

4. ÉTUDES ET CALCULS SISMIQUES

4.1 QUELQUES RAPPELS ÉLÉMENTAIRES SUR LA REPRÉSENTATION DE L'ACTION SISMIQUE

De manière générale, l'action sismique résulte de mouvements du sol qu'on peut représenter schématiquement sous la forme :

- d'une translation d'ensemble du sol dans chacune des trois directions (deux horizontales et une verticale),
- d'un déplacement différentiel des points du sol dans chacune des trois directions. Dans le cadre des ponts courants, ces déplacements différentiels sont négligeables car les appuis sont peu distants les uns des autres. Toutefois, lorsque les appuis de l'ouvrage reposent sur des sols de nature très différente ou lorsque l'ouvrage franchit une faille active, les mouvements différentiels peuvent être importants. On se référera alors à l'annexe D de l'EC8-2 et il sera même judicieux de consulter un spécialiste.

Plutôt que de définir le mouvement du sol proprement dit, les règlements définissent l'effet de ces mouvements sur des structures élémentaires que sont des oscillateurs simples. Les mouvements du sol excitant la base d'un ouvrage courant assimilé à un oscillateur simple sont plus ou moins amplifiés dans la structure selon que la fréquence propre d'oscillation de celle-ci est proche ou non des fréquences prédominantes du mouvement sismique. Il s'agit du phénomène bien connu de résonance d'un oscillateur.

Les fréquences prédominantes du séisme dépendent étroitement de la nature du sol sur lequel repose l'ouvrage. En simplifiant, on peut dire que les couches superficielles de sol fonctionnent comme un oscillateur excité à sa base par les déplacements du rocher sous-jacent : si le sol superficiel possède des caractéristiques mécaniques faibles ou s'il est de grande épaisseur, cela se traduira par une amplification globale du signal sismique et la gamme des fréquences les plus sollicitées aura tendance à s'étendre vers les basses fréquences. A contrario, dans le cas d'un sol rocheux, il n'y aura pas d'amplification locale de l'action sismique (hors potentiel effet de site topographique) et la gamme des fréquences les plus sollicitées sera davantage resserrée autour des hautes fréquences.

4.1.1 SPECTRES DE RÉPONSE

4.1.1.1 Définition

Les spectres de réponse élastique sont des courbes reliant la période propre d'un oscillateur simple linéaire élastique à sa réponse maximale sous séisme en termes d'accélération, vitesse ou déplacement. Schématiquement, ils sont obtenus de la façon suivante : on place, sur un site (ou formation géologique) donné, une collection d'oscillateurs élastiques linéaires constitués d'une masse, d'un ressort et d'un amortissement et dont les périodes propres balayent une plage de périodes couramment rencontrées dans les structures de génie civil (Figure 57). Ces oscillateurs sont excités par une série de séismes de même ampleur et enregistrés sur des configurations géologiques similaires à celle du site en question. Pour chacun des oscillateurs, on relève le maximum du déplacement relatif de la masse par rapport au sol et on fait la moyenne des maxima sur la série des séismes. On place la valeur obtenue sur un diagramme période (d'oscillateurs) - déplacement. Si on dispose de suffisamment d'oscillateurs, on obtient une courbe relativement régulière appelé spectre de réponse en déplacement d'oscillateurs. Les règlements en donnent une forme lissée et simplifiée (Figure 58) pour différents types de *site* (ou formation géologique) et une *accélération de calcul de référence* fonction de la zone de sismicité et de la catégorie d'importance de l'ouvrage. On donne dans les paragraphes suivants la définition de ces derniers termes.

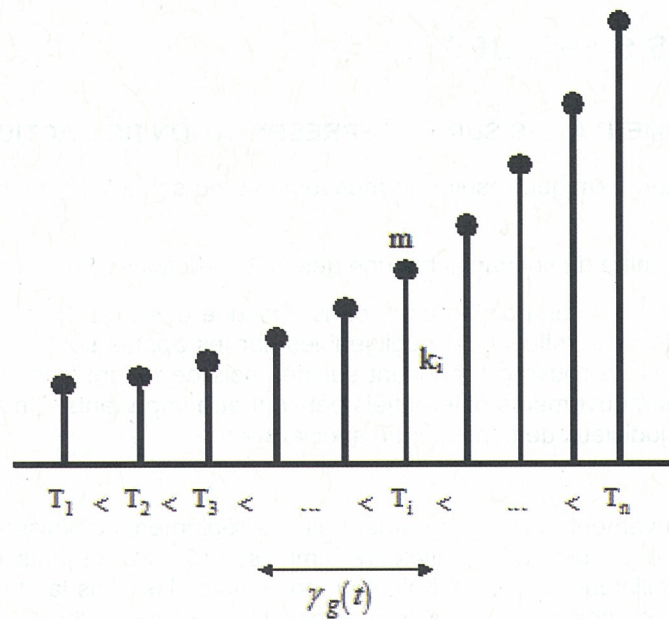


Figure 57 : Oscillateurs de périodes variées

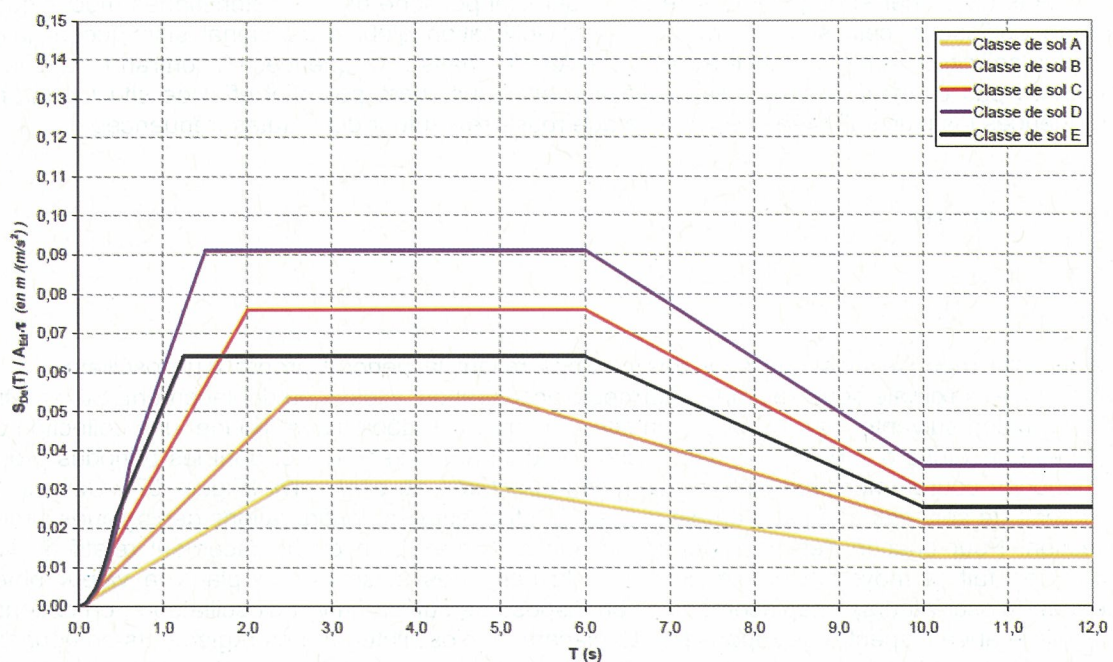


Figure 58 : Spectre de réponse élastique en déplacement définis conformément à l'annexe A de l'Eurocode 8-1 [4]

4.1.1.2 Accélération de calcul a_{gr}

Le paramètre a_{gr} caractérise le niveau sismique. On peut l'interpréter comme l'accélération maximale au rocher associée à une période de retour et à une probabilité de dépassement de référence (cf. EC8) pour la zone de sismicité correspondant au site d'implantation de l'ouvrage, au sens du Décret n°2010-1255 du 22 octobre 2010 portant délimitation des zones de sismicité du territoire français [2]. L'arrêté du 26 octobre 2011 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux ponts de la catégorie dite « à risque normal » [3] définit les valeurs de a_{gr} à prendre en compte :

$a_{gr} = 0,7$ pour la zone 2 (sismicité faible),

$a_{gr} = 1,1$ pour la zone 3 (sismicité modérée),

$a_{gr} = 1,6$ pour la zone 4 (sismicité moyenne),

$a_{gr} = 3,0$ pour la zone 5 (sismicité forte).

Les ouvrages sont ordonnés dans quatre catégories d'importance croissante I, II, III et IV au sens de la nouvelle législation parasismique française (Décret n° 2010-1254 du 22 octobre 2010 relatif à la prévention du risque sismique [1] et arrêtés associés).

A noter qu'au sens de l'arrêté « ponts » [3], aucune disposition parasismique particulière n'est requise en zone de sismicité 1 (sismicité très faible) ni pour les ouvrages de la catégorie I (ouvrage n'appartenant pas au domaine public et ne desservant pas d'installations publiques).

L'appartenance à l'une ou l'autre des catégories se traduit par un coefficient d'importance γ_i , avec

$\gamma_i = 1,0$ pour la catégorie II,

$\gamma_i = 1,2$ pour la catégorie III,

$\gamma_i = 1,4$ pour la catégorie IV.

L'accélération de calcul a_g est alors définie en m/s^2 en fonction de la catégorie d'importance de l'ouvrage et de la zone sismique par l'équation ci-dessous :

$$a_g = \gamma_i \cdot a_{gr}$$

Zones sismiques	Catégories d'ouvrages			
	I	II	III	IV
1				
2		0,7	0,84	0,98
3		1,1	1,32	1,54
4		1,6	1,92	2,24
5		3,0	3,60	4,20

Tableau 14 : Valeurs des accélérations de calcul a_g (en m/s^2) en fonction de la zone de sismicité et de la catégorie d'importance des ouvrages [3]

4.1.1.3 Spectres de réponse élastique

Les paramètres et équations des spectres de réponse élastique sont donnés respectivement par l'arrêté du 26 octobre 2011 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux ponts de la catégorie dite « à risque normal » [3] et l'Eurocode 8-1 [4]. Ils se présentent en outre sous la forme de spectres de réponse « en accélération » de façon à obtenir très simplement les efforts dans la structure. Nous donnons ci-dessous le cheminement de cette démarche.

Soit S_d le déplacement maximal d'un oscillateur (de période T et de taux d'amortissement critique ζ) par rapport à sa fondation ainsi que l'effort maximal induit dans cet oscillateur F_{max} .

Pour un oscillateur de raideur K et de masse M , cette période vaut :
$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

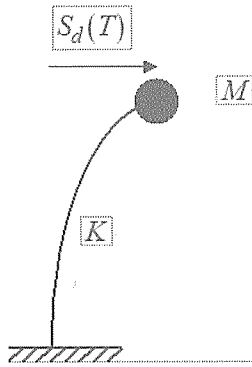


Figure 59: Schéma d'un oscillateur simple

L'effort maximal dans l'oscillateur vaut quant à lui : $F_{\max} = K \cdot S_d(T, \zeta)$

En exprimant K en fonction de t et M, il vient : $F_{\max} = M \cdot \frac{4\pi^2}{T^2} S_d(T, \zeta)$

On définit un spectre normalisé en *pseudo-accélération* : $S_E(T, \zeta) = \frac{4\pi^2}{T^2} S_d(T, \zeta)$

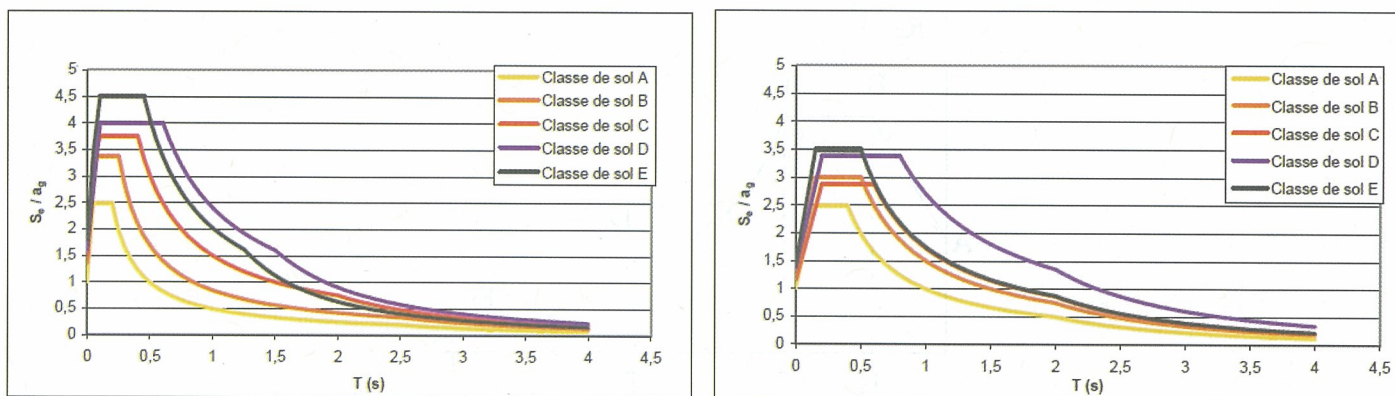
L'effort maximal dans l'oscillateur s'écrit alors simplement : $F_{\max} = M \cdot S_E(T, \zeta)$

Le terme $S_E(T)$ a les dimensions d'une accélération et l'expression précédente s'apparente au principe fondamental de la dynamique $F = M \cdot \gamma$. Le terme "pseudo" provient du fait que $S_E(T)$ n'est égal à l'accélération totale (par rapport à un référentiel absolu galiléen) de la masse que si l'amortissement est parfaitement nul (il est en général faible pour les structures usuelles sans dispositifs parasismiques).

L'amplification dépend beaucoup du rapport entre la période naturelle de l'oscillateur et les propriétés dynamiques du sol. Ces dernières sont fonction des caractéristiques mécaniques des couches de sol et de leur épaisseur. En utilisant ces deux critères, la norme européenne (EC8) a regroupé les sols en sept classes.

Les classes, dénommés A, B, C, D, E, S1 et S2 sont listées par ordre croissant de souplesse. La classe A correspond au rocher et la classe E à un sol très souple, de faibles caractéristiques mécaniques (cf. §4.1.2). Les classes S1 et S2 correspondent quant-à elles à des sols très spécifiques et susceptibles d'être à l'origine d'effets induits particulièrement néfastes pour les structures (liquéfaction).

Les spectres de réponse en pseudo-accélération $S_E(T)$ tels que définis par l'arrêté « Ponts » et représentés pour une accélération de calcul unitaire $a_g=1 \text{ m/s}^2$ sont reproduits à la Figure 60 (respectivement Figure 61) pour les composantes horizontales (respectivement verticale) du mouvement de sol. En abscisse figure la période de l'oscillateur et en ordonnée l'amplification spectrale $S_E(T)/a_g$ selon le type de site.



a) Zones de sismicité 2 à 4

b) Zone de sismicité 5

Figure 60 : Spectre de réponse élastique pour un amortissement de 5%, composante horizontale

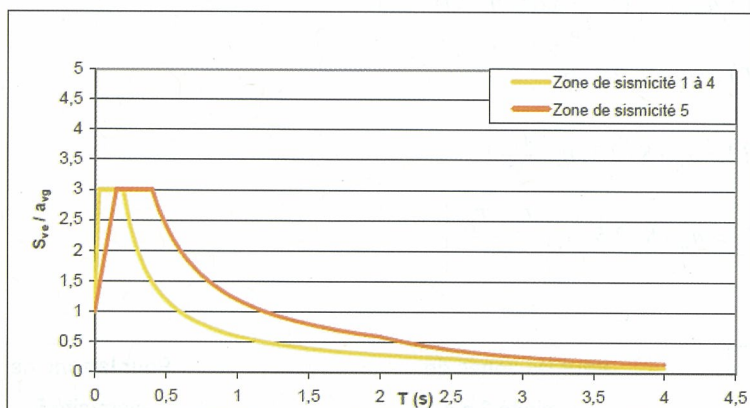


Figure 61 : Spectre de réponse élastique pour un amortissement de 5%, composante verticale

Examinons quelques cas :

- Si la structure est infiniment rigide, l'effort dans l'oscillateur est égal à la force d'inertie maximale, soit la masse de la structure M multipliée par l'accélération de calcul maximale du sol a_g multipliée par le coefficient de sol S et l'éventuel coefficient topographique τ ($S_E(T=0) = a_g \cdot S \cdot \tau$).
- À l'opposé, une structure infiniment souple se déformera sans effort ($S_E(T=\infty) = 0$).

Entre ces cas extrêmes, le spectre en pseudo-accélération $S_E(T)$ mesure l'amplification dynamique de l'oscillateur de période T .

