

Guide de l'ASN

Prise en compte du risque sismique à la conception des ouvrages de génie civil d'installations nucléaires de base à l'exception des stockages à long terme des déchets radioactifs.

HISTORIQUE DES REVISIONS

Indice	Date	Commentaires
0	26/05/2006	Création

	Rédacteur/Modificateur	Vérificateur	Approbateur
Nom	GT conception parasismique	O. GUPTA	A.C. LACOSTE
Date et visa	Pour le GT, F. Candia 26/5/06	 26/5/06	 26/5/06

1. INTRODUCTION

A. CONTEXTE

La pratique réglementaire française prévoit le maintien des fonctions importantes de sûreté d'une installation nucléaire de base pendant et/ou à la suite des séismes retenus comme pouvant affecter le site de l'installation considérée.

B. OBJET DU GUIDE

Le présent guide a pour objet de définir, pour les installations nucléaires de base de surface à l'exception des stockages à long terme des déchets radioactifs, à partir des données de site, les dispositions de conception parasismique des ouvrages de génie civil, ainsi que des méthodes acceptables pour :

- déterminer la réponse sismique de ces ouvrages, en considérant leur interaction avec les matériels qu'ils contiennent, et évaluer les sollicitations*, associées à la réponse sismique, à retenir pour leur dimensionnement ;
- déterminer les mouvements sismiques à considérer pour le dimensionnement des matériels.

C. CHAMP D'APPLICATION DU GUIDE

Installations nucléaires de base à l'exception des stockages à long terme des déchets radioactifs.

D. SOMMAIRE DU GUIDE

INTRODUCTION	2
2. RECOMMANDATIONS DE L'AUTORITE DE SURETE NUCLEAIRE POUR LA PRISE EN COMPTE DU RISQUE SISMIQUE A LA CONCEPTION DES OUVRAGES DE GENIE CIVIL	5
2.1. PRINCIPES DE CONCEPTION	5
2.1.1 IDENTIFICATION DES EXIGENCES DE COMPORTEMENT ATTRIBUEES, SOUS SEISME, AUX OUVRAGES DE GENIE CIVIL	5
2.1.1.1 <i>OUVRAGES PARASISMIQUES</i>	5
2.1.1.2 <i>EXIGENCES DE COMPORTEMENT</i>	5
2.1.2 REGLES DE CUMUL	6
2.1.2.1 <i>ACTIONS PERMANENTES</i>	6
2.1.2.2 <i>ACTIONS VARIABLES</i>	6
2.1.2.3 <i>COMBINAISON DES ACTIONS EN CAS DE SEISME</i>	6
2.1.3 DISPOSITIONS DE CONCEPTION SPECIFIQUES DES OUVRAGES DE GENIE CIVIL POUR LA PRISE EN COMPTE DU RISQUE SISMIQUE	7
2.1.3.1 <i>GENERALITES</i>	7
2.1.3.2 <i>REGULARITE DE L'OUVRAGE</i>	7
2.1.3.3 <i>IMPLANTATION ET FONDATIONS</i>	8
2.1.3.4 <i>ESPACE DE SEPARATION ENTRE OUVRAGES</i>	8
2.1.3.5 <i>DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DES ELEMENTS DE CONTREVENTEMENT</i>	8
2.1.3.6 <i>ANCRAGES</i>	8
2.1.3.7 <i>DISPOSITIONS RELATIVES AUX EXIGENCES D'ETANCHEITE</i>	8
2.2. MOUVEMENTS SISMIQUES DE DIMENSIONNEMENT	8
2.2.1 <i>GENERALITES</i>	8
2.2.2 <i>SPECTRES DE REPONSE</i>	9
2.2.3 <i>ACCELEROGRAMMES</i>	9
2.2.4 <i>DONNEES COMPLEMENTAIRES</i>	10
2.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	10
2.3.1 <i>SOLS DE FONDATION</i>	10
2.3.2 <i>VALEURS DE CALCUL POUR LES CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION</i>	10
2.4. PRINCIPES DE MODELISATION POUR UNE ANALYSE SISMIQUE	11
2.4.1 <i>PRINCIPES GENERAUX</i>	11
2.4.2 <i>MODELISATION DU SOL</i>	11
2.4.3 <i>MODELISATION DES STRUCTURES PRINCIPALES</i>	11
2.4.3.1 <i>MODELISATION DES RAIDEURS</i>	11
2.4.3.2 <i>MODELISATION DES MASSES</i>	12
2.4.3.3 <i>MODELISATION DE LA DISSIPATION D'ENERGIE</i>	12
2.4.4 <i>INTERACTION SOL-STRUCTURE</i>	12
2.4.4.1 <i>GENERALITES</i>	12
2.4.4.2 <i>METHODES DE PRISE EN COMPTE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE</i>	12
2.4.4.3 <i>PRISE EN COMPTE DES NON-LINEARITES GEOMETRIQUES</i>	13

2.4.5	MODELISATION DES MATERIELS.....	13
2.4.5.1	<i>PRINCIPES GENERAUX</i>	13
2.4.5.2	<i>COUPLAGE ENTRE LES MATERIELS ET LES STRUCTURES</i>	13
2.4.6	MODELISATION DES LIQUIDES.....	14
2.5.	METHODES DE DETERMINATION DES SOLLICITATIONS	14
2.5.1	PRINCIPES GENERAUX	14
2.5.2	METHODES DYNAMIQUES	14
2.5.2.1	<i>METHODE SPECTRALE</i>	14
2.5.2.2	<i>METHODES TRANSITOIRES</i>	15
2.5.2.3	<i>EXPLOITATION DES RESULTATS ISSUS DES METHODES DYNAMIQUES LINEAIRES</i>	16
2.5.3	METHODES STATIQUES	17
2.5.3.1	<i>METHODES STATIQUES LINEAIRES SIMPLIFIEES</i>	17
2.5.3.2	<i>METHODES STATIQUES NON LINEAIRES SIMPLIFIEES</i>	17
2.5.4	CUMUL DES EFFETS DES TROIS COMPOSANTES DE SEISME	17
2.5.5	MOUVEMENTS SISMIQUES TRANSFERES.....	18
2.6.	OUVRAGES PARTICULIERS	18
2.6.1	OUVRAGES EN INFRASTRUCTURE	19
2.6.2	OUVRAGES EN TERRE	19
2.6.3	GALERIES ET CANALISATIONS ENTERREES.....	19
2.7.	UTILISATION DES SOLLICITATIONS CALCULEES POUR LE DIMENSIONNEMENT	19
ANNEXE 1	21
ANNEXE 2	22
ANNEXE 3	23
ANNEXE 4	25
GLOSSAIRE	26

2. RECOMMANDATIONS DE L'AUTORITE DE SURETE NUCLEAIRE POUR LA PRISE EN COMPTE DU RISQUE SISMIQUE A LA CONCEPTION DES OUVRAGES DE GENIE CIVIL

La première partie des recommandations présente les principes à retenir lors de la conception parasismique des ouvrages de génie civil, en particulier ceux relatifs à la définition des exigences de comportement des ouvrages, aux règles de cumul des actions* et aux dispositions de conception à satisfaire par les ouvrages et leurs éléments structuraux.

La deuxième partie des recommandations est consacrée à la détermination de la réponse dynamique des ouvrages de génie civil aux actions sismiques retenues pour leur dimensionnement et des mouvements sismiques retenus pour le dimensionnement des matériels supportés ; elle prend en compte :

- les mouvements sismiques issus de l'application de la Règle Fondamentale de Sûreté 2001-01,
- les caractéristiques mécaniques des matériaux constitutifs des ouvrages et des sols de fondation,
- les caractéristiques des ouvrages et des matériels supportés par ceux-ci influençant leur réponse.

Les recommandations définissent :

- les caractéristiques des mouvements sismiques à retenir pour le dimensionnement,
- les principes de modélisation des ouvrages,
- les méthodes de calcul acceptables pour déterminer les déplacements et les sollicitations sismiques, ainsi que les mouvements sismiques transférés à appliquer aux matériels supportés,
- les déplacements et les sollicitations à retenir pour la vérification du comportement des éléments structuraux.

2.1. PRINCIPES DE CONCEPTION

2.1.1 Identification des exigences de comportement attribuées, sous séisme, aux ouvrages de génie civil

2.1.1.1 Ouvrages parasismiques

A la suite d'une analyse de sûreté effectuée en amont de la conception et du dimensionnement des ouvrages de génie civil et des matériels et qui ne relève pas du présent guide, il est distingué :

- les ouvrages de génie civil et les matériels devant faire l'objet d'un dimensionnement ou d'une qualification particulière à l'égard du risque sismique. Parmi les ouvrages de génie civil de cette catégorie, dits ouvrages parasismiques au sens de ce guide, il est notamment distingué, ceux qui :
 - assurent ou concourent au maintien d'une fonction de sûreté requise,
 - assurent un rôle spécifique de limitation des rejets à l'égard du risque de dissémination de produits radioactifs vers l'environnement,
 - supportent ou protègent des matériels qui assurent ou concourent au maintien d'une fonction de sûreté requise,
 - sont susceptibles de constituer des agresseurs pour des matériels et des ouvrages de génie civil relevant de l'un des trois cas précédents ;
- les ouvrages de génie civil et les matériels ne participant pas à la sûreté de l'installation à l'égard du risque sismique. Pour les ouvrages de génie civil de cette catégorie, aucune disposition particulière n'est requise par le présent guide, en complément de la réglementation parasismique qui leur est applicable, à l'exception de celle demandée au § 2.1.3.4. relative à la distance séparant les ouvrages voisins.

La suite du présent guide ne concerne que les ouvrages parasismiques.

