

Ecole Nationale Polytechnique
Département de Génie Civil
Laboratoire de Génie Sismique & Dynamique des Structures

Mémoire de fin d'études
En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Thème :

***Effet des conditions de sol sur le comportement des
ponts équipés de dispositifs antisismiques***

Réalisé par :

Nassima OUDAI
Adel SMAOUI

Proposé et dirigé par :

Pr. B. TILIOUINE

Juillet 2013

Remerciements

Nous remercions *ALLAH*, le Clément et le Miséricordieux pour nous avoir donné la force, le courage et la patience pour mener à bien ce modeste travail.

Nous remercions infiniment nos chers parents pour nous avoir soutenus tout au long de notre formation et pour nous avoir encouragés tout au long de notre vie.

Nous tenons à remercier vivement notre directeur de thèse, le Pr. B. TILIOUINE pour le temps qu'il nous a consacré, ô combien précieux, pour son encadrement, ses conseils et tout le savoir qu'il nous a transmis.

Aussi, Nous remercions M. M. OUANANI pour toute l'aide qu'il nous a fourni durant notre travail et sa disponibilité.

Nous souhaiterions remercier le Pr. HAMOUTÉNE d'avoir contribué par sa grande expérience à enrichir notre travail.

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements aux membres du jury qui ont accepté d'examiner notre travail.

Nous voudrions exprimer nos remerciements à tous ceux qui ont contribué à notre formation, des classes primaires à ce jour.

Nos remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apporté aide et encouragement, qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

Dédicaces

En signe de respect et de reconnaissance, je dédie ce modeste travail :

A Mes chers parents

A mes frères, Larbi, Rafik et Ahmed

A mes grands parents

A ma belle-sœur Hayet

*A mes cousines Zoulikha et sa filles Hind, Amel et son fils Aymen,
Soumeya, Asma et Lila*

*A tous mes amis Mounia, Chahrazed, Lydia, Lyna, Manel, Nihad,
Majdouline et Zineb*

A mon collègue Adel

A tous ceux qui ont contribué à ma formation

Nassima OUDAI

Dédicaces

En signe de respect et de reconnaissance, je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents

A mon unique sœur, Nada

A mes deux chers frères, Mouhou et Samir

A Lilia

A ma collègue Nassima et tous mes amis

A tous ceux qui ont contribué à ma formation

Adel SMAOUI

ملخص

تعتبر تقنية العزل الزلزالي باستخدام أجهزة التخميد اللزجة غير الخطية، الطريقة الأكثر استعمالاً من أجل الحد من القوى الزلزالية التي بإمكانها إلحاق أضرار معتبرة بالجسور، خاصة في المناطق الأكثر زلزالية.

الدور الأساسي لهذه الأجهزة تقليص القوى الزلزالية المؤثرة على الجسر من أجل الحفاظ عليه. يعتمد مبدأ تشغيلها على تسريب جزء كبير من الطاقة الزلزالية.

تحدد خصائص أجهزة التخميد اللزجة غير الخطية بأخذ بعين الاعتبار استجابة الجسر للقوى الزلزالية، و بما أن مختلف أنواع التربة لها تأثير معتبر على الاستجابة، نقوم في سياق هذا العمل بدراسة هذا التأثير على استخدام أجهزة التخميد اللزجة.

مفاتيح: مخمدات لزجة، غير الخطية، استجابة زلزالية، أنواع التربة.

Résumé

L'isolation sismique avec l'utilisation des dispositifs amortisseurs est la solution la plus souvent adoptée pour faire face à l'action sismique qui risque de causer des dommages importants aux ponts, particulièrement dans les régions à grande risque sismique.

Le présent travail constitue une extension de travail élaboré dans le cadre du projet de fin d'études, intitulé : « Sur les méthodes d'analyse dynamique appliquées aux amortisseurs visqueux non linéaires : évaluation et application au calcul des ponts »

La réponse de l'ouvrage étant sensiblement affecté par la demande sismique (et donc par les sols), il nous est apparu légitime d'étudier l'influence des conditions locales de sol sur la caractéristique des dispositifs visqueux non linéaire et donc sur le comportement d'un pont isolé. Un pont irrégulier, partiellement isolé a été considéré à fin d'illustrer ces divers effets.

MOTS-CLÉS : Amortisseurs visqueux, non linéaire, réponse sismique, catégories de sol.

Abstract

Seismic isolation design is the solution most often chosen to guard against earthquake hazards that occur on bridge, especially in areas of high seismicity or when the bridge is exceptional in term of size or socioeconomic issue.

The present work constitutes a spread of the work titled "on the dynamic analysis methods applied on non linear viscous dampers: evaluation and application on bridges".

The structure response is appreciably affected by the seismic demand (and so by soils), it has appeared to us legitimate to study the influence of the local conditions of soil on the characteristics of the non linear viscous devices and then on the behavior of an isolated bridge. An irregular bridge, partially isolated has been considered in order to illustrate those various effects.

KEYWORDS: viscous dampers, nonlinear, seismic response, soil classifications.

Sommaire

Chapitre1 : Méthodes simplifiées

1	Introduction.....	2
2	Méthode de l'Eurocode 8-2 § 7.5.4.....	2
2.1	Définition.....	2
2.2	Déroulement de la méthode	3
3	Méthode de linéarisation stochastique et déterministe (Kahan).....	9
3.1	Linéarisation stochastique:.....	9
3.2	Linéarisation Déterministe	13
3.3	Validation de l'approche	13
4	Méthode basée sur l'énergie dissipée par les amortisseurs	19
4.1	Définition de la méthode	19
4.2	Déroulement de la méthode	19

Chapitre 2 : Méthode dynamique temporelle

1	Introduction:.....	24
2	Entrée sismique avec accélérogrammes :.....	24
2.2	Caractérisation d'un accélérogramme :.....	24
2.3	Nature des accélérogrammes :.....	25
2.4	Choix du type d'accélérogrammes :.....	25
3	Analyse dynamique temporelle :.....	25
3.1	Intégration pas à pas :.....	26
2.2	Théorie de calcul pas à pas avec la correction de Newmark:.....	27
2.2.1	Introduction :.....	27
2.2.2	Principe de la méthode :.....	28
2.3	L'analyse dynamique temporelle par superposition modale :FNA.....	29
2.3.1	Introduction :.....	29

2.3.2 Principes de la méthode :.....	29
--------------------------------------	----

Chapitre3 : Dimensionnement des amortisseurs

1	
Introduction.....	32
2 Développement d'une application pour le pré-dimensionnement.....	32
3 Outil de calcul dynamique temporel non linéaire.....	34
Analyse dynamique temporelle non linéaire par intégration direct sous SAP2000 ou CSiBridge	35
Analyse dynamique temporelle non linéaire par superposition modale (FNA) sous SAP2000 ou CSiBridge	35

Chapitre4 : Investigations numériques

1 Introduction.....	38
2 Présentation de l'ouvrage	38
Calcul de la masse vibrante du tablier	39
3 Justification des conditions d'appuis – Pont partiellement isolé.....	40
Calcul de la raideur du système d'appuis	40
4 Effet du site sur les caractéristiques de l'amortisseur	41
5 Effet du site sur le comportement d'un amortisseur visqueux non linéaire	42
5.1 EUROCODE	46
5.2 RPOA	49
6 Interprétation des résultats	53
Conclusion générale.....	54

Liste des figures :

Figure 1.1 : caractéristiques équivalentes des dispositifs amortisseurs.....	3
Figure 1.2 Boucle d'hystérésis pour un oscillateur à un degré de liberté.....	9
Figure 1.3 : la différence entre l'approche stochastique et l'approche déterministe.....	14
Figure2.1 : enregistrement de Loma Pierta de 1989 à San Francisco California.....	25
Figure 3.1 : Interface graphique de l'application de dimensionnement simplifié des amortisseurs visqueux non Linéaires.....	33
Figure 3.2 : Fenêtre de l'analyse dynamique temporelle par intégration direct.....	35
Figure 3.3 : Fenêtre de l'analyse dynamique temporelle par superposition modale.....	36
Figure 4.1 : Description du pont de mascara : (a) Vue générale (b) Section transversales de voussoirs (c) Section des Piles.....	38
Figure4.2 : accélérogramme du spectre règlementaire sol A Eurocode.....	41
Figure4.3 : accélérogramme du spectre règlementaire sol B Eurocode.....	42
Figure4.4 : accélérogramme du spectre règlementaire sol C Eurocode.....	42
Figure4.5 : accélérogramme du spectre règlementaire sol D Eurocode.....	42
Figure4.6 : accélérogramme du spectre règlementaire sol E Eurocode.....	43
Figure 4.7: accélérogramme du spectre règlementaire sol S1 RPOA.....	43
Figure 4.8: accélérogramme du spectre règlementaire sol S2 RPOA.....	44
Figure 4.9: accélérogramme du spectre règlementaire sol S3 RPOA.....	44
Figure 4.10: accélérogramme du spectre règlementaire sol S4 RPOA.....	44
Figure 4.11 : Modélisation 3D du pont équipé d'amortisseurs.....	45
Figure 4.12 : Détail de la modélisation des amortisseurs.....	45

Liste des tableaux :

Tableau 1.1: variation de h en fonction de α	13
Tableau 3. 1 : Tableau des valeurs de α et β à prendre en considération.....	34
Tableau4.1 : caractéristiques des dispositifs visqueux pour chaque classe de sol du RPOA...40	
Tableau4.2 : caractéristiques des dispositifs visqueux pour chaque classe de sol de l'Eurocode.....	40
Tableau4.3: déplacement du tablier solA.....	45
Tableau4.4 : forces reprises par l'amortisseur.....	46
Tableau4.5: forces reprises par la pile.....	46
TABLE4.6: Joint Displacements solB.....	46
TABLE4.7: Joint Reactions on dampers.....	46
TABLE4.9: Joint Reactions on piles.....	46
TABLE4.10: Joint Displacements solC.....	47
TABLE4.11: Joint Reactions on dampers.....	47
TABLE4.12: Joint Reactions on piles.....	47
TABLE4.13: Joint Displacements solD.....	47
TABLE4.14: Joint Reactions on dampers.....	47
TABLE4.15: Joint Reactions on piles.....	48
TABLE4.16: Joint Displacements solE.....	48
TABLE4.17: Joint Reactions on dampers.....	48
TABLE4.18: Joint Reactions on piles.....	48
TABLE4.19: Joint Displacements solS1.....	48
TABLE4.21: Joint Displacements sol S2.....	49
TABLE4.24: Joint Displacements sol S3.....	50
TABLE4.27: Joint Displacements sol S4.....	50
Tableau4.30 : résultats de l'analyse dynamique temporelle appliquée sur les RPOA.....	51
Tableau4.31 : résultats de l'analyse dynamique temporelle appliquée sur l'Eurocode.....	51

Introduction :

L'évaluation du risque sismique impose de considérer des sollicitations parfois importantes. Différentes stratégies de conception parasismique existent, permettant de faire face à ce phénomène, chacune se distingue par un comportement spécifique du pont sous chargement sismique de telle sorte à atténuer les efforts induits. Ainsi, nous pouvons opter par exemple pour le découplage des mouvements du tablier par rapport à ceux des piles, à travers l'isolation par appareils d'appuis en élastomère fretté ou tout autre système se caractérisant par une raideur k . Bien que cette technique présente l'avantage d'assouplir la structure et de diminuer les efforts aux appuis, elle risque d'entraîner des déplacements relatifs importants du tablier. Une autre approche consiste à permettre des incursions dans le domaine plastique des matériaux de quelques parties du pont, tout en acceptant un certain degré d'endommagement au prix de dispositions constructives contraignantes et au risque de frais de réparation non négligeables à la suite d'un séisme. Dans la présente étude, nous adoptons une stratégie basée sur l'introduction des amortisseurs visqueux non linéaires dans la conception parasismique des ponts en prenant en compte les différentes catégories de sol mentionnées dans les RPOA et l'EUROCODE.

Bien que l'utilisation de dispositifs amortisseurs soit un précédé couramment utilisé en Europe, aux Etats Unis ou encore en Chine et au Japon, cette technologie est très peu utilisée dans la conception parasismique en Algérie et son utilisation commence à être timidement incorporée à travers certains grands projets dont l'étude technique est confiée à des entreprises étrangères, d'où notre intérêt de contribuer à la vulgarisation de cette technologie en Algérie, un pays à grand risque sismique et en plein développement de son réseaux routier et ferroviaire, en proposant des solutions à la fois performantes et économiques.

Objectifs :

- Etudier l'effet des conditions locales de sol sur la conception parasismique basée sur l'isolation et l'utilisation des dispositifs amortisseurs visqueux non linéaires pour ponts.

Chapitre 1
Méthodes simplifiées

1 Introduction :

A travers l'étude du comportement des dispositifs antisismiques vu dans le chapitre 2, nous constatons que leur fonctionnement est relativement complexe à modéliser du fait qu'il soit non linéaire et dépend généralement des vitesses de sollicitations, c'est le cas des amortisseurs visqueux. Par conséquent, seul un calcul dynamique temporel conduit à une modélisation exacte de leurs comportements sous l'action sismique. Bien que cet outil soit amené à se développer d'avantage, il est recommandé de lui accorder une attention particulière pour les raisons suivantes :

- Il fait appel à des accélérogrammes dont le choix peut avoir des conséquences importantes sur la réponse des systèmes non linéaires, et il n'existe pas encore de normes définissant de manière claire la façon de modéliser des accélérogrammes relatifs pour chaque type de sol et de préciser les critères du choix.
- Afin de garantir une variabilité suffisante de l'action sismique, il convient d'utiliser plusieurs accélérogrammes (l'Eurocode 8 recommande une dizaine). Si cela ne pose en général pas de problème pour la vérification d'une structure déjà bien définie, des contraintes supplémentaires s'imposent si nous sommes amenés à la dimensionner, du fait que chaque ajustement de la structure oblige à effectuer tout un ensemble d'analyses non linéaires temporelles
- Une certaine expérience dans l'analyse non linéaire est conseillée afin d'interpréter correctement les résultats.

Toutefois, des méthodes simplifiées existent, permettant un pré-dimensionnement des dispositifs antisismiques. Dans certaines conditions elles conduisent à des résultats en très bonne corrélation avec le calcul dynamique temporel.

2 Méthode de l'Eurocode 8-2 § 7.5.4 :

2.1 Définition :

L'Eurocode 8-2 propose une méthode de calcul simplifiée basée sur les caractéristiques linéaires équivalentes des dispositifs (cf. figure 4.1) , et sur une approche spectrale monomodale. En général, cette méthode est utilisée en prédimensionnement, pour le choix des gammes de dispositifs ou pour fixer les ordres de grandeur des efforts et déplacements obtenus.

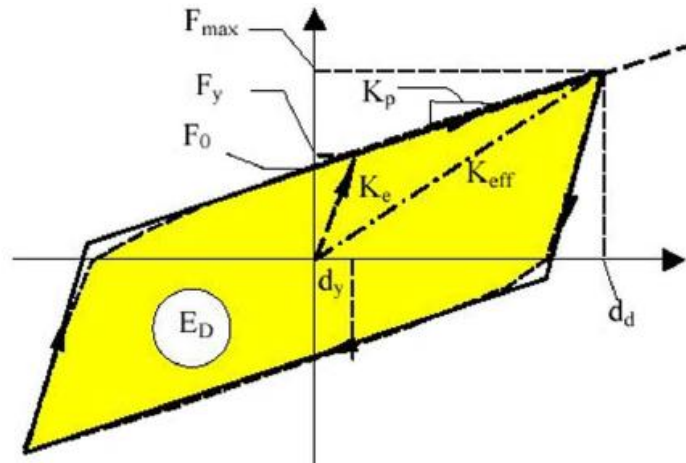


Figure 4.1 : caractéristiques équivalentes des dispositifs amortisseurs

2.2 Déroulement de la méthode :

- 1- on se fixe un déplacement cible d_{cd} limité au tablier,
- 2- on se fixe un amortissement ξ , généralement le plus grand toléré par la méthode 30% et on calcule le facteur correcteur de l'amortissement η défini différemment dans chaque règlement.
- 3- on définit le spectre de réponse élastique à partir des caractéristiques du sol, la zone sismique à 30% d'amortissement.
- 4- on évalue la période effective T_{eff} liée au déplacement cible d_{cd} avec la relation :

$$d_{cd} = \frac{T_{eff}^2}{4\pi^2} S_e(T_{eff})$$

Avec $S_e(T)$ accélération élastique du système à 30% d'amortissement

qui peut être exprimé en fonction des périodes limite du palier de l'accélération spectrale comme c'est le cas pour l'exemple suivant (Eurocode8) :

$$d_{cd} = \frac{T_{eff}^2}{4\pi^2} 2,5 \cdot A_{Ed} \cdot S \cdot \eta \left[\frac{T_c}{T_{eff}} \right] \quad \text{et comme} \quad d_c = \frac{T_c^2}{4\pi^2} 2,5 \cdot A_{Ed} \cdot S \cdot \eta$$

On aura : $d_{cd} = \frac{T_{eff} d_c}{T_c} \Rightarrow T_{eff} = \frac{d_{cd} T_c}{d_c}$ la procédure est la même pour le RPOA

- 5- on calcule la rigidité effective de tout le système :

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{eff}}} \Rightarrow K_{eff} = \frac{4M\pi^2}{T_{eff}^2}$$

Avec M la masse du tablier.

