 0.8733 + (0.055 - 0.00791)2.0075(18.2 - 0.5 \times 2.0075) \times 1$$

$$d_u = 2.4989 \text{ m.}$$

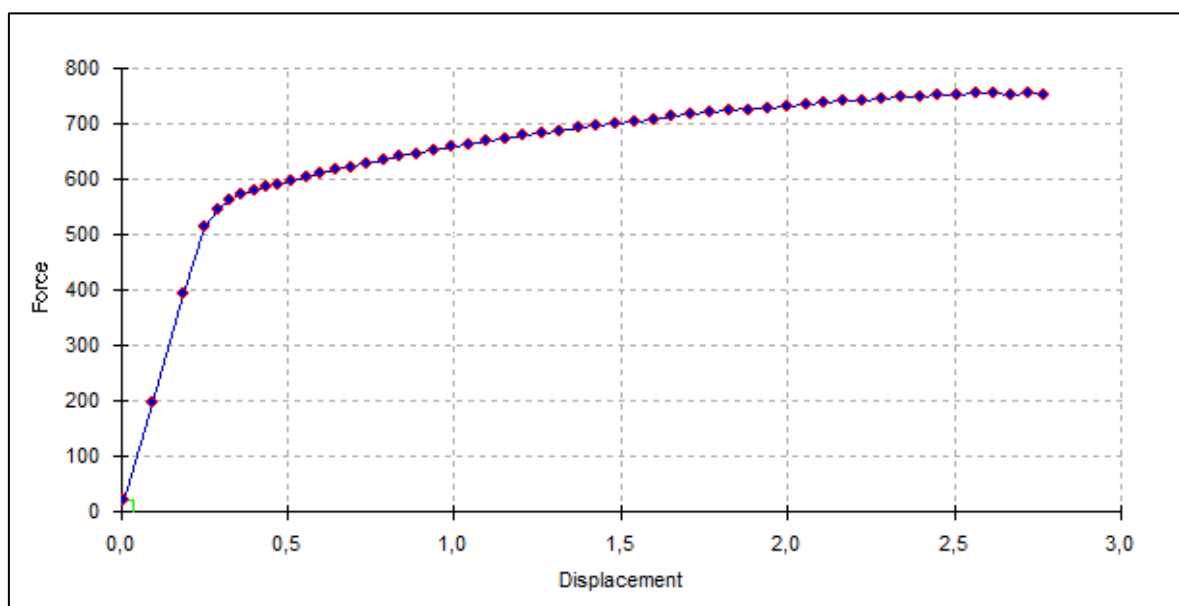
La force  $F_u$  est calculée à partir de l'équation (2.19) :

$$F_u = \frac{11.432}{18.2} = 0.62813 \text{ MN} = 628.13 \text{ KN.}$$

Le diagramme Force-Déplacement est représenté par la figure 2.6



**Figure 3.4 la courbe Force-Déplacement de la pile pleine.**



**Figure 3.5 la courbe Force-Déplacement avec USC-RC de la pile pleine.**



### 3.3 Calcul analytique de la pile évidée :

- Les caractéristiques géométriques de la section de la pile évidée sont :

$$h=3.2 \text{ m} \quad b=6.0 \text{ m} \quad L=42.5 \text{ m} \quad \text{l'enrobage}=3 \text{ cm.}$$

- Les caractéristiques retenues pour le béton sont :

$$f_{c28}=27 \text{ MPa, on prend } f_t=3 \text{ MPa.}$$

$$E_{cm}=30500 \text{ MPa} \quad \text{alors : } E_c=32025 \text{ MPa.}$$

- Les caractéristiques des aciers longitudinales et transversales sont :

$$E_s=200000 \text{ MPa, } f_y=500 \text{ MPa, longitudinales : 144T25, transversales : 1T12.}$$

Alors la section des armatures longitudinales tendus et comprimés est égale :

$$A_s=0.00049 \cdot 72=0.036 \text{ m}^2.$$

La figure suivant illustre la disposition des armatures et les dimensions de la pile évidée :

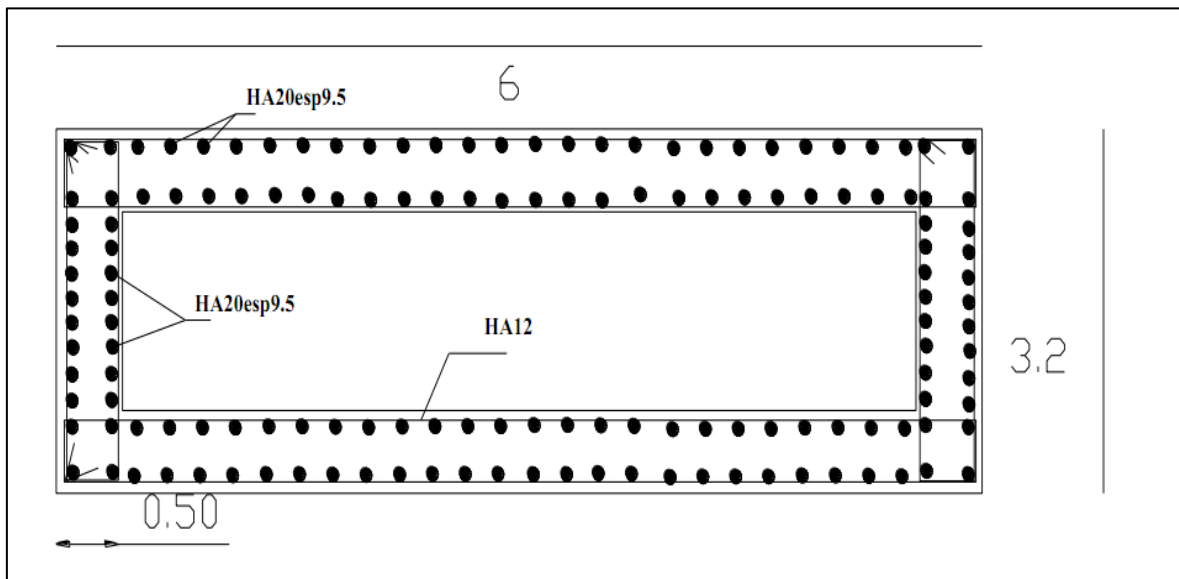


Figure 3.6 la section de la pile évidée et la disposition des armatures. [16]

#### 3.3.1 Moment-Courbure élastique :

Le coefficient d'équivalence acier/béton est égale à :

$$n = 15 \text{ (Selon BAEL91).}$$

Calcul de  $A_g$  :

D'après la formule (2-4) on a :

$$A_g = 6 \times 3.2 + (15 - 1)(0.036 + 0.036) = 20.208 \text{ m}^2.$$

Alors la valeur de  $y_g$  est :

$$y_g = \frac{6 \times 3.2 \times \frac{3.2}{2} + 0.036(15-1)3.17 + 0.036(15-1)0.03}{20.208} = 1.52 \text{ m.}$$

Donc :  $d_g = 3.2 - 1.52 = 1.68 \text{ m.}$

Et l'inertie  $I_g$  est égale à :

$$I_g = \left[ \frac{b_{ex} h_{ex}^3}{12} - \frac{b_{in} h_{in}^3}{12} \right] + Sx^2 = \left[ \frac{6 \times 3.2^3}{12} - \frac{5 \times 2.2^3}{12} \right] + 0.00049 \times x^2 = 12.3184 \text{ m}^4.$$

Avec :  $x$  est la distance de la centre de gravité de chaque armature longitudinale par rapport à l'axe qui passe par le centre de gravité.

$S$  : la section d'une seule armature ( $S=0.00049 \text{ m}^2$ ).

La valeur du moment élastique est :

$$M_e = \frac{3 \times 12.3184}{1.52} = 24.305 \text{ MN.m}$$

Et la courbure élastique est égale à :

$$\phi_e = \frac{M_e}{E_c I_g} = \frac{24.305}{32025 \times 12.3184} = 6.161 \times 10^{-5} \text{ m}^{-1}$$

Le couple :  $(M_e, \phi_e) = (24.305 \text{ MN.m}, 6.161 \times 10^{-5} \text{ m}^{-1})$ .

### **3.3.2 Moment-Courbure plastique :**

Les ratios d'acier de traction, et de compression sont :

$$\rho = \frac{0.036}{6 \times 3.17} = 1.892 \times 10^{-3} = \rho'$$

A partir de la formule (2-9) on trouve la valeur de  $k$  comme suite :  $k = 0.131$ .

On remplace  $k$  pour obtenir la valeur de la contrainte dans l'acier :

$$f'_s = \frac{0.131 \times 3.17 - 0.03}{3.17 - 0.131 \times 3.17} 500 = 69.926 \text{ MPa.}$$

On trouve le moment plastique suivant :

$$M_y = 0.036 \times 500 \left( 3.17 - \frac{0.131 \times 3.17}{3} \right) + 0.036 \times 69.926 \left( 0.03 - \frac{0.131 \times 3.17}{3} \right)$$

$$M_y = 54.295 \text{ MN.m.}$$

Donc la courbure plastique vaut :

$$\phi_y = \frac{0.01}{3.17 - 0.131 \times 3.17} = 3.63 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

Le couple :  $(M_y, \phi_y) = (54.295 \text{ MN.m}, 3.63 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1})$ .

**3.3.3 Moment-Courbure ultime :**

On a :  $\lambda=0.80$ ,  $\eta=1$ ,  $\alpha_{cc}=0.85$ ,

Alors la valeur de c est :

$$c = \frac{0.036 \times 500 - 0.036 \times 69.926}{1 \times 27 \times 6 \times 0.80} = 0.12 \text{ m.}$$

Le moment ultime de la pile est :

$$M_u = 1 \times 27 \times 0.8 \times 0.12 \times 6 \left( 3.17 - \frac{0.8 \times 0.12}{2} \right) + 0.036 \times 69.926(3.17 - 0.03)$$

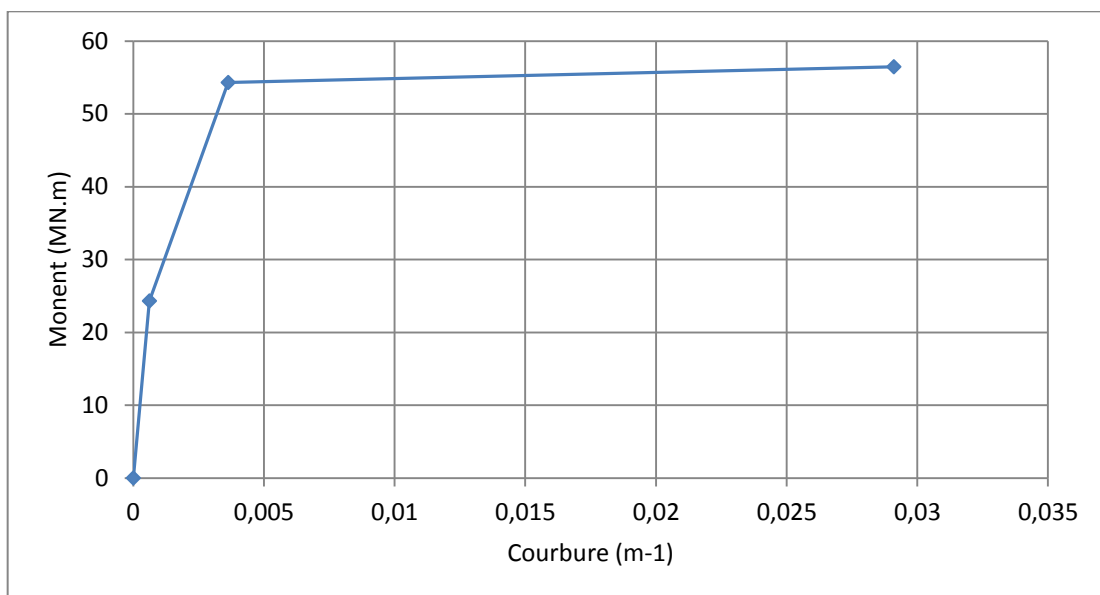
$$M_u = 56.457 \text{ MN.m.}$$

Et la courbure plastique est :

$$\phi_u = \frac{0.0035}{0.12} = 0.0291 \text{ m}^{-1}.$$

Le couple :  $(M_u, \phi_u) = (56.457 \text{ MN.m}, 0.0291 \text{ m}^{-1})$ .

La courbe Moment-Courbure est la suite :



**Figure 3.7 la courbe Moment-Courbure de la pile évidée.**

### 3.3.4 La loi Moment-Courbure avec le code USC-RC de la pile évidée :

La figure suivant montre la courbe obtenue par le code USC-RC :

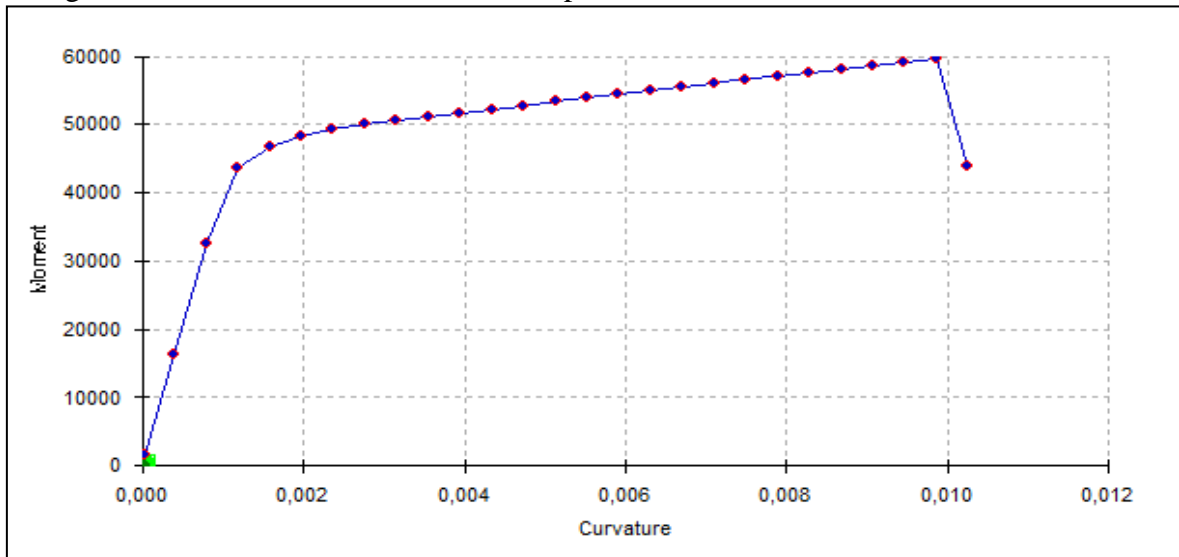


Figure 3.8 Diagramme Moment-Courbure de la pile évidée.