2.1.1.2 Exigences de comportement

Lors de la phase de conception et de dimensionnement des ouvrages de génie civil, il est nécessaire de définir les exigences de comportement qui sont attribuées aux éléments structuraux les constituant.

Ces exigences de comportement sont fonction de la participation de ces éléments à la sûreté de l'installation (par exemple le confinement des produits radioactifs ou le supportage des matériels importants pour la sûreté ...), de leur nature, de leur rôle fonctionnel, ainsi que de l'aménagement de l'installation.

Il peut être attribué aux éléments structuraux des ouvrages de génie civil une ou plusieurs exigences de comportement qui peuvent être différentes pendant et après un séisme.

Les exigences de comportement peuvent se décliner à partir d'exigences d'étanchéité (confinement), de stabilité (résistance mécanique, supportage d'un matériel), de géométrie (maintien de la sous-criticité), d'absence d'interaction entre des ouvrages ou des éléments proches.

L'identification des exigences de comportement guide le concepteur pour le choix des dispositions parasismiques (cf. § 2.1.3.) et des méthodes de calcul acceptables pour la démonstration du respect de ces exigences (cf. § 2.5.1.).

Des exigences de comportement couramment identifiées pour les ouvrages de génie civil sont :

- la stabilité d'ensemble* d'un ouvrage (absence d'effondrement généralisé),
- l'absence d'interaction* préjudiciable avec un ouvrage mitoyen (non-agression),
- la stabilité locale* (des éléments structuraux ou non structuraux considérés individuellement),
- le supportage des matériels*,
- la participation au confinement* des produits radioactifs ...

Après cette identification, la démarche de conception et de dimensionnement se poursuit avec la définition de critères de justification, valant conditions suffisantes pour démontrer le respect des exigences de comportement et choisis en cohérence avec les normes relatives aux procédés de construction mis en œuvre.

Ils peuvent s'exprimer en termes de :

- limitation des déformations réversibles ou irréversibles, par exemple, localement pour assurer une limitation de la fissuration d'un ouvrage qui assure une participation au confinement des matières radioactives ou globalement pour garantir la stabilité d'un élément de structure,
- limitation des déplacements, par exemple pour garantir le maintien d'une géométrie sous-critique ou l'absence d'interaction entre deux ouvrages mitoyens.

La définition de ces critères de justification ne relève pas du présent guide.

2.1.2 Règles de cumul

Les actions sismiques de dimensionnement, notées E, sont au moins combinées aux actions permanentes et aux actions variables définies ci-après.

2.1.2.1 Actions permanentes

Les actions permanentes sont représentées par leur valeur nominale ; si nécessaire, il est envisagé des valeurs complémentaires pour prendre en compte des configurations spécifiques.

Les actions permanentes élémentaires considérées sont notamment le poids propre des ouvrages et des matériels permanents, la poussée des terres et de la nappe phréatique dans le cas des éléments structuraux enterrés, les déplacements imposés, les pressions dues à un liquide ou à un gaz, les actions thermiques, les déformations dues au retrait et au fluage des éléments en béton, et l'action de la précontrainte dans le cas des éléments structuraux en béton précontraint.

Elles sont notées G, à l'exception de la précontrainte qui est notée P.

2.1.2.2 Actions variables

Les actions variables considérées sont principalement les charges d'exploitation, les variations autour de la valeur moyenne des actions permanentes, les actions climatiques de vent et de neige.

Elles sont notées Q à l'exception des actions climatiques, notées W pour le vent et S pour la neige, et des actions thermiques notées T.

2.1.2.3 Combinaison des actions en cas de séisme

Les actions concomitantes à considérer avec les mouvements sismiques de dimensionnement sont

- les actions permanentes (G, P...),
- les actions variables (Q) qui peuvent être affectées d'un coefficient de simultanéité ($\phi \leq 1$), compte tenu de leur probabilité d'occurrence,
- les valeurs quasi permanentes de vent, notée W, neige, notée S, et température, notée T, associées aux conditions normales de fonctionnement.

En conséquence, la combinaison générale des actions concomitantes au séisme de dimensionnement est exprimée symboliquement de la façon suivante :

$$[G, P] \oplus \phi [Q] \oplus [W, S, T] \oplus [E]$$

En règle générale, les actions sismiques et les actions accidentelles induites par le séisme ne sont pas considérés comme concomitantes ; cependant, en cohérence avec l'analyse de sûreté, des vérifications complémentaires spécifiques peuvent être nécessaires.

Dans certains cas particuliers, des cumuls conventionnels complémentaires peuvent être retenus entre l'action sismique et les actions associées à certaines situations accidentelles d'exploitation.

2.1.3 Dispositions de conception spécifiques des ouvrages de génie civil pour la prise en compte du risque sismique

2.1.3.1 Généralités

Les ouvrages de génie civil comportent un système principal de contreventement capable d'assurer le transfert au sol d'assise des efforts inertiels* dus au séisme.

Le système principal de contreventement est constitué par les éléments structuraux qui assurent la résistance de l'ouvrage, à savoir :

- les fondations,
- les éléments structuraux verticaux (voiles, portiques, palées de stabilité...),
- les éléments structuraux horizontaux (dalles, planchers, poutres au vent...).

Ce système de contreventement est conçu pour assurer aux ouvrages un comportement parasismique robuste, compte tenu de la variabilité des paramètres pouvant influencer ce comportement.

La robustesse* du comportement parasismique est obtenue notamment :

- par une conception du système principal de contreventement favorisant la régularité géométrique et mécanique des ouvrages et la maîtrise des modes de déformation sous séisme, en particulier de torsion, pour qu'en dehors des conditions requises pour son dimensionnement la stabilité d'ensemble de l'ouvrage sous séisme ne soit pas brutalement mise en cause ;
- par le choix de dispositions constructives* adaptées permettant la mobilisation d'une capacité de déformation avant rupture ; ces dispositions constructives sont à prévoir dès la conception pour obtenir un comportement post-élastique satisfaisant des éléments structuraux.

L'objectif de robustesse doit être recherché pour les ouvrages de génie civil, en s'efforçant de respecter les dispositions présentées aux paragraphes 2.1.3.2. à 2.1.3.6. ci-dessous.

2.1.3.2 Régularité de l'ouvrage

L'ouvrage comporte des éléments verticaux de contreventement redondants. On recherchera une symétrie en plan par rapport à deux directions orthogonales, pour ce qui concerne la raideur latérale et la distribution des masses.

La raideur en plan des planchers du système principal de contreventement est suffisante pour que la déformation des planchers dans leur plan n'influe pas sur la répartition des efforts horizontaux entre les éléments verticaux de contreventement.

Les éléments verticaux appartenant au système principal de contreventement sont continus de façon à assurer un transfert régulier des efforts jusqu'aux fondations.

Les modes de déformation locale des éléments structuraux n'affectent pas leur participation au système principal de contreventement.

2.1.3.3 Implantation et fondations

Les ouvrages de génie civil ne sont pas implantés au droit de failles capables de conduire à des déplacements en surface ou sur des sols présentant des risques de glissement ou de liquéfaction.

Le système des fondations présente un mode de fonctionnement mécaniquement homogène et favorise un comportement monolithique des ouvrages de génie civil ; dans le cas contraire, les déplacements différentiels des points d'appui sont pris en compte.

En général, cette condition est satisfaite lorsque les ouvrages de génie civil sont implantés sur un terrain ne présentant pas de fortes discontinuités latérales et comportent une fondation constituée par un radier général ou par un ensemble de semelles liaisonnées entre elles.

Les fondations profondes (pieux, barrettes) peuvent être envisagées, si les contraintes d'implantation le nécessitent.

2.1.3.4 Espace de séparation entre ouvrages

Le risque d'interaction entre deux ouvrages, dont l'un au moins participe à la sûreté de l'installation, n'est pas admis en cas de séisme. Si la distance de séparation entre les ouvrages ne permet pas d'exclure ce risque, l'ouverture et la géométrie des joints de séparation sont déterminées pour satisfaire cette exigence. L'espace de séparation entre les ouvrages au-dessus du niveau du sol est de géométrie simple et vide de matériau d'interposition ou de matériels susceptibles d'induire un transfert significatif d'effort.

2.1.3.5 Dispositions constructives des éléments de contreventement

Les ouvertures dans les ouvrages ne compromettent pas le transfert des efforts dans les éléments de contreventement jusqu'aux fondations.

Des dispositions constructives adaptées sont mises en œuvre pour permettre une incursion dans le domaine post-élastique des éléments structuraux et de leurs connexions, sans perte de leur capacité résistante.

Cet objectif est atteint :

- dans le cas des dalles, des voiles et des ossatures en béton armé, notamment par la mise en œuvre de dispositions de géométrie et de ferrailage appropriées, en particulier à leurs connexions,
- dans le cas des éléments de charpente métallique, par le choix des profilés et la conception des assemblages.

2.1.3.6 Ancrages

La capacité résistante des liaisons des matériels aux éléments structuraux est évaluée en considérant l'état d'endommagement attendu de ces derniers sous séisme. A cet égard, le concepteur tient compte, en particulier, de la fissuration des éléments en béton armé.

2.1.3.7 Dispositions relatives aux exigences d'étanchéité

Le respect d'une exigence d'étanchéité ou de rétention après séisme peut nécessiter des dispositions de conception spécifiques complémentaires à celles visant à garantir la stabilité des ouvrages.

Par exemple, ces dispositions peuvent consister en la mise en œuvre d'une peau d'étanchéité, d'une précontrainte des éléments en béton ou de mesures de limitation de la fissuration des éléments en béton armé.