Schématiquement les branches du spectre élastique pour les mouvements horizontaux sont données par les équations et tableaux suivants :

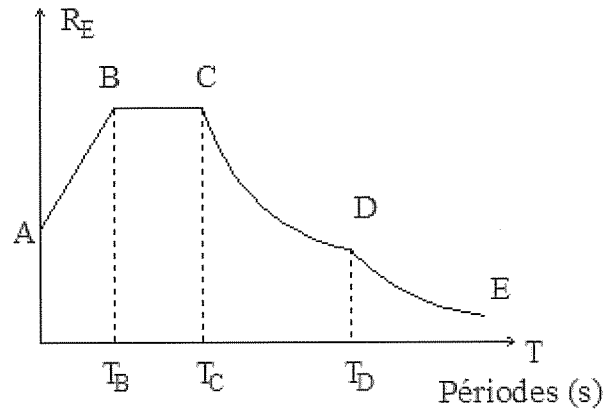


Figure 62 : Allure générale des spectres de réponse élastique

$$0 \leq T \leq T_B \quad : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} (2,5 \cdot \eta - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot 2,5 \cdot \eta$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot 2,5 \cdot \eta \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s \quad : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot 2,5 \cdot \eta \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]$$

Classes de sol	Pour les zones de sismicité 2 à 4				Pour la zone de sismicité 5			
	T _B	T _C	T _D	S	T _B	T _C	T _D	S
A	0,03	0,20	2,50	1	0,15	0,40	2,00	1
B	0,05	0,25	2,50	1,35	0,15	0,50	2,00	1,2
C	0,06	0,40	2,00	1,5	0,20	0,60	2,00	1,15
D	0,10	0,60	1,50	1,6	0,20	0,80	2,00	1,35
E	0,08	0,45	1,25	1,8	0,15	0,50	2,00	1,4

Tableau 15 : Paramètres du spectre de réponse élastique (composante horizontale) selon l'arrêté du 26 octobre 2011 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux ponts de la catégorie dite « à risque normal »

Pour la composante verticale du séisme, le mouvement sismique est considéré, dans la nouvelle législation parasismique française, indépendant des conditions de sol.

$$0 \leq T \leq T_B \quad : \quad S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} (3,0 \cdot \eta - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad : \quad S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot 3,0 \cdot \eta$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad : \quad S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot 3,0 \cdot \eta \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s \quad : \quad S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot 3,0 \cdot \eta \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]$$

Zone de sismicité	T _B	T _C	T _D
2 (très faible) à 4 (moyenne)	0,03	0,20	2,50
5 (forte)	0,15	0,40	2,00

Tableau 16 : Paramètres du spectre de réponse élastique (composante verticale) selon l'arrêté du 26 octobre 2011 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux ponts de la catégorie dite « à risque normal »

D'autre part, pour le séisme vertical, l'accélération de calcul a_{vg} est prise égale à **0,9 a_g** (zones 2 à 4) ou **0,8 a_g** (zone 5) pour tenir compte du fait, qu'en général, le pic d'accélération vertical est plus faible que son pendant horizontal.

4.1.2 DÉFINITIONS DES SITES

Les sept classes de sites A, B, C, D, E, S1 et S2 sont définies par le tableau 3.1 de l'EC8-1 selon la nature et l'épaisseur des couches de sol sous-jacentes.

Classe de sol	Description du profil stratigraphique	Paramètres		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (coups/30 cm)	c_u (kPa)
A	Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant	> 800	—	—
B	Dépôts raides de sable, de gravier ou d'argile sur-consolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur	360 – 800	> 50	> 250
C	Dépôts profonds de sable de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	Dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant une majorité de sols cohérents mous à fermes	< 180	< 15	< 70
E	Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs de v_s de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5 m environ et 20 m, reposant sur un matériau plus raide avec $v_s > 800$ m/s			
S ₁	Dépôts composés, ou contenant, une couche d'au moins 10 m d'épaisseur d'argiles molles/vases avec un indice de plasticité élevé ($PI > 40$) et une teneur en eau importante.	< 100 (valeur indicative)	—	10 – 20
S ₂	Dépôts de sols liquéfiables d'argiles sensibles ou tout autre profil de sol non compris dans les classes A à E ou S ₁ .			

Tableau 17 : Classification des sols selon la norme NF EN 1998-1 (EC8-1)

4.1.3 ACCÉLÉROGRAMMES RÉELS ET ARTIFICIELS

4.1.3.1 L'action sismique

Une secousse sismique se traduit par un mouvement aléatoire du sol consécutif à une perturbation à l'intérieur de l'écorce terrestre. Les propriétés de ce mouvement dépendent, entre autres, de la magnitude du séisme, de la distance entre la source et la cible, de la profondeur du foyer. Chaque point du site est alors animé d'un mouvement qui se décompose dans les trois directions Nord-Sud, Est-Ouest et verticale. Les amplitudes et la durée d'un signal sismique sont très variables :

- de quelques secondes (séisme court) à quelques dizaines de secondes (séisme long) pour la durée,
- quelques dixièmes de g pour les accélérations,
- quelques dizaines de cm/s pour les vitesses.

Le contenu fréquentiel d'un signal sismique se situe dans une gamme de fréquences inférieures à 50 Hz.

4.1.3.2 Les accélérogrammes

Les mouvements du sol lors de séismes sont en général enregistrés sous la forme d'accélérogrammes, c'est-à-dire d'évolutions de l'accélération mesurée au niveau du sol en fonction du temps. L'allure des signaux d'accélération est extrêmement variable. La figure ci-dessous décrit l'enregistrement du séisme d'Ancona - Italie, 04/04/1972.

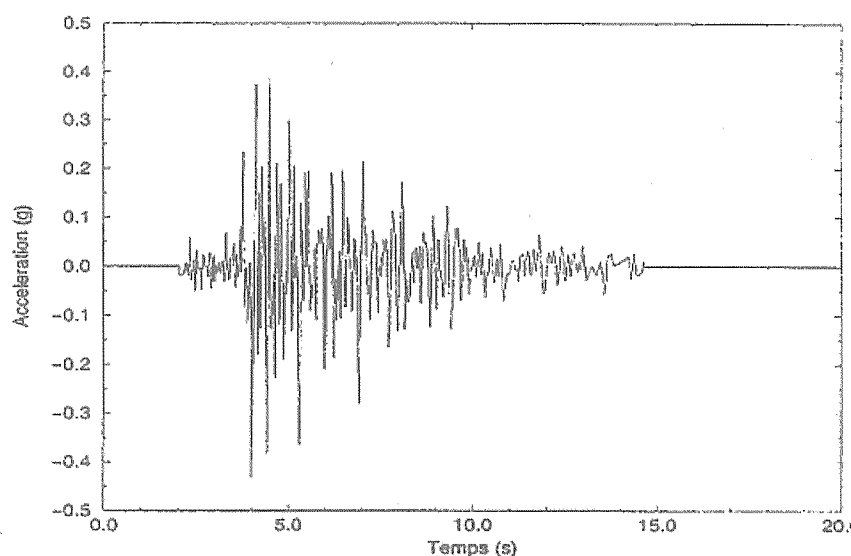


Figure 63 : Accélérogramme du séisme d'Ancona

4.1.3.3 Génération numérique de signaux sismiques synthétiques

L'étude du comportement sismique d'une structure nécessite parfois la donnée d'un accélérogramme, c'est-à-dire d'une représentation temporelle du mouvement sismique. C'est en effet le cas des études expérimentales au cours desquelles un mouvement est imposé à la table vibrante, c'est aussi le cas des études numériques de structures dont le comportement est non linéaire (non-linéarité de type matériau ou de type frottement, impact, etc....) pour lesquelles les méthodes spectrales ne s'appliquent plus.

Les méthodes de générations d'accélérogrammes sont diverses et leur description qui constitue une problématique assez générale du génie parasismique, n'entre pas dans le cadre plus spécifique du présent document. On mentionnera néanmoins les méthodes les plus fréquemment mises en œuvre et de nature très différente :

- la génération purement numérique de signaux synthétiques par modélisation du mécanisme source qui s'appuie sur un modèle de source sismique (modèle en point source, modèle cinématique, modèle dynamique) et la propagation des ondes dans le milieu modélisé (1D, 2D ou 3D) pouvant nécessiter la connaissance des propriétés du milieu géologique à petite échelle ou l'utilisation des fonctions de Green empiriques.

- L'utilisation d'une base de données dans laquelle des enregistrements naturels sont sélectionnés pour correspondre aux caractéristiques simotectoniques du site étudié.
- La génération de signaux définis comme la réalisation d'un processus aléatoire stationnaire, quasi-stationnaire ou non stationnaire.

Dans les 2 derniers cas, il est possible d'ajuster facilement les signaux sismiques pour qu'ils soient compatibles avec un spectre de réponse généralement imposé comme donnée du dimensionnement ou par la réglementation, soit par ajout d'ondelettes, soit en reliant la densité spectrale de puissance du processus au spectre cible (problème du premier passage).

Le lecteur pourra se reporter à des ouvrages spécifiques traitant de ces méthodes pour plus de détails.

4.1.3.4 Accélérogrammes réels

Par rapport aux accélérogrammes synthétiques, les accélérogrammes naturels présentent l'indéniable avantage d'être par nature beaucoup plus représentatifs de la réalité physique des phénomènes sismiques, en termes de durée, contenu fréquentiel, densité spectrale d'énergie, etc...

Il est rare néanmoins de disposer d'accélérogrammes réels enregistrés exactement sur le site d'implantation de l'ouvrage. On utilise donc généralement des accélérogrammes de zones de caractéristiques proches (en termes de géologie et de sismologie ou mécanisme tectonique de faille) qui sont recalés sur l'accélération de calcul de référence.

L'instrumentation qui se développe dans le monde permet aujourd'hui de disposer d'une base de données importante. En France, le Réseau Accélérométrique Permanent (RAP) permet de quadriller l'essentiel des zones sismiques du territoire national. Néanmoins la faible intensité des séismes couramment enregistrés nécessite le plus souvent un important travail de recalage des niveaux d'accélération sur les niveaux réglementaires. D'autres données le réseau RéNaSS, le réseau du LDG, les données de l'IPGP complètent les possibilités d'observations sismologiques sur le territoire.

4.1.3.5 Prescriptions de l'EC8-2 relatives à l'utilisation des accélérogrammes

La norme NF EN 1998-2 (EC8-2) privilégie l'utilisation d'accélérogrammes naturels pour le dimensionnement des ponts pour lesquels les critères d'application du calcul spectral ne sont pas vérifiés (géométrie très irrégulière ou emploi de dispositifs parasismiques). Ces signaux sismiques doivent être choisis parmi des événements enregistrés dont les amplitudes, les distances à la source et les mécanismes sont conformes à ceux qui définissent l'action sismique de calcul (cf. EC 8-2 §3.2.3(1)P).

Néanmoins, lorsque le nombre requis de paires de mouvements du sol enregistrés appropriés (au moins trois paires conformément à l'Eurocode 8-2 §3.2.3(1)P et 4.2.4.3 – voir aussi §4.2.6.2 du présent document) n'est pas disponible, des enregistrements modifiés ou des accélérogrammes artificiels peuvent être substitués aux mouvements enregistrés faisant défaut (cf. EC 8-2 §3.2.3(2)).

Les accélérogrammes sont établis à partir des spectres de réponse élastique correspondants pour un amortissement α de 5% par une mise à l'échelle de l'amplitude des mouvements de la manière suivante :

- Pour chaque séisme constitué d'une paire de mouvements horizontaux, le spectre SRSS (Square Root of Square Sum) doit être établi en prenant la racine carrée de la somme des carrés des spectres à 5 % d'amortissement de chaque composante.
- Le spectre de l'ensemble des séismes doit être formé en prenant la valeur moyenne des spectres SRSS des séismes individuels de l'étape précédente.
- Le spectre de l'ensemble des séismes doit être mis à l'échelle de sorte qu'il ne soit pas inférieur à 1,3 fois le spectre de réponse élastique à 5 % d'amortissement de l'action sismique de calcul, dans l'intervalle de périodes comprises entre $0,2T_1$ et $1,5T_1$, où T_1 est la période naturelle du mode fondamental de la structure dans le cas d'un pont ductile, ou la période effective (T_{eff}) du système d'isolation dans le cas d'un pont avec isolation sismique (cf. EC 8-2 §7.2).
- Le facteur d'échelle résultant de l'étape précédente doit être appliqué à toutes les composantes individuelles des mouvements sismiques.

4.1.4 PRISE EN COMPTE DE LA VARIABILITÉ SPATIALE DES ONDES SISMQUES

4.1.4.1 Sources d'incohérence du mouvement sismique

Les enregistrements sismiques effectués sur des structures de grande taille, ainsi que sur des réseaux denses de capteurs au sol, aux États-Unis (El Centro), au Japon (Chiba) mais surtout à Taiwan (SMART1 LSST de Lotung), indiquent que les ondes sismiques à la surface du sol varient de manière appréciable sur des distances de l'ordre des dimensions de certaines structures étendues (ponts, barrages). Ce phénomène de *variabilité spatiale des ondes sismiques* prend en général trois formes :

- a) Un phénomène de passage d'onde traduisant le déphasage des ondes sismiques aux différents points d'appui de la structure.
- b) Une perte de cohérence ou encore un changement de forme du mouvement de sol entre les appuis de l'ouvrage du fait des multiples réflexions des ondes dans un sol hétérogène et de l'étendue de la source sismique.
- c) Des effets de site sous chaque appui qui amplifient différemment les sollicitations sismiques et les déphasent.

Les mouvements différentiels de sol prennent leur source depuis l'origine du mouvement sismique sur la faille de rupture jusqu'aux sites où ils produisent leur effet. Sans prétendre être exhaustifs, nous rappelons ci-après les mécanismes essentiels qui sous-tendent les variations spatiales des ondes sismiques.

4.1.4.1.1 Mécanismes de rupture et étendue de la source

Une première source très évidente de mouvements différentiels résulte du déplacement relatif des deux lèvres de la faille. Si l'ouvrage traverse cette discontinuité géologique, ses appuis subiront des mouvements différentiels importants durant le séisme qui persisteront après l'événement sous forme de déplacements résiduels pouvant atteindre plusieurs dizaines de centimètres.

La rupture sur la faille occasionnant le tremblement de terre ne se produit pas simultanément en tous points. Au contraire, elle se propage sur une longueur finie à une vitesse de l'ordre de la célérité des ondes de cisaillement. Il se produit donc en champ proche un effet de type Doppler qui rend la répartition en fréquence et en amplitude des mouvements de sols dépendante de l'angle formé par la ligne de rupture et le chemin suivi par l'onde de la source au site de l'ouvrage.

L'étendue de la source contribue également à la variabilité spatiale des ondes sismiques en champ lointain : les diverses ruptures le long de la faille engendrent des ondes qui se propagent suivant des chemins multiples et qui interfèrent (se combinent) différemment en des lieux distants à la surface du sol. Les signaux sismiques aux appuis d'une structure étendue ont de ce fait des allures distinctes.

La cohérence est en général meilleure lorsque la source se situe à faible profondeur (engendrant ainsi essentiellement des ondes de surface) ou de manière générale lorsque les ondes sont confinées au voisinage de la surface. La forme des ondes se conserve dans ce cas et seul un déphasage intervient entre les différentes stations.

Les hétérogénéités de sol (et donc de vitesse de propagation) ou les variations d'épaisseur des couches de sol contribuent également aux phénomènes d'incohérence.

4.1.4.1.2 Propagation des ondes sismiques

Les ondes sismiques se propagent à vitesse finie et de ce fait atteignent les fondations d'une structure étendue à des instants différents. Ce phénomène bien connu de passage d'onde est pourtant souvent difficile à quantifier. On s'accorde souvent à prendre en compte la célérité des ondes de volume se propageant dans le substratum rocheux. Les ondes se réfractent dans les couches supérieures presque verticalement si bien que le déphasage provient essentiellement de la propagation dans le rocher sous-jacent dans le cas d'une onde plane (Figure 64). Bien entendu, si les couches supérieures sont profondes et que la rupture se produit en proximité de la surface, la célérité dominante des ondes de volumes peut être celle des couches supérieures. On introduit la notion de célérité apparente d'une onde plane, telle qu'elle est perçue par l'ouvrage, en fonction de l'angle d'incidence θ et de la célérité des ondes dans le substratum :

$$V = \frac{c}{\sin \theta}$$

Cette vitesse apparente est minorée par la célérité des ondes dans le rocher et peut être infinie dans le cas d'une onde se propageant verticalement dans le substratum rocheux. L'angle d'incidence doit bien évidemment être mesuré dans le plan formé par la ligne des appuis de l'ouvrage et la direction de propagation de l'onde. La Figure 64 et la Figure 65 illustrent le cas d'une onde se propageant respectivement dans un plan vertical et dans un plan horizontal.

