

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université Abou-Bekr Belkaid-Tlemcen  
Faculté des Sciences de l'Ingénieur  
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de Magister en Génie Civil

Option : Mécanique Des Sols et Géotechnique

**EFFET DU MOUVEMENT SISMIQUE DIFFERENTIEL SUR LE  
COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES PONTS**

**Présentée par :**

M<sup>elle</sup> Benmansour Chohra

Ingénieur d'Etat en Génie Civil, Université Aboubekr Belkaid -Tlemcen-, Juillet 2004.

**Soutenu le      Devant le Jury composé de :**

Président	Dr. N. ABOUBEKR	Professeur,	Université de Tlemcen
Examineur	Dr A. MEGNOUNIF	Maitre de Conférences,	Université de Tlemcen
Examineur	Dr. K. HAMDAOUI	Maitre de Conférences,	Université de Tlemcen
Encadreur	Dr M. DJAFOUR	Maitre de Conférences,	Université de Tlemcen
Co-Encadreur	Dr D.ZENDAGUI	Maitre de Conférences,	Université de Tlemcen
Co-Encadreur	M <sup>m</sup> e N.MEDDANE	Maitre assistant A,	Université de Tlemcen

Année universitaire 2011-2012

# Remerciements

---

Je tiens en premier à remercier Dieu qui m'a donné volonté, force, patience, courage et santé pour réaliser ce travail.

Je tiens à exprimer un remerciement tout spécialement à mes parents, pour m'avoir soutenu et encouragé tout au long de mes études, et qui ont sacrifié leurs vies pour notre bien.

\*وَإِخْفِضْ لَهُمَا جَنَاحَ الذَّلَّةِ مِنَ الرَّحْمَةِ وَقُلْ رَبِّ ارْحَمْهُمَا كَمَا رَبَّيَانِي صَغِيرًا\*

A travers ce travail Je tiens à signifier ma profonde reconnaissance à mon encadreur Dr Djafour Mustapha, Maitre de Conférences, à l'Université Aboubekr Belkaïd de Tlemcen, d'avoir accepté de diriger ce travail avec beaucoup de disponibilité et d'efficacité, pour m'avoir fait partager son expérience, pour les conseils qui ont éclairé le déroulement de mes travaux et qui m'ont aidé dans mes périodes de doute, et encouragements qu'il a su me prodiguer pendant toute la durée de ce travail, et pour la confiance qu'il m'a accordée, et pour le grand intérêt qu'il a toujours manifesté pour ce travail de recherche.

Mes remerciements les plus vifs, vont à mon co-encadreur Dr Zendagui Djawad, Maitre de Conférences, à l'université Aboubekr Belkaïd de Tlemcen, pour le suivi et les conseils pertinents apportés durant la réalisation de ce travail, pour sa disponibilité, ainsi que pour la patience et la compréhension qu'il m'a exprimé.

Je tiens à remercier vivement mon co-encadreur Madame Meddane Nassima, Maitre Assistant classe -A-, à l'université Aboubekr Belkaïd de Tlemcen, pour leur appréciable apport, pour leur grande disponibilité, leurs conseils et orientation judicieux et leur encouragement.

Mes remerciements vont également à Pr Aboubekr Nabil, Professeur à l'Université Aboubekr Belkaïd de Tlemcen, pour m'avoir fait l'honneur de présider du jury.

Je manifeste mes sincères remerciements à Dr Megnounif Abdelatif, Maitre de Conférence à l'Université Aboubekr Belkaïd de Tlemcen pour l'honneur et le plaisir qu'il m'a fait en acceptant d'examiner ce travail.

Je présente également mon remerciement à Dr Hamdaoui Karim, Maitre de conférence à l'Université Aboubekr Belkaïd de Tlemcen, qui m'a fait l'honneur d'accepter de juger ce travail.

J'exprime ma profonde gratitude à Madame Djafour Naoual, Maitre Assistant classe -A-, à l'université Aboubekr Belkaïd de Tlemcen, pour son soutien, sa disponibilité et son aide, ses judicieux conseils, et sa bonne humeur communicative. Je la remercie vivement

Je veux aussi exprimer ma vive reconnaissance envers tous les enseignants de la post-graduation qui ont contribué à ma formation.

# Remerciements

---

Je tiens également à remercier mes collègues de promotion de Magister Géotechniques de l'année 2006-2007, pour les pauses relaxation et discussions que nous avons partagées durant l'année théorique.

J'exprime ma vive reconnaissance à Monsieur Mr Benchenan Mohammed Abdel-Samad, Le directeur de travaux publics; pour m'avoir autorisé à poursuivre mes études en poste-graduation durant l'année théorique.

Je remercie chaleureusement mes collègues de travail : les inspecteurs de la direction d'urbanisme et de la construction pour leurs compréhensions et leurs aides qu'ils m'ont fournis au cours de ma préparation de ce travail. Et Je tiens aussi à remercier très cordialement mes nouveaux collègues de laboratoire de recherche «RISAM ».

Enfin, mes pensées vont, bien entendu, vers mes parents, mes frères, mes sœurs, ainsi que vers toute ma famille, leur soutien et leur compréhension ont été un atout majeur pour la réalisation du présent travail.

Un grand merci à toutes celles et tous ceux qui d'une manière ou d'une autre m'ont aidé et soutenu pour réaliser ce travail.

« Une personne qui n'a jamais commis d'erreur.....n'a jamais tenté d'innover »

**Benmansour Chohra**

في السنوات الأخيرة ، ومع كثرة الزلازل لوحظ عدم فعالية طريقة البناء المعتمد على القوة. التي تعتمد بدورها على تحديد القوة الزلزالية المحتملة تطبيقها باستخدام مجموعة من الاستجابة المرنة، بعد ذلك يتم خفض هذه القوة بواسطة عامل، الذي يعتمد بدوره على ليونة الهيكل المدروس. وذلك من أجل اختيار نزوح المناسب للهيكل.

بصفة عامة، و في حالة وجود هزات زلزالية، تتعامل الهياكل بطريقة غير مرنة و بالتالي فإن استخدام تحليل خطي يصبح غير كافي!

من أجل ذلك: هل يمكن للقوانين الخاصة بالبناء الزلزالي أن تتغير وفق الاحتياجات البنائية؟ وهل يمكن تحقيق معادلة بنائية تمزج بين الأمن و الاقتصاد؟

في هذا العمل، سنطبق طريقة بناء تعتمد أساسا على النزوح، أسسها بريستلي و زملاءه. إذن سنقدم بصفة عامة المنهاج لهذه الطريقة ثم نطبقه على الجسور النظامية والغير النظامية. يتم تطبيق هذه الطريقة بواسطة النظام المرن ذو الدرجة الواحدة للحرية.

**كلمات البحث:** الجسور، جسر التحليل؛ حساب أداء التصميم الزلزالي ؛ تصميم مباشرة على أساس النزوح.

# Résumé

---

Des séismes survenus récemment ont relevé l'insuffisance de la méthode de force qui détermine d'abord l'effort sismique susceptible d'être appliqué à l'aide d'un spectre de réponse élastique, ensuite en réduit cette force élastique par un coefficient de comportement qui est fonction de la ductilité de l'ouvrage étudiée, dont le but de procéder une vérification des déplacements de la structure. Une structure soumise à un violent séisme est sollicitée au-delà du domaine élastique et se comporte de manière fortement non linéaire par conséquent l'utilisation de l'analyse linéaire devient insuffisante !

Donc : Est ce que les codes parasismique peut ils améliorés suivant les besoins constructif ? Où bien est ce qu'on peut construire une structure qui assure une combinaison entre la sécurité et l'économie ?

Dans ce travail, on applique une approche basée sur le déplacement développée par Priestley et par ces Co-travailleurs. On fera une présentation de la méthodologie, puis on appliquera le principe de l'approche à des ponts réguliers et irréguliers. Cette conception est développée par un système élastique équivalent d'un degré de liberté (1DDL).

**Mots-clés:** Ponts, l'analyse du pont; conception parasismique du point de performance, calcule la performance de la conception sismique; conception direct basée sur le déplacement.

# Abstract

---

The earthquakes recently noted the lack of force method, which first determines the seismic stress may be applied using an elastic response spectrum, then reduces this force by a factor of elastic behavior, which is a function of the ductility of structure studied, including the purpose of proceeding verification of displacements of the structure. A structure subjected to a violent earthquake is solicited above the elastic range and behaves in a manner strongly nonlinear; therefore the use of linear analysis becomes inadequate!

So: Are the seismic codes can they improved as required constructive? Where property is what we can build a structure that provides a combination between security and the economy?

In this work, we apply an approach based on the displacement developed by Priestley and by these co-workers. We will present the methodology and then apply the principle of the approach bridges to regular and irregular. This design is developed by an elastic system equivalent of a degree of freedom (SDOF).

**Keywords:** bridges; bridge analysis; performed-based seismic design; direct displacement based design.

# Table des matières

---

Remerciements .....	i
ملخص .....	iii
Résumé .....	iv
Abstract .....	v
Table des matières .....	vi
Liste des figures .....	ix
Liste des tableaux .....	xi
Liste des notations .....	xii
Abréviations .....	xiv

## **Chapitre 1. Introduction Générale ..... 1**

## **Chapitre 2. Problématique et Méthodologie ..... 4**

2.1 Introduction .....	4
2.2 Problématique et motivation .....	4
2.2.1 Problématique.....	4
2.2.2 Motivation .....	6
2.3 Les Travaux antérieurs .....	6
2.4 Objective .....	7
2.5 Méthodologie .....	7
2.6 Le comportement sismique du pont .....	8
2.6.1 Calcul du déplacement élastique : (Yield displacement) .....	9
2.6.2 Estimation du déplacement cible: (Design Target displacement) .....	10
2.6.3 Amortissement visqueux équivalent .....	10
a-Amortissement élastique .....	11
b-Amortissement hystérétique .....	11
2.6.4 Conception du spectre de déplacement .....	13
2.6.5 L'effort tranchant à la base.....	14
2.7 En résumé.....	15

## **Chapitre 3. L'approche déplacement pour des ponts continus sous séisme transversal. 17**

3.1 Conception basée sur déplacement pour des ponts continus.....	17
3.2 Configuration des ponts réguliers et irréguliers .....	17
3.3 Procédure de dimensionnement.....	18
3.3.1 Détermination du profil de déplacement inélastique.....	19
3.4 Les caractéristiques du système équivalent à un degré de liberté (1DDL) .....	21
3.4.1 Le déplacement de dimensionnement du système .....	22
3.4.2 La masse effective du système équivalent .....	22
3.4.3 Amortissement équivalent du système .....	22
3.4.4 Déplacement élastique des piles.....	25
3.4.5 Forces reprises par les piles et les culées .....	25
a) Les forces sismiques reprises par les piles flexibles .....	25
b) les forces sismiques reprises par les culées .....	26

# Table des matières

---

3.5 Etude du système équivalent 1DDL.....	26
3.5.1 La force sismique reprise par les piles .....	27
3.5.2 Analyse de la structure sous les forces calculées .....	27
3.6 Le choix de la section des piles .....	28
3.7 Notes additionnelles .....	29
3.8 Résumé .....	29

## **Chapitre 4 Application de l'approche "déplacement" aux ponts réguliers .....31**

4.1 Introduction.....	31
4.2 Informations et hypothèses .....	31
4.2.1 Matériaux .....	31
4.2.2 Les culées .....	31
4.2.3 Tablier du pont .....	32
4.2.4 Les piles et le chevêtre .....	34
4.3 Les données sismiques .....	34
4.4 Conception des résultats.....	35
4.5 Ponts réguliers .....	35
a) Les points communs entre les séries 1, 2,3 .....	35
b) Les points communs entre les séries 4, 5, 6 .....	35
4.5.1 Séries 1: SSS .....	37
4.5.2 Séries 2: SMS .....	39
4.5.3 Séries 3 : MSM.....	41
4.5.3.1 Résumée sur les trois séries .....	43
4.5.4 Séries 4 : SSSSS .....	43
4.5.5 Série 5 : SMLMS.....	45
4.5.6 Séries 6 : LMSML.....	47
4.5.6.1 Résumée sur les trois séries.....	49

## **Chapitre 5. Application de l'approche "déplacement" aux ponts irréguliers.....50**

5.1 Introduction .....	50
5.2 Ponts irréguliers .....	53
a) Les points communs entre les séries 7, 8,9 .....	53
b) Les points communs entre les séries 10, 11,12 .....	53
c) Les points communs entre les séries 10, 11,12 .....	53
5.1.1 Séries 7: SMM.....	55
5.1.2 Séries 8: SML.....	57
5.1.3 Séries 9: SLL.....	59
5.1.3.1 Résumée sur les trois séries .....	61
5.1.4 Séries10: SSM.....	61
5.1.5 Séries 11: SSL .....	63
5.1.6 Séries 12 : MS�.....	65
5.1.6.1 Résumé sur les séries.....	69
5.1.7 Séries 13 : SSMLL(1) .....	71
5.1.8 Séries 14 : SSMLL (2) .....	73

# Table des matières

---

5.1.9 Séries 15 : SSLMS .....	89
5.1.10 Séries 16: MSLMS .....	77
5.1.11 Séries 17LMSSM.....	79
5.1.12 Séries 18: LMSSM (2) .....	81
5.1.12.1 Résumée sur les séries .....	83
5.7 Conclusion sur les deux chapitres .....	84
<b>Chapitre 6. Conclusions &amp; Prescriptives .....</b>	<b>85</b>
<b>Références .....</b>	<b>88</b>

# Liste des Figures

---

Figure 2.1 Principe de l'approche déplacement .....	8
Figure 2.2 Modèle d'un tablier suivant à un séisme transversal .....	9
Figure 2.3 Spectres de réponse élastique (accélération et déplacement) pour un amortissement de 5% (magnitude $M_w=8.0\pm 0.25$ , $PGA=0.7g$ et Sol de type C).....	14
Figure 2.4 Evaluation de la période effective par l'approche déplacement .....	14
Figure 3.1 Pont régulier et irrégulier .....	17
Figure 3.2 Déformées transversales possibles pour des ponts continus.....	20
Figure 3.3 Poutre simplement appuyée sur des ressorts élastique .....	21
Figure 3.4 Amortissement équivalent pour différent model de Takeda.....	25
Figure 3.5 Evaluation de la période effective par DDBD .....	27
Figure 3.6 Le modèle élastique équivalent du système sous une action sismique transversale .....	28
Figure 3.7 Diagramme d'interaction pour les piles, $H=13m$ .....	30
Figure 3.8 Organigramme pour l'approche déplacement pour un système PDDL.....	31
Figure 4.1 La section transversale du pont.....	33
Figure 4.2 Séries des ponts réguliers de quatre et six travées des hauteurs, ( $H = 8m, 10.5m, 13m$ et $15.5m$ ).....	34
Figure 4.3 La prolongation du spectre du déplacement Caltrans ARS, sol C, $M=8,0\pm 0,25$ , $0,7p_ga$ .....	35
Figure 4.4 Résultats du pont ( $H=8m$ ) de la série 1.....	38
Figure 4.5 Résultats du pont ( $H=10.5m, H=13m, H=15.5m$ ) de la série 1 .....	39
Figure 4.6 Résultats du pont ( $H=8m$ ) de la série 2.....	40
Figure 4.7 Résultats du pont ( $H=10.5m, H=13m, H=15.5m$ ) de la série 2 .....	41
Figure 4.8 Résultats du pont ( $H=8m$ ) de la série 3.....	42
Figure 4.9 Résultats du pont ( $H=10.5m, H=13m, H=15.5m$ ) de la série 3 .....	43
Figure 4.10 Résultats du pont ( $H=8m, H=10.5m, H=13m$ ) de la série 4 .....	45
Figure 4.11 Résultats du pont ( $H=15.5m$ ) de la série 4.....	46
Figure 4.12 Résultats du pont ( $H=8m, H=13m, H=10.5m$ ) de la série 5 .....	47
Figure 4.13 Résultats du pont ( $H=15.5m$ ) de la série 5.....	48
Figure 4.14 Résultats du pont ( $H=8m, H=13m, H=10.5m$ ) de la série 6 .....	49
Figure 4.15 Résultats du pont ( $H=15.5m$ ) de la série 6.....	50
Figure 5.1 Séries des ponts irréguliers de quatre travées des hauteurs, ( $H=8m, 10.5m, 13m$ et $15.5m$ ) .....	52
Figure 5.2 Séries des ponts irréguliers de six travées des hauteurs, ( $H=8m, 10.5m, 13m$ et $15.5m$ ) .....	53
Figure 5.1 Résultats du pont ( $H=8m$ ) de la série 7.....	56
Figure 5.2 Résultats du pont ( $H=15.5m$ ) de la série 7.....	57
Figure 5.3 Résultats du pont ( $H=8m$ ) de la série 8.....	58
Figure 5.4 Résultats du pont ( $H=10.5m, H=13m, H=15.5m$ ) de la série 8 .....	59
Figure 5.5 Résultats du pont ( $H=8m$ ) de la série 9.....	60
Figure 5.6 Résultats du pont ( $H=10.5m, H=13m, H=15.5m$ ) de la série 9 .....	61
Figure 5.7 Résultats du pont ( $H=8m, H=10.5m, H=13m$ ) de la série 10 .....	63
Figure 5.8 Résultats du pont ( $H=15.5m$ ) de la série 10.....	64

# Liste des Figures

---

Figure 5.9 Résultats du pont (H=8m, H=10.5m, H=13m) de la série 11 .....	65
Figure 5.10 Résultats du pont (H=15.5m) de la série 11.....	66
Figure 5.11 Résultats du pont (H=8m, H=10.5m, H=13m) de la série 12 .....	67
Figure 5.12 Résultats du pont (H=15.5m) de la série 12.....	68
Figure 5.13 Résultats du pont (H=8m) de la série 12.....	69
Figure 5.14 Résultats du pont (H=8m) de la série 13.....	72
Figure 5.15 Résultats du pont (H=10.5m, H=13m, H=15.5m) de la série 13 .....	73
Figure 5.18 Résultats du pont (H=8m) de la série 14.....	74
Figure 5.19 Résultats du pont (H=10.5m, H=13m, H=15.5m) de la série 14 .....	75
Figure 5.20 Résultats du pont (H=8m) de la série 15.....	76
Figure 5.21 Résultats du pont (H=10.5m, H=13m, H=15.5m) de la série 15 .....	77
Figure 5.22 Résultats du pont (H=8m) de la série 16.....	78
Figure 5.23 Résultats du pont (H=10.5m, H=13m, H=15.5m) de la série 16 .....	79
Figure 5.24 Résultats du pont (H=8m) de la série 17.....	80
Figure 5.25 Résultats du pont (H=10.5m, H=13m, H=15.5m) de la série 17 .....	81
Figure 5.25 Résultats du pont (H=8m) de la série 18.....	82
Figure 5.27 Résultats du pont (H=10.5m, H=13m, H=15.5m) de la série 18 .....	83

# Liste des Tableaux

---

Tableau 4.1 Propriétés des matériaux utilisés .....	32
Tableau 4.2 Les caractéristiques du pont d'un système 1DDL pour la série 1 à la série 6.....	37
Tableau 4.3 Récapitulatif des résultats pour les séries 1, 2,3.....	44
Tableau 4.4 Récapitulatif des résultats pour les séries 4, 5,6.....	50
Tableau 5.1 Les caractéristiques du pont d'un système SDDL pour la série 7 à la série 12....	55
Tableau 5.2 Récapitulatif des résultats pour les séries 7, 8, 9.....	62
Tableau 5.3 Les caractéristiques de la série12, avec une nouvelle redistribution de force.....	69
Tableau 5.4 Récapitulatif des résultats pour les séries 10, 11, 12.....	70
Tableau 5.5 Les caractéristiques du pont d'un système à un degré de liberté pour la série 13 à la série 18 .....	71
Tableau 5.6 Récapitulatif des résultats des séries 13, 14, 15, 16, 17, 18 .....	84

# Liste des notations

---

$L$	: Longueur total du pont.
$D$	: Diamètres des piles.
$H$	: Hauteur des piles.
$w_c$	: Poids volumique du béton.
$\varepsilon_y$	: Déformation longitudinale élastique du l'acier.
$f_y$	: Limite d'élasticité d'acier.
$E_s$	: Module d'élasticité de l'acier.
$E$	: Module d'élasticité du tablier.
$I_{yy}$	: Moment d'inertie transversale du tablier.
$EI$	: Rigidité flexible du tablier.
$K_A$	: Rigidité élastique des culées dans le sens transversale.
$d_{bl}$	: Diamètre longitudinal des aciers.
$m_{A1}$	: Masse associée à la culée A1.
$m_{A2}$	: Masse associée à la culée A2.
$L_{sp}$	: Longueur de pénétration des déformations au pied de la pile.
$H_e$	: Hauteur effective des piles.
$\phi_y$	: Courbure élastique des piles.
$\phi_{ic}$	: Forme de la déformée de dimensionnement critique.
$\phi_i$	: Forme de la déformée de dimensionnement du mode fondamental inélastique.
$\mu_\Delta$	: Déplacement ductile des piles.
$K_{eff}$	: Rigidité effective du système équivalent.
$M_{eff}$	: Masse effective du système équivalent.
$T_{eff}$	: Période effective du mode fondamentale.
$S_A(T)$	: Spectre réglementaire d'accélération.
$S_d(T)$	: Spectre réglementaire de déplacement.
$\Delta_{A1}, \Delta_{A2}$	: Déplacements de chaque culée.
$\Delta_i$	: Déplacement cible de dimensionnement.
$\Delta_y$	: Déplacement élastique des piles.
$\Delta_u$	: Déplacement limite ultime.
$\Delta_{uc}$	: Déplacement limite ultime critique.
$\Delta_{sys}$	: Déplacement de conception du système.
$\varepsilon_{eq}$	: Amortissement visqueux équivalent des piles.
$\varepsilon_{el}$	: Amortissement élastique des piles.
$\varepsilon_{Deck}$	: Amortissement du tablier.
$\varepsilon_A$	: Amortissement de la culée.
$\varepsilon_{hyst}$	: Amortissement hystérique des piles.
$\Delta_{T,5}$	: Déplacements spectraux pour un taux d'amortissements (5%).
$\Delta_{T,\xi}$	: Déplacements spectraux pour un taux d'amortissement variable ( $\xi\%$ ).
$V_B$	: Effort tranchant à la base.
$F_i$	: Force latérale de conception.

# Liste des notations

---

$V_i$	: Forces de cisaillement à chaque degré de liberté « i ».
$V_{A1}$	: Pourcentage de la force latéral qui est prise par la culée A1.
$V_{A2}$	: Pourcentage de la force latéral qui est prise par la culée A2.
$F_{A1}$	: Forces sismiques appliquées à des degrés de liberté associés à la culée A1.
$F_{A2}$	: Forces sismiques appliquées à des degrés de liberté associés à la culée A2.
$V_i(\%)$	: Pourcentage des forces résisté par chaque pile.
$F_c(\%)$	: Pourcentage des forces sismiques totales transmises par les piles flexible.
$\Delta_c$	: Déplacement limite de l'élément critique.
$m_i$	: Masses en ième degré de liberté.
$\Delta_i$	: Déplacements en ième degré de liberté.
SS	: Force sismique transmis par la superstructure.
SDF	: Facteur de cisaillement réparti.
$SDF_{A1}$	: Facteur de cisaillement réparti pour la culée A1 à l'état initial.
$SDF_{A2}$	: Facteur de cisaillement réparti pour la culée A2 à l'état initial.
$K_{SI}$	: Raideurs sécantes de chaque élément.

# Abréviations

---

1DDL	: Système à un degré de liberté.
PDDL	: Système à plusieurs degrés de liberté
SDOF	: Single degree of freedom.
MDOF	: Multiple degrees of freedom.
Drift	: Angle de la corde.
Mw	: Magnitude de moment.
E.C.8	: Eurocode8.
PGA	: Accélération maximal du sol.
ARS	: Accélération artificielle sismique.
FBD	: Force-based design.
DDBD	: Direct-displacement based design.
MDC	: Méthode de dimensionnement en capacité.
ROSE SCHOOL:	Institut de l'Enseignement Supérieur- Université de Pavie- Italie

# 1. Introduction Générale

---

Un séisme est une action tellurique qui résulte de la relaxation brutale de l'énergie potentielle lors du déplacement relatif des plaques tectoniques. Lorsque cette énergie dépasse un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent depuis la zone source jusqu'à la surface de sol, mettant ce dernier en vibration [et sont plus ou moins amplifiés dans la structure]. Le niveau d'amplification dépend essentiellement des masses et des raideurs des différentes parties de la structure (et donc de la période de la structure) et de la nature du sol.

Depuis l'antiquité, après chaque séisme destructeur et meurtrier, les autorités et les pouvoirs publics ainsi que la communauté scientifique s'intéressent davantage au risque sismique et essayent de connaître les causes du cataclysme afin que cela ne se reproduise plus jamais et afin d'assurer un degré de sécurité acceptable permettant de réduire les catastrophes au niveau humain et économique lors d'un éventuel séisme. En 1950, les soviétiques décident de lancer un grand programme de recherche sur ce sujet après deux séismes particulièrement meurtriers. Ils seront bientôt suivis par les américains et les japonais dans les années 60, les chinois dans les années 70 et enfin les européens plus récemment. On peut dire que le génie parasismique est né avec l'ingénieur anglais John Milne en 1877 qui a proposé la méthode statique et a fondé la première société sismologique du monde à Tokyo.

Une véritable révolution de génie parasismique a été provoquée entre 1978 et 1979 à l'aide des experts et scientifiques américains qui font publier les premières recommandations parasismiques connues par [ATC n° 3 et ATC n° 4] (American Technology Council).

Au cours de ce dernier siècle, le nombre des séismes se sont amplifiés et leurs conséquences se sont avérées catastrophiques. Ainsi plusieurs pays dont le notre se trouvent confrontés à ce problème et cherchent à améliorer la conception de leurs ouvrages pour faire face à ces séismes. De part sa situation géographique, l'Algérie est concernée par plusieurs zones sismiquement actives. De puis 1716, l'Algérie a été sujette à plusieurs secousses plus ou moins violentes. Les dernières sollicitations telluriques, qu'a connues en 2003 la région de BOUMERDES, ont été d'une magnitude de 6.8 sur l'échelle Richter. Concernant les infrastructures de ponts dans notre pays on peut dire qu'elles sont vieillissantes et que l'intégration du risque sismique dans les études courantes des ouvrages d'art est assez récente et encore timide [règlement parasismique d'ouvrage d'art R.P.O.A en 2010]

Il faut dire que le séisme de San Fernando en 1971 a mis en évidence plusieurs lacunes dans les règles de conception des ponts, en particulier, l'insuffisance des forces sismiques prescrites pour la conception des ponts construits dans des régions à forte séismicité. Plusieurs ajustements dans les normes de calcul ont inclus des critères de performances traitant de l'importance des structures et du niveau d'endommagement acceptable en fonction la sévérité du séisme, telle que les éditions subséquentes [ATC 1981 ; AASHTO 1983]. (Standard specification for highway bridge)

Cependant, ce n'est qu'après le séisme de Northridge (USA 1994), et celui de Kobé (Japon 1995) que vraiment il est devenu important d'établir des critères fondés sur des considérations économiques et sur la sécurité des ouvrages. L'appellation de l'approche basée sur la performance a été formalisée.

En conséquence, il faut considérer la vraie nature de l'action sismique qui est plutôt une « bouffée » d'énergie que la structure doit dissiper. Dans ce sens, une structure élastique doit se déformer beaucoup pour dissiper l'énergie, alors qu'une structure plastique dissipe beaucoup d'énergie sous forme de déformations plastiques. De plus, une structure soumise à un violent séisme est sollicitée au-delà du domaine élastique et se comporte de manière fortement non-linéaire.

Avant que les nouvelles méthodes de dimensionnement des structures ne soient développées, le dimensionnement traditionnel en génie parasismique se faisait en fonction d'une force à laquelle la structure devra résister. Les codes parasismiques ne prenaient compte le comportement non-linéaire de la structure qu'à travers un coefficient de comportement. La plupart des codes prennent en compte une valeur unique de ce coefficient. Le mauvais choix de ce coefficient peut entraîner une mauvaise estimation de l'effort appliqué sur la structure et un danger pour sa stabilité. Or le coefficient de comportement est une fonction complexe d'un grand nombre de paramètres et son expression ne peut se résumer à une simple constante.

Une bonne compréhension du comportement sismique des structures à travers des modèles non linéaires-permet d'estimer leurs réponses réalistes vis à vis d'un chargement sismique. En effet, les connaissances en génie parasismique sont en constante évolution. Une nouvelle génération de codes règlementaires qui permet de dimensionner les structures et de vérifier la vulnérabilité des constructions contre l'action des séismes est apparue.

Plusieurs approches ont été développées selon [Chopra et Goel. 2002], telles que la méthode des coefficients de déplacement [FEMA 273, 1997], ou la méthode du spectre de capacité [ATC-40, 1996; Priestley, 2000]. En s'inspirant de ces différentes méthodes, une nouvelle méthode basée sur les concepts de capacité et de performance a été émergé [Fajfar, 1999]. Le principe fondamental de cette méthode consiste à utiliser une procédure de dimensionnement directe par la méthode des déplacements en définissant dès le départ le déplacement cible (limite) de la structure au lieu de la dimensionner sur la base de la méthode des forces. Cette procédure combine l'analyse statique non-linéaire d'un système à plusieurs degrés de liberté, et l'analyse par spectre de réponse d'un système à un seul degré de liberté .C'est une méthode d'analyse pseudo-statique non-linéaire simplifiée.

La méthode des déplacements est une méthode moderne au domaine du génie parasismique. Elle est plus utilisée non seulement pour les constructions existantes, mais également pour les nouvelles constructions. Elle permet une approche plus réaliste du comportement des structures porteuses. Avec cette méthode, une évaluation plus favorable de la sécurité parasismique peut éviter des mesures de renforcement coûteuses. Les méthodes de déplacement sont utilisées de plus en plus couramment pour l'évaluation des dommages potentiels des structures existantes

lors de futurs séismes et du risque sismique. Elles sont aussi de plus en plus introduites dans les codes parasismiques récents, comme l'Eurocode8.

Le travail présenté dans ce mémoire a pour objectif d'introduire des améliorations possibles à la procédure, basée sur le déplacement, appliquée sur les ponts réguliers et irréguliers, initialement proposée par [Priestley, 1993 et Priestley, 2003] et étudiée par la suite par [Alvarez Botero, 2004], et par [Juan Camilo Ortiz Restrepo, 2006] et d'évaluer l'exactitude de la méthode en termes de réalisation des déplacements cibles sous un niveau d'excitation sismique. Après ce chapitre d'introduction, le mémoire est organisé comme suit :

- **Chapitre 2** Pose Problématique et Méthodologie du travail.
- **Chapitre 3** Traite de l'approche basée sur le déplacement pour des ponts continus en béton armé à plusieurs configurations et répond à certaines questions, telles que la conception de la forme de déformée, l'étude des sources de dissipation d'énergie et le calcul de l'amortissement du système. Une procédure de conception itérative est introduite.
- **Chapitre 4** et **Chapitre 5** Présente une application de l'approche basée sur le déplacement à des ponts avec un tablier continu et des culées supportant les forces latérales. Nous avons étudié 18 configurations de pont et pour chaque configuration nous avons considéré différentes hauteurs de piles. Le total des ponts étudié est 72 ponts, sont présentés et discutés.
- **Chapitre 6** Présente une conclusion générale et certaines prescriptives.

## 2. Problématique et Méthodologie

---

### 2.1 Introduction:

La conception sismique passe actuellement par une période de transition, dans laquelle la plupart des codes sismiques sont en train d'adopter la méthode de dimensionnement en capacité, en remplacement la méthode basée sur les forces. Cette dernière qui peut être également appelée la méthode de dimensionnement conventionnelle, considère l'action sismique au même titre qu'une action traditionnelle. Elle ne tient pas compte du caractère spécial de sollicitation sismique, en particulier de son aspect cyclique et des déformations plastiques importantes qu'elle entraîne. La principale lacune de cette méthode réside dans l'absence de précautions spécifiques visant à garantir un comportement sismique adéquat de la structure.

Ces raisons ont mené les chercheurs à l'élaboration des méthodologies sismiques de conception dans le cadre de la méthode de dimensionnement en capacité (MDC).

La philosophie fondamentale de cette méthode est de faire fonctionner la structure dans un niveau prédéfini d'endommagement sous un niveau d'intensité sismique prédéfini. Donc la méthode vise en premier lieu à garantir un comportement ductile adéquat de la structure. Dans laquelle est assortie avec des règles de construction qui permettent d'assurer effectivement la ductilité des différents éléments qui composent la structure.

### 1.2 Problématique et motivation:

#### 1.2.1 Problématique :

La méthode traditionnelle la plus utilisée dans la conception sismique est celle de la force. C'est une méthode de calcul statique des sollicitations dynamiques qu'on appelle dans l'Eurocode8, « la méthode d'analyse par forces latérales ». Elle était appelée « méthode de la force statique équivalente ou analyse dynamique simplifiée ».

Cette méthode de force s'appuie sur la période fondamentale de vibration de la structure et du spectre de réponse élastique, afin de déterminer la force résistance induite par l'action sismique. La période fondamentale de vibration est estimée à partir des caractéristiques structurelles initiales et des dimensions de la structure.

Lors d'analyses de structure basées sur les forces, il y a lieu d'admettre un coefficient de comportement. Ce coefficient est utilisé afin de réduire les forces du séisme obtenues à partir d'un modèle de calcul élastique des structures porteuses. Avec ce coefficient, l'effet favorable de la sur-résistance et de la capacité de déformation non-élastique de la structure est pris en compte. Cette méthodologie de conception sismique est bien documentée dans tous les règlements actuels de conception parasismique à travers le monde.

Priestley a examiné de façon critique la procédure de conception sismique basée sur la force et a conclu que plusieurs principes fondamentaux sur lequel la philosophie de conception est basée étaient profondément défectueux. [Priestley 1993a, Priestley 1993b], parmi ces observations on cite :

1. Au départ de la conception basée sur la force, un problème se pose : c'est que cette méthode dépend forfaitairement de la période fondamentale de vibration  $T$ , qui est inconnue car elle est fonction des raideurs des éléments structurels non encore dimensionnés.
2. La conception basée sur les forces est basée sur l'hypothèse que le coefficient de comportement est unique. Ce coefficient est fixé en fonction de plusieurs paramètres distincts tels que la nature des matériaux constructifs, le type de construction, des possibilités de redistribution des efforts dans la structure et en fonction de la ductilité offerte par la structure dans le domaine post-élastique. Cependant, la demande de ductilité pour les différents éléments de structure diffère de manière significative, selon la géométrie de la structure et de la capacité de déformation des éléments structuraux. A titre démonstration, pour les ponts irréguliers avec des piles longues on observe une concentration de la demande de ductilité au niveau des piles les plus rigide, tandis que, les autres piles souples restent élastiques. Donc l'utilisation d'un coefficient de comportement unique pour l'ensemble de la structure ne peut pas toujours garantir une sécurité adéquate.
3. La relation entre les déplacements élastiques et les déplacements inélastique a une validité douteuse. De plus, les différents codes suggèrent différentes relations entre les deux déplacements. La plus couramment utilisée est celle de Newmark, «Principe des déplacements égaux». Ce principe n'est pas valide pour les très courtes périodes et les très longues périodes propres du système, et est également d'une validité douteuse pour les périodes propres moyennes du système, lorsque le comportement hystérétique du système inélastique diffère considérablement du comportement élasto-plastique.
4. En raison de l'utilisation la rigidité initiale erronée et une relation conservatrice pour le déplacement élastique et inélastique, la sévérité de l'effet la  $F-\Delta$  est toujours sous-estimée.
5. Une autre différence est apparente dans les structures, sous chargement sismique, qui répondent, en même temps d'une manière élastique et plastique, utiliser un coefficient de comportement égale pour les deux cas, résulte une étude sous estimée au niveau des éléments élastiques.
6. Dans la méthode des forces, on prend comme paramètre de contrôle les forces induites par le séisme. C'est contre la réalité physique qui indique que : la déformation qui entraîne la perte de résistance d'un élément de structure sous force latéral. En effet, ce sont les déplacements latéraux qui provoquent l'effondrement des structures sous leur propre poids.

Malgré les anomalies mentionnées ci-dessus, il faut rappeler que la conception basée sur la force est utilisée, et à juste titre, par les ingénieurs pour d'autres types de chargements, comme la charge gravitaire et la charge du vent. Dans ces cas, l'équilibre statique sous l'ensemble de charges extérieures représente une base solide et suffisante à l'analyse. Par contre, la conception sismique basée sur la force ne peut se justifier économiquement que pour des structures légères dans des zones de faible sismicité (dans les cas où on ne s'éloigne pas trop du comportement élastique).

### 1.2.2 Motivation :

Le comportement réel d'une structure soumise à une violente sollicitation sismique est fortement non-linéaire. Durant le séisme, la structure est sollicitée au-delà du domaine élastique de manière dynamique et cyclique.

Le comportement sismique structural réel est soumis à une telle variabilité que les méthodes de dimensionnement traditionnelles y perdent leur pertinence et ne doivent être appliquées qu'avec circonspection.

Le besoin d'améliorer la méthodologie de calcul des structures soumises à une action sismique a été largement constaté dans les différents codes règlementaires.

Dans les règlements parasismiques actuels, 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. L'effort tranchant à la base d'une structure est le paramètre utilisé traditionnellement pour la conception parasismique, L'ingénieur calcule les sollicitations provoquées par un séisme de calcul à la base de la structure et les compare à la résistance de la structure en utilisant des coefficients de sécurité.

Plusieurs essais montrent que les déplacements corrèlent beaucoup mieux avec les dommages que les forces. Par conséquent, si l'objectif de la conception est de contrôler les dommages sous une excitation sismique donnée, il est raisonnable de tenter de concevoir des structures en utilisant les paramètres de déplacement souhaités sous une intensité sismique de calcul.

Une méthode raisonnable et appropriée qui a été développée au cours des dix dernières années et celle de la conception basée sur le déplacement.

### 1.3 Les Travaux antérieurs :

Dans les dernières décennies, la conception parasismique a été réalisée souvent par la méthode basée sur la force, qui a bien fonctionné dans le but de réaliser une conception sécuritaire. Cependant, l'intérêt croissant en génie parasismique pour les méthodes basées sur les performances a remis en doute la conception basée sur la force. Étant donné que l'objectif principal de ces méthodes est de définir un niveau de dommage sous une intensité sismique donnée, donc toute procédure de conception doit être capable de contrôler de manière fiable les dommages [Kowalsky, 2002].

Afin de surmonter les défauts de la conception basée sur la force, une philosophie de conception appelée «la conception basé sur déplacement " a été introduite par [Qi et Moehle, 1991], qui incluait le déplacement en translation, la rotation et les contraintes dans les critères de base de conception. Cette philosophie est un outil de conception qui permet à l'ingénieur de concevoir une structure avec des performances prévisibles. Un effort de recherche considérable a été consacré à ce domaine.

[Priestley 1993, 2000, 2003] et d'autres chercheurs ont fait la remarque que la force est un mauvais indicateur des dommages et qu'il n'ya pas de relation claire entre la force et le dommage. Ainsi, la force ne peut pas être le seul critère pour la conception. En outre, l'hypothèse d'une valeur forfaitaire du facteur de comportement de la réponse pour une structure n'est pas réaliste, parce que la ductilité dépend de nombreux facteurs, tels que : le degré de redondance, la force axiale, le niveau de ferrailage, la géométrie structurale.

Une procédure de conception connue sous le nom de conception basée sur le déplacement (DDBD) a été développée au cours des dix dernières années [Priestley, 1993; Priestley et Kowalsky, 2000; Priestley, 2003], dans une tentative pour atténuer les insuffisances de la conception basée sur la force.

La procédure est basée sur le spectre de réponse inélastique d'oscillateurs simples et utilise une méthodologie développée par la structure de substitution [Gülkan et Sözen, 1974 ; Shibata et Sözen, 1976]) pour une structure inélastique de plusieurs degrés de liberté par une structure équivalente un seul degré de liberté.

Une évaluation détaillée de la méthode en termes de simplicité, d'adaptation, d'exécution et de la précision a été faite par [Sullivan, 2003] et il a conclu que la conception basée sur le déplacement est simple à appliquer et qu'elle est adaptée pour traiter les lacunes de la conception basée sur la force (méthode conventionnelle).

Priestley et ses collaborateurs [Priestley et al, 2007] ont précisé un état limite de performance pour différents niveaux, et ont également proposé un projet de code concernant la conception basée sur le déplacement.

### **1.4 Objective:**

Ce projet s'inspire d'une recherche effectuée à ROSE SCHOOL pour évaluer et améliorer la conception parasismique basée sur les déplacements. Il a pour objectif d'acquérir la maîtrise de la méthodologie en retrouvant les résultats obtenus par le groupe italien [Priestley, 1993 et Priestley, 2003] et ses Co-travailleurs, [Alvarez Botero, 2004] et [Ortiz Restrepo, 2006] dans l'application de la conception basée sur le déplacement (DDBD) aux ponts en béton armé de configurations régulières et irrégulières soumis à des excitations sismiques transversales.

Dans les chapitres suivants on fera une présentation de la méthodologie de la conception basée sur le déplacement, puis on appliquera le principe de l'approche à des ponts réguliers et irréguliers.