2.2. MOUVEMENTS SISMIQUES DE DIMENSIONNEMENT

2.2.1 Généralités

Pour un site considéré, les caractéristiques des mouvements sismiques horizontaux et verticaux en champ libre à prendre en compte pour la détermination de la réponse sismique des ouvrages sont déterminées par application de la RFS 2001-01.

Le dimensionnement de l'installation est réalisé pour des sollicitations sismiques enveloppes de celles induites, d'une part par les mouvements sismiques associés aux SMS et aux paléoséismes considérés, d'autre part de celles résultant du spectre minimal forfaitaire de dimensionnement.

La démarche présentée ci-après est également applicable pour déterminer, le cas échéant, les sollicitations associées à d'autres niveaux sismiques.

Dans les modélisations numériques relatives à l'étude du comportement sismique des ouvrages de génie civil, les mouvements sismiques sont usuellement représentés, par des spectres de réponse* (représentation fréquentielle) ou par des accélérogrammes* (représentation temporelle), qui respectent les conditions citées respectivement aux § 2.2.2. et § 2.2.3..

2.2.2 Spectres de réponse

Il est admis d'utiliser pour la conception de l'installation :

- soit des spectres de réponse individuellement enveloppes de chacun des spectres associés aux mouvements sismiques considérés, complétés par le spectre minimal forfaitaire de dimensionnement,
- soit un ou plusieurs spectres, enveloppes des spectres associés aux mouvements sismiques considérés.

Le caractère enveloppe d'un spectre par rapport à un autre spectre est acquis s'il lui est supérieur ou égal dans le domaine fréquentiel de définition des spectres issus de l'application de la RFS 2001-01, sur la base d'une interpolation logarithmique entre les différents points de discrétisation.

Les spectres de réponse sont définis dans la totalité des gammes de fréquence et d'amortissement utiles au calcul sismique de l'installation. Dans le domaine des basses fréquences, il est admis qu'en dessous de 0,10 Hz, la valeur du déplacement spectral est constante et égale à celle calculée pour une fréquence de 0,10 Hz et un amortissement réduit de 5%.

La discrétisation en amortissement des spectres de réponse couvre l'ensemble du domaine des amortissements utiles sur la base d'une interpolation logarithmique à partir des données discrétisées. Une discrétisation en amortissement suivant la table de valeurs [0,5%, 2%, 4%, 5%, 7%, 10%, 20%, 30%] est admissible.

La définition des spectres de réponse pour les différents amortissements est réalisée en cohérence avec la RFS 2001-01.

2.2.3 Accélérogrammes

Lorsque les études de dimensionnement utilisent des accélérogrammes, il est défini des jeux d'accélérogrammes, compatibles avec les mouvements sismiques de dimensionnement de l'installation. Ces accélérogrammes sont des accélérogrammes naturels ou des accélérogrammes artificiels.

Les accélérogrammes naturels sont choisis préférentiellement dans la base de données citée en référence dans la RFS 2001-01.

Un jeu d'accélérogrammes est considéré comme représentatif du mouvement sismique de dimensionnement si le spectre de réponse moyen des spectres des accélérogrammes retenus est enveloppe, au sens du § 2.2.2., du spectre caractérisant le mouvement sismique pour un amortissement réduit de 5%. Si des écarts à l'enveloppe, au sens du § 2.2.2., plus importants que des défauts locaux de 10% sont observés pour les spectres moyens des autres amortissements d'intérêt, une justification est apportée.

Ce spectre de réponse moyen des accélérogrammes est calculé, à un nombre suffisant de fréquences, en tant que moyenne des accélérations spectrales, pour s'assurer de son caractère enveloppe ; à cette fin, une discrétisation en fréquence du type $10^{0,03N}$ Hz, N entier variant de -33 à 50 est admise.

La sélection des accélérogrammes peut être effectuée en considérant les paramètres complémentaires cités au § 2.3.3. de la RFS 2001-01 participant à la caractérisation du mouvement sismique (durée de phase forte, vitesse et déplacement maximal du sol, rapport A/V, intensité d'Arias, cumul en valeur absolue de la vitesse).

Dans ce cadre, la cohérence de ces paramètres avec les mouvements sismiques définis en application de la RFS 2001-01 est recherchée, en termes de magnitude et de distance focale. Cette cohérence peut être acquise par comparaison de ces paramètres aux valeurs obtenues au moyen des lois de corrélation associées.

Le pas de temps de discrétisation des accélérogrammes est adapté aux fréquences d'intérêt des ouvrages et matériels et au contenu fréquentiel du signal. Un pas de temps inférieur ou égal à 0,01 s est admis.

Le nombre d'accélérogrammes constituant un jeu d'accélérogrammes est adapté à la méthodologie des calculs effectués et à la méthode de traitement de la variabilité des résultats retenue (cf. § 2.5.2.2.). Le nombre d'accélérogrammes constituant un jeu d'accélérogrammes est au moins égal à 3.

L'indépendance statistique des accélérogrammes est vérifiée. Cette condition est considérée comme satisfaite si la valeur absolue de la fonction d'intercorrélation de deux accélérogrammes ne dépasse pas 0,3 et a une valeur moyenne inférieure à 0,2.

2.2.4 Données complémentaires

Pour les besoins des études, il peut être utilisé les lois de corrélations établies à partir de la banque de données de la RFS 2001-01, ou à défaut :

- la vitesse maximale V du mouvement sismique est prise égale au maximum du rapport $A(f)/(2\pi f)$, où $A(f)$ est l'accélération lue pour la fréquence f sur le spectre à un amortissement de 20% ;
- le déplacement maximal D du sol est pris égal au déplacement spectral pour une fréquence de 0,1 Hz et un amortissement de 5% ; soit $A(0,1 \text{ Hz} ; 5\%)/(0,2\pi)^2$, où $A(0,1 \text{ Hz} ; 5\%)$ est l'accélération lue pour la fréquence à 0,1 Hz sur le spectre à un amortissement de 5%.

2.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

2.3.1 Sols de fondation

Les reconnaissances géotechniques nécessaires à la caractérisation dynamique des terrains complètent celles présentées dans la RFS I.3.c pour effectuer la caractérisation sous d'autres cas de charge (caractéristiques statiques, hydrogéologie...).

Les caractéristiques mécaniques à déterminer pour la prise en compte des actions sismiques sont la résistance du matériau au cisaillement cyclique, sa déformabilité, sa capacité dissipative et, le cas échéant, sa perméabilité.

La résistance au cisaillement cyclique tient compte des conditions de drainage, de l'effet de fatigue et de la vitesse de déformation.

L'extension de la reconnaissance géotechnique est suffisante pour permettre la caractérisation des terrains dans tout le domaine influencé par la présence des ouvrages. L'emprise et la profondeur à reconnaître à l'égard des sollicitations sismiques peuvent être plus importantes qu'en situation non sismique.

Le comportement réel du sol sous chargement cyclique étant fortement non linéaire, les paramètres de caractérisation de ce comportement sont définis dans une plage de déformation représentative de l'action sismique. Il convient de rappeler que les essais géophysiques en place ne permettent d'accéder qu'aux propriétés sous très faibles déformations. Les paramètres à déterminer sont adaptés au modèle de comportement adopté pour la prise en compte de l'action sismique.

2.3.2 Valeurs de calcul pour les caractéristiques des matériaux de construction

Les valeurs de calcul des caractéristiques des matériaux de construction sont définies en fonction des spécifications, des dispositions de mise en œuvre, des normes applicables et des conditions d'ambiance, en considérant les déformations attendues en situation sismique.

Pour évaluer le comportement dynamique d'ensemble des structures selon une méthode d'analyse linéaire, en l'absence de valeurs précises déduites d'une spécification des matériaux, des valeurs conventionnelles de calcul peuvent être utilisées pour certains matériaux de construction d'usage courant. Ces valeurs sont définies au § A.1.1. de l'Annexe 1.

Lorsque la modification de la rigidité des éléments structuraux du fait des déformations attendues sous sollicitation sismique est prise en compte, notamment dans le cadre d'analyses locales ou de transferts des mouvements sismiques, les caractéristiques des éléments concernés font l'objet de justifications particulières, lesquelles tiennent compte de la variabilité des paramètres. Dans ce cadre, en l'absence de justification particulière, des plages de caractéristiques peuvent être utilisées pour le béton armé fissuré pour tenir compte des effets de flexion. Des valeurs conventionnelles sont fournies au § A.1.2. de l'Annexe 1. Des

lois simplifiées sont aussi admises, en particulier des lois linéaires équivalentes, dans la mesure où les déformations atteintes en situation sismique restent compatibles avec leur domaine de validité.

2.4. PRINCIPES DE MODELISATION POUR UNE ANALYSE SISMIQUE

2.4. Principes généraux

Afin d'en effectuer l'analyse sismique, la modélisation des ouvrages de génie civil est nécessaire.

Cette modélisation représente les raideurs (§ 2.4.3.1.), les masses (§ 2.4.3.2.) et la capacité de dissipation d'énergie (§ 2.4.3.3.) de tous les éléments déterminant la réponse dynamique des ouvrages. Par ailleurs, elle tient compte en particulier :

- des effets de l'interaction sol-structure (cf. § 2.4.4.),
- des effets des matériels (§ 2.4.5.) et des effets hydrodynamiques des fluides interagissant significativement avec la structure des ouvrages (cf. § 2.4.6.).

Elle est adaptée, en particulier pour ce qui concerne la finesse de la schématisation de la géométrie et des masses, aux spécificités des ouvrages et à l'utilisation ultérieure des résultats, telles que la détermination des mouvements sismiques transférés et la justification des exigences de comportement. Elle fournit une caractérisation pertinente du comportement dynamique. Une modélisation aux éléments finis permet généralement de satisfaire à ces objectifs.