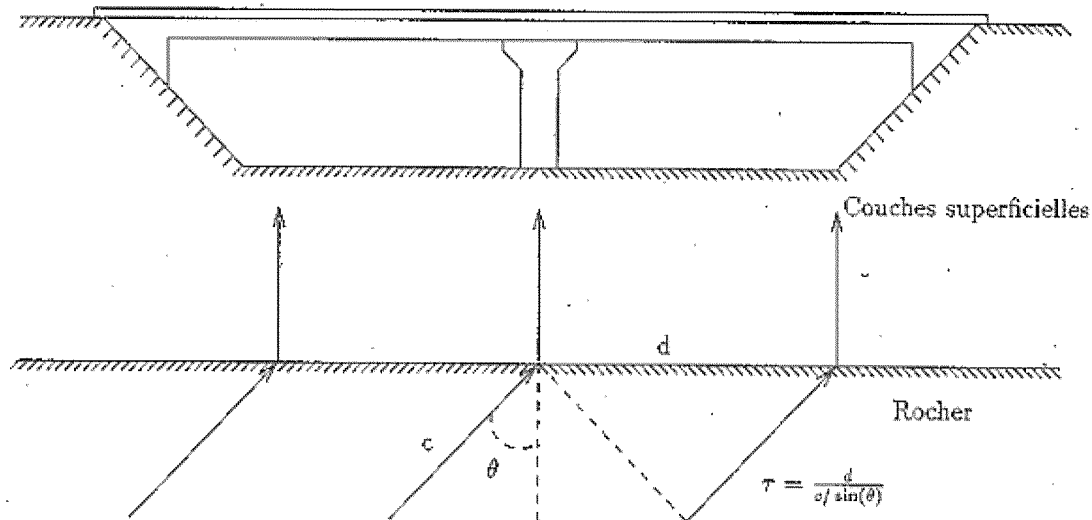


Figure 64 : Propagation d'une onde plane dans le rocher et réfraction dans les couches supérieures de sol

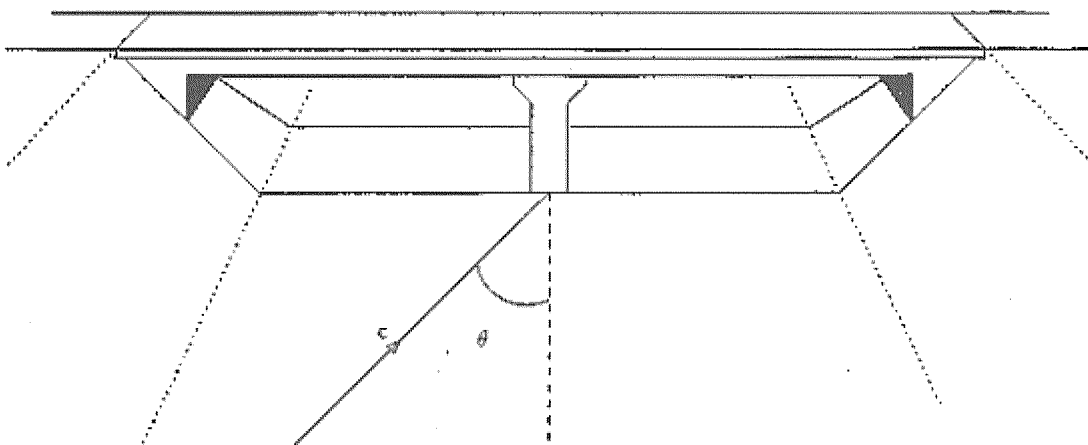


Figure 65 : Propagation horizontale d'une onde plane

4.1.4.1.3 Effets de site

Si nous reprenons le schéma simplifié de propagation presque verticale dans les couches superficielles (Figure 64) nous pouvons identifier deux sources de variabilité spatiale liées au site, ou encore à l'épaisseur et à la nature des couches superficielles : d'une part, le mouvement du substratum rocheux est amplifié par la colonne de sol, ce qui est pris en compte dans les règlements par différentes classes de sol ; d'autre part, un déphasage dû à la différence de marche de l'onde dans les couches supérieures s'ajoute au déphasage de l'onde déjà présent à l'interface avec le substratum rocheux.

4.1.4.2 Prise en compte dans le calcul

Dans le cas d'ouvrages pour lesquels les propriétés du sol de fondation varient entre les différents appuis ou lorsque la longueur du tablier dépasse une certaine longueur critique L_{lim} telle que définie par le Tableau 18 ci-dessous, il convient de prendre en compte la variabilité spatiale de l'action sismique induisant une décorrélation des mouvements sismiques du sol.

Type de sol	A	B	C	D	E
L_g (m)	600	500	400	300	500
L_{min} (m)	400	330	270	200	330

Tableau 18: Définition de L_{min}

L'annexe informative D de l'EC8-2 présente des méthodes scientifiques d'analyse et de prise en compte de la variabilité spatiale de l'action sismique. En pratique, de telles approches sont très complexes et difficilement accessibles pour l'ingénieur. On veillera par conséquent à limiter l'effet de cette variabilité spatiale du mouvement sismique par une conception adaptée de l'ouvrage et un positionnement optimisé des dispositifs parasismiques (le plus proche possible du point fixe de l'ouvrage).

Par ailleurs, les déplacements différentiels imposés par cette variabilité spatiale devront être évalués forfaitairement selon les prescriptions du §3.3 de l'EC8-2 et rajoutés aux déplacements inertiels résultant de la mise en vibration de la structure.

Ces déplacements différentiels imposés sont introduits sous la forme de déplacements relatifs appliqués simultanément avec le même signe (+ ou -) à tous les supports du pont dans la direction horizontale considérée :

$$d_{li} = \frac{L_i}{L_g} d_g \sqrt{2} \leq d_g \sqrt{2}$$

avec :

d_g : le déplacement de calcul du sol correspondant au type de sol de l'appui i :

$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \quad \text{où } S, T_C \text{ et } T_D \text{ sont les paramètres du spectre de calcul défini au §4.1.1.3 ;}$$

L_i : la distance projetée sur l'horizontale entre l'appui considéré et un point de référence (par exemple le point fixe du tablier) ;

L_g : la distance au-delà de laquelle les mouvements du sol peuvent être considérés comme entièrement indépendants, dont la valeur est fournie par le Tableau 18.

Si la distance AB entre les deux points d'appuis extrêmes de l'ouvrage ne dépasse pas $L_{lim} = L_g / 1,5$, on admettra de ne pas déphaser ou décorrélérer les mouvements.

Enfin, si la configuration du site et/ou de l'ouvrage nécessitent un calcul plus précis (dispositifs éloignés par exemple), il conviendra de faire appel à un spécialiste.

4.2 METHODES D'ANALYSE

4.2.1 INTRODUCTION

L'analyse dynamique d'un pont équipé de dispositifs parasismiques peut être effectuée à l'aide de méthodes simplifiées ou de méthodes générales suivant les cas.

Les méthodes simplifiées consistent en une analyse modale spectrale. Elles ne sont applicables que dans un certain nombre de cas particuliers (cf. § 2.4.2).

Les méthodes générales consistent en une analyse dynamique temporelle, encore appelée analyse chronologique, ou analyse historique. Elles peuvent être appliquées dans tous les cas.

4.2.2 MÉTHODES SIMPLIFIÉES

Les méthodes simplifiées sont généralement basées sur une modélisation des dispositifs reposant sur le calcul de caractéristiques linéaires équivalentes sensées traduire avec plus ou moins de justesse leur comportement dynamique non linéaire et celui de la structure qui en est équipée.

Ces approches reposent sur un certain nombre d'hypothèses simplificatrices et un calcul itératif est souvent nécessaire pour converger vers des résultats stables.

Les méthodes simplifiées sont d'autant plus fiables que la structure est simple et régulière (mode fondamental très prépondérant, tablier quasi-indéformable, appuis très raides par rapport aux dispositifs parasismiques...). Par conséquent, nous recommandons leur utilisation uniquement dans le cadre de calculs de prédimensionnement. Par ailleurs, afin de maîtriser la fiabilité de la conception parasismique générale, l'EC8-2 impose de ne pas dépasser une valeur du pourcentage d'amortissement critique de $\xi_{eff} = 30\%$. En effet, au-delà de cette limite, la pseudo-période du système s'écarte sensiblement de sa période réelle. Par conséquent, la justification des structures pour lesquelles le pourcentage d'amortissement critique ξ dépasse 30% nécessite le recours à des approches plus sophistiquées, en analyse dynamique temporelle

4.2.2.1 Méthode de l'EC8-2 §7.5.4 : Analyse spectrale équivalente par le mode fondamental

L'Eurocode 8-2 (§7.5.4) propose une méthode de calcul simplifiée basée sur les caractéristiques linéaires équivalentes des dispositifs, 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. Elle doit donc être validée par un calcul temporel approprié.

Elle peut être décrite de la façon suivante :

- a- La raideur équivalente du dispositif i est évaluée comme le rapport $K_{eff,i} = F_{max} / d_d$, obtenu en divisant la force maximale F_{max} associée au déplacement de calcul du dispositif d_d , par ce même déplacement :

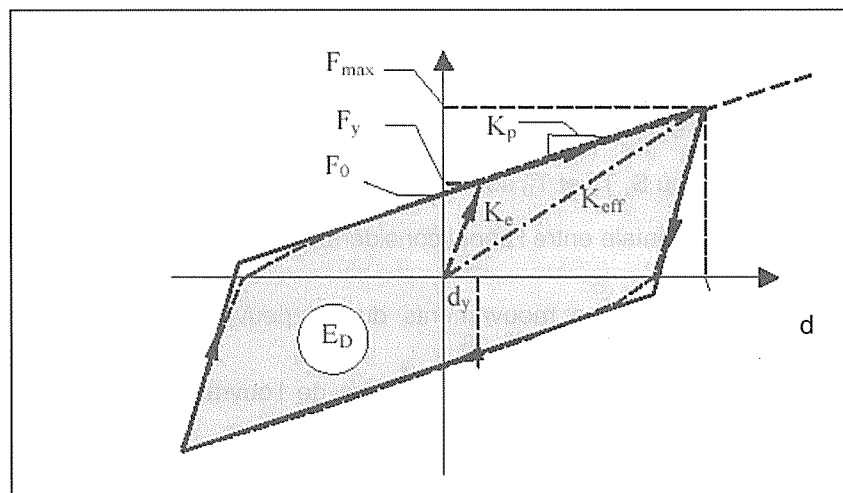


Figure 66 : Caractéristiques équivalentes des dispositifs amortisseurs (EC8-2 fig.7.1)

- b- La raideur équivalente globale du système est donnée par la somme des raideurs équivalentes des éléments participant à la reprise de l'effort sismique dans la direction considérée : $K_{eff} = \sum K_{eff,i}$
- c- Le coefficient d'amortissement global équivalent ξ_{eff} est évalué à partir de la somme des énergies $E_{D,i}$ dissipées par tous les amortisseurs i dans un cycle complet de déformation au déplacement de calcul du système global (tablier) d_{cd} :

$$\xi_{eff} = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{\sum E_{D,i}}{K_{eff} \cdot d_{cd}^2} \right] \quad \text{où } E_{D,i} \text{ représente la surface balayée par la courbe de comportement du}$$

dispositif au cours d'un cycle (surface jaune sur la figure ci-dessus).

- d- A partir des caractéristiques équivalentes K_{eff} et ξ_{eff} , on peut alors calculer la période équivalente et le coefficient de modification spectral lié à l'amortissement, permettant de réaliser le calcul spectral monomodale :

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{M_{tab}}{K_{eff}}} \quad \text{et} \quad \eta_{eff} = \sqrt{\frac{0,10}{0,05 + \xi_{eff}}}$$

- e- A partir des caractéristiques équivalentes T_{eff} et η_{eff} , on peut alors déterminer la valeur de l'accélération spectrale et du déplacement de calcul sur les spectres en accélération et en déplacement intégrant le cas échéant le coefficient d'amplification topographique τ et caractérisés à partir des équations suivantes :

T_{eff}	S_e	d_{cd}
$T_C \leq T_{\text{eff}} < T_D$	$2,5 \frac{T_C}{T_{\text{eff}}} \eta_{\text{eff}} a_g S$	$\frac{T_{\text{eff}}}{T_C} d_C$
$T_D \leq T_{\text{eff}} \leq 4 \text{ s}$	$2,5 \frac{T_C T_D}{T_{\text{eff}}} S \eta_{\text{eff}} a_g$	$\frac{T_D}{T_C} d_C$

Tableau 19 : Accélération spectrale S_e et déplacement de calcul du système d_{cd} pour la méthode spectrale équivalente (EC8-2 tab. 7.1)

où :

a_g , S , T_C , et T_D , ont été définis précédemment et d_C est le déplacement à la période T_C :

$$d_c = \frac{0.625}{\pi^2} a_g S \eta_{\text{eff}} T_c^2$$

En pratique, cette méthode, qui est applicable pour différents types de dispositifs, nécessite quelques itérations sur la valeur du déplacement de calcul d_{cd} . Généralement, dans le cas d'une conception parasismique basée sur l'utilisation de dispositifs amortisseurs, un coefficient d'amortissement global ξ_{eff} de l'ordre de 20 à 30% (limité réglementairement par l'Eurocode 8-2 à 30%) peut être visé, ce qui conduit à une réduction globale des efforts et des déplacements d'environ 50%. Cette limitation permet à la fois de limiter la contribution de l'amortisseur en tenant compte de la raideur relative de l'amortisseur par rapport à l'appui et de vérifier les hypothèses classiquement utilisées en analyse modale spectrale et consistant à assimiler pseudo-vitesse et pseudo-accélération à vitesse relative et accélération totale en négligeant la modification apportée par le coefficient d'amortissement sur ces valeurs.

4.2.2.2 Approche Kahan pour le prédimensionnement pour amortisseurs en $C.V^\alpha$

On propose ici une méthode de prédimensionnement des amortisseurs en $C.V^\alpha$ s'appuyant sur une technique de linéarisation du comportement des amortisseurs. Ces derniers sont remplacés par des amortisseurs visqueux linéaires « équivalents » au sens où ils dissipent sensiblement la même quantité d'énergie.

La méthode a été validée par des simulations numériques par analyses non-linéaires temporelles.

4.2.2.2.1 Cas d'un tablier raide par rapport aux appuis

Les mouvements de la structure se réduisent à ceux d'un oscillateur simple (c'est le cas par exemple d'une structure à tablier relativement rigide posé sur appareils d'appui en élastomère fretté).

A partir de la période de la structure non amortie, on en déduit le déplacement élastique, que l'on réduit par un coefficient de réduction pour obtenir le déplacement cible. On en déduit alors l'amortissement équivalent total, puis l'amortissement structurel provenant des amortisseurs seuls. Cela permet de déduire le paramètre c de l'amortisseur ainsi que la force maximale F qu'il reprend. Le dimensionnement suit les étapes suivantes :

- a) On évalue la période propre de la structure non amortie

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

où M et K sont respectivement la masse du tablier et la raideur du système d'appuis supposé sans les amortisseurs ;

- b) On en déduit le déplacement élastique :

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

où $S_E(T)$ est l'accélération spectrale de calcul correspondant à la période T

c) On choisit un coefficient de réduction « ρ » (compris entre 0 et 1) par lequel on souhaite réduire (c'est à dire multiplier) les déplacements. Pour réduire de moitié les déplacements, $\rho = 1/2$, pour les diviser par 3, $\rho = 1/3$...

d) On déduit un taux d'amortissement équivalent total :

$$\xi_{\text{eff}} = \frac{0,10}{\eta_{\text{eff}}^2} - 0,05$$

Ce taux d'amortissement équivalent est celui d'un amortisseur visqueux linéaire qui dissipe suffisamment d'énergie pour réduire les déplacements par un facteur η_{eff} .

e) On déduit de cette valeur l'amortissement structural pour obtenir un taux d'amortissement ξ_{nl} provenant des amortisseurs seuls :

$$\xi_{nl} = \xi_{\text{eff}} - \xi_{\text{visqueux}} = \xi_{\text{eff}} - 0,05 = \frac{0,10}{\eta_{\text{eff}}^2} - 0,05 = 0,10 \left(\frac{1}{\eta_{\text{eff}}^2} - 1 \right)$$

Dans le cas d'un amortissement visqueux structural à 5%. Cette dernière valeur de 5% est celle prise habituellement pour des structures en béton armé soumises au séisme. Elle tient compte d'une certaine dégradation des éléments résistants sous fortes sollicitations. On pourra la réduire (à 2%, par exemple) mais cela ne modifiera pas beaucoup le dimensionnement des dispositifs, puisque l'essentiel de la dissipation d'énergie se fait à travers de ces derniers.

f) On en déduit le paramètre C de l'amortisseur à mettre en œuvre :

$$C = M \times \frac{4\pi}{T} \times \xi_{nl} \times \frac{1}{h(\alpha)} \left[\eta_{\text{eff}} \frac{T}{2\pi} S_E(T) \right]^{1-\alpha}$$

Les valeurs de $h(\alpha)$ sont données dans le tableau ci-dessous :

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

g) La force maximale supportée par les amortisseurs vaut :

$$F_{\text{max}} = C \cdot V_{\text{max}}^\alpha \approx C \left[\frac{T}{2\pi} \eta_{\text{eff}} S_E(T) \right]^\alpha$$

4.2.2.2 Cas d'un tablier souple

Les structures souples ne peuvent en général pas être modélisées par un simple oscillateur à un degré de liberté. On a alors recours à un certain nombre de modes propres de la structure non amortie pour décrire les

mouvements. Si x_c est le point d'attache de l'amortisseur et $\{\Phi_i\}$ l'ensemble des modes propres considérés, l'équation de la dynamique projetée sur le mode i est la suivante (seul l'amortissement ponctuel est considéré) :

$$(\Phi_i^T M \Phi_i) \ddot{x}_i + \sum_j c_{eq} \Phi_i(x_c) \Phi_j(x_c) \dot{x}_j + (\Phi_i^T K \Phi_i) x_i = \Phi_i^T F(t)$$

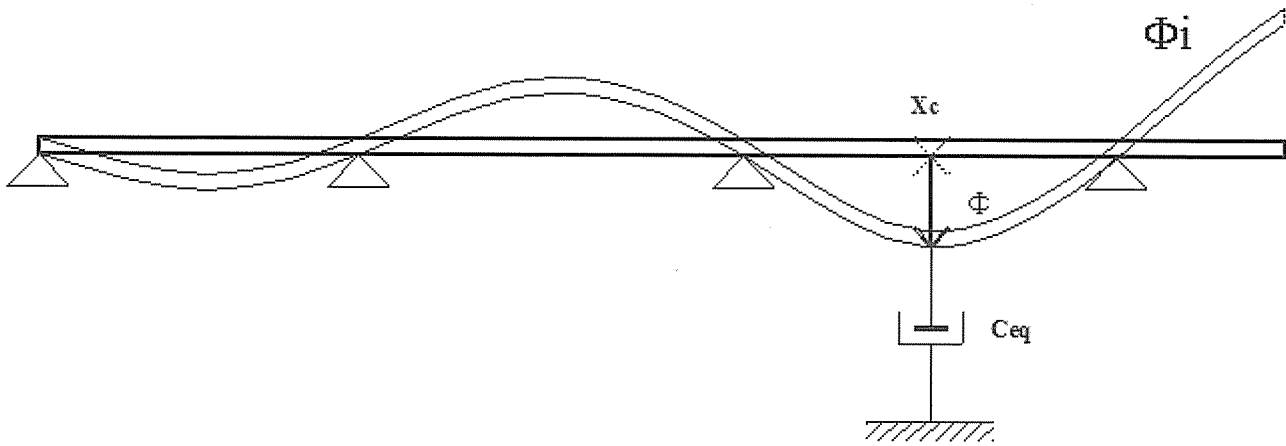


Figure 67 : Schéma de comportement d'un pont à tablier souple (vue de dessus)

Si on néglige le couplage entre modes introduit par l'amortissement ponctuel, le taux d'amortissement critique total (y compris l'amortissement visqueux structurel) du mode i vaut :

$$\xi_{i,eq} = \frac{C_{eq} \Phi_i(x_c)^2}{2\sqrt{\Phi_i^T M \Phi_i \Phi_i^T K \Phi_i}} + \xi_{i,visqueux}$$

où C_{eq} est l'amortissement visqueux linéaire équivalent déterminé en prenant en compte le déplacement relatif des ancrages de l'amortisseur, soit pour un amortisseur $C.v^\alpha$:

$$\xi_{eff} = \frac{C \Phi_i(x_c)^2}{2\sqrt{\Phi_i^T M \Phi_i \Phi_i^T K \Phi_i}} \frac{1}{\left[\frac{\sqrt{2}}{p} \eta_{eff} \omega_o S_E(T_o) \Phi_i(x_c) \frac{\Phi_i^T M \Delta}{\Phi_i^T M \Phi_i} \right]^{1-\alpha}} h(\alpha) + \xi_{i,visqueux}$$

Notons que dans le dénominateur, on a pondéré la réponse de l'oscillateur simple par le facteur de participation modal :

$$\Phi_i(x_c) \frac{\Phi_i^T M \Delta}{\Phi_i^T M \Phi_i}$$

où Δ est le vecteur unitaire d'entraînement

Ce développement repose sur l'hypothèse essentielle qu'un mode domine la réponse de la structure ou du moins le déplacement de celle-ci aux points d'ancrage de l'amortisseur. Dans le cas où plusieurs modes interviennent de manière significative, on utilisera une analyse non linéaire temporelle.