### 3.3.5 La longueur de la rotule plastique de la pile évidée :

La longueur de la rotule plastique se calcule à partir de la formule (2.16), comme suite :

$$L_p = 0.01 \times 42.5 + 0.015 \times 25 \times 10^{-3} \times 500 = 4.437 \text{ m.}$$

### 3.3.6 La courbe Force-Déplacement de la pile évidée :

Le déplacement élastique se calcule à l'aide de la formule (2.17) :

$$d_y = \frac{3.63 \times 10^{-3} \times 42.5^2}{3} = 2.185 \text{ m}$$

Le déplacement ultime sera obtenu en fonction d déplacement élastique, comme montre la formule (2.18) :

$$d_u = 2.185 + (0.0291 - 0.00363)4.437(42.5 - 0.5 \times 4.437) \times 1$$

$$d_u = 3.2109 \text{ m.}$$

La force  $F_u$  est calculée à partir de la formule (2.19) :

$$F_u = \frac{56.457}{42.5} = 1.328 \text{ MN}$$

Le diagramme Force-Déplacement sera comme présente la figure si dessus :

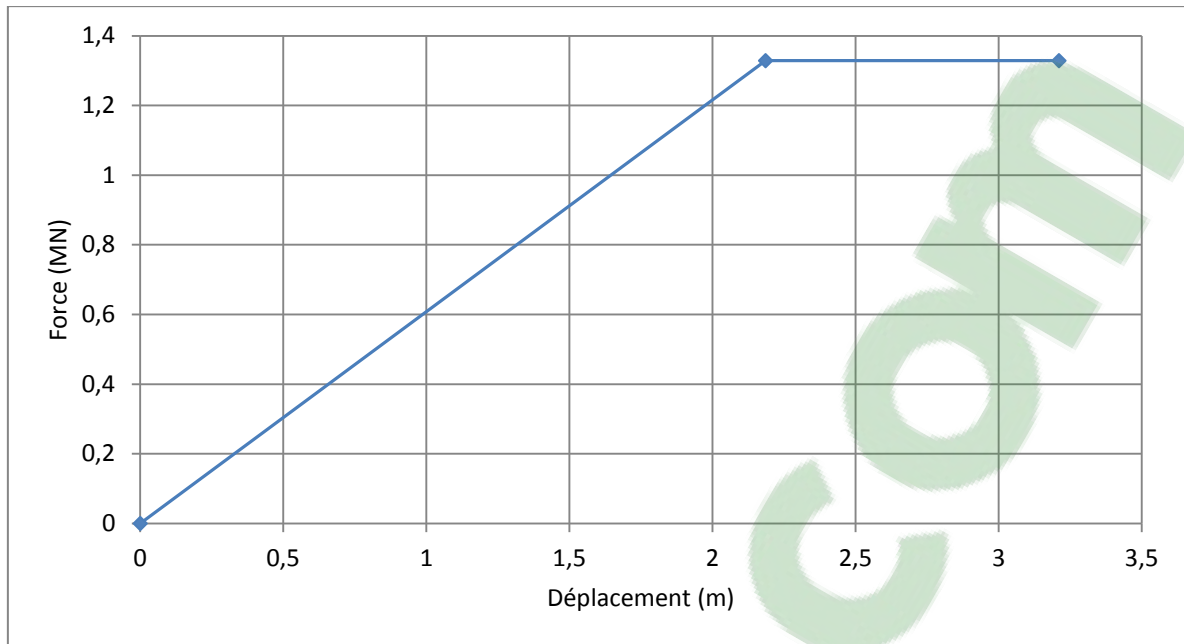


Figure 3.9 la courbe Force-Déplacement de la pile évidée.

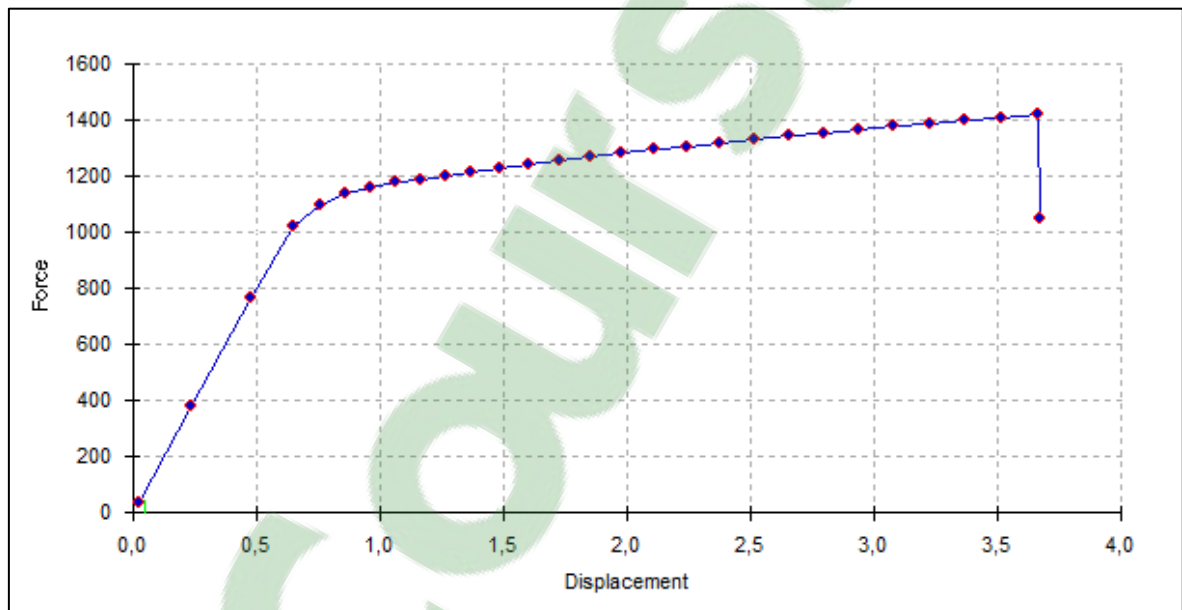


Figure 3.10 la courbe Force-Déplacement avec USC-RC de la pile évidée.

### 3.4 Interprétation des résultats :

A partir des formules énoncées au chapitre 2 et le code de calcul de comportement des piles USC-RC on a obtenu les courbes moment-courbure et force-déplacement qui représente le comportement des piles pleine et évidée de la structure. À partir des résultats trouvés nous remarquons que les courbes estimées avec USC-RC sont similaire à celles calculées manuellement, la légère différence est due à la précision de calcul.

### **3.5 Conclusion :**

L'analyse sismique en considérant un comportement non linéaire est devenue nécessaire. Ce chapitre montre comment déterminer la réponse Force-Déplacement d'une pile. Pour cela il faut déterminer d'abord la loi Moment-Courbure. Puisque la pile est encadrée libre la rotule plastique se forme au pied de la pile c'est-à-dire où le moment est maximum sous une charge sismique. À partir de ces courbes on peut également déterminer la ductilité soit de déplacement soit de courbure.

## Analyse dynamique non-linéaire itérative du pont par la méthode des déplacements

### 4.1 Introduction :

Dans le code parasismique algérienne l'étude de la réponse des structures sous séisme est conduite à appelé à des méthodes simplifiées (méthode statique équivalente, analyse modale spectrale, dans ce chapitre on va travailler avec une méthode plus précis que les autres méthodes (poussée progressive), le principe de cette méthode consiste à superposer la courbe de capacité globale de la structure avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme (spectre de réponse).

### 4.2 Non-linéarité des éléments structuraux :

#### 4.2.1 Rotules plastiques :

Dans le cas de modèle générale intégrant le tablier et les piles, il est souvent loisible, pour optimiser les temps de calcul, de concentrer les non-linéarités au droit des zones des rotules plastiques : [13]

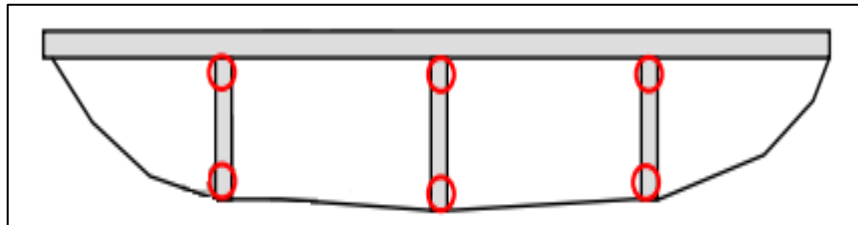


Figure 4.1 : Modèle générale et localisation de rotules plastiques.

Du point de vue de l'analyse structurale, ces zones correspondent à une longueur dite « longueur de la rotule plastique  $L_p$  » telle que la courbure plastique  $\Phi_{p,u}$  à un instant donné peut être supposée constante sur cette longueur.

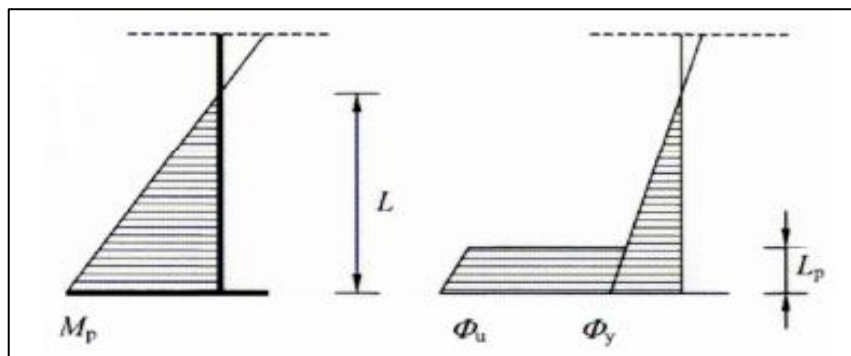
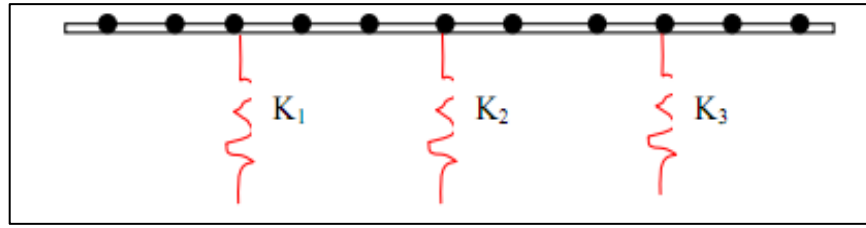


Figure 4.2 : Théorie des rotules plastiques.

#### 4.2.2 Piles :

Dans le cas des analyses plus simplifiées, des modèles plus simples sont également envisageables où seul le tablier modélisé et les piles sont intégrées par le biais des ressorts (non-linéaire) reliant l'effort tranchant en déplacement en tête de la pile considérée.

Il convient d'intégrer la loi Moment-Courbure sur la hauteur de la pile, de façon à la transformer directement en loi Force-Déplacement pour la pile considérée.

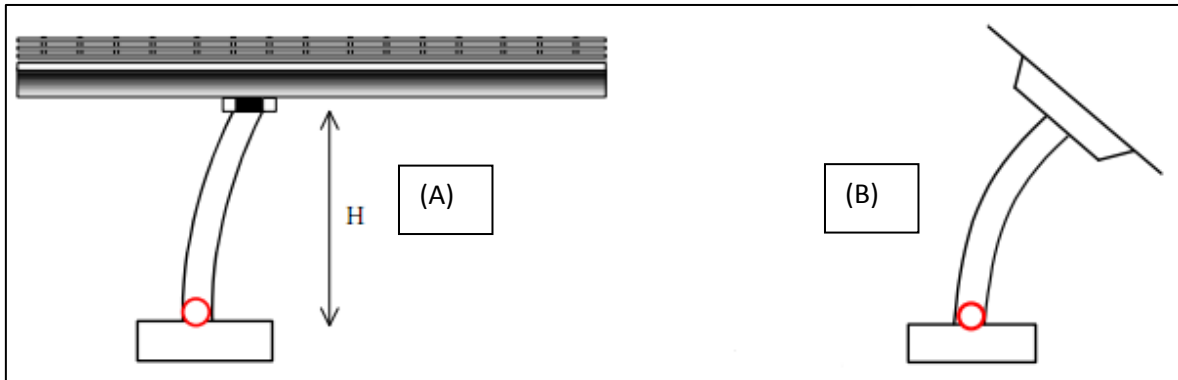


**Figure 4.3 :** Modèle simplifié où les piles sont modélisée par des ressorts.

Deux cas de figure peuvent alors se présenter selon que la pile fonctionne en flexion simple (pile encastree en pied et libre en tete) ou en flexion double (pile encastree en pied et en tete). [13]

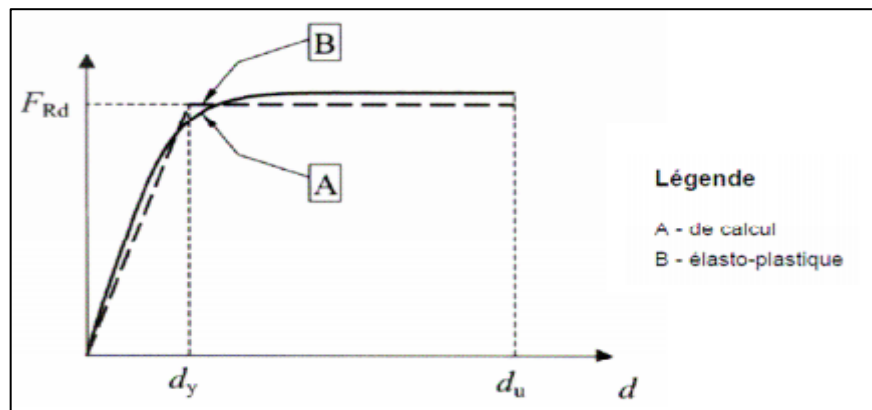
#### 4.2.2.1 cas d'une liaison pile-tablier encastree-libre :

Sous séisme transversal, lorsqu'une pile est encastree transversalement et que le tablier est souple vis-à-vis de la torsion longitudinale (cas le plus fréquent) ou sous séisme longitudinal lorsque la liaison pile-tablier est assurée par une simple butée, le fonctionnement de la pile correspond à une flexion simple.