Le choix des modèles est fonction des spécificités des ouvrages (régularité en plan et en élévation, symétrie des raideurs et des masses,...), à savoir :

- des modèles séparés peuvent être utilisés quand il y a découplage entre les réponses sismiques des deux directions horizontales et de la direction verticale ; dans le cas contraire, des modèles prenant en compte le couplage des directions sont réalisés ;
- des modèles bi-dimensionnels peuvent être utilisés, si la régularité des ouvrages le justifie ;
- dans le cas contraire, des modèles tridimensionnels sont utilisés.

2.4.2 Modélisation du sol

Le modèle de comportement du sol est justifié et son domaine de validité précisé, soit par référence à des résultats publiés, soit par une étude particulière montrant son aptitude à reproduire des résultats expérimentaux et à prédire des réponses plausibles pour différents types de chargement (statiques et dynamiques).

Dans le cas d'un modèle de comportement viscoélastique linéaire, les paramètres à définir pour chaque couche correspondent à la valeur la plus plausible compte tenu de la déformation du sol attendue en champ libre ; ce sont :

- le module de cisaillement G ,
- le module volumétrique B (ou le module de Young E et le coefficient de Poisson),
- le pourcentage d'amortissement critique équivalent β ,
- la masse volumique du sol ρ .

Le modèle viscoélastique linéaire équivalent est admis jusqu'à des déformations en champ libre de l'ordre de 10^{-3} .

2.4.3 Modélisation des structures principales

2.4.3.1 Modélisation des raideurs

La détermination des raideurs est fondée sur les dimensions nominales des éléments de structure et sur les valeurs de calcul des caractéristiques des matériaux prises en compte conformément au § 2.3.2..

Les types d'éléments finis considérés dépendent des modes de déformation prépondérants attendus dans la zone d'ouvrage correspondante et leur choix est justifié. La représentation des modes de déformation locale doit faire l'objet d'une attention particulière ; si ceux-ci ne sont pas pris en compte dans le modèle de façon satisfaisante, des analyses complémentaires précisent leur influence.

Dans le cas où les structures verticales sont représentées dans leur ensemble entre deux niveaux par un élément de poutre à axe vertical (modèle brochette), cet élément de poutre sera situé au centre de rigidité des structures verticales.

2.4.3.2 Modélisation des masses

Les masses modélisées sont celles supposées présentes lors du séisme conduisant aux sollicitations les plus défavorables.

L'ensemble des masses est discrétisé de telle sorte que la somme des masses, la localisation de leur centre de gravité et leurs inerties massiques soient respectées avec une bonne approximation, aussi bien pour l'ensemble des masses que pour toute partie significative participant à la réponse dans les directions considérées.

Dans le cas où les planchers peuvent être représentés par des masses concentrées, chaque masse est placée à son centre de gravité et les inerties massiques correspondantes sont prises en compte.

2.4.3.3 Modélisation de la dissipation d'énergie

La dissipation d'énergie provient de façon répartie du comportement des matériaux constituant la structure, de dispositifs spéciaux localisés conçus à cet effet et/ou des éléments non structuraux.

La capacité dissipative des éléments non structuraux est ignorée. La dissipation d'énergie par des dispositifs spéciaux fait l'objet de justifications spécifiques.

Dans le domaine linéaire de comportement des matériaux, la capacité dissipative des matériaux est modélisée conventionnellement par un amortissement visqueux réduit dont la valeur est indiquée pour certains matériaux de construction à l'Annexe 1.

2.4.4 Interaction sol-structure

2.4.4.1 Généralités

Les ouvrages interagissent avec le sol situé dans leur emprise et à leur voisinage.

Hormis le cas de structures légères fondées superficiellement sur des sols raides, l'interaction sol-structure est prise en compte.

Les effets de l'interaction sol-structure se composent d'une contribution de nature inertielle liée aux forces d'inertie développées dans la structure et d'une contribution de nature cinématique liée aux mouvements imposés par le sol au niveau de sa fondation.

Les études d'interaction sol-structure sont conduites pour une plage de caractéristiques mécaniques des terrains ; cette plage est évaluée en tenant compte :

- des informations fournies par les résultats des reconnaissances géotechniques (cf. § 2.3.1.),
- de la sensibilité de la réponse de l'ouvrage à ces données,
- des approximations de la méthode d'analyse choisie pour effectuer l'évaluation de l'interaction sol-structure.

Avec le modèle viscoélastique linéaire équivalent, sauf configuration des terrains nécessitant un paramétrage particulier, il est retenu pour le paramétrage du module de cisaillement une plage d'amplitude de $G/1,5$ à $1,5 G$, G étant défini au § 2.4.2.. Il est admis d'effectuer ce paramétrage de façon uniforme sur l'ensemble des couches.

Dans le cadre d'utilisation d'autres lois de comportement, le paramétrage devra porter non seulement sur le module, mais sur l'ensemble des paramètres dont la variation a une influence sensible sur la réponse.

2.4.4.2 Méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure

Compte tenu de la complexité des phénomènes mis en jeu, par convention, il est admissible de conduire l'analyse d'interaction sol-structure en retenant les hypothèses simplificatrices suivantes :

- le profil de sol est représenté par des couches de sol assimilées à des couches horizontales,
- le champ d'onde incident est représenté par des ondes de volume à propagation verticale,
- l'influence des structures avoisinantes est négligée.

Le mouvement sismique est spécifié à la surface du sol en champ libre, tel que défini au § 2.2.

Si une évaluation du mouvement sismique en profondeur est nécessaire, cette évaluation est effectuée par une méthode de déconvolution* résultant d'un calcul de propagation d'ondes dans la direction verticale.

Une décroissance de l'amplitude du mouvement sismique au niveau de la fondation est alors admise dans la mesure où les justifications appropriées sont apportées.

L'évaluation de l'interaction sol-structure peut être réalisée, soit par des méthodes directes dans lesquelles l'ensemble sol-structure est modélisé, soit par des méthodes de sous-structures impliquant la détermination :

- du mouvement d'interaction cinématique,
- de l'impédance de la fondation*,
- de la réponse dynamique de la structure connectée aux impédances de sol et soumise au mouvement d'interaction cinématique.

Les termes de l'impédance sont de préférence évalués par une représentation dynamique du milieu continu. L'utilisation de résultats de la littérature est admise sous réserve de justification de leur représentativité pour le problème concerné.

Les hétérogénéités de sol et plus particulièrement la stratification ont une importance primordiale sur la valeur de l'impédance dynamique, en particulier sur le terme d'amortissement radiatif*.

Dans le cas où l'impédance n'a pas été évaluée par un calcul dynamique prenant en compte la stratification réelle du sol, le terme d'amortissement est borné inférieurement par l'amortissement matériel du sol (cf. § 2.3.1.) et supérieurement par l'amortissement calculé comme la somme de l'amortissement matériel et de la moitié de l'amortissement radiatif évalué en assimilant le profil de sol à un semi-espace.

La contribution de l'interaction cinématique est négligeable pour les ouvrages fondés superficiellement.

Pour une fondation superficielle de type radier ayant une forme régulière, les termes de couplage entre les degrés de liberté peuvent être négligés. Dans ce cas, si le sol est sensiblement homogène sur une profondeur au moins égale à 2 fois le diamètre de la fondation, il est admis de déterminer l'impédance à partir d'un module moyen équivalent pour chaque degré de liberté.

Pour les fondations superficielles ne satisfaisant pas aux conditions ci-dessus, ainsi que les fondations enterrées ou les fondations profondes, les termes de couplage entre les degrés de liberté de l'impédance sont pris en compte.

2.4.4.3 Prise en compte des non-linéarités géométriques

La prise en compte des non-linéarités géométriques au contact sol-fondation nécessite la mise en œuvre d'analyses transitoires. Lorsque ces non-linéarités restent limitées, un calcul linéaire est admis. L'évaluation des effets non linéaires au contact entre le sol et la fondation est alors effectuée par des approches énergétiques ou toute autre méthode scientifiquement validée.

2.4.5 Modélisation des matériels

2.4.5.1 Principes généraux

Les matériels sont pris en compte dans la modélisation des bâtiments. Outre la représentation des masses, les interactions dynamiques éventuelles des matériels supportés avec les ouvrages de génie civil ou les structures intermédiaires assurant leur supportage sont à considérer.

2.4.5.2 Couplage entre les matériels et les structures

Si la masse d'un matériel est significative devant la masse de la structure porteuse étudiée (bâtiment, élément de plancher ou de voile), le risque de couplage entre la structure porteuse et le matériel est considéré.

Les matériels peuvent être considérés comme découplés par rapport aux phénomènes dynamiques modélisés si un des critères suivants est vérifié :

- $R_m < 0,01$,
- $R_m < 0,10$ et $R_f > 1,25$,
- $R_m < 0,10$ et $R_f < 0,80$,

R_m étant le rapport entre la masse portée et la masse de la structure porteuse et R_f le rapport entre la fréquence fondamentale de la masse portée et une des fréquences principales de la structure porteuse.

Lorsqu'un matériel est considéré comme découplé par rapport aux phénomènes dynamiques modélisés, sa masse est généralement prise en compte dans la modélisation des masses du bâtiment, comme une charge répartie ou une charge localisée, en tenant compte de sa localisation dans l'ouvrage.

L'étude du comportement sismique de ce matériel est alors effectuée sur la base des mouvements sismiques transférés aux points supports du matériel, obtenus selon les méthodes définies au § 2.5.5..