4.2.2.3 Méthode basée sur l'énergie dissipée par les amortisseurs

Cette méthode est une méthode itérative basée sur le calcul de l'énergie dissipée par les amortisseurs. En définissant les caractéristiques du système ainsi que le déplacement correspondant à un amortissement modal de 30%, on calcule l'énergie dissipée. On en déduit le paramètre C ainsi que la force maximum dans l'amortisseur.

A partir des données pré-évaluées :

M : masse

f : fréquence

w : pulsation propre

K : raideur : $K=w^2 \cdot M$

d_max = déplacement cible

T : période propre $T=1/f$

ξ : amortissement

α : paramètre de l'amortisseur,

On calcule :

V_max : vitesse maximum : $V=d_{\max} \cdot w$

F_max : force maximale dans l'amortisseur : $F_{\max} = \frac{\pi \cdot K \cdot d_{\max} \cdot \xi}{2}$

E : énergie dissipée : $E = 4 \cdot F_{\max} \cdot d_{\max}$

d(t) : déplacement en fonction du temps : $d(t) = d_{\max} \cdot \cos(w \cdot t)$

V(t) : vitesse en fonction du temps : $V(t) = V_{\max} \cdot \sin(w \cdot t)$

F(v) : force maximale dans l'amortisseur en fonction de la vitesse : $F(v) = F_{\max} \left(\left| \frac{v}{V_{\max}} \right| \right)^{\alpha} \frac{v}{|v|}$

F_t(t) : force maximale dans l'amortisseur en fonction du temps : $F_t(t) = F(V(t))$

E_réel : énergie réellement dissipée : $E_{\text{reel}} = \int_0^T F_t(t) V(t) dt$ que l'on compare à l'énergie dissipée calculée précédemment

C : constante de l'amortisseur : $C = F_{\max} / V_{\max}^{\alpha}$

$\xi_{\text{réel}}$: amortissement réel : $\xi_{\text{reel}} = \frac{E_{\text{reel}}}{w \cdot m \cdot V_{\max}^2 \cdot T}$

Puis on réitère l'opération jusqu'à atteindre une convergence entre E et E_réel.

4.2.3 MÉTHODES GÉNÉRALES

En dehors des appareils d'appui en élastomère fretté et des bloqueurs dynamiques, les dispositifs parasismiques ont un comportement non-linéaire en fonction du déplacement ou de la vitesse. La méthode élastique courante basée sur l'emploi d'un spectre de réponse est donc inadaptée pour obtenir les déplacements, notamment résiduel dans les dispositifs. Elle permet néanmoins une pré-évaluation des sollicitations par un calcul linéaire équivalent afin de prédéfinir les dimensions des dispositifs les plus adaptées (prédimensionnement). Un calcul pas à pas (calcul temporel

non-linéaire) mené en utilisant un accélérogramme et des lois de comportement spécifiques pour les dispositifs - les éléments de structures (pile, tablier...) étant en général supposés rester dans leur domaine de comportement élastique linéaire -, permet alors de représenter plus finement et avec une meilleure fiabilité le comportement théorique réel de l'ouvrage.

A noter que pour les dispositifs non-linéaires dépendant du déplacement (amortisseurs élasto-plastiques, dispositifs frottants ou appareils d'appui en élastomère à noyau de plomb par exemples...), un calcul en poussée progressive de type « push-over » peut également être utilisé. Ce type d'approche peut même être étendu aux dispositifs dépendant de la vitesse en utilisant un amortissement évolutif, mais cela complexifie fortement la méthode.

A noter que si ces méthodes sont capables en théorie de représenter de la manière la plus réaliste le comportement réel de l'ouvrage sous sollicitations sismiques, elles nécessitent en général une excellente maîtrise de la théorie de la dynamique et du comportement non linéaire des structures, ainsi que la connaissance d'un grand nombre de paramètres (accélérogrammes, lois de comportement non linéaire cycliques des matériaux et des dispositifs parasismiques...), parfois difficilement maîtrisables ou accessibles. Le recours à un spécialiste est donc fortement recommandé.

Par ailleurs, l'EC8-2 (§7.5.6) préconise dans tous les cas de comparer les résultats obtenus par ces approches sophistiquées à ceux résultant des méthodes spectrales simplifiées basées sur le mode fondamental équivalent.

4.2.3.1 Mouvement du sol au droit d'un appui

Dans le cas le plus général le nœud de liaison des appuis (piles ou culées) avec le sol est soumis à une translation suivant les trois directions de l'espace, définie par 3 accélérogrammes différents dont on vérifiera qu'ils sont bien décorrélés entre eux.

Nota : En pratique les dispositifs parasismiques n'agissent pas à la verticale et le séisme vertical peut être étudié indépendamment par un modèle élastique linéaire. De plus il est très souvent possible d'étudier séparément à l'aide de modèles 2D les effets du séisme horizontal. On est dans ce cas ramené au choix d'un accélérogramme par pile.

4.2.3.2 Décorrélation des mouvements du sol entre deux appuis

Pour une direction de séisme donnée, les accélérogrammes considérés pour deux appuis différents A et B consécutifs ou non seront en général déphasés pour tenir compte du temps de propagation des ondes sismiques dans le sol.

On devra toutefois vérifier que si la distance AB excède une valeur L_g , les mouvements du sol imposés en A et B sont totalement décorrélés en considérant l'accélération absolue, la vitesse absolue et le déplacement absolu du sol (cf. §4.1.4.2).

Nota :

1- Si la distance AB entre les deux points d'appuis extrêmes de l'ouvrage équipés de dispositifs parasismiques ne dépasse pas $L_M / 5$, on admettra de ne pas déphaser ou décorréler les mouvements. Par contre, le mouvement différentiel du sol devra être pris en compte pour déterminer la course des dispositifs.

2- Dans le cas de dispositifs utilisés en série (isolation sismique) le déphasage des mouvements du sol peut être négligé, sous réserve de tenir compte des déplacements différentiels entre points d'appui de manière statique.

4.2.3.3 Modélisation des dispositifs glissants

La prise en compte des dispositifs glissants (hors dispositifs parasismiques dits « frottants » conçus spécifiquement pour dissiper de l'énergie par frottement) peut se faire de deux manières :

- Les dispositifs glissants sont pris en compte dans le modèle. Dans ce cas on devra effectuer un calcul en fourchette basé sur les valeurs maximum et minimum plausibles du coefficient de frottement conformément aux prescriptions de la norme NF EN 1337-2.
- Les dispositifs glissants ne sont pas pris en compte dans le modèle.

Les piles qui les supportent sont alors calculées au séisme indépendamment des autres. Les efforts sismiques inertiels sur ces piles seront cumulés algébriquement (les efforts de frottement sur une pile seront supposés agir avec la période propre de vibration de cette pile) avec ceux dus au frottement des appareils d'appui qu'elles supportent (fonction de la descente de charge verticale sous combinaison sismique de calcul, et du coefficient de frottement maximal évalué conformément aux prescriptions de la norme NF EN 1337-2).

Les efforts sismiques sur les piles fixes seront quant-à-eux cumulés avec ceux dus au cumul des frottements sur les piles libres. Ce cumul pourra être effectué en utilisant une combinaison de type CQC.

Remarque : Pour les dispositifs glissants qui ne seraient pas sollicités régulièrement (sous effets thermiques ...) ou qui serait en mauvais état, il y a un risque de collage des surfaces (ou grippage). Ce grippage entraîne le développement d'efforts avant glissement qui sont supérieurs aux efforts de frottement générés lors du glissement.

4.2.4 MODÉLISATION DE LA STRUCTURE

Afin d'appréhender le comportement dynamique d'un ouvrage le plus correctement possible à l'aide d'une analyse temporelle, la structure continue (du point de vue mécanique) de l'ouvrage est modélisée par un système discrétisé équivalent représenté par un certain nombre d'éléments reliés les uns aux autres par des nœuds. Cette opération constitue une étape importante dans l'étude du projet tant du point de vue structurel qu'économique. En effet, la qualité des résultats obtenus dépend de la description du modèle, des propriétés liées à la masse, à l'amortissement et à la rigidité de la structure.

Pour les ponts, un modèle filaire, constitué de barres et de poutres planes ou spatiales, est couramment utilisé dans le cas de géométrie simple (poutres droites de type caisson ou de type bipoutre sous hourdis). Pour une structure de géométrie plus élaborée, un réseau de poutres, ou un modèle constitué d'éléments finis, s'impose.

4.2.4.1 Finesse du maillage

Comme dans une analyse statique, la finesse du modèle dépend de l'objet, de la précision et de la nature des résultats recherchés ; par conséquent, il serait souhaitable, dans la mesure du possible, de réaliser plusieurs modèles si cela s'avère nécessaire, à savoir :

- un modèle comportant un maillage grossier ayant un ou plusieurs degrés de liberté (un ou plusieurs oscillateurs simples) pour l'étude de faisabilité ou de paramétrage (étude préliminaire ou étude d'avant-projet),
- un modèle comportant un maillage plus fin pour l'étude de la solution retenue (étude de projet ou étude d'exécution).

Il est à noter qu'à la première phase d'étude, les éléments nécessaires pour l'étude sont définis plus ou moins précisément et par conséquent, une simplification doit être adoptée, avec des hypothèses réalistes, pour obtenir un modèle simple, mais représentatif, afin de ne pas sous-dimensionner ni sur-dimensionner les structures.

L'adoption d'un modèle fin se traduit par un nombre de nœuds et d'éléments plus élevé et en corollaire, un nombre de degrés de liberté plus important. La résolution d'un tel modèle nécessite des moyens en matériel et logiciels performants, sans compter le délai nécessaire pour exploiter une quantité très volumineuse de résultats, notamment dans le cas d'une analyse temporelle réalisée avec une excitation de longue durée et un pas de temps de calcul suffisamment fin pour obtenir des résultats satisfaisants.

Il est à noter également que dans le domaine de la dynamique des structures, la taille des éléments a une influence considérable sur l'erreur numérique des résultats. En effet, un maillage grossier conduit à sous-estimer les amplitudes des déplacements mais en contre partie à surestimer les vitesses de propagation des ondes. Dans les cas courants, ces erreurs sont acceptables si la taille des éléments est prise entre un dixième et un vingtième de la longueur d'onde des déformées modales des modes de vibration influents ou si le nombre de nœuds par travée, est de 5 au minimum.

Par ailleurs, il convient de rappeler qu'une meilleure précision pourrait également être obtenue par l'adoption d'un schéma d'intégration d'ordre plus élevé tout en gardant le même nombre total des nœuds.

4.2.4.2 Introduction des caractéristiques géométriques et massiques

L'introduction des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments doit être effectuée le plus précisément possible ; ceci concerne les propriétés liées à la masse (en translation et en rotation), celles liées à l'amortissement du matériau ainsi qu'aux caractéristiques géométriques (aires et inerties des sections, non fissurées, fissurées pour les éléments en béton ou homogénéisées pour les éléments en construction mixte acier-béton).

Une attention particulière doit être apportée sur la construction automatique, par des logiciels, de la matrice de masse (de cohérence) à partir des données introduites telles que la masse volumique des matériaux et les caractéristiques géométriques des sections et des éléments.

A titre d'exemple, l'utilisation d'éléments de type poutre spatiale, sans nœud intermédiaire (interpolation de type linéaire), implique une concentration des masses aux nœuds d'extrémité de chaque élément (3 en translation et 3 en rotation). Plus la longueur de l'élément est grande, plus l'erreur d'approximation est importante et les résultats obtenus reflètent mal le comportement dynamique de l'ouvrage.

4.2.4.3 Introduction des rigidités

En ce qui concerne la rigidité des éléments structurels, hors zones de rotules plastiques, il est couramment admis que leur comportement reste dans le domaine élastique (ou fissuré). En théorie, il conviendrait d'effectuer un calcul en fourchette afin d'apprécier la sensibilité de la réponse (calcul avec l'inertie de section initiale non fissurée et calcul avec l'inertie d'une section fissurée). En pratique, cette approche en fourchette peut s'avérer très contraignante en terme de calculs et nous proposons de retenir plutôt l'approche suivante :

- dans le cas où $q=1$ on prendra l'inertie de coffrage non fissurée ;
- dans le cas où $1 < q < 1,5$, on prendra en compte l'assouplissement de la pile (prise en compte de l'inertie fissurée ou de la raideur sécante sur la hauteur critique conformément aux prescriptions de l'EC8-2) ;
- dans le cas où $q > 1,5$ (cas exceptionnel dans le cadre de l'utilisation de dispositifs parasismiques), on prendra en compte le caractère non-linéaire des matériaux (ou la raideur non linéaire de certains éléments de structure) sur la hauteur des rotules plastiques potentielles conformément aux prescriptions de l'EC8-2.

4.2.4.4 Introduction de l'amortissement structurel

Lorsque l'amortissement des éléments structurels est à prendre en compte, ses caractéristiques peuvent être introduites en adoptant l'hypothèse de Rayleigh. Selon cette hypothèse, la matrice d'amortissement est proportionnelle aux matrices de masse M et de rigidité K :

$$C = a \cdot M + b \cdot K$$

Les coefficients a et b peuvent être évalués par la résolution d'un système d'équations linéaires à deux inconnues obtenues en considérant le mode fondamental et le mode supérieur bien séparés.

$$\xi_i = a / (2\omega_i) + b \cdot (\omega_i / 2)$$

$$\xi_j = a / (2\omega_j) + b \cdot (\omega_j / 2)$$

Avec :

- ξ_i, ξ_j : taux d'amortissement réduit des modes i et j (0,05 dans les cas courants des structures en béton armé).
- ω_i, ω_j : pulsation de vibration des modes i et j .

Pour les structures constituées de plusieurs matériaux (ex : piles réalisées en béton armé dans la partie inférieure et en charpente métallique dans la partie supérieure), la même procédure indiquée ci-dessus peut être appliquée, soit à partir des sous matrices (de masse et de rigidité) relatives à chacun des matériaux pour former les sous matrices d'amortissement et la matrice d'amortissement du système global, soit à partir des taux d'amortissement modal calculés par une méthode scientifiquement validée.

4.2.4.5 Introduction des liaisons

Des liaisons entre les éléments d'une structure, ou entre la structure elle-même et le milieu extérieur, doivent être également modélisées, de manière aussi fidèle que possible, pour pouvoir représenter correctement le schéma de fonctionnement de l'ouvrage. De ce fait, il est nécessaire de tenir compte des degrés de libertés bloqués, ou libérés, à l'aide de mécanismes internes de type articulation ou relâchement d'une part, et du décalage éventuel de la fibre des éléments poutres représentant le tablier et les nœuds d'extrémité des appuis. Ces liaisons peuvent être des ressorts élastiques, élasto-plastiques ou, éventuellement, des amortisseurs à comportement linéaire ou non-linéaire. La modélisation des ressorts peut être effectuée en suivant les mêmes principes décrits ci avant.