**Figure 4.4 :** fonctionnement en flexion simple (A) sous séisme longitudinal (B) sous séisme transversal.

Dans ce cas, la loi Force-Déplacement peut être directement déduit, par les formules cites dans le chapitre (2), de la loi Moment-Courbure de la rotule plastique susceptible de se former en pied de la pile : [13]



**Figure 4.5 :** Loi F-D d'une pile fonctionnant en flexion simple.



4.2.2.2 cas d'une liaison pile-tablier encastrée encastrée :

Sous séisme longitudinal, lorsque la liaison pile-tablier est assurée par un encastrement parfait, le fonctionnement de la pile correspond à une flexion double : [13]

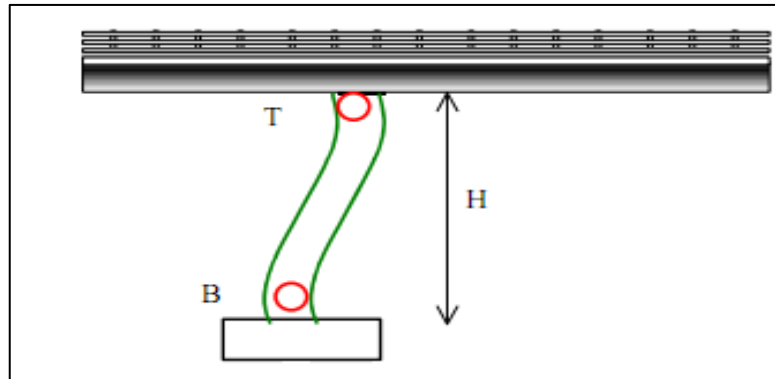


Figure 4.6 : fonctionnement en flexion double.

Dans ce cas, la loi Force-Déplacement doit intégrer la possibilité de formation de rotule plastique en pied (notée B) et en tête (notée T) de pile. Si on suppose par exemple que le moment plastique du pied de pile est inférieur à celui de la tête de pile ( $M_{Rd}^B < M_{Rd}^T$ ) c'est la rotule basse qui se forme en premier. L'évolution de la distribution des moments fléchissant sur la hauteur de la pile au fur et à mesure de l'apparition des rotules obéit donc au schéma suivant : [13]

<p>A- avant apparition de la 1<sup>ère</sup> rotule plastique (<math>M^B = M^T</math>).  <math>K_1 = F/d = 12EI_1/H^3</math> avec  <math>EI_1 = (M_{Rd}^T/\phi_y^T + M_{Rd}^B/\phi_y^B)/2</math></p>	<p>B- Après apparition de la 1<sup>ère</sup> rotule plastique (<math>M^B = M_{Rd}^B</math>).  <math>K_2 = \Delta F/\Delta d = 3EI_2/H^3</math> avec  <math>EI_2 = M_{Rd}^T/\phi_y^T</math></p>
	<p>C- Après apparition de la 1<sup>ère</sup> rotule plastique (<math>M^B = M_{Rd}^B</math> ; <math>M^T = M_{Rd}^T</math>).  <math>K_3 = 0</math></p>

Tableau 4.1 : Evolution de la distribution des moments fléchissent selon l'apparition de rotules.

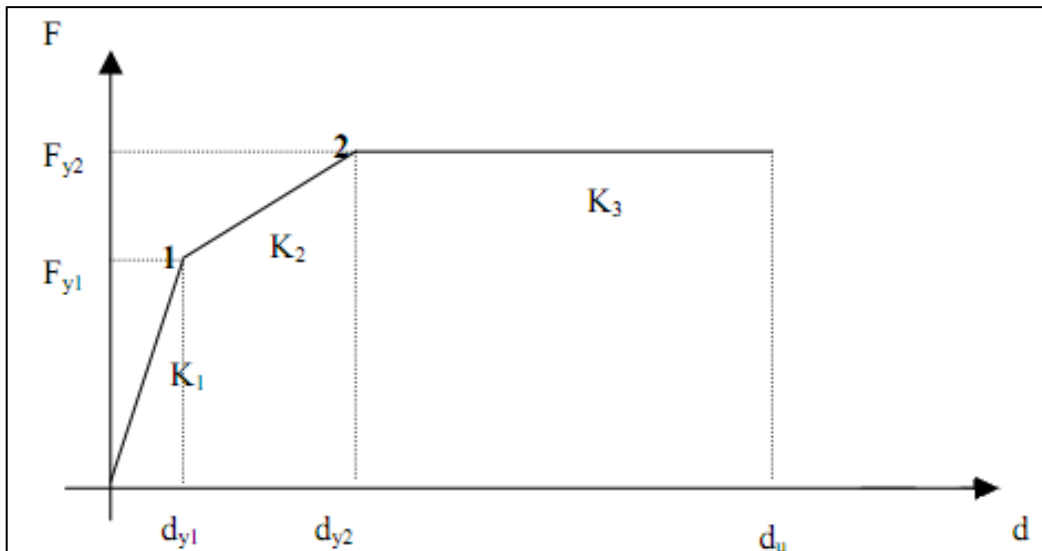


Figure 4.7 : Loi F-D d'une pile fonctionnant en flexion double.

Dans le cas où les sections en pied et en tête de pile sont identiques (même ferrailage) et si le poids propre de la pile est négligeable par rapport à la descente de charge provenant du tablier, alors  $M_{Rd}^B = M_{Rd}^T$ . [13]

Dans ce cas la formation des rotules plastiques en pied et en tête est quasi-simultanée et point (1) et (2) de la courbe précédente sont confondus :

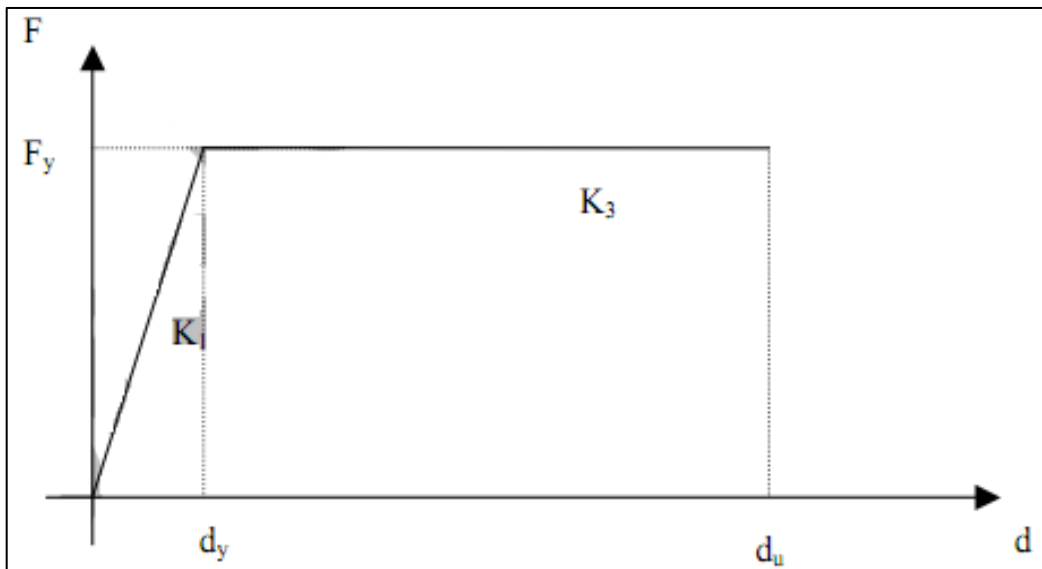


Figure 4.8 : Loi F-D d'une pile fonctionnant en flexion double (formation des rotules simultanées).

### 4.3 Analyse en poussée progressive (Push-Over) :

#### 4.3.1 Considération générale :

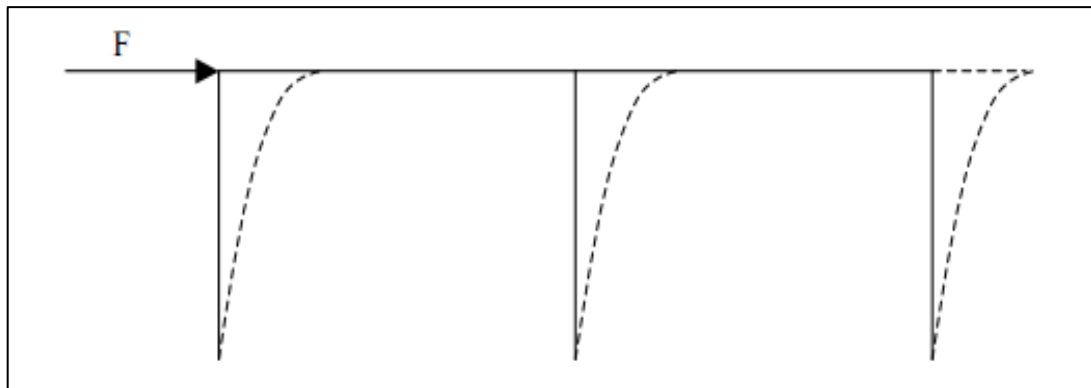
Les analyses en poussées progressive sont parfaitement adaptées lorsque le système peut se ramener à un système à un degré de liberté. Dès que la masse des piles et des chevêtres n'est pas trop important, ce qu'est généralement le cas dans le sens longitudinal. Dans le sens transversal, c'est aussi le cas lorsque la répartition de la rigidité des piles le long du

Le pont fournit un support latéral plus ou moins uniforme à un tablier relativement rigide. Dans ces cas la forme modale n'est pas modifiée par la formation successive des rotules plastiques. [13]

#### 4.3.2 Cas des piles encastré-encastré de la structure (analyse longitudinal) :

Dans le cas d'un tablier rigide, où le premier mode longitudinal est prépondérant et de translation, on peut considérer que la force sismique est intégralement transmise par le tablier aux différentes piles, comme montre la figure (4.10).

L'analyse en poussées progressive de l'ouvrage se convertit alors en une analyse de chacune des piles, en incrémentant l'effort sismique.



**Figure 4.9 :** Principe de la méthode poussée progressive longitudinale.

L'analyse en poussée progressive se déroule selon les étapes suivantes :

- 1) Prédimensionnement des armatures des sections de rotules plastiques à partir de l'approche « dimensionnement en déplacement direct » et des dispositions constructives de confinement forfaitaires.
- 2) Définition des lois de comportement des matériaux : acier et béton confiné.
- 3) Obtention de la loi Moment-Courbure des piles à partir des données géométriques et matériaux (Chapitre 2).
- 4) Obtention de la courbe Force-Déplacement de chaque pile du pont à partir des lois Moment-Courbure obtenus, en prenant en considération l'ordre chronologique de formation des rotules plastiques et de l'état initial des sollicitations.
- 5) Faire une sommation des courbes Force-Déplacement des piles pour obtenir une courbe Force-Déplacement globale pour la structure (la courbe de capacité).
- 6) Transformation de la courbe Force-Déplacement globale en courbe Accélération-Déplacement par division de la force par la masse totale vibrante et détermination du point de fonctionnement, défini comme le point d'intersection entre la courbe Accélération-Déplacement et le spectre en Accélération-Déplacement correspondant à l'accélération de calcul  $A_{Ed}$ .

La figure ci-dessous illustre les étapes de la méthode des déplacements : [13]

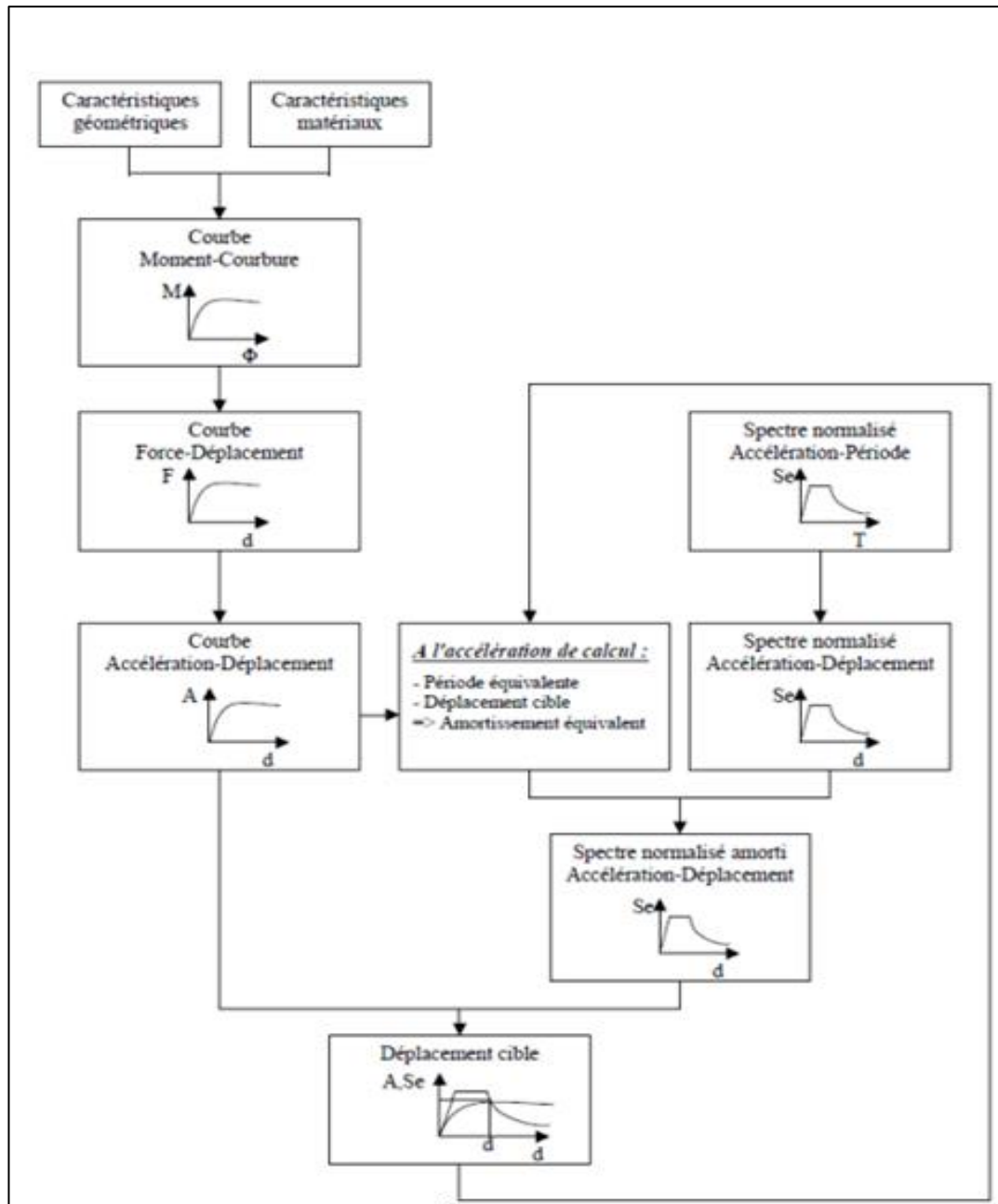


Figure 4.10 : principe de méthode des déplacements.