Lorsqu'un matériel n'est pas considéré comme découplé par rapport aux phénomènes dynamiques modélisés, un modèle global de la structure porteuse et du matériel considéré, permettant la caractérisation des phénomènes de couplage dynamique, est utilisé.

2.4.6 Modélisation des liquides

Pour le calcul des sollicitations sismiques transmises aux parois des réservoirs et des piscines, les masses liquides contenues sont représentées dans la modélisation.

La théorie de Housner et la théorie de Westergaard, respectivement relatives à la détermination de la masse de liquide liée élastiquement aux parois des réservoirs et au calcul de la surpression dynamique transmise à une paroi verticale limitant un plan d'eau semi-infini, reposent sur l'hypothèse que les parois sont parfaitement rigides. Leur utilisation est cependant admise pour des parois métalliques relativement minces, comme celles des réservoirs cylindriques d'axe vertical à surface libre ou de certains batardeaux.

Pour le calcul d'ensemble des ouvrages de génie civil, il est toujours possible de considérer les masses liquides comme liées rigidement aux parois.

Pour les masses de liquides présentant une surface libre, la hauteur de vague induite par le mouvement sismique est évaluée si nécessaire, par exemple, pour apprécier le risque de débordement dans les piscines.

Pour les structures immergées, la modélisation des effets de couplage hydrodynamique est faite par la prise en compte des masses de couplage.

2.5. METHODES DE DETERMINATION DES SOLLICITATIONS

2.5.1 Principes généraux

Les méthodes d'analyse utilisées pour la détermination de la réponse sismique des ouvrages de génie civil et l'évaluation des sollicitations sont adaptées aux exigences de comportement qui leur sont attribuées conformément au § 2.1.1..

Les approches usuelles dans le cadre du dimensionnement mettent en oeuvre les méthodes spectrales (cf. § 2.5.2.1.) et les méthodes transitoires linéaires (cf. § 2.5.2.2.), dont les résultats sont éventuellement utilisés pour effectuer des calculs pseudo-statiques (cf. § 2.5.2.3.).

Les méthodes d'analyse fondées sur des modèles linéaires sont considérées comme les méthodes de référence pour la détermination des sollicitations. Elles sont particulièrement adaptées pour justifier le respect des exigences de comportement, par exemple les exigences d'étanchéité, de maintien d'une géométrie sous-critique et de supportage en relation avec les exigences attribuées à des matériels importants pour la sûreté.

Les méthodes d'analyse visant à représenter une incursion dans le domaine post-élastique de la structure de contreventement peuvent être admises pour respecter des exigences de stabilité. Une attention particulière aux dispositions définies au § 2.1.3. est alors apportée par le concepteur. Les éventuelles non-linéarités résultant du comportement du sol ou de l'interface sol-fondation sont abordées dans le § 2.4.4.3..

Des méthodes statiques simplifiées, linéaires (cf. § 2.5.3.1.) ou non linéaires (cf. § 2.5.3.2.), peuvent être utilisées ; leur utilisation est associée à des conditions de régularité des structures permettant d'attendre un comportement dynamique simple des ouvrages (mode de déformation prépondérant par direction de séisme, sans effet de couplage avec les autres directions). Ces méthodes peuvent être adaptées à la vérification d'exigences de stabilité ou de non-agression.

2.5.2 Méthodes dynamiques

2.5.2.1 Méthode spectrale

La méthode spectrale permet le calcul de la réponse sismique d'une structure à l'aide d'une modélisation élastique linéaire en raideur et visqueuse en amortissement.

Dans cette méthode, l'action sismique est représentée par un spectre d'oscillateur par direction et des règles d'emploi sont associées, en particulier la règle de combinaison des maxima modaux.

La méthode spectrale permet la détermination de la valeur absolue maximale d'une grandeur physique scalaire dépendant linéairement de l'amplitude des modes.

Les différentes étapes en sont les suivantes :

- la détermination des modes propres, des fréquences propres, des coefficients de participation modale par direction de séisme,
- la détermination des amortissements réduits modaux, compte tenu des amortissements du sol et de ceux des matériaux de l'ouvrage,
- la détermination par direction de séisme de l'amplitude maximale de la réponse de chaque mode à partir de la lecture, à la fréquence et à l'amortissement du mode, du spectre appliqué et du coefficient de participation du mode dans la direction considérée,
- l'établissement de la réponse à une direction de séisme, par combinaison des différentes réponses modales correspondantes. Pour être représentative dans le cas général des hypothèses sur le signal sismique, cette combinaison requiert l'établissement de coefficients de corrélation des réponses modales maximales,
- l'établissement de la valeur absolue de la réponse globale à toutes les directions de séisme par combinaison des réponses aux trois directions de séisme.

La méthode spectrale de référence du présent guide prend en compte :

- l'ensemble des modes propres du modèle de fréquence inférieure à la fréquence de coupure* (f_c),
- la corrélation des réponses modales maximales résultant de l'hypothèse d'un signal stationnaire à large bande (méthode quadratique complète) pour les modes de fréquence inférieure à la fréquence de coupure (f_c) du spectre dans la direction considérée,
- la limitation des amortissements réduits modaux à 30% pour la détermination de l'accélération spectrale, des coefficients de corrélation et des spectres transférés,
- le caractère spécifique quasi-statique des modes de fréquence supérieure à f_c dans chaque direction par l'introduction d'un pseudo-mode*,
- le cumul des composantes dues aux trois directions de séisme.

Pour l'évaluation de l'accélération spectrale, les interpolations sont logarithmiques dans les domaines des fréquences, des accélérations et des amortissements.

Des adaptations de la méthode spectrale décrite peuvent être admises sous réserve qu'elles en constituent une bonne approximation en termes de cumul modal et de troncature modale.

Pour le dimensionnement des éléments de structure à partir des résultats de l'analyse spectrale, la réponse sismique d'une grandeur physique est considérée comme pouvant être prise égale à -1 et $+1$ fois sa valeur.

Lorsque l'exploitation des résultats nécessite l'utilisation de plusieurs grandeurs, par exemple dans le cas de la flexion déviée d'une poutre, en alternative à la prise en compte simultanée des valeurs maximales de ces grandeurs, il est admis d'établir leur domaine de concomitance. Pour le dimensionnement, un ensemble suffisant de points est déterminé pour constituer une enveloppe de ce domaine. En cas de mise en œuvre de cette méthode, le principe d'élaboration des ensembles de points retenus est explicité et son caractère enveloppe est justifié.

2.5.2.2 Méthodes transitoires

Les différentes étapes lors de l'utilisation d'une méthode transitoire sont les suivantes :

- la sélection des accélérogrammes correspondant aux mouvements sismiques considérés pour le dimensionnement suivant les conditions définies dans le § 2.2.3.,
- la résolution au cours du temps des équations du mouvement, suivant des méthodes adaptées aux spécificités des modélisations.

Méthodes transitoires applicables aux modèles linéaires

La réponse transitoire d'un modèle linéaire à une excitation sismique représentée par un ou plusieurs accélérogrammes est obtenue par intégration :

- des équations différentielles vérifiées par les coefficients du développement de la solution sur la base modale. Dans ce cas, la représentation et la limitation de l'amortissement se font dans les mêmes conditions que pour l'emploi de la méthode spectrale ;
- des équations du mouvement exprimées dans la base physique naturelle du modèle. Dans ce cas le modèle comporte une matrice d'amortissement C représentative des phénomènes physiques mis en jeu.

La contribution de l'amortissement interne à la matrice d'amortissement est obtenue suivant la formulation de Rayleigh, sous la forme $C = \alpha.M + \beta.K$ où K est la matrice de rigidité et M la matrice de masse pour chaque zone de matériaux, les coefficients α et β sont choisis pour que l'amortissement qui en résulte soit inférieur ou égal dans la gamme des fréquences d'intérêt à la valeur visée pour le matériau de la zone.

Si les équations du mouvement sont écrites en termes de déplacements et de vitesses absolus, le coefficient α est pris égal à zéro. C'est en particulier le cas lorsque la structure est liée au sol par des éléments de fondation séparés et que l'excitation sismique n'est pas la même pour tous ces éléments.

Il est vérifié que les schémas d'intégration numérique utilisés n'introduisent pas d'amortissement parasite significatif.

Pour chaque direction, il est utilisé un jeu d'accélérogrammes. Il est alors admis, pour chaque grandeur utile au dimensionnement, de retenir la moyenne des valeurs absolues des résultats obtenus pour chacun des accélérogrammes dans la mesure où ceux-ci respectent les conditions définies au § 2.2.3..

Méthodes transitoires applicables aux modèles non linéaires

La mise en œuvre de calculs non linéaires transitoires reste délicate et nécessite des validations complexes. Ces calculs sont utilisés pour des configurations où les autres méthodes citées précédemment ne sont pas pertinentes ou pour des évaluations complémentaires.

Il est justifié que les algorithmes numériques utilisés pour la modélisation des non-linéarités assurent une représentation physiquement correcte et numériquement robuste des phénomènes considérés. Le critère de convergence retenu est explicité et permet d'assurer que les résultats du calcul transitoire sont peu dépendants du critère de convergence.

Si la non-linéarité considérée n'a pas un caractère dissipatif (cas des non-linéarités géométriques dans un modèle dont les éléments structuraux restent dans le domaine élastique), la matrice d'amortissement du modèle peut être obtenue en appliquant les clauses du paragraphe précédent relatives aux modèles linéaires. Dans le cas contraire, si le caractère dissipatif est pris en compte dans la non-linéarité des matériaux (cas du frottement avec déplacement relatif des parties en contact ou des déformations plastiques), la contribution de ce phénomène à la matrice d'amortissement n'est pas prise en compte.