Dans le cas des ponts équipés de butées parasismiques, la modélisation de ces butées est étroitement liée à leur fonction (butée de blocage ou butée de sécurité – cf. §3.2.1.5) :

- les butées de blocage sont à modéliser comme des liaisons rigides bloquant le déplacement entre le tablier et son appui dans la direction considérée ;
- les butées de sécurité, qui interviennent en fin de course des appareils d'appui en élastomère dimensionnés pour le niveau de séisme de calcul, peuvent quant-à elles être modélisées de différentes façons plus ou moins complexes suivant le type d'analyse effectuée :
 - La méthode la plus simple, récemment introduite dans l'annexe nationale de l'Eurocode 8-2 et applicable dans le cadre d'une analyse modale spectrale, consiste à ne modéliser que l'appareil d'appui en élastomère et à dimensionner forfaitairement la butée pour 75% des efforts obtenus. Cette méthode a le mérite de la simplicité mais peu s'avérer peu sécuritaire en cas de dépassement du niveau de séisme réglementaire car elle ne tient pas compte de la rigidification potentielle de la structure après mise en butée.
 - Une méthode alternative, toujours compatible avec une analyse modale spectrale classique, consiste à considérer une courbe bi-linéaire à rigidité croissante telle que définie sur la Figure 68 ci-dessous. L'analyse linéaire équivalente est alors basée sur la rigidité sécante (courbe C), évaluée à partir de la somme de la flèche élastique maximale de l'appui et du jeu de l'attelage (ou course de l'appareil d'appui) $d_y + s$ tels que l'énergie globale mise en jeu (surface balayée par la courbe ci-dessous) soit égale à 1,5 fois l'énergie au déplacement sismique de calcul d_{Ed} .

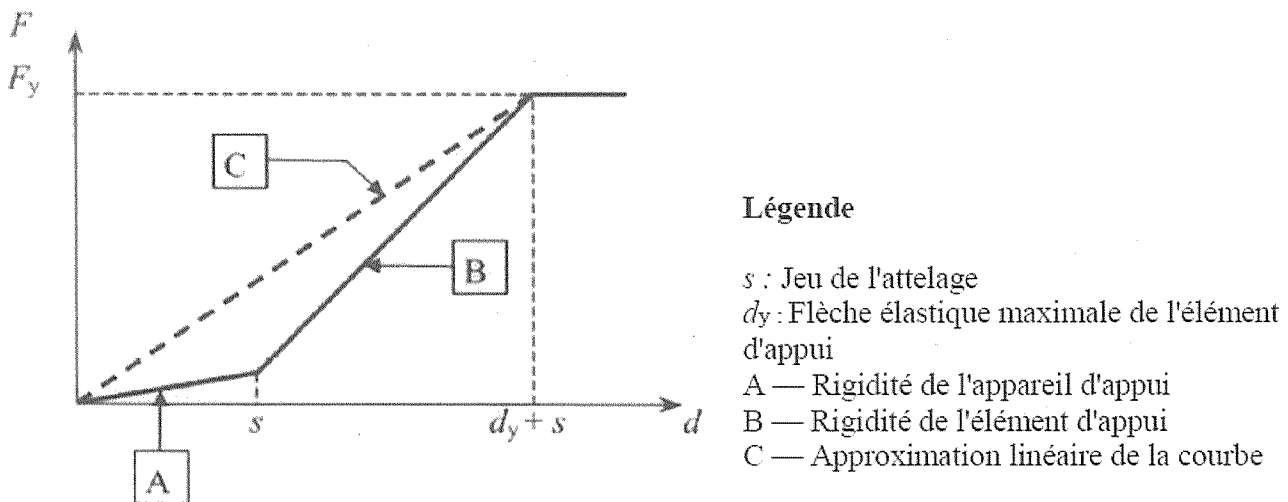


Figure 68 : Courbe force-déplacement de la liaison « butée de sécurité »

- Enfin, dans le cas d'une analyse temporelle non-linéaire par pas de temps, il est possible de modéliser le comportement théorique réel de la butée.

Le modèle mathématique simplifié qui lie la force F_s dans le système « appareil d'appui - butée » et le déplacement « x » du tablier peut ainsi être écrit sous la forme (cf. Figure 69) :

$$F_s = K_a \cdot x$$

$$\text{si : } -x_a < x < x_a$$

$$F_s = K_a \cdot x + K_p \cdot (x + x_a) \quad \text{si : } x < -x_a$$

$$F_s = K_a \cdot x + K_p \cdot (x - x_a) \quad \text{si : } x > x_a$$

Avec :

- K_a : rigidité de l'appareil d'appui (N/m),
- K_p : rigidité de la pile ou de la culée (N/m),
- x_a : déplacement maximal autorisé de l'appareil d'appui (m).

La butée est alors à modéliser en majorant l'intensité sismique de 50%, en cohérence avec l'application réglementaire du coefficient de fiabilité $\gamma_{IS}=1,50$.

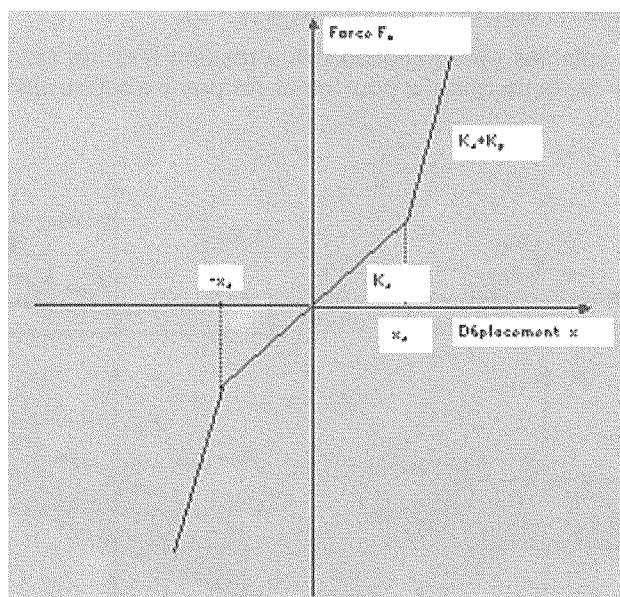


Figure 69 : Modélisation des butées dans le cadre d'une analyse dynamique temporelle

En ce qui concerne la modélisation des amortisseurs, elle sera traitée dans le paragraphe 4.2.4.6 ci-après.

Enfin, pour ce qui est des liaisons avec le milieu extérieur, les effets de l'interaction sol-structure sont à prendre en compte dans la modélisation lorsque l'ouvrage est sensible aux effets du 2nd ordre ou lorsque la structure présente une grande rigidité (période propre inférieure à 0,2 seconde environ). Dans ce cas, le sol et la fondation peuvent être modélisés à l'aide de ressorts et d'amortisseurs dont les propriétés sont déterminées en fonction des paramètres relatifs au sol, à la géométrie des fondations et au comportement dynamique propre à l'ouvrage et à l'excitation appliquée.

4.2.4.6 Modèles rhéologiques des liaisons (amortisseurs)

Ces liaisons sont modélisées à l'aide d'éléments spéciaux ou d'une combinaison, soit en série, soit en parallèle de ceux-ci. Elles ont pour objet de représenter une relation linéaire ou non-linéaire entre les mêmes degrés de liberté des deux nœuds d'extrémité de l'élément. Elles permettent de simuler des mécanismes composés de ressorts et d'amortisseurs. Lorsque la liaison a un comportement de type linéaire, les coefficients de rigidité K et d'amortissement C sont constants. Dans le cas contraire, K et C dépendent respectivement du déplacement relatif « x » et de la vitesse « v » entre deux nœuds d'extrémité de l'élément et dans la même direction de liaison. L'amortissement peut être de type non-linéaire si la relation entre C et V est une fonction non linéaire.

La modélisation de différents types d'amortisseurs est décrite ci-après :

4.2.4.6.1 Amortisseur à frottement

Dans l'hypothèse d'un frottement sec, de type Coulomb, l'effort dû à ce frottement est proportionnel à la force normale et agit suivant le sens opposé au mouvement. Il est défini comme suit :

$$F_d = \mu \cdot N \quad \text{si } v > 0,$$

$$F_d = -\mu \cdot N \quad \text{si } v < 0$$

Avec :

- F_d : effort dans l'amortisseur (N),
- μ : coefficient de frottement,
- v : vitesse de déplacement relatif (m/s).

La modélisation de ce type de comportement nécessite des précautions particulières en ce qui concerne les difficultés de convergence numérique au droit de la discontinuité ($v = 0$).

Ces difficultés peuvent être aplanies par l'adoption d'une relation linéaire, entre F_d et v , sur une faible zone de vitesse. La limitation de la largeur de cette zone a pour objet ne pas introduire un amortissement visqueux dans le système.

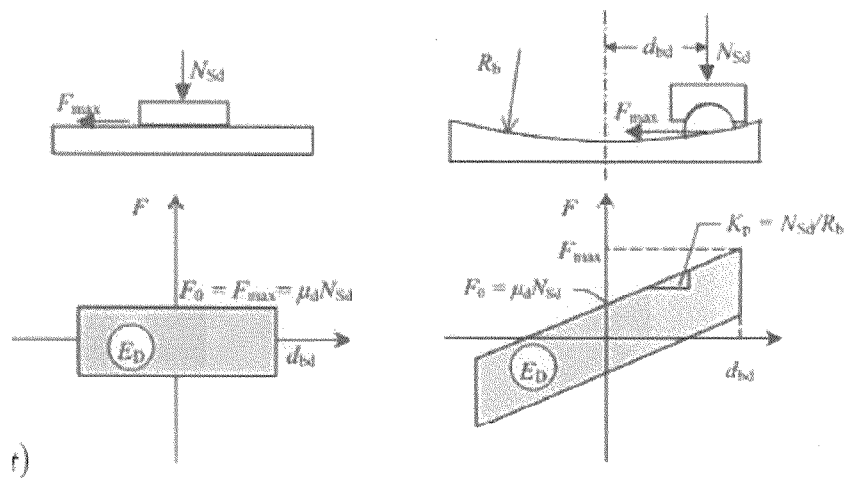


Figure 70 : Modélisation des amortisseurs à frottement

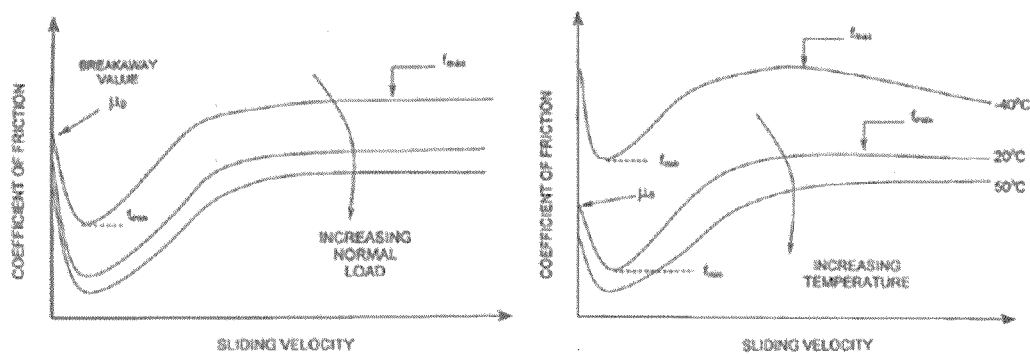


Figure 71 : Variation du coefficient de frottement selon la vitesse, la pression et la température (Casarotti, 2004)

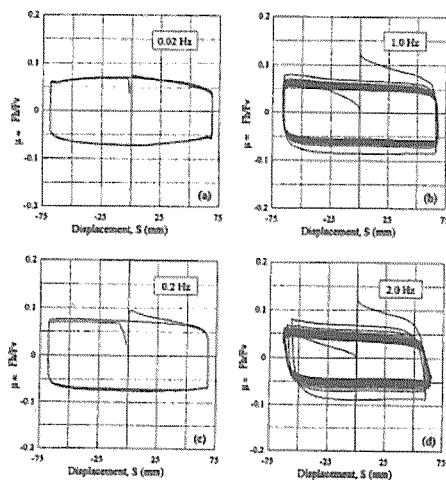


Figure 72 : Courbes d'hystérésis du téflon non-charge sous une pression de 30MPa (Bondonnet et Filiatrault, 1997)

4.2.4.6.2 Amortisseur visqueux linéaire

Sa loi de comportement est de la forme :

$$F_d = C \cdot v$$

Avec :

- F_d : effort normal dans l'amortisseur (N),
- v : vitesse de déplacement relatif (m/s),
- C : coefficient de viscosité (N/m/s).

4.2.4.6.3 Amortisseur « pur » à fluide visqueux non-linéaire

Une des lois de comportement la plus couramment utilisée est la suivante :

$$F_d = C \cdot v^\alpha \quad \text{ou} \quad F_d = C \cdot (\text{signe de } v) \cdot |v|^\alpha$$

Avec :

- F_d : effort normal dans l'amortisseur (N),
- C : coefficient de viscosité (N/(m/s) $^\alpha$),
- v : vitesse de déplacement relatif (m/s),
- $|v|$: valeur absolue de la vitesse de déplacement relatif,
- α : exposant dépendant du fluide utilisé.

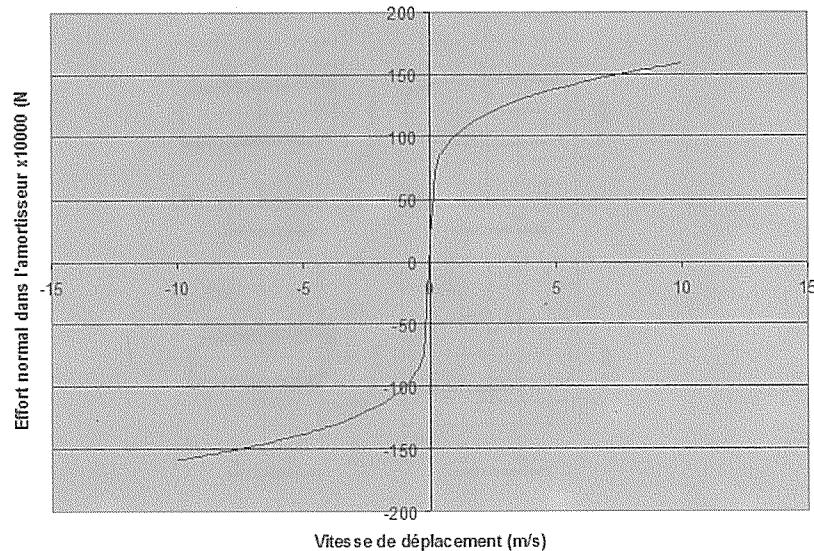


Figure 73 : Modélisation de l'amortisseur à fluide visqueux non-linéaire

4.2.4.6.4 Amortisseur hybride à fluide visqueux non-linéaire

Lorsque le fluide dans l'amortisseur présente une certaine compressibilité et est soumis à une pression initiale, la loi de comportement de ce type d'amortisseur peut être modélisée par un ressort de rigidité K mis en série avec un amortisseur « pur » à comportement non-linéaire de type $C.v^\alpha$ décrit ci-avant.

La modélisation peut être réalisée soit par deux éléments distincts reliés entre eux par un nœud intermédiaire, soit par un élément à comportement global de type : $F = K.x_1 + C.v_2^\alpha$.

4.2.4.6.5 Ressort amortisseur

La loi de comportement d'un ressort amortisseur précontraint est de la forme :

$$F_d = F_o + K \cdot (x - x_o) + C \cdot v^\alpha$$

Avec :

- F_d : effort dans l'amortisseur (N),
- F_o : effort de précontrainte (N),
- K : rigidité du ressort, (N/m),
- x_o : déplacement relatif initial entre deux nœuds d'extrémité,
- x : déplacement relatif entre deux nœuds d'extrémité,
- v : vitesse de déplacement relatif (m/s),
- C : coefficient de viscosité (N/(m/s) $^\alpha$),
- α : exposant dépendant de l'écoulement et du fluide utilisé.

La modélisation de ce type d'amortisseur peut être effectuée soit à l'aide d'un seul élément précontraint par une force initiale F_o , de rigidité K et d'amortissement non-linéaire, soit à l'aide d'un ressort et d'un amortisseur pur non-linéaire mis en parallèle.

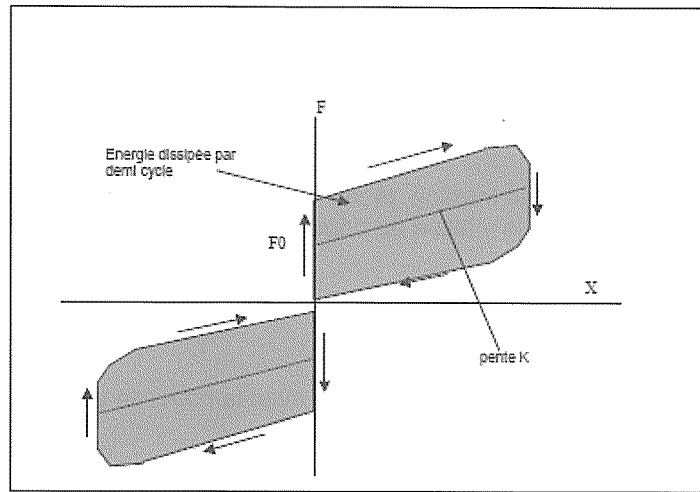


Figure 74 : Modélisation de l'amortisseur à ressort précontraint

4.2.4.6.6 Amortisseur à acier plastifiable

Les ressorts élasto-plastiques soumis à des charges cycliques dissipent également de l'énergie dont la quantité dépend de l'aire des boucles d'hystérésis.