- 6- on tire la rigidité de l'amortisseur comme suit :

$$K_{eff} = n \cdot K_{am} + K_{ap} \Rightarrow K_{am} = \frac{K_{eff} - K_{ap}}{n}$$

Avec : n nombre d'amortisseurs utilisés

K_{ap} : la rigidité des appuis (pile, appareil d'appui). (chapitre 6)

7- on détermine la force reprise par un amortisseur : $F_{am} = K_{am} \cdot d_{cd}$

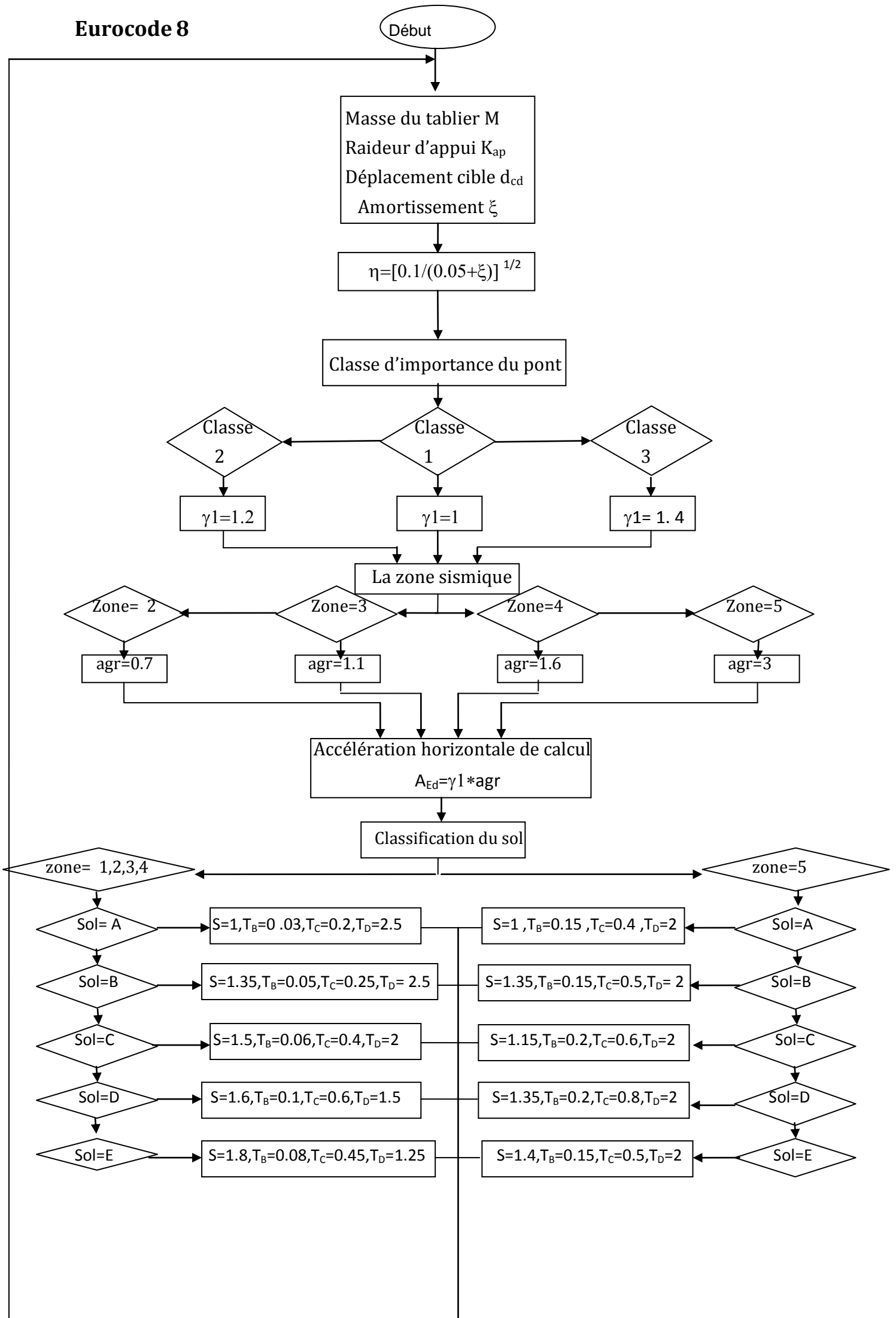
8- on évalue l'énergie dissipée dans chaque amortisseur par la formule suivante :

$$E_{am} = 4 \cdot F_{am} \cdot d_{dc}$$

qui est obtenue à partir de la loi de comportement figure 4.1

Les organigrammes de la méthode appliqués à l'Eurocode ainsi qu'au RPOA sont élaborés ci-après :

Eurocode 8



$$S_e(T) = \begin{cases} A_{Ed} \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] & 0 \leq T \leq T_B \\ 2,5 \cdot A_{Ed} \cdot S \cdot \eta & T_B \leq T \leq T_C \\ 2,5 \cdot A_{Ed} \cdot S \cdot \eta \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] & T_C \leq T \leq T_D \\ 2,5 \cdot A_{Ed} \cdot S \cdot \eta \cdot \left[\frac{T_C}{T_D} \right] \cdot \left[\frac{T_D}{T} \right] & T_D \leq T \end{cases}$$

Le nombre d'amortisseur n
La force admissible par l'amortisseur F_{adm}

Déplacement lié à la période T_c
 $d_c = 0.625 \cdot \eta \cdot s \cdot A_{Ed} \cdot T_C^2 / \pi^2$

Period effective liée au déplacement cible
 $T_{eff} = d_{cd} \cdot T_C / d_c$

Rigidité effective de tout le systeme
 $K_{eff} = 4 \cdot M \cdot \pi^2 / T_{eff}^2$

Rigidité un amortisseur
 $K_{am} = (K_{eff} - K_{ap}) / n$

Force reprise par un amortisseur
 $F_{am} = K \cdot d_{cd}$

L'énergie dissipée dans un amortisseur
 $E = 4 \cdot d_{cd} \cdot F_{am}$

Avec ces caractéristiques
Les amortisseurs ne
résisteront pas

non

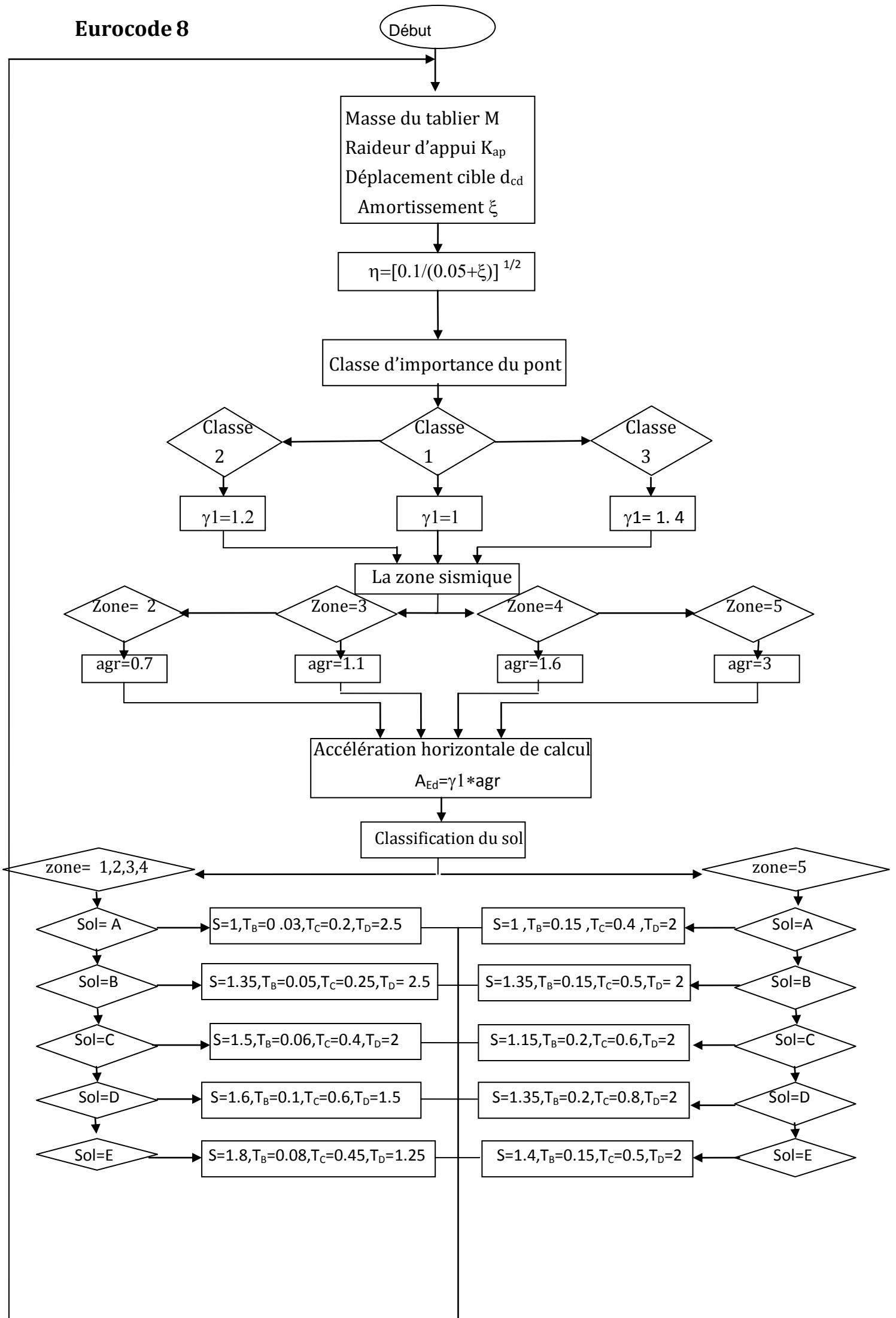
$F_{am} \leq F_{adm}$

oui

L'énergie dissipée par un
amortisseur est : E

Fin

Eurocode 8



$$S_e(T) = \begin{cases} A_{Ed} \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] & 0 \leq T \leq T_B \\ 2,5 \cdot A_{Ed} \cdot S \cdot \eta & T_B \leq T \leq T_C \\ 2,5 \cdot A_{Ed} \cdot S \cdot \eta \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] & T_C \leq T \leq T_D \\ 2,5 \cdot A_{Ed} \cdot S \cdot \eta \cdot \left[\frac{T_C}{T_D} \right] \cdot \left[\frac{T_D}{T} \right] & T_D \leq T \end{cases}$$

Le nombre d'amortisseur n
La force admissible par l'amortisseur F_{adm}

Déplacement lié à la période T_c
 $d_c = 0.625 \cdot \eta \cdot s \cdot A_{Ed} \cdot T_c^2 / \pi^2$

Period effective liée au déplacement cible
 $T_{eff} = d_{cd} \cdot T_c / d_c$

Rigidité effective de tout le systeme
 $K_{eff} = 4 \cdot M \cdot \pi^2 / T_{eff}^2$

Rigidité un amortisseur
 $K_{am} = (K_{eff} - K_{ap}) / n$

Force reprise par un amortisseur
 $F_{am} = K \cdot d_{cd}$

L'énergie dissipée dans un amortisseur
 $E = 4 \cdot d_{cd} \cdot F_{am}$

Avec ces caractéristiques
Les amortisseurs ne
résisteront pas

non

$F_{am} \leq F_{adm}$

oui

L'énergie dissipée par un
amortisseur est : E

Fin

3 Méthode de linéarisation stochastique et déterministe (Kahan):

Les amortisseurs, dont il existe plusieurs types (faisant appel à différents principes de conception, mécanique ou hydraulique et couvrant une large gamme de capacité en force et en déplacement), produisent une force de rappel $\phi(x, \dot{x})$ qui dépend du déplacement x relatif entre leurs extrémités et de sa dérivée temporelle \dot{x} , à savoir la vitesse relative.

Dans le paragraphe suivant, nous exposerons deux approches testées par M. Kahan, la première s'articule sur un processus stochastique alors que la deuxième repose sur une démarche déterministe.

3.1 Linéarisation stochastique:

Cette méthode consiste à déterminer les paramètres de raideur et d'amortissement du modèle linéaire équivalent en minimisant l'espérance mathématique du carré de l'erreur commise en approximant la loi non linéaire par une loi linéaire. Pour la définition de l'espérance mathématique, il faut considérer des lois de probabilité (en général des lois normales à moyenne nulle) pour la distribution des déplacements et des vitesses, ou bien déterminer ces lois à partir d'hypothèses sur la nature des processus aléatoires.

Afin d'élucider ce concept, considérons un oscillateur à un degré de liberté (dans notre cas il s'agit d'un amortisseur visqueux non linéaire) dont le comportement non linéaire correspond à des boucles d'hystérésis (Figure). Dans le cas général la force de rappel a pour forme :

$$\phi(x, \dot{x}) = \phi_1(x) + S(\dot{x})\phi_2(\dot{x})$$

x étant le déplacement, \dot{x} la vitesse et S la fonction signe.

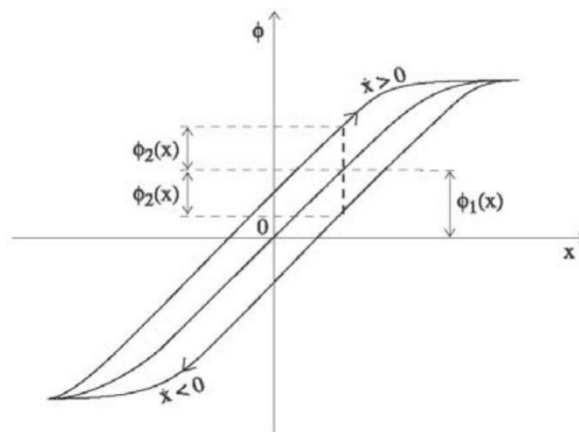


Figure 4.2 Boucle d'hystérésis pour un oscillateur à un degré de liberté

L'équation d'équilibre dynamique de l'oscillateur non linéaire est donnée par :

$$m\ddot{x} + \phi(x, \dot{x}) = -m\ddot{s}$$

Avec m représentant la masse de l'oscillateur et \ddot{s} l'accélération d'excitation du support.

L'équation du mouvement de l'oscillateur linéaire équivalent est exprimée par :

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{s}$$

L'erreur ε commise s'obtiendra par soustraction membre à membre :

$$\varepsilon = \phi_1(x)x - kx + S(\dot{x})\phi_2(\dot{x}) - c\dot{x}$$

En supposant une distribution selon une loi normale de x et \dot{x} , l'expression de l'espérance mathématique $E\{\varepsilon^2\}$ du carré de l'erreur aura pour forme:

$$E\{\varepsilon^2\} = \iint [\phi_1(x)x - kx + S(\dot{x})\phi_2(\dot{x}) - c\dot{x}]^2 dp(x)dp(\dot{x})$$

Avec :

$$dp(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{x^2}{2\sigma_x^2}} \frac{dx}{\sigma_x}$$

$$dp(\dot{x}) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{\dot{x}^2}{2\sigma_{\dot{x}}^2}} \frac{d\dot{x}}{\sigma_{\dot{x}}}$$

σ_x^2 et $\sigma_{\dot{x}}^2$ représentent les variances de x et de \dot{x} respectivement.

Les termes contenant des fonctions impaires de x et \dot{x} ont une contribution nulle, ce qui nous permettra d'écrire :

$$E\{\varepsilon^2\} = \iint [\phi_1(x)x - kx]^2 dp(x)dp(\dot{x}) + \iint [S(\dot{x})\phi_2(\dot{x}) - c\dot{x}]^2 dp(x)dp(\dot{x})$$

Afin de minimiser $E\{\varepsilon^2\}$, annulant ses dérivées partielles :

$$\frac{\partial}{\partial k} E\{\varepsilon^2\} = 0; \quad \frac{\partial}{\partial c} E\{\varepsilon^2\} = 0;$$

Ainsi, nous aurons :

$$k' = \frac{\iint x\phi_1(x)dp(x)dp(\dot{x})}{\iint x^2 dp(x) dp(\dot{x})}$$

$$c' = \frac{\iint \dot{x}S(\dot{x})\phi_2(\dot{x})dp(x)dp(\dot{x})}{\iint \dot{x}^2 dp(x) dp(\dot{x})}$$

Dans le cas d'un amortisseur non linéaire, l'expression de la force de rappel est donnée par :

$$\phi(x, \dot{x}) = kx + c S(\dot{x})|\dot{x}|^\alpha$$

Où S est la fonction signe :

$S(\dot{x}) = +1$ si $\dot{x} > 0$ et $S(\dot{x}) = -1$ si $\dot{x} < 0$. k , c et α des constantes ; la valeur de α est comprise entre 0 et 1

Pour $\alpha = 1$, on retrouve le cas classique de la viscosité linéaire alors que pour $\alpha = 0$ on retrouve le frottement sec de coulomb.

Une fois la linéarisation stochastique établie, nous aboutissons aux expressions de la raideur k' et de la constante de l'amortisseur c' de l'oscillateur linéaire équivalent :

$$k' = \frac{\iint kx^2 dp(x) dp(\dot{x})}{\iint x^2 dp(x) dp(\dot{x})}$$

$$c' = \frac{\iint c\dot{x}S(\dot{x})|\dot{x}|^\alpha dp(x) dp(\dot{x})}{\iint \dot{x}^2 dp(x) dp(\dot{x})}$$

Les intégrales double étant prises sur tout le plan, c'est-à-dire : $-\infty \leq x \leq +\infty$, $-\infty \leq \dot{x} \leq +\infty$, on aura donc :

$$\int_{-\infty}^{+\infty} dp(x) = \int_{-\infty}^{+\infty} dp(\dot{x}) = 1; \int_{-\infty}^{+\infty} x^2 dp(x) = \sigma_x^2; \int_{-\infty}^{+\infty} \dot{x}^2 dp(x) = \sigma_{\dot{x}}^2;$$

La première expression conduit à $k' = k$, alors que la deuxième nous amène à l'expression :

$$c' = \sqrt{\frac{2}{\pi}} \frac{c}{\sigma_{\dot{x}}^{1-\alpha}} \int_0^{\infty} u^{1+\alpha} e^{-u^2/2} du$$

On pourra ainsi exprimer cette intégrale à l'aide de la fonction Γ (gamma) :

$$c' = \sqrt{\frac{2}{\pi}} 2^{\alpha/2} \Gamma\left(1 + \frac{\alpha}{2}\right) \frac{c}{\sigma_{\dot{x}}^{1-\alpha}}$$

Avec : $\Gamma(u) = \int_0^{+\infty} t^{u-1} e^{-t} dt$

Nous constatons que : $\sigma_{\dot{x}} = w\sigma_x$

w étant la pulsation associée à la raideur k du ressort tel que: $w = \sqrt{k/m}$ m étant la masse vibrante. En posant :

$$f(\alpha) = \sqrt{\frac{2}{\pi}} \Gamma\left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)$$

L'expression de c' devient :

$$c' = \frac{c}{(\sqrt{2}w\sigma_x)^{1-\alpha}} f(\alpha)$$

La fonction $f(\alpha)$ peut être prise en pratique égale à un car elle décroît de 1.128 à 1 quand α varie de 0 à 1

Le déplacement maximal d'un oscillateur linéaire qu'on peut déterminer à partir du spectre de réponse élastique horizontal en déplacement et relié à l'écart type σ_x du déplacement par un fac de pic p :

$$d_{\text{élastique}} = p\sigma_x$$

Le facteur de pic varie en fonction de la période $T = 2\pi/w_0$ de l'oscillateur et de la durée Δt d'excitation. Pour le dimensionnement des amortisseurs visqueux M.KAHAN s'est contenté de l'approximation suivante déduite des résultats de Der Kiureghian(1980) :

$$p = \sqrt{2\ln(2\Delta t/T)} + \frac{0.557}{\sqrt{2\ln(2\Delta t/T)}}$$

Dans cette relation $\Delta t/T$ représente une estimation du nombre de cycle.

Le déplacement maximal $d_{\text{élastique}}$ tiré du spectre de réponse élastique horizontal s'écrit :

$$d_{\text{élastique}} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 Se(T)$$

Ou $Se(T)$ représente le spectre élastique normalisé en accélération.

En tenant compte d'un amortissement visqueux structurel c_{visqueux} (hors amortisseurs non linéaire), le coefficient d'amortissement équivalent s'écrit :

$$c_{eq} = c_{\text{visqueux}} + c'$$

En remplaçant dans l'expression c' l'écart type σ_x par $\sigma_x = d_{\text{élastique}}/p$ et w par $2\pi/T$, nous obtenons :

$$c_{eq} = c_{\text{visqueux}} + \frac{c}{\left(\frac{\sqrt{2}}{p} \frac{T}{2\pi} Se(T)\right)^{1-\alpha}} f(\alpha)$$

Cette relation peut être écrite en taux d'amortissement critique équivalent :

$$\xi_{eq} = \xi_{visqueux} + \frac{c}{m} \frac{T}{4\pi} \frac{1}{\left(\frac{\sqrt{2}}{p} \frac{T}{2\pi} Se(T)\right)^{1-\alpha}} f(\alpha)$$

Où

$$\xi_{visqueux} = \frac{c}{2m\omega_0} = \frac{c_{visqueux}}{m} \frac{T}{4\pi}$$

Désigne le taux d'amortissement visqueux de la structure hors amortisseurs non linéaire qui vaut par exemple 5%. Cette valeur est couramment adoptée pour les structures en béton armé soumises au séisme. Elle permet, dans notre cas, d'évaluer l'efficacité des dispositifs spéciaux qui augmente l'amortissement naturel de la structure. Par ailleurs, le choix de cette valeur n'est pas critique, l'essentiel de l'amortissement étant repris par les amortisseurs non linéaires.