### 4.3.3 Application de la méthode sur la structure :

#### 4.3.3.1 La loi Moment-Courbure de chaque pile :

Le tableau suivant illustre les efforts normaux appliqués aux piles du pont, et caractéristiques géométriques :

N°	Hauteur	Type	Dimension (m X m)	Surface supportée (m <sup>2</sup> )	Poids propre (t)	Effort N (KN)
01	16.25	Pleine	(5 X 1.5)	468.98	304.6875	14545.83
02	18.20	Pleine	(5 X 1.5)	468.98	341.2500	14911.60
03	22.80	Evidée	(6 X 2.2)	465.05	410.4000	15506.60
04	28.30	Evidée	(6 X 2.2)	468.98	509.4000	16592.96
05	34.50	Evidée	(6 X 2.2)	468.98	621.0000	17708.96
06	42.50	Evidée	(6 X 3.2)	465.05	871.2500	20115.10
07	40.30	Evidée	(6 X 3.2)	468.98	826.1500	19760.46
08	39.20	Evidée	(6 X 2.2)	472.91	705.6000	18651.32
09	17.30	Pleine	(5 X 1.5)	468.98	324.3750	14742.71

**Tableau 4.2 :** Caractéristique géométriques de chaque pile et les efforts normaux.

Calcule de l'effort normal appliqué à la pile (1) :

La charge permanente du tablier : 32.12 t/ml. [15]

Le poids propre de la pile (1) est :  $=2.5*1.5*5*16.25=304.6875$  t.

Donc : la charge permanente appliqué sur la pile (1) est :

$$G_1 = 32.12 * (35.5/2 + 36.1/2) + 304.6875$$

$$G_1 = 1454.583 \text{ t}$$

$$\text{Alors : } N_1 = 14545.83 \text{ KN.}$$

A partir de ces données et à l'aide du code USC-RC on obtienne la loi Moment-Courbure pour chaque pile comme le montre le tableau 4.2 :

N°	La loi Moment-courbure des piles	Les données de la loi
01		$M_e = 16411.83 \text{ KN.m}$ $\Phi_e = 0.0021893 \text{ m}^{-1}$  $M_y = 19868.05 \text{ KN.m}$ $\Phi_y = 0.008357 \text{ m}^{-1}$  $M_u = 20928.11 \text{ KN.m}$ $\Phi_u = 0.02154 \text{ m}^{-1}$

02		<p> <math>M_e = 16608.02 \text{ KN.m}</math>  <math>\Phi_e = 0.002195 \text{ m}^{-1}</math> </p> <p> <math>M_y = 20068.10 \text{ KN.m}</math>  <math>\Phi_y = 0.0088237 \text{ m}^{-1}</math> </p> <p> <math>M_u = 21096.11 \text{ KN.m}</math>  <math>\Phi_u = 0.021249 \text{ m}^{-1}</math> </p>
03		<p> <math>M_e = 36176.68 \text{ KN.m}</math>  <math>\Phi_e = 0.001455 \text{ m}^{-1}</math> </p> <p> <math>M_y = 48346.16 \text{ KN.m}</math>  <math>\Phi_y = 0.005959 \text{ m}^{-1}</math> </p> <p> <math>M_u = 51480.51 \text{ KN.m}</math>  <math>\Phi_u = 0.014445 \text{ m}^{-1}</math> </p>
04		<p> <math>M_e = 37048.41 \text{ KN.m}</math>  <math>\Phi_e = 0.0014623 \text{ m}^{-1}</math> </p> <p> <math>M_y = 49174.66 \text{ KN.m}</math>  <math>\Phi_y = 0.005830 \text{ m}^{-1}</math> </p> <p> <math>M_u = 52227.39 \text{ KN.m}</math>  <math>\Phi_u = 0.014203 \text{ m}^{-1}</math> </p>

05		<p> <math>M_e = 37943.18 \text{ KN.m}</math>  <math>\Phi_e = 0.0014699 \text{ m}^{-1}</math> </p> <p> <math>M_y = 50024.97 \text{ KN.m}</math>  <math>\Phi_y = 0.005700 \text{ m}^{-1}</math> </p> <p> <math>M_u = 52991.62 \text{ KN.m}</math>  <math>\Phi_u = 0.013956 \text{ m}^{-1}</math> </p>
06		<p> <math>M_e = 62905.93 \text{ KN.m}</math>  <math>\Phi_e = 0,00098793 \text{ m}^{-1}</math> </p> <p> <math>M_y = 80830.81 \text{ KN.m}</math>  <math>\Phi_y = 0.00524105 \text{ m}^{-1}</math> </p> <p> <math>M_u = 88064.55 \text{ KN.m}</math>  <math>\Phi_u = 0.0140818 \text{ m}^{-1}</math> </p>
07		<p> <math>M_e = 62456.19 \text{ KN.m}</math>  <math>\Phi_e = 0,00098639 \text{ m}^{-1}</math> </p> <p> <math>M_y = 80415.25 \text{ KN.m}</math>  <math>\Phi_y = 0.0052757 \text{ m}^{-1}</math> </p> <p> <math>M_u = 87669.76 \text{ KN.m}</math>  <math>\Phi_u = 0.0141527 \text{ m}^{-1}</math> </p>

<p>08</p>		<p><math>M_e = 38695.98 \text{ KN.m}</math>  <math>\Phi_e = 0.0014764 \text{ m}^{-1}</math></p> <p><math>M_y = 50743.05 \text{ KN.m}</math>  <math>\Phi_y = 0.0055931 \text{ m}^{-1}</math></p> <p><math>M_u = 53636.16 \text{ KN.m}</math>  <math>\Phi_u = 0.0137589 \text{ m}^{-1}</math></p>
<p>09</p>		<p><math>M_e = 16517.49 \text{ KN.m}</math>  <math>\Phi_e = 0.0021925 \text{ m}^{-1}</math></p> <p><math>M_y = 19974.65 \text{ KN.m}</math>  <math>\Phi_y = 0.008293 \text{ m}^{-1}</math></p> <p><math>M_u = 21018.84 \text{ KN.m}</math>  <math>\Phi_u = 0.021385 \text{ m}^{-1}</math></p>

**Tableau 4.3 :** les courbes Moment-Courbure des piles de pont.

Les courbes précédentes sont obtenues à partir du code USC-RC avec l'introduction des caractéristiques géométriques, des matériaux et aussi de l'effort normal supporter par chaque poteau, on a négligé l'effet portique provenant de l'effort sismique horizontal ; on a pour chaque pile un moment élastique, plastique et ultime, même aussi pour les courbures.

**4.3.3.2 La courbe Force-Déplacement de chaque pile :**

Les lois Force-Déplacement obtenues à partir des lois Moment-Courbure de chaque pile sont déterminées par la suite. [13]

$$L_p = 0.1 \frac{L}{2} + 0.015 d_b l_{yk} \dots\dots\dots (4.1)$$

A l'aide de la formule au-dessus on obtienne les longueurs des rotules plastiques de chaque pile du pont, leurs valeurs sont égales à :



$L_{p1}=1.0000$  m;  $L_{p2}=1.0975$  m;  $L_{p3}=1.3275$  m;  $L_{p4}=1.6025$  m;  $L_{p5}=1.9125$  m;

$L_{p6}=2.3125$  m;  $L_{p7}= 2.2025$  m;  $L_{p8}= 2.1475$  m;  $L_{p9}= 1.0525$  m.

Les valeurs qui caractérisent la courbe Force-Déplacement ( $d_y$ ,  $d_u$ ,  $F_u$ ) sont obtenues par les formules : [13]

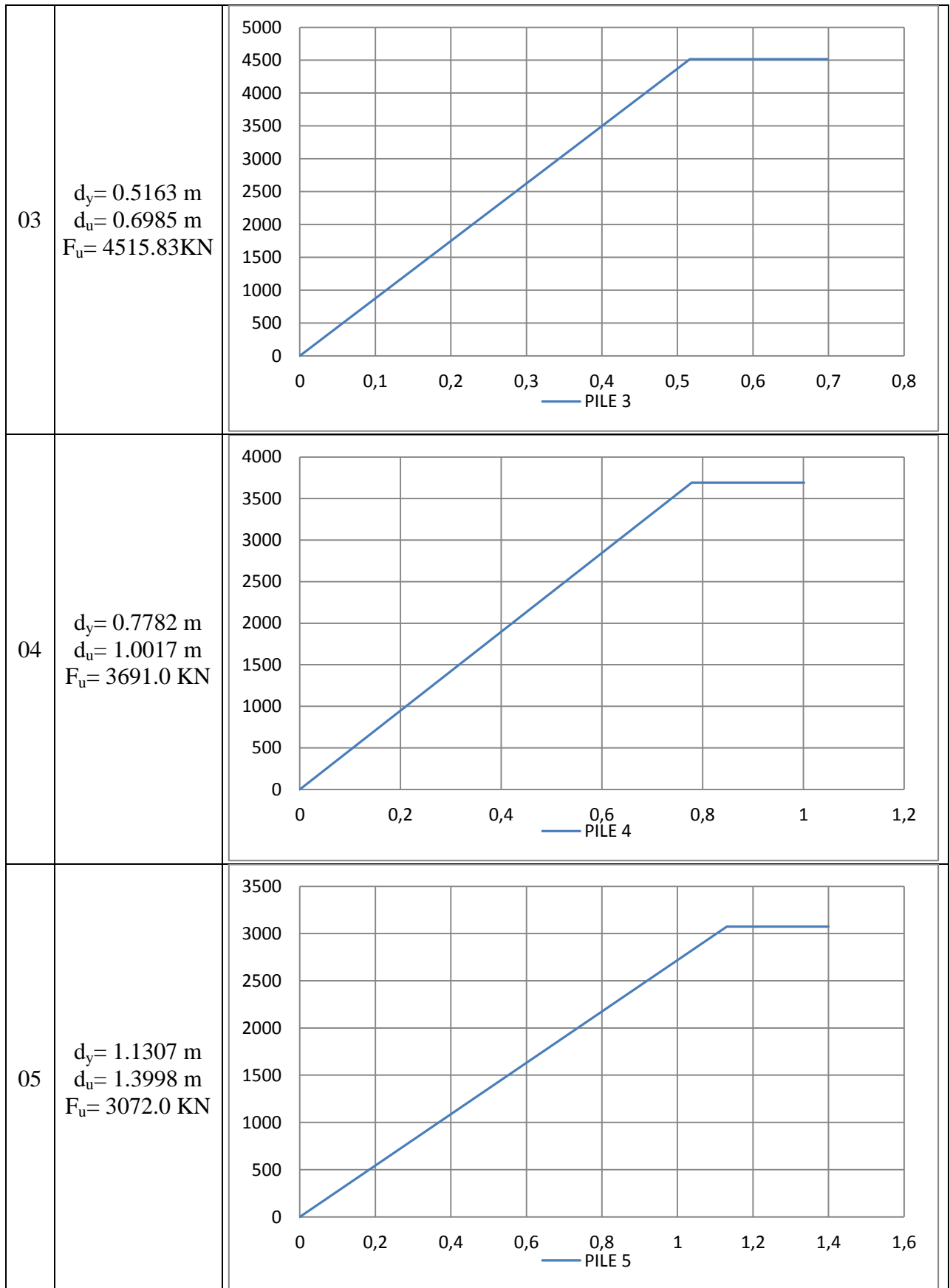
$$d_y = \frac{\phi_y L^2}{2 \cdot 3} \dots\dots\dots (4.2)$$

$$d_u = d_y + d_{p,u} = d_y + 2[(\phi_u - \phi_y)L_p \left(\frac{L}{2} - 0.5L_p\right)\lambda(\alpha_s)]\lambda(\alpha_s)=1 \dots\dots\dots (4.3)$$

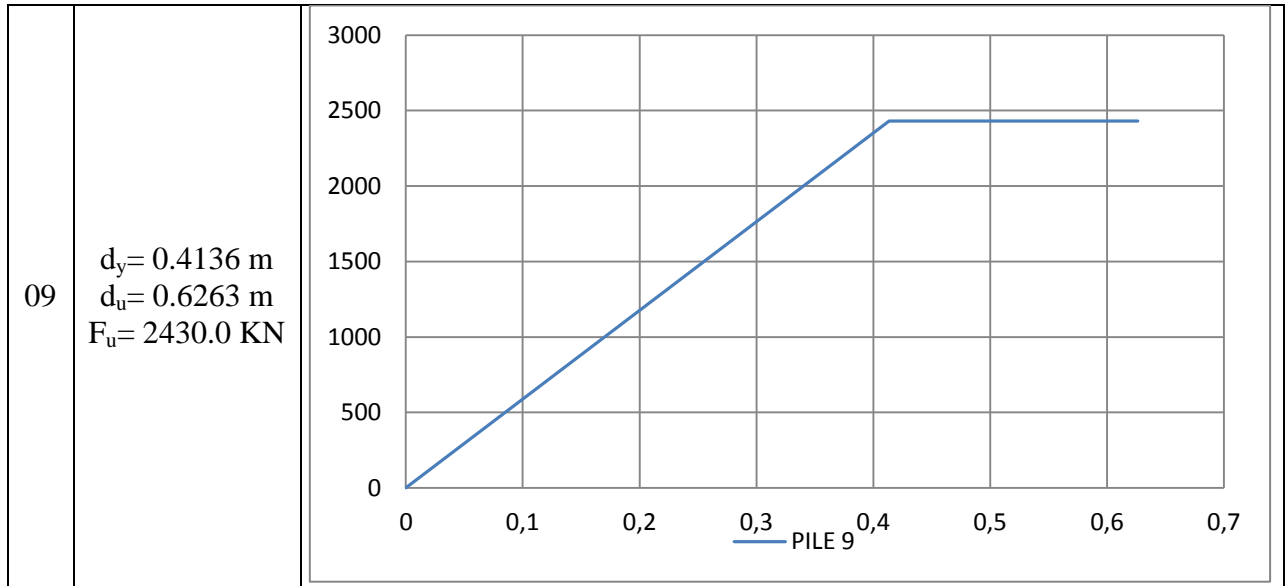
$$F_u = \frac{2M_u}{L} \dots\dots\dots (4.4)$$

Donc les courbes F-D des piles sont les suivants :

N°	Les valeurs de la courbe	Les courbes
01	$d_y = 0.3677$ m $d_u = 0.5688$ m $F_u = 2575.8$ KN	
02	$d_y = 0.4871$ m $d_u = 0.6996$ m $F_u = 2318.2$ KN	