Cependant, si la stabilité numérique des résultats est mise en cause lorsque la matrice d'amortissement est totalement supprimée, il est admis d'introduire une matrice d'amortissement proportionnelle à la matrice de rigidité correspondant au comportement linéaire du modèle, en introduisant un amortissement réduit additionnel d'au plus 2% pour le mode fondamental et inférieur à 5% à la fréquence de coupure.

Une attention particulière est portée à la variabilité des résultats en fonction des accélérogrammes. La grandeur à retenir pour le dimensionnement D est alors définie en fonction du nombre N d'accélérogrammes utilisés respectant les conditions définies au § 2.2.3., de la moyenne M et de l'écart type S des valeurs absolues des résultats en considérant N supérieur ou égal à 5 pour chaque direction étudiée.

Il est admis d'utiliser un estimateur d'intervalle de confiance tel que l'estimateur de Student-Fischer dont la formulation est donnée ci-après :

$$D = M + \lambda(N).S$$

où $\lambda(N)$ est défini et tabulé en Annexe 2 à partir de la variable de Student.

2.5.2.3 Exploitation des résultats issus des méthodes dynamiques linéaires

A l'issue d'un calcul spectral (cf. § 2.5.2.1.) ou transitoire linéaire (cf. § 2.5.2.2.), les résultats en termes de sollicitations et de déplacements sont utilisés suivant les conditions du § 2.7., soit par l'intermédiaire de calculs pseudo-statiques effectués sur un modèle différent permettant de détailler la distribution des efforts

internes dans la structure soumise à un chargement statique équivalent au séisme par direction, soit directement si le modèle dynamique en permet l'exploitation.

2.5.3 Méthodes statiques

L'emploi de ces méthodes suppose une justification de la représentativité des chargements sismiques utilisés et de leur caractère enveloppe.

2.5.3.1 Méthodes statiques linéaires simplifiées

Des méthodes statiques linéaires équivalentes mettant en œuvre des modèles et des chargements sismiques simplifiés peuvent être utilisées pour prendre en compte les effets du séisme dans le dimensionnement des ouvrages ou parties d'ouvrage. Ces méthodes sont principalement utilisées pour le dimensionnement des éléments non structuraux.

2.5.3.2 Méthodes statiques non linéaires simplifiées

Ces méthodes sont acceptables dans la mesure où la prise en compte du comportement non linéaire des ouvrages est pertinente à l'égard des exigences de comportement qui leur sont attribuées (cf. § 2.1.1.).

L'incursion dans le domaine non linéaire des éléments structuraux est prise en compte :

- soit par le biais de coefficients réducteurs appliqués aux efforts sismiques obtenus par une méthode linéaire, méthode dite « non linéaire équivalente »,
- soit par une analyse statique monotone non linéaire par direction horizontale de séisme, méthode dite « en poussée progressive ».

Méthode non linéaire équivalente

La méthode non linéaire équivalente prend en compte la non-linéarité des matériaux par l'application de coefficients réducteurs sur les efforts sismiques obtenus à partir d'un calcul considérant un comportement linéaire des matériaux. Elle est admise pour le dimensionnement des ouvrages dont les seules exigences de comportement sont l'absence d'interaction* avec des ouvrages situés à proximité ou la stabilité d'ensemble.

La méthode est mise en œuvre par application de la réglementation en vigueur applicable aux ouvrages de la catégorie à risque normal, en considérant des mouvements sismiques de dimensionnement définis par le spectre sismique réglementaire, en adaptant le coefficient d'importance, pour que le spectre obtenu soit enveloppe, dans la gamme des fréquences utiles du spectre de dimensionnement au sens du § 2.2.2..

Méthode « en poussée progressive »

La méthode en poussée progressive détermine la réponse sismique d'une structure à partir de sa réponse statique à un chargement monotone croissant cohérent avec le comportement modal de la structure. Elle permet d'évaluer la déformabilité de l'ouvrage, correspondant au déplacement sismique maximal attendu, dans le cadre d'une étude complémentaire de la robustesse de l'ouvrage, postérieure à son dimensionnement.

La mise en œuvre de cette méthode implique une attention particulière à la représentativité des chargements monotones imposés, aux effets éventuels liés à la localisation initiale des déformations plastiques et au caractère tridimensionnel du chargement sismique ; il est nécessaire d'envisager différentes hypothèses de chargement de l'ouvrage et de prendre en compte les incertitudes sur l'évaluation des rigidités relatives, des capacités résistantes et des limites de déformation des différents éléments.

2.5.4 Cumul des effets des trois composantes de séisme

A l'exception du cas où le comportement sismique est évalué par un calcul de la réponse transitoire en excitant simultanément chacun des axes du modèle, un cumul des effets des trois composantes de séisme est effectué.

Lorsque les effets des trois composantes de séisme, x, y, z, sont calculés séparément par les méthodes linéaires décrites aux § 2.5.2. et § 2.5.3., ce cumul est généralement effectué par la combinaison quadratique ou par la combinaison de Newmark. Ces combinaisons permettent de cumuler de façon simplifiée des réponses par direction de séisme en compatibilité avec l'hypothèse d'isoprobabilité des composantes de séisme.

Selon la combinaison de Newmark, pour une variable donnée S, les effets de chaque composante sont combinés en considérant la formule suivante :

$$S = \text{Max} (\pm S_x \pm 0,4S_y \pm 0,4S_z ; \pm 0,4S_x \pm S_y \pm 0,4S_z ; \pm 0,4S_x \pm 0,4S_y \pm S_z)$$

Dans lesquelles S_x , S_y et S_z désignent les déplacements ou les sollicitations maximales dues à chacune des composantes x, y, z et S l'action résultante.

Ces règles de cumul sont admises dans le cas de faibles non-linéarités.

2.5.5 Mouvements sismiques transférés

Les données utiles au dimensionnement ou à la qualification sismique des matériels peuvent prendre la forme de valeurs enveloppes d'accélération, de déplacements, d'accélérogrammes et/ou de spectres de réponse d'oscillateurs. La forme la plus courante est constituée par le spectre dit « de plancher ».

Le spectre de plancher constitue un résultat de l'analyse dynamique. Deux méthodes sont admises pour le calculer :

- une méthode dite de transfert direct de spectres, associée à une excitation du bâtiment par des spectres de réponse de sol,
- une méthode de calcul des accélérogrammes de plancher associés à une excitation du bâtiment par des accélérogrammes.

La méthode de calcul de transfert direct du spectre, entre le niveau du sol et un niveau quelconque du bâtiment, est fondée sur l'analyse modale et spectrale de celui-ci. Elle est admise lorsque son comportement sous séisme de dimensionnement est considéré comme linéaire.

Lorsque le calcul des spectres est fondé sur la décomposition modale du comportement de la structure porteuse, la validité de la base modale retenue est vérifiée.

Les spectres de planchers sont calculés en des points du modèle représentatifs des points d'ancrage des matériels à justifier. Le choix des nœuds du modèle de calcul correspondant aux différentes zones d'implantation des matériels est fait en tenant compte aussi des spécificités de modélisation de la structure porteuse.

Les spectres de plancher sont calculés pour les degrés de liberté nécessaires à l'analyse du comportement dynamique des matériels en application des critères de couplage associés aux phénomènes d'interaction entre les matériels et la structure porteuse. Une attention particulière est apportée aux phénomènes des modes locaux (souplesse des planchers, par exemple).

Le calcul des spectres de planchers ou celui d'autres grandeurs telles que les déplacements en un nœud du modèle tient compte des conditions aux limites particulières du bâtiment (rotation du bâtiment, décollement du radier...) et de la position dans l'ouvrage du nœud considéré.

Si une méthode de réponse transitoire linéaire (directe ou sur base modale) est utilisée, la variabilité du signal sismique est prise en compte, en effectuant plusieurs analyses transitoires de l'ouvrage. Les spectres transférés de dimensionnement sont obtenus en prenant la moyenne des spectres obtenus avec un jeu d'accélérogrammes conforme au § 2.2.3..

Les spectres de plancher tiennent compte des incertitudes liées à la modélisation du sol et de l'ouvrage, ainsi qu'à la variabilité des propriétés des matériaux. La variabilité des propriétés mécaniques du sol est prise en compte conformément au § 2.4.4.1.. Après lissage des spectres transférés, les incertitudes liées aux caractéristiques de l'ouvrage sont prises en compte en s'assurant d'un élargissement minimum en fréquence de 15% de part et d'autre des pics du spectre correspondant aux caractéristiques moyennes du sol. Il est admis de remplacer le spectre de plancher qui couvre les plages d'incertitude précédemment définies par une série de spectres.

Les spectres de planchers sont calculés sur une plage de fréquences et pour des amortissements couvrant les besoins de la justification des matériels. Dans le cas d'un matériel multi-supporté prenant appui sur des éléments dont les réponses sismiques ne sont pas corrélées, il convient de veiller à ce que le chargement sismique comporte une composante inertielle et une composante cinématique (champ de déplacements différentiels entre les bâtiments supports au niveau des points d'accrochage du matériel). La composante cinématique est estimée en combinant de façon conservatoire les valeurs absolues des déplacements des ouvrages considérés isolément.

2.6. OUVRAGES PARTICULIERS

2.6.1 Ouvrages en infrastructure

L'action sismique sur les ouvrages en infrastructure se traduit par l'apparition de pressions supplémentaires qui s'ajoutent aux pressions d'origine statique. Ces pressions ont pour origine les terres retenues par l'ouvrage, et sous certaines conditions l'eau interstitielle contenue dans le terrain. Un plan d'eau en contact avec l'ouvrage en infrastructure développe également des surpressions hydrodynamiques.