En désignant « x_{et} » le déplacement limite de la phase élastique :

$$x_{et} = x_0 + \frac{F_{et}}{K}$$

Avec :

- x_0 : déplacement initial (m),
- F_{et} : limite élastique de traction (N),
- K : rigidité (N/m).

Si $v = \frac{dx}{dt} > 0$, et x , le déplacement « actuel », alors :

$$F = F_{et} - K \cdot (x_{et} - x) \quad \text{pour } x < x_{et}$$

$$F = F_{et} + K' \cdot (x - x_{et}) \quad \text{pour } x > x_{et}$$

Avec :

- K' : rigidité du système au-delà de la limite élastique (N/m).

Lorsque la vitesse de déplacement devient nulle, le déplacement est maximal; le déchargement commence lorsque la vitesse de déplacement devient négative.

$$F = F_t - K \cdot (x_{tmax} - x) \quad \text{si } x_{ec} = \left(x_{tmax} - \frac{(F_t - F_{ec})}{K} \right) < x < x_{tmax}$$

$$F = F_{ec} - K' \cdot (x - x_{ec}) \quad \text{si } x_{cmin} = \left(x_{ec} - \frac{(F_c - F_{ec})}{K'} \right) < x < x_{ec}$$

Avec :

- x_{tmax} : déplacement (maximal) correspondant à l'effort limite de traction (m),
- x_{ec} : déplacement correspondant à la limite élastique de compression (m),
- x_{cmin} : déplacement (minimal) correspondant à l'effort limite de compression (m),

- F_t : effort limite de traction (N),
 F_{ec} : limite élastique de compression (N).
 F_c : effort limite de compression (N).

Lorsque le cycle de déchargement est terminé, la vitesse devient nulle et le déplacement atteint la valeur x_{cmin} et de nouveau le chargement recommence et la vitesse de déplacement relatif devient positive :

$$F = F_c - K \cdot (x - x_{cmin}) \quad \text{si} \quad x < x_{cmin} - \frac{F_c}{K}$$

Quand $x \geq x_{cmin} - \frac{F_c}{K}$, le cycle recommence avec la nouvelle valeur x'_0 : $x'_0 = x_{cmin} - \frac{F_c}{K}$

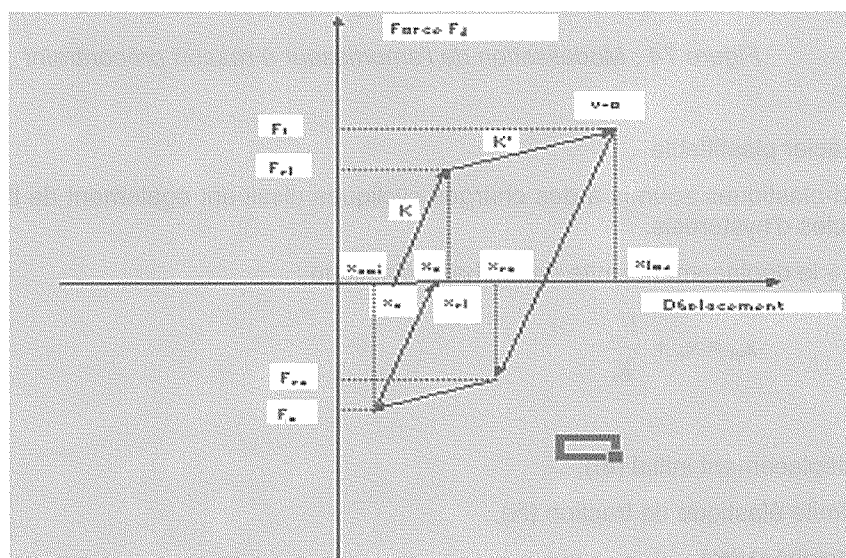


Figure 75 : Modélisation de l'amortisseur à acier plastifiable

4.2.4.7 Simplifications possibles

Dans le cas d'un ouvrage d'art répondant aux conditions suivantes :

- Longueur ℓ inférieure à 60 m
- Largeur $b > \ell / 5$
- biais inférieur à 30°

On pourra considérer que :

- Le tablier est indéformable dans le plan horizontal.
- Le mouvement du sol est identique pour tous les appuis.

Dès lors, le calcul des efforts dus au séisme horizontal pourra s'effectuer avec un oscillateur à 3 degrés de liberté au plus (les 2 déplacements dans le plan horizontal et la rotation d'axe vertical) soumis à un déplacement du sol identique en tout point.

La masse prise en compte correspond aux charges permanentes et à la fraction des surcharges définies par l'article 4.1.2 de l'EC8-2, soit $\psi_{2,1} = 0$ pour les ponts à trafic normal et les passerelles (plupart des cas), $\psi_{2,1} = 0,2$ (resp. 0,3) pour les ponts routiers (resp. ferroviaires) supportant un trafic intense.

4.2.5 MÉTHODES DE CALCUL

4.2.5.1 Calcul théorique

La plupart du temps, les calculs dynamiques non linéaires sont menés à partir de logiciel très spécifiques. Néanmoins, une programmation « à la main », à l'aide d'un tableur par exemple, peut être utilisée lorsque le nombre de degrés de liberté est faible, ce qui est souvent le cas lorsqu'on utilise ce type de dispositifs qui permettent découplage quasi parfait entre la réponse tablier (qui se comporte alors comme un bloc rigide) et celle des appuis. Dans le cas particulier à un seul degré de liberté, l'équation de la dynamique $m\ddot{x} = -kx + F(x, \dot{x}) + m\ddot{u}$ peut se discrétiser par l'expression de Newmark :

$$m \left(\frac{x(t + \Delta t) - 2x(t) + x(t - \Delta t))}{\Delta t^2} \right) = -kx(t) + F \left[x(t), \left(\frac{x(t) - x(t - \Delta t))}{\Delta t} \right) \right] + m\ddot{u}(t)$$

ce qui permet, connaissant le déplacement aux instants t et $t - \Delta t$, de le déterminer à l'instant $t + \Delta t$.

Dans cette expression, $F(x(t), \dot{x}(t))$ représente la force exercée par l'amortisseur, qui dépend du déplacement et de la vitesse relative, et $\ddot{u}(t)$ l'accélération du sol (connue par l'accélérogramme).

Il convient pour cette analyse de considérer un pas de temps suffisamment faible ($\Delta T < T_0/10$, avec T_0 la période fondamentale de l'ouvrage).

A noter que d'autres algorithmes sont également possibles pour résoudre l'équation de la dynamique.

4.2.5.2 Calcul automatisé

Les développements informatiques récents ont permis des progrès colossaux dans les possibilités de modélisation et d'analyse des structures, à la fois par l'augmentation de la puissance et de la rapidité de calcul et par le développement de logiciels toujours plus performants, sophistiqués et ergonomiques.

Actuellement, l'offre logicielle pour les calculs dynamiques non linéaires d'ouvrages de génie civil est extrêmement riche et variée. Grand nombre de ces logiciels disposent en outre de modules intégrés permettant de modéliser automatiquement les dispositifs parasismiques les plus couramment utilisés.

La contrepartie de cette facilité de calcul et d'analyse réside dans le fait que ces logiciels s'apparentent souvent à des « boîtes noires », laissant peu de latitude à l'utilisateur dans la maîtrise des paramètres et hypothèses d'entrée (dont plusieurs sont définies par défaut de manière masquée) et peu de contrôle des résultats de calculs.

4.2.6 EXPLOITATION DES RÉSULTATS

Pour l'exploitation des résultats, on distingue le cas des méthodes simplifiées et le cas des méthodes générales.

4.2.6.1 Cas des méthodes simplifiées

Le calcul par les méthodes simplifiées consistant en une analyse modale spectrale, les résultats sont exploités comme dans le cas des ponts non munis de dispositifs parasismiques, c'est-à-dire en assimilant efforts et déplacements sismiques de calcul à des cas de charge statiques.

Toutefois, dans le cas où, du fait de la variabilité des caractéristiques (raideur, amortissement...) des dispositifs parasismiques, les calculs auraient été menés avec différents jeux de valeurs de ces caractéristiques, on retiendra les valeurs extrêmes des résultats correspondants aux différents calculs. Ces valeurs extrêmes pourront ne pas correspondre toutes à un même jeu de valeurs des caractéristiques des dispositifs parasismiques. Les efforts maximaux dans un appui donné pourront par exemple correspondre au cas d'une raideur maximale, alors que les déplacements maximaux du tablier, ou les efforts maximaux dans un autre appui, pourront correspondre au cas d'une raideur minimale. Chaque appui sera alors dimensionné avec la valeur maximale des efforts dans cet appui, et les dispositions constructives devront prendre en compte les valeurs maximales des déplacements calculés.

4.2.6.2 Cas des méthodes générales

Chaque calcul a été réalisé à partir de trois accélérogrammes agissant simultanément suivant les trois directions de l'espace (ou deux seulement si l'on néglige le séisme vertical). Plusieurs calculs temporels ont ainsi été réalisés, avec plusieurs jeux de trois accélérogrammes, en principe au moins trois jeux (cf. EC8-2 §3.2.3(1)P et 4.2.4.3).

Soit R_i la valeur maximum d'une variable (solicitation, réaction d'appui, contrainte, déplacement) obtenue au cours du temps avec le calcul temporel utilisant le jeu i d'accélérogrammes.

Si les calculs ont été faits avec sept jeux d'accélérogrammes ou davantage, la valeur de dimensionnement R à retenir doit être prise égale à la moyenne des valeurs R_i obtenues à l'aide des différents jeux d'accélérogrammes. Si les calculs ont été faits avec un nombre de jeux d'accélérogrammes compris entre trois et six, la valeur de dimensionnement R à retenir doit être prise égale à l'enveloppe (maximums) des valeurs R_i obtenues à l'aide des différents jeux d'accélérogrammes.

En effet, bien que la variabilité naturelle de l'action sismique ait déjà été prise en compte dans la définition du spectre élastique réglementaire, il est nécessaire de tenir compte du fait que l'on n'utilise pas un nombre infini d'accélérogrammes.

De plus, dans le cas où la valeur d'un déplacement serait déterminante vis-à-vis de la stabilité générale de l'ouvrage, pour déterminer par exemple une longueur de repos sur un appui (pile ou culée), ou bien vis-à-vis du fonctionnement d'un dispositif parasismique, on retiendra non pas la valeur moyenne éventuellement majorée, mais la valeur maximale de ce déplacement.

Enfin, dans le cas où, du fait de la variabilité des caractéristiques (raideur, amortissement...) des dispositifs parasismiques, les calculs auraient été menés avec différents jeux de valeurs de ces caractéristiques, on appliquera l'enveloppe des sollicitations calculées.

4.3 DIMENSIONNEMENT

Les dispositifs et leur fixation sont vérifiés selon la norme NF EN 15129, en tenant compte des prescriptions suivantes :

1- Combinaison des charges accidentelle

$$G + 0.5 T + S$$

Avec

G : charge permanente avec prise en compte des effets du retrait et du fluage

T : effet de la température

S : action sismique sur le dispositif due à la combinaison des 3 directions de séisme.

2- Les dispositifs ne doivent en principe pas arriver en butée pour le séisme de calcul. Par exemple, pour assurer un comportement correct des dispositifs hydrauliques, les déformations des parties principales (piston, cylindre) doivent être limitées. Cela est obtenu en leur conférant une résistance et une capacité de déformation (ou souffle) majorées.

Ainsi, la norme NF EN 1998-2 (EC8-2) préconise de dimensionner ces dispositifs sur la base d'un coefficient de fiabilité $\gamma_{IS} = 1,50$ à appliquer au déplacement de calcul, lui-même établi en tenant compte de la variabilité des propriétés des dispositifs (cf. EC 8-2, §4.2.4.5). Par exemple que dans le cas d'amortisseurs visqueux $F=C.V^\alpha$, la majoration correspondante de l'effort transmis est $\gamma_{IS}^{\alpha/2}$ (cf. EC 8-2 §7.6.2(4)NOTE).

Le reste de la structure (attaches des dispositifs et éléments structurels de l'ouvrage) doit être dimensionné en appliquant le principe du dimensionnement en capacité en prenant comme valeurs du coefficient de sur-résistance $\gamma_0 = 1,10$ et en tenant compte le cas échéant des majorations intrinsèques à chaque type de dispositifs (cf. §3.1).

5. PROBLÉMATIQUES LIÉES À LA DURABILITÉ ET À L'ENTRETIEN DES DISPOSITIFS

La durabilité est un point essentiel pour garantir le bon fonctionnement des dispositifs lors d'un séisme. En effet si un dispositif s'est dégradé dans le temps (effets néfastes du vieillissement tels que grippage, fuites de liquide ou altération des propriétés mécaniques...), il ne sera plus en mesure d'assurer son rôle de dissipateur d'énergie ou d'isolation et l'intégrité de la structure sous séisme ne sera alors plus assurée.

Pour une bonne durabilité des dispositifs, il est donc important de veiller à une fabrication conforme aux préconisations de la norme NF EN 15129 [6], validée par des essais de qualification (§5.1). Il convient également que le fabricant fournisse à l'utilisateur une liste complète des propriétés de ses dispositifs et des **prescriptions relatives à leur entretien/maintenance** en se référant aux exigences de cette norme (cf. §5.2)

Enfin, une attention particulière doit être apportée lors de l'installation, notamment du point de vue de l'attache sur la structure, de façon à garantir leur bon fonctionnement (§5.2).

Globalement, les études ont montré que pour des dispositifs bien installés et dont la fabrication était conforme aux préconisations, leur comportement et leur durabilité étaient satisfaisants (peu d'évolution des propriétés des matériaux et maintien du bon fonctionnement et de l'efficacité des dispositifs).

5.1 ESSAIS DE QUALIFICATION SELON LA NORME NF EN 15129

Différents types d'essais doivent être envisagés pour qualifier les dispositifs parasismiques. Le cahier des charges de ces essais doit être défini en fonction des caractéristiques de chaque projet et de la particularité des dispositifs mis en œuvre. On cherche donc à vérifier que les caractéristiques de ces dispositifs ainsi que leurs réponses, sous une excitation sismique donnée, sont conformes aux valeurs annoncées par le fournisseur.

Depuis sa publication en janvier 2010, la norme NF EN 15129, "Dispositifs anti-sismiques", encadre les différents essais de qualification à mettre en œuvre pour les dispositifs parasismiques. En effet, cette norme fournit les exigences de fonctionnement, de dimensionnement, ainsi que les caractéristiques des matériaux, de fabrication et d'essais à mettre en œuvre. Des éléments sont également fournis pour l'installation et la maintenance de ces dispositifs.

La norme NF EN 15129 s'intéresse donc au dispositif en lui-même. Les éléments d'analyse de la structure dans son ensemble, ou de dimensionnement sont quant-à eux fournis par l'Eurocode 8-2. Les deux normes sont d'ailleurs dans le même esprit concernant les exigences fondamentales. En effet, selon la NF EN 15129, les dispositifs anti-sismiques doivent répondre aux exigences de non-effondrement (pas de rupture locale ou globale dans le dispositif et maintien d'une résistance mécanique résiduelle) et de dommages limités sous séisme (le système ne doit pas avoir besoin d'être remplacé sauf dans le cas des fusibles et éventuellement des amortisseurs élasto-plastiques). Tout cela est donc cohérent car les dispositifs parasismiques ne peuvent être déconnectés de la structure à laquelle ils appartiennent. En effet, selon le type de dispositifs, leur comportement dépend de la période de la structure, des déplacements, des forces induites (descente de charge par exemple)... Cette interdépendance entre les dispositifs et la structure à laquelle ils appartiennent, conduit également, dans la norme, à laisser le choix de certains essais ou paramètres à "l'ingénieur concepteur".

Le but de la norme NF EN 15129 est donc de normaliser les dispositifs parasismiques, ainsi que les procédés de fabrication et d'essais et ainsi permettre un marquage CE. Le marquage CE permet aux fabricants de proposer des dispositifs marqués, ou des dispositifs de caractéristiques proches (le domaine d'extension du marquage étant défini dans la norme), sans avoir de nouveau recourt à toute l'analyse de conformité. Le principe de marquage des dispositifs parasismiques peut paraître surprenant, car il est étroitement lié à son utilisation et au contexte de son emploi, qui peuvent être distincts pour chaque projet. Néanmoins cette norme a le mérite de fixer désormais un cadre normatif et des règles d'emploi sur lesquels les fabricants, maîtres d'œuvre et maîtres d'ouvrage peuvent s'appuyer pour l'utilisation de tels dispositifs.

5.1.1 EXIGENCES DE LA NORME NF EN 15129

Les différents types d'essais à mener sur les dispositifs parasismiques sont donc définis dans la norme NF EN 15129. L'extrait suivant de cette norme permet de bien définir ces exigences :

"Tout type de dispositif doit être soumis à une procédure de validation technique, qui doit inclure les éléments prouvant que le dispositif est conforme à ses exigences fonctionnelles. Elle doit apporter la preuve que le système restera opérationnel dans son domaine d'utilisation, y compris en situation sismique, pendant sa durée de service. Elle doit inclure au moins les éléments suivants :

- une description des plages d'utilisation des paramètres applicables au type de dispositif considéré, couvert par la procédure de validation ;
- une méthode d'estimation de la durée de service escomptée ;
- la preuve de la capacité du dispositif à fonctionner en toute stabilité et fiabilité pendant sa durée de service;
- les valeurs des propriétés mécaniques du système;
- la plage correspondant à des conditions environnementales acceptables ;
- la description du comportement au-delà de l'action sismique de calcul afin de déterminer les valeurs de γ_m ;
- la description des lois de comportement adaptées pour analyse ;
- un modèle décrivant le comportement du dispositif dans différentes conditions d'utilisation, y compris toutes les combinaisons d'actions définies dans l'EN 1990, représentatives des phénomènes physiques escomptés pendant la durée de service, notamment pendant un séisme ;

NOTA : Il convient de tenir compte des interactions avec des éléments de structure voisins.