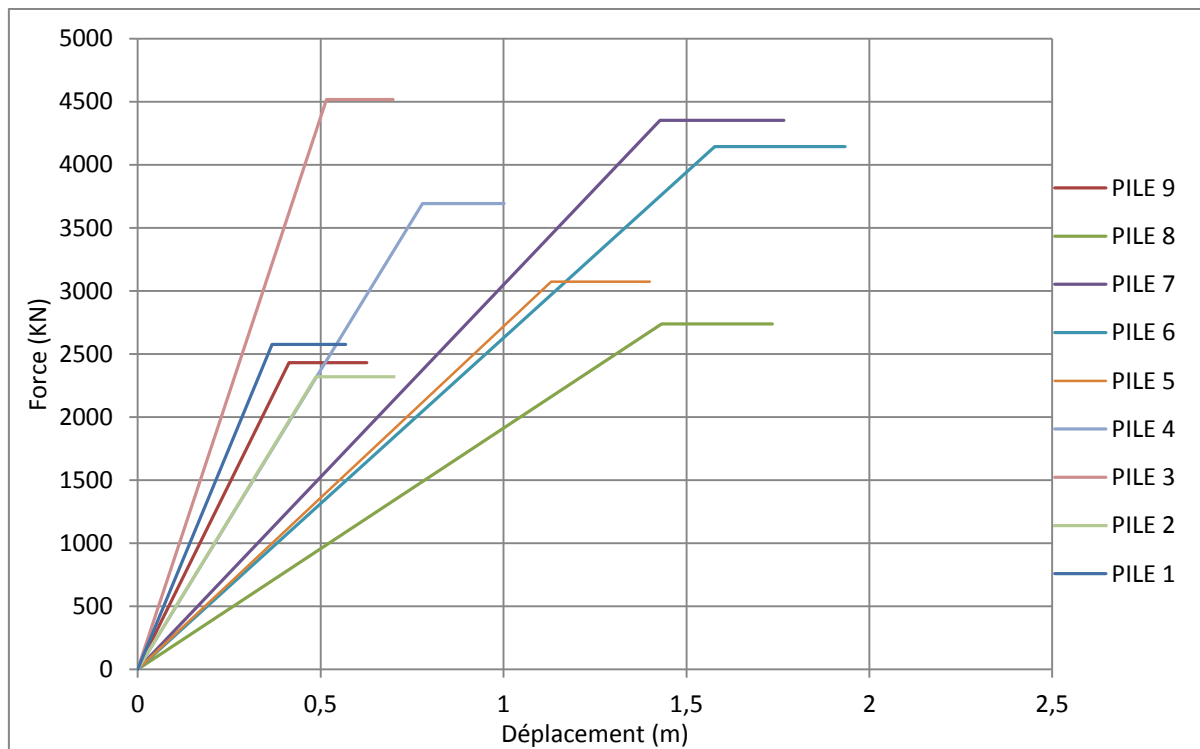
<p>06</p>	<p><math>d_y = 1.5777</math> m  <math>d_u = 1.9331</math> m  <math>F_u = 4144.2</math> KN</p>	<p>Graph for PILE 6: Force (KN) vs Displacement (m). The force increases linearly from 0 to approximately 4144.2 KN at a displacement of 1.9331 m, then remains constant.</p>
<p>07</p>	<p><math>d_y = 1.4280</math> m  <math>d_u = 1.7662</math> m  <math>F_u = 4350.9</math> KN</p>	<p>Graph for PILE 7: Force (KN) vs Displacement (m). The force increases linearly from 0 to approximately 4350.9 KN at a displacement of 1.7662 m, then remains constant.</p>
<p>08</p>	<p><math>d_y = 1.4324</math> m  <math>d_u = 1.7350</math> m  <math>F_u = 2736.6</math> KN</p>	<p>Graph for PILE 8: Force (KN) vs Displacement (m). The force increases linearly from 0 to approximately 2736.6 KN at a displacement of 1.7350 m, then remains constant.</p>



**Tableau 4.4 :** les lois Force-Déplacement des piles de pont.

A l'aide des formules de calcul des déplacements ultimes et plastiques et aussi la force de rupture de chaque pile on a obtenu les courbes illustrées dans le tableau précédent. Chaque courbe est représentée par deux segments le premier représente la plastification de la pile et la deuxième droite représente la rupture de la pile.

La figure 4.12 illustre la superposition de toutes les courbes F-D des piles du pont.

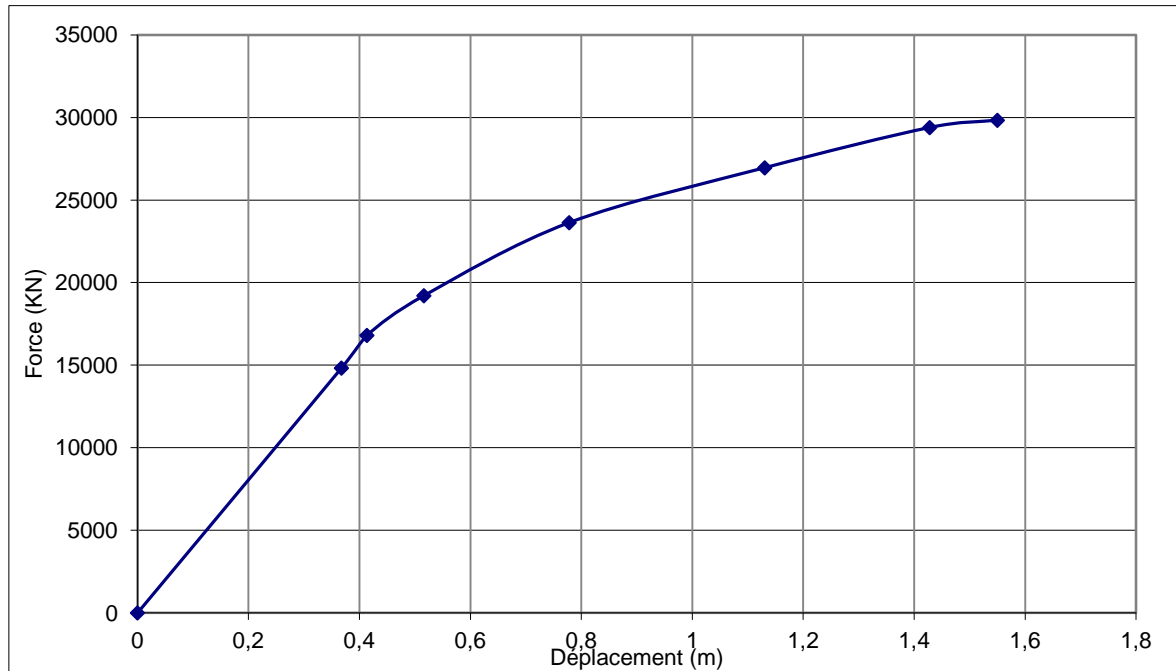


**Figure 4.11 :** superposition des courbes F-D des piles.

#### 4.3.3.3 La courbe Force-Déplacement globale :

Le déplacement en tête étant identique pour toutes les piles, la loi Force-Déplacement globale pour l'ouvrage selon la direction longitudinale est obtenu directement par la sommation des courbes Force-Déplacement des piles précédentes.

Et le résultat de cette sommation est illustré dans la figure 4.13:



**Figure 4.12 :** la courbe F-D globale de la structure (Courbe de capacité).

La courbe Force-Déplacement globale de la structure (courbe de capacité) est représentée par trois segments, le premier représente la plastification de la pile (1) et le deuxième segment donne la plastification de la pile (9), et le dernier représente la rupture de la pile (6) du pont.

#### 4.3.3.4 La courbe Accélération-Déplacement :

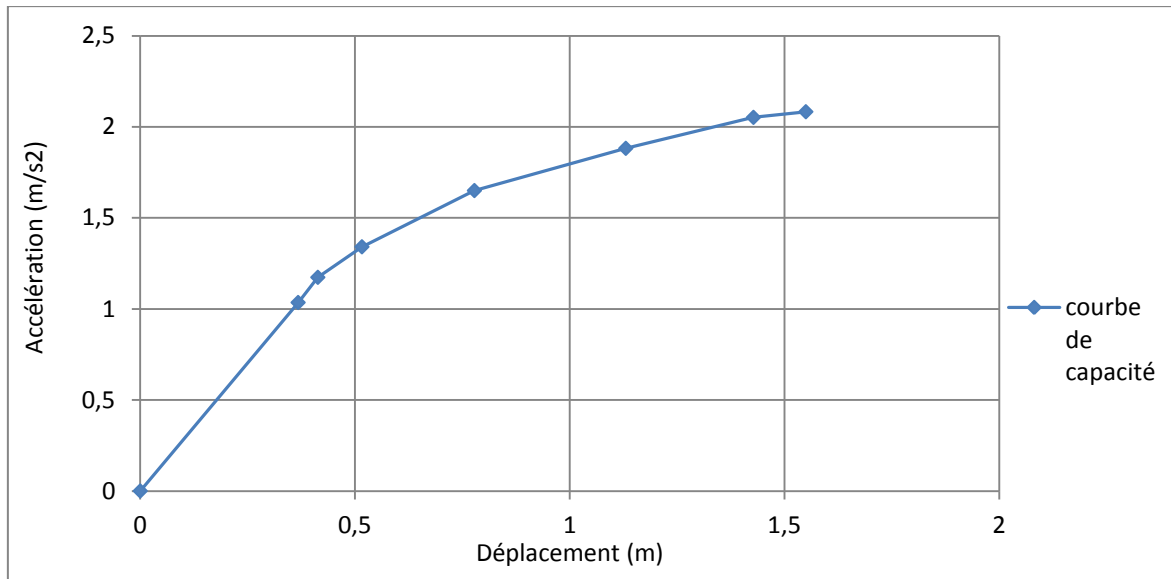
La courbe Accélération-Déplacement peut alors déduite par la courbe Force-Déplacement globale de la structure par division des efforts par la masse totale vibrante du pont étudié, la masse du pont est :

$$M_t = M_{tab} + M_{Piles}$$

$$M_t = (32.12 * 369.4) + (152.34 + 170.62 + 205.20 + 254.70 + 310.50 + 435.62 + 413.07 + 352.80 + 162.18)$$

$$M_t = 14322.158 \text{ t}$$

Donc après division des efforts sur la masse totale du pont on obtienne la courbe Accélération-Déplacement représentée par la figure 4.14.



**Figure 4.13 :** la courbe Accélération-Déplacement de la structure.

#### 4.3.3.5 Spectre de réponse réglementaire en format Accélération-Déplacement :

##### 4.3.3.5.1 Spectre de réponse élastique :

Le spectre de réponse est déterminé selon le règlement parasismique des ouvrages d'art (RPOA) à partir des formules suivant :

Pour le pont étudié on a les données suivantes :

- **Zone de sismicité :**

Lazonedesismicitéoù estprojeté l'ouvrage est classée en **ZoneI**.

- **Classede l'ouvrage:**

L'ouvrageestrangé en groupe1.

- **Classificationdessols:**

L'ouvrageest implantédansun sol meubledonc 'S<sub>3</sub>'c'est lesite considérédanscette étude.

Donc **T<sub>1</sub>=0.2s**, **T<sub>2</sub>=0.5s** et **S=1.2**

Le facteur de correction de 'amortissement est égale à :**η=1**.

Le spectre de réponse est présenté sur la figure suivante :

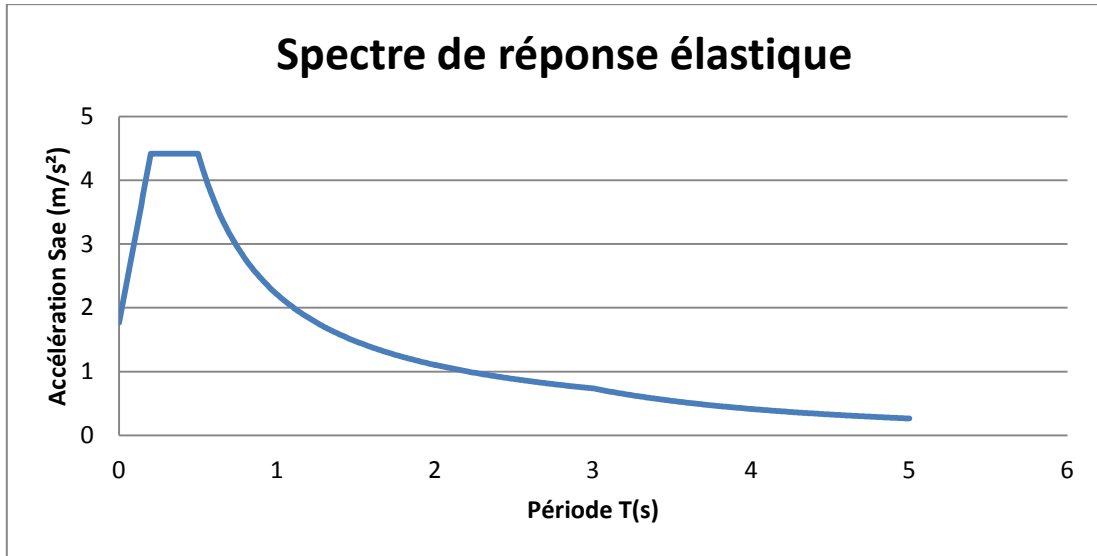


Figure 4.14: Spectre de réponse élastique.

**4.3.3.5.2 Transformation du spectre élastique du format (A-T) au format (A-D) :**

La transformation du spectre élastique du format (A-T) au format (A-D) s’effectue à l’aide de la formule suivante :

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}$$

Alors le spectre (A-D) est donné par la figure 4.16 :

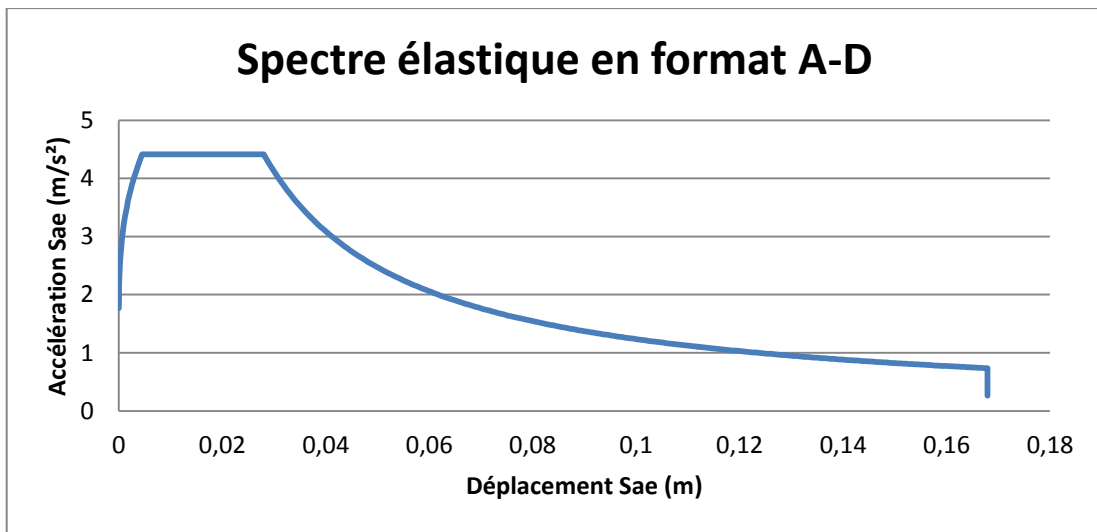


Figure 4.15 : Spectre de réponse élastique en format Accélération-Déplacement.