### **2.5 Méthodologie :**

La conception basée sur le déplacement est une approche qui se base sur la réponse inélastique du système. Les forces sont obtenues à partir d'un niveau de performance souhaité. L'objectif de cette procédure est de concevoir une structure qui permettrait d'atteindre un état-limite de performance donné sous une intensité sismique donnée [Priestley, 2003]

Cette approche peut être définie comme une approche du spectre de réponse basée sur la méthodologie qui utilise la structure de substitution développée par [Shibata et Sozen, 1976] pour modéliser un système inélastique par un système élastique équivalent. Elle combine l'analyse statique non linéaire d'un système à plusieurs degrés de liberté à l'analyse spectrale d'un système à un degré de liberté (1DDL).

Le système à un degré de liberté est représenté par sa rigidité effective, sa masse et par son amortissement visqueux équivalent. Puisque la structure équivalente est élastique, sa réponse est calculée à l'aide d'un spectre de réponse élastique pour un taux d'amortissement élastique ( $\varepsilon_e = 5\%$ ).

L'approche de déplacement dépend également de la période comme la méthode des forces, mais elle utilise la rigidité effective au niveau du déplacement maximum au lieu d'utiliser la rigidité initiale pour calculer la réponse de la structure. Voir figure (2.1)

Le but de cette procédure est de calculer l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement cible donné et en fonction du niveau de ductilité qui peut être estimé à partir de la géométrie de l'élément structural.

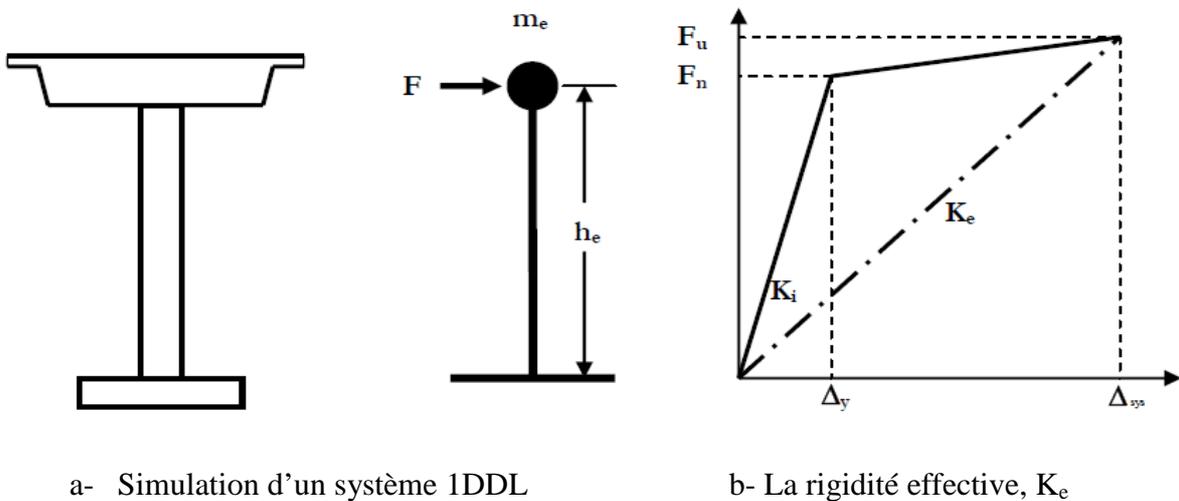


Figure 2.1 Principe de l'approche déplacement

## 2.6 Le comportement sismique du pont:

La modélisation du pont dépend beaucoup de la direction d'excitation du séisme. On générale les piles de ponts sont analysées pour les chargements sismiques selon les deux directions orthogonales, (longitudinales et transversales).

La réponse longitudinale pour des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu est relativement simple parce que le déplacement est le même pour toutes les piles. Les détails de la procédure longitudinale ont été élaborés sous une forme complète et décrits en détail [Priestley et al, 2007].

D'autre part, la réponse transverse du pont à plusieurs travées, dans de nombreux cas est moins critique que la réponse longitudinale, est plus complexe. En conséquence, la procédure transversale a été profondément étudiée au cours de ce projet.

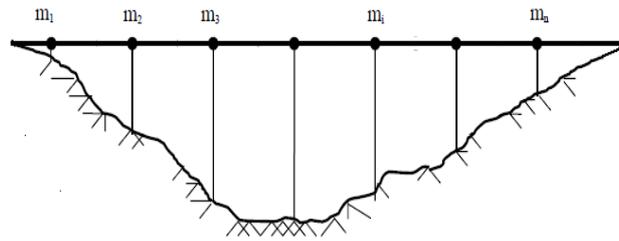


Figure 2.2 Modèle d'un tablier suivant à un séisme transversal

### 2.6.1 Calcul du déplacement élastique : (Yield displacement)

Dans le cas d'un système à un seul fût, le déplacement élastique est calculé pour deux raisons ; d'abord définir un déplacement cible de dimensionnement ( $\Delta_i$ ) pour un état de déformation bien défini, et la deuxième raison c'est définir un déplacement ductile qui sera utilisé pour calculer l'amortissement visqueux équivalent.

Les résultats analytiques indiquent que la courbure à la limite élastique (the yield curvature) pour les éléments structuraux en béton armé, dépend surtout de la déformation longitudinale élastique de l'acier ( $\varepsilon_y$ ) et de la section de la pile. La formule suivante donne la courbure élastique ( $\phi_y$ ) pour les piles à section circulaire [Priestley, 2003] :

$$\phi_y = \frac{2.25\varepsilon_y}{D} \quad (2.1)$$

$\varepsilon_y$  : La déformation longitudinale élastique de l'acier, et donnée par :

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}, \quad (2.2)$$

$f_y$  : La limite d'élasticité d'acier (steel strength).

$E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.

$D$  : Diamètres des piles.

Le déplacement élastique est calculé par l'équation suivante :

$$\Delta_y = \phi_y \cdot \frac{H_e^2}{3} \quad (2.3)$$

$H_e$  : Hauteur effective des piles qui considère la longueur plastique [Priestley et al 1996] et peut être calculée par l'équation (2.4) :

$$H_e = H + L_{sp} \quad (2.4)$$

$$\Delta_y = \frac{2.25\varepsilon_y}{3D} \times (H + L_{sp})^2 \quad (2.5)$$

$H$  : Hauteur des piles.

$L_{sp}$ : Longueur de pénétration des déformations au pied de la pile. Sa formule est donnée par [Priestley, 2003]

$$L_{sp} = 0.022f_y d_{bl} \quad (m) \quad (2.6)$$

$d_{bl}$  : Diamètre longitudinal des aciers.

### 2.6.2 Estimation du déplacement cible: (Design Target displacement)

Le déplacement cible est estimé en fonction de l'état de limite de performance retenu et en fonction des considérations structurales ou non-structurales sont les plus critiques. Pour des ponts, en l'absence des composants non-structuraux, le déplacement cible est estimé en limitant la déformation du matériau, étant donné que les dommages sont liées aux déformations des éléments structuraux, tout en se protégeant contre les modes de rupture indésirables tels que : la rupture par cisaillement, le flambement des barres longitudinales, l'écrasement de béton par manque de confinement, la fatigue des armatures de ferrailage, etc.

Les dommages aux éléments structuraux peuvent être représentés par l'angle de la corde (drift). L'équation suivante estime le déplacement limite ultime.

$$\Delta_u = \text{Drift} * H \quad (2.7)$$

Le déplacement cible pour des différentes masses est obtenu en utilisant l'équation suivant :

$$\Delta_i = \varphi_i \times \left( \frac{\Delta_{uc}}{\varphi_{ic}} \right) \quad (2.8)$$

Où  $\varphi_{ic}$ : La forme de la déformée de dimensionnement critique.

$\Delta_{uc}$ : Déplacement limite ultime critique.

Ayant un champ de déplacement de conception initial ( $\Delta_i$ ), le déplacement du système est calculé à partir de l'équation (2.9) qui est basée sur la condition que le travail effectué par l'oscillateur simple équivalent (IDDL) est équivalent au travail effectué par l'oscillateur multiple (PDDL), [Calvi, et al, 1995].

$$\Delta_{sys} = \frac{\sum(m_i \Delta_i^2)}{\sum(m_i \Delta_i)} \quad (2.9)$$

Ayant le déplacement élastique ( $\Delta_y$ ) et le déplacement cible ( $\Delta_i$ ), la ductilité est calculée par l'équation suivante :

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_{sys}}{\Delta_y} \quad (2.10)$$

### 2.6.3 Amortissement visqueux équivalent :

C'est un paramètre clé qui permet de linéariser la réponse sismique inélastique, utilisant le principe de la structure de substitution. L'amortissement visqueux équivalent, ( $\varepsilon_{eq}$ ), est considéré comme la somme de l'amortissement élastique, ( $\varepsilon_{el}$ ), et la dissipation d'énergie en

raison du comportement non linéaire du pont, c.à.d. l'amortissement hystérétique ( $\varepsilon_{\text{hyst}}$ ) [Priestley et al, 2007]. Pour une structure en béton armé le taux d'amortissement critique est pris égal à 5%.

$$\varepsilon_{\text{eq}} = \varepsilon_{\text{el}} + \varepsilon_{\text{hyst}} \quad (2.11)$$

### **a-Amortissement élastique:**

La composante élastique de l'amortissement visqueux équivalent représente une dissipation de l'énergie causée par des phénomènes complexes et variés tels que : la conformité des fondations, la non-linéarité du comportement de la fondation, l'amortissement radiatif, l'interaction sol-structure, l'interaction avec les éléments non-structuraux, et d'autres mécanismes similaires.

Comme il est très difficile d'estimer la dissipation de l'énergie due à ces mécanismes à partir des dimensions structurelles, donc à partir d'amortissement des matériaux, il est utile d'estimer la force d'amortissement soit en proportion avec la raideur ou la masse ou une combinaison des deux pour un système à plusieurs degrés de liberté (amortissement de Rayleigh), soit en proportion avec la racine carrée du produit de la masse par la rigidité pour un système à un degré de liberté.

La loi de comportement non linéaire de la structure réelle est remplacée par un comportement viscoélastique linéaire équivalent caractérisé par la rigidité sécante correspondant au déplacement maximum et par l'amortissement visqueux équivalent.

Le taux critique d'amortissement élastique est estimé à 5%. Il faut signaler qu'un facteur de correction est nécessaire selon qu'on utilise la rigidité initiale ou de la rigidité tangente [Grant et al 2004].

Le facteur de correction pour la composante élastique peut être calculé en utilisant l'équation suivante :

$$k = \mu^{\varnothing} \quad (2.12)$$

Où  $\mu$  est le déplacement ductile, et  $\varnothing$  est un facteur qui dépend du modèle d'hystérésis utilisé et le taux d'amortissement élastique. Pour le modèle de Takeda en utilisant la rigidité tangente et un amortissement élastique, par conséquent le facteur  $\varnothing$  vaut -0.378.

### **b-Amortissement hystérétique :**

L'amortissement hystérétique représente la deuxième composante de l'amortissement visqueux équivalent d'un système non linéaire. Il a été introduit par [Jacobsen, 1930, 1960] en égalisant l'énergie absorbée par l'hystérésis en régime harmonique permanent pour un niveau de déplacement donné à l'énergie dissipée par l'amortissement visqueux équivalent de la structure de substitution.

Puisque cette formulation est basée sur la rigidité sécante pour une réponse maximale, elle est compatible avec le principe de caractériser la structure par sa rigidité et par son amortissement au niveau de la réponse maximale.

La linéarisation du comportement d'hystérésis au niveau du déplacement maximale sous excitation sismique, conduit à une surestimation de l'amortissement équivalent dans le cas des systèmes à grande absorption d'énergie comme le comportement élasto-plastique ou bien le comportement bilinéaire [Chopra, 2001].

Grant et ses collaborateurs [Grant et al, 2005] ont proposé un amortissement hystérétique qui dépend de la période et le déplacement ductile. Cette relation a été calibrée pour un grand nombre de modèles d'hystérésis de façon à obtenir un déplacement maximum identique à celle de l'analyse temporelle inélastique sous un ensemble d'accélérogrammes artificiels compatibles avec les spectres de réponse de CALTRANS. La relation est donnée par l'équation suivante :

$$\varepsilon_{\text{hyst}} = a \left(1 - \frac{1}{\mu^b}\right) \left(1 + \frac{1}{(T_{\text{eq}}+c)^d}\right) \quad (2.13)$$

Avec  $a, b, c, d$  : sont des constantes qui dépendent de la modèle hystérétique utilisée.

On peut calculer l'amortissement visqueux équivalent en fonction du déplacement ductile selon la formule proposée par [Grant et al ,2005] qui est valable dans le cas où l'amortissement élastique ( $\varepsilon_{\text{el}}$ ) est proportionnelle à la raideur tangente.

En particulier pour le modèle hystérétique de dégradation de la rigidité de Takeda, qui est généralement utilisé pour représenter la ductilité des colonnes en béton armé, on propose l'équation suivante:

$$\varepsilon_i = \mu_{\Delta}^{\emptyset} \cdot 0.05 + a \left(1 - \frac{1}{\mu_{\Delta}^b}\right) \left(1 + \frac{1}{(T_{\text{eq}}+c)^d}\right) \quad (2.14)$$

Tel que :  $\emptyset = -0.378, a=0.215, b=0.642, c=0.824, d=6.444$ .

Le problème dans l'utilisation de l'équation (2.14), c'est qu'au début de la conception la période sécante est inconnue, ce qui nécessite des itérations pour obtenir l'amortissement hystérétique [Grant et. al. 2005].

Pour éviter cette procédure itérative, et comme il est prudent d'utiliser amortissement moins élevé, on adopte une équation simplifiée de l'amortissement qui ne dépend pas de la période effective. [Priestley ,2007] propose une équation pour une même modèle d'hystérésis, dans laquelle on ignore : la partie de l'amortissement hystérétique dépendant de la période et la partie de l'amortissement élastique dépendant du facteur de correction proposé par [Grant et. al. 2005]. Généralement, il est très rare d'avoir des périodes effectives inférieures de 1 s pour les structures courantes telles que les ponts. Donc une nouvelle formule est développée en fonction de l'amortissement élastique et en fonction du déplacement ductile :

$$\varepsilon_{\text{eq}} = 0,05 + 0,444 \times \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi}\right) \quad (2.15)$$

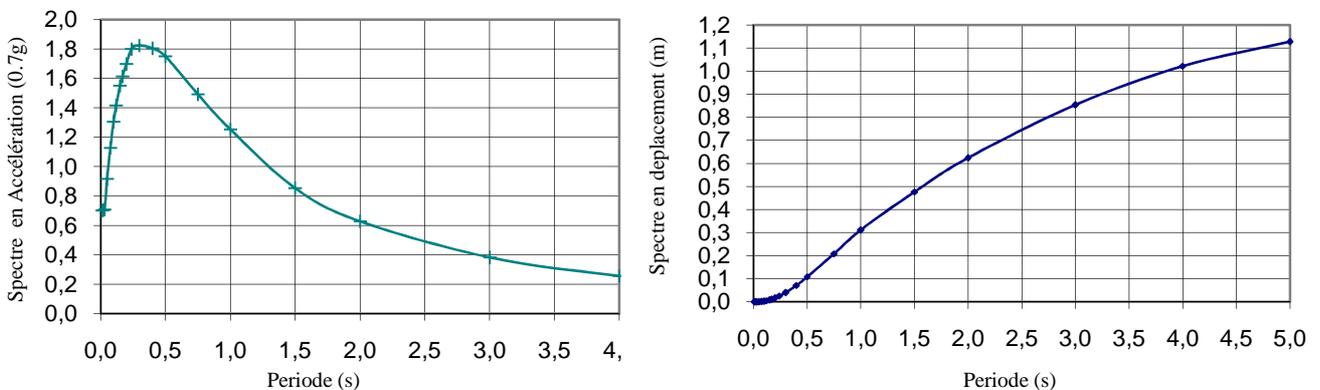
### 2.6.4 Conception du spectre de déplacement :

L'utilisation du spectre de déplacement est nécessaire pour calculer la période sécante correspondant au déplacement maximal et l'amortissement visqueux équivalent. On note que la conversion de spectre réglementaire d'accélération  $S_a(T)$  en spectre de déplacement  $S_d(T)$  se fait par une simple multiplication par  $\left(\frac{T}{2\pi}\right)^2$ .

Des recherches récentes [Faccioli et al, 2004; Tolis et al, 1999; Bommer, 1999] définissent une description physiquement plausible du spectre de déplacement dans une gamme de période très longue (jusqu'à 10s) pour [EC8, 2004], en utilisant des enregistrements sismiques de haute précision provenant de diverses régions du monde (Taiwan, Japon, Italie et Grèce).

[Eurocode8] donne le spectre de déplacement pour une magnitude de moment sismique  $M_w=6.1$ ; le coin qui plafonne ce spectre se situe à la période  $T=2.0s$ . Dans ce projet, tous les ponts sont tellement flexibles que leurs périodes sécantes équivalentes dépassent cette limite. Par conséquent, une magnitude de moment  $M_w=8.0\pm 0.25$  sera considérée de façon à avoir une période de coin  $T=4.0s$ .

Tous les ponts sont supposés fondés sur des dépôts de sables denses à moyennement denses, de graviers ou d'argiles raides, profonds de plusieurs dizaines à plusieurs centaines de mètres, ce qui correspond au type de site « C » dans [EC8]. L'accélération maximum du sol (PGA) est considérée égale à 0.7g. La forme modifiée du spectre de [EC8] pour un taux d'amortissement égale à 5% est montrée dans la figure 2.3.



**Figure 2.3 Spectres de réponse élastique (accélération et déplacement) pour un amortissement de 5% (magnitude  $M_w=8.0\pm 0.25$ ,  $PGA=0.7g$  et Sol de type C)**

Une fois que le déplacement de conception de système et l'amortissement visqueux équivalent sont bien définis, la période effective «  $T_{eff}$  » correspondant au déplacement maximal est calculée à partir du spectre de déplacement élastique (Voir la figure 2.4)

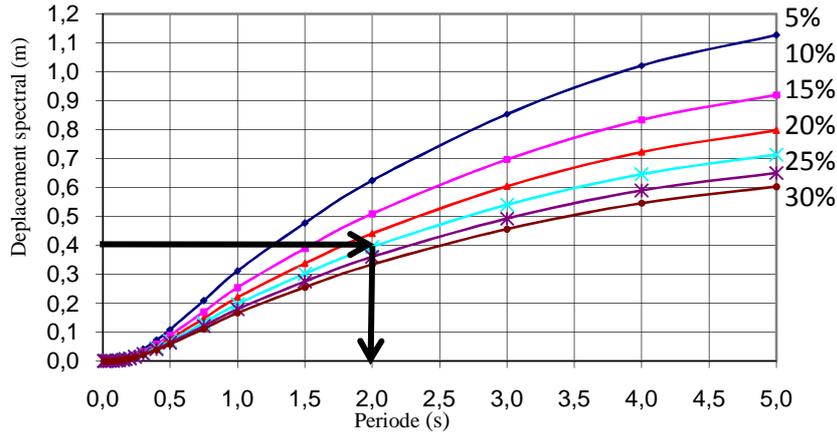


Figure 2.4 Evaluation de la période effective par l'approche déplacement

Afin de calculer le spectre de déplacement pour un taux d'amortissement différent de 5%, un facteur de correction, valable pour les séismes en champs lointains, est donné par l'équation suivante ;

$$\Delta_{T,\varepsilon} = \Delta_{T,5} \cdot \left(\frac{10}{5+\varepsilon}\right)^{0.5} \quad (2.16)$$

Où  $(\Delta_{T,5})$  et  $(\Delta_{T,\varepsilon})$  représentent respectivement les déplacements spectraux pour des amortissements à (5%) et ( $\xi\%$ ).

### 2.6.5 L'effort tranchant à la base:

La période effective est estimée à partir du déplacement de conception de système adaptée en fonction de l'amortissement visqueux équivalent en utilisant l'équation (2.16), correspondant au déplacement maximum calculé par l'équation (2.9), comme le montre la figure 2.4.

La rigidité effective «  $K_{\text{eff}}$  » du système équivalent à un degré de liberté (1DDL) correspondant au déplacement maximum, est calculée à partir de l'équation suivante :

$$K_{\text{eff,sys}} = \frac{4 \times \pi^2 \times M_{\text{eff}}}{T_{\text{eff}}^2} \quad (2.17)$$

$M_{\text{eff}}$  : la masse effective de la structure au mode de vibration fondamental, est calculée comme suit :

$$M_{\text{eff}} = \frac{\sum(m_i \Delta_i)}{\Delta_{\text{sys}}} \quad (2.18)$$

Ayant la rigidité effective, la force de cisaillement à la base est calculée par l'équation suivante :

$$V_B = K_{\text{eff}} \times \Delta_{\text{sys}} \quad (2.19)$$

Pour un système à un degré de liberté (1DDL) la procédure se termine ici.

### 2.7 En résumé :

Une structure soumise à un violent séisme est sollicitée au-delà du domaine élastique et se comporte de manière fortement non linéaire.

Des séismes survenus récemment ont relevé l'insuffisance des méthodes simplifiées (analyse linéaire équivalente corrigée pour prendre en compte les aspects d'un comportement non-linéaire), qui déterminent d'abord l'effort sismique susceptible d'être appliqué, puis procède à une vérification des déplacements de la structure.

Plusieurs hypothèses fondamentales de la méthode basée sur la force ont été trouvées contradictoires avec le comportement réel de la structure à savoir:

- L'utilisation d'une force réduite conduit à une sous estimation du déplacement réel de la structure et par suite à un mauvais comportement de cette dernière lors d'un séisme.
- La force de dimensionnement réduite est égale à la force de première plastification. Par contre si la ductilité de la zone critique est convenablement conçue, la structure peut avoir un comportement inélastique sans perte de résistance.

La complexité des méthodes d'intégration temporelles a poussé à l'émergence d'une troisième voie, celle des méthodes d'analyses statiques non-linéaires. Ces approches combinent une analyse statique non-linéaire et une analyse par spectre de réponse.

L'approche basée sur le déplacement (DDBD) est une procédure moderne de conception dépendant de la période fondamentale de vibration, tout comme la conception traditionnelle basée sur la force, mais elle utilise la rigidité sécante au niveau du déplacement élastique maximum à la place de rigidité initiale pour calculer la réponse de la structure.

Dans cette procédure de conception, les structures sont conçues pour atteindre un déplacement cible de dimensionnement sous un niveau d'intensité sismique, plutôt que d'atteindre un déplacement inférieure à un déplacement déterminé.

Une structure dimensionnée de manière conventionnelle devra être plus résistante que la même structure dimensionnée en capacité. Cependant la grande résistance des structures dimensionnées conventionnellement n'est pas un gage de niveau de sécurité plus élevé. Bien au contraire, étant donné qu'aucune règle de construction n'est imposée et surtout que les ruptures non-ductiles ne sont pas exclues, donc le niveau de sécurité est moindre.

On note aussi que, la première partie de la procédure de conception nécessite la détermination des caractéristiques équivalentes de la structure de substitution (1DDL) en termes de masse équivalente, d'amortissement équivalent et de déplacement de conception.

Une fois qu'on détermine ces caractéristiques, le calcul de l'effort tranchant à la base se fait pour une structure de substitution.

Les étapes suivantes dans la procédure de calcul est la distribution de l'effort tranchant à la base, ( $V_B$ ), en tant que force d'inertie, sur les différentes masses discrétisées (1DDL) de la structure, afin de calculer les moments fléchissant au niveau des rotules plastique. En supposant que la déformée du tablier est sinusoïdale, l'effort tranchant à la base, ( $V_B$ ), doit être répartie proportionnellement aux masses et aux déplacements au niveau de chaque DDL.

Par suite, l'analyse sous force sismique distribuée est simple, mais une étude attentive doit être faite. Afin d'être compatible avec la réponse de la structure de substitution, les raideurs des éléments devraient être représentées sous forme de raideurs sécantes comme montre la figure 3.1.

La particularité de l'approche de conception basée sur le déplacement et son application à plusieurs systèmes structuraux peuvent être trouvée dans [Priestley et al, 2006].

Dans le prochain chapitre, la procédure de conception basée sur le déplacement est systématiquement examinée pour les ponts continus sous excitation sismique transversale.

## 3. L'approche déplacement pour des ponts continus sous séisme transversal

### 3.1 Conception basée sur déplacement pour des ponts continus:

La conception parasismique des ponts couvre essentiellement sur les actions horizontales sismiques qui sont principalement reprise par les culées et par la flexion des piles. Les règles de la conception parasismique sont destinées à guider la conception d'un pont de manière à ce qu'il réponde le mieux possible aux excitations sismique.

Les sollicitations sismiques doivent être absorbées par des déformations élastiques et plastiques (rotule plastique) se limitant aux piles du pont ; ces rotules plastiques conduisent à des dimensionnements plus économiques et permettent d'assurer les accessibilités pour le contrôle et les réparations.

### 3.2 Configuration des ponts réguliers et irréguliers:

On définit un pont régulier comme étant un pont dans lequel le centre de masse (C.M) coïncide avec le centre de pression (C.P). Dans ce cas, la réponse sismique dépend uniquement du mode de vibration en translation

Et un pont irrégulier est défini comme étant un pont dans lequel le centre de masse (C. M) ne coïncide pas avec le centre de pression (C.P). Dans ce cas, la réponse sismique dépend de la combinaison entre les deux modes de translation et de rotation.

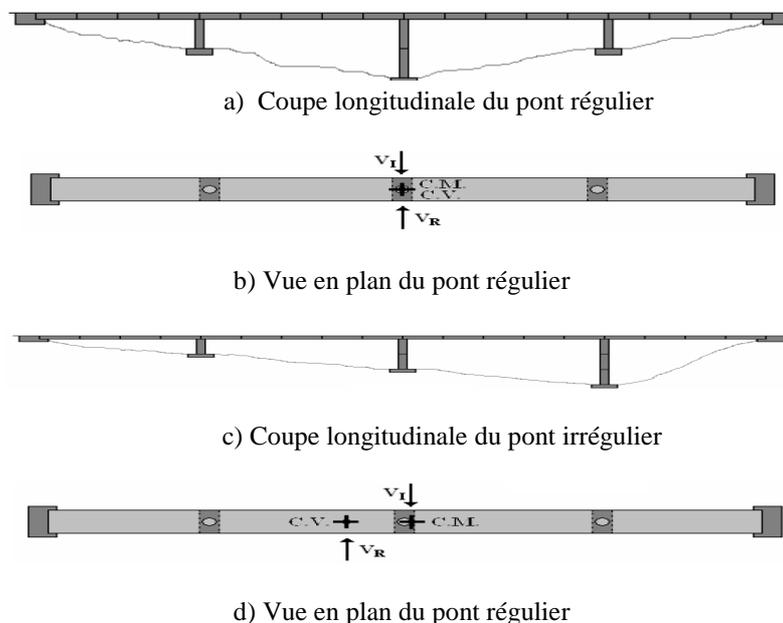


Figure 3.1 Pont régulier et irrégulier

Comme la conception basée sur le déplacement dépend de la forme du premier mode inélastique, son précision dépendra des similitudes entre les deux formes du mode fondamentale élastique et inélastique pour les deux cas de ponts (réguliers et irréguliers).

Il faut prendre des précautions dont le cas où, les formes du mode fondamental élastique et inélastique sont très différentes. Des recherches antérieures ont montré que selon le niveau sismique considéré, la forme parabolique du mode inélastique peut se développer ou non, et par conséquent son comportement peut rester élastique.

#### **3.3 Procédure de dimensionnement:**

Le principe général de la conception basée sur le déplacement a été examiné dans le chapitre précédent (2). Toutefois, certaines questions spécifiques doivent être soigneusement examinées au cours de la procédure. Telle que la forme de la déformée qui est une fonction de la rigidité relative entre les colonnes, les culées et le tablier du pont.

La résistance à l'excitation sismique transversale est principalement apportée par la flexion des piles qui sont conçues pour répondre d'une manière inélastique et si les culées fournissent une certaine retenue (appui) vis-à-vis des déplacements transversaux, il y aura flexion de la superstructure. Dans la pratique, on préfère une conception élastique du tablier du pont sous une excitation sismique.

Par conséquent, les forces d'inertie sismiques au niveau du tablier sont reprises par deux chemins de charge différents. Une partie de la charge est transmise aux fondations des piles par l'intermédiaire de la flexion inélastique des colonnes et le reste est transmis aux culées par la flexion élastique de la superstructure.

Au début de la procédure de dimensionnement, la portion de charge supportée par les deux chemins est inconnue. Elle dépend fortement de la raideur effective des colonnes, de la raideur du tablier, ainsi que du degré de charge repris par les culées. Étant donné que les raideurs des colonnes sont également inconnues au début du processus de dimensionnement, donc une procédure itérative est nécessaire.

Dans la procédure de calcul, nous discrétisons les masses du tablier au sommet des piles et des culées. Une partie des masses des colonnes et des chevêtres peut également être regroupées au sommet, suite des recommandations formulées dans [Priestley et al, 1996].

La procédure de dimensionnement basée sur le déplacement pour les structures de pont à plusieurs degrés de liberté peut être récapitulée dans les étapes de base suivantes :

- 1) Détermination de la forme de la déformée de dimensionnement.
- 2) Caractérisation et l'évaluation du système équivalent à un degré de liberté (1DDL).
- 3) Application de l'approche de dimensionnement basée sur le déplacement au système 1DDL.
- 4) Détermination et calcul des forces requises au niveau de la colonne.

### 3.3.1 Détermination du profil de déplacement inélastique:

Lorsque l'approche de dimensionnement est appliquée au système à plusieurs degrés de liberté (PDDL), les principaux problèmes sont la définition de la structure de substitution et la détermination du déplacement de dimensionnement. Cependant, la structure de substitution peut être facilement définie en supposant une forme de déformée correspondant à une structure effective. Cette forme de déformée est celle qui correspond au premier mode inélastique sous une excitation sismique.

Représenter la forme de la déformée par le premier mode inélastique de déplacement plutôt que par le mode élastique est compatible avec la caractérisation de la structure par sa rigidité sécante à la réponse maximale [Priestley et al, 2007].

Au cours des dernières années, les efforts de recherche ont été concentrés sur la définition de la conception de la forme de déformée pour différents systèmes structuraux.

Le déplacement de dimensionnement de la structure de substitution dépend du déplacement limite de l'élément critique ( $\Delta_C$ ), qui dépend à son tour de la déformation ou une corde limite spécifiée pour un niveau de performance considéré.

Le pré dimensionnement des éléments structuraux sont souvent estimés à partir de charges non sismiques telles que la charge de gravité, charge de vent, etc.

Ainsi, la distribution de la masse, la section de la pile, les propriétés des matériaux et le spectre de réponse au niveau de risque sismique local, sont connus avant que le calcul sismique ne commence ; nous sommes prêts à commencer la DDBD pour une excitation sismique transversale.

La première étape consiste à définir un champ de déplacement cible compatible avec la géométrie des ponts, et qui atteint un état de déplacement limite correspondant la réponse inélastique des piles ; la pile critique est souvent la pile la plus courte.

Cette forme de déformée est fortement dépendante de la condition au limite au niveau des culées, de la flexibilité relative de la superstructure et des piles, de la distribution de la rigidité des colonnes sur l'ensemble du tablier et de la réponse inélastique des colonnes. Une discussion détaillée peut être trouvée dans [Kowalsky, 2006].

Il est évident que sera difficile de définir exactement le profil de déplacement au début du processus de conception et que cela nécessite donc une certaine itération.

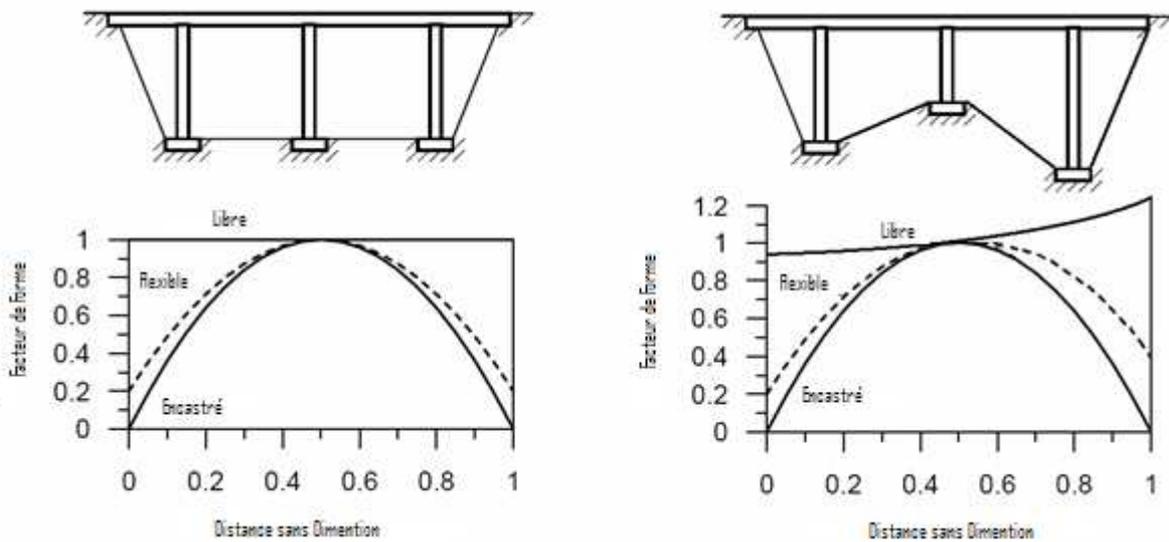
[Kowalsky, 2000] propose une approche pas-à-pas pour obtenir la forme déformée de dimensionnement d'un pont à plusieurs travées, en utilisant les liaisons effectives avec la pile et les critères de déplacement limite aux culées.

L'objectif est d'obtenir une forme déformée dans laquelle au moins une pile ou culée atteint le niveau souhaité de déformation, et où le déplacement de dimensionnement de la structure de substitution atteint un coin du spectre de déplacement.

Les étapes suggérées sont les suivantes:

- Évaluer les formes modales en se basant sur la réponse maximale à la rigidité sécante de la colonne et de la culée. Il est bien accepté d'assumer que la superstructure se comporte d'une manière élastique et d'utiliser ses propriétés élastiques.
- Évaluer les facteurs de participations modaux et évaluer probablement la forme de la déformée, en fonction de plusieurs modes, en particulier pour des ponts irréguliers en utilisant les règles classiques de SSRS (square-root-sum-of-squares) ou CQC (Combinaison quadratique complète).
- l'utilisation de l'état de déplacement limite pour chaque élément permet d'obtenir le champ du déplacement cible. Chaque champ de déplacement cible est compatible avec la forme déformée obtenue et les critères de déplacement limite. Pour chaque pile on extrapole les champs de déplacement cibles de chaque pile.

La figure suivante montre les formes de déformée transversales possibles pour les deux configurations de pont et pour différentes conditions aux limites au niveau des culées.



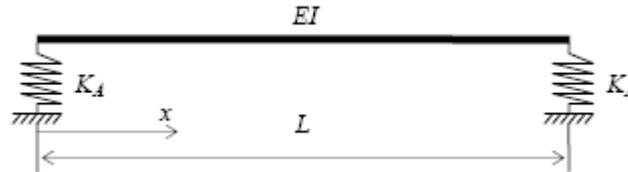
(a) Hauteur identique des piles

(b) Hauteur différent des piles

Figure 3.2 Déformées transversales possibles pour des ponts continus.

D'autre part, [Priestley et Calvi, 2003] ont adopté une approche plus pragmatique. Ils considèrent une forme parabolique de la déformée entre les culées pour réduire l'effort de calcul de l'approche du Kowalsky.

Dans ce projet on adopte une approche simplifiée qui permet d'utiliser la forme du premier mode élastique du tablier du pont comme une première approximation du profil de déplacement du pont. Cette forme peut être estimée comme une forme demi-sinusoïdale [Alfawakhiri et al, 2000], basée sur un modèle de poutre simplement appuyée, comme le montre la figure suivante :



**Figure 3.3 Poutre simplement appuyée sur des ressorts élastique**

L'équation de la forme de déformée est donnée par :

$$\varphi_i(x) = \frac{\sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) + \pi^3 B}{1 + \pi^3 B} \quad (3.1)$$

$$B = \frac{EI}{K_A L^3} \quad (3.2)$$

Avec :

E : Module élastique du tablier, I : Moment d'inertie transversal du tablier, EI : Rigidité flexible du tablier, KA : Rigidité élastique des culées dans le sens transversale, L: Longueur total du pont.

Bien que cette relation soit valable pour des ponts à une travée, elle est utilisée comme première approximation de la forme du premier mode inélastique du pont à plusieurs travées en ignorant les rigidités individuelles des piles.

Il est important de noter que la pile critique peut changer sa position, si la forme supposée de la déformée n'est pas suffisamment proche du mode fondamental de vibration inélastique sous l'excitation sismique donnée.

### **3.4 Les caractéristiques du système équivalent à un degré de liberté (1DDL):**

Les principales propriétés requises pour caractériser un système à plusieurs degrés de liberté (PDDL) comme un système équivalent à un seul degré de liberté (1DDL) sont les suivantes : le déplacement de dimensionnement du système  $\Delta_{sys}$ , l'amortissement équivalent du système  $\varepsilon_{sys}$  et la masse effective du système  $M_{eff}$ .

### 3.4.1 Le déplacement de dimensionnement du système :

La pile critique est celle qui est la plus proche de son état limite ultime, c'est à dire celle dont le rapport du déplacement ultime sur la forme de déformée convenable est minimum. Ce rapport permet par la suite de calculer le champ de déplacement cible, qui doit être compatible avec la géométrie du pont. Le champ de déplacement est alors donné par l'équation suivante :

$$\Delta_i = \varphi_i \times \left( \frac{\Delta_{uc}}{\varphi_c} \right) \quad (3.3)$$

Le champ de déplacement cible final est susceptible de provoquer qu'une ou deux piles atteignent leurs déplacements limites. Cependant, la détermination des déplacements limites pour tous les éléments est nécessaire afin d'identifier la colonne critique. Normalement, la plus courte colonne gouverne le choix du champ de déplacement.

Selon les travaux menés par [Calvi et al, 1995], basés sur le travail initial de [Biggs, 1964], le déplacement de dimensionnement du système,  $\Delta_{sys}$ , est calculé à partir du principe de conservation d'énergie, qui stipule que le travail effectué par la structure de substitution est égal au travail effectué par la structure effective, résultant de l'expression suivante :

$$\Delta_{sys} = \frac{\sum(m_i \Delta_i^2)}{\sum(m_i \Delta_i)} \quad (3.4)$$

$m_i \Delta_i$  : sont les masses et les déplacements en  $i^{\text{ème}}$  degré de liberté. Les masses sont localisées au sommet des piles.

### 3.4.2 La masse effective du système équivalent :

La masse effective est définie comme la masse participant au mode fondamental de vibration inélastique. Elle peut être obtenue en utilisant l'équation suivante :

$$M_{eff} = \frac{\sum(m_i \Delta_i)}{\Delta_{sys}} \quad (3.5)$$

### 3.4.3 Amortissement équivalent du système:

L'amortissement équivalent du système peut être obtenu à partir d'une combinaison de l'énergie dissipée par différents mécanismes lors d'une excitation sismique.

Certaines approches [Kowalsky, 2002] suggèrent de faire une moyenne pondérée de l'amortissement sur la base du travail effectué par chaque degré de liberté.

Une autre façon qui a été utilisée pour pondérer l'amortissement de l'élément est basée sur la proportion de la charge reprise par les piles, tel qu'il est exprimé dans l'équation (3.6), ce qui donne une estimation raisonnable de l'amortissement du système effectif dans un dimensionnement préliminaire.

$$\varepsilon_{\text{sys}} = \frac{\sum(V_i \varepsilon_i)}{\sum(V_i)} \quad (3.6)$$

Cependant, les formes précédentes de calcul de l'amortissement du système ne tiennent pas compte de la contribution de l'énergie absorbée à travers la flexibilité du tablier élastique; d'ailleurs, si une forte proportion de la charge est transmise aux culées, leur contribution à l'amortissement du système est sous-estimée.

La dissipation d'énergie aux culées est activée si elles sont déformées. Cependant, la dissipation d'énergie aux culées est limitée pour ne pas avoir une grande influence sur l'amortissement global du système, en particulier pour les ponts relativement importants.

Pour ces raisons susmentionnées, il est suggéré [Priestley et al, 2007] de calculer l'amortissement du système en utilisant l'équation suivante, qui considère explicitement la contribution de l'action élastique du tablier, des culées et le comportement inélastique des piles.

$$\varepsilon_{\text{sys}} = \frac{[(V_{A1}-F_{A1})+(V_{A2}-F_{A2})].\varepsilon_{\text{Deck}}+(F_{A1}+F_{A2}).\varepsilon_A+\sum_{\text{piers}} V_i \varepsilon_i}{\sum_n V_i} \quad (3.7)$$

Où :

$F_{A1}, F_{A2}$ : Les forces sismiques appliquées aux degrés de liberté associés aux culées, et sont calculés en utilisant les équations (3,8) et (3,9).

$V_{A1}, V_{A2}$ : Représente le pourcentage de la force latérale qui est reprise par chaque culée.

$V_i$ : Représente la force de cisaillement au degré de liberté « i ».

$$F_{A1} = V_B \frac{m_{A1} \Delta_{A1}}{\sum_n (m_i \Delta_i)} \quad (3.8)$$

$$F_{A2} = V_B \frac{m_{A2} \Delta_{A2}}{\sum_n (m_i \Delta_i)} \quad (3.9)$$

$V_B$ : La force latérale totale de dimensionnement, calculée par l'équation (3.8)

$m_{A1}, m_{A2}$ : sont les masses associées aux culées.

$\Delta_{A1}, \Delta_{A2}$ : sont les déplacements des culées.