- des essais de type couvrant les plages d'utilisation prévues pour les paramètres applicables.

Un dossier de validation, comprenant tous les éléments rassemblés au cours de la procédure de validation, doit être présenté pour le dispositif. Il doit comprendre au moins une liste de ses propriétés et une description du dispositif, de son domaine d'utilisation, de ses lois de comportement, du modèle d'analyse lorsqu'il est inclus dans un modèle structural, et des particularités associées. Il doit comprendre toutes les informations liées aux propriétés géométriques, physiques, biologiques, chimiques et mécaniques et aux tolérances."

Afin de valider tous les points précédents, la norme NF EN 15129 définit donc des essais de type et des essais de contrôle de la production en usine, pour chaque type de dispositifs. Certains aspects de ses essais sont à définir par l'ingénieur concepteur (tolérances, fréquence de certains essais...), et il convient de veiller à la cohérence de ces aspects.

Les dispositifs sont classés en quatre familles, chacune ayant des exigences spécifiques :

- dispositifs de liaison rigide : dispositifs de liaison permanente ou temporaire, butées fusibles, ...
- dispositifs dépendant du déplacement : dispositifs élasto-plastiques, ...
- dispositifs dépendant de la vitesse : amortisseurs à fluide visqueux, amortisseurs à ressort, ...
- isolateurs : élastomères (éventuellement à noyau de plomb), dispositifs de glissement à surface courbe, ...

5.1.2 ESSAIS ET DOMAINE D'EMPLOI

Pour la validation de la conformité sous séisme, la norme NF EN 15129 impose des essais de type et des essais de contrôle de la production en usine. La procédure d'obtention du marquage CE est fournie dans l'annexe ZA de la norme.

Les éléments donnés dans ce chapitre définissent les grandes lignes des deux types d'essais à mener pour caractériser les dispositifs et valider leur conformité. Pour le détail de chaque essai, il conviendra de se référer à la norme NF EN 15129, à laquelle tous les dispositifs doivent se conformer.

Les essais permettent de qualifier les dispositifs vis à vis du comportement interne et statique (vérification de la course du piston, détermination de paramètres intrinsèques comme la force maximum, déplacement de rupture, etc.), et du comportement dynamique (lois de comportement sous chargement cyclique, détermination du module de cisaillement dynamique, etc.).

Pour tous les essais, une attention particulière doit être apportée à la température. En effet chaque essai est défini à une température donnée, les caractéristiques des dispositifs dépendants, plus ou moins fortement, de ce paramètre.

5.1.2.1 Essais de type (ITT)

Les essais de type servent à valider les caractéristiques et performances du dispositif par rapport au besoin. En général, on fabrique un ou plusieurs dispositifs spécialement pour vérifier ces aspects. Ces essais sont à mener uniquement s'il s'agit d'un nouveau dispositif, c'est à dire sortant de la plage de tolérance définie par la norme, par rapport à un dispositif existant.

Les essais de type initiaux doivent être complétés par des calculs pour l'évaluation de la performance finale du dispositif parasismique, (les calculs doivent être menés en accord avec les clauses relatives au type du dispositif).

Pour les dispositifs combinés, chaque composant du dispositif doit répondre à ses exigences propres et le dispositif complet doit répondre aux exigences sur les dispositifs combinés.

Les tableaux du chapitre 5.2.3 (issus du chapitre 10 de la norme NF EN 15129) donnent les différents essais de type à réaliser pour chaque type de dispositifs.

Le rapport d'essai de type doit comprendre au moins les éléments suivants :

- a) identification des dispositifs ou des échantillons du test (nom du fabricant, origine et numéro du lot de fabrication du dispositif) ;
- b) dimensions, forme et configuration des dispositifs ou des échantillons ;
- c) date, type, durée de l'essai, ainsi que toutes autres informations pertinentes ;
- d) description de l'équipement d'essai;
- e) enregistrement graphique continu complet des résultats de l'essai, le cas échéant ;
- f) description de l'état du dispositif ou de l'échantillon avant et après l'essai ;
- g) tout incident anormal survenu pendant l'essai ;
- h) déclaration que l'essai a été exécuté conformément à la présente Norme.

NOTA : Il est recommandé d'inclure dans le compte rendu d'essai tous les détails opératoires de l'essai, non évoqué dans la présente norme mais qui peuvent s'avérer utiles à l'ingénieur ou au propriétaire.

5.1.2.2 Essais de contrôle de la production en usine (FPC)

Les essais de contrôle de la production en usine, servent à contrôler que le processus de fabrication correspond toujours aux critères du marquage et que les dispositifs produits sont eux aussi conformes. Le fabricant doit obligatoirement avoir un système de FPC pour s'assurer que les dispositifs parasismiques fabriqués sont conformes aux caractéristiques définies.

Les tableaux du chapitre 5.2.3 (issus du chapitre 10 de la norme NF EN 15129) donnent les différents essais de contrôle de la production en usine à réaliser pour chaque type de dispositifs.

Pour le contrôle de la production en usine :

- Le fabricant doit établir, documenter et maintenir un système de FPC pour s'assurer que les produits fabriqués sont conformes aux caractéristiques de performances établies.
- Le fabricant est chargé d'organiser l'application effective du système de contrôle de production. Les tâches et responsabilités dans l'organisation du contrôle de production doivent être documentées et cette documentation doit être mise à jour.
- Le fabricant doit rédiger et mettre à jour les documents définissant le contrôle de production qu'il applique.
- Les opérations de contrôle de production doivent inclure certaines ou toutes les opérations suivantes :
 - a) la spécification et la vérification des matières premières et composants ;
 - b) les contrôles et essais à mener durant la fabrication selon une fréquence fixée ;
 - c) les vérifications et essais à effectuer sur les produits finis selon une fréquence fixée dans les spécifications techniques et adaptée au produit et à ses conditions de fabrication.
- Le fabricant doit posséder ou avoir à disposition les installations, l'équipement et le personnel qui le rendent capable d'effectuer les vérifications et essais nécessaires.

- Le fabricant doit avoir la responsabilité de calibrer ou vérifier et maintenir les équipements de contrôle, de mesure et d'essai en bon état de fonctionnement, qu'ils lui appartiennent ou non.
- Les résultats d'inspections, d'essais ou de validation requérant une action doivent être enregistrés, comme chaque action faite.

5.1.2.3 Références des essais de type et de contrôle de production en usine

Les tableaux ci-dessous définissent les essais de type et de contrôle de la production en usine à mettre en œuvre pour chaque type de dispositif, en renvoyant aux parties correspondantes des normes visées. Ils précisent également la fréquence des essais.

Dispositifs de liaison rigide

Type de dispositifs	Nature des essais	Objet du contrôle	Contrôle conformément à :		Fréquence des essais
			Norme	§	
Dispositifs de liaison permanente	ITT	Voir NF EN 1337-8	NF EN 1337	8	
	FPC	Voir NF EN 1337-8	NF EN 1337	8	
Butées fusibles	ITT	Essai de charge de service	NF EN 15129	5.2.4.2	1 prototype
		Essai de fatigue		5.2.4.3	1 prototype
Essai de rupture		5.2.4.4		1 prototype	
	FPC	Essai de réception	NF EN 15129	5.2.5	100%
Dispositifs de liaison (dynamique) temporaire	ITT	Essai de pression	NF EN 15129	5.3.4.2	1 prototype
		Essai à faible vitesse		5.3.4.3	1 prototype
		Essai d'usure d'étanchéité		5.3.4.4	1 prototype
		Essai de charge impulsive		5.3.4.5	1 prototype
		Essai de dépassement de charge		5.3.4.6	1 prototype
		Essai de chargement cyclique		5.3.4.7	1 prototype
	FPC	Essai de pression	NF EN 15129	5.3.4.2	5 %
Essai à faible vitesse		5.3.4.3		5 %	
Essai de charge impulsive		5.3.4.5		5 %	

Dispositifs dépendant du déplacement

Type de dispositifs	Nature des essais	Objet du contrôle	Contrôle conformément à :		Fréquence des essais
			Norme	§	
Linéaire	ITT	Évaluation du cycle effort-déplacement Essai en rampe	NF EN 15129	6.4.4 (a) 6.4.4(b)	1 prototype 1 prototype
	FPC	Évaluation du cycle effort-déplacement Essai en rampe	NF EN 15129	6.4.5 6.4.5	2 % 2 %
Non linéaire	ITT	Évaluation du cycle effort-déplacement Essai en rampe	NF EN 15129	6.4.4 (a) 6.4.4(b)	1 prototype 1 prototype
	FPC	Évaluation du cycle effort -déplacement Essai en rampe	NF EN 15129	6.4.5 6.4.5	2 % 2 %

Dispositifs dépendant de la vitesse

Type de dispositifs	Nature des essais	Objet du contrôle	Contrôle conformément à :		Fréquence des essais
			Norme	§	
Amortisseurs à fluide visqueux	ITT	Essai de pression Essai à faible vitesse Essai de loi de comportement Essai de l'efficacité de l'amortissement Essai cyclique de résistance au vent Essai d'usure d'étanchéité Essai de vérification de course	NF EN 15129	7.4.2.2 7.4.2.3 7.4.2.5 7.4.2.7 7.4.2.8 7.4.2.9 7.4.2.10	1 prototype 1 prototype 1 prototype 1 prototype 1 prototype 1 prototype 1 prototype
	FPC	Essai de pression Essai à faible vitesse Essai de loi de comportement Essai de l'efficacité de l'amortissement	NF EN 15129	7.4.2.2 7.4.2.3 7.4.2.5 7.4.2.7	100 % 5 % 5 % 5 %
Amortisseurs à ressort fluide	ITT	Essai de pression Essai à faible vitesse Essai de loi de comportement Essai de l'efficacité de l'amortissement Essai cyclique de résistance au vent Essai d'usure d'étanchéité Essai de vérification de course	NF EN 15129	7.4.2.2 7.4.2.4 7.4.2.6 7.4.2.7 7.4.2.8 7.4.2.9 7.4.2.10	1 prototype 1 prototype 1 prototype 1 prototype 1 prototype 1 prototype 1 prototype
	FPC	Essai de pression Essai à faible vitesse Essai de loi de comportement Essai de l'efficacité de l'amortissement	NF EN 15129	7.4.2.2 7.4.2.4 7.4.2.6 7.4.2.7	100 % 5 % 5 % 5 %

Contrôle et essais des isolateurs en élastomère

Nature des essais	Objet du contrôle	Contrôle conformément à :		Fréquence des essais
		Norme	§	
ITT	Capacité en compression sous un déplacement latéral nul	NF EN 15129	8.2.4.1.5.1	2 prototypes
			8.2.4.1.2	
	Rigidité à la compression		8.2.4.1.5.1 8.2.4.1.2	2 prototypes
	Caractéristiques horizontales sous déformation cyclique		8.2.4.1.5.2 8.2.4.1.2	2 prototypes
	Variation des caractéristiques horizontales sous déformations cycliques avec la température		8.2.4.1.5.2 8.2.4.1.2	2 prototypes
	Variation des caractéristiques horizontales sous déformations cycliques avec la fréquence		8.2.4.1.5.2 8.2.4.1.2	2 prototypes
	Variation des caractéristiques horizontales sous déformations cycliques avec chargement cyclique répété		8.2.4.1.5.2 8.2.4.1.2	2 prototypes
	Variation des caractéristiques horizontales sous déformations cycliques avec le vieillissement		8.2.4.1.5.2 8.2.4.1.2	2 prototypes
	Capacité latérale sous les charges verticales maximale et minimale		8.2.4.1.5.3 8.2.4.1.2	2 prototypes
Chargement répété en compression (isolateurs de ponts uniquement)	EN1337-3:2005	4.3.4	Conformément au 4.3.4 Tableau 7 de l'EN1337-3:2005	
Résistance à l'ozone (isolateurs de ponts uniquement)	EN1337-3:2005	4.3.4	Conformément au 4.3.4 Tableau 7 de l'EN1337-3:2005	
FPC	Rigidité à la compression	NF EN 15129	8.2.4.1.5.1 8.2.4.1.3	Conformément au 8.2.4.1.4
	Caractéristiques horizontales sous déformation cyclique		8.2.4.1.5.2 8.2.4.1.3	Conformément au 8.2.4.1.4

Contrôle et essais des isolateurs en élastomère de ponts faiblement amortisseurs soumis à de faibles actions sismiques

Nature des essais	Objet du contrôle	Contrôle conformément à :		Fréquence des essais
		Norme	§	
ITT	Caractéristiques horizontales sous déformation cyclique	NF EN 15129	8.2.4.1.5.2	2 prototypes
	Capacité latérale sous les charges verticales maximale et minimale		8.2.4.1.2 8.2.4.1.5.3 8.2.4.1.2	2 prototypes
	Propriétés données dans le Tableau 7 de l'EN1337-3:2005 pour être contrôlées conformément à la clause spécifiée dans ce tableau et à la fréquence spécifiée dans ce tableau.			
FPC	Propriétés décrites dans le Tableau 7 de l'EN 1337-3:2005 dans l'article "essais de routine" pour être contrôlées conformément à la clause spécifiée dans ce tableau et à la fréquence spécifiée dans l'EN 1337-3 :2005, 8.2.3.			

Contrôle et essais des dispositifs glissant à surface plane

Nature des essais	Objet du contrôle	Contrôle conformément à :		Fréquence des essais
		Norme	§	
ITT	Capacité portante	NF EN 15129	8.3.4.1.2	2 prototypes
	Effort de résistance au frottement sous conditions sévères		8.3.4.1.3	2 prototypes
	Essais d'isolation par glissement		8.3.4.1.5	2 prototypes
	Essais conforme à l'EN1337-2:2004 ou à l'ATE approprié	l'EN1337-2:2004 ou plan de contrôle de l'ATE approprié	Tableau 15	1 prototype
FPC	Capacité portante	NF EN 15129	8.3.4.1.2 8.3.4.2	5% 5%
	Effort de résistance au frottement en conditions de service		8.3.4.1.3 8.3.4.2	5%
	Essai du point de référence P1	L'EN1337-2:2004 ou plan de contrôle de l'ATE approprié	8.3.4.1.5 8.3.4.2	conformément au Tableau 15 de l'EN1337-2:2004 ou au plan de contrôle l'ATE approprié
	Essais de l'EN1337-2:2004 ou de l'ETA relatif		Tableau 15	

Essais spécifiques des matières premières et des constituants pour des dispositifs de liaison rigide

Type de certificat d'inspection conformément à l'EN 10204	Objet du contrôle	Contrôle conformément à	Fréquence des essais
3.1	Matériaux ferreux	Certifications basées sur des normes matériaux existantes	Chaque lot
	Fluide visqueux	Certifications basées sur des normes matériaux existantes	
	Placage	Certifications basées sur des normes matériaux existantes	
	Autres matériaux	Certifications basées sur des normes matériaux existantes	

Essais spécifiques des matières premières et des constituants pour des dispositifs dépendant de la vitesse

Type de certificat d'inspection conformément à l'EN 10204	Objet du contrôle	Contrôle conformément à	Fréquence des essais
3.1	Matériaux ferreux	Certifications basées sur des normes matériaux existantes	Chaque lot
	Fluide visqueux	Certifications basées sur des normes matériaux existantes	
	Placage	Certifications basées sur des normes matériaux existantes	
	Autres matériaux	Certifications basées sur des normes matériaux existantes	

Essais spécifiques des matières premières et des constituants pour des dispositifs dépendant du déplacement

Type de certificat d'inspection conformément à l'EN 10204	Objet du contrôle	Contrôle conformément à	Fréquence des essais
3.1	Caoutchouc	6.4.3.2	Chaque lot
	Matériaux ferreux	Certifications basées sur des normes existantes	
	Alliages à mémoire de forme	Essai selon 6.4.3.4	
	Autres matériaux	Certifications basées sur des normes existantes	

5.1.3 EXEMPLE D'ÉLÉMENTS DE QUALIFICATION DES DISPOSITIFS MIS EN ŒUVRE SUR LE PONT RION-ANTIRION

Les photos et figurent ci-dessous illustrent différents essais de qualification menés dans les laboratoires de l'Université de Californie San Diego (UCSD) sur les dispositifs parasismiques (amortisseurs et fusibles) équipant le pont de Rion-Aintirion en Grèce.