3.2 Linéarisation Déterministe :

Le recours au facteur de pic peut être supprimé en utilisant une démarche partiellement déterministe dans la linéarisation stochastique, on retrouve alors au lieu de l'expression précédente de c' :

$$c' = \frac{c}{(wd_{elastique})^{1-\alpha}} h(\alpha)$$

Où la fonction $h(\alpha)$ est définie par :

$$h(\alpha) = \frac{\frac{2}{\sqrt{\pi}} \Gamma\left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)}{\Gamma\left(\frac{3}{2} + \frac{\alpha}{2}\right)}$$

$$h(\alpha) = \frac{2}{\pi} \int_0^\pi \sin^{\alpha+1} \theta d\theta \cong 0.0892\alpha^2 - 0.3583\alpha + 1.2699$$

$h(\alpha)$ varie un peu plus que $f(\alpha)$:

α	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
$h(\alpha)$	1.273	1.236	1.201	1.170	1.140	1.113	1.087	1.063	1.041	1.020	1.000

Tableau 4.1: variation de h en fonction de α

3.3 Validation de l'approche :

Pour tester la validité de son approche, Kahan a établi des comparaisons entre les déplacements calculés par celle-ci et ceux prévus par des simulations temporelles non linéaires.

Il a utilisé 25 accélérogrammes synthétiques dont la moyenne des spectres reproduit le spectre réglementaire des Règles PS92 et a étudié leurs actions sur un ensemble de 17 oscillateurs correspondant à la formule de $\phi(x, \dot{x})$ avec une masse de 5600 tonnes

représentant la masse d'un tablier de pont, des périodes propres élastiques variant entre 0.1s et 4s et de valeur possible pour la constante α qui sont 0.1 et 0.3. Les figures ci-dessous, représentent la différence entre la variation du déplacement en fonction de la période obtenue par la méthode stochastique et celle obtenue par la méthode déterministe.

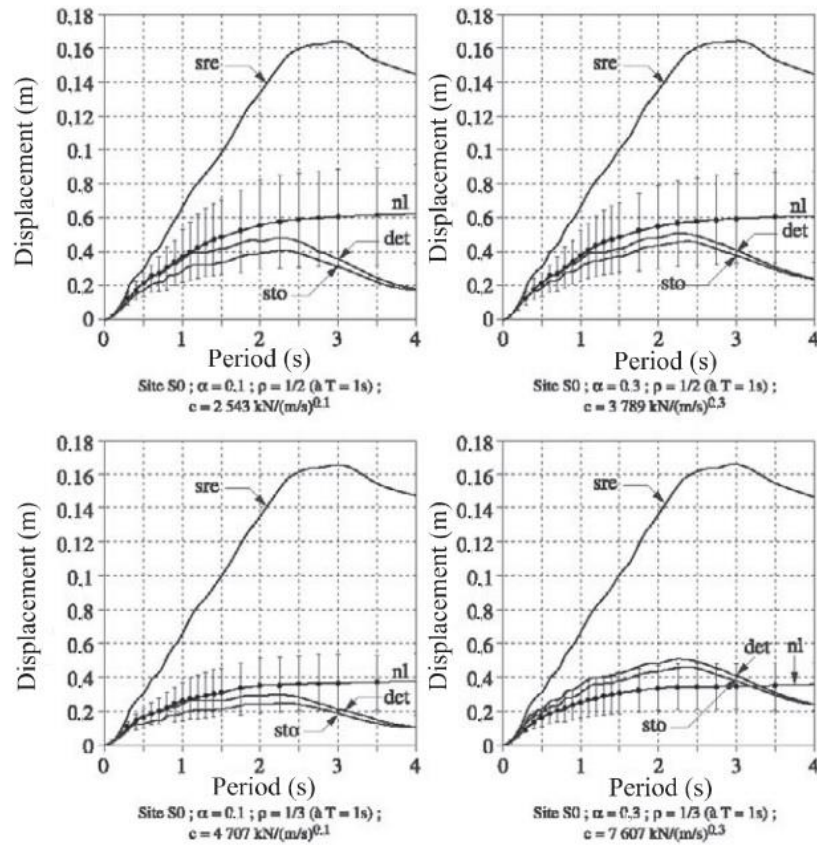
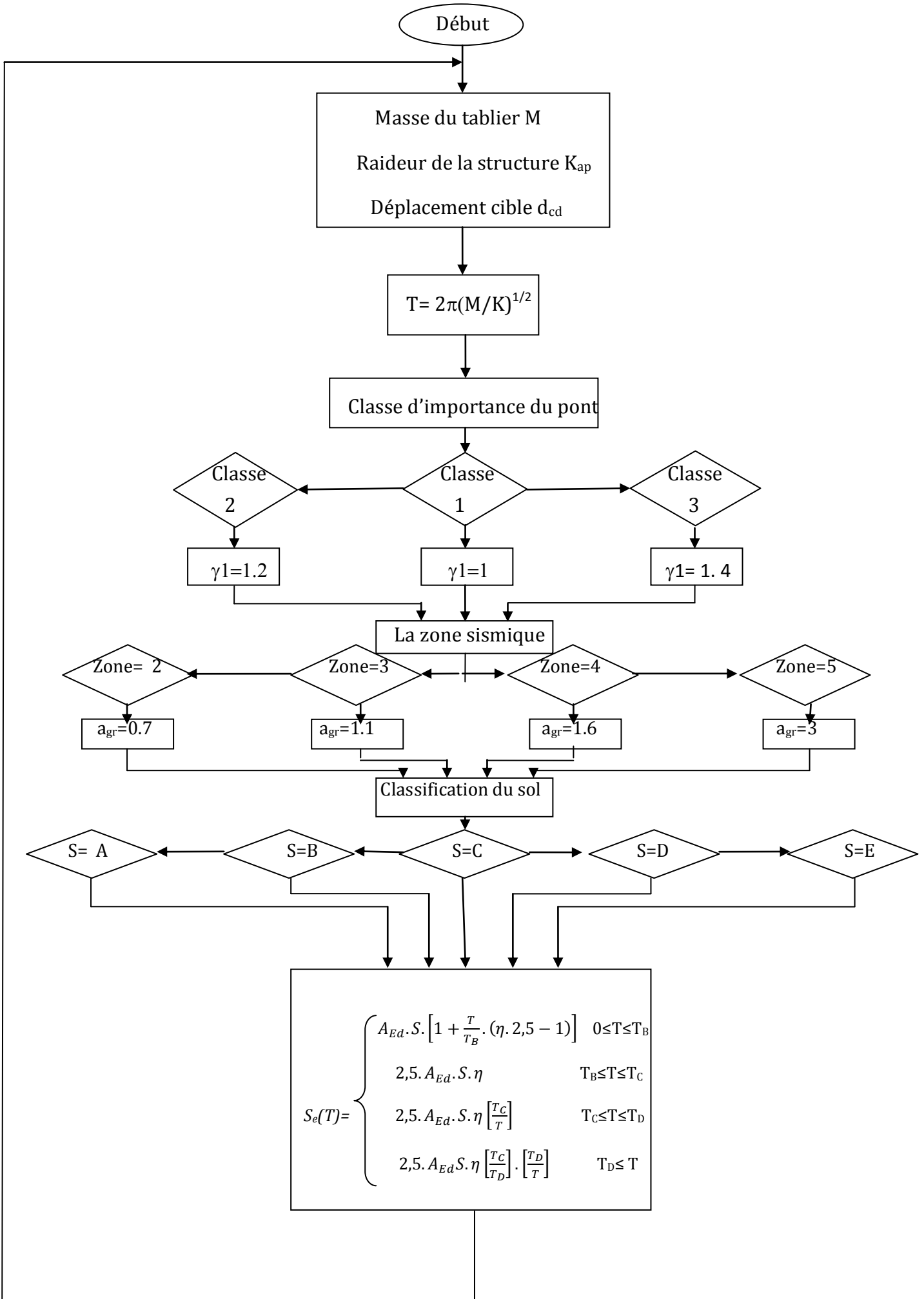
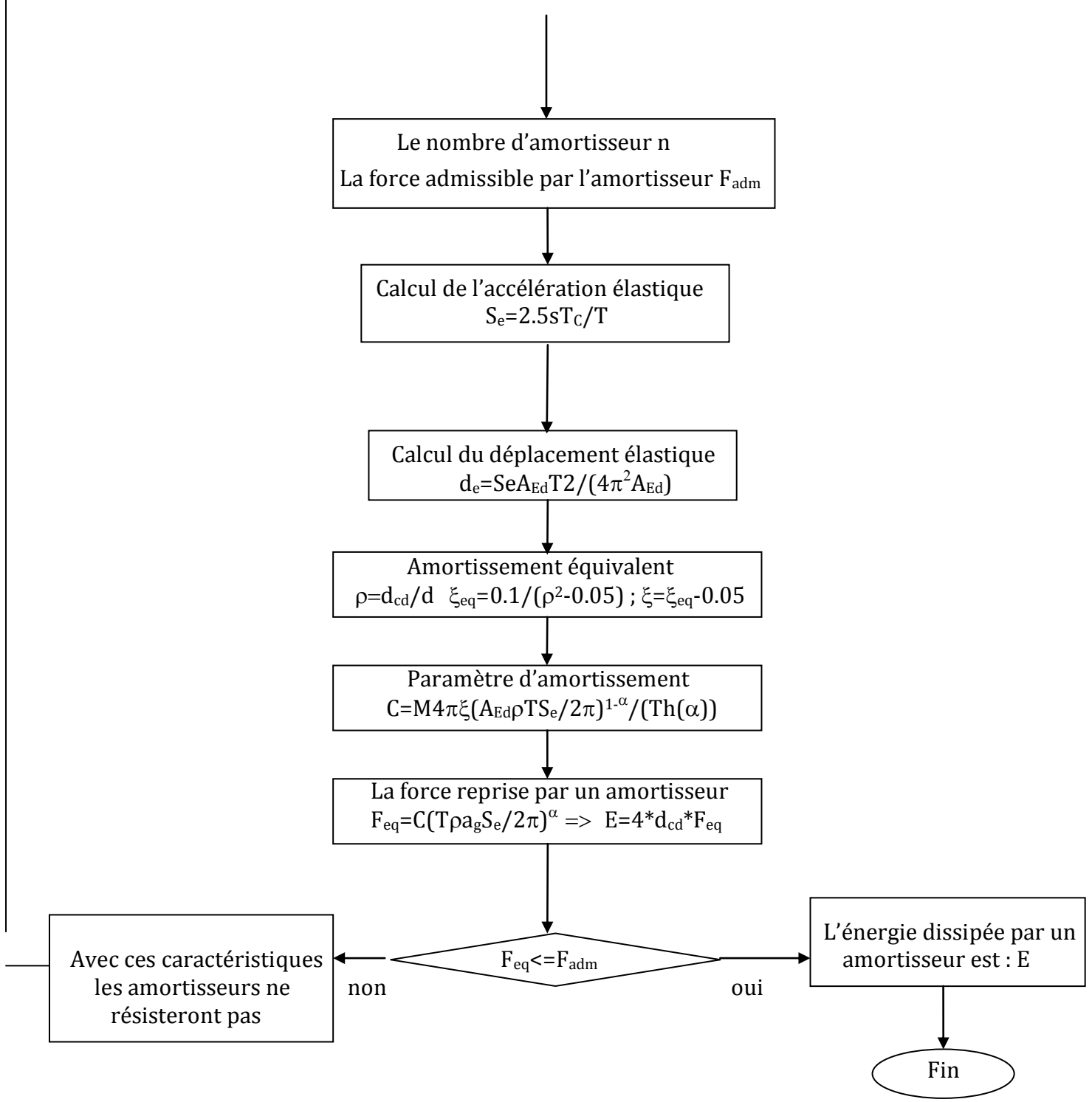


Figure 4.3 : la différence entre l'approche stochastique et l'approche déterministe [26]





RPOA

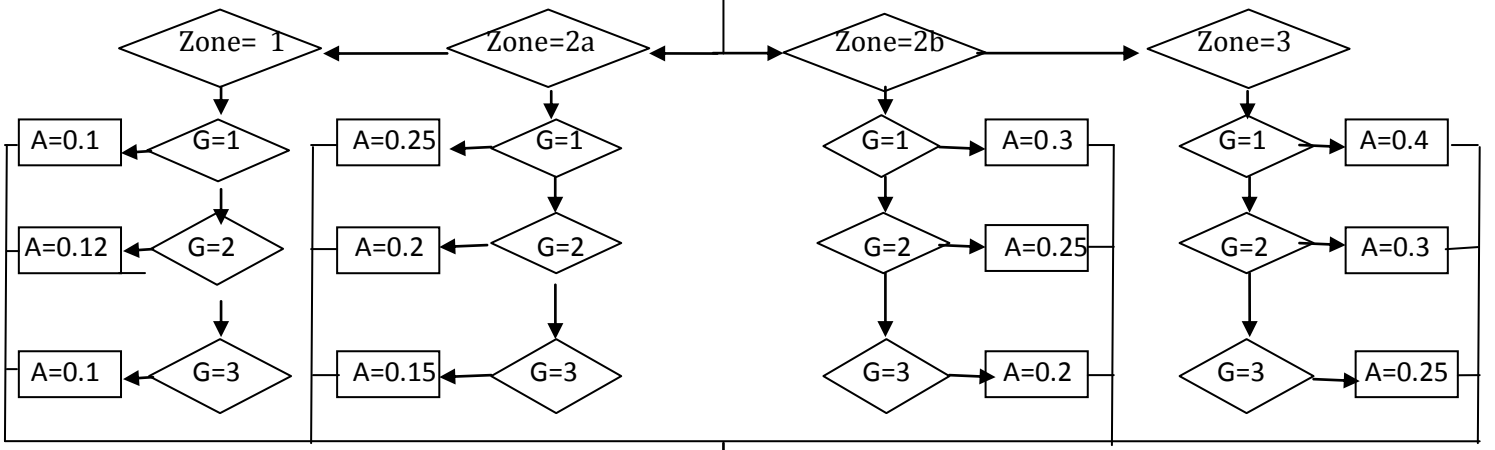
Début

Masse du tablier M
Raideur d'appui K_{ap}
Déplacement cible d_{cd}

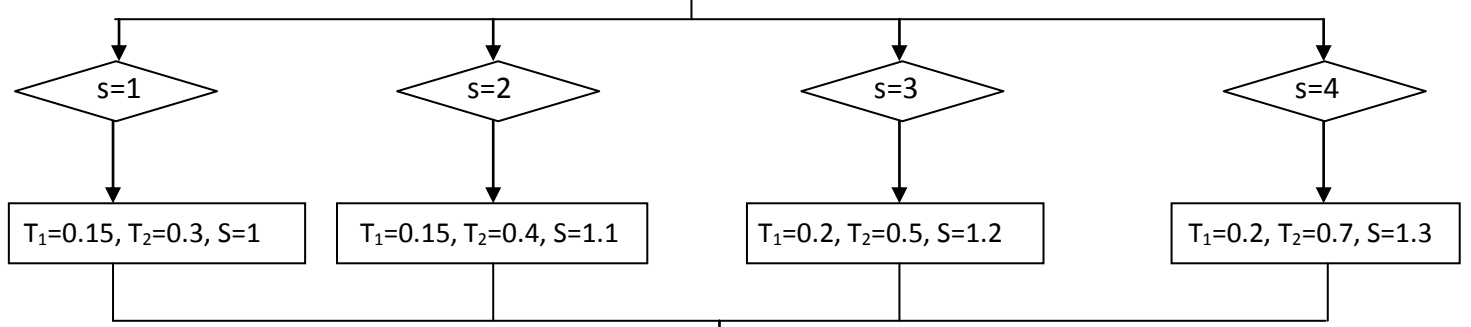
$$T = 2\pi(M/K)^{1/2}$$

Classe d'importance du pont

La zone sismique

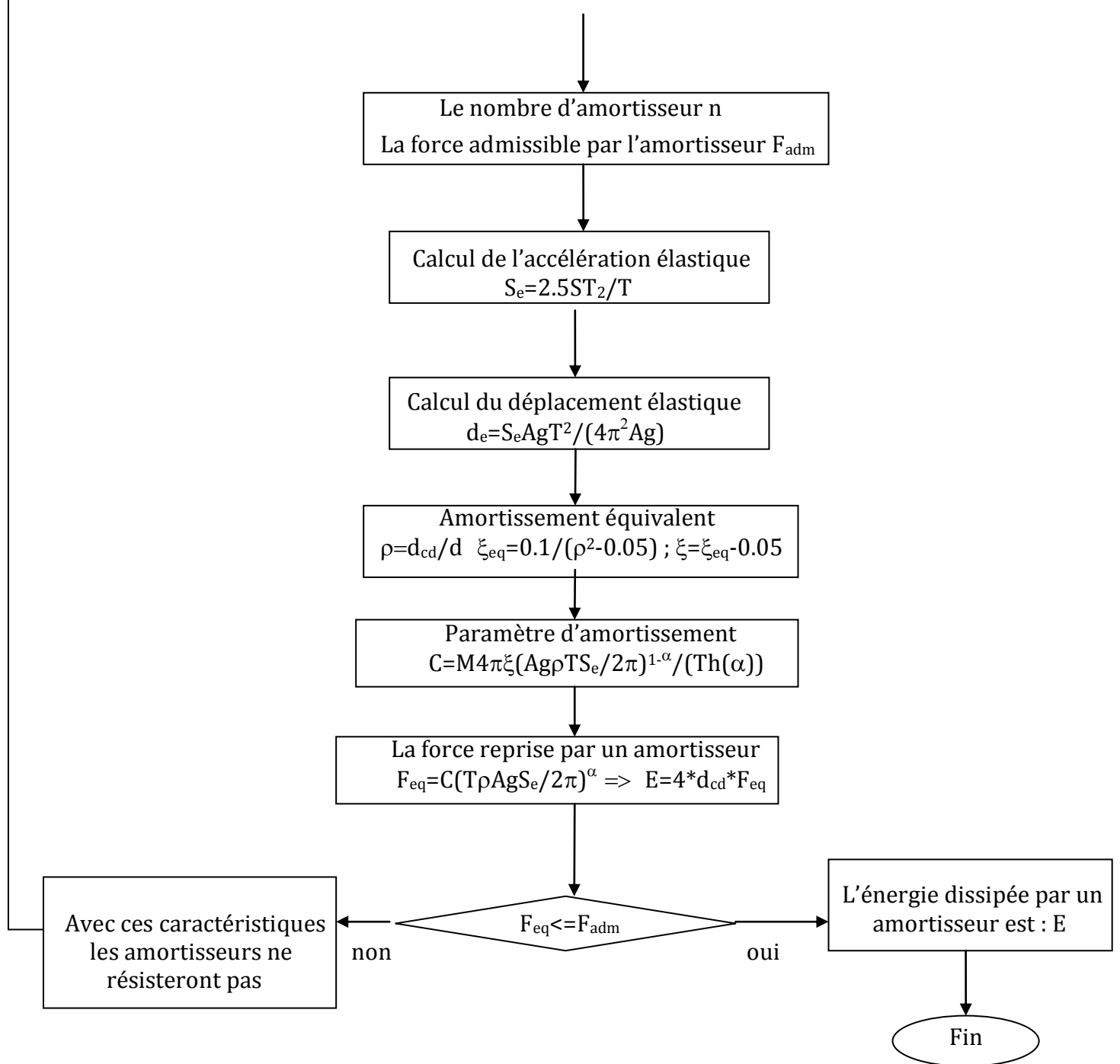


Classification du sol



Spectre de réponse élastique

$$S_{ae}(T, \xi)_{(m/s^2)} \begin{cases} AgS(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta Ag S & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta Ag S \frac{T_2}{T} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta Ag S (\frac{3T_2}{T^2}) & T \geq 3.0s \end{cases}$$



4 Méthode basée sur l'énergie dissipée par les amortisseurs :

4.1 Définition de la méthode :

En définissant les caractéristiques du système ainsi que le déplacement correspondant, on calcule l'énergie dissipée. On en déduit le paramètre c ainsi que le déplacement maximum, qui permet de calculer la force maximum dans l'amortisseur.