L'amortissement visqueux équivalent pour chaque élément de colonne « $\xi_i$ » est obtenu à partir de la relation entre le déplacement ductile et l'amortissement développée par le modèle hystérique de Takeda. On utilise l'équation (3.10) dans laquelle la dépendance de la période effective est considérée [Grant et al, 2005].

$$\varepsilon_i = \varepsilon_e + \varepsilon_{\text{hyst}} = \mu_{\Delta_i}^{\emptyset} \varepsilon_{el} + a \left( 1 - \frac{1}{\mu_{\Delta_i}^b} \right) \left( 1 + \frac{1}{(T_{eqi}+c)^d} \right) \quad (3.10)$$

Les valeurs, a, b, c et d, ont été préalablement définies au chapitre 3.

Généralement, la période de la structure effective est supérieure à 1 secondes dans ce cas on utilise l'équation proposée par [Priestley et al, 2006].

$$\varepsilon_{\text{eff}} = 0,05 + 0,444 \times \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi}\right) \quad (3.11)$$

Les valeurs du déplacement ductile des colonnes,  $\mu_i$  sont obtenues en divisant le champ du déplacement cible par le déplacement élastique convenable.

A ce stade, il est important de noter que les travaux développés par [Botero Alvarez, 2004], utilisent l'équation (3.12) proposé par [Kowalski, 2002] pour calculer l'amortissement visqueux équivalent.

$$\varepsilon_i = 0.05 + \frac{1 - \left[ (1-r) / \sqrt{\mu_{\Delta_i}} \right]^{-r} \sqrt{\mu_{\Delta_i}}}{\pi} \quad (3.12)$$

Où  $r$  est le rapport entre les raideurs post-élastique et élastique qui varie entre : 0.03-0.05 pour un élément en béton armé.  $r = 0,03$

Dans la figure 3.4, on fait une comparaison entre les équations (3.10), (3.11) et (3.12).

On peut constater que l'équation (3.12) donne des valeurs de l'amortissement équivalent plus grandes que celles des équations (3.10) et (3.11) pour des valeurs de période équivalente supérieures à 0.5 secondes.

➤ **Remarque :**

Dans les résultats de ce travail, on a pris toute les configurations de ponts, et on a comparé les résultats de ces deux équations (3.11). (3.12), on trouve :

A la fin de la procédure, pour une ductilité de déplacement donnée, on remarque une diminution de l'amortissement équivalent du système,  $\varepsilon_{\text{SYS}}$ , due à l'application de la nouvelle équation de l'amortissement, ceci conduit à l'augmentation de la force de cisaillement ( $V_B$ ) dans le système (IDDL), due à la flexibilité des piles, et par conséquent, cela conduit à une augmentation du déplacement cible au système (PDDL) calculé par le processus itératif de conception.

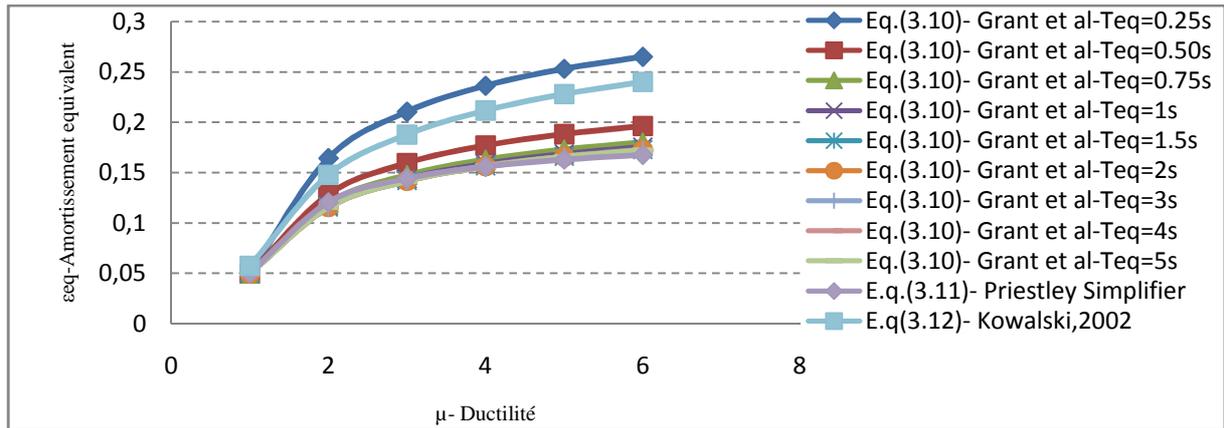


Figure 3.4 Amortissement équivalent pour différents modèles de Takeda

### 3.4.4 Déplacement élastique des piles :

Le déplacement élastique,  $\Delta_y$ , pour une pile en console est donné par l'équation suivante [Priestley, 2003]

$$\Delta_y = \frac{2.25\varepsilon_y}{3D} \times (H + L_{sp})^2 \quad (3.13)$$

### 3.4.5 Forces reprises par les piles et les culées :

À ce stade du calcul, les forces reprises par chaque pile et par les culées ne sont pas connues. Cependant, les valeurs réelles des forces ne sont pas nécessaires et seule la proportion relative est nécessaire pour pondérer les contributions d'amortissement. Une hypothèse initiale de la proportion des forces sismiques totale supportées par la superstructure flexible, SS, transmis aux culées doit être faite, et le reste doit être distribué au niveau des piles.

#### a) Les forces sismiques reprises par les piles flexibles :

Etant donné que, le pourcentage de la force relative des piles est un choix de conception, une solution pratique consisterait à fournir un même rapport d'acier longitudinal et un même diamètre des colonnes et donc la résistance à la flexion est la même à toutes les piles.

Ce choix implique une relation simple entre les résistances des colonnes. Ce faisant, on constate que, si toutes les piles atteignent un déplacement ductile  $\mu_i$  moins que 1, ( $\mu_\Delta < 1$ ), la résistance d'une colonne est inversement proportionnelle à sa hauteur.

$$F \propto \frac{1}{H} \quad (3.14)$$

Le pourcentage résisté par une colonne est donné par l'équation suivante :

$$V_i(\%) = SDF \cdot F_c(\%) \quad (3.15)$$

$F_c(\%)$  : Le pourcentage des forces sismiques totales reprises par les piles flexibles.

SDF : Le facteur de distribution de cisaillement, est calculé selon l'équation suivante :

$$SDF = \frac{1/H_i}{\Sigma(1/H_i)} \quad (3.16)$$

Dans le cas où certaines piles restent élastiques (le déplacement ductile inférieur de 1), c.à.d. la rigidité sécante à la réponse maximum est celle de la rigidité sécante au déplacement élastique  $\Delta_y$ , l'équation (3.16) doit être modifiée de telle façon que, la force au niveau des piles est proportionnelle à la fraction de déplacement ductile sur la hauteur des colonnes, comme le montre l'équation suivante :

$$F \propto \frac{\mu \Delta}{H} \quad (3.17)$$

**a) les forces sismiques reprises par les culées :**

Pour les ponts réguliers, dans lesquels les modes de torsion ne participent pas à la réponse sismique, chaque culée aura la moitié de la force sismique reprise par la superstructure flexible, SS.

Dans le cas des ponts irréguliers, la force sismique reprise par chaque culée peut être calculée en utilisant les équations (3.18) et (3.19) à partir du déplacement de chaque culée.

Comme la déformée initiale est basée sur la forme du premier mode du pont, il est clair que le facteur de distribution de cisaillement, SDF sera égal pour les deux culées à l'étape initiale, mais au cours du processus itératif, il sera modifié en fonction de chaque mise à jour du champ de déplacement cible.

$$SDF_{A1} = \frac{\Delta_{A1}}{\Delta_{A1} + \Delta_{A2}} \cdot SS \quad (3.18)$$

$$SDF_{A2} = \frac{\Delta_{A2}}{\Delta_{A1} + \Delta_{A2}} \cdot SS \quad (3.19)$$

**3.5 Etude du système équivalent 1DDL :**

Après avoir caractérisé le système équivalent 1DDL, la période effective de la structure de substitution est obtenue par le spectre de déplacement, à l'aide un niveau approprié de l'amortissement, et le déplacement de dimensionnement du système convenable. (Voir la figure 3.5)

Le spectre de déplacement élastique pour un niveau d'amortissement requis, peut être obtenu à partir du spectre d'amortissement (5%) (Pour les accélérogrammes normalisés mesurés à moins 10 km de la faille) en utilisant l'équation (3.20) [E.C.8].

$$\Delta_{T,\varepsilon} = \Delta_{T,5} \cdot \left( \frac{10}{5+\varepsilon} \right)^{0.5} \quad (3.20)$$

Où  $\Delta_{T,5}$  est la réponse de déplacement pour un taux d'amortissement (5%).

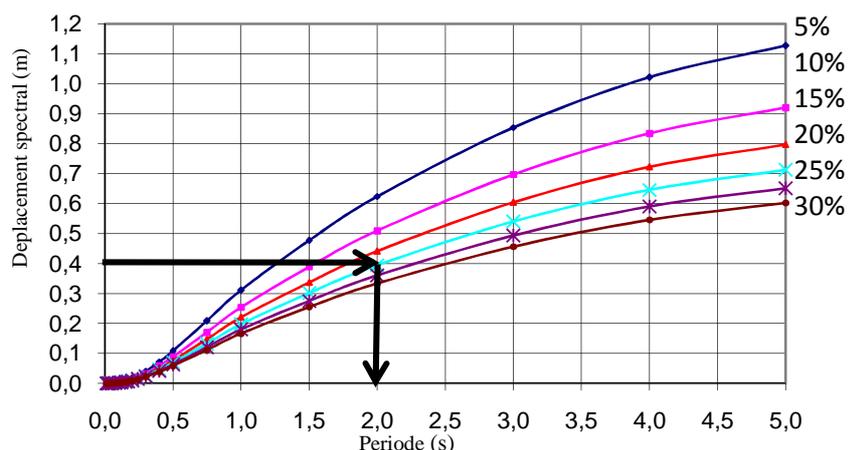


Figure 3.5 Evaluation de la période effective par DDBD

La rigidité effective à la réponse maximale est calculée par l'équation suivante :

$$K_{\text{eff}} = \frac{4\pi^2 M_{\text{eff}}}{T_{\text{eff}}^2} \quad (3.21)$$

L'effort tranchant à la base du système 1DDL, est calculé par :

$$V_B = K_{\text{eff}} \cdot \Delta_{\text{sys}} \quad (3.22)$$

### 3.5.1 La force sismique reprise par les piles :

Les forces sismiques latérales totales nécessitent, maintenant, une distribution au niveau des masses concentrées par l'équation suivante :

$$F_i = V_B \frac{m_i \Delta_i}{\sum (m_i \Delta_i)} \quad (3.23)$$

### 3.5.2 Analyse de la structure sous les forces calculées :

[Priestley et Calvi, 2003] a proposé une stratégie itérative basée sur l'analyse statique linéaire élastique de la structure sous le vecteur des forces de dimensionnement, pour estimer les sollicitations agissant au niveau des rotules plastiques.

Des itérations sont nécessaires parce qu'au début du processus de calcul, on se base sur les hypothèses du champ de déplacement cible et sur la proportion de charge supportée par le comportement élastique de la superstructure flexible.

Ainsi, le processus de calcul se détermine lorsque les hypothèses convergent vers les résultats de l'analyse statique.

Selon le principe de la structure de substitution, les raideurs des éléments devraient être représentées par les raideurs sécantes obtenues à leur déplacement maximal ; elles peuvent être évaluées à partir du rapport de l'effort tranchant retiré par chaque pile et déplacement cible convenable, comme suit :

$$K_{SI} = \frac{V_i}{\Delta_i} \quad (3.24)$$

L'effort tranchant de chaque degré de liberté peut être obtenu en utilisant l'équation suivante :

$$V_i = SDF \cdot V_B \quad (3.25)$$

SDF : le facteur de distribution de cisaillement, calculé par les équations (3.16), (3.18), (3.19).

Une analyse statique du système élastique équivalent, doit être effectuée sous le vecteur des forces sismiques distribuées  $F_i$ , et en utilisant les raideurs effectives des éléments,  $K_{si}$ , obtenues par l'équation (3.24). La figure 3.6, montre le modèle simplifié d'un pont à quatre travées.

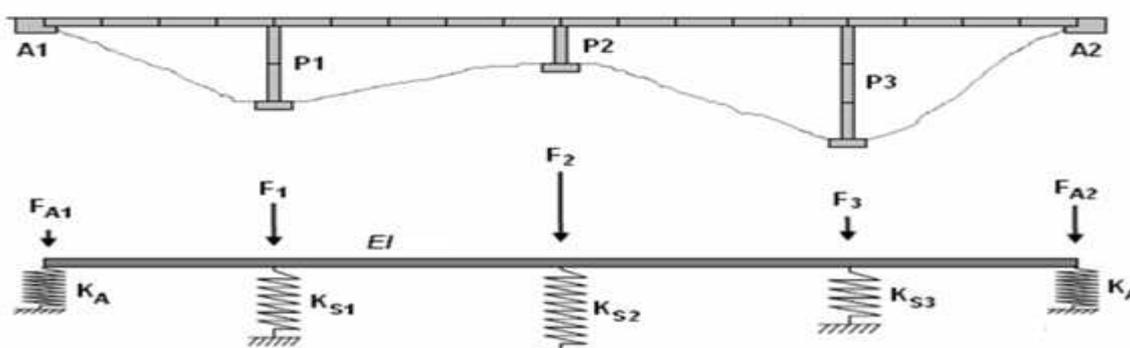


Figure 3.6 Le modèle élastique équivalent du système sous une action sismique transversale

A partir de l'analyse statique du système élastique équivalent, une forme de la déformée du pont est obtenue ainsi qu'un pourcentage des forces reprises par la superstructure flexible, SS. Des itérations peuvent être nécessaires si la forme de la déformée trouvée n'est pas suffisamment proche de l'hypothèse initiale.

En utilisant, pour chaque itération, une nouvelle forme de la déformée et le pourcentage des forces transmises par la superstructure flexible, SS, qui peut être calculé à l'aide de l'addition des réactions aux culées et en la divisant par l'effort tranchant, ( $V_B$ ), le processus est répété jusqu'à la convergence du champ du déplacement cible.

La convergence est normalement obtenue après quelques itérations, et la sollicitation par flexion finale trouvée au niveau de chaque pile, est calculée à partir des valeurs finales de l'effort tranchant transmis par chaque pile, ( $V_i$ ).

### 3.6 Le choix de la section des piles :

L'estimation du diamètre des piles est basée sur le dimensionnement du pont qui peut être modifié selon les résultats préliminaires de conception. Le choix du diamètre qui peut fournir la résistance des piles est obtenu à l'aide d'un intervalle du rapport de ferrailage variant de 0,5% à 4% [Priestley, et al, 1996]. Les piles de diamètres: 2.2, 2.5, 2.7, 3m, sont étudiées. La

figure 5.6 montre les diagrammes l'interaction des piles obtenus à l'aide de l'utilisation du rapport de ferrailage minimal et maximal (0.5% à 4%) par l'application du logiciel USC\_RC.

Ce logiciel à été utilisé pour la détermination du diagramme d'interaction de la force axial-moment de la section de la colonne. Les résultats d'analyse sont affichés dans la figure 3.7

Notez que, l'objectif est d'obtenir un rapport de ferrailage des piles entre ces deux limites. Cependant, pour certains cas, le rapport de ferrailage aura des valeurs supérieures à la limite maximale (4%) et pour d'autres cas, le rapport de ferrailage aura des valeurs inférieures à la limite minimale (0.5%), dans ces deux cas les coffrages seraient insuffisants pour fournir la résistance nécessaire. On a ignoré le rapport de ferrailage dans les cas qui dépassent les deux limites.

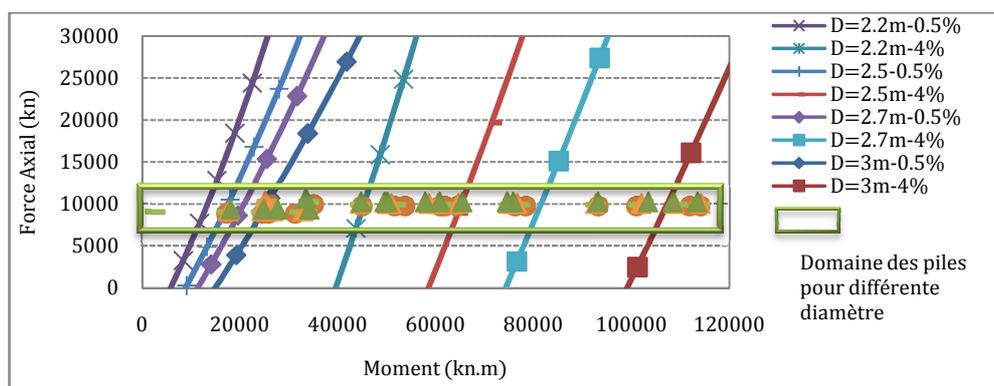


Figure 3.7 Diagramme d'interaction pour les piles, H=13m

### 3.7 Notes additionnelles:

La procédure itérative est illustrée dans l'organigramme de la figure (3.7), a été programmé sur MATLAB, ou n'importe quel autre logiciel de programmation.

Le critère de convergence est basé sur le champ du déplacement cible, donc une bonne hypothèse initiale réduit le nombre d'itérations. Une application de la procédure par des calculs manuels est également susceptible d'être faite. Une bonne approximation préliminaire de la forme déformée peut être obtenue en utilisant le modèle d'une poutre simplement appuyée reposant sur des ressorts élastiques.-Pour une première itération, l'estimation du pourcentage des forces sismiques reprises par les culées est égale 50%.

### 3.8 Résumé :

Avant que le programme numérique lance, une calcule numérique se faite sur plusieurs ponts (régulier et irrégulier). Les résultats trouvés sont satisfaites avec un taux d'erreur, par rapport aux résultats trouvés dans la thèse [Alvarez Botero, 2004] et [Ortiz Restrepo, 2006]. Puis on décide de changer les hauteurs des piles systématiquement.

On cite aussi que le choix de la section de la colonne de pile se faite en fonction de l'utilisation du rapport de ferrailage minimal et maximal (0.5% à 4%) par l'application du logiciel USC\_RC. Dans le but de déterminer le comportement non linéaire des sections e béton armé.

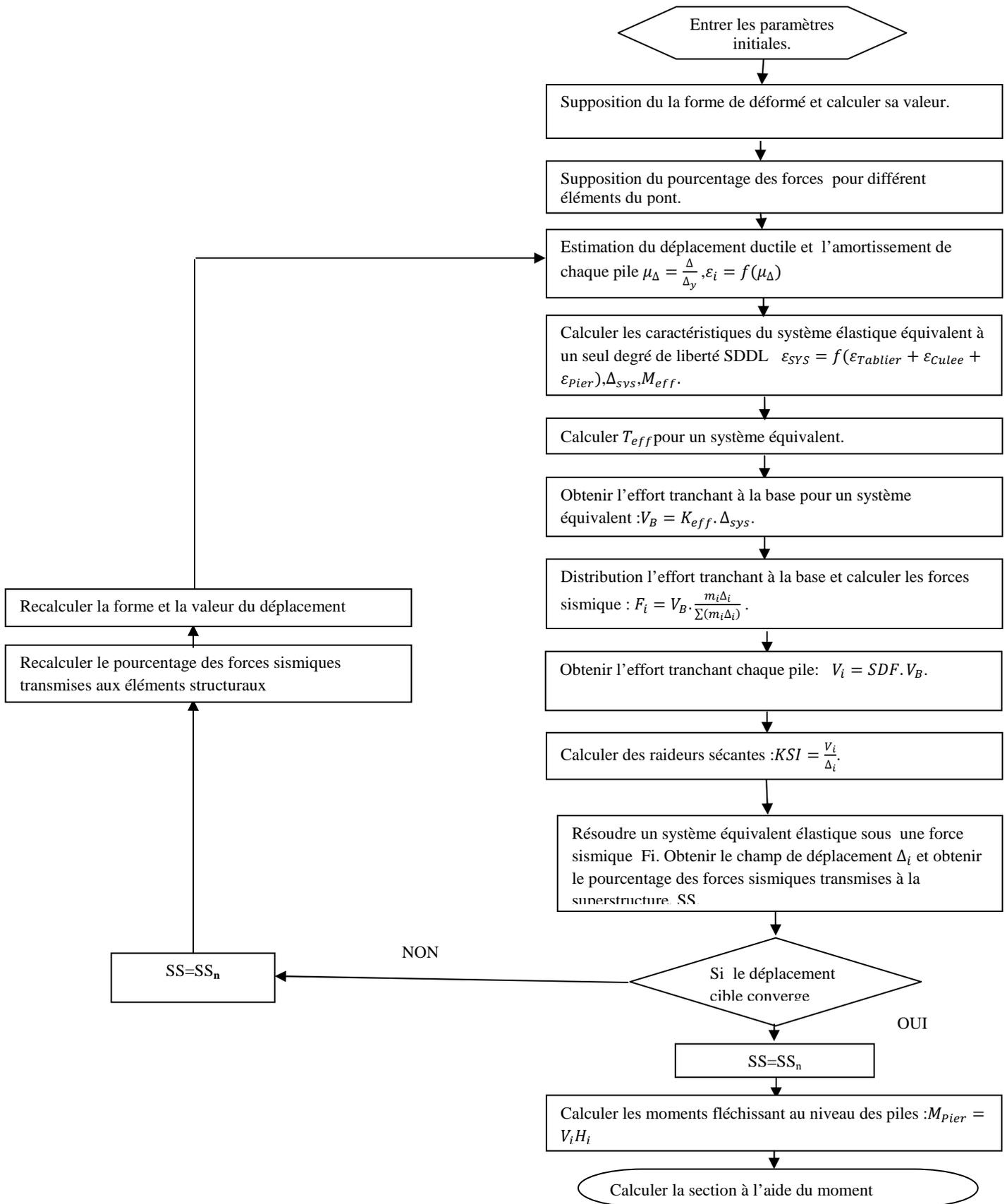


Figure 3.8 Organigramme pour l'approche déplacement pour un système PDDL.

## 4. Application de l'approche "déplacement" aux ponts réguliers

### 4.1 Introduction :

Le principe de l'approche déplacement tel que présenté dans la section 3.3 et résumée dans la figure 3.7 a été mis en application dans un programme sous MATLAB et appliqué à dix-huit séries de configurations de pont et pour chaque configuration nous avons considéré différentes hauteurs de piles telle que:  $H = \{8\text{m}; 10.5\text{m}; 13\text{m et } 15.5\text{m}\}$ . Le total des ponts étudié est 72 ponts. Seules les colonnes se déforment par flexion pour retenir la superstructure des ponts. Un état limite de déformation a été considéré et il est représenté par une corde limite de 4%.

Pour distinguer les différentes configurations, nous avons adopté une convention d'abréviation qui est expliquée ci après. Le symbole « S » désignera les piles courtes, « M » les piles moyenne et « L » les piles longues. Nous utilisons autant de symboles que de pile dans le pont. Par exemple, « SSMLL » : indique que le pont à cinq piles et que la première et la deuxième sont courtes, la troisième pile est moyenne, la quatrième et la cinquième sont longues.

Les configurations des ponts réguliers sont présentées dans la figure 4.2. Présente les six configurations de quatre travées et six travées.

### 4.2 Informations et hypothèses :

#### 4.2.1 Matériaux:

Les propriétés du béton et de l'acier du ferrailage utilisés dans la conception sont présentées dans le tableau 4.1 :

Béton		Acier	
Resistance à la compression, $f_c$	40 [MPa]	La limite d'élasticité, $f_e$	445 [MPa]
Module d'élasticité, $E_c$	30000 [MPa]	Module d'élasticité longitudinale, $E_s$	200000 [MPa]
Masse volumique, $W_c$	25 [kN/m <sup>3</sup> ]	Diamètre de la barre longitudinale, $\phi$	43 [mm]

Tableau 4.1 Propriétés des matériaux utilisés

#### 4.2.2 Les culées:

Les culées sont conçues pour reprendre les charges de service et contrôler les performances sismiques. On utilise des ressorts linéaires équivalents dans le modèle structurel pour représenter les culées ; le choix des ressorts équivalents doit représenter, les composantes structurelles de la culée et leur interaction avec le sol. L'acceptation de l'hypothèse de la culée répondant d'une manière élastique a été faite par [Maroney et Chai, 1994]. La détermination du comportement non linéaire des culées peut se faire à l'aide d'une analyse pushover et les résultats devraient être incorporés à la procédure de calcul. Comme hypothèse de base, on prend un comportement élastique des culées, la rigidité des culées est choisie égale à  $K_A=75000$

kN/m et la valeur de l'amortissement égale  $\varepsilon_A=8\%$ . Le déplacement limite ultime pour les culées est spécifié égal  $\Delta_u=100$  mm.

#### 4.2.3 Tablier du pont :

On a considéré un comportement élastique du tablier. La superstructure du tablier engage les éléments secondaires dans le sens transversal avec la présence des appareils d'appuis. Les réactions inélastiques des piles sont prévues et destinées à être transmises au pied de la pile. Les dimensions du tablier pour un pont de deux voies, sont représentées en 2D. Le moment d'inertie transversale du tablier est donné par,  $I_{YY} = 44m^4$  ; sa rigidité de torsion est négligée. Le poids réparti sur le tablier du pont y compris l'asphalte est fixé à  $w_{\text{tablier}} = 175kN/m$ . La section transversale du pont est représentée dans la figure 4.1

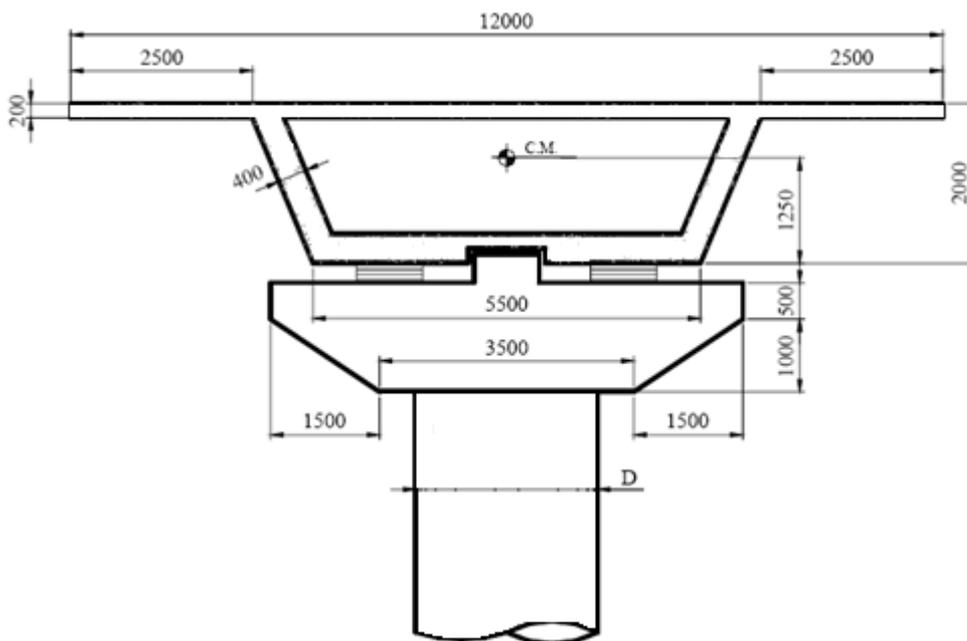
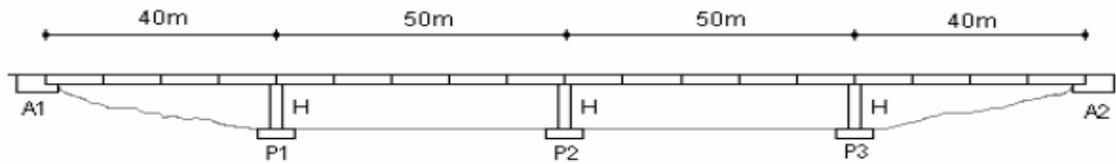
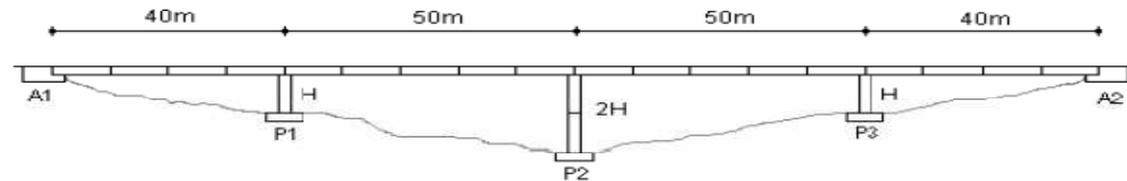


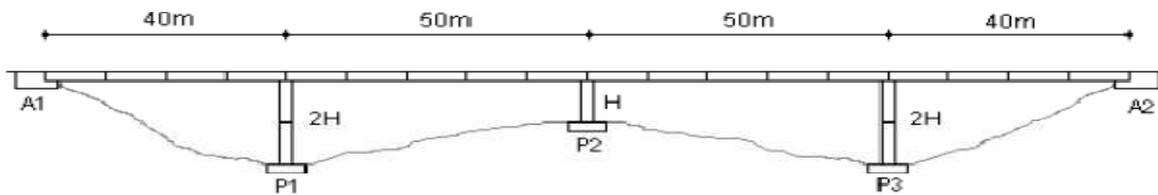
Figure 4.1 La section transversale du pont



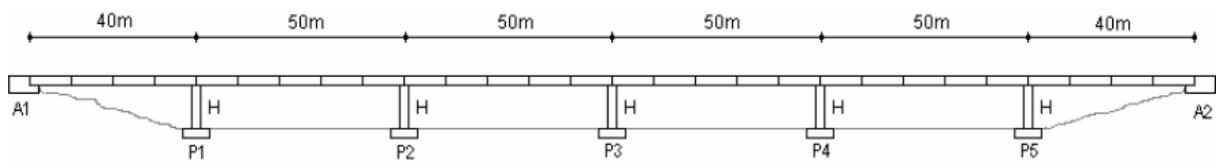
(a) série 1: SSS



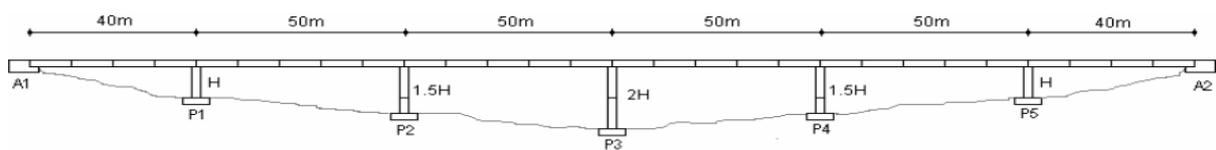
(b) série 2: SMS



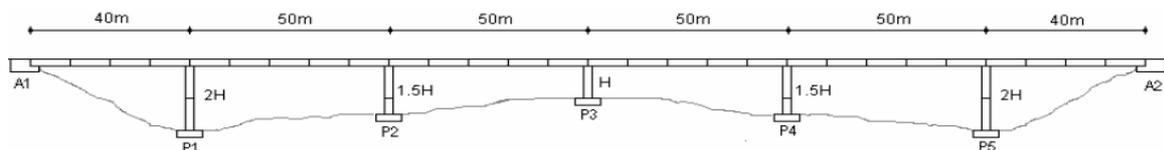
(c) série 3: MSM



(d) série 4: SSSSS



(e) série 5: SMLMS



(f) série 6: LMSML

Figure 4.2 Séries des ponts réguliers de quatre et six travées des hauteurs, ( $H = 8\text{m}, 10.5\text{m}, 13\text{m}$  et  $15.5\text{m}$ )

#### 4.2.4 Les piles et le chevêtre :

Les piles sont considérées circulaires dans toutes les configurations de ponts; la superstructure du tablier est simplement appuyée sur le chevêtre (au sommet des piles), et les excitations sismiques transversales sont transportées par l'intermédiaire des appareils d'appuis qui sont rapportés à la figure 4.1.

Comme indiqué à plusieurs reprises auparavant, le comportement inélastique est destiné à être limité au niveau de la position des rotules plastiques qui se trouvent au pied des piles ; le ferrailage transversal est suffisamment espacé pour obtenir un résultat satisfaisant. Les diamètres des piles varient de  $D=2.2\text{m}$  à  $3\text{m}$ . Le calcul des masses des piles au sommet a été pris sur un tiers de la hauteur des piles ( $H/3$ ) [Priestley, et al 1996] puis on ajoute à chaque pile, la masse du chevêtre qui a été calculée sur la base des dimensions affectées pour chaque cas spécifique ; les dimensions du chevêtre sont indiquées dans la figure 4.1. L'épaisseur du chevêtre est prise égale :  $(D+0.5)\text{ m}$ , où,  $D$ : est le diamètre des piles ; le poids volumique du béton égal :  $W_c = 25\text{kN/m}^3$ .

#### 4.3 Les données sismiques :

Les données sismiques sont présentées par un spectre de réponse élastique en déplacement amorti à 5%, ARS courbe, défini dans les règles parasismiques CALTRANS pour un profil de sol de type C et des séismes de magnitude  $8,0 \pm 0,25$  avec un PGA de  $0,7g$  [Caltrans, 2001], ce spectre a été réduit en fonction de l'augmentation du pourcentage de l'amortissement selon l'équation suivante :

$$\Delta_{T,\varepsilon} = \Delta_{T,5\%} \cdot \left(\frac{10}{5+\varepsilon}\right)^{0.5} \quad (4.1)$$

Les spectres de déplacement CALTRANS ont été coupés à une période égale à  $4\text{s}$ . Dans le cas où la période effective (période au niveau de la réponse maximum) dépasse  $4\text{s}$ , le spectre de calcul a été prolongé jusqu'à  $5\text{s}$  suivant les indications de la figure 4.3.

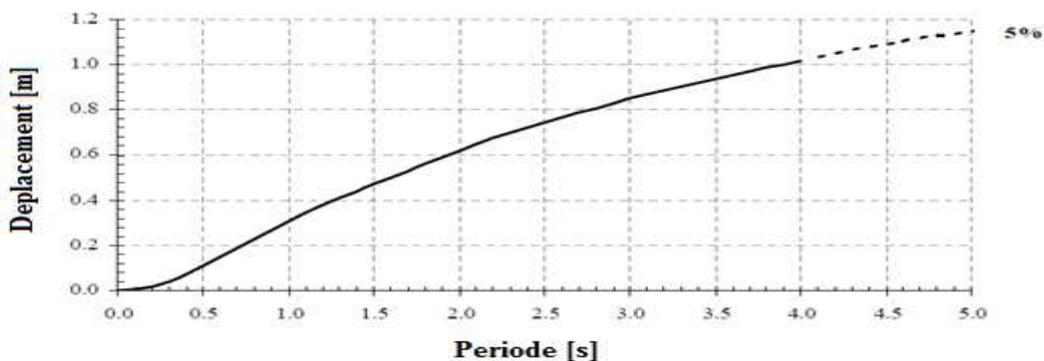


Figure 4.3 La prolongation du spectre du déplacement Caltrans ARS, sol C,  $M=8,0 \pm 0,25$ ,  $0,7\text{pga}$

#### 4.4 Conception des résultats:

Les résultats obtenus après l'application de l'approche déplacement dans les séries du pont qui sont montrées dans les figures et les tableaux qui suivent, montrent, les formes finales du déplacement élastique, du déplacement limite ultime pour chaque pile, les exigences du déplacement ductile, et montrent aussi la résistance nécessaire, les valeurs de rigidité effective, et les paramètres qui caractérisent le système 1DDL. La désignation de la pile critique pour chaque cas étudiée est identifiée à partir d'un rapport minimal du déplacement limite ultime sur la forme de déformé convenable pour chaque pile.

#### 4.5 Ponts réguliers :

##### A) Les points communs entre les séries 1, 2,3 :

Ce sont des ponts réguliers de longueur  $L=180\text{m}$  de quatre travées et de diamètre des piles égales  $D=2.5\text{m}$  pour la série 1 et  $D=2.2\text{m}$  pour la série 2 et pour la série 3 le diamètre vaut  $D=2.7\text{m}$  pour une hauteur de pile égale ( $H=8\text{ m}$ ), et vaut  $D=3\text{m}$  pour les autres hauteurs qui restent. La pile critique se trouve au niveau des piles courtes. La variation de la période effective pour la série 1 et pour la série 3 est petite dans lequel leurs comportement est partiellement flexible, par contre la série 2 a un comportement purement flexible. La forme parabolique du déplacement est respectée. Le pourcentage des forces sismiques transmises aux culées atteint une valeur maximale pour une hauteur de pile ( $H=15.5\text{m}$ ), il vaut  $ss_A = 94.80\%$  pour la série 2 et il est de  $ss_A = 50\%$  dans les deux séries qui restent. Le pourcentage de l'énergie dissipée est important dans la pile critique, il vaut  $14.46\%$  pour une hauteur de la pile égale ( $H=8\text{m}$ ) de la série 1. Toutes les piles ont un comportement plastique, elles ont plastifié en même temps, sauf les piles de hauteur ( $H=13\text{m}$ ,  $H=15.5\text{m}$ ) de la série 3 qui ont un comportement élastique au niveau des deux piles extérieures.

##### B) Les points communs entre les séries 4, 5, 6 :

Se sont des ponts réguliers de longueur  $L=280\text{m}$  de six travées et de section des piles égale  $D=2.5\text{m}$  pour la série 4 et  $D=2.2\text{m}$  pour la série 5 et pour la série 6 le diamètre vaut  $D=3\text{m}$ . Dans ces trois séries, la variation de la période effective est généralement petite. Dans la série 4 et la série 6, ont un comportement partiellement flexible. Par contre une variation du période effective est plus où moins importante dans la série 5, qui a un comportement purement flexible. La forme parabolique du déplacement est respectée. Le pourcentage des forces sismiques transmis aux culées atteint ses valeurs maximales pour une hauteur de pile égale ( $H=15.5\text{m}$ ) au niveau de la série 5, qui est de l'ordre de ( $ss = 37\%$ ). Et pour la série 4, ce pourcentage a un signe négatif, tandis que dans la série 6 la variation de ce pourcentage ne dépasse pas ( $ss = 2\%$ ). La pile critique se trouve au niveau des piles courtes, où l'énergie dissipée est importante. Au niveau de la série 5, l'énergie vaut  $\varepsilon_{\text{sys}} = 16.13\%$  pour une hauteur de pile égale ( $H=8\text{m}$ ) et vaut  $\varepsilon_{\text{sys}} = 9.69\%$  pour une hauteur de pile égale ( $H=15.5\text{m}$ ). Le comportement des piles est plastique, sauf dans la série 6, au niveau des deux piles extérieures qui ont un comportement élastique, et même pour la série 4 mais uniquement au niveau des deux piles extérieures pour une hauteur de pile égale ( $H=8\text{m}$ ).

H [m]	N° Itération	Forces aux Culées SS <sub>A</sub> [%]	$\Delta_{sys}$ [m]	M <sub>eff</sub> [ton]	T <sub>eff</sub> [s]	K <sub>eff</sub> [Kn/m]	V <sub>B</sub> [Kn]	$\epsilon_{sys}$ [%]
<b>Série 1</b>								
8	9	16.18	0.25	2730.37	1.13	85025.17	21505.65	14.46
10.5	9	26.71	0.33	2780.88	1.40	55834.44	18635.21	12.73
13	9	38.33	0.41	2820.04	1.66	40228.99	16671.89	11.04
15.5	9	50.48	0.49	2854.81	1.90	31077.28	15382.90	9.47
<b>Série 2</b>								
8	8	33.65	0.39	2717.37	1.63	40138.87	15730.30	12.36
10.5	8	53.00	0.51	2768.86	1.98	27909.23	14164.40	9.80
13	15	74.48	0.62	2810.68	2.31	20782.33	12968.77	7.41
15.5	66	94.80	0.74	2847.31	2.59	16717.98	12396.67	5.51
<b>Série 3</b>								
8	9	20.73	0.26	2942.88	1.05	104957.91	27023.30	11.27
10.5	8	27.43	0.34	3050.69	1.30	71157.72	23942.68	9.91
13	8	36.38	0.42	3113.55	1.55	51460.91	21407.12	8.88
15.5	9	47.98	0.50	3178.67	1.82	37850.85	18747.11	8.29
<b>Série 4</b>								
8	15	-18.46	0.25	3153.77	1.08	107151.00	26654.14	13.35
10.5	23	-10.96	0.32	3815.60	1.40	76736.20	24715.37	14.00
13	17	-5.14	0.40	4110.50	1.73	54105.50	21783.05	13.31
15.5	16	-0.51	0.48	4261.37	2.05	39884.08	19291.09	12.29
<b>Série 5</b>								
8	10	-7.87	0.47	4021.79	2.24	31591.35	14761.64	16.13
10.5	10	4.31	0.60	4206.19	2.90	19763.78	11896.58	14.03
13	8	19.67	0.74	4321.75	3.63	12965.60	9585.51	11.82
15.5	8	37.61	0.88	4406.07	4.36	9156.90	8042.27	9.70
<b>Série 6</b>								
8	11	1.43	0.26	4480.91	1.09	149079.11	38195.04	12.69
10.5	9	6.47	0.34	4715.08	1.39	95742.91	32460.19	11.98
13	8	10.77	0.42	4850.30	1.70	66287.55	27807.07	11.29
15.5	8	14.62	0.50	4957.62	1.99	49207.74	24534.33	10.56

Tableau 4.2 Les caractéristiques du pont d'un système IDDL pour la série 1 à la série 6

### 4.5.1 Série 1: SSS

Les ponts de la série 1 sont composés de quatre travées avec trois piles d'égale hauteur. La pile centrale désigne l'élément critique, puisque c'est là où les plus grands déplacements sont censé se produire.