**4.3.3.5.3 Spectre de réponse inélastique réglementaire :**

Le spectre de réponse réglementaire obtenu par itération sur la valeur de pourcentage d’amortissement critique  $\xi$  ( $\mu_d$ ) au travers le déplacement d, par les expressions suivantes : [13]

$$\xi_{equ} = 0.05 + \frac{1}{\pi} \left( 1 - \frac{1-0.03}{\sqrt{\mu_d}} - 0.03\sqrt{\mu_d} \right) \geq 0.05 \dots\dots\dots (4.5)$$

$$\eta_{\text{eff}} = \sqrt{\frac{7}{2+\xi_{\text{equ}}}} \quad \text{et} \quad \mu_d = \frac{d}{d_y} \dots\dots\dots (4.6)$$

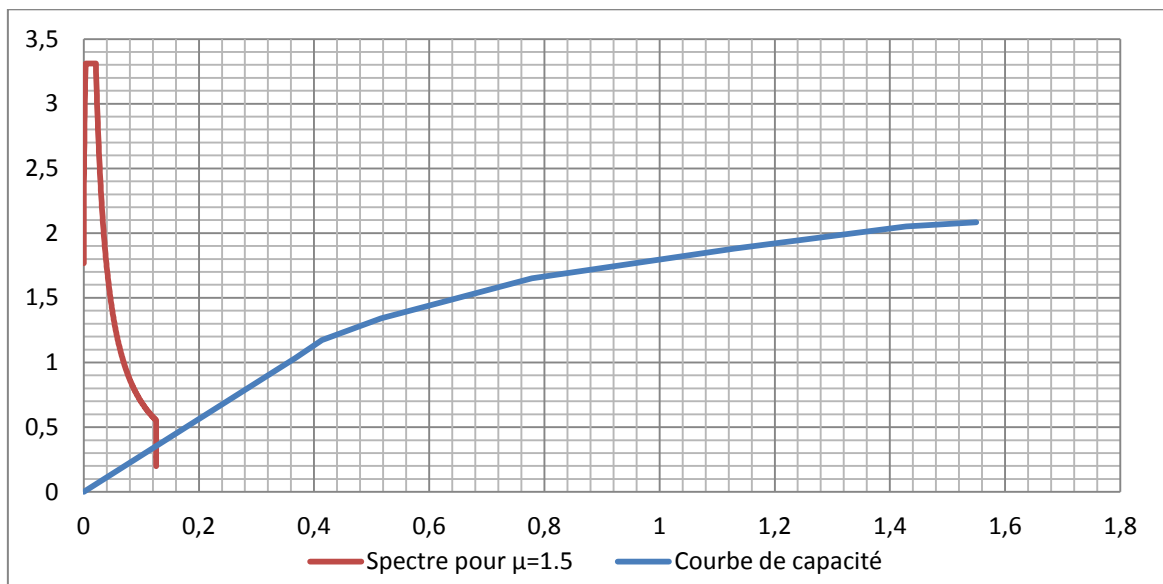
Pour le obtenu on pose une ductilité et on le compare avec la ductilité du point de performance si sont égaux on prend le spectre.

➤ **1<sup>ère</sup> itération :**

On pose :  $\mu_d = 1.5$

Alors :  $\xi_{\text{equ}} = 10.45\%$  et  $\eta_{\text{eff}} = 0.75$

Donc le spectre obtenu est comme suite :



**Figure 4.16 :** Superposition de la courbe de capacité et le spectre pour  $\mu=1.5$ .

L'intersection entre les deux courbe donne un déplacement  $d=0.12$  m, et le déplacement élastique est  $d_y=0.3677$  m.

Donc on fait une autre proposition de la ductilité.

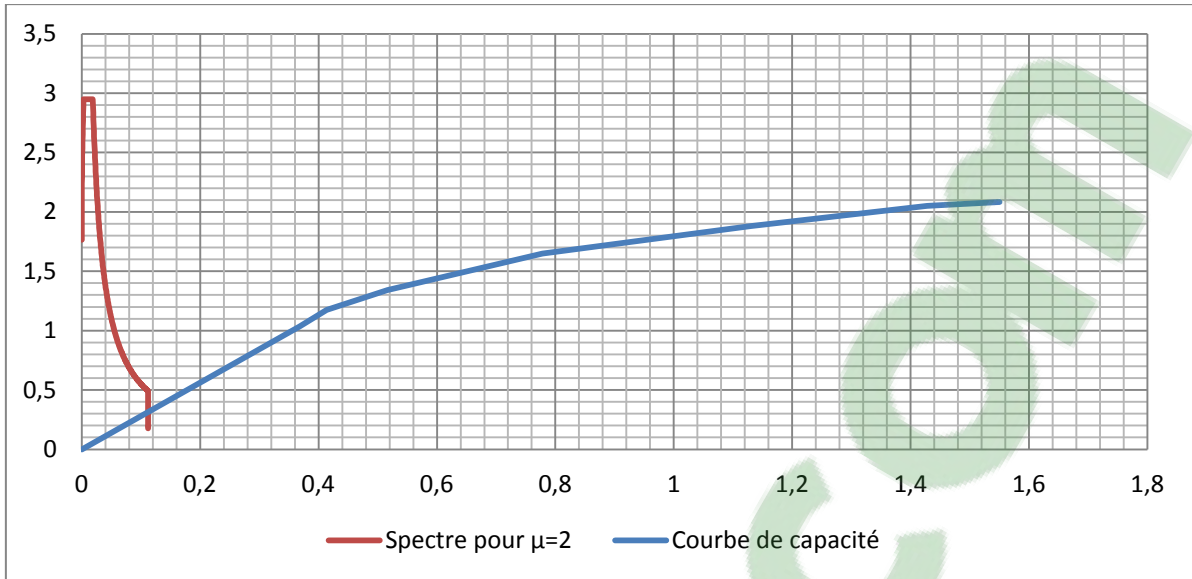
➤ **2<sup>ème</sup> itération :**

On pose :  $\mu_d = 2.0$

Alors :  $\xi_{\text{equ}} = 13.65\%$  et  $\eta_{\text{eff}} = 0.668$

Donc le spectre obtenu est comme suite :





**Figure 4.17 :** Superposition de la courbe de capacité et le spectre pour  $\mu=2.0$ .

L'intersection entre les deux courbe donne un déplacement  $d=0.115$  m, et le déplacement élastique est  $d_y=0.3677$  m.

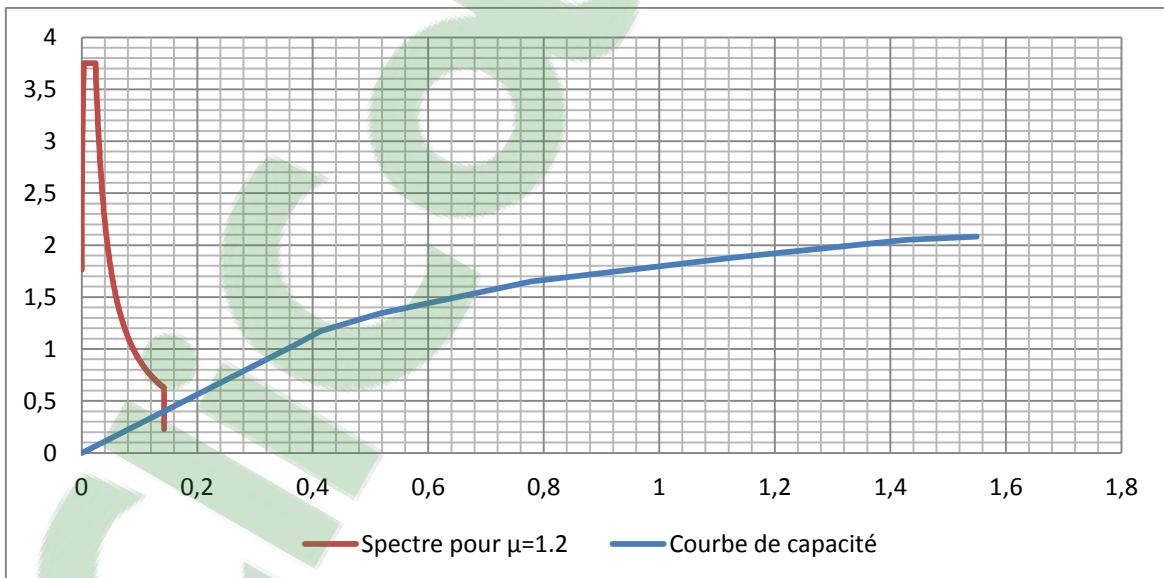
Donc on fait une autre proposition de la ductilité.

➤ **3<sup>ème</sup> itération :**

On pose :  $\mu_d = 1.2$

Alors :  $\xi_{equ} = 7.6\%$  et  $\eta_{eff} = 0.85$

Donc le spectre obtenu est comme suite :



**Figure 4.18 :** Superposition de la courbe de capacité et le spectre pour  $\mu=1.2$ .

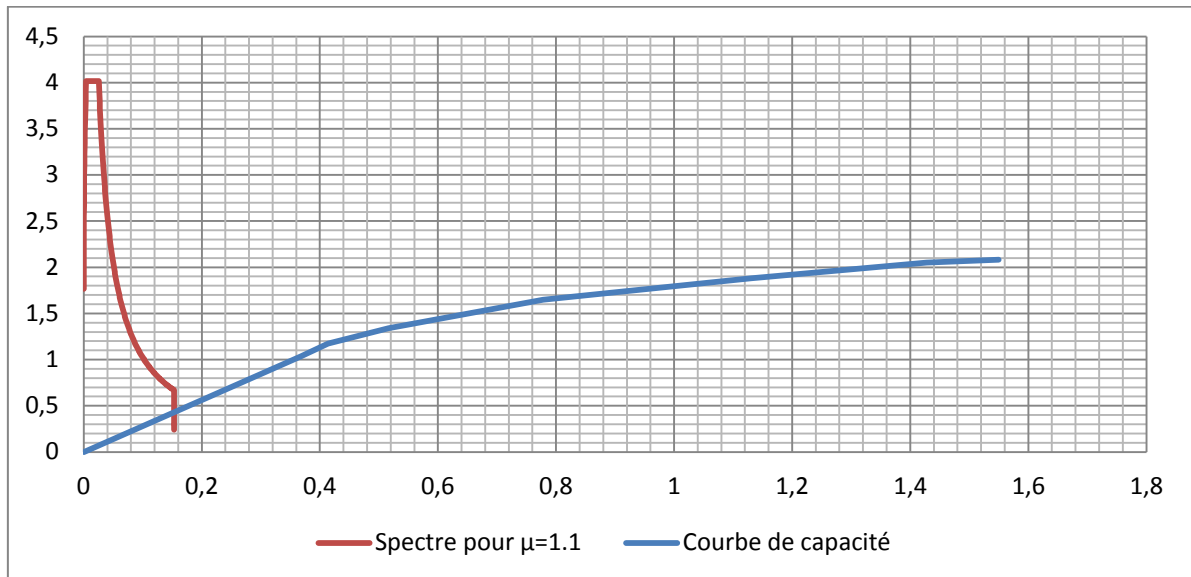
L'intersection entre les deux courbe donne un déplacement  $d=0.14$  m, et le déplacement élastique est  $d_y=0.3677$  m.

➤ 4<sup>ème</sup> itération :

On pose :  $\mu_d = 1.1$

Alors :  $\xi_{equ} = 6.4\%$  et  $\eta_{eff} = 0.91$

Donc le spectre obtenu est comme suite :



**Figure 4.19** : Superposition de la courbe de capacité et le spectre pour  $\mu=1.1$ .

L'intersection entre les deux courbes donne un déplacement  $d=0.15$  m, et le déplacement élastique est  $d_v=0.3677$  m.

#### 4.3.3.6 Point de performance :

La performance sismique du système est graphiquement représentée par l'intersection de la courbe de capacité et spectre de réponse inélastique réglementaire, mais dans notre cas il y a une intersection entre les deux courbes à un déplacement inférieur de déplacement élastique de la structure, donc toutes les piles restent dans le domaine élastique après application de la charge sismique.

#### 4.3.4 Cas des piles encasturé-libre du structure (analyse longitudinal) :

Des piles encasturé-libre c'est-à-dire la pile soumise à une flexion simple qui conduit à la formation d'une seule rotule plastique au pied de la pile, et la loi Force-Déplacement est obtenue directement à partir de la loi Moment-courbure.

On utilise les courbes moment-courbure des piles illustrées dans le tableau 4.2.

##### 4.3.4.1 Loi force-déplacement de chaque pile :

Les courbes force-déplacement sont obtenues par les formules énoncées au chapitre 2 [(2.16), (2.17), (2.18), (2.19)].