4.2 Déroulement de la méthode :

1- On commence par évaluer la période du système : $T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}}$

Avec : M : masse du système en Kg/K : rigidité du système en N/m

2- on évalue le déplacement élastique : $d_e = \frac{T^2}{4\pi^2} S_e(T)$

Avec : $S_e(T)$: accélération élastique de la structure à la période T

3- on choisit un coefficient de réduction ρ par lequel on souhaite réduire l'amplitude des déplacements : $\rho = d_{cd}/d_e$

Avec : d_{cd} la limitation des déplacements sous séisme fixé.

4- on en déduit le taux d'amortissement équivalent : $\xi_{eq} = \frac{0,1}{\rho^2} - 0,05$

5- on détermine la vitesse maximum du piston de l'amortisseur :

$$V = d_{cd}\omega = d_{cd} \frac{2\pi}{T}$$

6- on en déduit la force maximale dans les amortisseurs : $F_{max} = \pi K d_{cd} \frac{\xi_{eq}}{2}$

7- la constante d'amortissement vaut donc : $c = \frac{F_{max}}{V_{max}^\alpha}$

8- l'énergie dissipée par le système d'amortissement vaut donc : $E_d = 4F_{max}d_{max}$

Les organigrammes de la méthode appliqués à l'Eurocode ainsi qu'au RPOA sont élaborés ci-après :

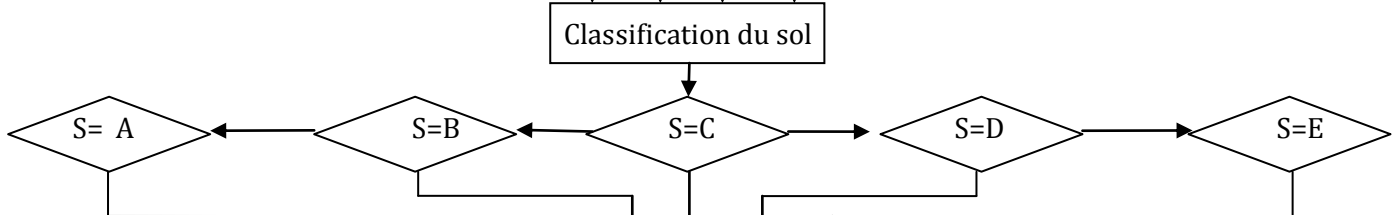
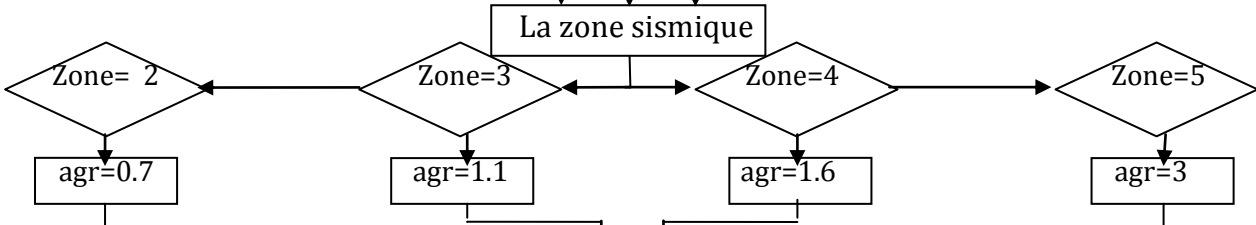
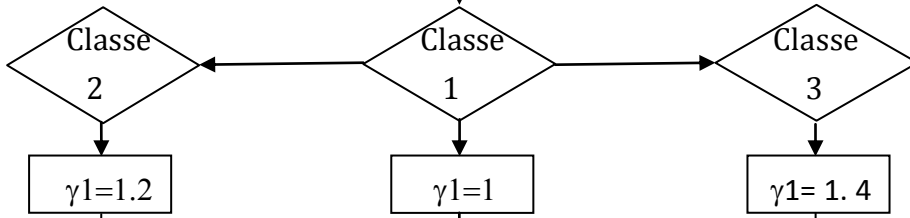
EURCODE8

Début

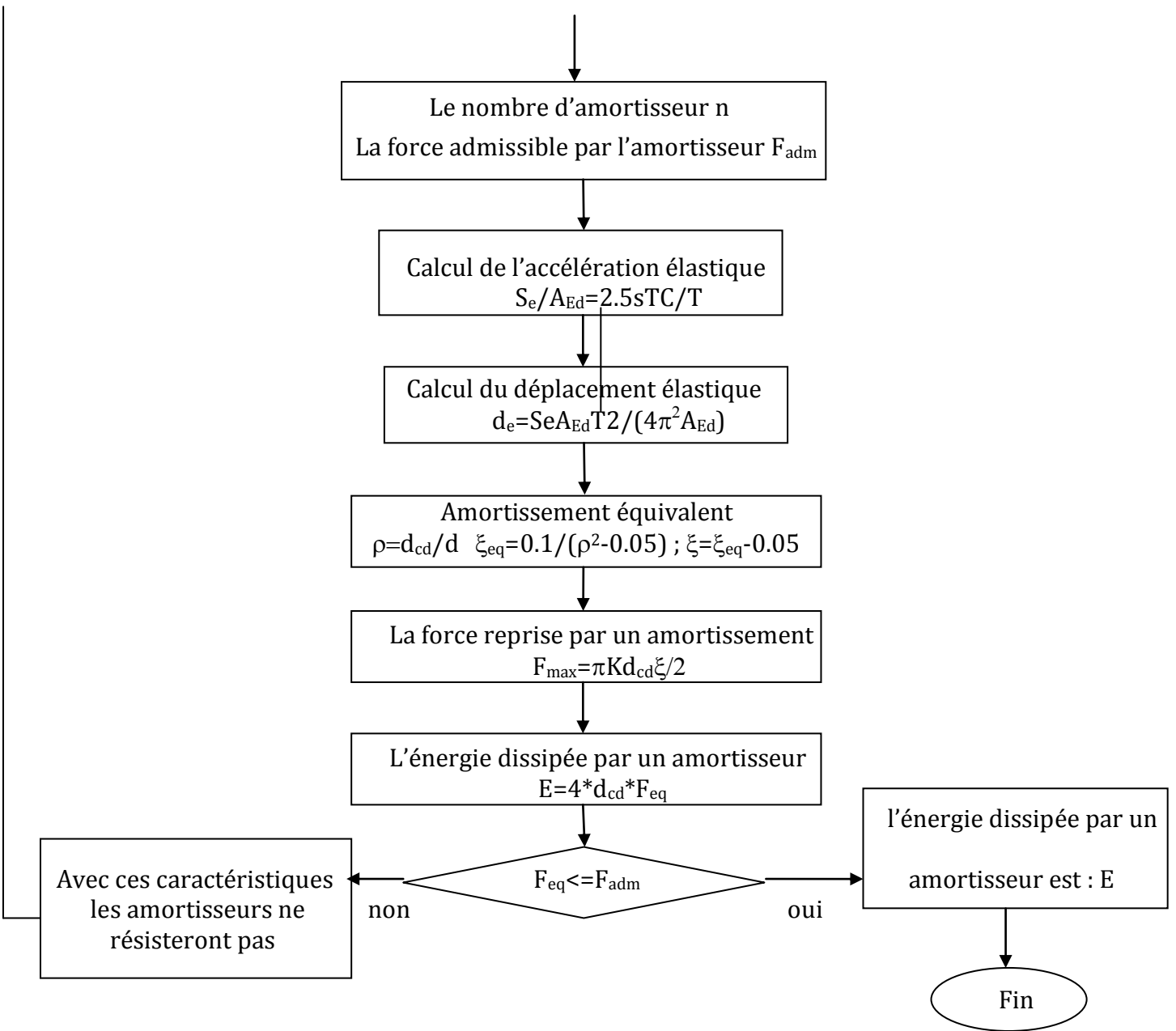
Masse du tablier M
Raideur de la structure K_{ap}
Déplacement cible d_{cd}

$$T = 2\pi(M/K)^{1/2}$$

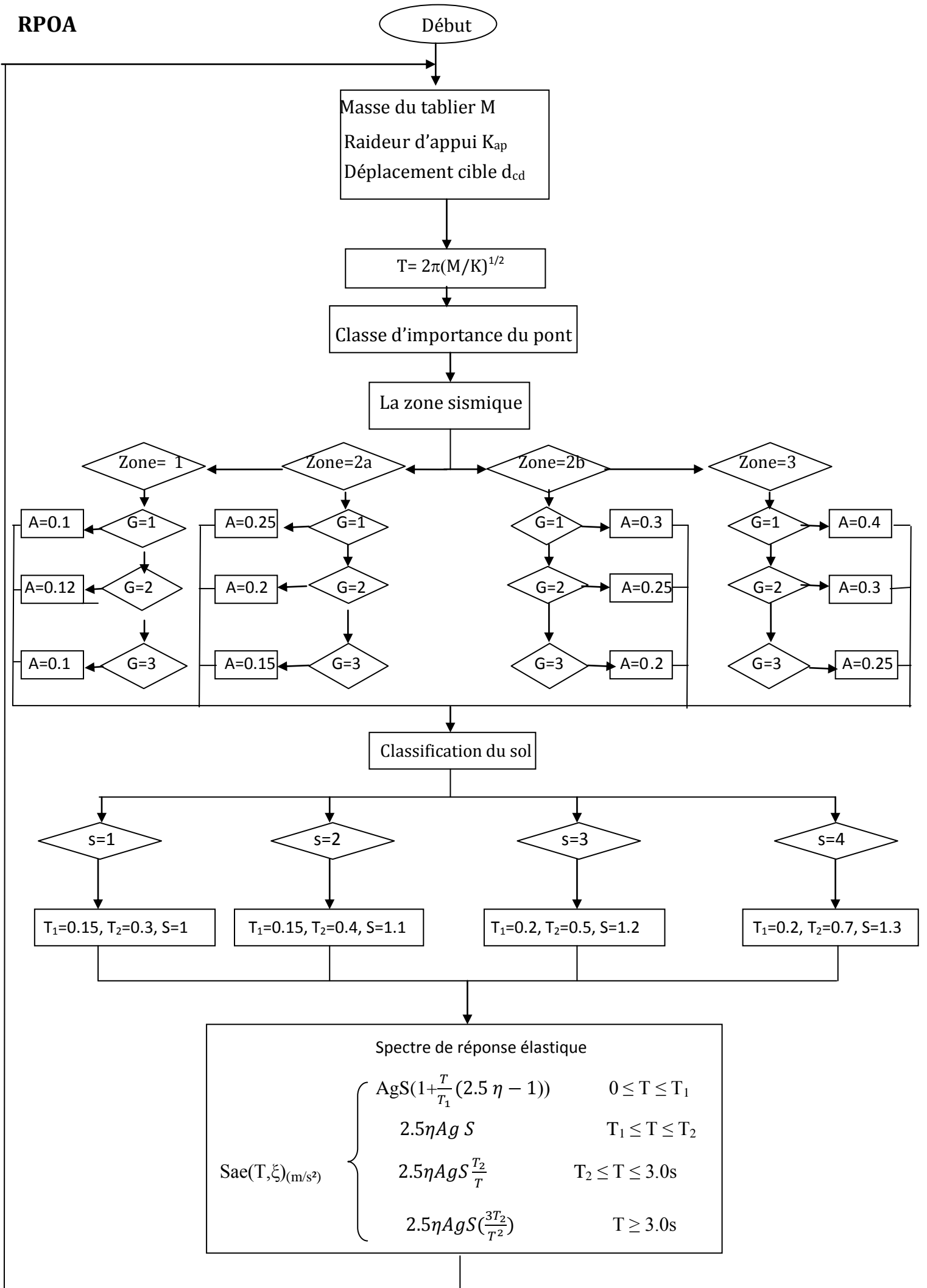
Classe d'importance du pont

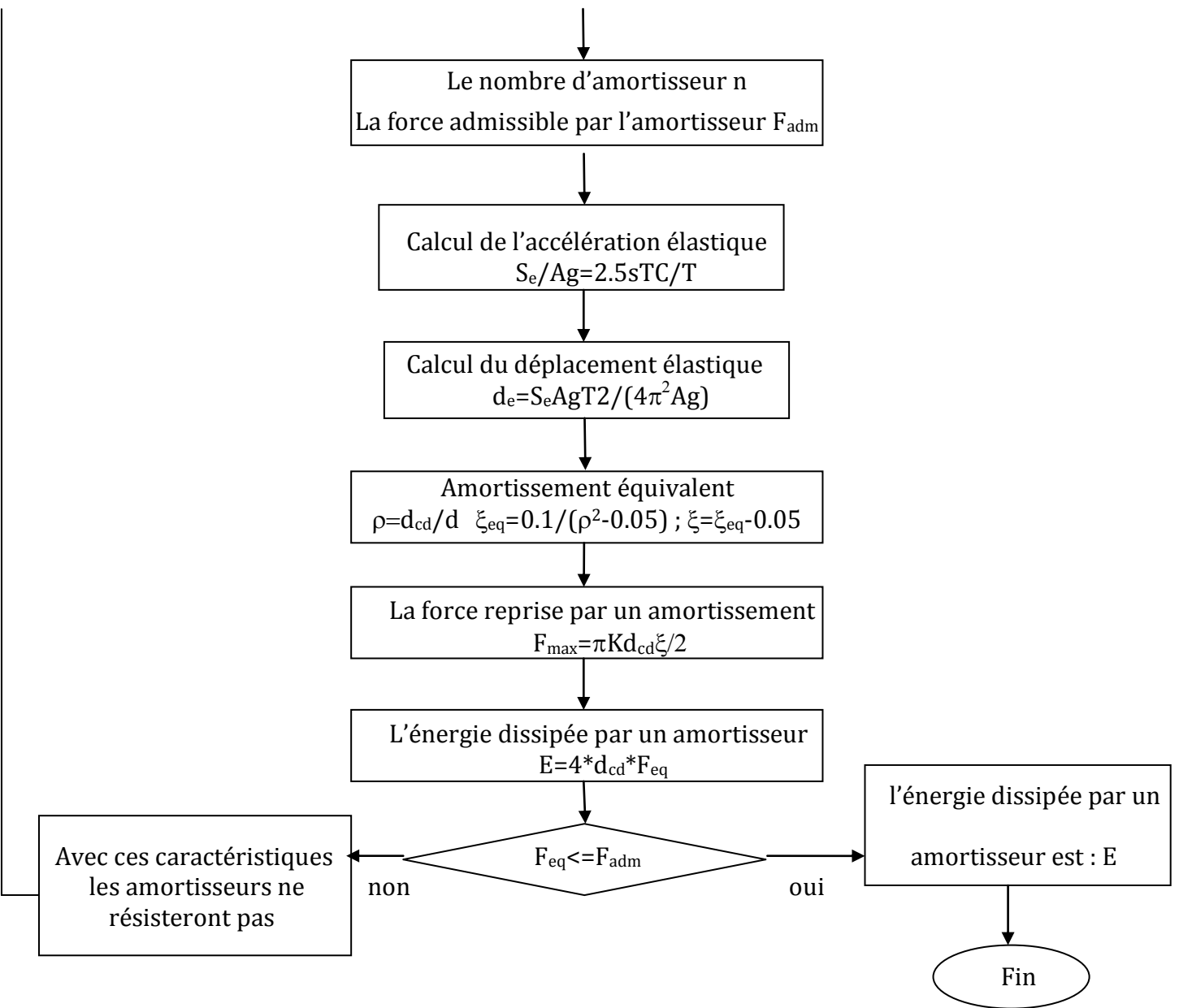


$$S_e(T) = \begin{cases} A_{Ed} \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] & 0 \leq T \leq T_B \\ 2,5 \cdot A_{Ed} \cdot S \cdot \eta & T_B \leq T \leq T_C \\ 2,5 \cdot A_{Ed} \cdot S \cdot \eta \left[\frac{T_C}{T} \right] & T_C \leq T \leq T_D \\ 2,5 \cdot A_{Ed} \cdot S \cdot \eta \left[\frac{T_C}{T_D} \right] \cdot \left[\frac{T_D}{T} \right] & T_D \leq T \end{cases}$$



RPOA





Chapitre 2

Analyse dynamique temporelle

1 Introduction:

La méthode de calcul avancée est une analyse pas-à-pas de la réponse dynamique du système vis-à-vis d'un chargement spécifique qui varie dans le temps. Elle se réalise à partir d'accélérogrammes réels ou artificiels.

Pour valider le prédimensionnement des dispositifs parasismiques non-linéaire, il convient d'appréhender leur comportement (dépendant de la vitesse de sollicitation) sous l'effet du séisme par le biais d'une méthode plus sophistiquée. L'Eurocode 8-2 et le RPOA propose l'approche qui consiste, à l'aide d'un logiciel ou algorithme spécifique, à mener une analyse dynamique temporelle non-linéaire. Elle nécessite de modéliser la structure avec tous ses dispositifs non-linéaires et de la soumettre directement à un jeu d'accélérogrammes. La réponse de la structure est alors recalculée à chaque pas de temps en fonction de son état correspondant à l'instant précédent.

L'analyse dynamique temporelle ne peut être utilisée que si des dispositifs parasismiques sont prévus, ou si le pont est trop irrégulier pour pouvoir appliquer la méthode spectrale. On note que ce type d'analyse est assez simple à réaliser puisque la structure doit rester élastique, et toutes les non-linéarités sont concentrées dans les dispositifs parasismiques, avec suffisamment de souplesse pour pouvoir intégrer n'importe quelle loi de comportement, y compris lorsque la force dépend du signe du déplacement

2 Entrée sismique avec accélérogrammes :

L'analyse non-linéaire requiert l'utilisation des accélérations du sol qui définissent le mouvement sismique. Si on ne possède pas d'enregistrements de mouvements du sol du site, des enregistrements modifiés ou des accélérogrammes artificiels vont être générés pour représenter le scénario sismique de base.