La variation de la période effective est comprise entre 1,13s, pour la pile la plus courte (H=8m), et 1.90s, pour la pile la plus longue (H=15.5m). Donc le pont a un comportement partiellement flexible. Une grande résistance des piles est requise au niveau de la pile critique, pour lesquels la valeur de la ductilité en déplacement est plus élevée. Elle vaut  $\mu_{\Delta} = 6.6$  pour une hauteur de pile égale (H=8m) et vaut  $\mu_{\Delta} = 3.58$  pour une hauteur de pile égale (H=15.5m) ; on voit bien que les piles ont un comportement plastique. Le pourcentage des forces sismiques transmises aux culées varie entre  $ss_A = 16.18\%$  pour une hauteur de pile courte (H=8m) et  $ss_A = 50.48\%$  pour une hauteur de pile longue (H=15.5m). On remarque, que pour une hauteur de pile égale (H=8) et de diamètre D=2.5m, que les forces sismiques sont importantes et diminuent en fonction de l'augmentation des hauteurs des piles. Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau 4.2 et les figures 4.4 à 4.5.

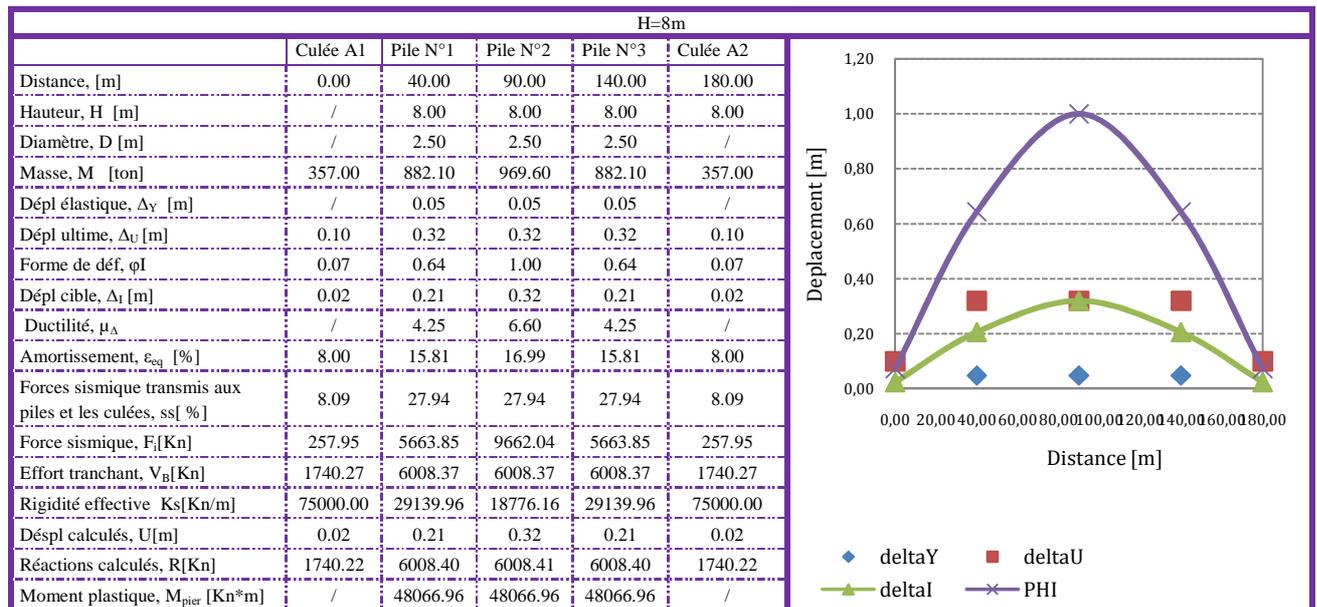
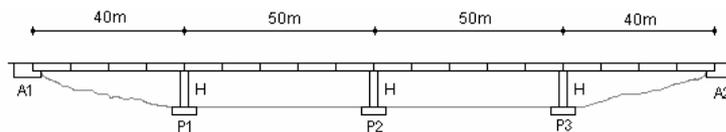


Figure 4.4 Résultats du pont (H=8m) de la série 1

## Chapitre 4 Application de l'approche "déplacement" aux ponts réguliers

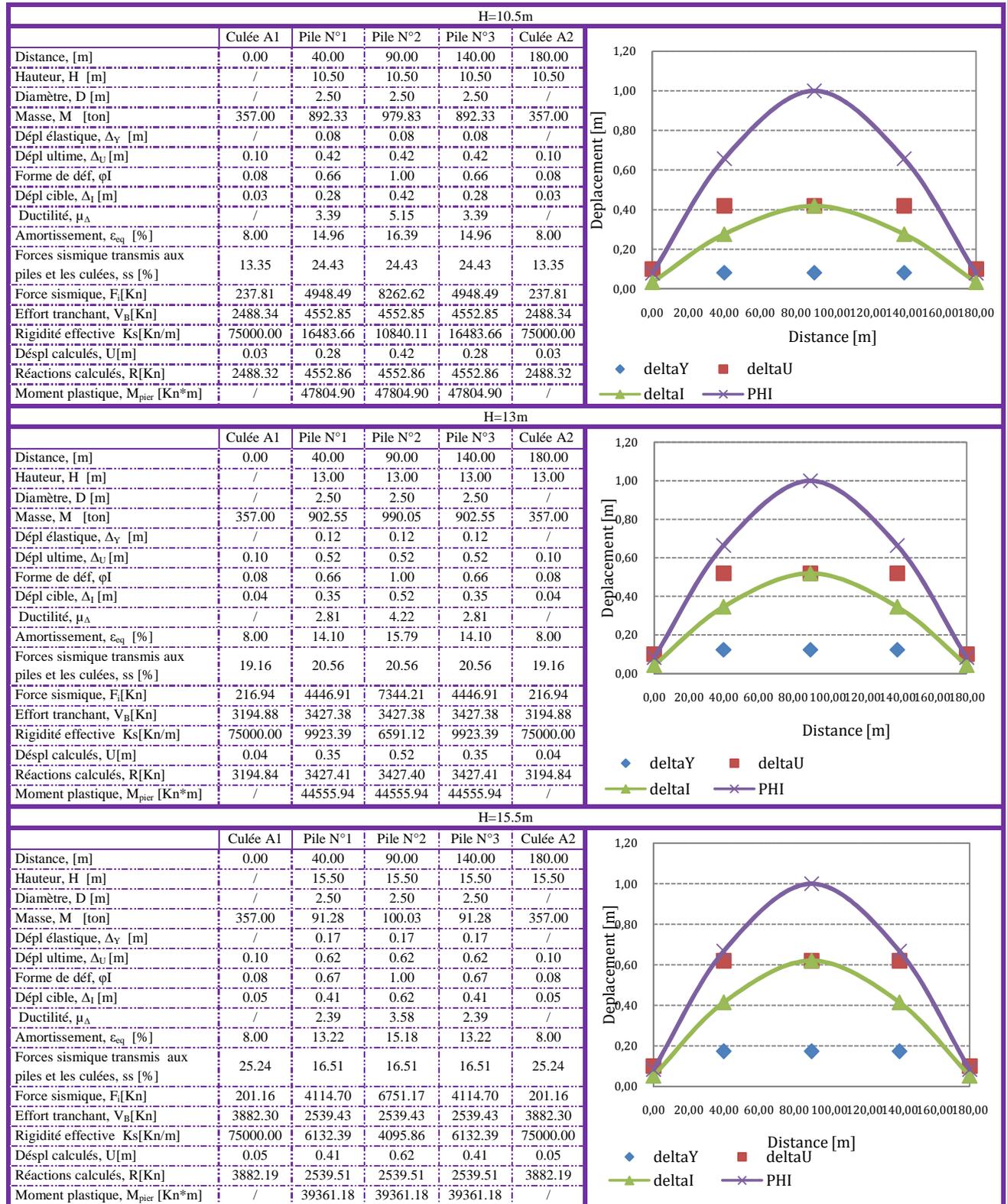
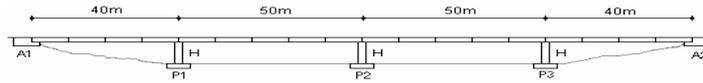


Figure 4.5 Résultats du pont (H=10.5m, H=13m, H=15.5m) de la série 1

### 4.5.2 Séries 2: SMS

Les ponts de la série 2 (quatre travées avec pile central longue) se caractérisent par des structures très flexibles. En fait, elles ont des variations de la période effective plus importantes, variant entre 1.63s pour une hauteur de pile courte (H=8m) et 2.59s pour une hauteur de pile longue (H=15.5m), cela signifie que la structure du pont est flexible. Les deux piles les plus courtes, les plus proches de la culée, sont les éléments critiques pour cette série. Encore une fois toutes les trois piles sont censées atteindre le comportement plastique, de telle sorte que la ductilité au niveau de deux piles critiques soit de l'ordre de 2 fois celle sur de la pile centrale, signifiant aussi une grande dissipation d'énergie au niveau des piles critiques. Des valeurs plus faibles de l'amortissement du système sont obtenues,  $\varepsilon_{SYS} = 16.70\%$  pour une hauteur de pile plus courte (H=8m) et  $\varepsilon_{SYS} = 14.65\%$  pour une hauteur de pile plus longue (H=15.5m), conséquence d'une faible contribution de l'énergie dissipée par la composante hystérétique. Alors un pourcentage significatif de la force sismique est transmis aux culées. Il est de  $ss_A = 33\%$  pour une hauteur de pile égale (H=8m) et de  $ss_A = 94.80\%$  pour une hauteur de pile égale (H=15.5m). La force sismique reprise par les culées est très faible par rapport à la force sismique chargée par les piles, cette force va diminuer en fonction de l'augmentation de la hauteur des piles. Elle vaut  $F_i = 7147\text{kN}$  au niveau de la pile centrale pour une hauteur de pile égale (H=8m), et vaut  $F_i = 5571\text{kN}$  pour une hauteur de pile égale (H=15.5m). Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau 4.2 et les figures 4.6 à 4.7.

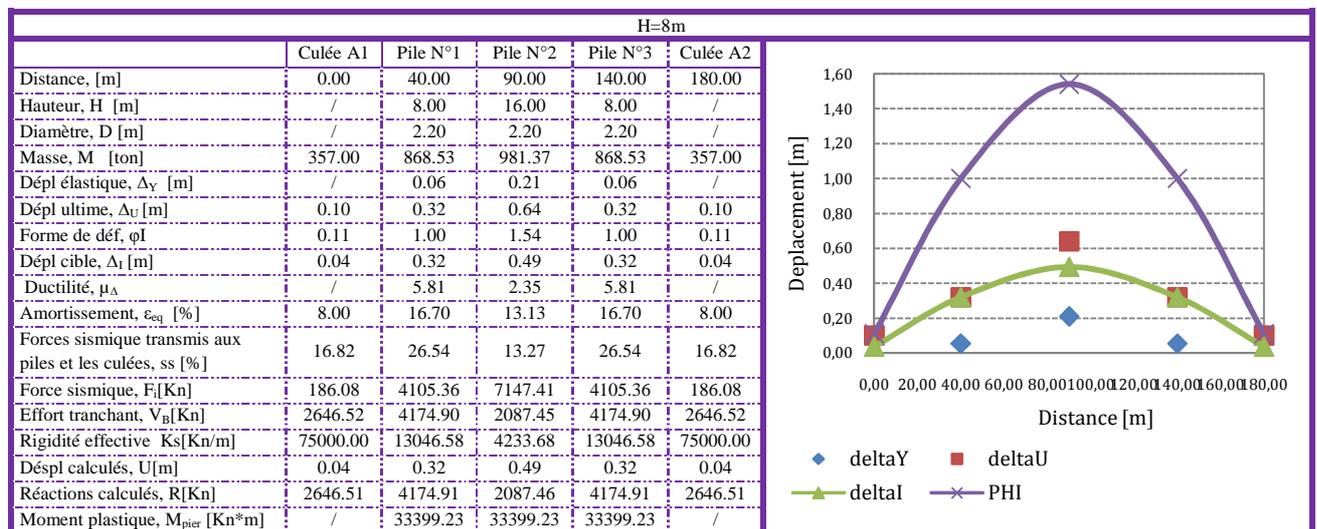
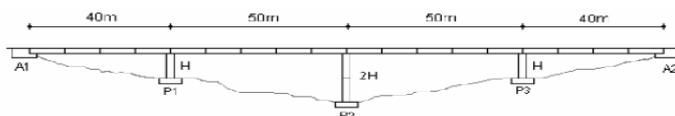


Figure 4.6 Résultats du pont (H=8m) de la série 2

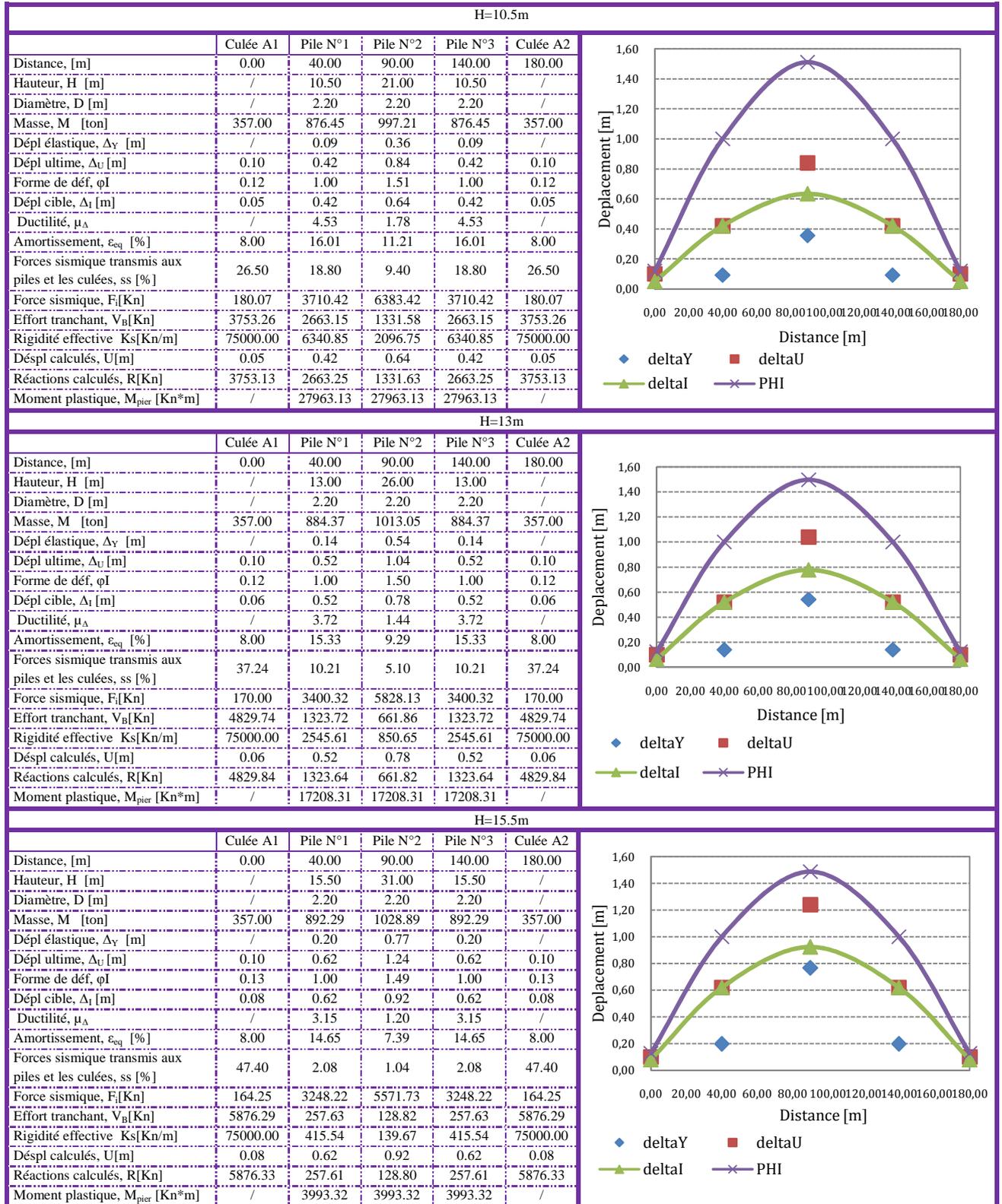
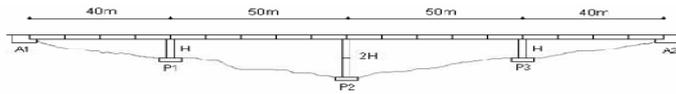


Figure 4.7 Résultats du pont (H=10.5m, H=13m, H=15.5m) de la série 2

### 4.5.3 Séries 3 : MSM

Les ponts de la série 3, sont composés de quatre travées et une pile centrale courte. La pile courte centrale est la pile critique ; elle contrôle les déplacements. Cette pile critique exige une forte valeur de ductilité en déplacement. Elle vaut  $\mu_{\Delta} = 7.12$  pour une hauteur de pile courte ( $H=8m$ ) et vaut  $\mu_{\Delta} = 4.30$  pour une hauteur de pile longue ( $H=15.5m$ ). Toutes les piles ont un comportement plastique, sauf les deux piles extérieures, au niveau de deux hauteurs de pile les plus longues. La pile centrale est prévue pour faire un gros travail, elle est susceptible de prendre  $ss_{pile} = 79.27\%$  de la force totale sismique, lorsque la hauteur des piles diminue. Donc le taux des forces sismiques transmises aux culées augmente également lorsque la hauteur des piles augmente de  $ss_A = 20.73\%$  à  $47.98\%$ . Les piles de cette série ont une très haute résistance de l'ordre de 2 fois que celle de la série 2, alors qu'elles sont compatibles aux ponts de cette série en termes d'effort tranchant à la base. La variation de la période effective varie entre 1.05s et 1.82s, cela signifie que la structure du pont est partiellement flexible. On remarque que le pourcentage d'amortissement du système diminue progressivement en fonction de l'augmentation de la hauteur des piles. Il varie entre  $\varepsilon_{sys} = 11.27\%$  pour une hauteur de pile courte ( $H=8m$ ) et  $\varepsilon_{sys} = 8.29\%$  pour une hauteur de pile longue ( $H=15.5m$ ). Le moment plastique au niveau de la pile critique varie de la façon suivante : Dans le cas où toutes les piles ont un comportement plastique ( $\mu > 1$ ), le moment plastique augmente en fonction de l'augmentation de la hauteur  $M_p=85000kN.m$  à  $M_p=91000kN.m$ . Et dans le cas où certaines piles ont un comportement élastique ( $\mu < 1$ ), le moment plastique diminue en fonction de l'augmentation de la hauteur  $M_p=93000kN.m$  à  $M_p=85000kN.m$ . Et au niveau des piles extérieures élastiques elles varient de la même façon que le cas précédent  $M_p=83000 kN.m$  à  $M_p=65000 kN.m$ . Les résultats du dimensionnement sont résumés dans le tableau 4.2 et figures 4.8 à 4.9.

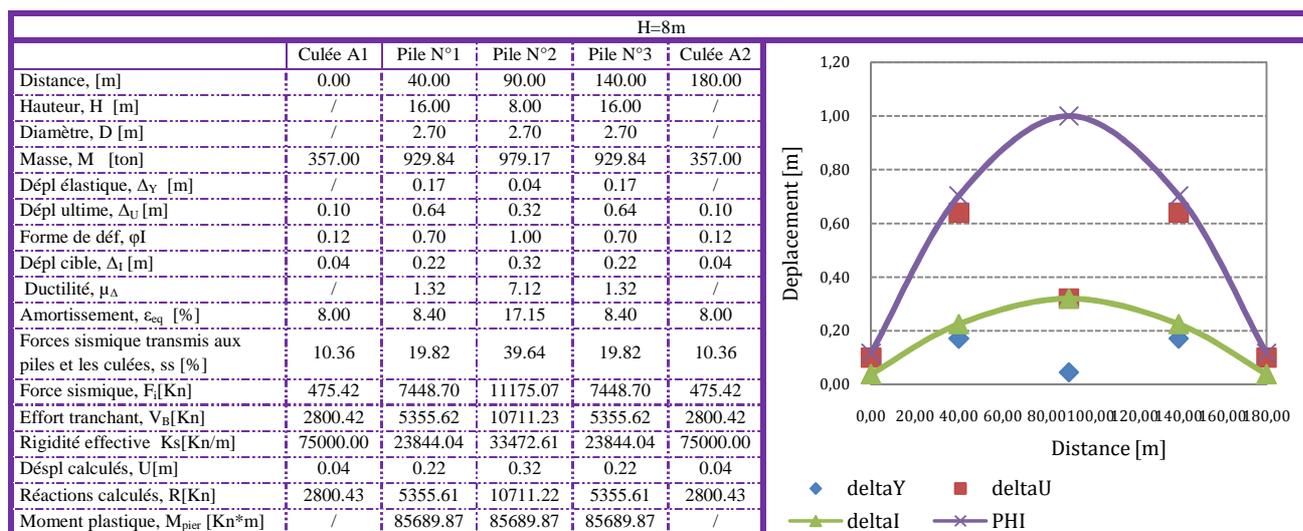
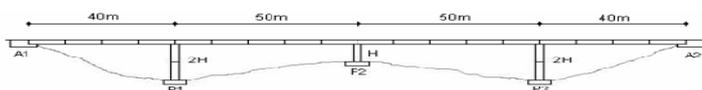


Figure 4.8 Résultats du pont (H=8m) de la série 3

## Chapitre 4 Application de l'approche "déplacement" aux ponts réguliers

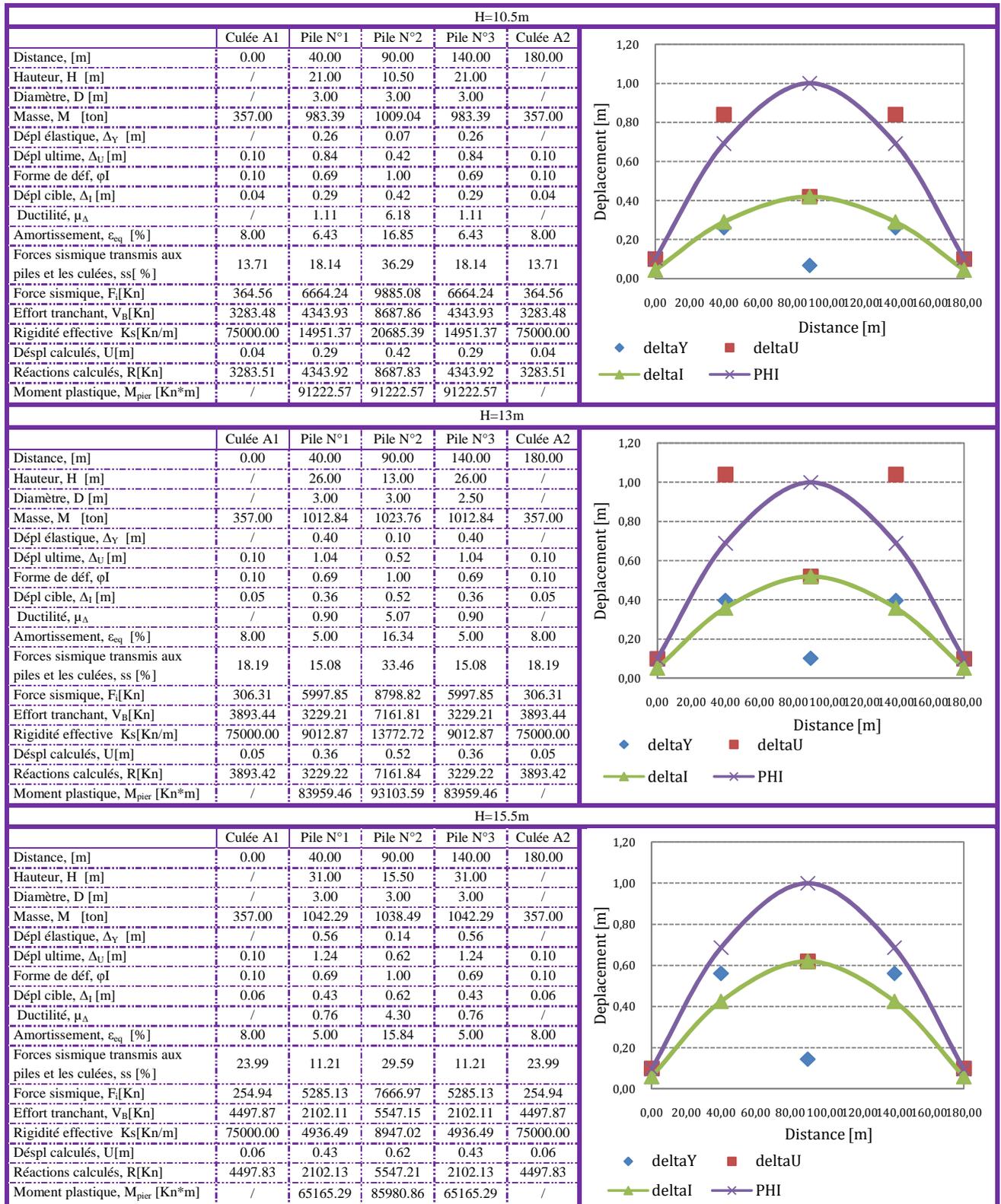
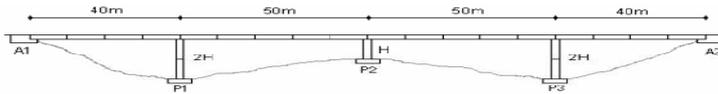


Figure 4.9 Résultats du pont (H=10.5m, H=13m, H=15.5m) de la série 3

#### 4.5.3.1 Résumée sur les trois séries :

D'après les résultats trouvés, on peut voir l'importance de la ductilité en déplacement au niveau de la pile critique, bien que toutes les piles atteignent effectivement le comportement plastique donc perdent de l'énergie, sauf dans certains cas de la série 3 où les piles restent élastiques. En outre, si on fait la comparaison par rapport à la géométrie, les piles extérieures de la série 3 prennent des valeurs de la force sismique plus élevées que les deux séries qui restent.

Séries	Moment plastique [kN.m]		
	Série 1, D=2.5m, la pile critique P1, P3	Série 2, D=2.2m la pile critique P1, P3	Série 3, D=2.7m, D=3m, la pile critique, P2
Hauteurs			
H=8m	M=48066kN.m	M=33399kN.m	M=85689kN.m
H=10.5m	M=47804kN.m	M=27963kN.m	M=91222kN.m
H=13m	M=44555kN.m	M=17208kN.m	M=93103kN.m
H=15.5m	M=39361kN.m	M=3993kN.m	M=85980.86kN.m

Tableau 4.3 Récapitulatif des résultats pour les séries 1, 2,3

#### 4.5.4 Séries 4 : SSSSS

La série 4 (six travées, hauteur des piles égaux, diamètre D=2.5m). La pile critique est la pile centrale, la forme parabolique du déplacement est respectée, augmentant en fonction de l'augmentation de la hauteur des piles. La variation de la période effective est comprise entre 1.08s, pour une hauteur de pile courte (H=8m), et 2.05s, pour une hauteur de pile longue (H=15.5m). Ces valeurs signifient que la structure est flexible. Les trois piles centrales sont prévues pour subir des ductilités en déplacement significatives, telle que la variation de ces valeurs au niveau de la pile critique varie entre  $\mu_{\Delta} = 6.60$  pour le cas de la plus courte pile (H=8m), et  $\mu_{\Delta} = 3.58$  pour le cas de la plus longue pile (H=15.5m), tandis que les deux piles extérieures sont supposées subir des ductilités inférieures à 2 ( $\mu_{\Delta} < 2$ ). Alors nous avons une grande énergie dissipée au niveau de la pile la plus courte (H=8m). Presque toutes les piles ont un comportement plastique sauf les deux piles extérieures pour le cas de la plus courte pile (H=8m). Il faut noter que la distribution de l'énergie est maximale au niveau de la pile critique, et vaut  $\varepsilon_{sys} = 13.35\%$  pour une hauteur de pile égale (H=8m) et va diminuer progressivement jusqu'à atteindre des valeurs minimales au niveau des piles extérieures. Le pourcentage des forces sismiques transmises aux culées prend des valeurs négatives, telles qu'égal  $ss_A = -18.45\%$  pour le cas de la plus courte pile (H=8m) et égale  $ss_A = -0.51\%$  pour le cas de la plus longue pile (H=15.5m). Par conséquent, une faible proportion de la force latérale sismique est transmise aux culées, dans le sens opposé des piles. Des valeurs très similaires ont été obtenues pour l'effort tranchant à la base au niveau des trois piles centrales. Le moment plastique atteint des valeurs maximales au niveau de la pile critique ; ces valeurs augmentent avec l'augmentation de la hauteur des piles, telles que  $M_p=52000$ kN.m pour une hauteur de pile égale (H=8m) et  $M_p=60000$  kN.m pour une hauteur de pile égale (H=15.5m). Il faut noter que la section des piles reste la même et la position de la pile critique ne change pas. Les résultats de la conception sont résumés dans le tableau 4.2 et figures 4.10 à 4.11.

## Chapitre 4 Application de l'approche "déplacement" aux ponts réguliers

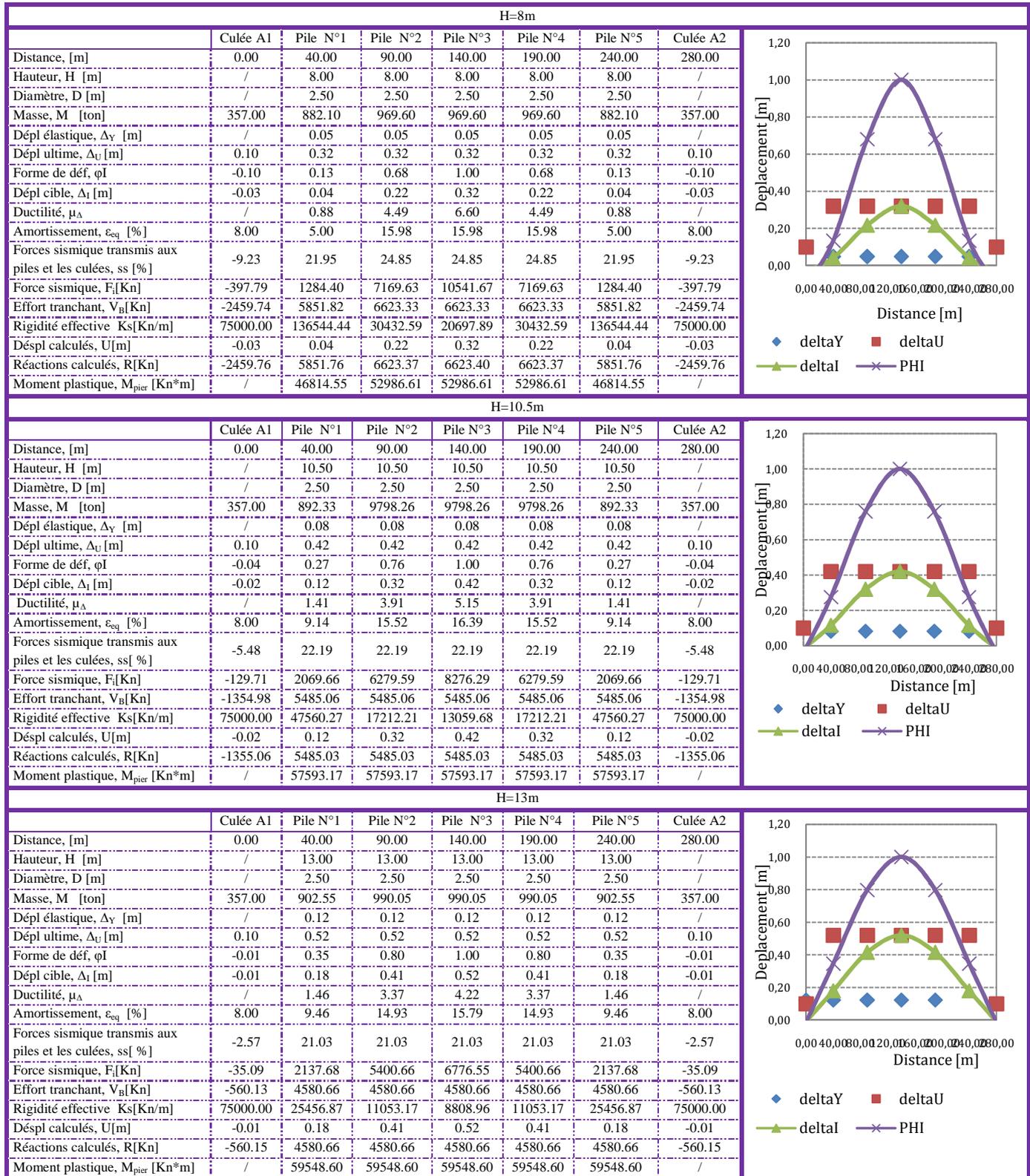
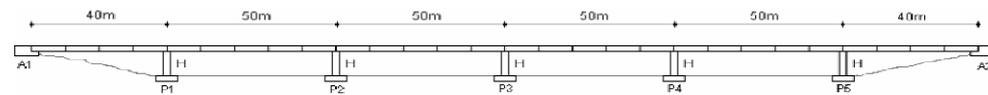


Figure 4.10 Résultats du pont (H=8m, H=10.5m, H=13m) de la série 4

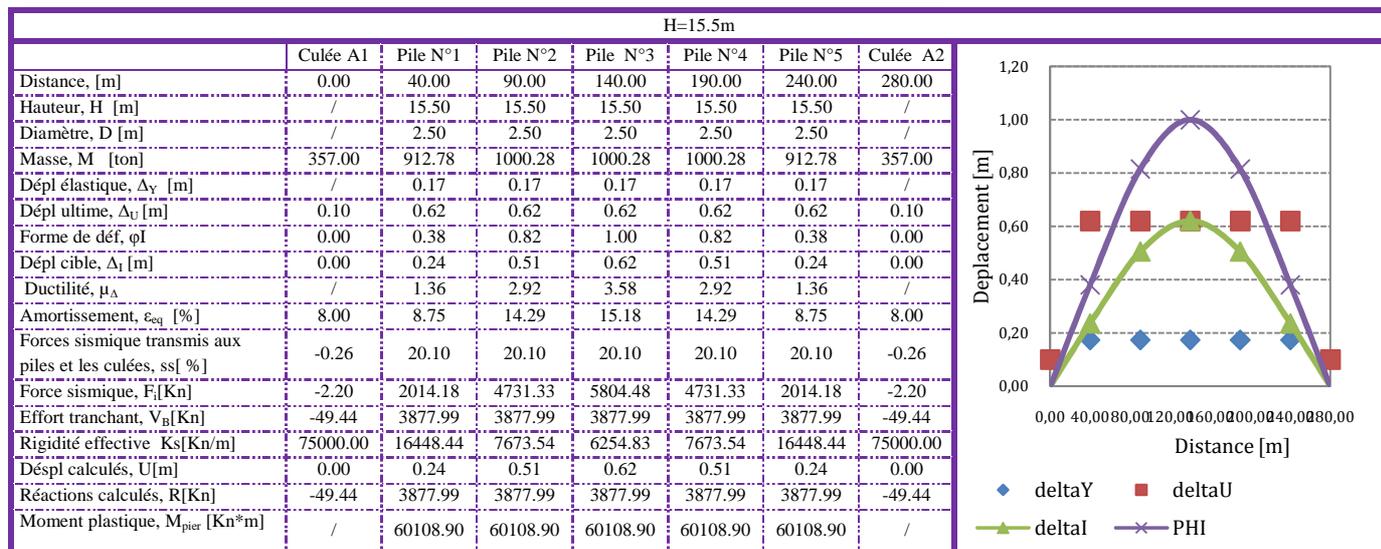
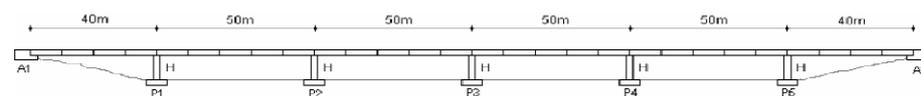


Figure 4.11 Résultats du pont (H=15.5m) de la série 4

#### 4.5.5 Série 5 : SMLMS

Les ponts de cette série (six travées, longue pile centrale) ont respectés la symétrie géométrique. La pile critique a changé sa position en fonction du changement de la hauteur des piles, telle que pour une hauteur de pile égale (H=8m), la pile critique se trouve au niveau de deux piles mentionnées P2 et P4. Et pour une hauteur de pile égale (H=15.5m), la pile critique se trouve au niveau des deux piles mentionnées P1 et P5. La valeur de la ductilité en déplacement vaut  $\mu_\Delta = 4.01$  pour une hauteur de pile égale (H=8m) et vaut  $\mu_\Delta = 2.42$  pour une hauteur de pile égale (H=15.5m). Toutes les piles ont un comportement plastique. Les valeurs de la ductilité en déplacement sont presque identiques dans un même type de série ce qui peut justifier le changement de la position de la pile critique. Cette série se caractérise comme des structures très flexibles, avec des valeurs de la période effective allant jusqu'à 2.24s pour une hauteur de pile égale (H=8m) et vaut 4.36s pour une hauteur de pile égale (H=15.5m). Le pourcentage de la force sismique transmise aux culées varie entre  $ss_A = -7.87\%$  pour le cas de la plus courte pile (H=8m) et vaut  $ss_A = 37.61\%$  pour le cas de la plus longue pile (H=15.5m). Le changement fatal de ce pourcentage permet de justifier le changement de l'état de la phase rigide à la phase flexible. Toutes les piles ont plastifié en même temps dû aux valeurs similaires du moment plastique. Ce moment va diminuer en fonction de l'augmentation de la hauteur des piles, il vaut  $M_p=33000$  kN.m pour le cas de la plus courte pile (H=8m) et vaut  $M_p=20000$  kN.m pour le cas de la plus longue pile (H=15.5m). Les résultats de la conception sont résumés dans le tableau 4.2 et figures 4.12 à 4.13.