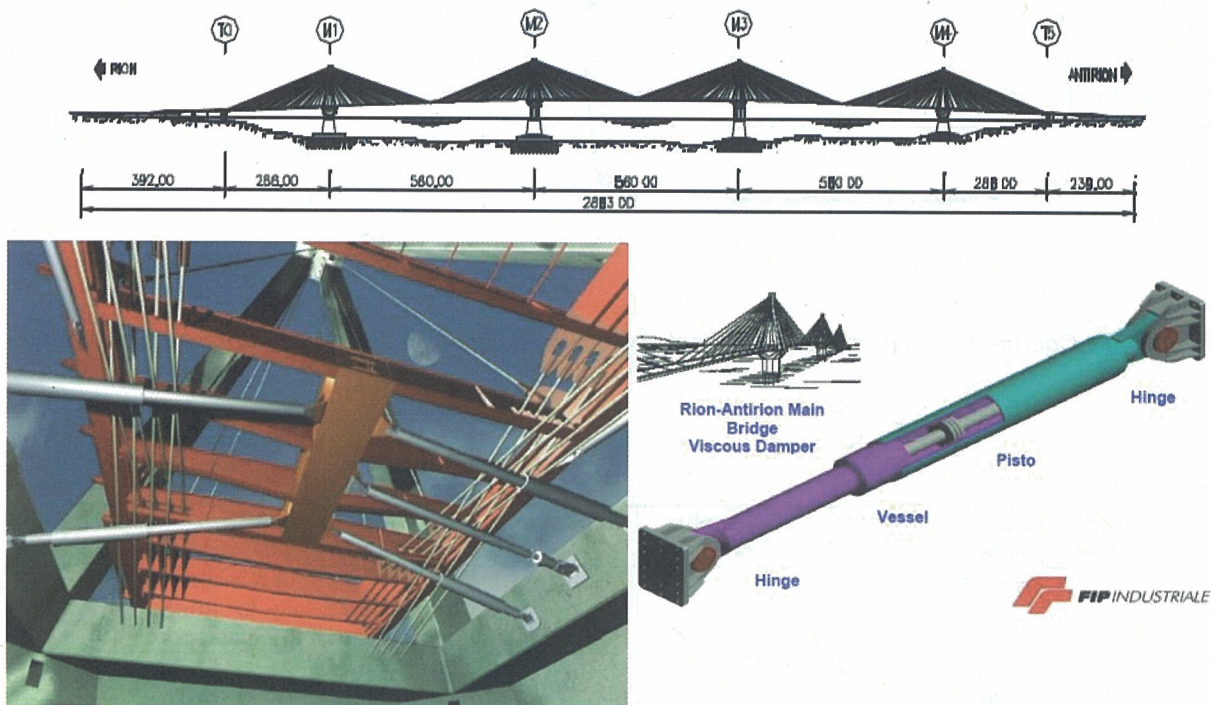


Figure 76 : Disposition des amortisseurs transversaux sur le pont de Rion-Antirion en Grèce (source : FIP Industriale)



Photo 28 : Essais de qualification des amortisseurs du pont de Rion-Antirion réalisés dans les laboratoires de l'Université de Californie, San Diego (UCSD)

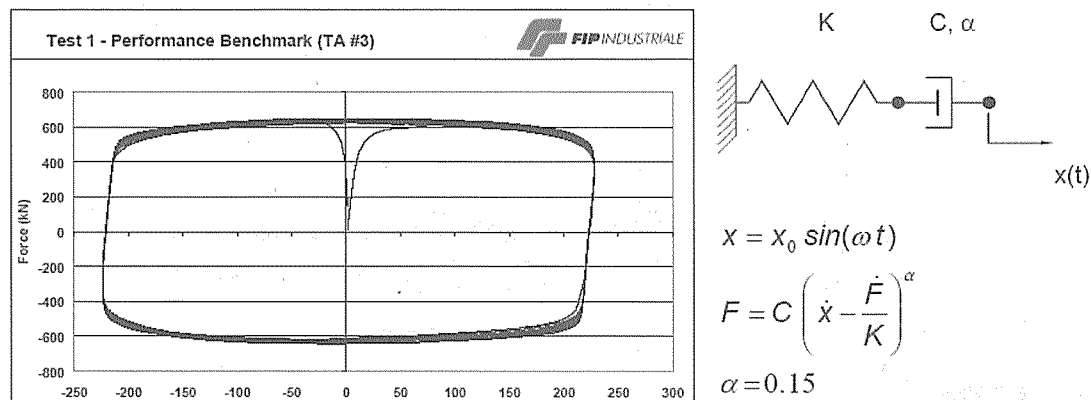


Figure 77 : Courbe de comportement résultant des essais de qualification des amortisseurs du pont de Rion-Antirion

Test #	Test Name	Input	Number of cycles	Stroke	Testing conditions (V = Peak Velocity)
1	Thermal	Linear	1	± 895 mm	V < 0.05 mm/s for 5 minutes Increase velocity to 1mm/s up to completion of the displacement.
2	Velocity Variation	Sinusoidal	5 5 5 3 2	± 300 mm	V=0.13 m/s V=0.40 m/s V=0.80 m/s V=1.20 m/s V=1.60 m/s
3	Full stroke & Velocity	Sinusoidal or step loading	1	± 850 mm	V _{max} =1.6 m/s
4	Wear	Linear	20000	± 5 mm	V=15 mm/s Every hour change position of the piston of about 100 mm
5	Velocity variation	Sinusoidal	2	± 300 mm	V _{max} =1.6 m/s

Tableau 20 : tableau de résultats des essais de qualification des amortisseurs du pont de Rion-Antirion

5.2 RECOMMANDATIONS RELATIVES AUX DOCUMENTS D'ÉTUDE, À LA FOURNITURE, À LA POSE, À L'INSPECTION ET À L'ENTRETIEN DES DISPOSITIFS

5.2.1 DOCUMENTS D'ÉTUDE

Pour les documents d'études, l'entrepreneur ou le fournisseur doit fournir un dossier qui comprend au minimum les documents suivants :

Lors de la remise des offres :

- la note de calcul de pré-dimensionnement,
- les descriptions géométriques et mécaniques des matériaux employés du dispositif proprement dit. Les principales caractéristiques des dispositifs (efforts maximaux, minimal, courses, coefficient d'amortissement...),
- les rapports d'essais réalisés sur les dispositifs, conformément à la norme NF EN15129 (conditions d'essais et résultats)

- la description de leur connexion avec l'infrastructure, leur fixation et les dispositions prises pour assurer la possibilité de remplacer tout composant du système,
- la description du système de protection contre la corrosion du dispositif et du système de fixation.

Avant exécution :

- la note de calcul d'exécution (*),
- les plans d'exécution (plans des dispositifs, plans d'installation et des fixations, courbes de réglage et de pose ainsi que les gabarits de fixation). Des renseignements relatifs aux cotes de résistance, à la qualité et aux caractéristiques des différents matériaux constitutifs, aux nomenclatures et au système de protection contre la corrosion doivent être indiqués sur ces plans. Le maître d'œuvre peut à tout moment demander à l'entrepreneur à consulter les plans de fabrication,
- le système d'étanchéité du dispositif,
- les plans de structures montrant l'interface entre les amortisseurs et leur environnement (piles, culées, tablier de pont), leur fixation et les dispositions prises pour assurer la possibilité de remplacer tout composant du système,
- la description de tous les dispositifs permettant de changer les dispositifs dissipateurs d'énergie en phase d'exploitation,
- la notice de pose et de réglage,
- la description concernant le dispositif permettant la vérification et le réglage de la pression des fluides,
- le programme des essais de type et de fabrication en usine conformément à la norme NF EN 15129 (cf. §5),
- l'attestation de garantie, pour une durée de 10 ans, contre tous défauts,
- la procédure d'inspection périodique et de maintenance par du personnel qualifié pendant la durée garantie prévue précitée (conformément à la norme NF EN 15129).

() Le programme de calcul doit être soumis à l'acceptation du maître d'œuvre et les notes de calcul doivent être accompagnées des principes généraux ou des méthodes utilisées par le programme d'une part, et d'une note de synthèse précisant l'ensemble des données, des hypothèses et des principaux résultats obtenus ainsi que leur interprétation d'autre part.*

5.2.2 FOURNITURE ET POSE

Les dispositifs parasismiques sont des pièces mécaniques, usinées avec précision et assemblées avec grand soin afin d'optimiser leur fonctionnement. Pour maintenir ces performances, chaque fournisseur devra livrer ces dispositifs avec une notice de pose décrivant les principales recommandations à l'usage des chantiers.

Dans certains cas, il peut être judicieux de prévoir lors de l'installation de ces dispositifs, des équipements qui resteront à demeure dans l'ouvrage, par exemple des rails de manutention permettant de fixer des palans ou autres dispositifs servant à suspendre une charge.

5.2.3 ENTRETIEN

Les dispositifs parasismiques doivent être conçus pour s'adapter à l'environnement courant des ouvrages d'art. Cela signifie que leur conception devra être robuste, avec une protection complémentaire (capotage rigide par exemple) dans le cas de technique particulière qui nécessite l'emploi de tubulures extérieures fragiles.

Dans la majorité des cas il y a lieu de vérifier et contrôler l'environnement général des dispositifs et l'efficacité des attaches aux structures béton ou métal.

5.2.3.1 Environnement général des dispositifs

Des visites à l'intérieur des structures permettront de contrôler l'état des systèmes d'étanchéité tels que gouttière, chéneau, etc... qui sont généralement positionnés en extrémité d'ouvrage, sous les joints de chaussée par exemple. En effet il est vivement conseillé que les dispositifs situés à l'aplomb de ces recueils des eaux, ce qui représente le cas le plus fréquent, ne soient pas pollués par des arrivées d'eau éventuelles.

Il y a lieu de regarder l'état des différentes parties du dispositif. En cas de dégradation, une analyse plus poussée doit être envisagée. Les parties peintes doivent être inspectées par un contrôle visuel. Le cas échéant, il convient de remédier si nécessaire, par des retouches ponctuelles. Dans ce cas, le système de peinture utilisé devra être compatible avec le système préconisé par le fournisseur.

Il est conseillé de vérifier l'état des surfaces graissées et faire l'appoint de lubrifiant si nécessaire : il s'agit généralement des parties mobiles, des points d'attaches rotulés, etc.

Un examen des surfaces environnantes, au droit des dispositifs parasismiques, permettra de déceler immédiatement des traces de fuites provenant du réservoir du dispositif.

Certains dispositifs peuvent être équipés avec des dispositifs de lecture des pressions et déplacements. Ces équipements peuvent apporter un confort au gestionnaire de l'ouvrage.

5.2.3.2 Efficacité des attaches aux structures

Lors des visites d'entretien ou d'inspection générale il peut être conseillé de procéder à la vérification des attaches entre dispositif parasismique et structure. Ces vérifications seront conduites en liaison avec les procédures de chaque fournisseur. Les efforts résiduels dans les ancrages des dispositifs constitués par des tiges HR ou équivalent seront contrôlés à l'aide de dispositifs appropriés (clé dynamométrique, vérin de traction, etc.).

5.2.3.3 Travaux à proximité

Dans le cas où des travaux de réparation ou de réhabilitation seraient programmés à proximité de dispositifs parasismiques, par exemple :

- remplacement ou entretien de joints de chaussée,
- remplacement des appareils d'appui avec vérinage,
- réfection des systèmes de recueil des eaux,
- re-tension ou dépose de câbles de précontrainte extérieure,
- etc.

une protection provisoire devra être mise en œuvre, et le cas échéant la dépose des dispositifs parasismiques pourra être envisagée.

En aucun cas ces dispositifs parasismiques en position ne serviront, même provisoirement, de calage ou d'appui à un autre usage.

5.2.3.4 Fiche signalétique

Chaque dispositif sera délivré par le fournisseur avec une fiche récapitulant ses principales caractéristiques techniques selon la norme NF EN 15129. Par exemple :

- date installation,
- course maximum et valeur du préréglage à la date de pose,
- effort de serrage des ancrages aux structures,
- capacité du dispositif,
- etc.

5.2.4 INSPECTION ET REMPLACEMENT EVENTUEL

5.2.4.1 Inspections périodiques

Comme tous les équipements d'ouvrages d'art (notamment les appareils d'appui), les dispositifs parasismiques doivent être soumis à des inspections périodiques destinées à s'assurer de leur bon état de fonctionnement (détection de fuites éventuelles, traces de rouille, peinture anti-corrosion, état des attaches...).

5.2.4.2 Inspection après tremblement de terre

En cas de séisme d'intensité notable (secousse ressentie par la population, dommages relevés sur les constructions...) enregistré sur le site d'implantation d'un ouvrage équipé de dispositifs parasismiques, ceux-ci devront être systématiquement inspectés. Cette inspection permettra notamment de vérifier que le comportement des dispositifs, et plus globalement de l'ouvrage dans son ensemble, sont conformes aux prévisions et calculs de dimensionnement issus des choix de conception.

Le cas échéant (fusibles, amortisseurs élasto-plastiques, séisme de niveau supérieur au séisme réglementaire...), les dispositifs rompus ou endommagés devront être remplacés et le tablier éventuellement recentré sur ses appuis.

5.2.5 INSTRUMENTATION

Les objectifs de l'instrumentation dynamique des ouvrages varient en général selon le caractère permanent ou temporaire de l'instrumentation.

5.2.5.1 Instrumentation permanente

L'instrumentation permanente est assez rarement mise en place en pratique sauf pour des ouvrages exceptionnels. Dans le cas d'ouvrages équipés de dispositifs parasismiques, elle aura essentiellement pour objectifs d'évaluer et de mesurer les variations des caractéristiques dynamiques du système au cours du temps sous l'effet de différents facteurs : vieillissement / altération des matériaux, évolution des caractéristiques dynamiques avec la température, etc. et de s'assurer de leur relative stabilité conformément aux prescriptions de l'EC8-2 et de la norme NF EN 15129. Ce type d'instrumentation présente également et surtout l'avantage de permettre d'enregistrer la réponse du dispositif lors d'un tremblement de terre et de s'assurer ainsi de son bon fonctionnement et son efficacité.

5.2.5.2 Instrumentation temporaire

L'instrumentation temporaire consiste à enregistrer le comportement dynamique d'une structure sous l'effet d'une sollicitation imposée (lâcher de câble, machine à balourds...) ou diffuse (bruit de fond), dans le but d'en déduire un certain nombre de caractéristiques : modes propres de vibration, caractéristiques mécaniques des matériaux constitutifs, approche du comportement dynamique global, matrice de souplesse dynamique des fondations et influence relative sur la réponse de la structure, etc.... Elle peut également servir à évaluer le niveau l'évolution du comportement dynamique d'un ouvrage (et des dispositifs dont il est équipé) au cours du temps (par exemple après un séisme) mais nécessite dans ce cas un calibrage par rapport à un état de référence (résultats d'instrumentations antérieures disponibles sur la même structure ou instrumentation d'une structure similaire non endommagée).

RÉFÉRENCES NORMATIVES ET BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Décret n° 2010-1254 du 22 octobre 2010 relatif à la prévention du risque sismique
- [2] Décret n° 2010-1255 du 22 octobre 2010 portant délimitation des zones de sismicité du territoire français
- [3] Arrêté du 26 octobre 2011 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux ponts de la catégorie dite « à risque normal »
- [4] NF EN 1998-1 et NF EN 1998-1-NA : Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments
- [5] NF EN 1998-2 et NF EN 1998-2-NA : Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 2 : Ponts
- [6] NF EN 15129 : Dispositifs antisismiques
- [7] Guide technique Sétra « Appareils d'appui en élastomère fretté – Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires » - Juillet 2007
- [8] Guide technique Sétra « Appareils d'appui à pot – Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires » - Novembre 2007
- [9] Guide Sétra « Pont en zone sismique – Conception et dimensionnement selon l'Eurocode 8 » - Version provisoire de février 2012
- [10] Guide Sétra « Diagnostic et renforcement sismiques des ponts existants » - A paraître
- [11] Guide CETMEF « Risques dynamiques pour les ouvrages maritimes et fluviaux. Fascicule n°3 : Prise en compte du séisme dans l'analyse et le renforcement des ouvrages intérieurs existants
- [12] Prise en compte des dispositifs antisismiques dans les calculs d'ouvrages d'art sous séisme. A. Vivier, D. Davi. 8ème Colloque National de l'AFPS, Septembre 2011
- [13] Risques dynamiques pour les ouvrages maritimes et fluviaux. Fascicule n°3 : Prise en compte du séisme dans l'analyse et le renforcement des ouvrages intérieurs existants. CETMEF, Août 1995
- [14] Assessment and performance of Bolu Viaduct in the 1999 Duzce Earthquake in Turkey – M. Contantinou, Fib 2003 Symposium Proceedings "Concrete structures in seismic regions" – Athens, May 2003

CRÉDIT PHOTOS

Couverture : Jarret/ETIC

Photo 1 : nisee.Berkeley

Photo 2 : FIP Industriale

Photo 3 : M. Contantinou

Photo 4 : Sétra

Photo 5 : Jarret

Photo 6 : a) VINCI Construction. – b) FIP Industriale – c) TAYLOR Devices – d) Bechtel Corp.

Photo 7 : CALTRANS

Photo 8 : Sétra

Photo 9 : Sétra

Photo 10 : DDE 06

Photo 11 : DDE 06

Photo 12 : Jarret/ETIC

Photo 13 : TAYLOR Devices

Photo 14 : Jarret/ETIC

Photo 15 : Jarret/ETIC

Photo 16 : VINCI Grands Travaux

Photo 17 : Jarret/ETIC

Photo 18 : Jarret/ETIC

Photo 19 : FIP Industriale

Photo 20 : Jarret/ETIC

Photo 21 : Jarret/ETIC

Photo 22 : Jarret/ETIC

Photo 23 : Jarret/ETIC

Photo 24 : Jarret/ETIC

Photo 25 : Jarret/ETIC

Photo 26 : Jarret/ETIC

Photo 27 : Jarret/ETIC

Photo 28 : FIP Industriale, UCSD

Achevé d'imprimer
en mai 2014
par l'Imprimerie JYB REPRO
03 85 56 17 86
71200 Le Creusot