2.2 Caractérisation d'un accélérogramme :

L'accélérogramme est une représentation du mouvement sismique du sol en fonction du temps. Il est défini par des courbes qui fluctuent de manière irrégulière autour de la valeur nulle et dont la durée est très variable, de l'ordre de quelques secondes à quelques dizaines de secondes.

Les principales caractéristiques d'un accélérogramme sont : sa durée totale (t_T), sa plage de mouvements significatifs (Δt_{max}), et ses maxima d'accélération, de vitesse et de déplacement notés a_{max} , v_{max} , d_{max} . un exemple de lecture d'un accélérogramme est présenté ci-dessous :

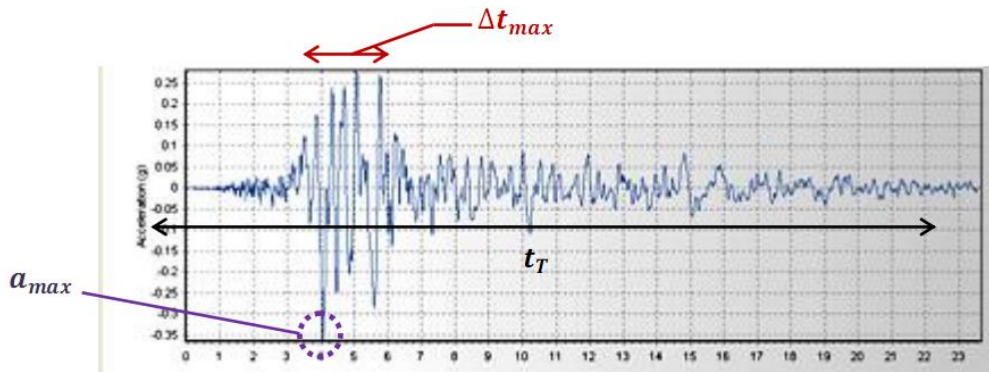


Figure 5.1 : enregistrement de Loma Pierta de 1989 à San Francisco California [2]

2.3 Nature des accélérogrammes :

On distingue trois types d'accélérogrammes :

1. Les accélérogrammes naturels issus de banques de données de séismes réels. Ils sont obtenus par des enregistrements directs sur site à l'aide de capteurs spécifiques.
2. Les accélérogrammes synthétiques obtenus par transformations des enregistrements naturels (augmentation de l'amplitude, étirement de la durée du séisme, etc...).
3. Les accélérogrammes artificiels obtenus par des méthodes mathématiques. Il existe plusieurs artifices de calculs pour les conduire (décomposition en une somme de sinusoides, calculs statistiques, etc...)

2.4 Choix du type d'accélérogrammes :

Dans possible, il est préférable d'utiliser des accélérogrammes naturels de zones de caractéristiques proches, en termes de sol et d'origine du séisme. Toute fois on ne dispose pas d'un enregistrement, ce qui est le plus courant, il existe des méthodes qui permette l'obtention d'accélérogrammes à partir des spectres [16]. Parmi les logiciels générateurs d'accélérogramme on a utilisé le SIMQK au niveau du LGSDS.

3 Analyse dynamique temporelle :

Si on considère un système caractérisé par : m , K , c et $p(t)$: les caractéristiques non linéaire des forces de rappel élastique connues, un chargement appliqué quelconque. A tout instant t , l'équilibre des forces agissant sur la masse implique :

$$f_I(t) + f_D(t) + f_S(t) = p(t)$$

Et après un court instant Δt , l'équation devient :

$$f_I(t + \Delta t) + f_D(t + \Delta t) + f_S(t + \Delta t) = p(t + \Delta t)$$

La différence entre les deux équations nous donne la forme incrémentale de l'équation du mouvement pour l'intervalle de temps Δt :

$$\Delta f_I(t) + \Delta f_D(t) + \Delta f_S(t) = \Delta p(t)$$

Les forces incrémentales de cette équation peuvent s'exprimer comme suit :

$$\Delta f_I(t) = f_I(t + \Delta t) - f_I(t) = m\Delta\ddot{v}(t)$$

$$\Delta f_D(t) = f_D(t + \Delta t) - f_D(t) = c(t)\Delta\dot{v}(t)$$

$$\Delta f_S(t) = f_S(t + \Delta t) - f_S(t) = k(t)\Delta v(t)$$

$$\Delta p(t) = p(t + \Delta t) - p(t)$$

La masse est supposée constante ; les termes $c(t)$ et $k(t)$ représentent les caractéristiques d'amortissement et de rigidité correspondant à la vitesse et au déplacement relatifs à cet intervalle. On utilise les pentes tangentes définies au début de chaque intervalle de temps :

$$c(t) = \left(\frac{df_D}{d\dot{v}}\right) \quad \text{et} \quad k(t) = \left(\frac{df_S}{dv}\right)$$

La substitution des expressions des forces mène à la forme finale des équations incrémentales de l'équilibre à l'instant t :

$$m\Delta\ddot{v}(t) + c(t)\Delta\dot{v}(t) + k(t)\Delta v(t) = \Delta p(t)$$

Les propriétés des matériaux peuvent dans ce type d'analyse présenter n'importe quelle forme de non-linéarité. Ainsi, la force de rappel f_s ne doit pas dépendre que du déplacement, car un matériau élastique non linéaire a un comportement hystérétique non linéaire qui pourrait être choisi avec une force qui dépend de l'histoire passée de la déformation aussi bien que la valeur actuelle du déplacement ; la seule condition est que les caractéristiques de rigidité soient complètement définies par l'histoire passée et par l'état actuel de la déformation. La masse pourrait elle aussi être variable dans le temps.

3.1 Intégration pas à pas :

De nombreuses méthodes s'offre à nous pour l'intégration numérique de l'équation incrémentale d'équilibre, la technique utilisée ici est simple dans son principe, mais s'est Avérée donner d'excellents résultats pour relativement peu de calculs. L'hypothèse de base du procédé est que l'accélération varie linéairement au sein de chaque incrément de temps, et que les caractéristiques du système restent constantes sur tout cet intervalle. Le mouvement de la masse ainsi que Les équations relatives à la variation linéaire supposée de l'accélération, et les variations quadratique et cubique correspondantes de la vitesse et du déplacement sont représentés sur la figure 5.1, les calcul de ces dernières expressions à la fin de l'intervalle ($\zeta \equiv \Delta t$) mène aux équations suivantes pour les incréments de vitesse et de déplacement :

$$\Delta\dot{v}(t) = \ddot{v}(t)\Delta t + \Delta\ddot{v}\frac{\Delta t^2}{2}$$

$$\Delta v(t) = \dot{v}(t)\Delta t + \ddot{v}\frac{\Delta t^2}{2} + \Delta\ddot{v}(t)\frac{\Delta t^3}{6}$$

Il sera dès lors commode d'utiliser le déplacement incrémental comme variable de base de l'analyse ; nous tirons donc l'accélération incrémentale de l'une des équations, et substituons cette expression dans l'autre pour obtenir :

$$\Delta\ddot{v}(t) = \frac{6}{\Delta t^2} \Delta v(t) - \frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) - 3\ddot{v}(t)$$

$$\Delta\dot{v}(t) = \frac{3}{\Delta t} \Delta v(t) - 3\dot{v}(t) - \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t)$$

En remplaçant dans l'équation incrémentale du mouvement on aura

$$m \left[\frac{6}{\Delta t^2} \Delta v(t) - \frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) - 3\ddot{v}(t) \right] + c(t) \left[\frac{3}{\Delta t} \Delta v(t) - 3\dot{v}(t) - \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t) \right] + k(t) \Delta v(t) = \Delta p(t)$$

Enfin, en transfère dans le second membre tous les termes associés aux conditions initiales connues, ce qui abouti à :

$$\bar{k}(t) \Delta v(t) = \Delta \bar{p}(t)$$

Ou :

$$\bar{k}(t) = k(t) + \frac{6}{\Delta t^2} m + \frac{3}{\Delta t} c(t)$$

$$\Delta \bar{p}(t) = \Delta p(t) + m \left[\frac{6}{\Delta t} \dot{v}(t) + 3\ddot{v}(t) \right] + c(t) \left[3\dot{v}(t) + \frac{\Delta t}{2} \ddot{v}(t) \right]$$

Cette équation est équivalente à l'expression d'un équilibre incrémental statique, on peut en tirer le déplacement incrémental en divisant la charge incrémentale par la rigidité. Le comportement dynamique est pris en compte en faisant intervenir les effets d'inertie et d'amortissement dans les termes de charge effective et de rigidité. Après avoir obtenu l'incrément du déplacement, on pourra avoir la vitesse incrémentale.

La vitesse et le déplacement à la fin de l'incrément sont données par :

$$\dot{v}(t + \Delta t) = \dot{v}(t) + \Delta\dot{v}(t)$$

$$v(t + \Delta t) = v(t) + \Delta v(t)$$

ainsi les calculs pour cet incrément sont terminés et le processus peut être repris pour l'intervalle suivant.

2.2 Théorie de calcul pas à pas avec la correction de Newmark:

2.2.1 Introduction :

On estime les déformations de la structure en fonction du temps, en utilisant l'hypothèse de déplacements du sol par un jeu d'accélérogrammes compatibles avec le spectre de réponse du sol. Ici, la méthode de Newmark permet la résolution numérique de l'équation différentielle dynamique d'un oscillateur simple amorti par une intégration « pas à pas », et donne les paramètres suivants à chaque instant :

- Déplacement : $x(t)$
- Vitesse : $\dot{x}(t)$

- Accélération : $\ddot{x}(t)$

2.2.2 Principe de la méthode :

On rappelle que l'analyse temporelle permet d'obtenir la réponse de la structure à une excitation imposée dans un intervalle de temps déterminé. L'analyse consiste donc à trouver la solution de l'équation de la variable de temps suivant :

$$M \cdot \ddot{x}(t) + C \cdot \dot{x}(t) + K \cdot x(t) = F(t)$$

Avec :

- La charge dynamique soumise au système est dans notre cas l'accélération du sol, soit :
- Les expressions contenant le paramètre dépendent du temps.

Pour résoudre l'équation (1.1) présentée ci-dessus, on utilise la méthode de Newmark qui consiste à calculer le déplacement induit de la masse potentiellement instable supposée rigide lorsque l'accélération dépasse une valeur critique correspondant à l'équilibre limite. Pour déterminer les valeurs de déplacement et de vitesse pour un pas d'intégration, on utilise le développement en séries de Taylor

$$x_{t+dt} = x_t + \dot{x}_t \cdot dt + \ddot{x}_t \cdot \frac{dt^2}{2} + \beta \cdot \ddot{\ddot{x}}_t \cdot dt^3$$

$$\dot{x}_{t+dt} = \dot{x}_t + \ddot{x}_t \cdot dt + \gamma \cdot \ddot{\ddot{x}}_t \cdot dt^2$$

Ce développement contient un terme d'erreur proportionnel à la dérivée de l'accélération. L'hypothèse de linéarité de l'accélération à l'intérieur du pas de temps permet de remplacer cette dérivée troisième par l'accélération au temps précédent en introduisant les paramètres. Ces deux termes sont des éléments de contrôle de convergence et de précision de la méthode :

La convergence dite « stable » est assurée si : $0,5 \leq \gamma$; $\beta \leq 0,5$; $dt \leq \frac{1}{\omega \sqrt{\frac{\gamma}{2} - \beta}}$

La convergence dite « inconditionnelle » est assurée pour : $0,5 \leq \gamma \leq 2\beta$

Newmark a montré qu'une valeur raisonnable de γ est équivalente à 0,5. Le paramètre β est compris entre 0 et 1 et donne alors une large plage de résultats sans être correctement fixé.

Typiquement, on prend $\beta = 0,25$ qui représente la constante utilisée pour le calcul de l'accélération moyenne.

On peut alors écrire le schéma correctif suivant :

$$x_{t+dt} = x_t + \dot{x}_t dt + [(1 - 2\beta) \cdot \ddot{x}_{t+dt}] \frac{dt^2}{2}$$

$$\dot{x}_{t+dt} = \dot{x}_t + dt \cdot \ddot{x}_\gamma = \dot{x}_t + [(1 - \gamma) \cdot \ddot{x}_\beta + \gamma \cdot \ddot{x}_\beta] dt$$

Il reste à écrire l'équilibre à l'instant $t+dt$ avec le schéma précédent. On peut alors prendre l'accélération comme inconnue :

$$\ddot{x}_\beta = (1 - 2\beta) \cdot \ddot{x}_t + 2\beta \cdot \ddot{x}_{t+dt}$$

Soit

$$x_{t+dt} = x_t + \dot{x}_t dt + [(1 - 2\beta) \cdot \ddot{x}_t + 2\beta \cdot \ddot{x}_{t+dt}] \frac{dt^2}{2}$$

En somme, la méthode de Newmark est conseillée dans le cas d'instant courts comme les enregistrements sismiques. La précision de la résolution obtenue dépend de la précision d'intégration numérique qui est définie par la valeur de l'intervalle de temps dt . D'après les équations précédentes, on remarque bien une démarche calculatoire qui donne les paramètres du mouvement (déplacement, vitesse accélération) à l'instant $t+dt$ partir des valeurs à l'instant t . [25]

2.3 L'analyse dynamique temporelle par superposition modale :FNA

2.3.1 Introduction :

La méthode temporelle non-linéaire utilisée dans SAP2000 est une extension de analyse non-linéaire rapide (FNA) développée par Wilson (Ibrahimbegovic and Wilson,1989 ; Wilson, 1993). La méthode est conçue pour les systèmes structuraux qui sont principalement élastique linéaire, mais qui ont un nombre de non-linéarités prédéfinies limité.

2.3.2 Principes de la méthodes :

Pour la FNA, toutes les non-linéarités sont relatives aux appuis, ci-dessous, une bref description sur la méthode :

L'équilibre dynamique de la structure élastique linéaire munie d'appareils d'appui non-linéaires prédéfinis, subissant un chargement quelconque peut s'écrire comme suit :

$$K_L u(t) + C \dot{u}(t) + M \ddot{u}(t) + r_N(t) = r(t)$$

Où K_L est la matrice de rigidité des éléments élastiques linaires,

C est la matrice d'amortissement,

M est la matrice diagonale de la masse,

r_N est le vecteur force pour un seul degré de liberté,

u, \dot{u} et \ddot{u} : sont respectivement, le déplacement, la vitesse et l'accélération relatifs au sol

r : le vecteur forces appliquées

Rigidité effective des appuis :

Pour effectuer l'analyse, une rigidité linéaire est définie pour chaque degré de liberté des éléments non linéaires. La rigidité effective à des degrés de liberté non linéaires est arbitraire, mais varie généralement entre zéro et la raideur non linéaire maximum de ce degré de liberté.

L'équation d'équilibre peut alors être réécrite sous la forme:

$$M \ddot{u}(t) + C \dot{u}(t) + K u(t) = r(t) - [r_N(t) - K_N u(t)]$$

où $K = K_N + K_L$, avec K_L la rigidité de l'ensemble des éléments linéaire et pour les degrés de liberté linéaires de la Liaison/appui, et K_N étant la matrice des raideurs linéaire effectives pour tous les degrés non linéaires de liberté .

Superposition des modes :

L'analyse modale est effectuée en utilisant la matrice de rigidité complète, K et la matrice de masse,

Il est fortement recommandé d'utiliser la méthode de Ritz-vecteur pour effectuer l'analyse modale.

En utilisant des techniques standard, l'équation d'équilibre peut être rédigée sous forme modale :

$$\Omega^2 \mathbf{a}(t) + \Lambda \dot{\mathbf{a}}(t) + \mathbf{I} \ddot{\mathbf{a}}(t) = \mathbf{q}(t) - \mathbf{q}_N(t)$$

où Ω^2 est la matrice diagonale des carrés des fréquences de structure proposée par:

$$\Omega^2 = \boldsymbol{\phi}^T \mathbf{K} \boldsymbol{\phi}$$

Λ est la matrice d'amortissement modal qui est supposée être diagonale :

$$\Lambda = \boldsymbol{\phi}^T \mathbf{C} \boldsymbol{\phi}$$

\mathbf{I} est la matrice identité qui satisfait :

$$\mathbf{I} = \boldsymbol{\phi}^T \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}$$

$\mathbf{q}(t)$ est le vecteur des forces modales appliquées :

$$\mathbf{q}(t) = \boldsymbol{\phi}^T \mathbf{r}(t)$$

$\mathbf{q}_N(t)$ est le vecteur des forces modales des éléments non linéaires :

$$\mathbf{q}_N(t) = \boldsymbol{\phi}^T [\mathbf{r}_N(t) - \mathbf{K}_N \mathbf{u}(t)]$$

$\mathbf{a}(t)$ est le vecteur des amplitudes modales : $\mathbf{u}(t) = \boldsymbol{\phi} \mathbf{a}(t)$

$\boldsymbol{\phi}$ est la matrice des modes

Il convient de noter que, contrairement à l'analyse dynamique linéaire, les équations modales ci-dessus sont couplées. En général, les forces non linéaires, $\mathbf{q}_N(t)$, vont coupler les modes puisque ce sont fonctions des déplacements modaux, $\mathbf{A}(t)$.

Il est important de reconnaître que la solution à ces équations modales dépend d'être capable de représenter adéquatement les forces non linéaires par les forces modales, $\mathbf{q}_N(t)$. Ce n'est pas automatique, mais nécessite des considérations particulières suivantes:

- masse et / ou moments d'inertie doit être présent à tous les degrés de liberté non linéaires.
- La méthode de Ritz-vecteur doit être utilisée pour déterminer les modes, au moins tous les modes possibles de structure sont trouvés en utilisant l'analyse des vecteurs propres
- Le démarrage des vecteurs de charge Ritz devraient inclure une force de déformation non linéaire pour chaque degré de liberté indépendant.
- Un nombre suffisant de Ritz-vecteurs doit être recherchée pour capturer la déformation des éléments non linéaires

Amortissement modal

Comme pour l'analyse temporelle linéaire, l'amortissement dans la structure est modélisé en utilisant l'amortissement modal découplé. Chaque mode a un facteur d'amortissement, qui est mesuré comme une fraction d'amortissement critique et doit satisfaire :

$0 \leq \text{amortissement} < 1$

L'amortissement modal a deux différentes sources :

L'amortissement modal issu du cas de chargement

L'amortissement modal issu des matériaux

Solution itérative :

Les équations modales non linéaires sont résolues itérativement dans chaque incrément de temps. Le programme suppose que les équations varient linéairement durant l'incrément, et utilise des intégrations exactes pour résoudre ces équations pour chaque itération. Les itérations continuent jusqu'à ce que la solution converge, si la convergence ne peut être atteinte, le programme divisera l'incrément de temps en plus petits incréments et recommencera encore.

Chapitre 3
Dimensionnement des amortisseurs

1 Introduction :

Comme chaque conception de structure, celle basée sur l'isolation sismique nécessite un prédimensionnement des dispositifs isolateurs qu'on effectue grâce aux méthodes dites simplifiées, avant de passer à l'analyse dynamique temporelle non linéaire qui induit à des résultats plus exacts.