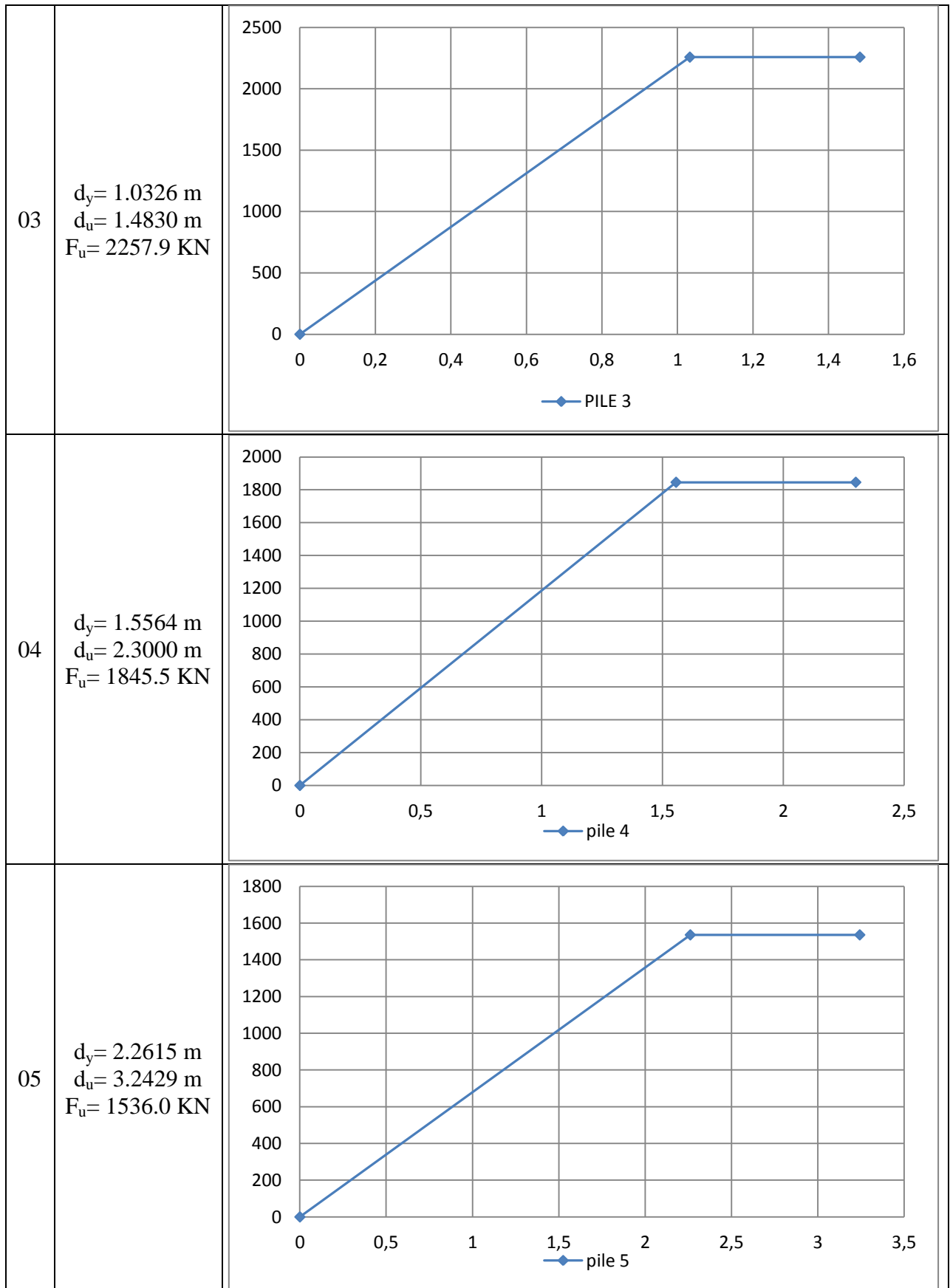
A l'aide de la formule (2.16) on obtient les longueurs des rotules plastiques de chaque pile comme suite :

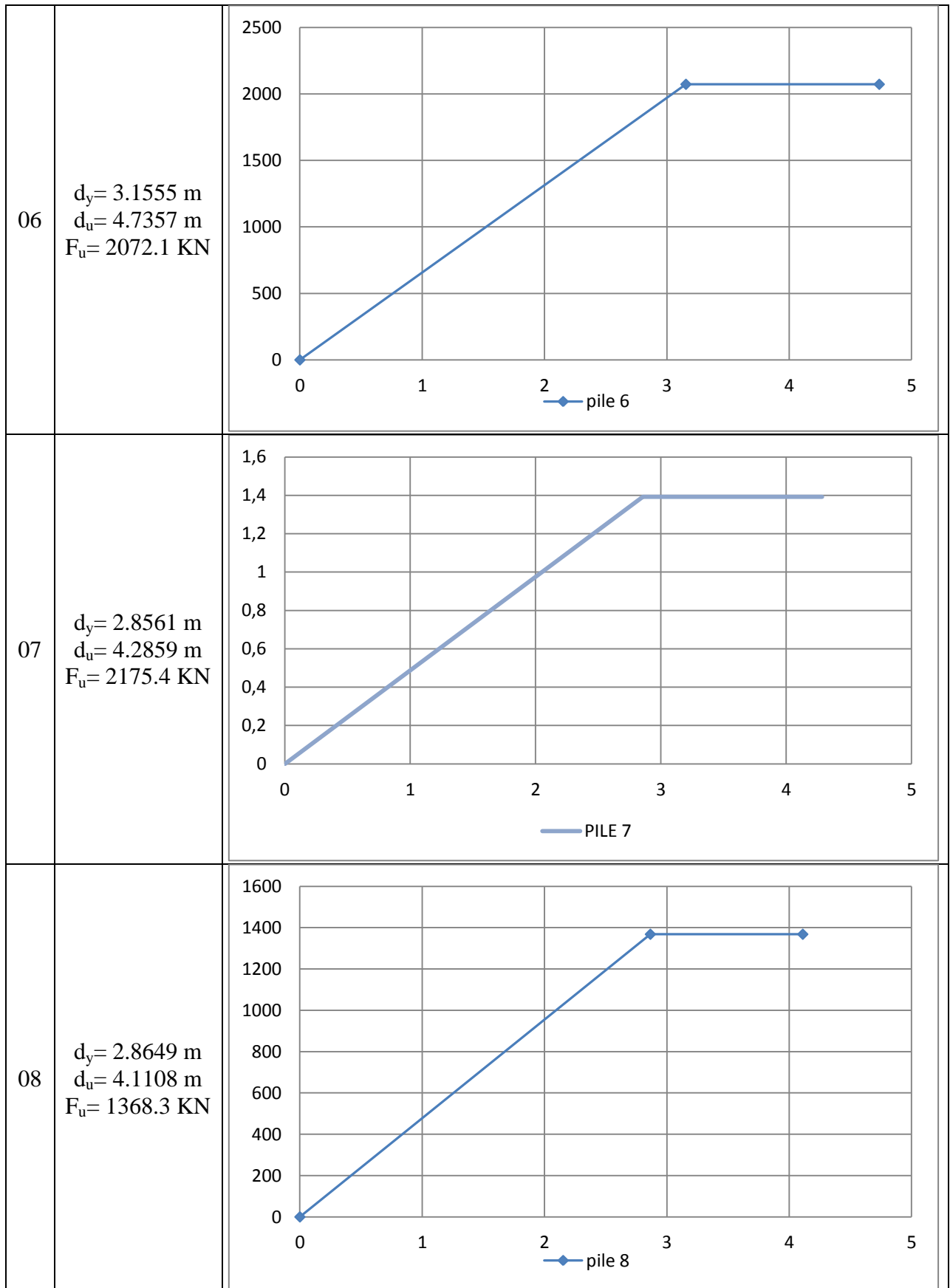
$L_{p1}=1.8125$  m;  $L_{p2}=2.0075$  m;  $L_{p3}=2.4675$  m;  $L_{p4}=3.0175$  m;  $L_{p5}=3.6375$  m;

$L_{p6}=4.4375$  m;  $L_{p7}= 4.2175$  m;  $L_{p8}= 4.1075$  m;  $L_{p9}= 1.9175$  m.

Donc les courbes F-D sont illustrés au tableau suivant :

N°	Les valeurs de la courbe	Les courbes
01	$d_y= 0.7355$ m $d_u= 1.1021$ m $F_u= 1287.9$ KN	<p>Graph showing Force (Y-axis, 0 to 1400) versus Displacement (X-axis, 0 to 1.2) for pile 1. The curve shows a linear increase from (0,0) to approximately (0.7355, 1287.9), followed by a horizontal plateau at 1287.9 KN up to a displacement of 1.1021 m.</p>
02	$d_y= 0.9742$ m $d_u= 1.4030$ m $F_u= 1159.1$ KN	<p>Graph showing Force (Y-axis, 0 to 1400) versus Displacement (X-axis, 0 to 1.6) for PILE 2. The curve shows a linear increase from (0,0) to approximately (0.9742, 1159.1), followed by a horizontal plateau at 1159.1 KN up to a displacement of 1.4030 m.</p>





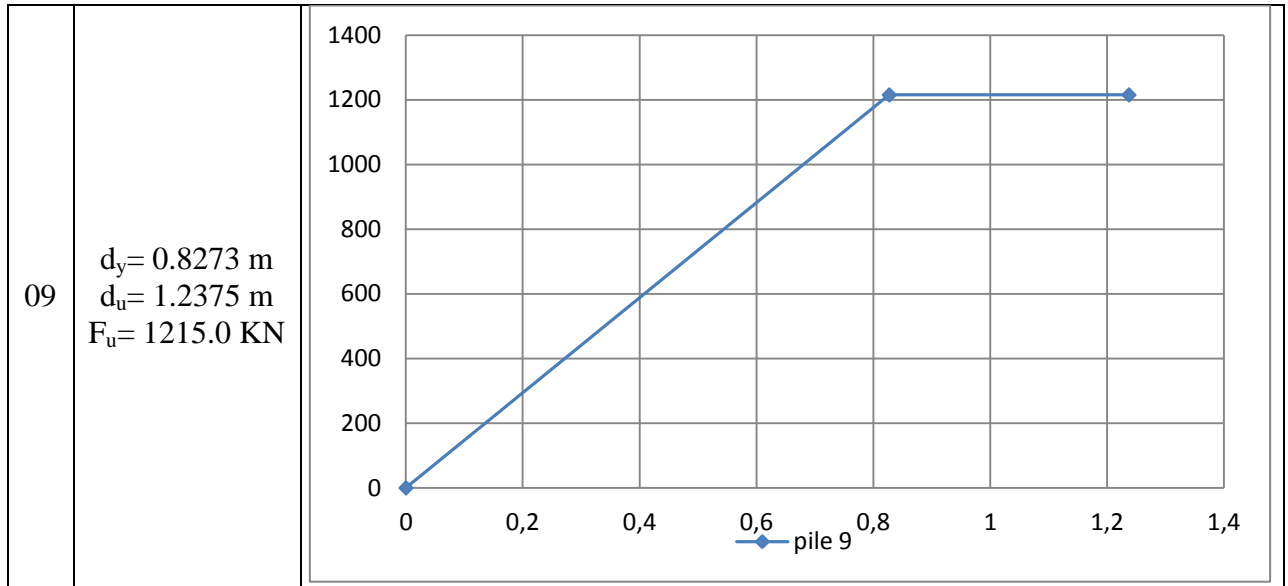


Tableau 4.5 : les courbes F-D des piles encastré-libre.

#### 4.3.4.2 La courbe Force-Déplacement globale :

Le déplacement en tête étant identique pour toutes les piles parce que le tablier est infiniment rigide, la loi Force-Déplacement globale pour l'ouvrage selon la direction longitudinale est obtenue directement par la sommation des courbes Force-Déplacement des piles précédentes.

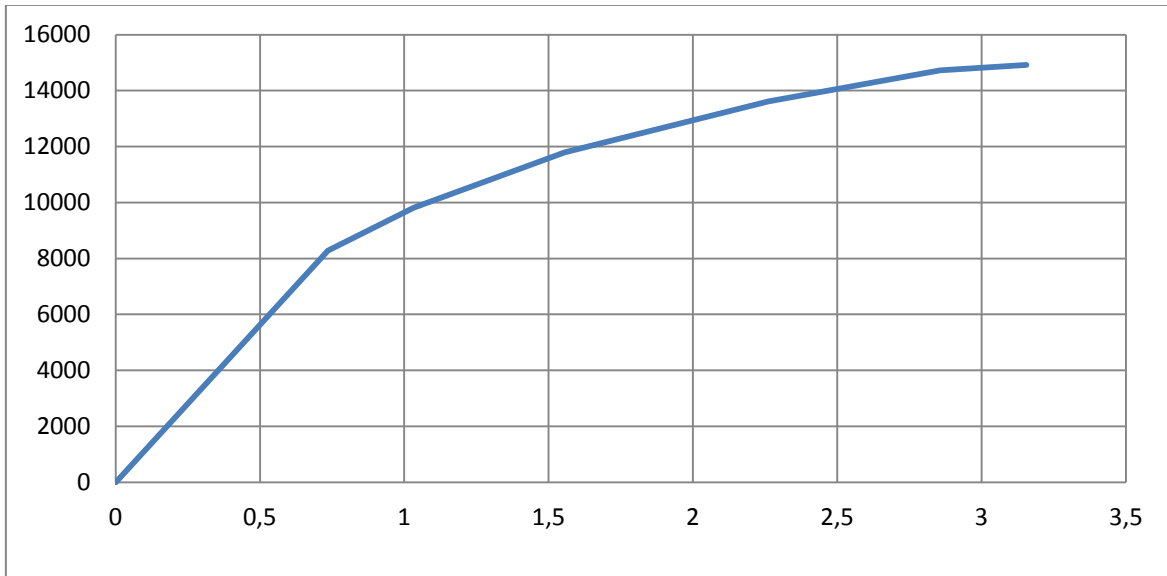


Figure 4.20 : la courbe F-D globale de la structure (Courbe de capacité).

#### 4.3.4.3 la courbe Accélération-Déplacement :

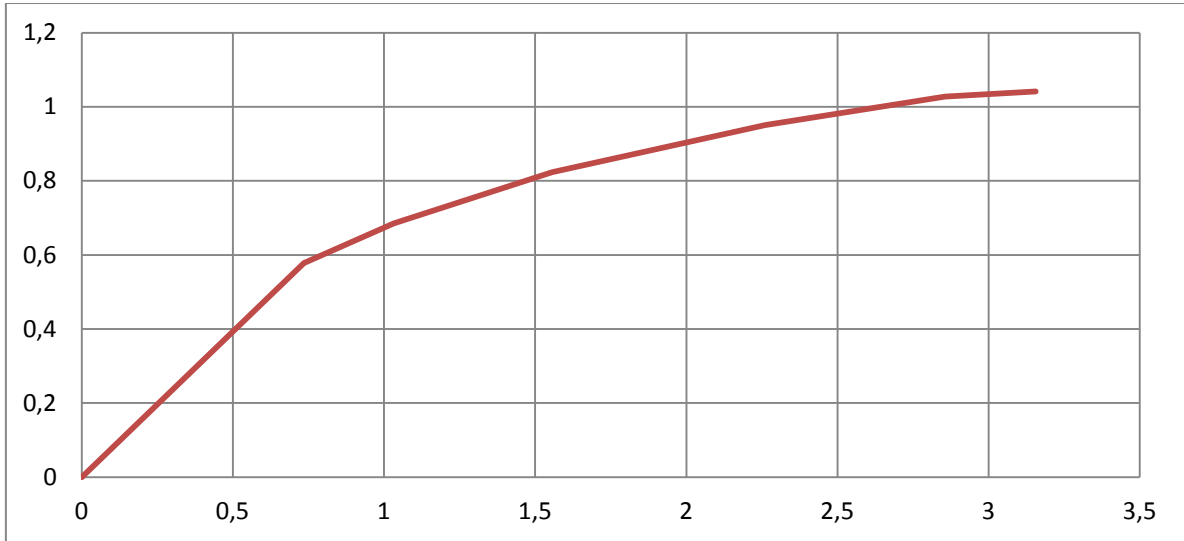
La courbe Accélération-Déplacement peut alors déduite par la courbe Force-Déplacement globale de la structure par division des efforts par la masse totale vibrante du pont étudié, la masse du pont est :

$$M_t = M_{\text{tab}} + M_{\text{Piles}}$$

$$M_t = (32.12 \cdot 369.4) + (152.34 + 170.62 + 205.20 + 254.70 + 310.50 + 435.62 + 413.07 + 352.80 + 162.18)$$

$$M_t = 14322.158 \text{ t}$$

Donc après division des efforts sur la masse totale du pont on obtienne la courbe Accélération-Déplacement représentée par la figure 4.14.