La valeur de l'incrément de poussée dynamique des terres dépend de la possibilité de l'ouvrage de se déplacer par rapport au sol. L'effort est d'autant plus faible que l'ouvrage est susceptible de se déplacer. Ce déplacement peut résulter d'une translation de l'ouvrage, d'une rotation de sa fondation ou d'une déformation de la structure.

Dans l'évaluation de l'incrément de poussée dynamique des terres il y a lieu d'évaluer la contribution du terrain proprement dit et celle de l'eau interstitielle. Suivant la perméabilité du terrain, cette contribution est prise en compte globalement dans l'évaluation de la poussée dynamique du terrain (terrain peu perméable) ou séparément (terrain très perméable) de celle-ci.

L'analyse du comportement sismique de l'ouvrage sous l'action des sols en contact prend en compte les aspects suivants :

- la capacité portante de la fondation,
- la stabilité au renversement de l'ouvrage,
- le glissement sur la fondation,
- la résistance structurelle de l'ouvrage,
- la résistance des ancrages éventuels.

Pour ce qui concerne ces analyses, il convient de se reporter au § A.3.1. de l'Annexe 3.

2.6.2 Ouvrages en terre

L'état limite d'un ouvrage en terre est défini comme l'état conduisant à des déplacements irréversibles incompatibles avec ses exigences de comportement.

Lorsque les caractéristiques de résistance des matériaux constitutifs de l'ouvrage ou situés en fondation ne subissent pas de modification significative pendant la sollicitation sismique, il est admis de vérifier la stabilité sismique de l'ouvrage par une méthode pseudo-statique.

La justification de la stabilité de l'ouvrage peut nécessiter le recours à l'évaluation des déplacements irréversibles engendrés par la sollicitation sismique. Dans ce cas, il est admis, avec les mêmes réserves que précédemment, d'utiliser des méthodes simplifiées, telle que la méthode de Newmark (cf. § A.3.2. de l'Annexe 3).

2.6.3 Galeries et canalisations enterrées

Ce paragraphe concerne les ouvrages totalement enterrés situés à une profondeur inférieure à 20 m.

Le calcul des galeries et des canalisations enterrées tient compte des effets inertiels et des effets de la déformation résultant de la propagation des ondes sismiques dans les terrains.

Les effets de traction et de compression dus à la déformation imposée peuvent être calculés :

- soit en considérant que la galerie ou la canalisation suit parfaitement la déformation du sol,
- soit en modélisant l'interaction entre l'ouvrage enterré et le sol.

Pour les galeries enterrées, les effets de la déformation imposée dans le plan de la section droite (distorsion et ovalisation) sont considérés.

2.7. UTILISATION DES SOLLICITATIONS CALCULEES POUR LE DIMENSIONNEMENT

Les sollicitations sismiques obtenues dans les différents éléments des modèles mis en œuvre dans le cadre des méthodes exposées ci-dessus, complétées éventuellement par les sollicitations sismiques imparfaitement représentées par les modèles (réactions d'appui de matériels, amplifications locales, effets des décollements de radier, par exemple) sont utilisées en combinaison avec les sollicitations résultant

d'autres actions dont les effets sont considérés en concomitance avec ceux du séisme (cf. § 2.1.2.) dans les conditions décrites au § 2.5.1..

A cette fin, des calculs statiques peuvent permettre de déterminer la réponse de la structure soumise à un chargement statique équivalent au chargement sismique combiné avec les autres actions en concomitance avec le séisme pour vérifier un équilibre statique sous les efforts induits par ces combinaisons d'actions ; ils visent en particulier à identifier la distribution des efforts internes dans les éléments structuraux et leur transfert aux fondations et au sol d'assise.

A ce stade des études, le dimensionnement des ouvrages est poursuivi en retenant des critères de justification permettant de démontrer le respect des exigences de comportement qui leur sont attribuées. Ces critères prennent en compte les incertitudes inhérentes à la démarche, notamment celles associées aux méthodes de calcul, aux caractéristiques des matériaux et à la réalisation des ouvrages.

ANNEXE 1

Caractéristiques conventionnelles des matériaux de construction

A.1.1. : Valeurs à considérer pour l'analyse du comportement sismique d'ensemble

Les valeurs indiquées dans le tableau suivant constituent, en l'absence de valeurs précises déduites d'une spécification des matériaux, des valeurs dynamiques conventionnelles pouvant être utilisées pour évaluer les raideurs des éléments structuraux réalisés avec des matériaux ordinaires hors particularités spécifiques, pour une analyse linéaire du comportement sismique d'ensemble.

	Module d'Young	Coefficient de Poisson	Masse volumique	Valeur réduite de l'amortissement interne
Béton précontraint	40 000 MPa	0,2	2500 kg/m ³	0,05
Portiques de contreventement en béton armé ⁽¹⁾	20 000 MPa	0,2	2500 kg/m ³	0,07
Autres éléments en béton armé	33 000 MPa	0,2	2500 kg/m ³	0,07
Charpente métallique (acier)	210 000 MPa	0,3	7850 kg/m ³	0,07 (boulonnée) 0,04 (soudée)
Charpente Aluminium	70 000 MPa	0,3	2700 kg/m ³	0,04

⁽¹⁾ L'utilisation de cette valeur est admise si la structure est régulière au sens du § 2.1.3.2. du présent guide et comporte un système de contreventement principalement constitué de portiques. Dans cette situation les déplacements sont, en outre, majorés d'un facteur 2.

A.1.2. : Prise en compte de la variabilité de rigidité des éléments en béton sollicités en flexion

Pour tenir compte des effets de la fissuration dans les éléments en béton armé fléchis, il est admis d'effectuer une analyse linéaire équivalente. A défaut de justification plus précise, les plages des valeurs suivantes sont admises :

	Module d'Young	Coefficient de Poisson	Masse volumique	Valeur réduite de l'amortissement interne
voiles et planchers ⁽²⁾	20 000-33 000 MPa	0,2	2500 kg/m ³	0,07
poutres et poteaux	10 000-20 000 MPa	0,2	2500 kg/m ³	0,07

⁽²⁾ Dans certains cas (plancher portant dans une seule direction, par exemple) les caractéristiques à considérer sont celles des poutres.

ANNEXE 2

Utilisation de la loi de Student-Fischer

A.2.1. LOI DE STUDENT-FISCHER : HYPOTHESES ET PROPRIETES

La loi de Student-Fischer est couramment employée en analyse statistique ; elle permet d'obtenir une estimation de la moyenne d'une population à partir des valeurs de moyenne et écart type déterminées sur un échantillon réduit (typiquement $5 \leq N \leq 50$). Sa principale propriété est de tendre vers une loi normale quand N tend vers l'infini.

Dans ces conditions, l'estimation D de la moyenne de la population D_{pop} peut être réalisée par excès à partir des valeurs de la moyenne M et de l'écart-type S de l'échantillon, ainsi que du nombre N de résultats et de la variable de Student $t_{0,05; N-1}$, pour définir $\lambda(N)$ introduit dans le § 2.5.2.2. (D est la borne supérieure de l'intervalle de confiance de la grandeur considérée) :

$$D = M + \frac{t_{0,05; N-1}}{\sqrt{N}} \cdot S \text{ d'où } \lambda(N) = \frac{t_{0,05; N-1}}{\sqrt{N}}$$

La formulation précédente correspond alors à une estimation enveloppe de la moyenne de la population à 95% de confiance (unilatéral), équivalent à un intervalle de confiance de 90% (bilatéral). Pour une taille d'échantillon de N, la variable de Student à retenir correspond alors à une loi à N-1 degrés de liberté.

A.2.2. VALEURS TABULEES DE LA VARIABLE DE STUDENT

En pratique, la variable de Student dépend de la taille de l'échantillon N et du niveau de confiance visé. Le tableau suivant présente les valeurs tabulées de la variable de Student pour un niveau de confiance de 95 % (unilatéral), pour N compris entre 5 et 50.

N	$\lambda(N)$
5	0,95
6	0,82
7	0,73
8	0,67
9	0,62
10	0,58
11	0,55
12	0,52
13	0,49
14	0,47
15	0,45
20	0,34
25	0,34
30	0,31
40	0,27
50	0,24

ANNEXE 3

Ouvrages particuliers

A.3.1. OUVRAGES EN INFRASTRUCTURE

A.3.1.1. Méthodes d'évaluation des poussées dynamiques

Les poussées dynamiques sur les ouvrages de soutènement résultent d'une interaction entre le sol et la structure et à ce titre relèvent de calculs d'interaction sol-structure. Il est cependant possible de les évaluer par des méthodes pseudo statiques faisant appel à la théorie des poussées sur les écrans de soutènement, connue sous le nom de théorie de Mononobe et Okabe, et constituant l'extension au cas sismique de la méthode de Coulomb.

L'évaluation pseudo statique des poussées dynamiques par la théorie de Mononobe et Okabe n'est plus licite lorsque des pressions interstitielles élevées se développent dans le terrain.

Le modèle de base pour l'analyse pseudo statique comprend l'ouvrage de soutènement, un coin de sol situé à l'arrière de l'ouvrage supposé en état d'équilibre limite et toutes les charges agissant sur le coin de sol.

L'action sismique est représentée par un ensemble de forces d'inertie, horizontale et verticale, égales au produit des forces gravitaires du modèle défini ci-dessus par un coefficient sismique.

Le coefficient sismique est lié à la valeur de l'accélération maximale du sol ; il est pris égal à une fraction de celle-ci lorsque l'ouvrage est susceptible de se déplacer et de tolérer les mouvements engendrés. Cette disposition implique implicitement que l'ouvrage subira un déplacement permanent. Pour les ouvrages ancrés ou butés, le rapport entre le coefficient sismique et l'accélération du sol peut être supérieur à 1.