2 Développement d'une application pour le pré-dimensionnement :

Une application a été développée sous « Matlab interface graphique GUI » en vue d'établir un dimensionnement simplifié des amortisseurs visqueux non linéaires selon les méthodes exposées dans le chapitre 4. Cette application prend en considération deux règlements, à savoir l'Eurocode et les RPOA, pour ce faire il suffit de cocher la case correspondante dans la rubrique règlement. De même, pour faire le choix de la méthode de calcul que ça soit la méthode l'Eurocode, de Kahan ou celle de l'énergie il suffit de cocher la case correspondante dans la rubrique méthode de calcul.

➤ Les données à introduire dans l'application sont :

- La masse totale du pont en tonnes (t).
- La raideur de l'infrastructure en kN/m.
- Le déplacement cible qu'on veut imposer en mètre (m).
- Le taux d'amortissement efficace en % dans le cas de la méthode de l'Eurocode. Dans le cas de la méthode de Kahan et celle de l'énergie, on introduit la valeur du paramètre α de l'amortisseur à la place de l'amortisseur efficace.
- La zone sismique.
- La catégorie d'importance du pont.
- la catégorie du sol.

➤ Les sorties de l'application sont :

- A partir du zonage, la classification du pont, la catégorie du pont, l'application génère les données relatives au spectre en plus du tracé de la courbe. Pour l'Eurocode, le programme génère T_b, T_c, T_d, S et a_g , alors que pour les RPOA, il génère T_1, T_2, S et A .

✓ Le résultat de l'analyse pour la méthode de l'Eurocode donne :

- Le coefficient de modification de spectrale.
- La période efficace en seconde (s).
- La rigidité effective des amortisseurs

- La force maximale dans les amortisseurs en kN. Cette force est celle reprise par l'ensemble des amortisseurs utilisés dans la structure, pour trouver la force maximale dans un seul amortisseur il suffit de diviser la force totale par le nombre d'amortisseur.

- L'énergie dissipée par l'ensemble des amortisseurs.

✓ *Le résultat de l'analyse pour la méthode de Kahan et celle de l'énergie donne :*

- La période de la structure en seconde.
- Le taux d'amortissement repris par les amortisseurs en %
- Le paramètre de l'amortisseur C en kN/m/s^2 .
- La force maximale dans les amortisseurs en kN. Cette force est celle reprise par l'ensemble des amortisseurs utilisés dans la structure, pour trouver la force maximale dans un seul amortisseur il suffit de diviser la force totale par le nombre d'amortisseur.
- L'énergie dissipée par l'ensemble des amortisseurs.

La figure suivante montre l'interface de l'application

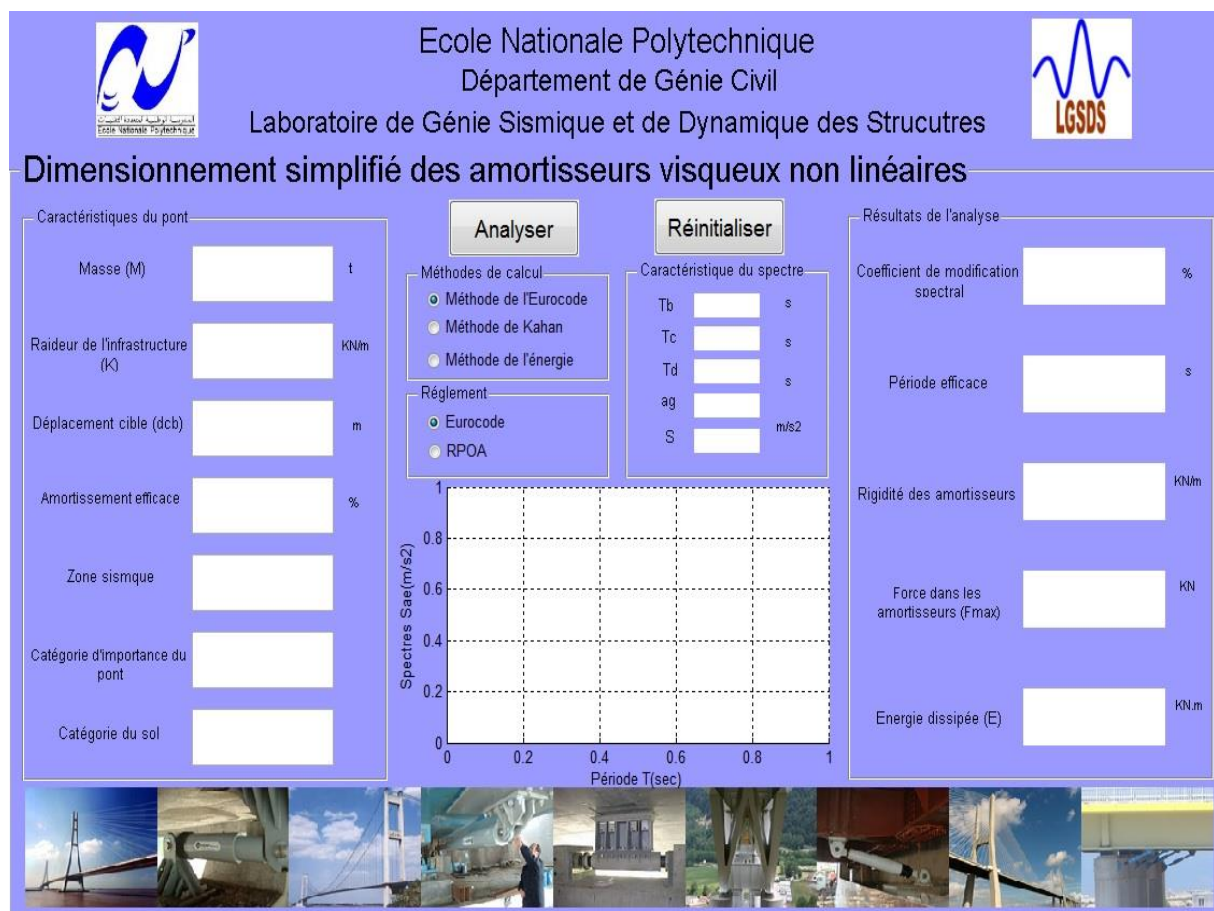


Figure 3.1 : Interface graphique de l'application de dimensionnement simplifié des amortisseurs visqueux non linéaires

3 Outil de calcul dynamique temporel non linéaire :

En présence d'un comportement non linéaire provenant des amortisseurs, l'analyse dynamique linéaire ne peut être appliquée dans le cas d'un pont équipé de tels dispositifs du fait qu'elle suppose un comportement linéaire des structures, c'est-à-dire que leurs caractéristiques restent invariables sur l'ensemble de la réponse. Seule une analyse dynamique temporelle non linéaire nous confère des résultats exacts. L'un des principes de résolution consiste en une intégration pas à pas, en calculant la réponse de la structure à travers la discrétisation de l'intervalle de l'excitation en une suite de courts incréments de temps Δt , généralement pris de longueurs égales afin de simplifier la procédure. Pour y aboutir, il existe plusieurs algorithmes de résolution, l'un des plus répandus est celui proposé par Newmark qui peut être simplement programmé à la main dans le cas d'une structure se réduisant à un seul degré de liberté.

Une résolution basée sur la méthode de Newmark nous conduit à écrire le schéma d'intégration suivant :

$$x_t = x_{t-\Delta t} + \Delta t \cdot \dot{x}_{t-\Delta t} + \left(\frac{1}{2} - \beta\right) \Delta t^2 \cdot \ddot{x}_{t-\Delta t} + \beta \cdot \Delta t^2 \cdot \ddot{x}_t$$

$$\dot{x}_t = \dot{x}_{t-\Delta t} + (1 - \gamma) \Delta t \cdot \ddot{x}_{t-\Delta t} + \Delta t \cdot \gamma \cdot \ddot{x}_t$$

Où : α et β sont des paramètres permettant de maîtriser la convergence de la méthode. Cet algorithme est dit inconditionnellement stable pour :

$$\frac{1}{2} \leq \gamma \leq 2 \cdot \beta$$

Le tableau suivant nous indique quelques valeurs types de α et β qui peuvent être prises en compte dans l'analyse :

Tableau 3. 1 : Tableau des valeurs de α et β à prendre en considération

Domaine	Stabilité
$\gamma \leq \frac{1}{2}$	Instable
$\frac{1}{2} \leq \gamma$ et $2 \cdot \beta \leq \gamma$	conditionnellement stable
$\frac{1}{2} \leq \gamma \leq 2 \cdot \beta$	inconditionnellement stable

Dans notre cas, l'analyse dynamique temporelle a été effectuée sous « SAP2000 » pour le cas du modèle à 1D et sous « CSiBridge » pour les modèles. Les deux logiciels proposent les mêmes types d'algorithme de résolution du fait qu'ils ont été développés par la même firme, à savoir « CSI ».

Pour le cas de l'analyse temporelle non linéaire, ces logiciels proposent principalement deux types d'analyse : la première est l'analyse par intégration directe alors que la seconde se base sur le principe de superposition modale.

Analyse dynamique temporelle non linéaire par intégration direct sous SAP2000 ou CSiBridge :

Ces logiciels proposent 5 types de schéma d'intégration, à savoir :

- La méthode de Newmark,
- La méthode de Wilson,
- La méthode de collocation,
- La méthode de Hiber – Hughes-Taylor,
- La méthode de Chung and Hulbert.

Chacune de ces méthodes se caractérise par des paramètres permettant de maîtriser la convergence de la méthode, il convient de les choisir soigneusement de tel sorte à assurer la convergence de la méthode et atteindre le résultat final.

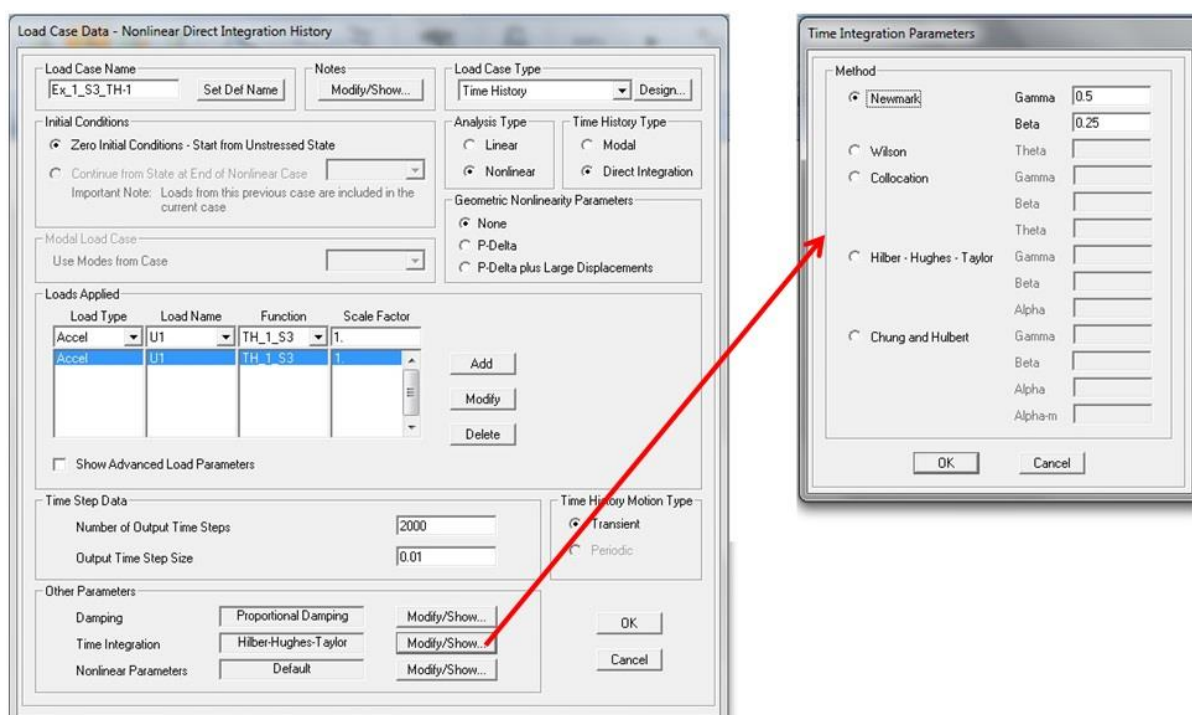


Figure 3.2 : Fenêtre de l'analyse dynamique temporelle par intégration direct

Analyse dynamique temporelle non linéaire par superposition modale (FNA) sous SAP2000 ou CSiBridge :

Dans notre cas, nous utiliserons une autre approche extrêmement efficace pour déterminer la réponse de notre pont vis-à-vis de l'excitation sismique introduite sous forme d'accélérogramme. Il s'agit de l'analyse dynamique temporelle non linéaire par superposition modale, proposé par « SAP2000 » et « CSiBridge ». C'est une extension de la méthode « Fast Nonlinear Analysis(FNA) » développé par Wilson (Ibrahimbegovic et Wilson 1989 ; Wilson 1993) dont le principe est de considérer un comportement linéaire de la structure alors les non-linéarités ne proviennent que de certains éléments de liaison ou supports, c'est le cas des amortisseurs dans notre cas.

Il est à signaler que cette méthode « Fast Nonlinear Analysis(FNA) », comme son nom l'indique procure des résultats beaucoup plus rapidement que les méthodes proposées dans le cas d'analyse. A titre de comparaison, une analyse par FNA du pont de Béni-Chograne par un seul accélérogramme appliqué dans les deux sens horizontaux prend 1minutes 5secondes, alors que la même procédure effectuée par la méthode de Newmark pour $\beta = 0.25$ et $\gamma = 0.5$ dure environ 25 minutes.

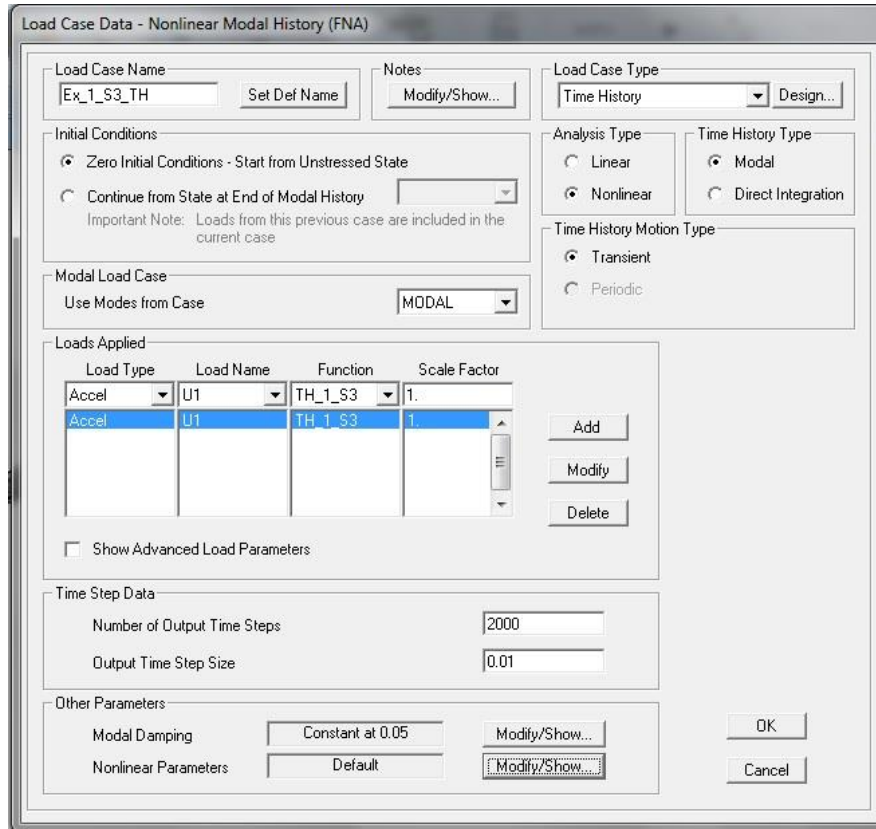


Figure 3.3 : Fenêtre de l'analyse dynamique temporelle par superposition modale

Chapitre 4

Investigations numériques

1 Introduction :

Afin d'étudier l'effet du site sur l'isolation sismique avec amortisseur visqueux non linéaire, deux voies ont été entreprise, la première était de prédimensionner ce dernier pour chaque classe de sol définie dans les RPOA, la seconde consistait à étudier le comportement d'un seul amortisseur pour différentes classes de sol.

2 Présentation de l'ouvrage :

Le pont de Béni-Chograne (Mascara) s'étend sur une longueur totale de 216 m et comporte trois travées continues en béton précontraint dont une travée centrale de portée égale à 100m et deux travées de rive de longueur de 58m chacune (Fig. 6.9).

La structure porteuse est constituée d'une poutre caisson unicellulaire de largeur de 9.50m (y compris les encorbellements) et de hauteur variable (9.95m à l'appuis et 2.7m à la clé). La variation des moments d'inertie obéit à la relation (e.g. Calgaro et virlogeux, 1991).

$$I = I_0 \left(1 + K \left(\frac{x - \alpha L}{l - \alpha L} \right)^2 \right)^{\frac{5}{2}}$$

Dans cette relation, la constante K est estimé par :

$$K = \left(\frac{I_1}{I_0} \right)^{0.40} - 1$$

Où, I_1 représente le moment d'inertie sur pile et I_0 le moment d'inertie à la clef ou sur culée. La constance α désigne le rapport entre la longueur de la partie à section constante, (αL), et la longueur (L) de la travée de rive. La section des piles est de type tubulaire avec des parois de 0.30m d'épaisseur.

Le pont classé dans la catégorie d'importance 2 est implanté dans un site S3. Bien que la ville de Mascara soit classé en zone 2a, on considéra pour les besoin de notre étude un calcul en zone 3.

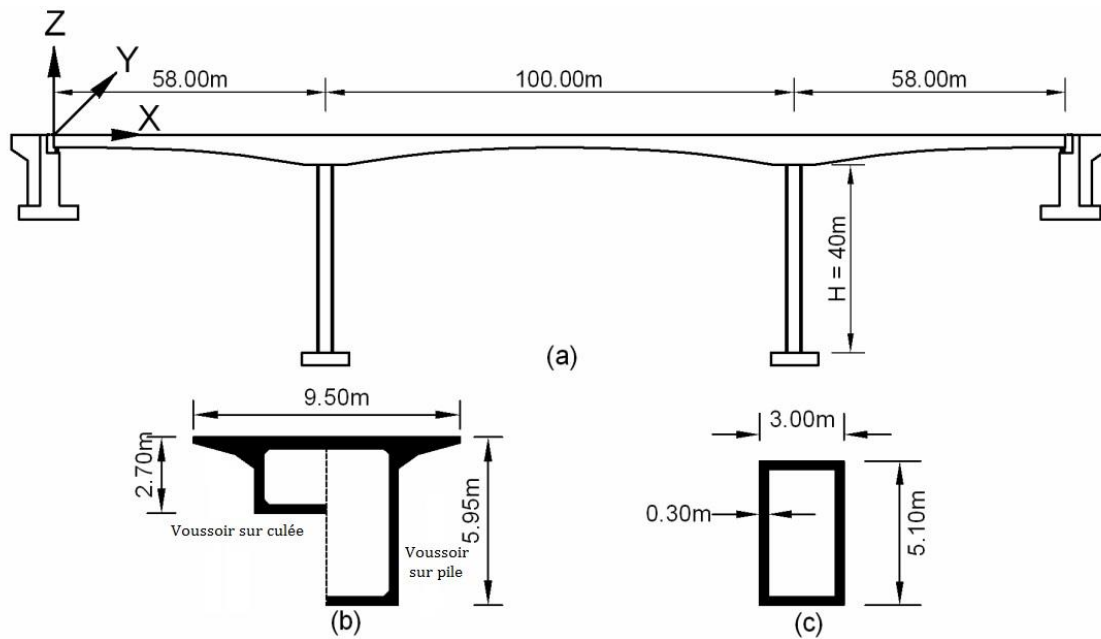


Figure 4.1 : Description du pont de mascara : (a) Vue générale (b) Section transversales de voussoirs (c) Section des piles

Calcul de la masse vibrante du tablier :

Les charges s’appliquant sur le pont sont :

- Le poids propre de la poutre caisson à inertie variable qui est déterminé par la somme des poids des 3 travées de la poutre. Après tout calcul fait, le poids est :

$$P_{caisson} = P_{centrale} + 2 \cdot P_{rive} = 18368 + 2 \times 10389 = 39146 \text{ kN}$$

- Le complément de charge permanente s’appliquant sur le tablier est :

- Poids des garde-corps → 0.2 t/ml
- Poids des corniches → 0.45 t/ml
- Poids des trottoirs → 0.08 t/ml
- poids des revêtements → 1.5 t/ml
- Au total → 2.23 t/ml

- Concernant les charge d’exploitation, on ne considérera que celle s’appliquant sur les trottoirs qui est de l’ordre de : $q = 0.72 \text{ t/ml}$.