## Chapitre 4 Application de l'approche "déplacement" aux ponts réguliers

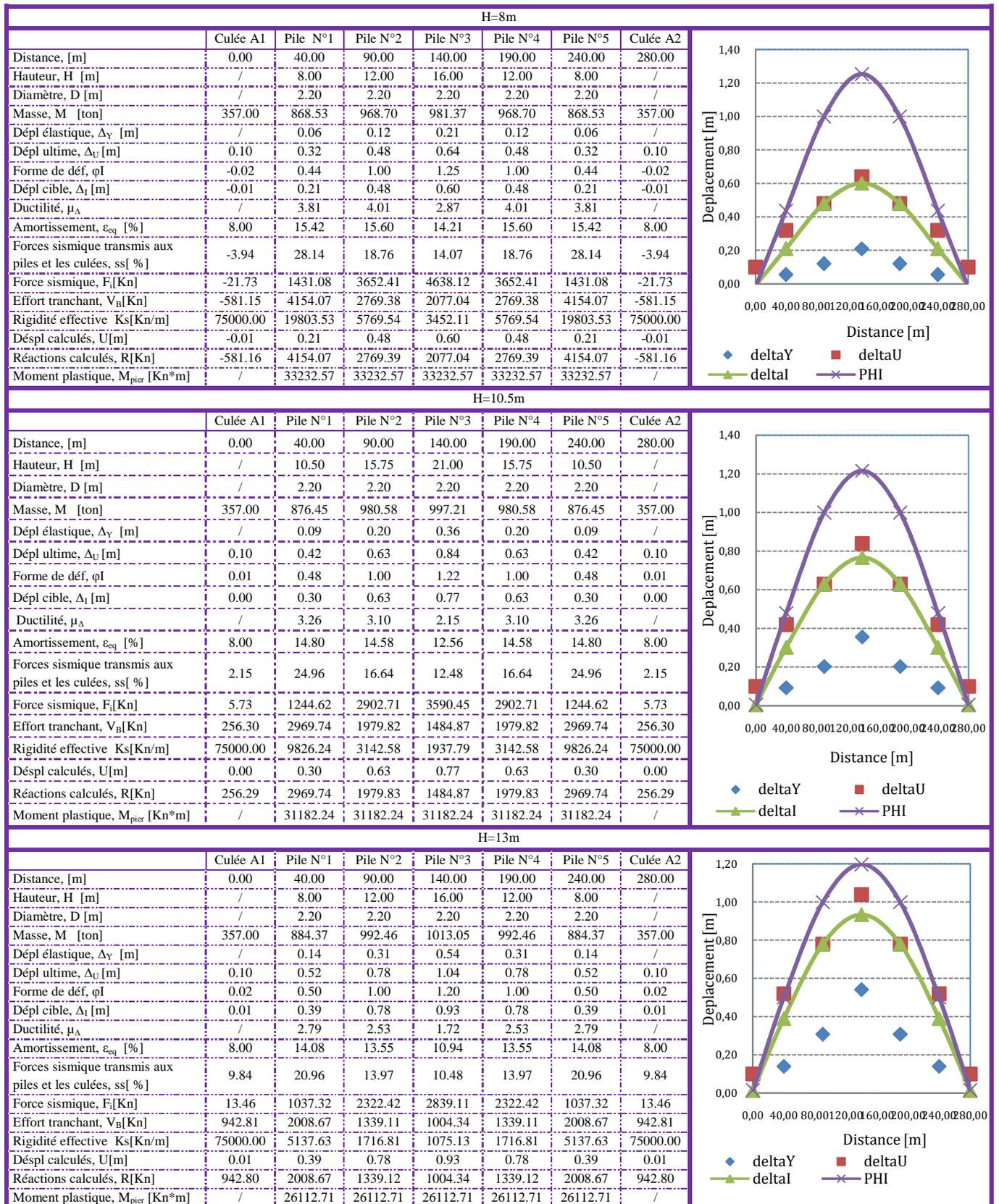
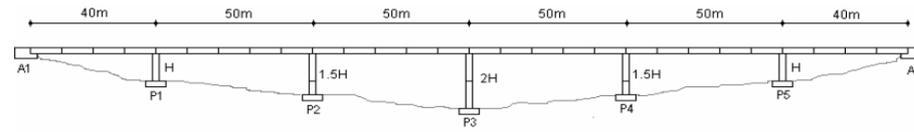


Figure 5.12 Résultats du pont (H=8m,H=13m,H=10.5m) de la série 5

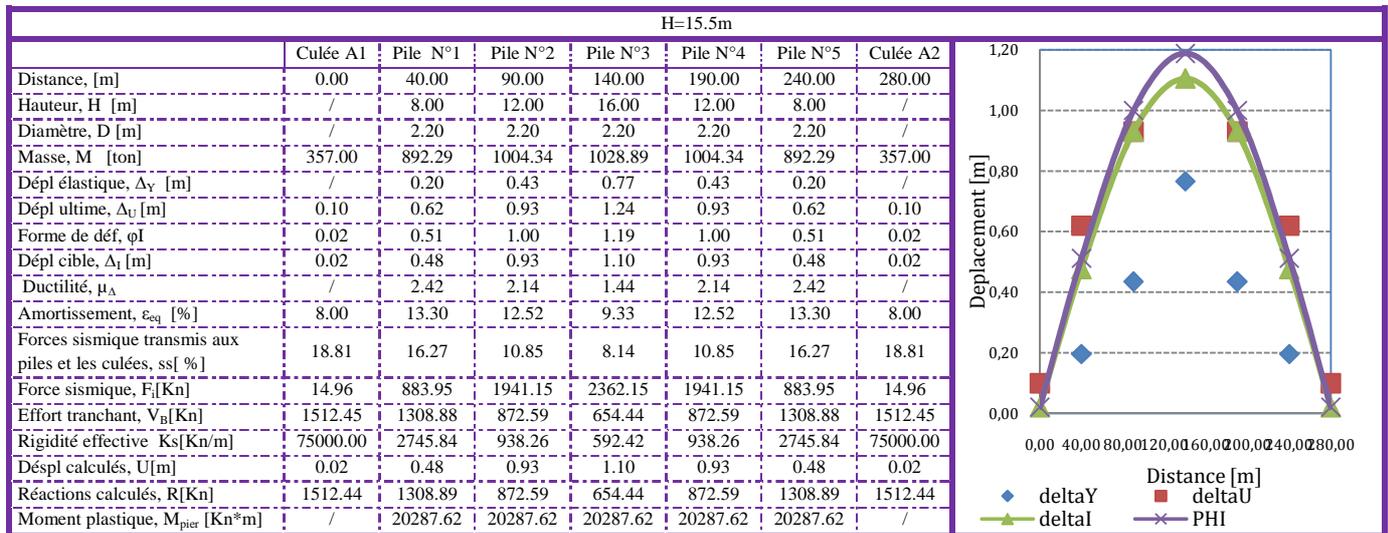
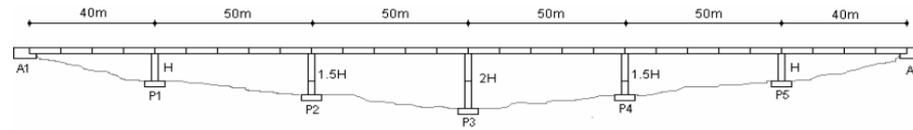


Figure 4.13 Résultats du pont (H=15.5m) de la série 5

#### 4.5.6 Série 6 : LMSML

Cette configuration de pont à six travées est analogue à celle de la série 3, avec une pile centrale courte, donc l'élément critique est clairement la pile centrale, ce qui devrait être soumis à de forte demande de ductilité en déplacement, tandis que les piles intermédiaires sont appelées pour maintenir un niveau ductilité bas, et que les piles extérieures restent élastiques dans tous les cas de cette série. La structure du pont est flexible à cause de la variation de la période effective valant 1.09s pour le cas de la plus courte pile (H=8m) et valant 1.99s pour le cas de la plus longue pile (H=15.5m). La force sismique transmise aux culées varie entre  $ss_A = 1.44\%$  pour le cas de la plus courte pile (H=8m) et  $ss_A = 14.62\%$  pour le cas de la plus longue pile (H=15.5m). L'amortissement du système varie entre  $\varepsilon_{sys} = 12.68\%$  pour le cas de la plus courte pile (H=8m) et  $\varepsilon_{sys} = 10.56\%$  pour le cas de la plus longue pile (H=15.5m). On remarque que les piles qui ont un comportement plastique se plastifient en premier temps puis les autres piles élastiques. La valeur du moment plastique pour les piles qui ont un comportement plastique augmente en fonction de l'augmentation de la hauteur des piles  $M_p=93000$  kN.m à  $M_p=113000$  kN.m et inversement pour les piles qui ont un comportement élastique  $M_p=83000$  kN.m à  $M_p=60000$  kN.m. Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau 4.2 et figures 4.14 à 4.15.

# Chapitre 4 Application de l'approche "déplacement" aux ponts réguliers

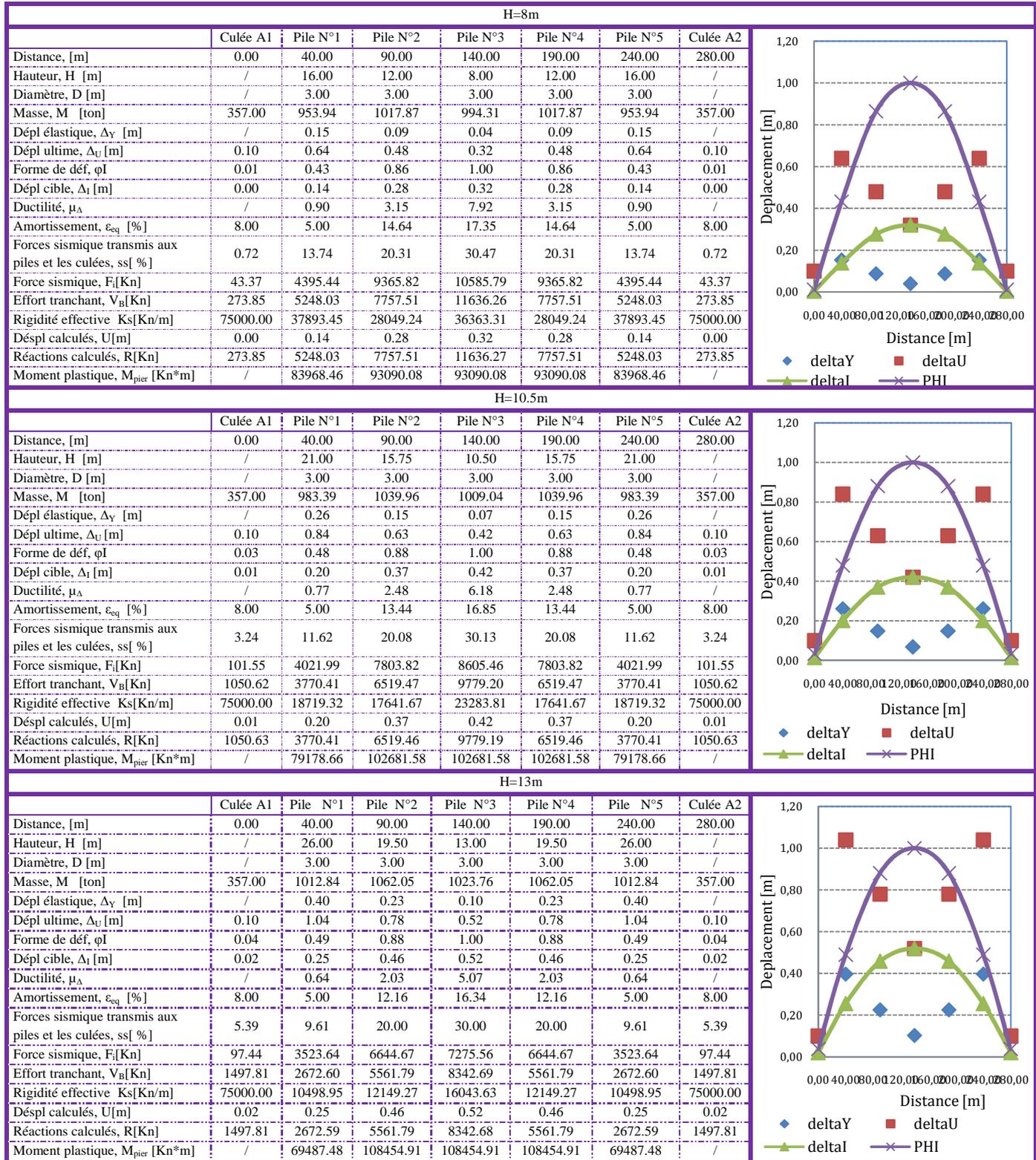
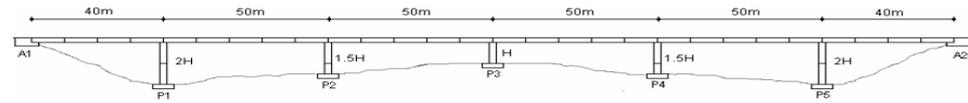


Figure 4.14 Résultats du pont (H=8m, H=13m, H=10.5m) de la série 6

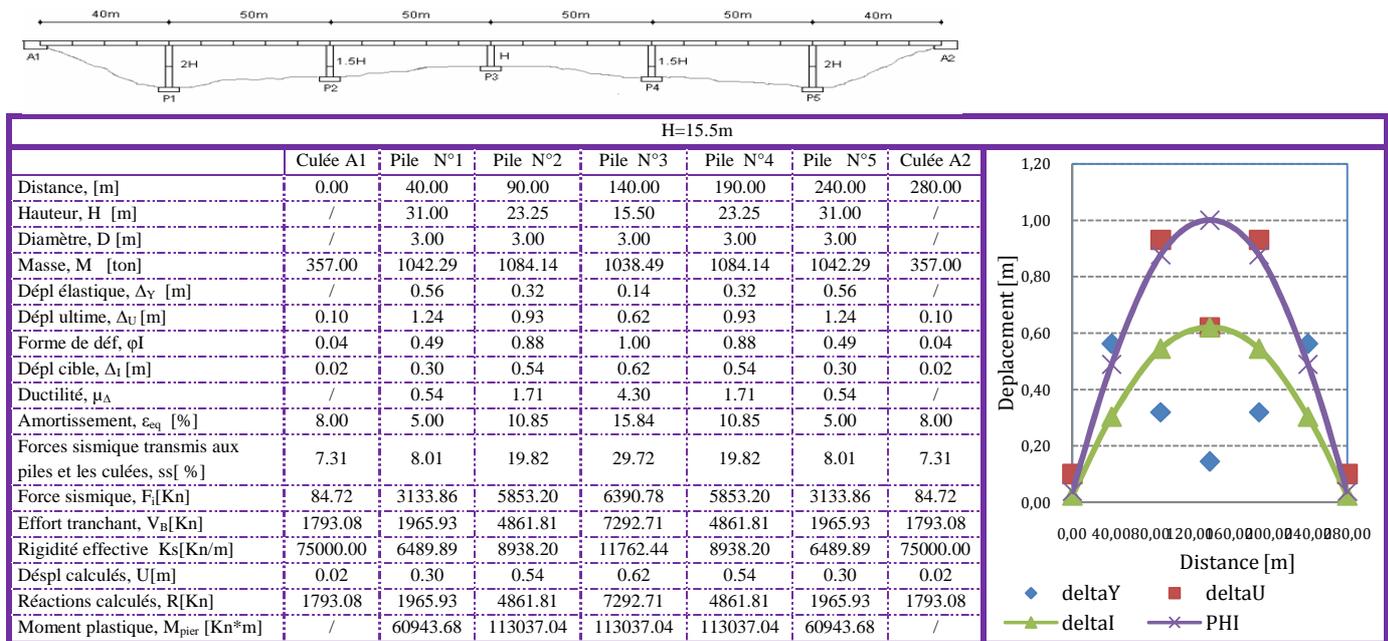


Figure 4.15 Résultats du pont (H=15.5m) de la série 6

4.5.6.1 Résumé sur les trois séries :

Toujours la pile critique porte des ductilités importantes ; ces valeurs atteignent leur maximum au niveau de la série 6, et par conséquent des forces sismiques importantes. Géométriquement, on voit que la position de la pile critique influe sur l'importance des forces sismique, telle que les deux séries 4 et 6, où la pile critique se trouve au centre du pont. Pour la série 5 la pile centrale P3 porte des valeurs importantes des forces sismiques.

Séries \ Hauteurs	Moment plastique [kN.m]		
	Série 4, D=2.5m, la pile critique, P3	Série 5, D=2.2m, la pile critique P2, P4	Série 6, D=3m, la pile critique, P3
H=8m	M=52986kN.m	M= 33232kN.m	M= 93090kN.m
H=10.5m	M=57593kN.m	M=31182kN.m	M=102681kN.m
H=13m	M=59548kN.m	M=26112kN.m	M=108454kN.m
H=15.5m	M=60108kN.m	M= 20287kN.m	M= 113037kN.m

Tableau 4.4 Récapitulatif des résultats pour les séries 4, 5,6

# 5. Application de l'approche "déplacement" aux ponts irréguliers

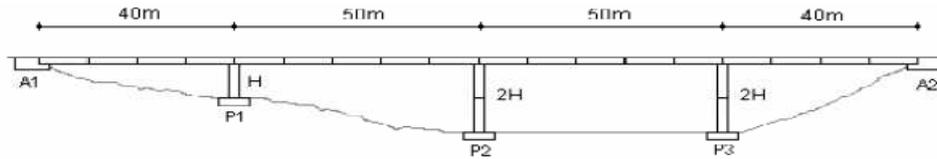
---

## 5.1 Introduction :

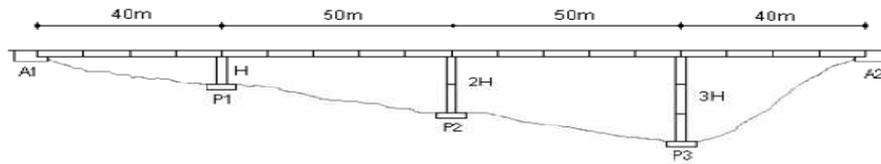
Le principe de l'approche déplacement tel que présenté dans la section 3.3 et résumée dans la figure 3.7 a été mis en application dans un programme sous MATLAB et appliqué à dix-huit séries de configurations de pont et pour chaque configuration nous avons considéré différentes hauteurs de piles telle que:  $H = \{8\text{m}; 10.5\text{m}; 13\text{m et } 15.5\text{m}\}$ . Le total des ponts étudié est 72 ponts. Seules les colonnes se déforment par flexion pour retenir la superstructure des ponts. Un état limite de déformation a été considéré et il est représenté par une corde limite de 4%.

Les configurations des ponts irréguliers sont présentées dans les figures 5.1 et 5.2. Présentent les douze configurations de quatre travées et six travées.

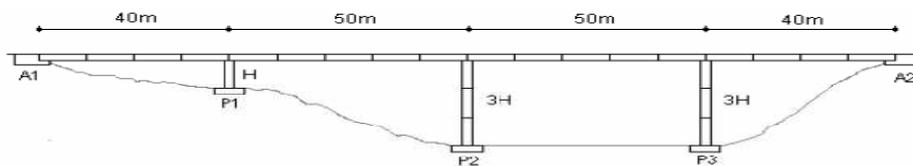
Suite aux hypothèses citées au chapitre précédent en commence maintenant sur l'application de l'approche déplacement sur les ponts irrégulier.



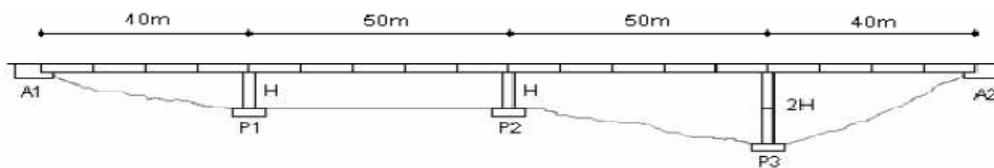
(a) série 7: SMM



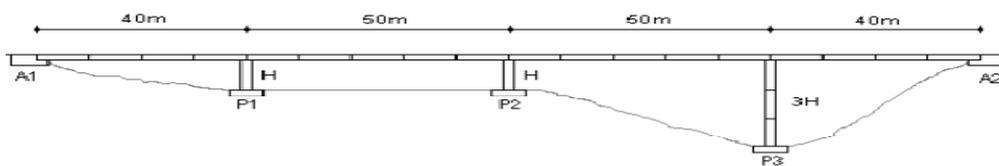
(b) série 8: SML



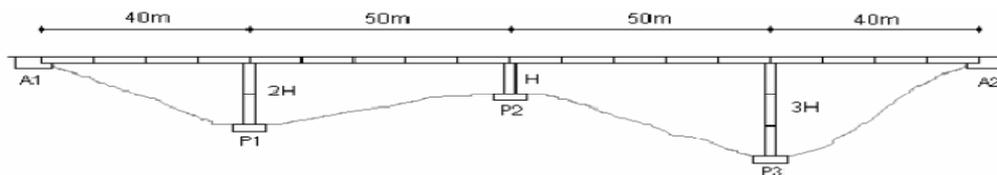
(c) série 9: SLL



(d) série 10: SSM

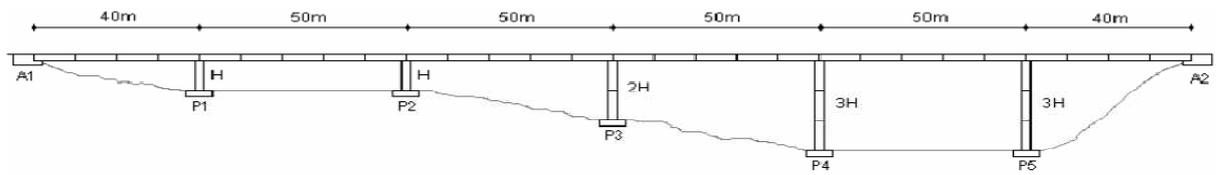


(e) série 11: SSL

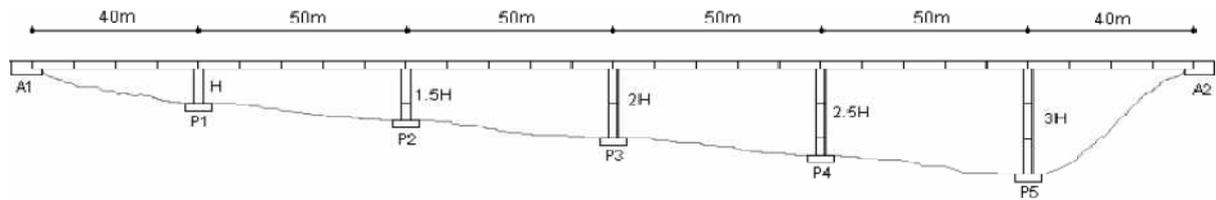


(f) série 12: MSL

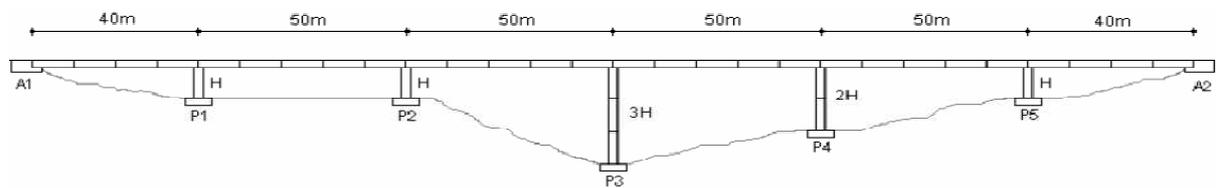
Figure 5.1 Séries des ponts irréguliers de quatre travées des hauteurs, ( $H=8\text{m}$ ,  $10.5\text{m}$ ,  $13\text{m}$  et  $15.5\text{m}$ )



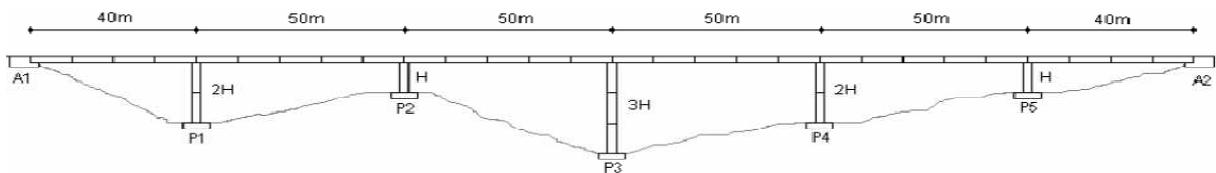
(a) série 13: SSMLL



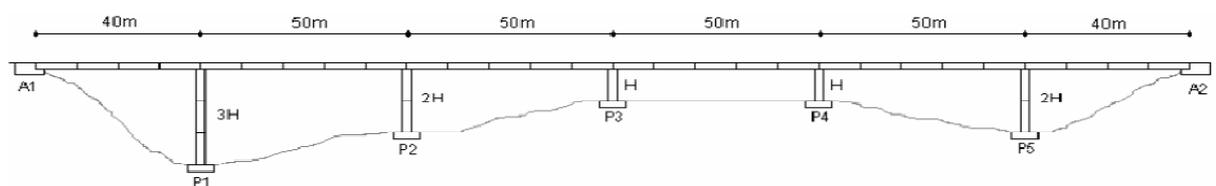
(b) série 14: SSMLL(2)



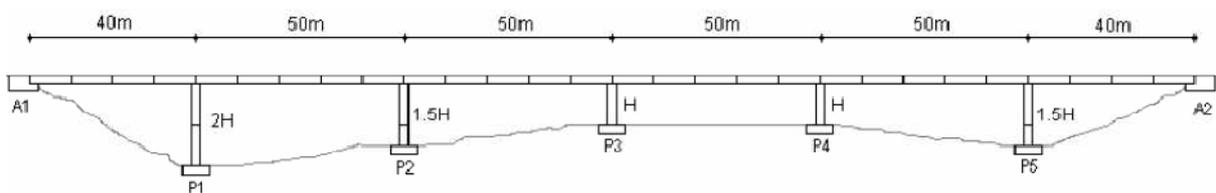
(c) série 15: SSLMS



(d) série 16: MSLMS



(e) série 17: LMSSM (1)



(f) série 18: LMSSM (1)

Figure 5.2 Séries des ponts irréguliers de six travées des hauteurs, ( $H=8\text{m}$ ,  $10.5\text{m}$ ,  $13\text{m}$  et  $15.5\text{m}$ )

## 5.2 Ponts irréguliers :

### d) Les points communs entre les séries 7, 8,9 :

Les séries 7, 8,9 sont caractérisées pour être des ponts irréguliers de longueur  $L=180$  m, de quatre travées, avec une courte pile latérale. Les trois séries ont un comportement très similaire, ce sont des structures très flexibles avec une période effective variant de 1.74s à 2.67s. La section des piles varie entre  $D=2.2$ m et  $D= 2.5$ m. La forme parabolique du déplacement est respectée. La participation des forces sismiques transmises aux culées est importante ; elle augmente jusqu'à  $ss_A = 93.82\%$  pour une hauteur de pile longue ( $H=15.5$ m), cela signifie qu'il y'a une faible participation des forces sismiques au niveau des piles. Le pourcentage global de l'énergie dissipée est environ de  $\varepsilon_{sys} = 11\%$  pour les cas des piles les plus courtes ( $H=8$ m), et d'environ  $\varepsilon_{sys} = 5\%$  pour les cas des piles les plus longues ( $H=15.5$ m). L'énergie dissipée est concentrée localement dans la petite colonne pour laquelle une grande ductilité est requise. Les résultats de cette série sont présentés dans le tableau 5.1.

### e) Les points communs entre les séries 10, 11,12 :

Les séries 10, 11,12 sont caractérisées pour être des ponts irréguliers de longueur  $L=180$ m, avec une pile centrale courte. Les trois séries ont un comportement très similaire, ce sont des structures très rigides avec une faible variation de la période effective (de 1.12s à 1.87s). Les sections des piles sont plus grandes que dans les séries précédentes, généralement variant entre  $D=2.5$ m et  $D=3$ m. La forme du déplacement est parabolique symétrique. Les forces transmises aux culées sont faibles, étant seulement de  $ss_A = 51\%$  (dans la série 11). La dissipation de l'énergie locale est importante allant de  $\varepsilon_{eqi} = 8\%$  à  $12\%$  (dans la série 10). Cette dissipation est concentrée au niveau de la pile critique, pour laquelle une demande de ductilité est requise. Les résultats de cette série sont présentés dans le tableau 5.1.

### f) Les points communs entre les séries 13, 14, 15, 16, 17,18 :

Les séries 13 à 18 sont caractérisées pour être des ponts irréguliers de longueur  $L=280$ m, et de six travées. La section des piles varie entre  $D=2.5$ m et  $D=3$ m ; ce sont des structures flexibles ou rigides selon l'emplacement de la pile critique. Lorsque la pile critique se situe au centre du pont, la structure est rigide, et lorsque la pile critique se situe près des culées, la structure est flexible. La part des forces sismiques transmises aux culées varie en fonction de la configuration du pont en termes de valeurs négatives (série15, série16). L'amortissement équivalent du système est généralement significatif pour l'ensemble de la série et varie environ de  $\varepsilon_{sys} = 14\%$  à  $11\%$  (dans la série 15). La dissipation d'énergie est entièrement concentrée dans la pile critique pour laquelle on a une forte demande en ductilité. Les résultats de cette série sont présentés dans le tableau 5.5.

H [m]	N° Itération	Forces aux Culées $ss_A$ [%]	$\Delta_{sys}$ [m]	$M_{eff}$ [ton]	$T_{eff}$ [s]	$K_{eff}$ [Kn/m]	$V_B$ [Kn]	$\varepsilon_{sys}$ [%]
Série 7								
8	8	37.65	0.42	2749.44	1.69	38223.69	16046.60	11.01
10.5	9	53.46	0.53	2804.75	1.98	28342.82	14907.16	8.75
13	14	72.40	0.63	2852.28	2.28	21586.44	13682.58	6.81
15.5	59	93.69	0.74	2895.96	2.59	17012.82	12653.41	5.44
Série 8								
8	8	40.14	0.44	2773.77	1.72	36982.05	16113.51	10.45
10.5	7	57.06	0.54	2840.23	2.03	27231.35	14666.65	8.70
13	14	75.59	0.64	2895.35	2.33	20998.34	13455.80	6.94
15.5	54	93.82	0.75	2944.91	2.61	17094.82	12740.94	5.49
Série 9								
8	8	37.05	0.45	2845.83	1.74	36896.07	16487.25	10.08
10.5	7	54.09	0.55	2942.72	2.06	27323.17	15044.86	8.42
13	13	73.83	0.65	3025.29	2.40	20751.58	13527.02	7.04
15.5	42	92.08	0.76	3101.61	2.68	17050.17	12874.44	5.67
Série 10								
8	23	18.96	0.26	2712.60	1.12	84727.69	22335.19	12.86
10.5	13	27.03	0.34	2822.19	1.36	60440.81	20411.41	11.18
13	10	38.19	0.42	2878.76	1.62	43290.18	18041.07	10.10
15.5	10	50.12	0.50	2924.62	1.87	32950.34	16343.64	8.96
Série 11								
8	18	21.71	0.28	2701.91	1.17	78487.59	21702.32	12.52
10.5	14	30.42	0.35	2885.64	1.41	57223.63	19771.39	11.76
13	10	40.51	0.42	2982.12	1.66	42473.91	17850.06	10.62
15.5	10	51.29	0.50	3051.64	1.91	33083.70	16453.39	9.39
Série 12								
8	19	23.60	0.27	3010.94	1.08	102087.59	27326.58	10.88
10.5	10	30.99	0.34	3114.24	1.33	69912.09	23973.56	9.94
13	10	40.43	0.42	3203.09	1.59	50090.71	20999.65	9.39
15.5	8	50.78	0.50	3280.16	1.85	37698.37	18715.59	8.67

Tableau 5.1 Les caractéristiques du pont d'un système SDDL pour la série 7 à la série 12

5.1.1 Série 7: SMM

Pour les ponts de la série 7, les résultats sont présentés dans les figures de 5.1 à 5.2. La pile courte, P1, est l'élément critique. Cette série est caractérisée pour être flexible avec des périodes effectives allant de 1.69s pour une hauteur de pile courte (H=8m) à 2.59s pour une hauteur de pile longue (H=15.5m). L'énergie dissipée dans chaque cas est concentrée au niveau de la pile critique. Cette énergie a une valeur importante pour une hauteur de pile courte (H=8m) et a une faible valeur pour une hauteur de pile longue (H=15.5m). La pile P3 a un comportement élastique pour une hauteur égale (H=15.5m). Une grande résistance est obtenue dans le cas de la pile critique, où la ductilité est plus élevée, ayant une valeur importante de l'effort tranchant à la base. En fonction de l'augmentation de la hauteur des piles, le pourcentage des forces sismiques transmises aux culées augmente ; il varie entre  $ss_A = 37.65\%$  et  $ss_A = 93.69\%$ . On observe aussi que l'augmentation de la hauteur des piles donne des formes paraboliques symétriques du déplacement à cause du comportement flexible de la superstructure. L'amortissement équivalent du système varie en fonction de l'augmentation de la hauteur de  $\varepsilon_{sys} = 11\%$  à  $\varepsilon_{sys} = 5\%$ . Les valeurs du moment plastique valent  $M_p=40000kN.m$  pour une hauteur de pile courte (H=8m) à  $M_p=64000 kN.m$  pour une hauteur de pile longue (H=15.5m). Il faut noter que, pour un comportement plastique les piles se plastifient en même temps, sauf s'il y a un décalage dans le cas où certaines piles ont un comportement élastique.

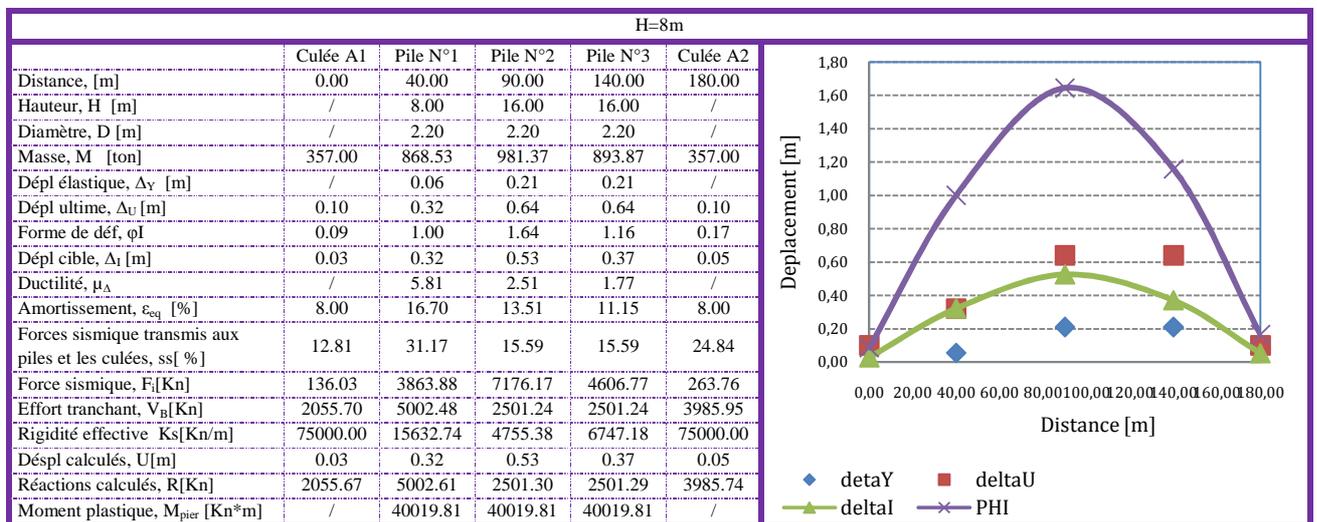
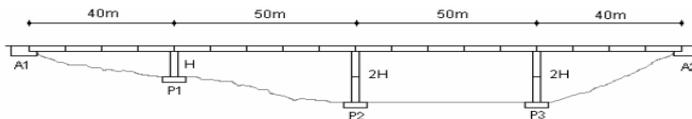


Figure 5.1 Résultats du pont (H=8m) de la série 7

## Chapitre 5. Application de l'approche "déplacement" aux ponts irréguliers

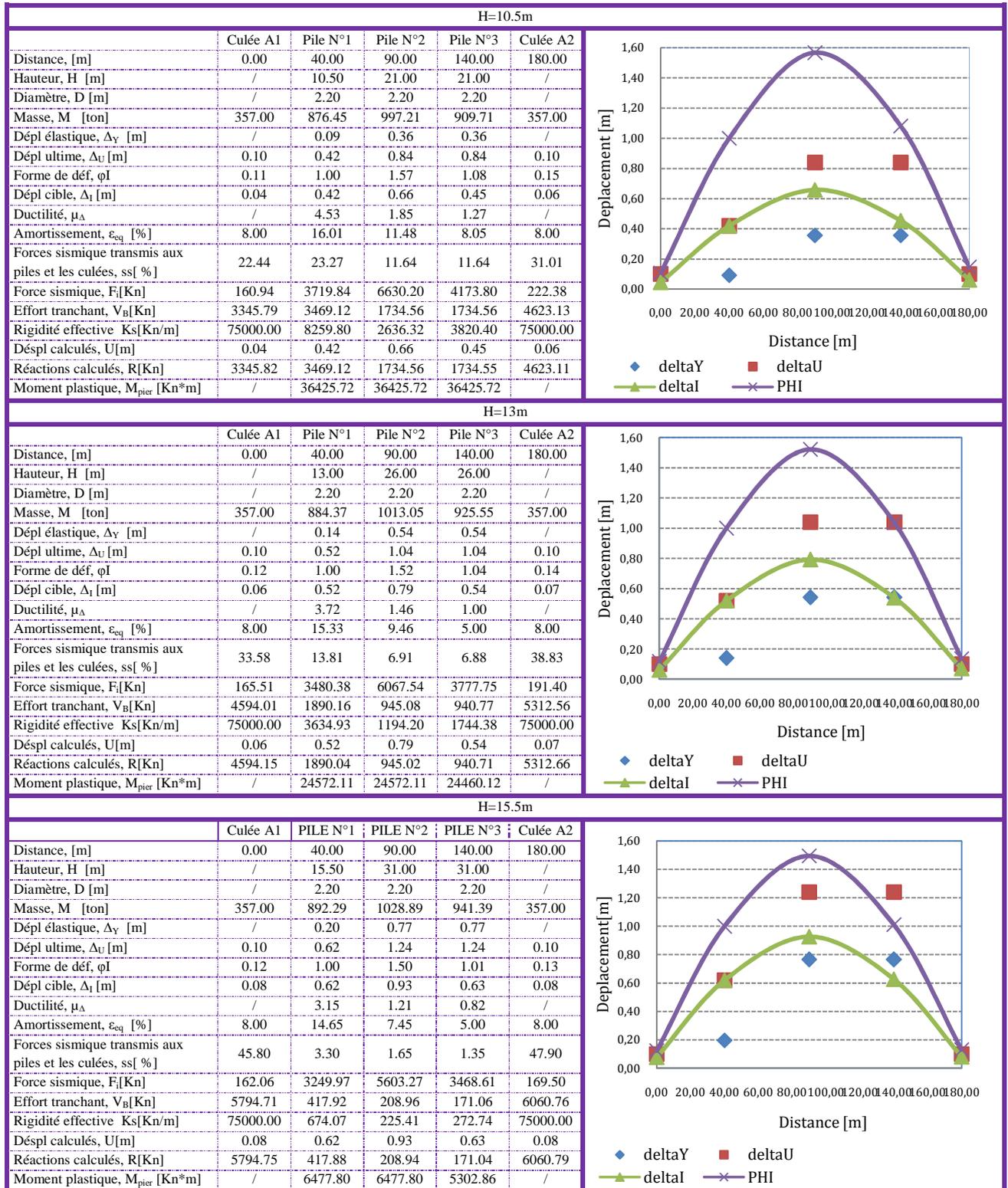
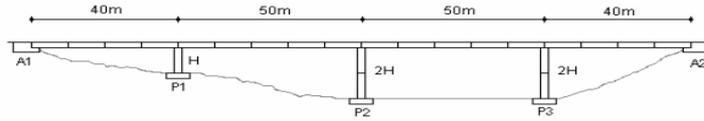


Figure 5.2 Résultats du pont (H=15.5m) de la série 7

### 5.1.2 Séries 8: SML

Les résultats de la série 8 sont présentés dans les figures de 5.3 à 5.4. La pile courte est l'élément critique. Dans laquelle on a des valeurs importantes de la ductilité variant de  $\mu_{\Delta} = 5.81$  pour une hauteur de pile égale ( $H=8m$ ) à  $\mu_{\Delta} = 3.15$  pour une hauteur de pile égale ( $H=15.5m$ ). Cette série est caractérisée pour être flexible avec des périodes effectives allant de 1.72s à 2.61s en fonction de l'augmentation de la hauteur des piles. L'énergie dissipée dans chaque cas est principalement concentrée dans la pile critique P1. Cette énergie est faible dans la pile centrale P2 et s'annule dans la pile P3 à cause de son comportement élastique. Quand la hauteur des piles augmente, les forces sismiques transmises aux culées varient entre  $ss_A = 40.14\%$  et  $ss_A = 93.80\%$ , ce qui explique une faible résistance au niveau des piles. Alors une faible valeur de l'amortissement équivalent du système est obtenue dans le cas de la plus longue pile ( $H=15.5m$ ),  $\epsilon_{sys} = 5.49\%$ , par conséquent une faible contribution de la composante hystérétique. La forme du déplacement est parabolique symétrique pour une hauteur de pile égale ( $H=15.5m$ ), et de forme parabolique non symétrique pour une hauteur de pile égale ( $H=8m$ ). Les forces sismiques au niveau des piles augmentent en fonction de la diminution de la participation des forces sismiques transmises aux culées. Le moment plastique diminue inversement suivant la hauteur des piles, variant entre  $M_p=43197$  kN.m pour une hauteur de pile égale ( $H=8m$ ) et  $M_p=7512$  kN.m pour une hauteur de pile égale ( $H=15.5m$ ).