**Figure 4.21 :** La courbe A-D globale de la structure (Courbe de capacité).

#### **4.3.4.4 Le point de performance de chaque pile :**

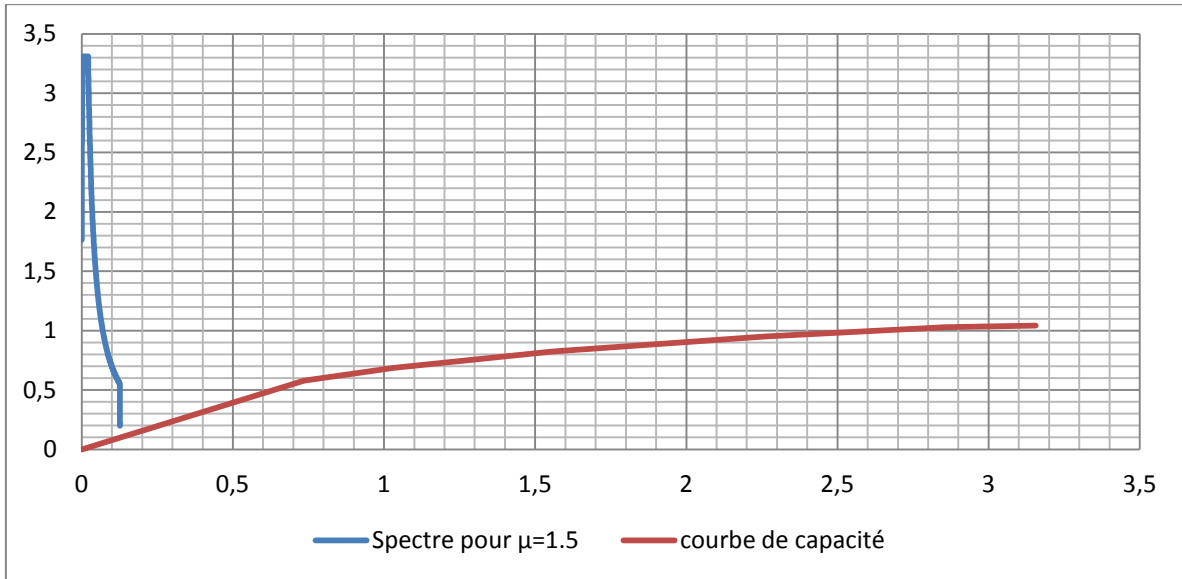
On va déterminer le point de performance de chaque pile par la superposition de la courbe Accélération-Déplacement et le spectre inélastique correspondant, pour la détermination du spectre inélastique on fait des itérations sur l'amortissement critique,

➤ **1<sup>ère</sup> itération :**

On pose :  $\mu_d = 1.5$

Alors :  $\xi_{equ} = 10.45\%$  et  $\eta_{eff} = 0.75$

Donc le spectre obtenu est comme suite :



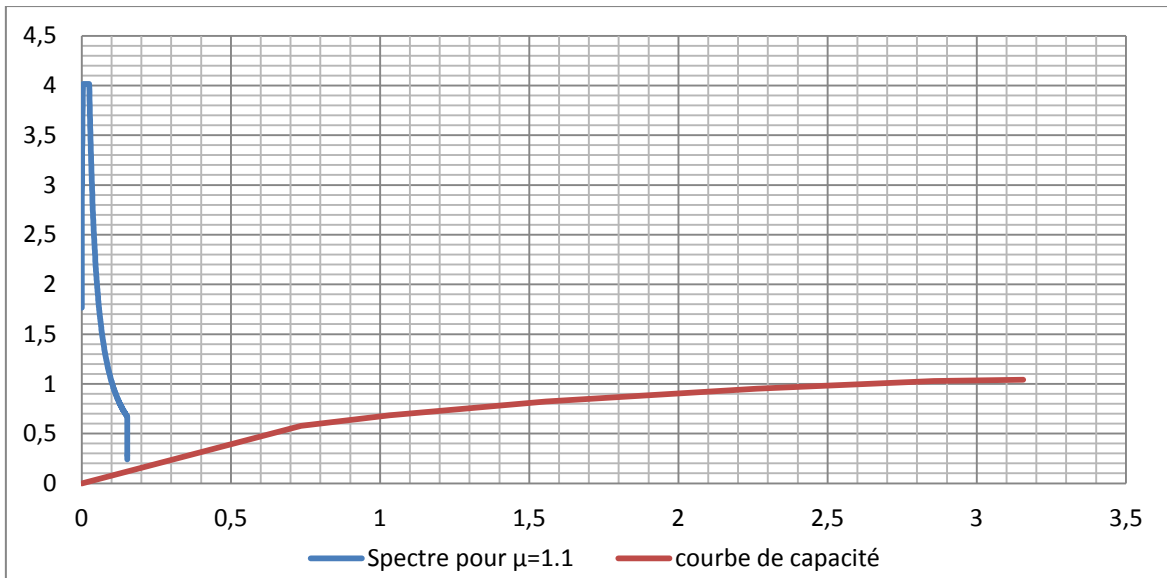
**Figure 4.22 :** Superposition de la courbe de capacité et le spectre pour  $\mu=1.5$ .

➤ 2<sup>ème</sup> itération :

On pose :  $\mu_d = 1.1$

Alors :  $\xi_{equ} = 6.4\%$  et  $\eta_{eff} = 0.91$

Donc le spectre obtenu est comme suite :



**Figure 4.23 :** Superposition de la courbe de capacité et le spectre pour  $\mu=1.1$ .

Pour tous les différents cas de ductilité il n'y a pas une intersection entre la courbe de capacité et le spectre inélastique, donc la structure lorsque subit à un effort sismique reste dans le domaine élastique.



#### **4.4 Conclusion :**

Dans ce chapitre l'étude dynamique non-linéaire itérative du pont a été effectuée par la méthode des déplacements, en utilisant le spectre de réponse inélastique qu'est obtenu à partir du spectre de réponse élastique du RPOA. Les résultats obtenus de l'application de la méthode sur la structure pour les deux cas (encastrée-encastrée et encastrée-libre) signifient que le pont travaille dans le domaine élastique.

## Conclusion générale

Dans ce travail on a fait une étude dynamique non linéaire d'un pont, La non linéarité considérée et celle des matériaux des sections des piles, ce comportement non linéaire est représenté par un modèle elasto-plastique.

Pour faire cette étude on d'abord défini les lois moment-courbure qui conduisent aux lois Force- Déplacement avec l'introduction de la notion de la rotule plastique, cette dernière est développée au niveau où le moment est maximale. Nous avons comparé le calcul analytique de ces courbes avec les résultats obtenus par le code USC-RC. Les résultats sont satisfaisants

Dans le cas de cet projet on considéré deux types de liaison au niveau des pile encasté-libre et encasté -encasté dans le premier cas la rotule plastique est développer au niveau de pied de la pile et pour le deuxième cas il ya un développement de rotule plastique simultanément au pied et en tête.

Dans ce projet, on a travaillé avec une méthode d'analyse non linéaire itérative par la méthode des déplacements, Elle est basée sur la méthode des déplacements, en adoptant un diagramme accélération-déplacement au lieu d'un spectre accélération-période

## Référence bibliographique

- [1] Génie parasismique, P. Lestuzzi et M. Badoux, Presses polytechniques et universitaires romandes.
- [2] Valles, R. E., Reinhorn, A. M., Kunnath, S. K., Li, C., and Madan, A. (1996) "IDARC 2D Version4.0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Buildings", Technical Report NCEER-96-0010, Department of Civil Engineering, State University of New York at Buffalo.
- [3] Spacone, E., Filippou, F. C., and Taucer, F. T. (1996a). "Fiber beam-column model for non-linear analysis of R/C frames: Part I. formulation", Earthquake. Eng. Struct. Dyn., 25(7),711-725.
- [4] Taucer, F., Spacone, E., and Filippou, F. C. (1991) a fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures, Report No. EERC 91-17, Department of Civil Engineering University of California, Berkeley.
- [5] Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G. M. (1996) Seismic design and retrofit of bridges, Wiley-Interscience, John Wiley & Sons, Inc., New York, NY.
- [6] <http://www.mscsoftware.com/france/Solutions/Industries/Default.aspx>
- [7] CALTRANS, (2001). Seismic design criteria version 1.2, Division of engineering services, California department of transportation, California
- [8] Taylor, R. L. (2002) FEAP - A Finite Element Analysis Program, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California at Berkeley, California.
- [9] Saadeghvaziri, M. A. (1997) "Nonlinear response and modelling of RC columns subjected to varying axial load", Engineering Structures, 19(6), 417-424.
- [10] Zebdji, S., Ben bouzid, M. (2008) "Analyse statique non linéaire par pousser progressive push over d'un bâtiment renforce ", Ecole nationale des travaux public Entp.
- [11] services d études technique des routes et autoroutes. SNCF. (2000) « ponts courant en zone sismique guide de conception », ministère de l'équipement des transports et du logement. p212
- [12] PHILIPPE, M. (2010), « Loi moment -Courbure simplifiée en béton armé note technique ». 1-22

[13] groupe de travail Sétra/CETE. (2012), « pont en zone sismique conception et dimensionnement selon l'Eurocode 8 » .160- 178.

[14] V.Gioncu, 'Framed structures. Ductility and seismic response. General Report', Journal of Constructional Steel Research, 55 (2000) pp.125-154

[15] Catherine. Doneux, '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, 2001-2002.

[16] SEGHIR N. (2010) « analyse non-linéaire d'un pont en béton précontraint sur le tronçon autoroutier 'w7' », Université Aboubakr Belkaid.

## Résumé

Les tremblements de terre ou séismes constituent une activité géologique naturelle. Ils induisent des destructions importantes. Se doter de moyens de prévention contre leurs effets tels que les codes parasismiques est une entreprise vitale. La nouvelle génération de codes parasismiques permet de dimensionner les structures et de vérifier la vulnérabilité des constructions existantes contre l'action des séismes. L'analyse spectrale itérative est une procédure de dimensionnement et de vérification des structures inélastiques modélisées sur la base de la méthode des déplacements. Cette méthode adopte l'intersection entre le diagramme de capacité obtenu par la méthode de push over et le spectre de réponse inélastique convertie en format accélération-déplacement.

Mots clés : Séismes, méthode itérative, spectre inélastique, diagramme de capacité

## Abstract

Earthquakes are a natural geological activity. The seismic activity generates massive destructions. The seismic codes represent an efficient tool against their consequences. The seismic design methodologies for the next generation of codes, safeguards against the damage produced by earthquakes and permit an assessment of vulnerability of existing buildings. The capacity spectrum analysis is a direct displacement-based seismic design procedure of inelastic structures. This method uses the intersection of the capacity diagram from a pushover analysis and an inelastic response spectrum converted to acceleration-displacement format.

Key words: Earthquakes, iterative method, inelastic spectrum, capacity diagram

## المخلص

الزلازل او الهزات الارضية هو نشاط طبيعي جيولوجي و هو يحدث دمار هائل على مستوى الهياكل القاعدية . يمكن للجيل الجديد من انظمة الزلازل من تصميم الهياكل و التحقق من ضعف المباني ضد فعل الزلازل. التحليل الطيفي التكراري هو اجراء التصميم و التحقق من ضعف المباني الغير المرنة باستعمال طريقة الازاحة. هذا الاسلوب يأخذ التقاطع الرسم البياني للقدرة مع طيف الاستجابة الغير المرن المحول الى شكل تسارع-نزوح.

الكلمات السرية: الزلازل. الطريقة التكرارية. الطيف الغير المرن. مخطط القدرة



## **Résumé**

Les tremblements de terre ou séismes constituent une activité géologique naturelle. Ils induisent des destructions importantes. Se doter de moyens de prévention contre leurs effets tels que les codes parasismiques est une entreprise vitale. La nouvelle génération de codes parasismiques permet de dimensionner les structures et de vérifier la vulnérabilité des constructions existantes contre l'action des séismes. L'analyse spectrale itérative est une procédure de dimensionnement et de vérification des structures inélastiques modélisées sur la base de la méthode des déplacements. Cette méthode adopte l'intersection entre le diagramme de capacité obtenu par la méthode de push over et le spectre de réponse inélastique convertie en format accélération-déplacement.

Mots clés : Séismes, méthode itérative, spectre inélastique, diagramme de capacité

## **Abstract**

Earthquakes are a natural geological activity. The seismic activity generates massive destructions. The seismic codes represent an efficient tool against their consequences. The seismic design methodologies for the next generation of codes, safeguards against the damage produced by earthquakes and permit an assessment of vulnerability of existing buildings. The capacity spectrum analysis is a direct displacement-based seismic design procedure of inelastic structures. This method uses the intersection of the capacity diagram from a pushover analysis and an inelastic response spectrum converted to acceleration-displacement format.

Key words: Earthquakes, iterative method, inelastic spectrum, capacity diagram



## المخلص

الزلازل او الهزات الارضية هو نشاط طبيعي جيولوجي و هو يحدث دمار هائل على مستوى الهياكل القاعدية . يمكن للجيل الجديد من انظمة الزلازل من تصميم الهياكل و التحقق من ضعف المباني ضد فعل الزلازل. التحليل الطيفي التكراري هو اجراء التصميم و التحقق من ضعف المباني الغير المرنة باستعمال طريقة الازاحة. هذا الاسلوب يأخذ التقاطع الرسم البياني للقدرة مع طيف الاستجابة الغير المرن المحول الى شكل تسارع-نزوح.

الكلمات السرية: الزلازل. الطريقة التكرارية. الطيف الغير المرن. مخطط القدرة