Du fait que les piles soient encastrées dans le tablier, nous devons inclure la moitié du poids de chaque pile dans le calcul de la masse vibrante du pont. Cette masse est égal à :

$$M_{vibrante} = \left(P_{caisson} + P_{CCP} + \frac{1}{2} P_{pile1} + \frac{1}{2} P_{pile2} + 0.2 \cdot Q \right) g = 4962 \text{ tonnes}$$

Avec : P_{CCP} le poids dû au complément de charge en kN, P_{pile1} et P_{pile2} les poids des piles 1 et 2, Q le poids dû au charge d’exploitation en KN, g la gravité.

3 Justification des conditions d'appuis – Pont partiellement isolée:

Dans le cas du pont de Béni-Chograne, nous effectuerons 2 types d'étude sur une variante du pont sans amortisseurs et une autre équipée de dispositifs amortisseurs visqueux non linéaires.

La particularité de cette conception, est qu'elle se base sur une conception d'un pont partiellement isolée. En effet, les extrémités dutablier du tablier reposent chacune sur deux appuis de en élastomère fretté de dimension : (800 * 800 * 15)cm. Le module de cisaillement G est pris égal à 1.2 Mpa . A noter que les déplacements latéraux au niveau des culées sont bloqués et que les déplacements dans le sens longitudinal sont permis. En outre les piles sont encastrées dans le tablier, ce choix est motivé par le fait que la hauteur du pont est importante, ainsi nous éliminons tout risque lié l'échappement du tablier des appuis que peut entraîner les forces d'inertie considérables qui résultent de l'action sismique.

Calcul de la raideur du système d'appuis :

La raideur d'une pile encastrée en tête et en pied est :

$$K_{pile} = \frac{12 \cdot E_{béton} \cdot I_{pile}}{h_{pile}^3} = 43172 \text{ kN/m}$$

La raideur d'un élastomère fretté est :

$$K_{élas} = G \cdot a \cdot \frac{b}{e} = 5120 \text{ kN/m}$$

Chaque culée repose sur 2 élastomères en parallèle, la raideur équivalente de ces deux élastomères est :

$$K_{élas-équi} = K_{élas} + K_{élas} = 10240 \text{ kN/m}$$

Le calcul de la raideur du système d'appuis se réduit au calcul de la raideur des 4 élastomères en parallèle avec 2 piles :

$$K_{sys} = 2 \cdot K_{élas-équi} + 2K_{pile} = 106824 \text{ kN/m}$$

A partir de ces données on peut estimer la période de vibration pour le premier mode longitudinal :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M_{vibrante}}{K_{sys}}} = 1.35s$$

La période obtenue à partir de l'analyse dynamique temporelle par « CSiBridge » pour le premier mode longitudinale est : $T = 1.37s$

4 Effet du site sur les caractéristiques de l'amortisseur :

Afin obtenir les caractéristiques des amortisseurs visqueux non linéaires, à savoir la constante d'amortissement, la force maximale reprise par le dispositif et l'énergie dissipée par ce dernier, pour différentes classes de sol, une des méthodes de prédimensionnement a été utilisée par le biais de l'application élaborée sur Matlab interface graphique. Le choix de la méthode a porté sur la méthode de linéarisation développée par M.Kahan, car c'est cette dernière qui s'applique pour un amortissement de plus de 60% contrairement à la méthode de l'Eurocode, et qui utilise l'équation $F=CV^\alpha$, la formule du modèle mathématique de l'amortisseur visqueux non linéaire.

Les résultats sont les suivants :

Tableau4.1 : caractéristiques des dispositifs visqueux pour chaque classe de sol du RPOA

Soil class	Viscous constant C (KN/m/s)	Load recovered (KN)	Energy dissipated (KN.m)
S1	1293.24	1117.44	223.49
S2	3933.28	3398.62	679.72
S3	8173.66	7061.6	1412.52
S4	20102.3	17369.7	3473.94

Tableau4.2 : caractéristiques des dispositifs visqueux pour chaque classe de sol de l'Eurocode

Soil class	Viscous constant C (KN/m/s)	Load recovered (KN)	Energy dissipated (KN.m)
A	409.727	354.03	70.80
B	681.33	588.71	117.743
C	4314.35	3727.89	745.578
D	12605.1	10891.7	2178.33
E	8685.6	7504.94	1500.99

En appliquant la méthode de linéarisation, on a obtenu différentes valeurs de constante d'amortissement, de force maximale reprise par l'amortisseur et d'énergie dissipée par ce dernier, donc différentes gammes d'amortisseurs pour chaque classe de sol.

5 Effet du site sur le comportement d'un amortisseur visqueux non linéaire :

Afin d'étudier le comportement d'un dispositif visqueux non linéaire vis-à-vis de la classification du site, on a choisi de fixer un seul type d'amortisseur, celui obtenu par pré-dimensionnement pour la classe de sol où est planté l'ouvrage en réalité à savoir S3 c'est-à-dire un amortisseur de constante $C=8173.66$ KN/m/s.

À partir de la, on a effectué un calcul dynamique temporelle non linéaire pour chaque classe de sol en utilisant deux logiciels de calcul proposant l'analyse dynamique temporelle non linéaire par superposition modale « Fast nonlinear analysis FNA », il s'agit du SAP2000 V15 et du CSiBridge V15. La méthode utilisée donne des résultats exacts et correspond exactement à au système qu'on doit analyser du fait que les non linéarités sont concentrées uniquement dans les dispositifs amortisseurs. 10 accélérogrammes générés à partir de spectre de réponse élastique en accélération ont été utilisé pour avoir des résultats statistiquement corrects.

Les accélérogrammes ci-dessous, générés à partir des spectres réglementaires grâce au logiciel SIMQK pour chaque type de sol, ont été appliqués à 100% dans le sens longitudinal (xx) , et à 30% dans le sens latéral.

Eurocode :

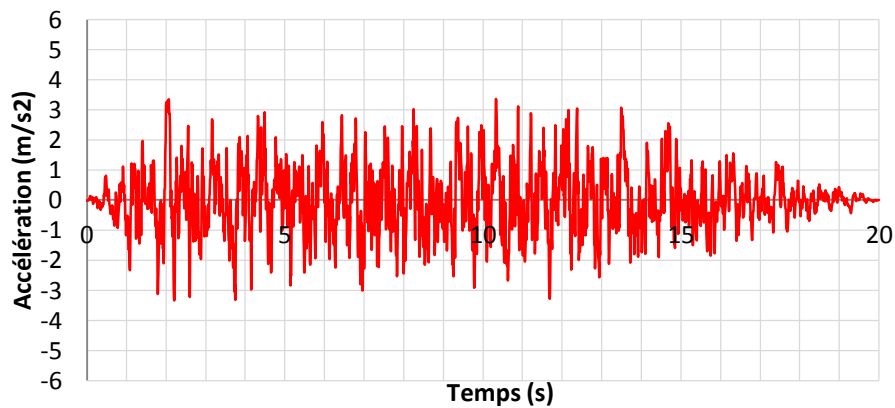


Figure4.2 : accélérogramme du spectre règlementaire sol A Eurocode

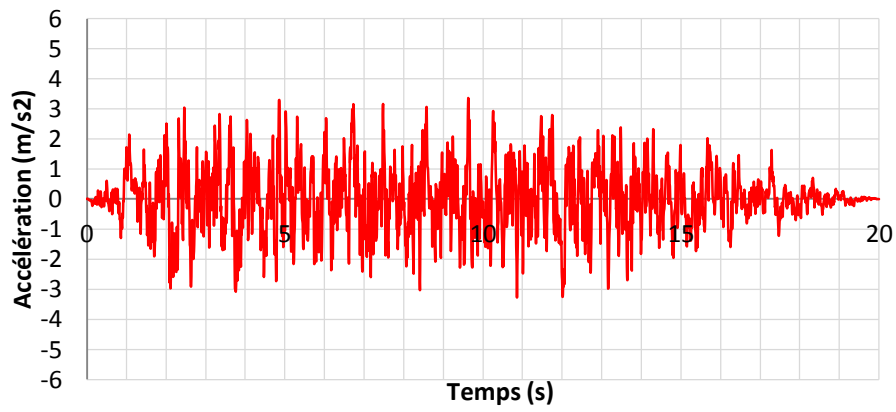


Figure4.3 : accélérogramme du spectre règlementaire sol B Eurocode

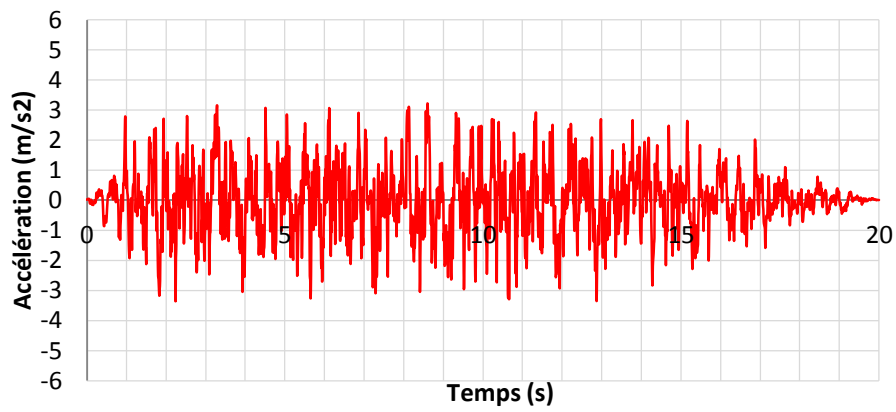


Figure4.4 : accélérogramme du spectre règlementaire sol C Eurocode

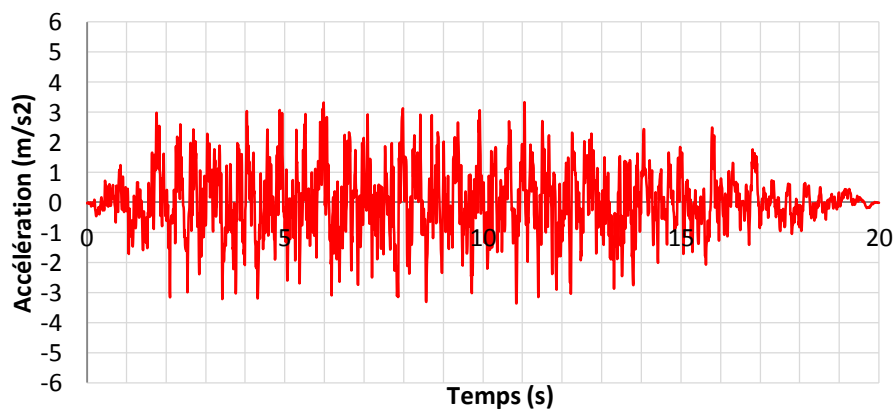


Figure4.5 : accélérogramme du spectre règlementaire sol D Eurocode

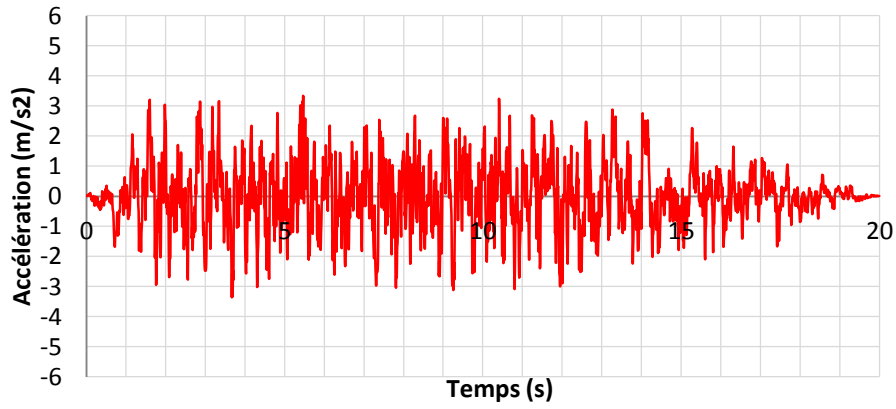


Figure4.6 : accélérogramme du spectre règlementaire sol E Eurocode

RPOA :

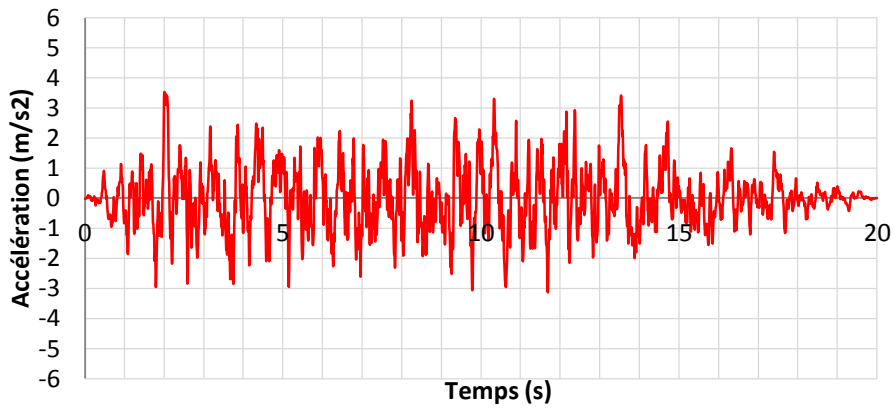


Figure 4.7: accélérogramme du spectre règlementaire sol S1 RPOA

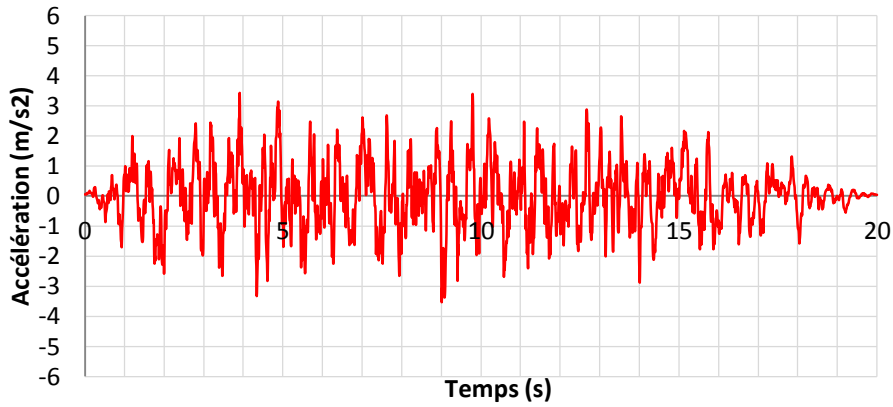


Figure 4.8: accélérogramme du spectre règlementaire sol S2 RPOA

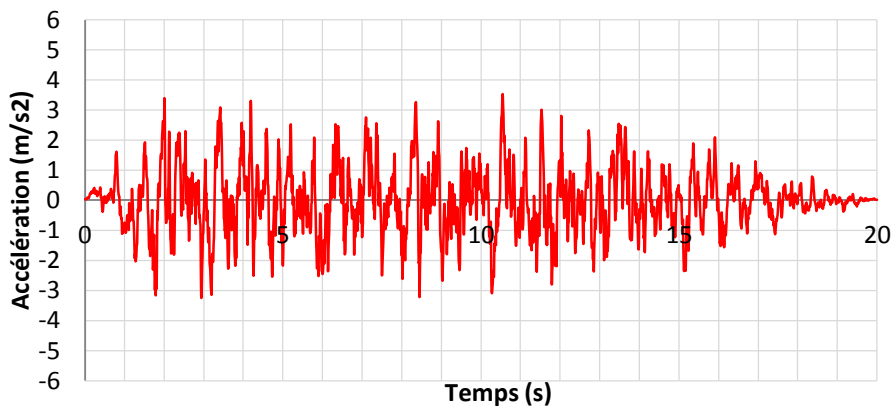


Figure 4.9: accélérogramme du spectre règlementaire sol S3 RPOA

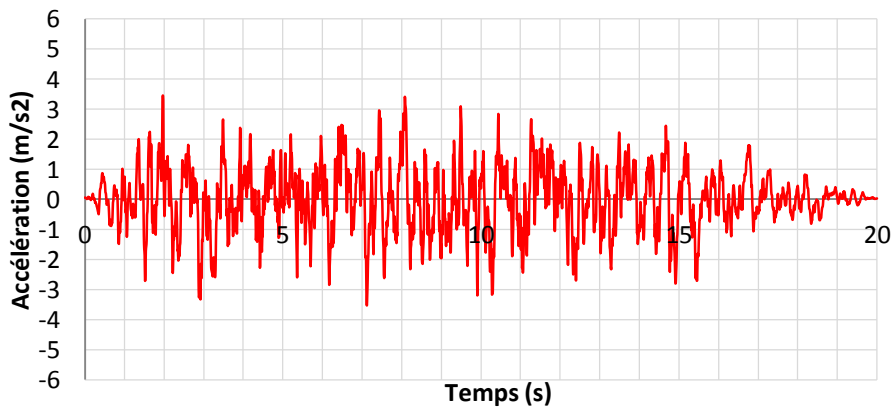


Figure 4.10: accélérogramme du spectre règlementaire sol S4 RPOA

La modélisation du tablier est faite par des éléments de type « Frame » de même que pour les piles qui ont été représenté par le même type d'élément. La figure suivante illustre le modèle 3D sans amortisseurs :