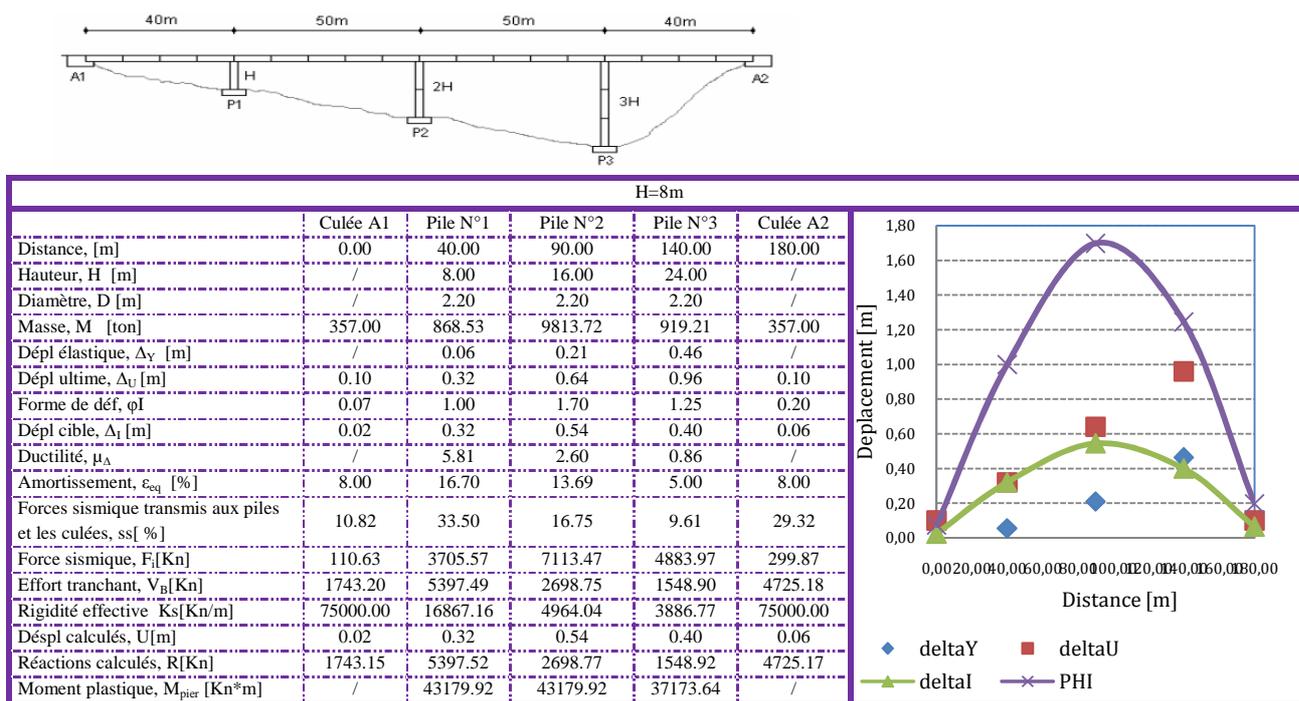


Figure 5.3 Résultats du pont (H=8m) de la série 8

## Chapitre 5. Application de l'approche "déplacement" aux ponts irréguliers

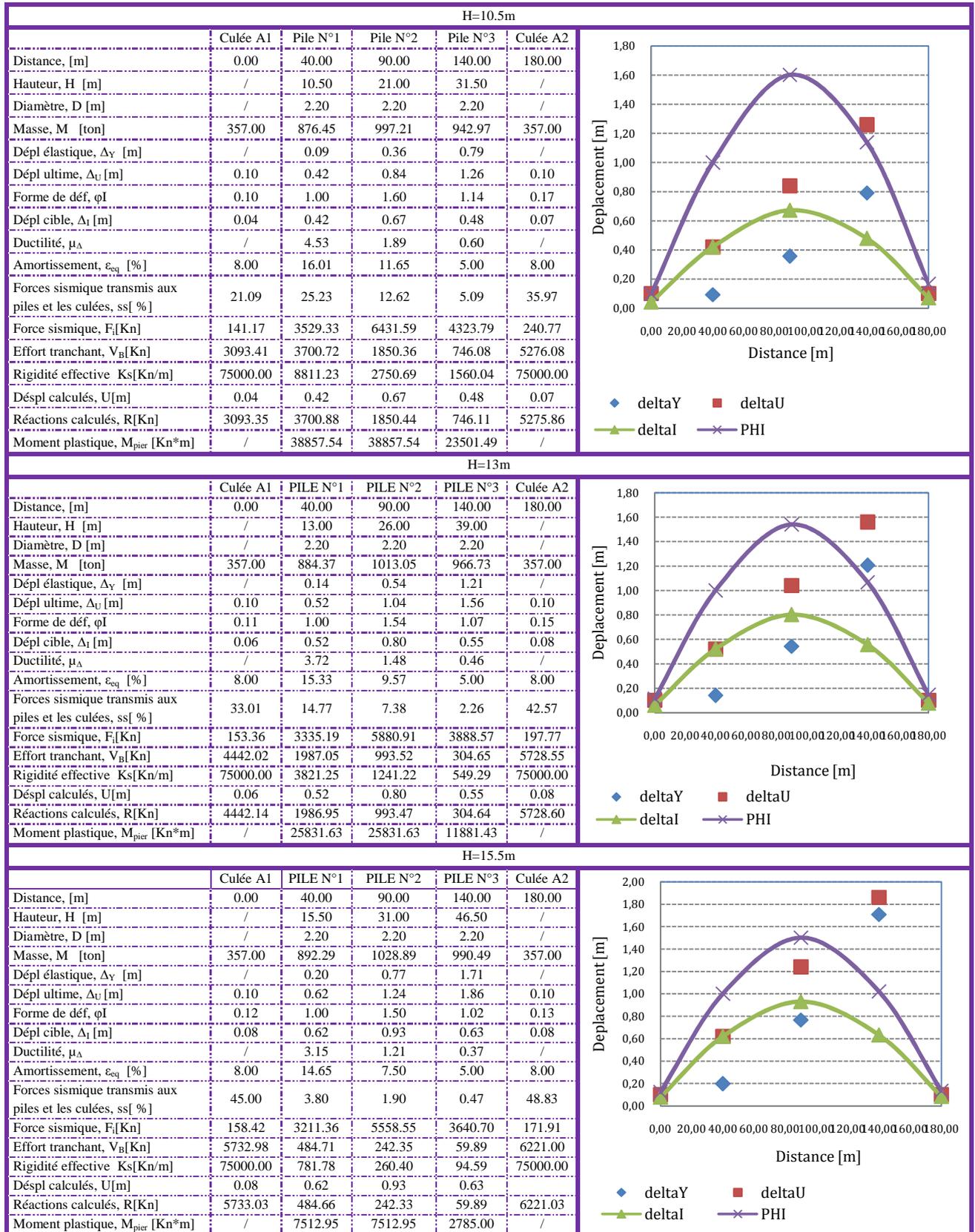
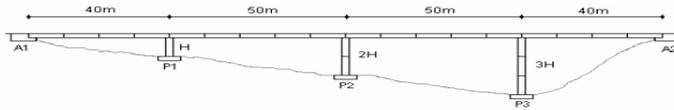


Figure 5.4 Résultats du pont (H=10.5m, H=13m, H=15.5m) de la série 8

### 5.1.3 Séries 9: SLL

Pour les ponts des séries 9, les résultats sont présentés dans les figures de 5.5 à 5.6. La pile courte, P1, est l'élément critique. Cette série est caractérisée pour être flexible avec des périodes effectives allant jusqu'à 1.74s et 2.68s en fonction de l'augmentation d'hauteur (de H=8m à H=15.5m). L'énergie dissipée est concentrée dans la pile critique P1 et diminue progressivement jusqu'à son annulation au niveau de la pile P3 qui a un comportement élastique. Une grande résistance est obtenue dans la pile critique P1 où le déplacement ductile est le plus élevé. Les forces sismiques transmises aux culées varient de  $ss_A = 37.05\%$  à  $ss_A = 92.08\%$ , en fonction de l'augmentation de la hauteur. Provoqué un comportement élastique au niveau des deux piles (P2 et P3). La forme de déplacement est parabolique symétrique pour une hauteur de pile longue (H=15.5m), et de forme parabolique non symétrique pour une hauteur de pile longue (H=8m). Le moment plastique varie entre  $M_p=49856$  kN.m pour le cas de la plus courte pile (H=8m) et  $M_p=11719$  kN.m pour le cas de la plus longue pile (H=15.5m), on voit bien une diminution du moment plastique en fonction de l'augmentation de la hauteur.

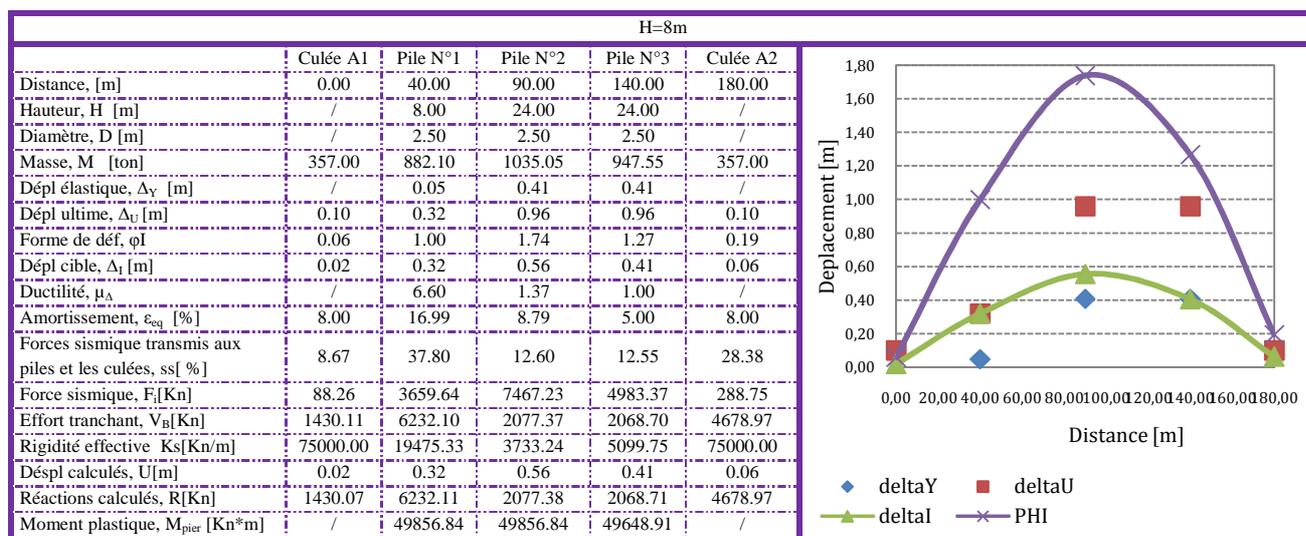
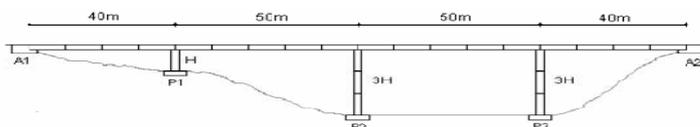


Figure 5.5 Résultats du pont (H=8m) de la série 9

## Chapitre 5. Application de l'approche "déplacement" aux ponts irréguliers

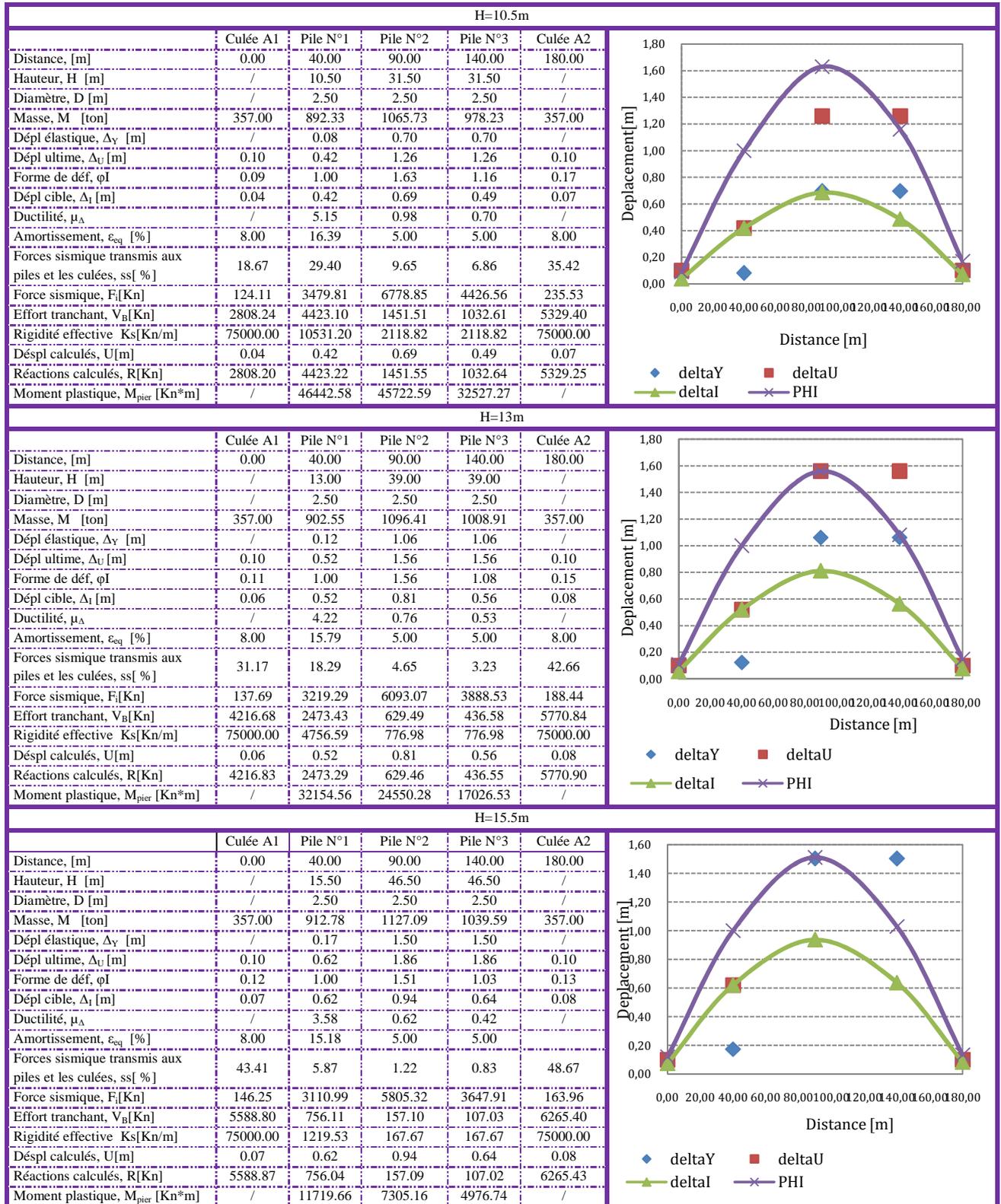
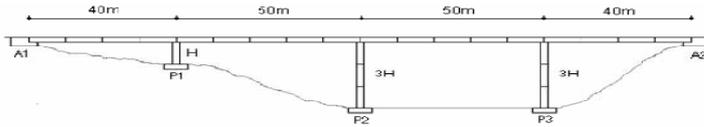


Figure 5.6 Résultats du pont (H=10.5m, H=13m, H=15.5m) de la série 9

### 5.1.3.1 Résumée sur les trois séries :

Le pourcentage des forces sismiques transmises aux culées pour les trois séries 7,8, 9 pour une hauteur de pile longue (H=15.5m) est environ  $ss_A = 93\%$ , signifiant qu'on a une faible contribution des forces sismiques au niveau des piles, donc une faible résistance peut être fournie avec un rapport de ferrailage bien en dessous de la limite minimale souhaitable de 0.5% [Priestley et al, 1996] ; donc pour une certaines cas, la colonne pourrait être principalement dimensionnée des considérations de gravité uniquement.

Cependant, les rotules plastiques sont toujours prévues pour prendre place au pied de la pile, donc les armatures transversales doivent être suffisantes afin de soutenir les exigences de ductilité attendues.

		Moment plastique [kN.m]		
		Série 7, D=2.2m, la pile critique, P1	Série 8, D=2.2m, la pile critique, P1	Série 9, D=2.5m, la pile critique, P1
Séries	Hauteurs			
	H=8m	M=40019kN.m	M= 43179kN.m	M= 49856kN.m
	H=10.5m	M=36425kN.m	M=38857kN.m	M=46442kN.m
	H=13m	M=24572kN.m	M=25831kN.m	M=32154kN.m
	H=15.5m	M=6477kN.m	M= 7512kN.m	M= 11719kN.m

Tableau 5.2 Récapitulatif des résultats pour les séries 7, 8, 9

### 5.1.4 Séries10: SSM

Les résultats de cette série sont présentés dans les figures de 5.7 à 5.8. Cette série est caractérisée pour être rigide à cause du déplacement cible imposé par la pile centrale, P2, qui désigne l'élément critique. La variation de la période effective est de 1.12s à 1.87s. L'énergie dissipée est concentrée dans la pile critique. La résistance des piles requises est similaire pour tous les cas. L'importance de la demande e ductilité diminue avec l'augmentation de la hauteur des piles (de H=8m à H=15.5m), elle varie entre  $\mu_\Delta = 6.6$  et  $\mu_\Delta = 3.58$ . La participation des forces sismiques transmises aux culées varie de  $ss_A = 18.96\%$  pour une hauteur de pile courte (H=8m) à  $ss_A = 50.12\%$  pour une hauteur de pile longue (H=15.5m). Toutes les piles ont un comportement plastique, sauf la pile P3 qui a un comportement élastique pour une hauteur de pile égale (H=13m et H=15.5m). L'amortissement équivalent du système varie de  $\varepsilon_{sys} = 12.86\%$  à  $\varepsilon_{sys} = 8.96\%$  en fonction de l'augmentation de la hauteur ; ce pourcentage est la conséquence d'une forte contribution de la pile plastique. La forme du déplacement est parabolique symétrique pour une hauteur de pile longue (H=15.5m) et de forme parabolique non symétrique pour une hauteur de pile courte (H=8m), en raison de la croissance de la participation des forces sismiques transmis aux culées. Dans le cas où toutes ces piles ont un comportement plastique, le moment plastique augmente avec l'augmentation de la hauteur. Dans certains cas où les piles changent de comportement, elles deviennent élastiques, le moment plastique diminue avec l'augmentation de la hauteur.

## Chapitre 5. Application de l'approche "déplacement" aux ponts irréguliers

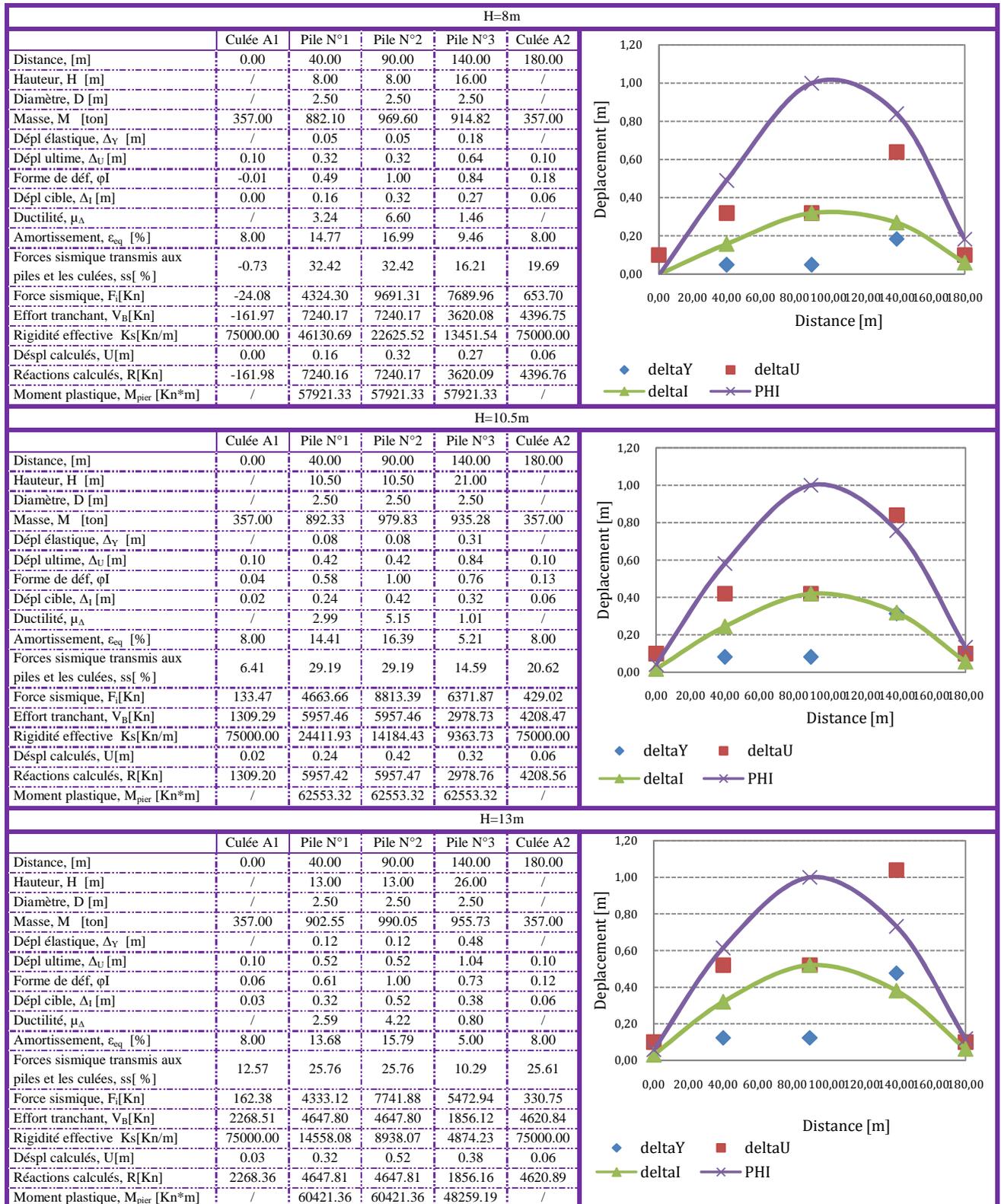
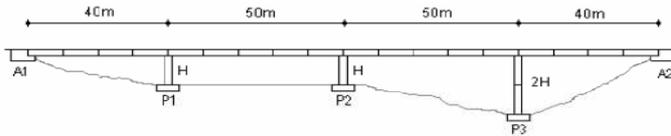


Figure 5.7 Résultats du pont (H=8m, H=10.5m, H=13m) de la série 10

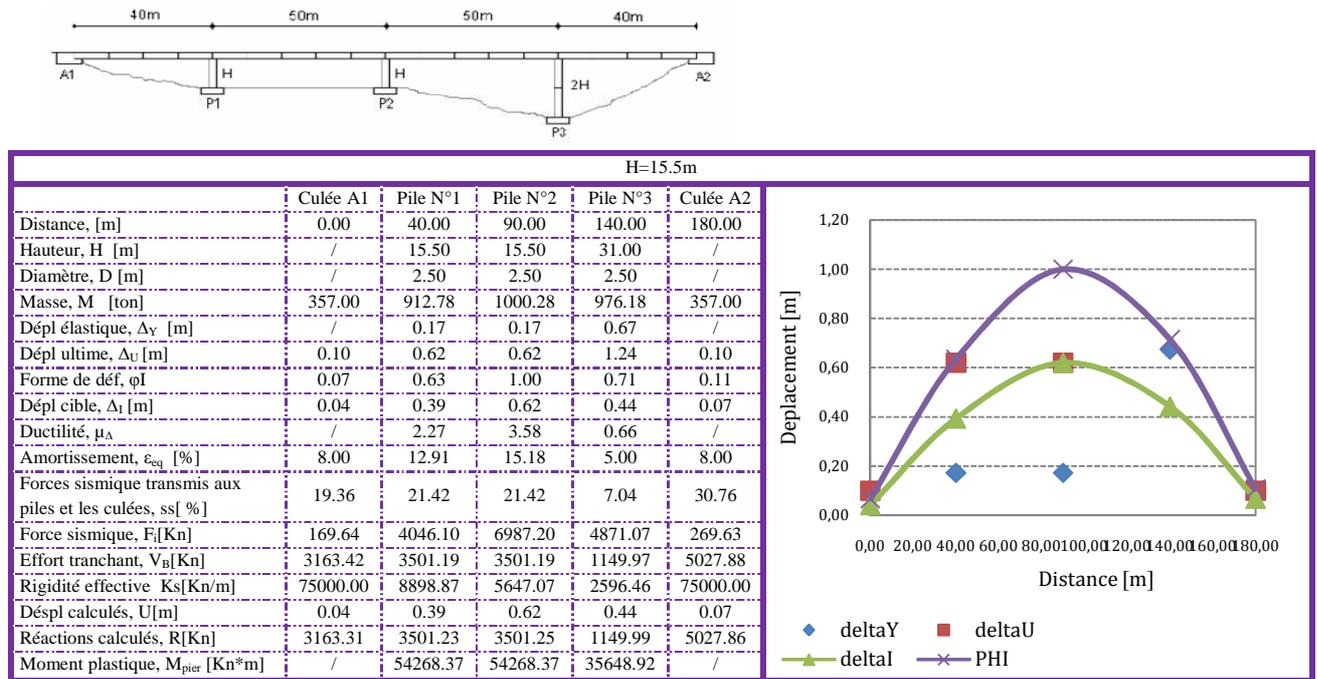


Figure 5.8 Résultats du pont (H=15.5m) de la série 10

### 5.1.5 Séries 11: SSL

Les résultats de la série 11 sont présentés dans les figures de 5.9 à 5.10. Cette série a un comportement très similaire à celle de la série précédente ; les structures sont caractérisées pour être rigide à cause du déplacement cible imposé par la pile centrale courte, P2 qui désigne l'élément critique. La variation de la période effective est entre 1.17s et 1.91s en fonction de l'augmentation de la hauteur. La grande partie de l'énergie dissipée est concentrée dans la pile critique, P2. La demande en ductilité diminue avec l'augmentation de la hauteur des piles. Les deux piles courtes ont un comportement plastique P1 et P2 par contre la pile longue a un comportement élastique P3. Le taux des forces sismiques transmises aux culées varie entre  $ss_A = 21\%$  pour une hauteur de pile courte (H=8m) à  $ss_A = 51\%$  pour une hauteur de pile longue (H=15.5m). L'amortissement équivalent du système a une valeur maximale égale à  $\varepsilon_{sys} = 12.52\%$  pour la plus courte pile (H=8m) et une valeur minimale égale à  $\varepsilon_{sys} = 9.39\%$  pour la plus longue pile (H=15.5m). La forme de déplacement est parabolique symétrique pour une hauteur de pile égale (H=15.5m) et de forme parabolique non symétrique pour une hauteur de pile égale (H=8m).

## Chapitre 5. Application de l'approche "déplacement" aux ponts irréguliers

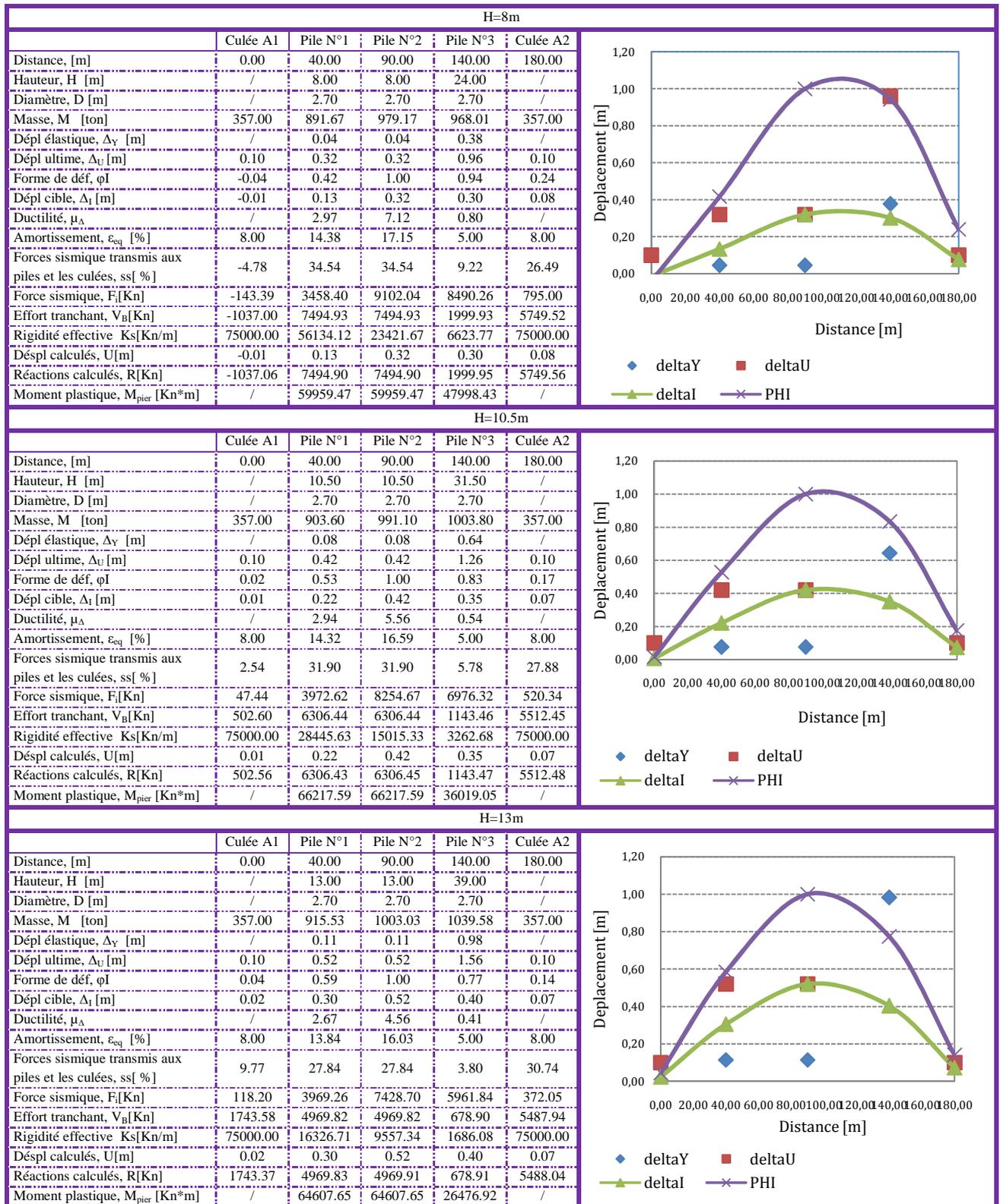
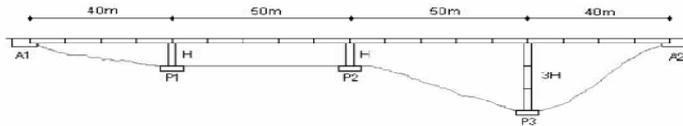


Figure 5.9 Résultats du pont (H=8m, H=10.5m, H=13m) de la série 11

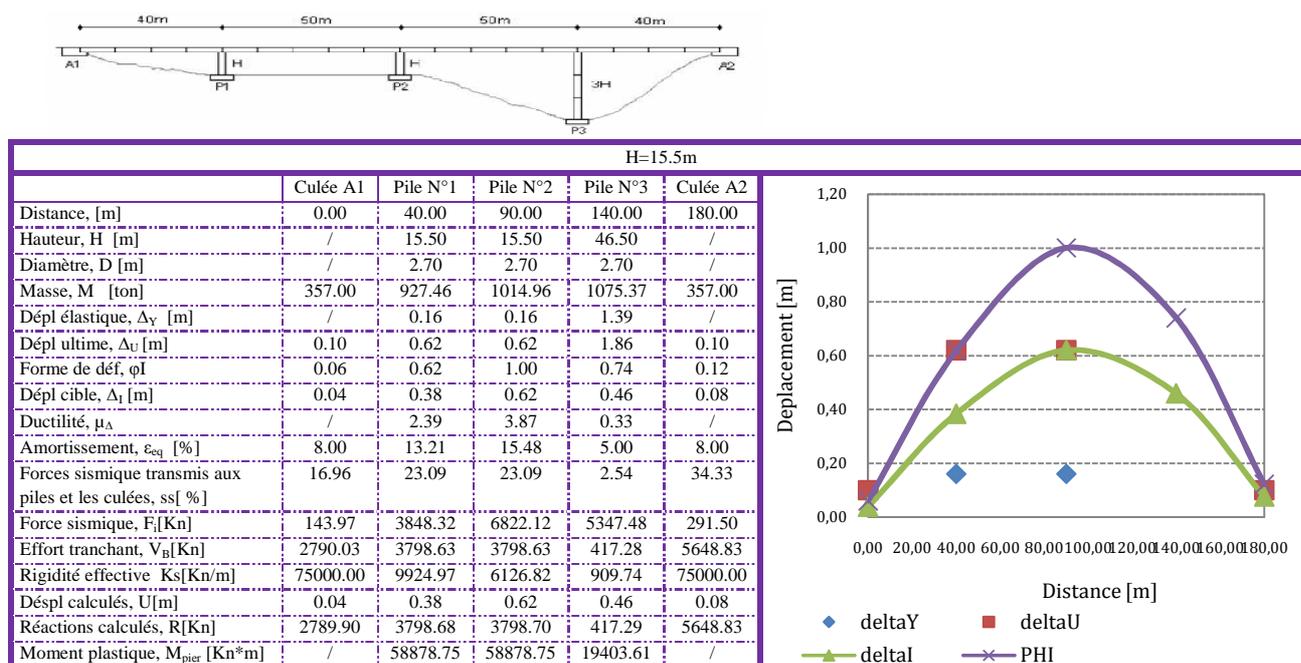


Figure 5.10 Résultats du pont (H=15.5m) de la série 11

### 5.1.6 Séries 12 : MSL

Les résultats de cette série sont présentés dans les figures de 5.11 à 5.12. Cette série a une géométrie très similaire à celles des deux séries précédentes. Les structures sont caractérisées pour être rigide à cause du déplacement cible imposé par la pile centrale courte, P2, qui désigne l'élément critique. La période effective varie entre 1.08s et 1.85 s. Une grande partie de l'énergie dissipée est concentrée dans la pile critique pour laquelle la ductilité est élevée et de l'ordre  $\mu_A = 7.92$  pour une hauteur de pile égale (H=15.5m). Cependant les deux piles P1 et P3 ont un comportement élastique. Les forces sismiques reprises par les piles sont très élevées pour une hauteur de pile courte (H=8m) et faible pour une hauteur de pile longue (H=15.5m). La participation des forces sismiques transmises aux culées varie en fonction de l'augmentation de hauteur (de H=8m à H=15.5m) de  $ss_A = 23.60\%$  à  $50.78\%$ . Cette participation résulte en une forme de déplacement parabolique symétrique pour une hauteur de pile longue (H=15.5m) et une forme parabolique non symétrique pour une hauteur de pile courte (H=8m). L'amortissement équivalent du système varie entre  $\varepsilon_{sys} = 10.88\%$  et  $\varepsilon_{sys} = 8.67\%$ . On remarque que les forces sismiques au niveau des piles diminuent avec l'augmentation de la hauteur des piles.

## Chapitre 5. Application de l'approche "déplacement" aux ponts irréguliers

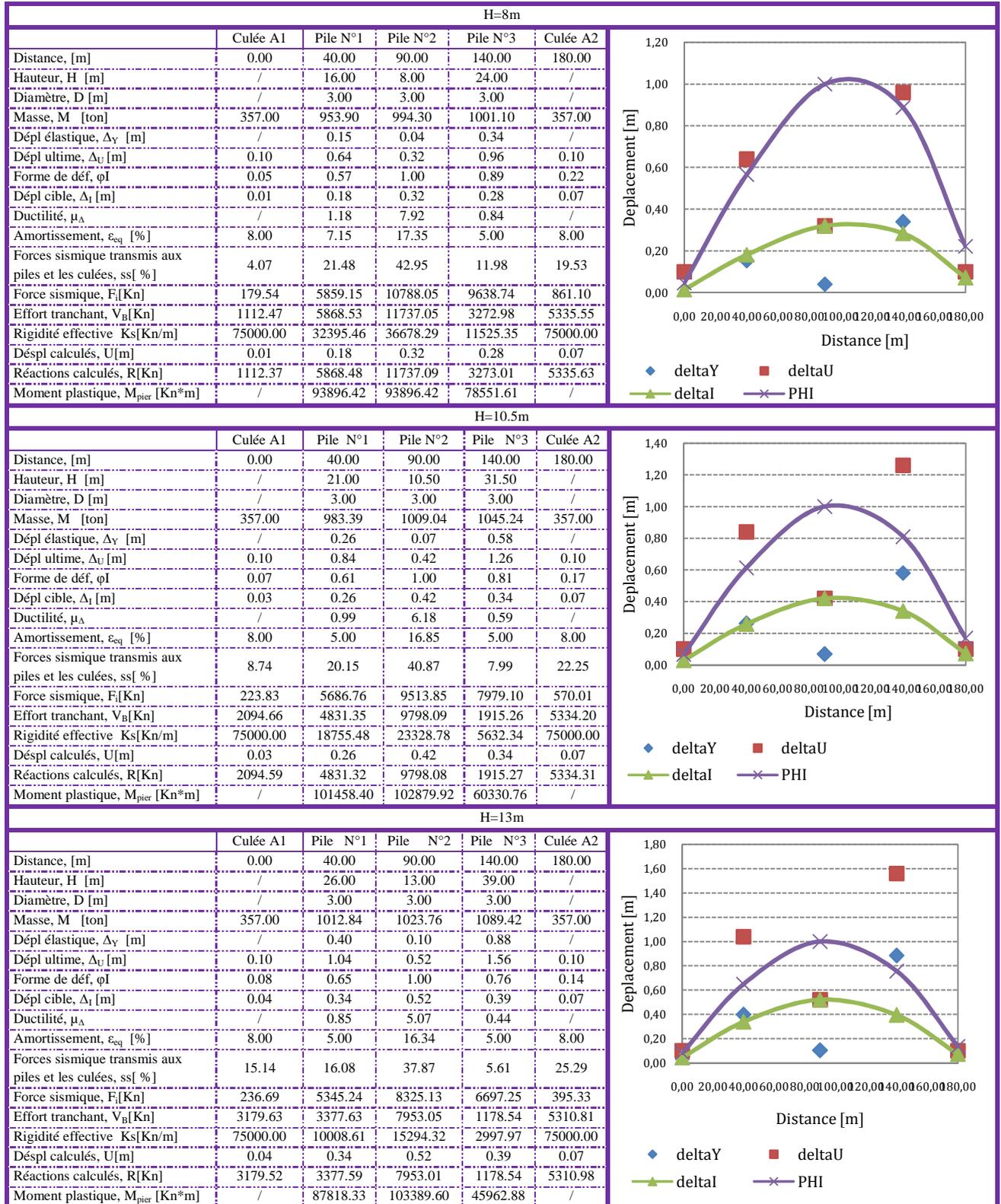
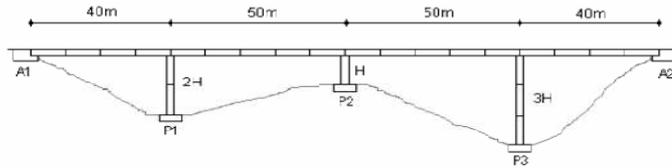


Figure 5.11 Résultats du pont (H=8m, H=10.5m, H=13m) de la série 12

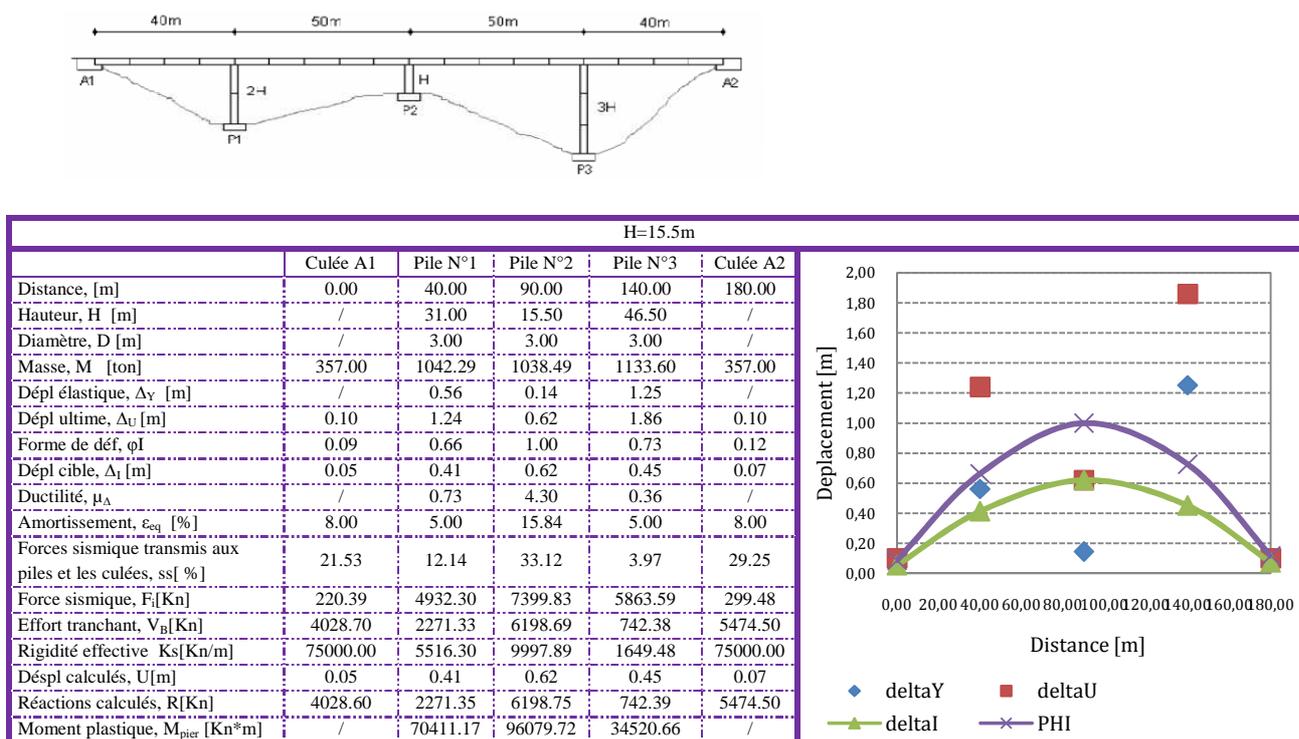


Figure 5.12 Résultats du pont (H=15.5m) de la série 12

Comme il a été prouvé précédemment que la valeur maximale du déplacement est fonction de la disposition des piles telle que la série 3 et la série 6, qui se caractérisent par une pile centrale courte et deux piles extérieures longues, alors ces dispositions peuvent être fortement influencées par le comportement élastique que celle du comportement plastique, en raison de la différence entre la forme du premier mode fondamentale élastique et la forme du premier mode fondamentale plastique. Cela signifie que l'approche déplacement est basée sur les propriétés effectives de la structure pour une réponse maximale. La réponse d'un pont irrégulier pour une structure très rigide qui se caractérise par, une pile critique centrale et par une forme de déformer inclinée vers le coté le plus flexible dépend fortement du champ du déplacement réelle maximale.

Une nouvelle redistribution de la raideur et par conséquent des forces, peut donner une conception efficace et une meilleure évaluation des déplacements. L'idée est d'essayer de créer une forme de déformée parabolique symétrique de déplacement, alors une analyse supplémentaire pour la série 12 est faite pour une hauteur de pile égale (H=8m). L'information qui peut être tirée dans la figure 4.11 est celle de la valeur de la ductilité qui vaut  $\mu_\Delta = 1.18$  pour la pile extérieure gauche et vaut  $\mu_\Delta = 0.84$  pour la pile extérieure droite. Tout d'abord, on empêche l'influence élevée du comportement élastique, alors la force de la pile centrale est diminuée à 75% de la pile extérieure (pile droite) ; ainsi la force de la pile moyenne (pile gauche) doit être diminuée. Dans le but d'obtenir une forme de déplacement semblable dans les deux cas de piles extérieures. Pour obtenir le pourcentage de forces transmises pour chaque pile, il est nécessaire d'appliquer le principe d'égalité de déplacement. Donc est nécessaire

d'égaliser le facteur de cisaillement de ces deux piles P1 et P3. On a obtenu la participation suivante:

$$V_i \propto \frac{\mu_{\Delta}}{H_i}$$

Dans laquelle :  $V_{ip1} = \frac{\mu_{\Delta 1}}{H_1} = \frac{1.18}{2H}$  ET  $V_{ip3} = \frac{\mu_{\Delta 2}}{H_2} = \frac{0.84}{3H}$  en égalisant

$\frac{V_{ip3}}{V_{ip1}} = \frac{0.84}{3H} * \frac{1.18}{2H} = 0.47 \approx 0.50$ , dans cette forme, on a une procédure de dimensionnement qui est établie pour obtenir un nouveau facteur de cisaillement à distribuer SDF pour chaque pile, c.à.d. 0.50, 0.75, 1 pour la pile gauche, centrale et la pile droite. Les résultats calculés sont montrés dans le tableau et la figure suivante.