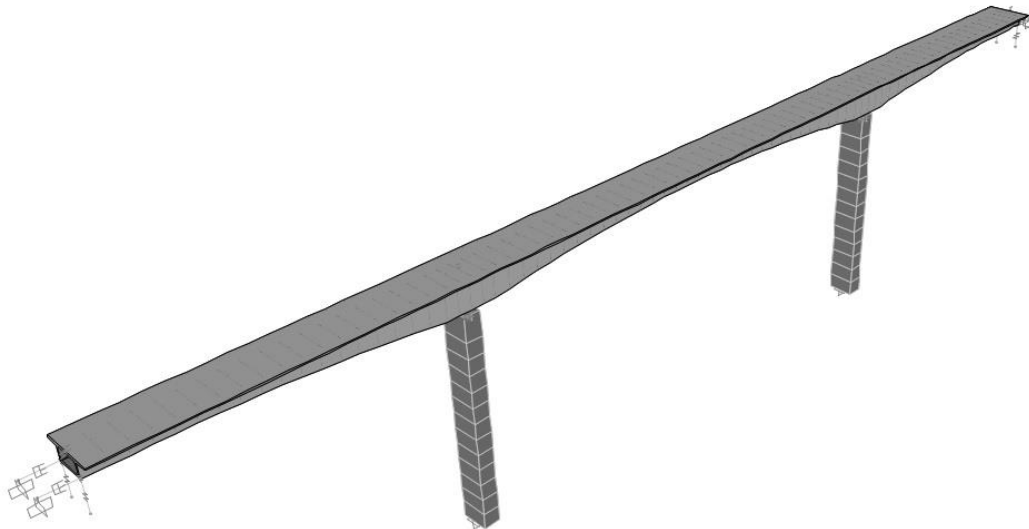


Figure 4.11 : Modélisation 3D du pont équipé d'amortisseurs

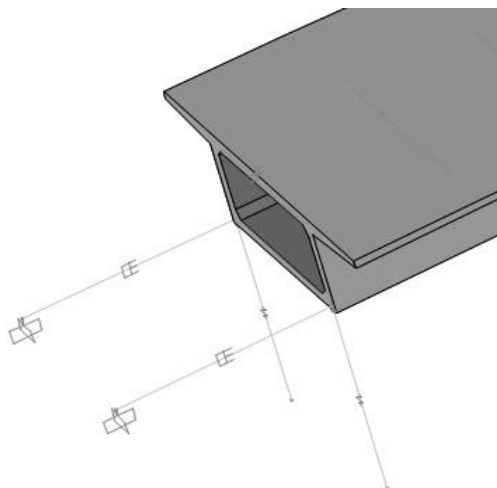


Figure 4.12 : Détail de la modélisation des amortisseurs

Les résultats obtenus en appliquant l'analyse dynamique temporelle sont donnés ci-dessous :

5.1 EUROCODE :

Sol A :

Tablau4.3: déplacement du tablier :

Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
33	Ex1+0.3Ey1	Max	0,001313	2,195E-08	3,858E-09	2,515E-09	0,000367	0,000168
33	Ex1+0.3Ey1	Min	0,002936	-2,08E-08	-3,832E-09	-2,314E-09	-0,00034	-0,000196

Tableau4.4 : forces reprises par l'amortisseur

Joint	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
22	Ex1+0.3Ey1	Max	1810,952	0,0003361	1,584E-13	0	0	0
22	Ex1+0.3Ey1	Min	-	-0,000317	-1,608E-13	0	0	0

Tableau4.5: forces reprises par la pile

Joint	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
120	Ex1+0.3Ey1	Max	1090,885	194,723	328,6	713,0678	3009,8354	7254,7158
120	Ex1+0.3Ey1	Min	-	-217,674	-229,322	-	-	-
120	Ex1+0.3Ey1	Min	1053,385	-217,674	-229,322	783,2008	4797,5222	7928,5519

Sol B :

TABLE4.6: Joint Displacements

Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	Ex1+0.3Ey1	Max	0,004208	3,841E-08	5,524E-09	4,366E-09	0,0006	0,000341
1	Ex1+0.3Ey1	Min	-	-4,067E-08	-6,303E-09	-4,528E-09	-	-
1	Ex1+0.3Ey1	Min	0,011798	-4,067E-08	-6,303E-09	-4,528E-09	0,000488	0,000325

TABLE4.7: Joint Reactions on dampers

Joint	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
22	Ex1+0.3Ey1	Max	2017,886	0,0004537	1,656E-13	0	0	0
22	Ex1+0.3Ey1	Min	-	-0,000441	-1,792E-13	0	0	0

TABLE4.9: Joint Reactions on piles

Joint	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
120	Ex1+0.3Ey1	Max	1531,557	394,246	676,889	1398,2534	6795,8656	14558,5981
120	Ex1+0.3Ey1	Min	-	-384,461	-437,097	-1559,229	-	-
120	Ex1+0.3Ey1	Min	1580,379	-384,461	-437,097	-1559,229	11300,8529	14307,2243

SOL C :

TABLE4.10: Joint Displacements

Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	Ex1+0.3Ey1	Max	0,008778	8,489E-08	8,756E-09	9,359E-09	0,000976	0,000726
1	Ex1+0.3Ey1	Min	-	-7,774E-08	-1,094E-08	-9,637E-09	-	-
			0,022098				0,000808	0,000712

TABLE4.11: Joint Reactions on dampers

Joint	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
22	Ex1+0.3Ey1	Max	2139,782	0,0005042	1,822E-13	0	0	0
22	Ex1+0.3Ey1	Min	-	-	-1,901E-13	0	0	0
			2051,354	0,0005006				

TABLE4.12: Joint Reactions on piles

Joint	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
120	Ex1+0.3Ey1	Max	2130,494	788,252	1171,114	2829,4764	12482,4193	30047,4585
120	Ex1+0.3Ey1	Min	-	-	-	-	-	-
			1675,009	-742,797	-777,389	3244,4266	20259,9353	28810,2799

SOL D :

TABLE4.13: Joint Displacements

Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	Ex1+0.3Ey1	Max	0,016375	9,516E-08	8,577E-09	1,146E-08	0,000907	0,000866
1	Ex1+0.3Ey1	Min	-	-8,371E-08	-9,862E-09	-1,159E-08	-	-
			0,033739				0,000774	0,000866

TABLE4.14: Joint Reactions on dampers

Joint	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
22	Ex1+0.3Ey1	Max	2159,775	0,0005378	1,898E-13	0	0	0
22	Ex1+0.3Ey1	Min	-	-	-1,918E-13	0	0	0
			2137,471	0,0005245				

TABLE4.15: Joint Reactions on piles

Joint	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
120	Ex1+0.3Ey1	Max	1803,381	917,943	1275,861	3398,9799	15490,4164	35383,5419
120	Ex1+0.3Ey1	Min	-1532,944	-964,536	-897,919	-3646,0554	-22431,5466	-36926,7674

SOL E

TABLE4.16: Joint Displacements

Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	Ex1+0.3Ey1	Max	0,013066	8,671E-08	9,487E-09	8,048E-09	0,001019	0,000653
1	Ex1+0.3Ey1	Min	-0,03229	-7,614E-08	-1,129E-08	-8,646E-09	0,000871	0,000625

TABLE4.17: Joint Reactions on dampers

Joint	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
22	Ex1+0.3Ey1	Max	2176,449	0,000605	1,899E-13	0	0	0
22	Ex1+0.3Ey1	Min	-2138,406	-0,0005749	-1,933E-13	0	0	0

TABLE4.18: Joint Reactions on piles

Joint	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
120	Ex1+0.3Ey1	Max	2126,165	666,044	1305,291	2539,2427	15275,6107	25557,8708
120	Ex1+0.3Ey1	Min	-1777,303	-649,408	-899,48	-2800,6581	-22844,707	-25159,546

5.2 RPOA :

Sol S1

TABLE4.19: Joint Displacements

Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	Ex1+0.3Ey1	Max	0,002584	4,959E-08	6,77E-09	5,501E-09	0,000663	0,000435
1	Ex1+0.3Ey1	Min	-0,012615	-4,439E-08	-7,501E-09	-5,762E-09	0,000599	-0,00042

TABLE4.20: Joint Reactions on dampers

Joint	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
22	Ex1+0.3Ey1	Max	2027,129	0,0004415	1,67E-13	0	0	0
22	Ex1+0.3Ey1	Min	-1880,255	-0,0003838	-1,8E-13	0	0	0

TABLE4.21: Joint Reactions on piles

Joint	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
120	Ex1+0.3Ey1	Max	1713,808	476,03	811,38	1578,8427	6108,0248	17792,3625
120	Ex1+0.3Ey1	Min	-1691,355	-448,464	-429,002	-1832,0414	-13635,7857	-16796,0676

SOL S2

TABLE4.21: Joint Displacements

Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	Ex1+0.3Ey1	Max	0,006302	8,267E-08	7,938E-09	9,066E-09	0,00092	0,000711
1	Ex1+0.3Ey1	Min	-0,019902	-7,539E-08	-1,025E-08	-9,395E-09	-0,000732	-0,000691

TABLE4.22: Joint Reactions dampers

Joint	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
22	Ex1+0.3Ey1	Max	2111,382	0,0004856	1,804E-13	0	0	0
22	Ex1+0.3Ey1	Min	-2031,528	-0,0004424	-1,875E-13	0	0	0

TABLE4.23: Joint Reactions piles

Joint	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
120	Ex1+0.3Ey1	Max	1992,027	756,799	1205,923	2578,1152	10865,0328	28825,2958
120	Ex1+0.3Ey1	Min	-1566,602	-693,988	-704,934	-3023,8575	-20613,559	-26536,5306

SOL S3**TABLE4.24: Joint Displacements**

Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	Ex1+0.3Ey1	Max	0,013371	1,117E-07	8,78E-09	1,273E-08	0,00089	0,001009
1	Ex1+0.3Ey1	Min	-0,026893	-0,000000101	-9,767E-09	-1,334E-08	-0,000798	-0,000965

TABLE4.25: Joint Reactions on dampers

Joint	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
22	Ex1+0.3Ey1	Max	2166,264	0,0005297	1,878E-13	0	0	0
22	Ex1+0.3Ey1	Min	-2114,128	-0,0004694	-1,924E-13	0	0	0

TABLE4.26: Joint Reactions on piles

Joint	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
120	Ex1+0.3Ey1	Max	1771,92	1077,301	1340,846	3634,2552	15280,8812	41538,1324
120	Ex1+0.3Ey1	Min	-1534,078	-987,068	-903,274	-4218,0566	-24134,968	-37480,445

SOL S4**TABLE4.27: Joint Displacements**

Joint	OutputCase	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
5	Ex1+0.3Ey1	Max	0,038911	1,561E-07	9,741E-09	1,946E-08	0,000935	0,001551
5	Ex1+0.3Ey1	Min	-0,042383	-1,317E-07	-9,997E-09	-2,056E-08	-0,000876	-0,001471

TABLE4.28: Joint Reactions on dampers

Joint	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
22	Ex1+0.3Ey1	Max	2209,43	0,0005739	1,957E-13	0	0	0
22	Ex1+0.3Ey1	Min	-2202,89	-0,0005145	-1,962E-13	0	0	0

TABLE4.29: Joint Reactions on piles

Joint	OutputCase	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
120	Ex1+0.3Ey1	Max	1904,171	1691,789	1468,99	5703,6859	31078,9329	65718,729
120	Ex1+0.3Ey1	Min	-1580,6	1532,417	-1570,13	6547,0013	28537,3334	59166,8415

La récapitulation des résultats dans un seul tableau à donné :

soil class	displacement of the deck(m)	load recovered by one damper(KN)	base shear load (KN)
S1	0,012615	2027,129	429,002
S2	0,019902	2111,382	1205,923
S3	0,026893	2166,264	1340,846
S4	0,042383	2209,43	1570,13

Tableau4.30 : résultats de l'analyse dynamique temporelle appliquée sur les RPOA

soil class	displacement of the deck (m)	load covered by the damper (KN)	base shear load (KN)
A	0,002936	1810,952	328,6
B	0,011798	2017,886	676,889
C	0,022098	2139,782	1171,114
D	0,033739	2159,775	1275,861
E	0,03229	2176,449	1305,291

Tableau4.31 : résultats de l'analyse dynamique temporelle appliquée sur l'Eurocode

6 Interprétation des résultats :

En comparant les différents résultats obtenus à partir du prédimensionnement et ceux obtenus par analyse dynamique non linéaire pour le même sol de classe S3, nous remarquons que la force reprise par les amortisseurs obtenue en appliquant la méthode de linéarisation est approximative à celle obtenue par analyse dynamique temporelle, ce qui prouve que notre prédimensionnement est correct la différence existante montre que l'analyse dynamique temporelle est plus performante puisque elle prend en considération la réponse de la structure en chaque incrément de temps.

En comparant les résultats obtenus pour chaque classe de sol, pour les deux règlement RPOA et Eurocode, nous remarquons que plus le sol est meuble, plus le dispositif utilisé est performant, la valeur de la constante d'amortissement croit considérablement, de même pour la force reprise par le dispositif car ce dernier doit dissiper d'avantage d'énergie pour maintenir le pont en sécurité. Néanmoins, il y'a une différence dans l'ordre de grandeur entre les résultats obtenus pour les RPOA et ceux obtenus pour les EC8, en effet les valeurs obtenus pour les RPOA sont plus élevées que celle de l'EC8, ce ci peut être expliqué par les différentes philosophies adaptées pour concevoir chacun d'eux.

A partir des résultats obtenus en utilisant l'analyse dynamique temporelle, nous concluons que plus le sol est meuble, plus le déplacement du tablier, la force reprise par l'amortisseur ainsi que l'effort tranchant à la base des piles sont élevés pour les deux règlement, ce ci est du à l'augmentation de l'accélération du sol (pga) du plus rigide au plus meuble des sol. Mais comme nous l'avons remarqué auparavant, il y'a une différence d'ordre de grandeur entre les valeurs obtenues par les RPOA et celles obtenues par l'EC8 qui peut être expliqué comme précédemment par la différence entre les philosophies de conception des règlements.

Conclusions

Conclusion générale :

Notre étude nous a permis en plus de :

-Etudier un pont irrégulier (géométrie, distribution de masse et de raideur)

-Etudier la réponse sismique dynamique temporelle sur un modèle 3D

-Appliquer plusieurs méthodes de résolution, à savoir :

Méthode d'Intégration pas à pas

Méthode des Accélérations linéaires

FNA method

-Simuler la réponse de l'ouvrage sous accélérogrammes compatibles avec les spectres réglementaires pour chaque classe de sol.

-développer une application sur Matlab interface graphique qui permet de prédimensionner instantanément des dispositifs visqueux non linéaires utilisant 3 différentes méthodes, avec deux règlements différents.

De conclure ce ci :

L'analyse dynamique temporelle est plus performante puisque elle prend en considération la réponse de la structure en chaque incrément de temps. Et que la méthode de linéarisation est valable pour le prédimensionnement des amortisseurs visqueux non linéaire.

En comparant les résultats obtenus pour chaque classe de sol, pour les deux règlements RPOA et Eurocode, nous remarquons que plus le sol est meuble, plus le dispositif utilisé est performant, la valeur de la constante d'amortissement croît considérablement, de même pour la force reprise par le dispositif car ce dernier doit dissiper d'avantage d'énergie pour maintenir le pont en sécurité. Néanmoins, il y'a une différence dans l'ordre de grandeur entre les résultats obtenus pour les RPOA et ceux obtenus pour les EC8, en effet les valeurs obtenus pour les RPOA sont plus élevées que celle de l'EC8, ce ci peut être expliqué par les différentes philosophies adaptées pour concevoir chacun d'eux.

A partir des résultats obtenus en utilisant l'analyse dynamique temporelle, nous concluons que plus le sol est meuble, plus le déplacement du tablier, la force reprise par l'amortisseur ainsi que l'effort tranchant à la base des piles sont élevés pour les deux règlements, ce ci est dû à l'augmentation de l'accélération du sol (pga) du plus rigide au plus meuble des sol. Mais comme nous l'avons remarqué auparavant, il y'a une différence d'ordre de grandeur entre les valeurs obtenues par les RPOA et celles obtenues par l'EC8 qui peut être expliqué comme précédemment par la différence entre les philosophies de conception des règlements.

En utilisant la conception basée sur l'isolation sismique, ce sont les dispositifs dissipateurs d'énergie qui reprennent la grande part des efforts sismiques, ce qui conserve l'élasticité du tablier et donc son bon fonctionnement quelque soit le site où l'ouvrage est implanté, et en cas de séisme majeur ce sont ces dispositifs qui cassent et leur remplacement est généralement moins coûteux que les réparations du pont.

Bibliographie

- [1]: Rapport préliminaire : « séisme de Boumerdes » Ministère de l'Habitat 21 mai 2003.
- [2]: Seismic damages in past earthquakes: Loma Prieta and Northridge, USA, Earthquakes.
- [3]: Guide méthodologique du SETRA « pont en zone sismique : conception et dimensionnement selon l'Eurocode 8 » 2012.
- [4]: Guide technique du SETRA « Appareils d'appui en élastomères frettés » 2009.
- [5]: Alga Technological Thinking : fiche technique des dispositifs antisismiques utilisés pour les ponts, 2012.
- [6]: Mageba seismic protection device : fiche technique des dispositifs antisismiques utilisés pour les ponts, 2012.
- [7]: MAURER SOHNE « Forces in motion ; système de protection des structures ».
- [8]: Aurélie Vivier et Denis Davi, « Prise en compte des dispositifs antisismiques dans les calculs EC8 d'ouvrages d'art sous séisme », *AFPS 2011*.
- [9]: Règlement Parasismiques des Ouvrages d'Art (RPOA), Ministère des travaux Publics, 2008 »
- [10]: Norme Européenne Eurocode 8.
- [11]: Eurocode 8.2§ 7.5.4, 2010.
- [12]: Jacques Betbeder-Matibet, Génie parasismique: Action sismique, 2003.
- [13]: Ray W. Clough, Joseph Penzien, Dynamics of structures, Computers & Structures, Inc, 2003.
- [14]: A. Ibrahimbegovic and E. L. Wilson, 1989, « Simple Numerical Algorithms for the Mode Superposition Analysis of Linear Structural Systems with Non-proportional Damping, » Computers and Structures, Vol. 33, No. 2, pp. 523-531.
- [15]: Computers & Structures, Inc, «SAP 2000 Overview » ,
- [16]: A. Boudina «Simulation d'excitations sismiques à partir de spectres cibles », thèse de Magister, ENP, 2010.
- [17]: Rapport préliminaires de la mission AFPS « Le séisme du 21 Mai 2003 en Algérie ».
- [18]: UJNR TSUKUBA 2011 proceeding of the 43rd joint meeting of S.japan panel on wind and seismic effects.

- [19]: Trevor E. Kelly, Bill Robinson et R. Ivan Skinner, « Seismic Isolation for Designers and Structural Engineers »
- [20] : Guide technique du SETRA « Appareil d'appui à pot », 2007.
- [21] : Denis Davi : « Prise en compte des séismes dans la conception des ouvrages d'art » CETE Méditerranée, 2010.
- [22] : M. Kahan : « Approche stochastique pour le calcul des ponts au séisme », thèse de doctorat, Ponts et Chaussées, Juin 1996
- [23] : Evaluation parasismique des ponts-routes existants, Office fédéral des routes, Suisse, 2005.
- [25]: Anil K. Chopra, Dynamics of structures (Fourth Edition), Pearson, 2012.
- [26] : M. Kahan, « Dimensionnement simplifié d'amortisseurs visqueux non linéaires pour ponts en zone sismique », Revue française de génie civil. Volume 4 – n° 1, 2000.
- [27] : N. OUDAI, A. SMAOUI, « Sur les méthodes d'analyse dynamique appliquées aux amortisseurs visqueux non linéaires : Evaluation et application au calcul des ponts », mémoire de projet de fin d'étude, ENP, 2013.