Il est important de garder l'idée principale de l'approche déplacement appliquée sur les ponts en béton, c.à.d. d'assurer une même quantité de ferrailage dans toutes les piles pour faciliter la conception du pont et surtout dans les ponts irréguliers, qui sont très sensibles au mode de torsion, car le centre de masse ne coïncide pas avec le centre de pression.

En pratique on peut faire une redistribution des forces sismiques transmises aux éléments structuraux du pont ; afin d'obtenir une forme de déplacement plus régulière, qui reflètent un meilleur accord, non seulement dans le déplacement mais aussi dans les forces internes.

Hauteur [m]	N° Itération	Forces aux Culées SS[%]	$\Delta_{sys}$ [m]	$M_{eff}$ [ton]	$T_{eff}$ [s]	$K_{eff}$ [kN/m]	$V_B$ [kN]	$\epsilon_{sys}$ [%]
8.00	3.00	32.00	14.35	0.25	2965.81	1.00	117249.99	29827.99

Tableau 5.3 Les caractéristiques de la série12, avec une nouvelle redistribution de force

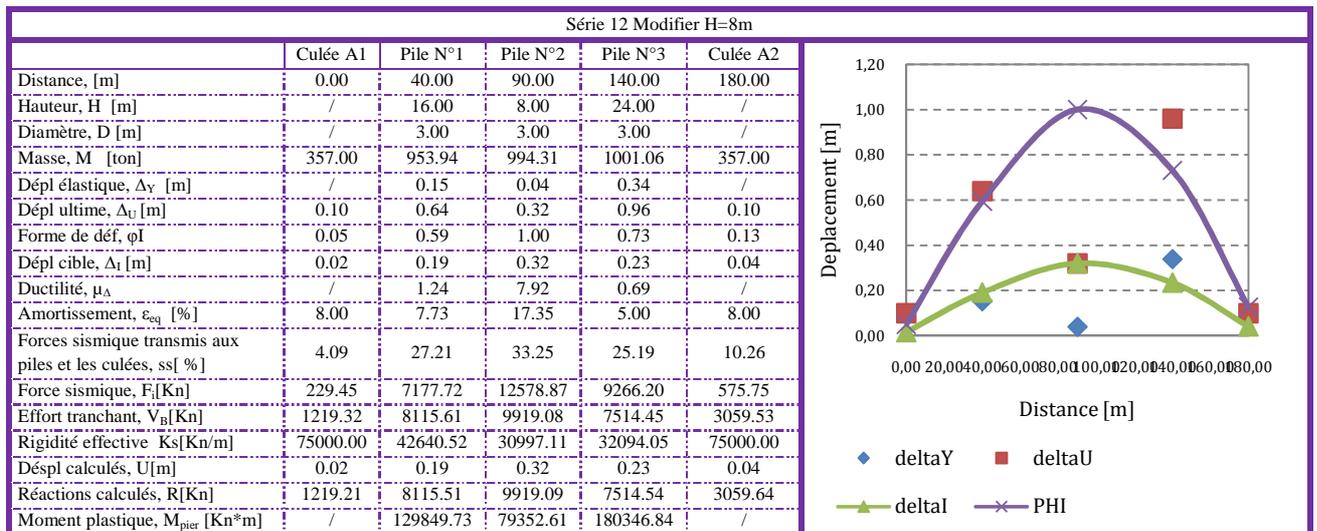
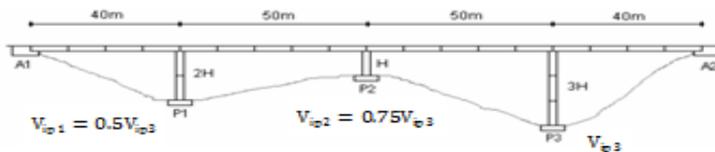


Figure 5.13 Résultats du pont (H=8m) de la série 12

**5.1.6.1 Résumé sur les séries:**

Le point commun entre ces séries c'est la position de la pile critique, qui se trouve au centre du pont c.à.d. la pile P2. La série 12 a un comportement purement plastique par rapport aux autres séries ( $\mu_{\Delta} = 7.92$ ) ; en outre l'effort tranchant à la base est important. Géométriquement, on voit qu'il y'a une proportion entre la pile P1 et la pile P3 au niveau de la série 10 en terme de l'effort tranchant à la base ( $V_{P1}=2V_{P2}$ ).

Séries Hauteurs		Moment plastique [kN.m]		
		Série 10, D=2.5m, la pile critique, P2	Série 11, D=2.7m, la pile critique ,P2	Série 12, D=3m, la pile critique, P2
H=8m	M=57921kN.m	M=59959kN.m	M=93896kN.m/79352	
H=10.5m	M=62553kN.m	M=66217kN.m	M=102879kN.m/66873	
H=13m	M=60421kN.m	M=64607kN.m	M=103389kN.m	
H=15.5m	M=54268kN.m	M=58878kN.m	M=96079kN.m	

**Tableau 5.4 Récapitulatif des résultats pour les séries 10, 11, 12**

H [m]	N° Itération	Forces aux Culées SS [%]	$\Delta_{sys}$ [m]	$M_{eff}$ [ton]	$T_{eff}$ [s]	$K_{eff}$ [Kn/m]	$V_B$ [Kn]	$\epsilon_{sys}$ [%]
<b>Série 13</b>								
8	21	2.69	0.57	3713.40	2.39	25719.69	14643.67	10.67
10.5	10	8.04	0.62	4127.54	2.70	22425.97	13796.12	11.23
13	9	13.04	0.69	4348.25	3.00	19059.62	13073.12	10.50
15.5	7	18.72	0.75	4538.15	3.35	16008.68	12032.78	9.71
<b>Série 14</b>								
8	62	0.48	0.55	3838.37	2.36	27252.76	14975.38	11.51
10.5	13	14.67	0.67	4406.68	3.16	17371.64	11722.64	12.05
13	8	27.91	0.80	4578.34	3.82	12373.23	9891.77	10.38
15.5	7	41.99	0.92	4702.70	4.46	9329.83	8569.47	8.75
<b>Série 15</b>								
8	22	-13.48	0.46	3710.37	2.05	34866.36	15918.84	14.35
10.5	16	-9.82	0.51	4070.56	2.33	29710.91	15100.53	13.89
13	15	-5.91	0.58	4259.69	2.63	24234.41	14030.03	12.67
15.5	15	-1.12	0.66	4406.70	2.95	19997.06	13186.72	11.30
<b>Série 16</b>								
8	23	-17.78	0.34	3545.65	1.37	75068.52	25616.58	11.04
10.5	32	-14.72	0.41	3960.16	1.59	61943.23	25409.10	10.02
13	56	-11.88	0.49	4253.46	1.86	48534.22	23649.15	9.29
15.5	39	-2.57	0.59	4695.88	2.49	29878.05	17604.55	10.63
<b>Série 17</b>								
8	39	18.24	0.42	2957.99	1.67	41955.95	17661.85	10.62
10.5	19	18.74	0.45	3651.84	1.83	43280.34	19291.94	11.48
13	16	19.75	0.49	4214.04	2.00	41455.46	20275.27	11.30
15.5	18	21.56	0.54	4588.40	2.21	36946.76	19889.85	10.62
<b>Série 18</b>								
8	25	12.76	0.36	3240.80	1.54	53600.47	19496.00	13.15
10.5	19	9.92	0.40	3843.06	1.67	54222.58	21634.14	12.48
13	18	11.05	0.45	4252.50	1.86	48736.45	21946.41	11.66
15.5	20	14.20	0.51	4519.20	2.11	39884.39	20455.90	11.06

Tableau 5.5 Les caractéristiques du pont d'un système à un degré de liberté pour la série 13 à la série 18

5.1.7 Séries 13 : SSMLL (1)

Les résultats de la série 13 sont présentés dans les figures 5.14 à 5.15. La pile courte, P2, est l'élément critique. La section des piles varie de D=2.2m à D=2.5m. Cette série est caractérisée pour être une structure flexible avec des périodes effectives allant de 2.39s à 3.35s en fonction de l'augmentation de hauteur des piles (H=8m à H=15.5m). L'amortissement équivalent du système est environ de  $\varepsilon_{sys} = 10\%$  dans toutes les cas de hauteurs. Ce qui reflète une importante énergie dissipée, dans la pile critique, P2, et moindre dans la pile centrale P3. La pile P5 a un comportement élastique pour différentes hauteurs de pile et aussi bien la pile P4 pour une hauteur de pile longue (H=13m, H=15.5m). On note que la culée gauche A1 donne des valeurs négatives d'effort tranchant, donc elle réagit dans le sens inverse des piles. Une grande résistance des piles a été observée dans le cas de la plus courte pile à cause de la ductilité qui est égale à  $\mu_{\Delta} = 5.80$ . On observe une augmentation lente du pourcentage de force sismique transmise aux culées (de  $ss_A = 2.69\%$  à  $ss_A = 18.72\%$ ) en fonction de l'augmentation de hauteur de pile. Ce qui explique une grande résistance des piles trouvée au niveau de la pile la plus courte (H=8m). La forme du déplacement est parabolique non symétrique pour une hauteur de pile courte (H=8m) et de forme parabolique symétrique (proche de la symétrique) pour une hauteur de pile longue (H=15.5m). Au niveau de la pile critique le moment plastique augmente en fonction de l'augmentation de la hauteur de la manière suivante  $M_p=36000\text{kN.m}$  à  $M_p=53000\text{kN.m}$  et pour le cas de présence du pile élastique P5, ce moment diminue en fonction de l'augmentation de la hauteur comme suit  $M_p=34000\text{ kN.m}$  à  $M_p=18000\text{ kN.m}$ .

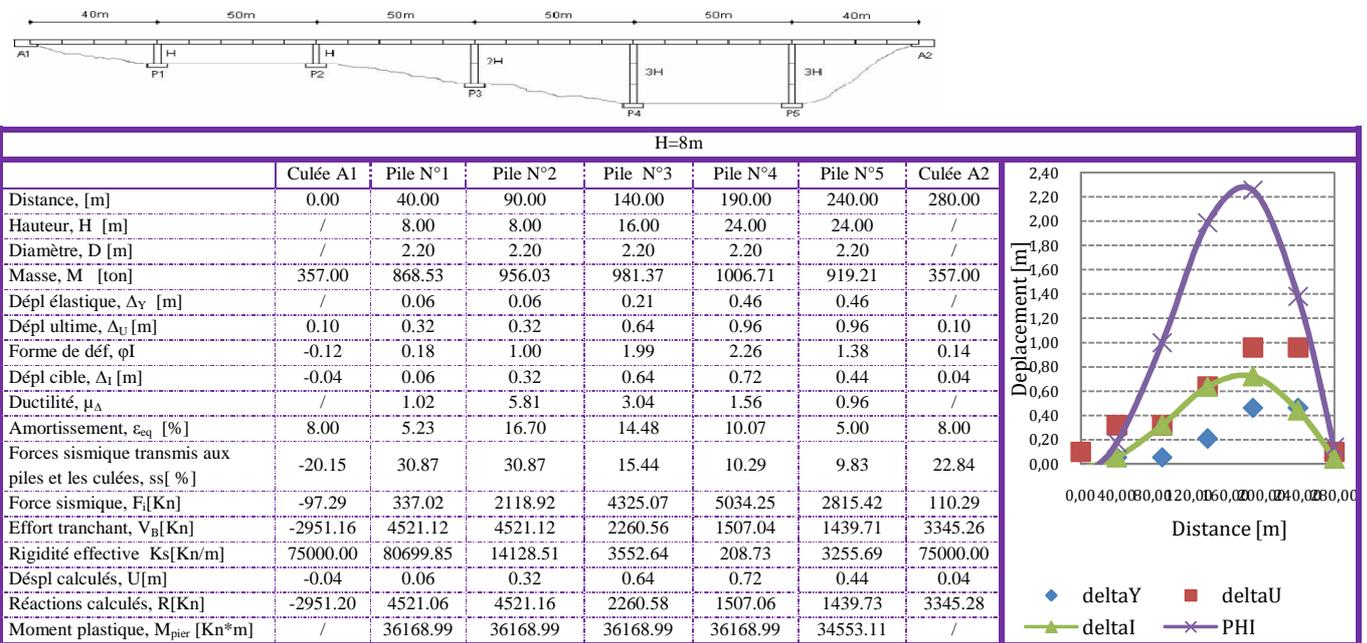


Figure 5.14 Résultats du pont (H=8m) de la série 13

## Chapitre 5. Application de l'approche "déplacement" aux ponts irréguliers

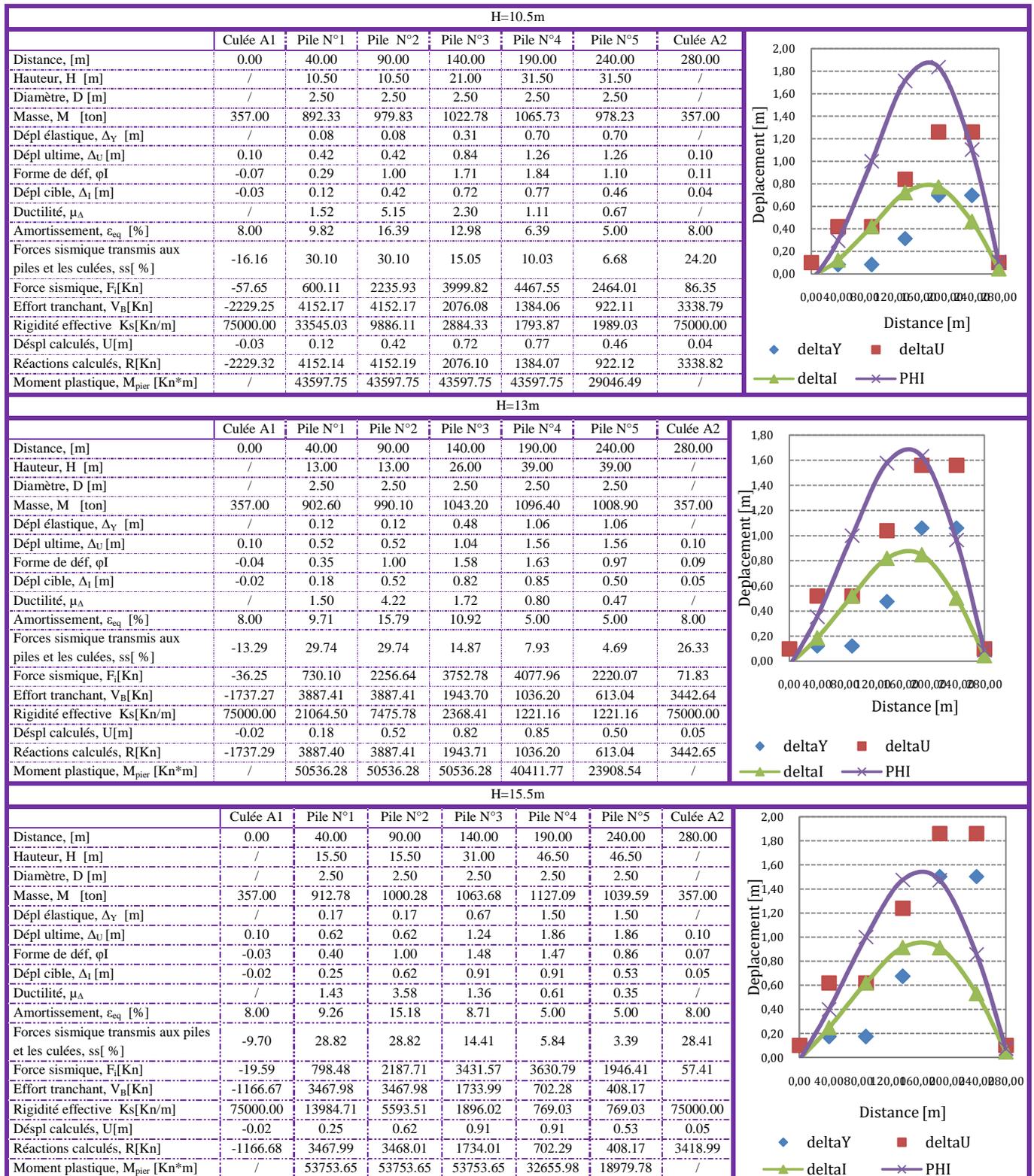
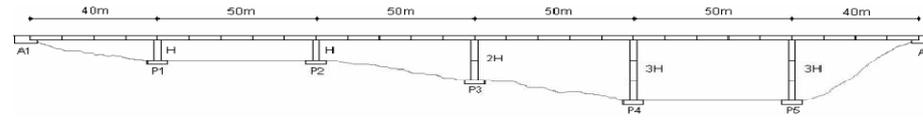


Figure 5.15 Résultats du pont (H=10.5m, H=13m, H=15.5m) de la série 13

### 5.1.8 Série 14 : SSMLL (2)

Les résultats de la série 14 sont présentés dans les figures 5.16 à 5.17. Pour une hauteur de pile égale ( $H=8\text{m}$ ) la pile critique se trouve au niveau de la pile, P3, et pour une hauteur de pile égale ( $H=10.5\text{m}$ ), la pile, P2, désigne l'élément critique, et pour une hauteur de pile égale ( $H=13\text{m}$ ,  $H=15.5\text{m}$ ), la pile critique se situe au niveau de la pile, P1. Les diamètres des piles varient entre  $D=2.20\text{m}$  à  $D=2.50\text{m}$ . Cette série est caractérisée pour être des structures très flexibles avec une variation de la période effective allant de  $2.36\text{s}$  à  $4.46\text{s}$  en fonction de l'augmentation de hauteur. La géométrie est très similaire par rapport à la précédente série 13. Mais la structure devient plus flexible à cause de l'augmentation de la hauteur de pile. Le pourcentage des forces sismiques transmises aux culées a également augmenté, passant de  $ss_A = 0.48\%$  à  $ss_A = 41.99\%$ . L'amortissement équivalent du système varie entre  $\varepsilon_{sys} = 11.51\%$  pour une hauteur de pile égale ( $H=8\text{m}$ ) et  $\varepsilon_{sys} = 8.75\%$  pour une hauteur de pile égale ( $H=15.5\text{m}$ ). Le classement des piles par ordre décroissant d'énergie dissipée est comme suit : la pile P3, P2, P4, P1, et la pile P5 pour une hauteur de pile courte ( $H=8\text{m}$ ). Et l'ordre devient : la pile P2, P1, P3, P4, et la pile P5 ; pour une hauteur de pile égale ( $H=10.5\text{m}$ ). Puis l'ordre est : la pile P1, P2, P3, P4, et la pile P5 ; pour une hauteur de pile égale ( $H=13\text{m}$  et  $H=15.5\text{m}$ ). Il faut noter que la pile P5 a un comportement élastique pour tous les cas, et aussi bien la pile P4 pour une hauteur de pile égale ( $H=15.5\text{m}$ ). Dans les deux cas de la pile courte, la culée gauche, A1 réagit dans le sens inverse des piles, telle qu'on a des valeurs négatives de l'effort tranchant. La forme du déplacement est similaire à celle de la série 13. Le moment plastique diminue en fonction de l'augmentation de la hauteur.

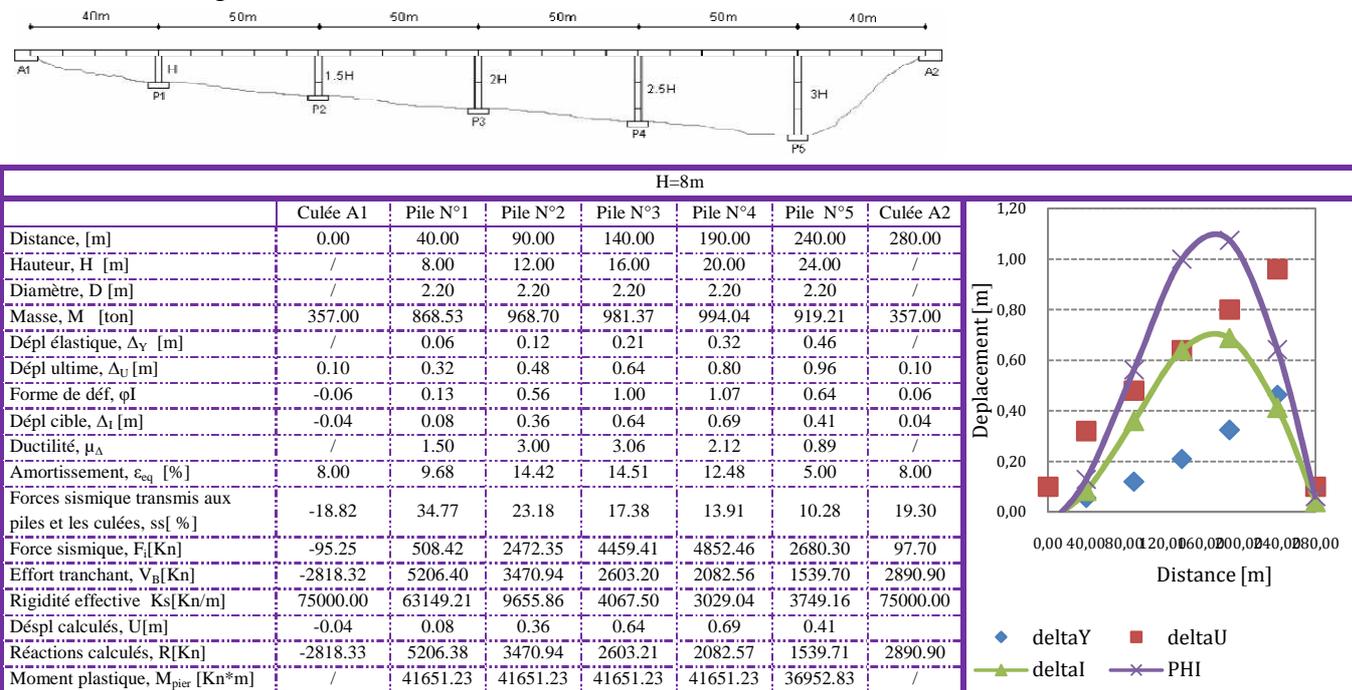


Figure 5.18 Résultats du pont (H=8m) de la série 14

## Chapitre 5. Application de l'approche "déplacement" aux ponts irréguliers

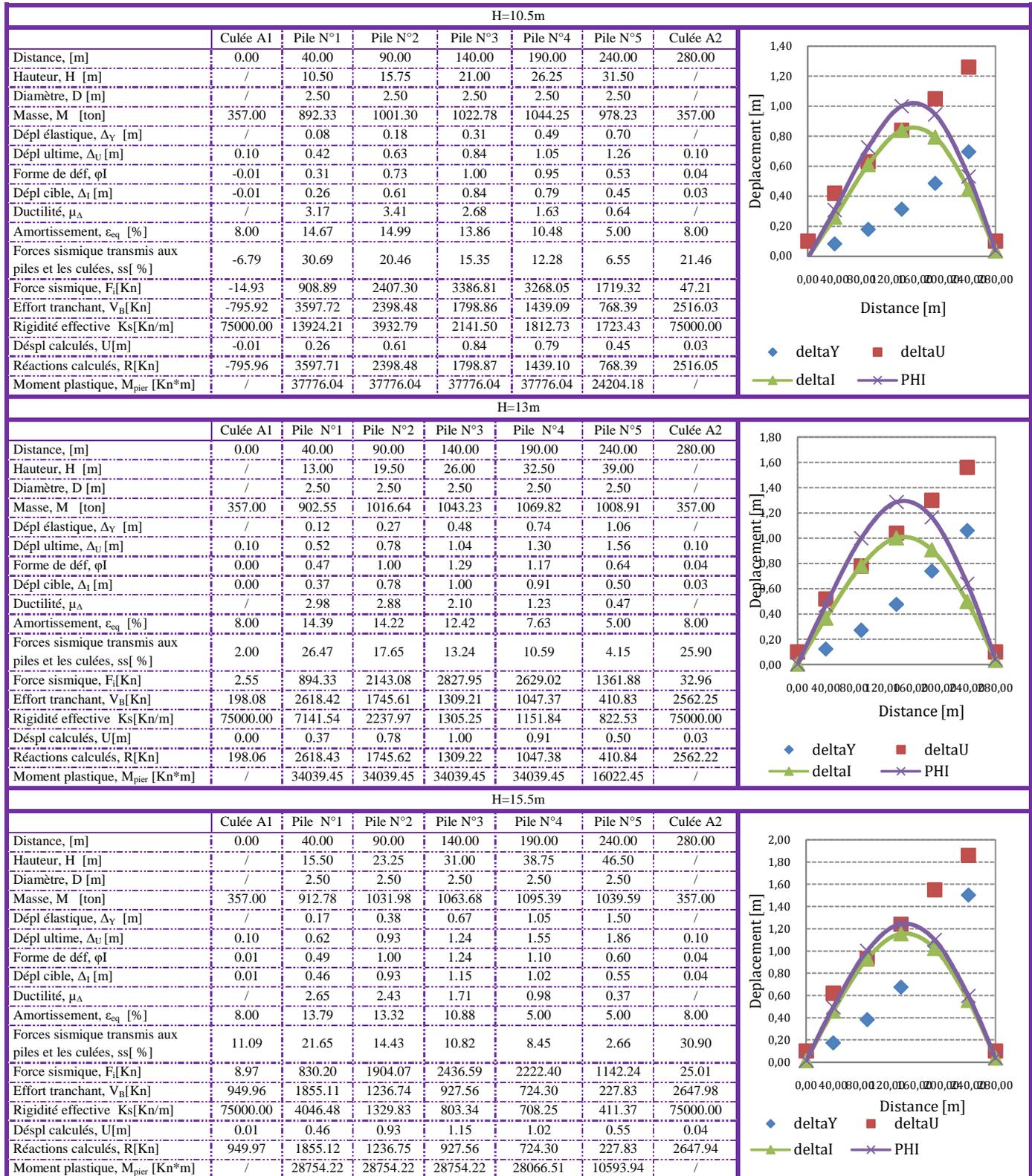
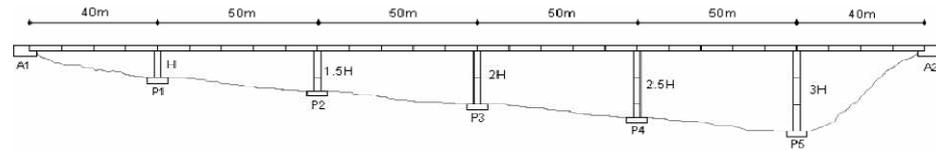


Figure 5.19 Résultats du pont (H=10.5m, H=13m, H=15.5m) de la série 14

### 5.1.9 Série 15 : SSLMS

Les résultats de la série 15 sont présentés dans les figures de 5.20 à 5.21. Cette série est définie pour être des ponts irréguliers. On observe bien que la pile P2 fausse la régularité des ces ponts. La pile courte, P2, désigne l'élément critique. Cette série est caractérisée pour être flexible avec des variations du période effective allant de 2.05s à 2.95s en fonction de l'augmentation de la hauteur. La participation des forces sismiques transmises aux culées est toujours négative varie entre  $ss_A = -13.48\%$  pour une hauteur de pile égale ( $H=8m$ ) et  $ss_A = -1.12\%$  pour une hauteur de pile égale ( $H=15.5m$ ), cela signifie que la force totale reprise par les piles sera toujours plus grande en terme d'effort tranchant à la base,  $V_B$ , d'où une grande énergie dissipée qui est concentrée au niveau de la pile critique. Le classement des piles par ordre décroissant d'énergie dissipée donne : la pile P2, P5, P4, P1, et la pile P3 pour une hauteur de pile égale ( $H=8m$  et  $H=10.5m$ ). Cet ordre devient : la pile P2, P5, P1, P4, et la pile P3 pour les deux hauteurs de pile qui restent. Il faut noter que la pile P5 a un comportement élastique pour tous les cas, et aussi bien la pile P4 pour une hauteur de pile égale ( $H=15.5m$ ). Toutes les piles ont un comportement plastique, sauf la pile P3, au niveau des hauteurs suivantes ( $H=10.5m$ ,  $H=13m$ ,  $H=15.5m$ ). La culée gauche A1, porte des signes inverses que les piles. Les forces sismiques au niveau des piles augmentent en fonction de la diminution des forces sismiques transmises à la culée A1. La pile P3 supporte des valeurs maximales des forces sismiques. Et des valeurs maximales des rigidités cette fois au niveau de la pile P1. L'amortissement équivalent du système varie entre  $\varepsilon_{sys} = 14.34\%$  pour une hauteur de pile égale ( $H=8m$ ) et  $\varepsilon_{sys} = 11.30\%$  pour une hauteur de pile égale ( $H=15.5m$ ). La forme de déplacement est parabolique non symétrique pour une hauteur de pile courte qui a tendance être plus symétrique pour une hauteur de pile longue. La variation du moment plastique au niveau de la pile critique augmente en fonction de l'augmentation de la hauteur, et se fait comme suit:  $M_p=37000kN.m$  à  $M_p=56000kN.m$ . On observe qu'au niveau de la pile élastique P3 ce moment va diminuer inversement à la hauteur.

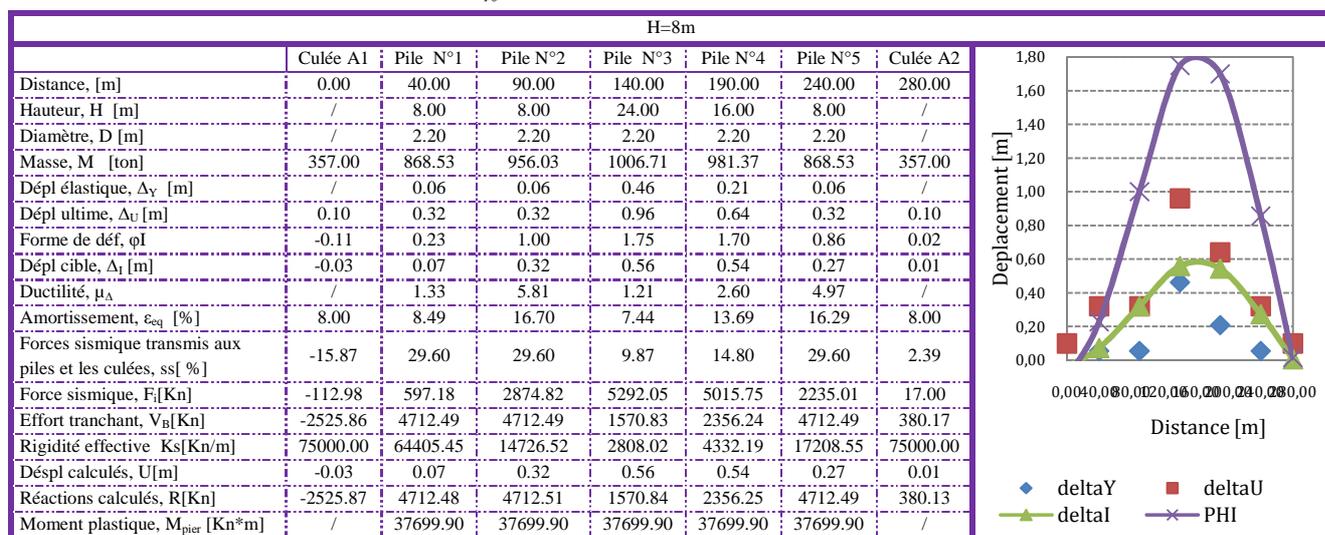
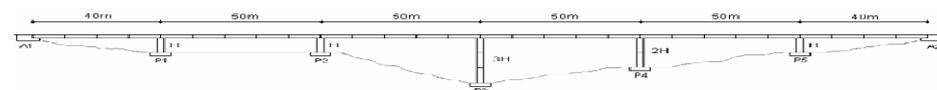


Figure 5.20 Résultats du pont (H=8m) de la série 15

## Chapitre 5. Application de l'approche "déplacement" aux ponts irréguliers

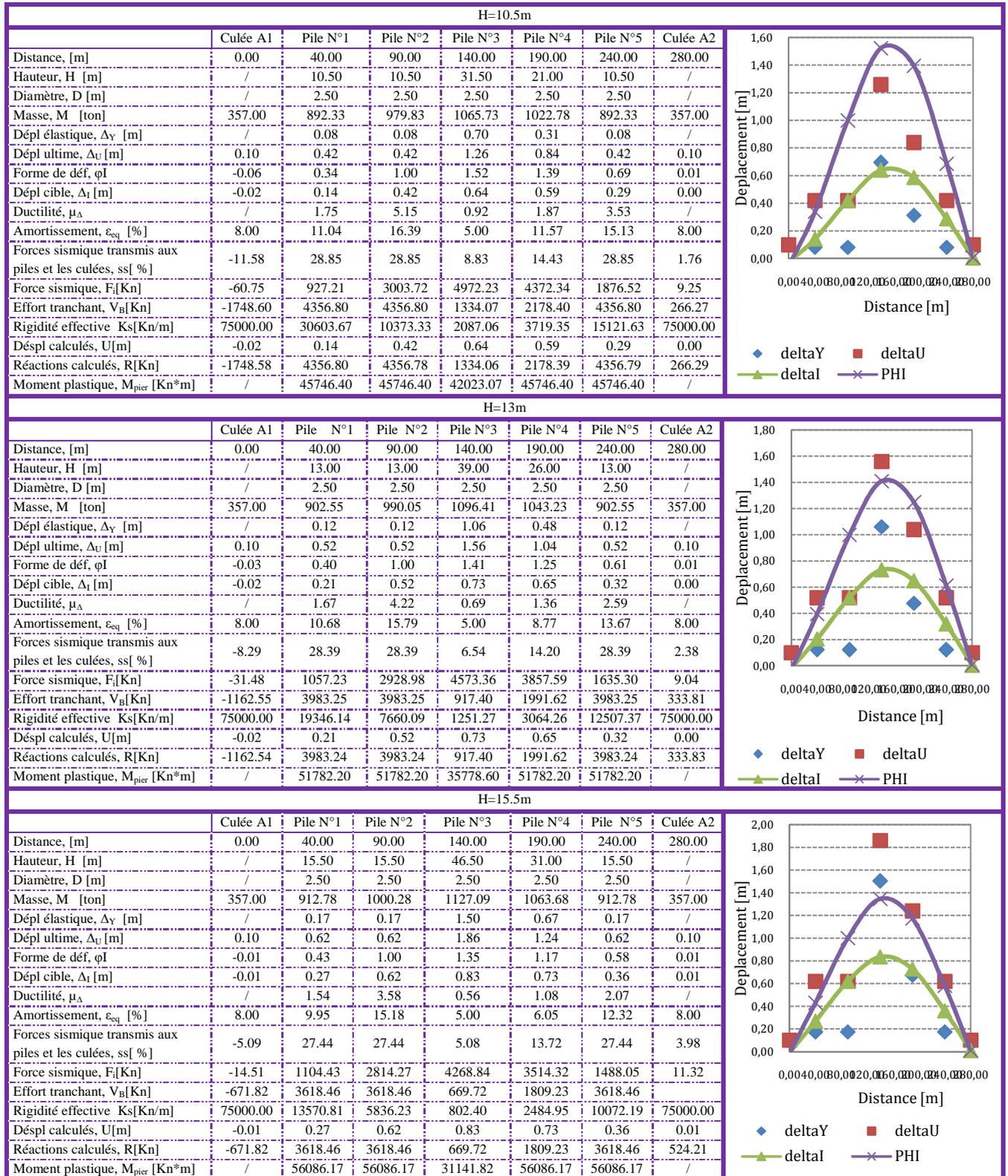
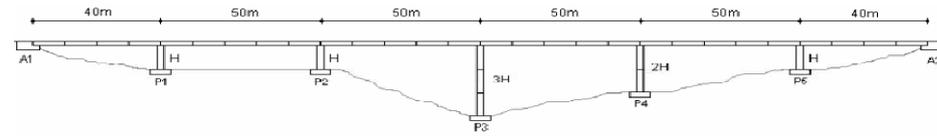


Figure 5.21 Résultats du pont (H=10.5m, H=13m, H=15.5m) de la série 15

5.1.10 Série 16: MSLMS

Les résultats de la série 16 sont présentés dans les figures 5.22 à 5.23. Il est clair que la pile P2 est l'élément critique. D'où la ductilité maximale varie entre :  $\mu_{\Delta} = 7.12$  pour une hauteur de pile égale ( $H=8m$ ) et  $\mu_{\Delta} = 4.30$  pour une hauteur de pile égale ( $H=15.5m$ ). Le diamètre de piles varie entre  $D=2.7m$  et  $D=3m$ . Cette série est caractérisée pour être très flexible avec des périodes effectives allant de 1.37s à 2.49s. Une grande énergie dissipée au niveau de la pile critique, P2, égale à  $\epsilon_{sys} = 11\%$ . Pour tous les cas, les deux piles P2 et P4 ont un comportement plastique. D'autre part, certaines piles changent de comportement de la phase plastique à la phase élastique en fonction de la hauteur, comme la pile P3, et plus encore de la phase élastique à la phase plastique, comme la pile P5. La pile P1 reste élastique pour tous les cas. Les forces sismiques transmises aux culées est toujours négative allant de  $ss_A = -17.78\%$  pour une hauteur de pile égale ( $H=8m$ ) à  $ss_A = -2.57\%$  pour une hauteur de pile égale ( $H=15.5m$ ). La pile P3 à des valeurs maximale de la force sismique. La rigidité maximale se situe au niveau de la pile P5. L'effort tranchant a une valeur maximale au niveau des piles P2 et P5. La résistance des piles augmente en fonction de la diminution de la hauteur des piles. Le moment plastique augmente en fonction de l'augmentation de la hauteur. La forme de déplacement est parabolique non symétrique pour des hauteurs des piles courtes et de forme parabolique symétrique pour des hauteurs des piles longues.

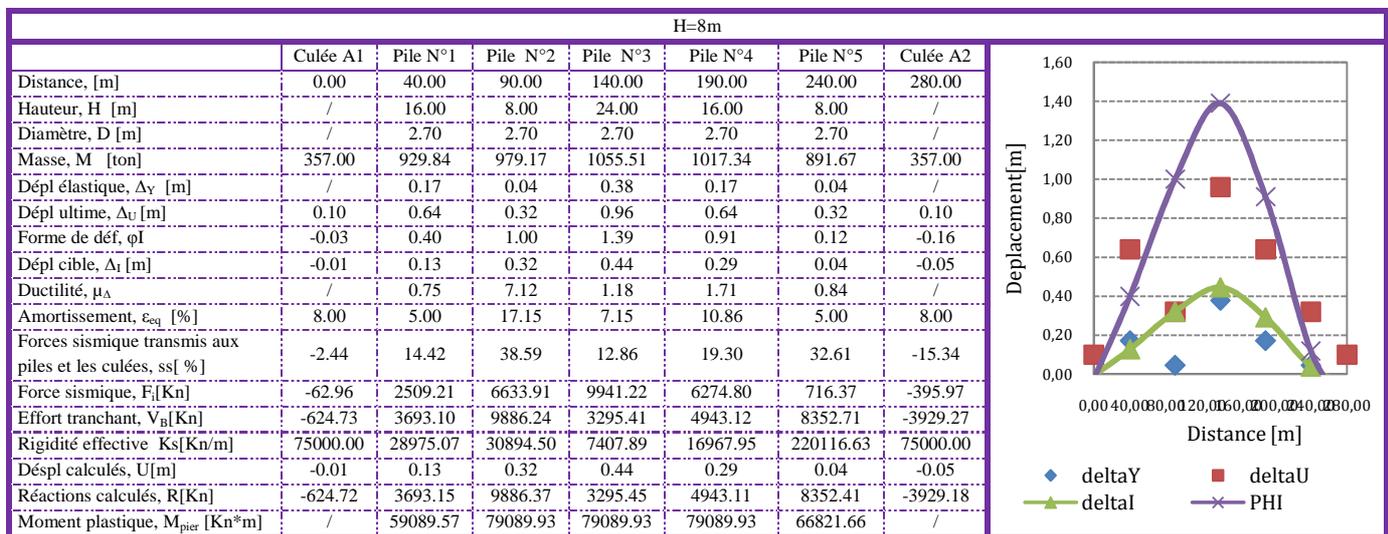
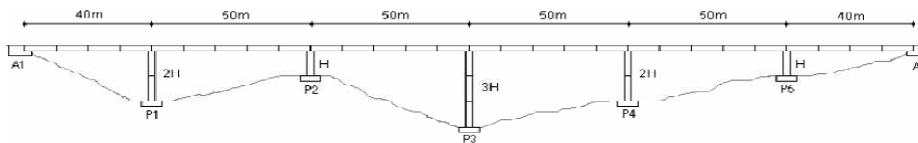


Figure 5.22 Résultats du pont (H=8m) de la série 16

## Chapitre 5. Application de l'approche "déplacement" aux ponts irréguliers

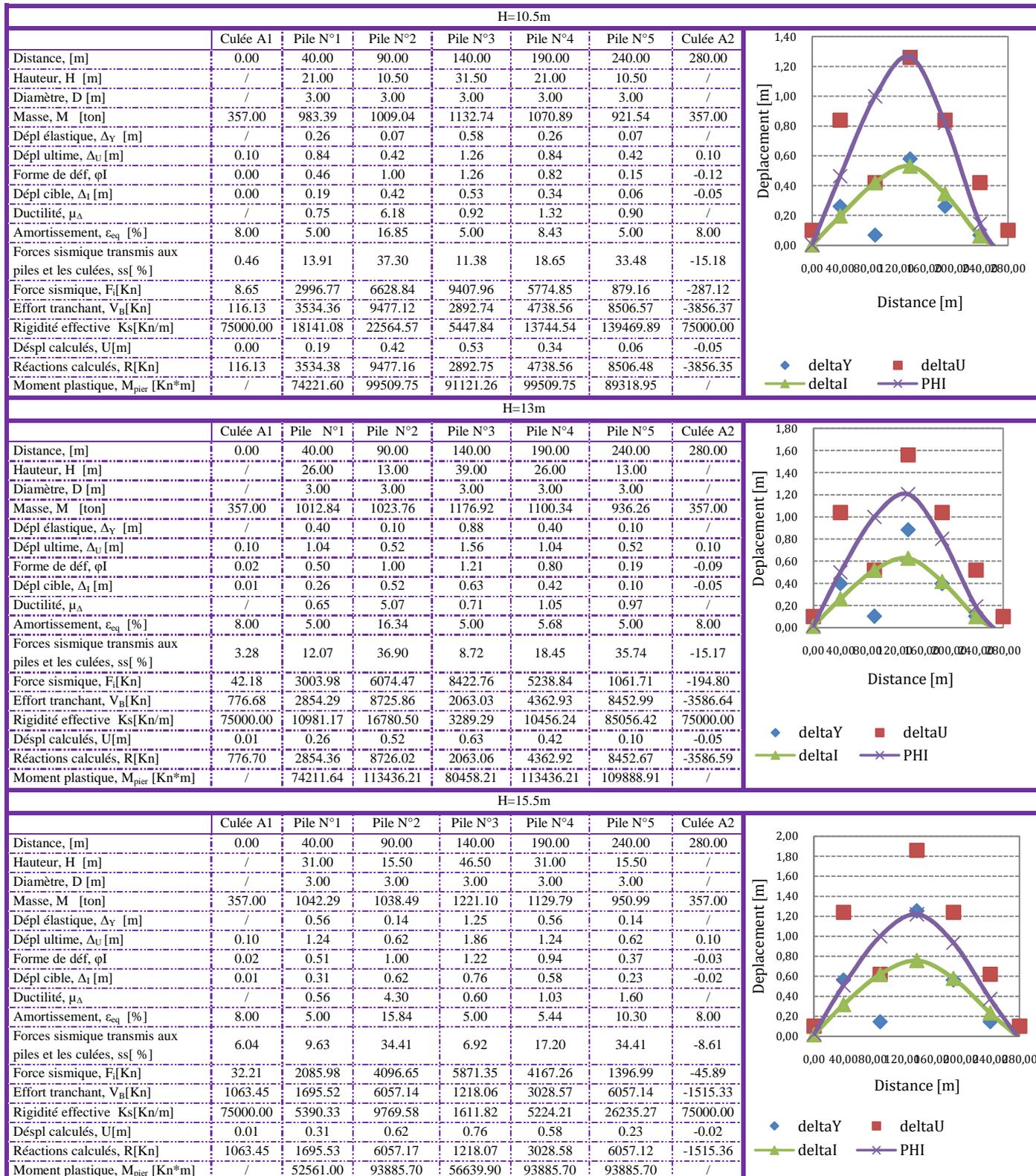
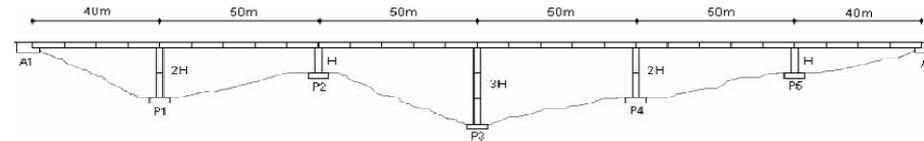


Figure 5.23 Résultats du pont (H=10.5m, H=13m, H=15.5m) de la série 16

5.1.11 Séries 17: LMSSM

Les résultats de la série 17 sont présentés dans les figures 5.24 à 5.25. La pile centrale courte P3 est l'élément critique. La structure est caractérisée pour être rigide, la variation de la période effective va de 1.67s à 2.21s en fonction de l'augmentation de la hauteur. La section des piles est égale à  $D=2.5m$  et  $D=2.7m$ . L'amortissement équivalent du système est d'environ  $\epsilon_{sys} = 11\%$  pour tous les cas de hauteur. La pile critique dissipe une grande partie de cette énergie ; cette dissipation diminue progressivement jusqu'à son annulation au niveau des deux piles extérieures (P1, P5). Donc ces deux piles ont un comportement élastique. La participation des culées varie entre  $ss_A = 18.24\%$  et  $ss_A = 21.56\%$  en fonction de l'augmentation de la hauteur. On observe que la culée droite A2 donne des valeurs négatives d'effort tranchant, donc elle réagit dans le sens inverse des piles. Même la pile P5 supporte des valeurs négatives, mais uniquement pour une hauteur pile ( $H=8m$ ), cela donne des valeurs de déplacements très faibles au côté droit A2. Une grande rigidité de pile est concentrée au niveau de la pile P4. Des valeurs importantes des forces sismiques sont trouvées au niveau de la pile P2. Au niveau de pile critique, le moment plastique augmente en fonction de l'augmentation de la hauteur des piles, variant entre  $M_p=42000\text{ kN.m}$  et  $M_p=88000\text{ kN.m}$ .

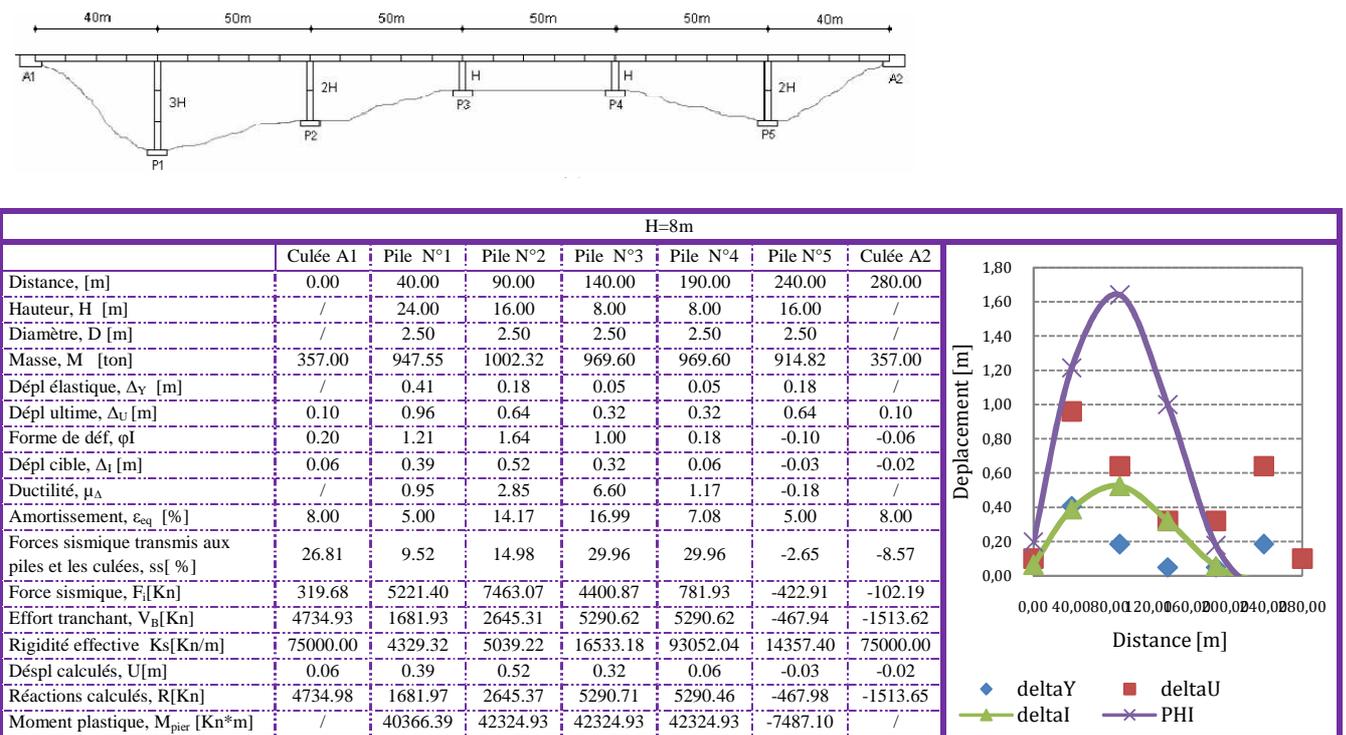


Figure 5.24 Résultats du pont (H=8m) de la série 17

## Chapitre 5. Application de l'approche "déplacement" aux ponts irréguliers

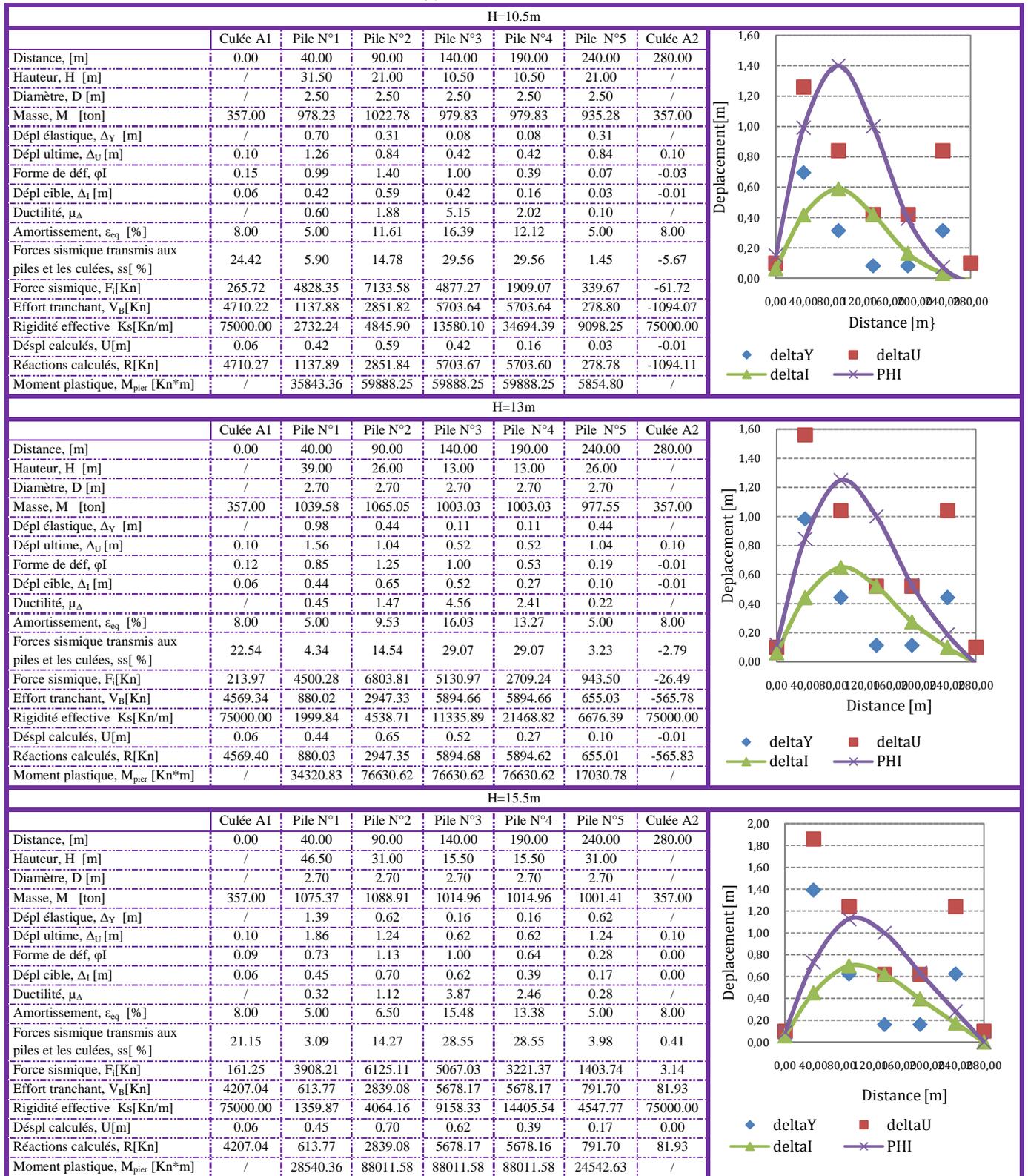
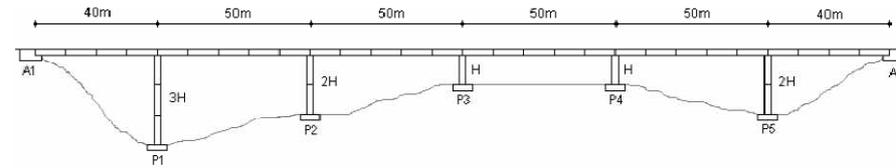


Figure 5.25 Résultats du pont (H=10.5m, H=13m, H=15.5m) de la série 17

5.1.12 Séries 18: LMSSM (2)

Les résultats de la série 18 sont présentés dans les figures 5.26 à 5.27. Les structures sont légèrement différents que celle de la série 17. Elle est caractérisée pour être rigides ; la pile centrale courte P3 désigne l'élément critique. La période effective varie entre 1.54s et 2.11s. L'amortissement équivalent du système est de  $\epsilon_{sys} = 13\%$  pour une hauteur de pile égale (H=8m) à  $\epsilon_{sys} = 11\%$  pour une hauteur de pile égale (H=15.5m). L'énergie dissipée est concentrée au niveau des trois piles centrales, P2, P3, P4. La pile P5 a un comportement élastique, et aussi bien la pile P1, mais uniquement pour des hauteurs de piles longues (H=13m, H=15.5m). La participation des culées est très faible, elle varie entre  $ss_A = 12.76\%$  pour une hauteur de pile égale (H=8m) et  $ss_A = 14.20\%$  pour une hauteur de pile égale (H=15.5m). On observe que la culée droite A2 donne des valeurs négatives d'effort tranchant, elle donc réagit dans le sens inverse des piles. Même la pile P5 supporte de signe négatif, mais uniquement pour une hauteur de pile (H=8m). En général, les déplacements sont très faibles au côté droit A2. Au niveau de pile critique, le moment plastique augmente en fonction de l'augmentation de la hauteur des piles, variant entre  $M_p=43000$  kN.m et  $M_p=81000$ kN.m.

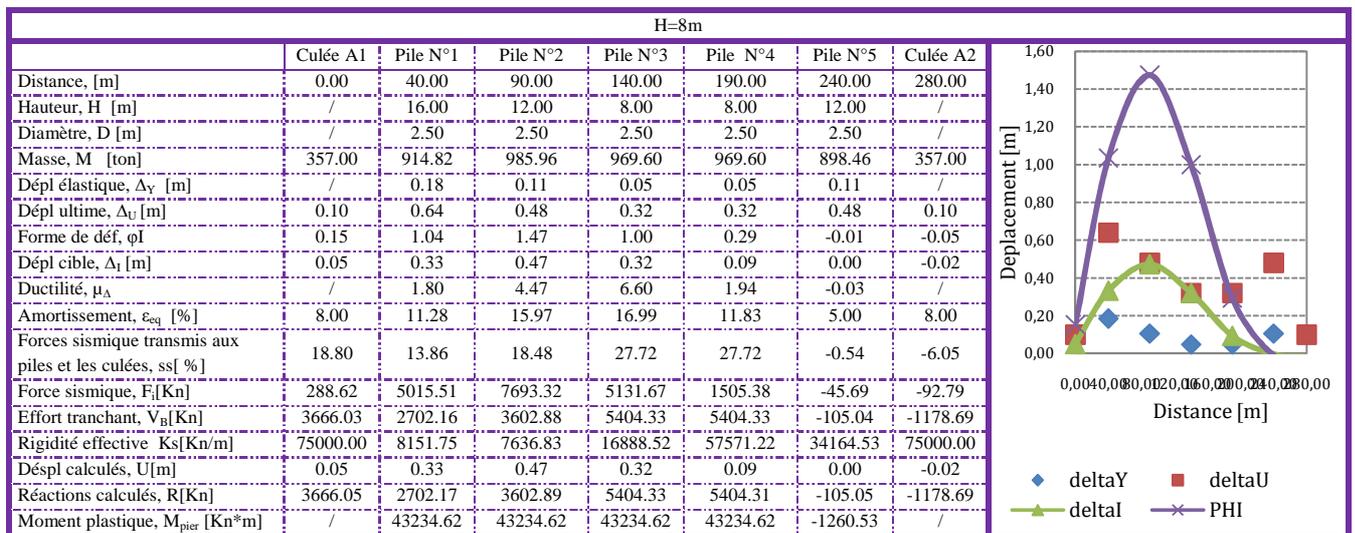
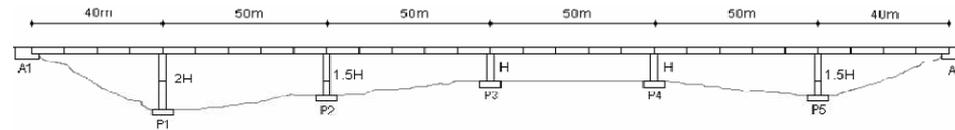


Figure 5.25 Résultats du pont (H=8m) de la série 18

## Chapitre 5. Application de l'approche "déplacement" aux ponts irréguliers

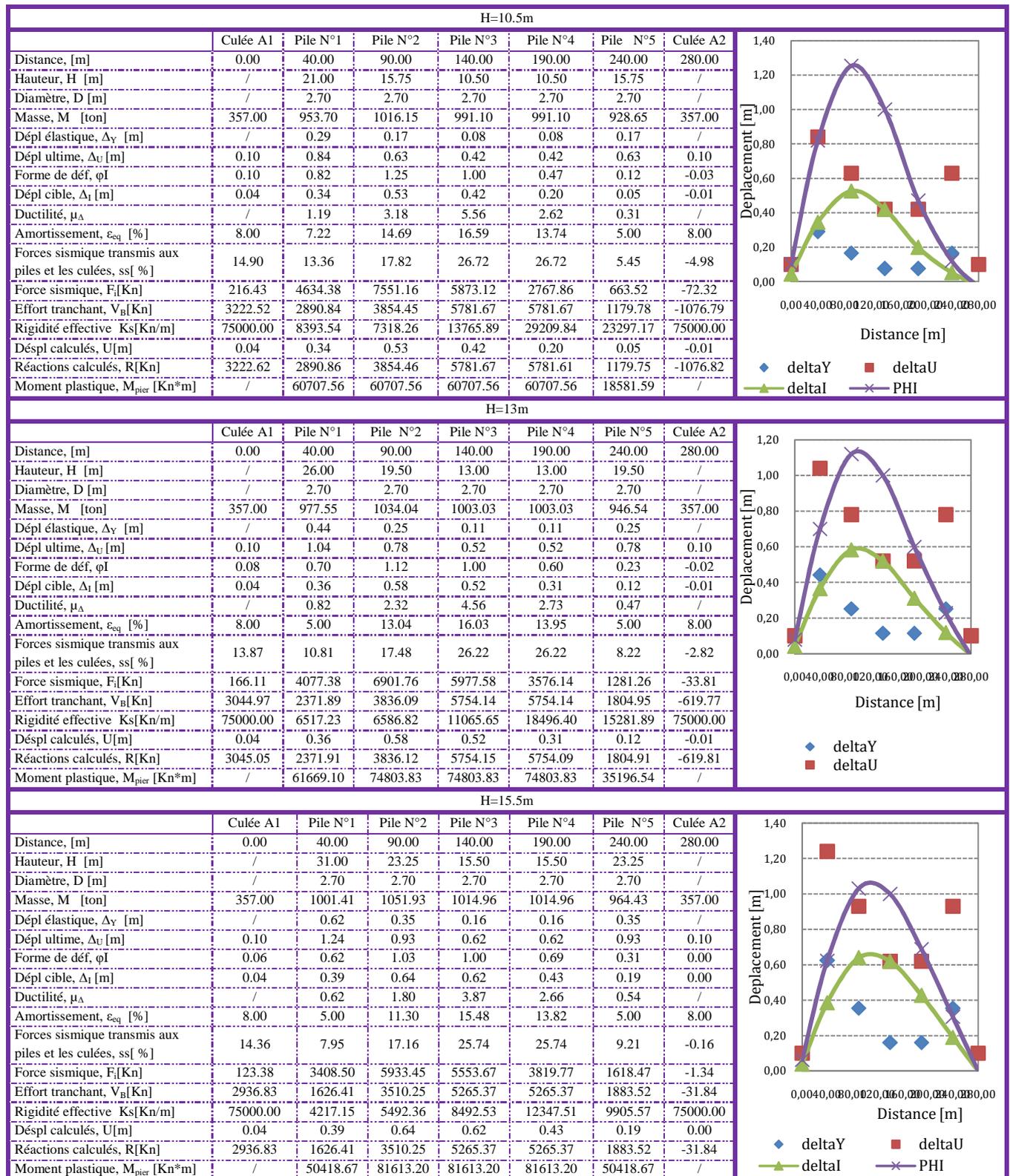
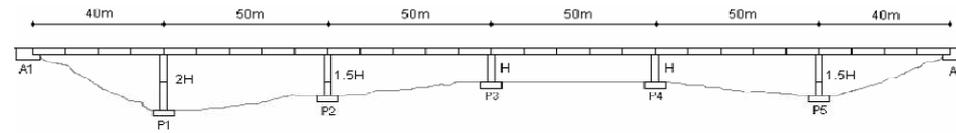


Figure 5.27 Résultats du pont (H=10.5m, H=13m, H=15.5m) de la série 18

5.1.12.1 Résumée sur les séries :

La position de la pile critique se trouve entre la pile P2 et la pile P3. La série 16 a un comportement purement plastique que les autres séries ( $\mu_{\Delta} = 7.121$ ). Généralement l'une de deux culées reprend des forces avec des signes négatifs et parfois les deux culées en même temps, comme dans la série 16. Géométriquement, concernant les deux piles extérieures P1 et P5, la pile la plus courte reprend des forces plus importantes. On voit, que ces deux piles, au niveau des deux séries 13 et 14, ont même géométrie et des comportements différents (élastique, plastique) due à la hauteur. En termes de comparaison de l'effort tranchant à la base, la série 14 à des valeurs plus importantes que la série 13, conséquence de la position de la pile critique centrale. Et lorsque ces deux piles ont des hauteurs égales comme la série 15, on a des valeurs égales de l'effort tranchant. Et lorsque la hauteur de la pile P1 est de l'ordre deux fois de la pile P5, le cas de la série 16, l'effort tranchant au niveau de la pile élastique P5 est important par rapport aux autres séries. Et lorsque la hauteur de la pile P1 est de l'ordre deux tiers de la hauteur de la pile P5 [ $P1 = (2/3) P5$ ] comme dans les deux séries 17 et 18, La série 18 porte des valeurs importantes de l'effort tranchant (avec une pile critique centrale). D'autre part, le pourcentage des forces sismiques transmises aux culées pour les séries 13, 14, 17, 18 a une moyenne de  $ss=24\%$ . Et pour les séries 15 et 16, ce pourcentage porte des signes négatifs, et a une valeur maximale (en valeur absolue) au niveau de la série 15 où  $ss=-1.12\%$ . Ce qui signifie qu'on a un faible reprise des forces sismiques au niveau des culées.

		Moment plastique [kN.m]				
Séries	Série N°13 , La pile critique P2	Série N°14	Série N°15 , La pile critique P2	Série N°16 , La pile critique P2	Série N°17, La pile critique P3	Série N°18 , La pile critique P3
Hauteurs						
H=8m	M=36168kN.m D=2.2m	M=41651kN.m D=2.2m , La pile critique P3	M=37699kN.m D=2.2m	M=79089kN.m, D=2.7m	M=42324kN.m D=2.5m	M=43234kN.m D=2.5m
H=10.5m	M=43597kN.m D=2.5m	M=37776kN.m D=2.5m , La pile critique P2	M=45746kN.m D=2.5m	M=99509kN.m D=3m	M=59888kN.m D=2.5m	M=60707kN.m D=2.7m
H=13m	M=50536kN.m D=2.5m	M=34039kN.m D=2.5m La pile critique P1	M=51782kN.m D=2.5m	M=113436kN.m D=3m	M=76630kN.m D=2.7m	M=74803kN.m D=2.7m
H=15.5m	M=53753kN.m D=2.5m	M=28754kN.m D=2.5m La pile critique P1	M=56086kN.m D=2.5m	M=93885kN.m D=3m	M=88011kN.m D=2.7m	M=81613kN.m D=2.7m

Tableau 5.6 Récapitulatif des résultats des séries 13, 14, 15, 16, 17, 18

### 5.7 Conclusion sur les deux chapitres:

Ce résumé est divisé en trois catégories : ponts réguliers, ponts irréguliers à quatre travées, et ponts irréguliers à six travées.

- Les ponts réguliers : Suivant la géométrie du pont, le pourcentage des forces sismique transmise aux culées change ; à titre d'exemple, pour un pont de quatre travées ayant une pile centrale courte et deux piles extérieurs longues, ce pourcentage est important et vaut 94%, c'est le cas de la série 2. L'augmentation du nombre de travée ne donne pas un même résultat, c'est le cas de la série 6. Suivant l'importance de ce pourcentage, on classe le comportement structurelle du tablier de pont comme flexible ou rigide. La position de la pile critique joue un rôle important sur la valeur des forces sismique reprises par les piles. Les séries qui on une pile critique centrale, elles sont plus résistant que les séries qui ont une pile critique latérale (extérieure).
- Les ponts irréguliers de quatre travées : ces ponts sont divisées en deux catégories en fonction du l'importance des forces sismiques transmises aux culées : les séries de comportement structurelle flexible comme les séries 7, 8, 9 et les séries de comportement structurelle rigide comme les séries 10, 11, 12. La série 9 a un comportement plus résistant que les deux autres séries flexibles. Et la série 12 a aussi un comportement plus résistant que les deux autres séries rigides. On voit bien que la pile critique centrale donne des valeurs de l'effort tranchant à la base plus important que celle de la pile critique latérale (extérieur).
- Les ponts irréguliers de six travées : dans ces séries on ne peut pas se baser sur le pourcentage des forces sismiques transmises aux culées - qui est généralement inférieur à 50% et parfois portent des signes négatifs - pour désigner le comportement structurel du pont. Dans ce cas, on se base sur deux paramètres ; telle que la position de la pile critique et l'importance de la variation de période. Si cette variation est importante on dit que la structure est flexible (comme les séries 13, 14, 15, 16), si non elle est rigide (comme les séries 17, 18). la série 16 porte des valeurs de l'effort tranchant à base plus grandes que les autres séries flexibles. Et pour un comportement rigide les deux séries ont presque la même grandeur de l'effort tranchant à la base.

# Conclusion

---

Dans ce travail, on applique une approche «'déplacement'» développée par Priestley pour la conception et le dimensionnement des ponts continus en béton armé soumis à un séisme transversal.

L'approche est basée sur une procédure itérative. On se base sur des hypothèses concernant le champ de déplacement initial et la proportion des forces latérales transmises par la superstructure aux culées, puis on vise à calculer le pont de façon à atteindre l'état limite (flexible) de dimensionnement.

L'approche déplacement est utilisée pour calculer dix-huit configurations différentes de séries de ponts. Certaines modifications ont été également introduites à la procédure initiale [Priestley, 2003] en utilisant des études ultérieures [Alvarez Botero, 2004] et [Juan Camilo Ortiz Restrepo, 2006]

L'approche déplacement utilise le principe de la structure de substitution [Gulkan et Sozen, 1974], c.à.d. qu'on modélise une structure inélastique à plusieurs degrés de liberté comme étant une structure élastique équivalente à un seul degré de liberté (IDDL). Le IDDL équivalent est caractérisée par, sa rigidité sécante  $K_{eff}$ , son niveau du déplacement maximum et par son amortissement visqueux équivalent,  $\xi_{sys}$ , qui tient compte de l'énergie hystérétique associée à la réponse inélastique.

Une discussion approfondie pour calculer l'amortissement visqueux équivalent du système est présentée. Une équation est utilisée de façon à inclure la contribution de l'énergie dissipée par le biais de la flexion élastique de la superstructure. Cette équation tient évidemment compte de l'énergie dissipée par hystérésis utilisée précédemment par [Alvarez Botero, 2004].

Certaines suggestions sont faites pour fournir une bonne estimation initiale de la forme de déformé et de la proportion des forces sismique reprises par les culées. Par la suite, on a mis en œuvre l'approche présentée sous forme d'un programme sous MATLAB.

L'application de l'équation d'amortissement modifiée [Grant et al, 2005], pour les configurations des ponts réguliers et irréguliers conduit à l'augmentation de la force de cisaillement ( $V_B$ ) dans le système (IDDL), due à la flexibilité des piles, et par conséquent, cela a mené à une augmentation du déplacement cible du système (PDDL) calculé par le processus itératif de dimensionnement.

Néanmoins, il ya encore quelques problèmes liés au champ de déplacement pour des configurations de pont très rigides, comme ceux avec des piles centrales très courtes et des piles extérieures élancées (ponts sensibles à la torsion); en général dans ces types des ponts la forme du premier mode élastique et inélastique sont sensiblement différents, et la forme parabolique ne reflète pas nécessairement le déplacement maximal à chaque élément.

Pour réviser ce problème, il a été démontré que certaines redistributions de force peuvent effectivement améliorer les performances du pont.

De toute façon, il est important de réaliser un système de structure relativement simple. La réponse des ponts irréguliers est complexe et nécessite une profonde compréhension de tous les phénomènes afin d'obtenir une performance acceptable.

**Les conclusions tirées sont :**

Premièrement on cite que l'objectif visé au début de ce présent travail est atteint, c.à.d. acquérir la maîtrise de la méthodologie et on retrouvant les résultats obtenus par le groupe Italien [Priestley, 1993 et Priestley, 2003] et ses Co-travailleurs, [Alvarez Botero, 2004] et [Ortiz Restrepo, 2006].

- 1) La hauteur des colonnes des piles peut varier d'une colonne à l'autre en plus, d'être différente d'une pile à l'autre. Cette particularité géométrique induirait une concentration de demande en ductilité dans les colonnes les plus courtes à cause de leurs rigidités relatives plus élevées.
- 2) Pour évaluer le niveau de ductilité réel de la structure il est nécessaire de tenir compte de toutes caractéristiques des éléments qui la composent y compris leur longueur et leur comportement réel au sein de la structure.
- 3) Cette approche permet d'utiliser la ductilité de chaque élément en se basant sur la capacité de rotation plastique.
- 4) Le moment plastique est une caractéristique de la section qui dépend des matériaux aciers et béton et de leurs sections.
- 5) Lorsque la force sismique est totalement reprise par les culées, il résulte une faible sollicitation au niveau des piles.
- 6) Une faible sollicitation des piles peut mener pour un taux ferrailage bien en dessous de la limite minimum souhaitable de 0,5% ; le dimensionnement des colonnes dans certains de ces cas pourrait ne dépendre que des charges de gravité.
- 7) Une réponse inélastique des piles est toujours prévue pour prendre place aux extrémités des piles ; un ferrailage transversal adéquat et des détails constructifs sont requis afin de maintenir les demandes de ductilité prévues.
- 8) En général, les moments sollicitant les piles pour des configurations de ponts réguliers sont identiques et simultanés. L'augmentation de la hauteur des colonnes des piles engendre une diminution de ce moment dû à la réduction de la rigidité équivalente des piles ; il s'ensuit réduction de la force de cisaillement reprise au niveau des piles.

# Prescriptives

---

Pour terminer ce travail, nous énonçons quelques idées pour de futurs travaux de recherche dans la même thématique :

- 1) Evaluer la performance de l'approche déplacement par l'utilisation de l'analyse temporelle. Il s'agira de réétudier les soixante douze configurations de pont étudiés précédemment, dans le but de vérifier l'exactitude de l'approche.
- 2) Utiliser un autre modèle que Takeda pour calculer l'amortissement.
- 3) Modifier les conditions aux limites au niveau des piles.
- 4) Introduire l'effet d'interaction sol-structure.
- 5) Etudier des cas réels de ponts.
- 6) Utiliser d'autres spectres de réponse correspondant à différents types de sol)
- 7) Comparer l'approche déplacement et la méthode de force.
- 8) Etudier des piles formées de colonnes de longueurs différentes qui sont plutôt sujettes à une plastification séquentielle au lieu d'une plastification simultanée.
- 9) Utilise un comportement non linéaire des culées.

# Références

---

- Alfawakhiri, F., Bruneau, M. [2000] “Flexibility of Superstructures and Supports in the Seismic Analysis of Simple Bridges,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 29, pp. 711-729.
- Alvarez Botero, J.C [2004] “Displacement-based design of continuous concrete bridges under transverse seismic excitation,” Master’s thesis, European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (ROSE School), Pavia, Italy.
- Biggs, J.M. [1964] *Introduction to structural dynamics*, McGraw-Hill Book Company.
- Bommer, J.J., Elnashai, A.S. [1999] “Displacement spectra for seismic design,” *Journal of Earthquake Engineering*; Vol. 3, No. 1, pp. 1-32.
- Caltrans [2001] *Caltrans Seismic Design Criteria. Version 1.2*, California Department of Transportation, Sacramento, California, CA, December 2001.
- Calvi, G. M., Kingsley, G. R. [1995] “Displacement-Based Seismic Design of Multi-Degree of Freedom Bridge Structures,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 24, pp. 1247-1266.
- Chopra, A.K. [2001] *Dynamics of structures: Theory and Application to Earthquake Engineering*, Prentice Hall, USA.
- Eurocode 8[2004]: *Design of Structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, Comité Européen de Normalization, Brussels, Belgium.
- Faccioli, E., Paolucci, R., Rey, J., [2004] "Displacement Spectra for Long Periods", *Earthquake Spectra*, Vol. 20, pp. 347-376.
- Grant, D.N., Priestley, M.J.N. [2004] “Equivalent viscous damping in seismic analysis and design”. Paper submitted for publication in *journal of earthquake engineering*.
- Grant, D.N., Blandon, C.A., Priestley, M.J.N. [2005] “Modelling inelastic response in direct displacement-based design,” *Research Report No. ROSE 2005/03*, IUSS, Pavia, Italy.
- Gulkan, P., Sozen, M. [1974] “Inelastic Response of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions,” *ACI Journal*, Vol. 71, pp 604-610.
- Kowalsky, M.J. [2000] “Deformation limit states for circular reinforced concrete bridge columns,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE; Vol. 126, No. 8, pp. 869-878.
- Kowalsky, M. J. [2002] “A Displacement-Based Design approach for the Seismic Design of Continuous Concrete Bridges,” *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, pp. 719-747.

# Références

---

Maroney, B. H., and Chai, Y.H. [1994] “Bridge Abutment Stiffness and Strength Under Earthquake Loadings,” Proceedings, 2nd International Workshop on the Seismic Design of Bridges, Queenstown, New Zealand.

Ortiz Restrepo, J. C. [2006] “Displacement-based design of continuous concrete bridges under transverse seismic excitation,” Masters Dissertation, European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (ROSE School), University of Pavia, Italy.

Petrini L., Maggi C., Priestley M.J.N., Calvi G.M., [2008] “Experimental verification of viscous damping modelling for inelastic time history analyses”, Journal of Earthquake Engineering; Vol. 12, No. 1, pp. 125–145

Priestley, M.J.N. [1993] “Myths and Fallacies in Earthquake Engineering – Conflicts Between Design and Reality,” Bulletin NZ National Society for Earthquake Engineering, Vol. 26., No. 3, Sept 1993, pp. 328-341.

Priestley, M.J.N., Seible, F., Calvi, G.M. [1996] Seismic Design and retrofit of Bridges, John Wiley and Sons, New York. 153.

Priestley, M.J.N., Calvi, G. M. [1997] “Concepts and procedures for direct displacement-based design.” Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes, Balkema, Rotterdam.

Priestley, M.J.N [2000]. Performance Based Seismic. Proceedings, 12<sup>th</sup> WCEE, Auckland, New Zealand. Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., Kowalsky m. J. [2004]. Direct Displacement Based Design of Structures. Book in preparation, Pavia, Italy.

Priestley, M.J.N. [2003] “Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisited,” The Ninth Mallet Milne Lecture, IUSS Press, Pavia, Italy.

Priestley, M.J.N., Calvi, G.M. [2003] “Direct displacement based seismic design of concrete bridges,” Proceedings of V International Conference of Seismic Bridge Design and Retrofit for Earthquake Resistance, ACI International Conference, La Jolla, California.

Priestley, M.J.N., Calvi, G.M., Kowalsky, M.J. [2006] Direct Displacement Based Design of Structures. Book in preparation, Pavia, Italy.

Priestley, M.J.N., Calvi, G. M., and Kowalsky, M.J. [2007] Direct Displacement-Based Seismic Design of Structures, IUSS Press, Pavia, Italy.

Qi, X., and Moehle, J. P. [1991]. “Displacement design approach for reinforced concrete structures subjected to earthquakes”, Report No. EERC/UCB-91/02, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Berkeley, California.

Règlement Parasismique Des Ouvrages D’art « R.P.O.A » : Projet de règlement parasismique d’ouvrage d’arts version 2010

# Références

---

Ricardo Alejandro Z. M. [2008], “Direct Displacement Based Design On Bridges With Foundation Flexibility”, Masters Dissertation, European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (ROSE School), University of Pavia, Italy.

Shibata, A., Sozen, M. [1976] “Substitute structure method for seismic design in reinforced concrete.” *Journal Structural Engineering*; ASCE; Vol. 102, No. 12, pp. 3548-3566.

Sullivan, T. [2003] “The limitations and performances of different displacement based design methods,” *Journal of Earthquake Engineering*; Vol. 7, Special Issue 1, pp. 201-241.

Tolis, S.V., Faccioli, E. [1999] “Displacement design spectra” *Journal of Earthquake Engineering*; Vol. 3, No. 1, pp. 107-125.

USC\_RC 2006: [http://www.usc.edu/dept/civil\\_eng/structural\\_lab/software.html](http://www.usc.edu/dept/civil_eng/structural_lab/software.html)

## Résumé :

Des séismes survenus récemment ont relevé l'insuffisance de la méthode de force qui détermine d'abord l'effort sismique susceptible d'être appliqué à l'aide d'un spectre de réponse élastique, ensuite en réduit cette force élastique par un coefficient de comportement qui est fonction de la ductilité de l'ouvrage étudiée, dont le but de procéder une vérification des déplacements de la structure. Une structure soumise à un violent séisme est sollicitée au-delà du domaine élastique et se comporte de manière fortement non linéaire par conséquent l'utilisation de l'analyse linéaire devient insuffisante !

Donc : Est ce que les codes parasismique peut ils améliorés suivant les besoins constructif ? Où bien est ce qu'on peut construire une structure qui assure une combinaison entre la sécurité et l'économie ?

Dans ce travail, on applique une approche basée sur le déplacement développée par Priestley et par ces Co-travailleurs. On fera une présentation de la méthodologie, puis on appliquera le principe de l'approche à des ponts réguliers et irréguliers. Cette conception est développée par un système élastique équivalent d'un degré de liberté (1DDL).

**Mots-clés:** Ponts, l'analyse du pont; conception parasismique du point de performance, calcule la performance de la conception sismique; conception direct basée sur le déplacement.

## Abstract:

The earthquakes recently noted the lack of force method, which first determines the seismic stress may be applied using an elastic response spectrum, then reduces this force by a factor of elastic behavior, which is a function of the ductility of structure studied, including the purpose of proceeding verification of displacements of the structure. A structure subjected to a violent earthquake is solicited above the elastic range and behaves in a manner strongly nonlinear; therefore the use of linear analysis becomes inadequate!

So: Are the seismic codes can they improved as required constructive? Where property is what we can build a structure that provides a combination between security and the economy?

In this work, we apply an approach based on the displacement developed by Priestley and by these co-workers. We will present the methodology and then apply the principle of the approach bridges to regular and irregular. This design is developed by an elastic system equivalent of a degree of freedom (SDOF).

**Keywords:** bridges; bridge analysis; performed-based seismic design; direct displacement.

## ملخص

في السنوات الأخيرة ، ومع كثرة الزلازل لوحظ عدم فعالية طريقة البناء المعتمد على القوة. التي تعتمد بدورها على تحديد القوة الزلزالية المحتملة تطبيقها باستخدام مجموعة من الاستجابة المرنة، بعد ذلك يتم خفض هذه القوة بواسطة عامل، الذي يعتمد بدوره على ليونة الهيكل المدروس. وذلك من أجل اختيار نزوح المناسب للهيكل. بصفة عامة، و في حالة وجود هزات زلزالية، تتعامل الهياكل بطريقة غير مرنة و بالتالي فإن استخدام تحليل خطي يصبح غير كافي!

من اجل ذلك: هل يمكن للقوانين الخاصة بالبناء الزلزالي أن تتغير وفق الاحتياجات البنائية؟ وهل يمكن تحقيق معادلة بنائية تمزج بين الأمن و الاقتصاد؟

في هذا العمل، سنطبق طريقة بناء تعتمد أساسا على النزوح، أسسها بريستلي و زملاءه. إذن سنقدم بصفة عامة المنهاج لهذه الطريقة ثم نطبقه على الجسور النظامية والغير النظامية. يتم تطبيق هذه الطريقة بواسطة النظام المرن ذو الدرجة الواحدة للحرية.

**كلمات البحث:** الجسور، جسر التحليل؛ حساب أداء التصميم الزلزالي ؛ تصميم مباشرة على أساس النزوح.