Pour les ouvrages de soutènement de hauteur supérieure à 10 m, il y a lieu de tenir compte dans l'évaluation du coefficient sismique de l'amplification du mouvement sur la hauteur du soutènement.

Le point d'application de l'incrément de poussée dynamique est pris à mi-hauteur du soutènement. Toutefois pour les murs susceptibles de tourner autour de leur fondation, il est admis de confondre ce point d'application avec celui des poussées statiques.

Pour les structures butées ou ancrées et non susceptibles de se déplacer par rapport au sol, il est préférable d'évaluer les poussées dynamiques par les méthodes relevant de l'élastodynamique des milieux continus.

A.3.1.2. Vérifications des ouvrages enterrés

Pour les ouvrages enterrés, en contact avec le sol sur deux faces opposées, la vérification de la stabilité globale (glissement, renversement, capacité portante), s'effectue en calculant les efforts actifs et en évaluant la fraction des efforts réactifs mobilisés pour assurer l'équilibre de l'ouvrage.

Les efforts actifs comprennent :

- les efforts inertiels appliqués à l'ouvrage,
- les efforts dus à la poussée d'eau (statiques et éventuellement hydrodynamiques),
- la poussée statique et dynamique des terres sur une face de l'ouvrage.

Les efforts réactifs comprennent :

- le frottement mobilisable sous l'ouvrage et éventuellement sur les faces latérales parallèles à la direction des sollicitations,
- l'effort de réaction mobilisable du terrain sur la face opposée de l'ouvrage.

Dans l'évaluation de la fraction d'efforts réactifs mobilisables, l'effort ultime mobilisable n'excède pas la somme du frottement ultime auquel est ajoutée, si nécessaire, une fraction de l'effort de réaction des terrains au plus égale à 30% de l'effort de butée ultime.

Il est admis de calculer l'effort de butée mobilisable par les méthodes exposées au § A.3.1.1., en particulier par la théorie de Mononobe et Okabe, sous réserve de considérer un angle nul pour l'inclinaison de la butée.

Pour les ouvrages ancrés, le dispositif d'ancrage est situé hors de la zone d'influence du coin de sol en état d'équilibre limite. Cela conduit à des longueurs d'ancrage supérieures à celles retenues pour les chargements statiques.

Cette condition est considérée comme satisfaite pour un sol homogène, si la longueur de l'ancrage l_s est majorée par rapport à la situation statique et est au moins égale à $l'_s = l_s \times (1 + 0,5 \times \gamma_{max}/g)$ où γ_{max}/g est l'accélération maximale du sol, exprimée en nombre de g.

A.3.2. OUVRAGES EN TERRE

Pour l'analyse de la réponse sismique de l'ouvrage, les caractéristiques de résistance à retenir pour les matériaux sont les résistances au cisaillement cyclique non drainé.

Dans le cas où les caractéristiques des matériaux ne subissent pas de dégradation pendant la sollicitation sismique, il est admis d'évaluer la stabilité sismique des ouvrages en terre par des méthodes pseudo statiques. Lorsque cette condition n'est pas satisfaite, une analyse dynamique transitoire est effectuée, en prenant en compte les variations des caractéristiques des matériaux constitutifs de l'ouvrage au cours de la sollicitation.

Néanmoins, si les variations des caractéristiques n'affectent qu'un volume limité de l'ouvrage ou de sa fondation, il est admis de réaliser une étude pseudo statique en considérant pour ce volume un coefficient sismique égal à l'accélération maximale du sol et les caractéristiques de résistance résiduelle.

Pour la vérification pseudo statique, les méthodes usuelles de stabilité de pentes sont admises. Les forces d'inertie s'exerçant sur le volume étudié sont ajoutées aux forces gravitaires, les forces d'inertie verticales étant considérées comme ascendantes ou descendantes.

Les forces d'inertie s'expriment comme le produit des coefficients sismiques horizontal k_H et vertical k_V par le poids du volume d'ouvrage en terre dont la stabilité est étudiée et s'appliquent au centre de gravité de ce volume. Les valeurs des coefficients sismiques sont prises proportionnelles à l'accélération maximale du sol.

$$k_H = \lambda \cdot \gamma_{max}/g \text{ et } k_V = \pm 0,5 \cdot k_H,$$

où γ_{max}/g est l'accélération maximale du sol exprimée en nombre de g.

La valeur du coefficient de proportionnalité λ dépend de la géométrie de l'ouvrage en terre et du déplacement admissible. Il convient de noter que ce coefficient peut être supérieur à 1.

Pour des ouvrages en terre réguliers de moins de 10 mètres de hauteur admettant des déplacements irréversibles inférieurs à quelques dizaines de centimètres, un coefficient sismique horizontal correspondant à la moitié de l'accélération maximale du sol est admis ($\lambda = 0,5$).

Lorsqu'une évaluation du déplacement permanent de l'ouvrage est requise, des méthodes simplifiées, telles que celle de Newmark, ou l'utilisation des abaques qui en résultent sont admises. Pour ces évaluations le coefficient sismique est pris égal à l'accélération maximale du sol.

ANNEXE 4

Documents relatifs à l'application du guide

A.4.1. En soutien d'un Rapport Préliminaire de Sûreté, l'exploitant transmet à l'Autorité de Sûreté Nucléaire une note de synthèse présentant le contenu des dossiers de conception et d'études d'avant-projet disponibles. Cette note a pour objet de justifier que les choix de conception et la démarche de dimensionnement retenus dans le domaine concerné par le présent guide permettent de garantir que l'ouvrage à construire sera en mesure de satisfaire les exigences retenues à l'égard de la sûreté. Cette note comporte notamment les éléments suivants :

- les documents en référence, notamment les référentiels techniques retenus,
- la description des ouvrages de génie civil et du sol de fondation,
- les exigences de sûreté attribuées à chaque ouvrage et les exigences de comportement qui s'en déduisent,
- les caractéristiques des matériaux de construction et les critères de justification retenus par ouvrage pour satisfaire les exigences de comportement,
- les mouvements sismiques de dimensionnement par ouvrage (spectres et accélérogrammes éventuellement utilisés),
- les hypothèses et la méthodologie d'étude retenues par ouvrage,
- les conclusions des études de prédimensionnement disponibles.

A.4.2. Au plus tard lors de la transmission du Rapport Provisoire de Sûreté, une note de synthèse est transmise à l'Autorité de Sûreté Nucléaire, présentant le contenu des dossiers de la justification de la conception et du dimensionnement. Cette note comporte les éléments montrant que l'ouvrage tel que construit satisfait aux exigences retenues à l'égard de la sûreté lors de sa conception dans le domaine concerné par le présent guide . Outre les éléments cités plus haut, cette note comprend les éléments suivants :

- les documents en référence et l'architecture documentaire des dossiers d'études,
- les hypothèses et la méthodologie d'études appliquées par ouvrage, complétées par un logigramme explicitant l'enchaînement des étapes de l'étude,
- la présentation des modèles de calcul des ouvrages mis en œuvre, en particulier la prise en compte de l'interaction sol/structure, et leur représentativité,
- les résultats de l'analyse modale et de l'analyse sismique, en particulier, pour chaque composante du mouvement sismique, les contributions modales, les résultats des grandeurs caractéristiques en divers points de la structure (accélérations, déplacements, rotations...), ainsi que les grandeurs et les schémas associés aux modes propres significatifs, et dans le cas d'une analyse transitoire, pour les grandeurs utiles, les valeurs caractéristiques des réponses temporelles, ainsi qu'une quantification de la variabilité de ces réponses,
- les mouvements sismiques transférés (méthodes de calcul, paramétrage, lissage et élargissement),
- les conclusions des études au regard de l'atteinte des exigences de sûreté attribuées.

A.4.3. L'Autorité de Sûreté Nucléaire se réserve le droit de demander, en tant que de besoin, des éléments complémentaires de justification pour certains points particuliers. Le cas échéant, notamment lorsque des études de sensibilité sont nécessaires, elle se réserve le droit de demander les supports informatiques des modélisations numériques utilisées.

Glossaire

Absence d'interaction : exigence de comportement qui a pour objectif d'éviter, sous séisme, le choc entre des composants de l'installation (ouvrages, éléments, matériels) proches les uns des autres. Elle se traduit par une exigence de limitation des déplacements de ces composants en fonction de leur distance de séparation les uns vis à vis des autres. Cette exigence implique la stabilité des ouvrages ou des éléments structuraux.

Accélérogramme : accélération du mouvement dû à un séisme en fonction du temps pour une direction donnée.

Action : cause des forces appliquées ou de déformations imposées à un ouvrage.

Amortissement radiatif du sol: phénomène de dissipation d'énergie due aux ondes transmises dans le sol par les vibrations des fondations d'un ouvrage.

Confinement : fonction qui a pour objectif de limiter le rejet des matières dangereuses vers l'environnement, sous différentes conditions de fonctionnement de l'installation. Pour les ouvrages de génie civil qui participent à son maintien, il se traduit par des exigences d'étanchéité.

Dispositions constructives : dispositions techniques à l'échelle des éléments structuraux qui concourent à la robustesse recherchée d'un ouvrage (par exemple : disposition locale de ferrailage pour le béton armé, adaptation des assemblages des éléments de charpente métallique...).

Ductilité : capacité d'un élément structural à se déformer dans le domaine post-élastique des matériaux sans perte de sa capacité résistante.

Efforts inertiels : efforts dus à l'accélération des masses élémentaires d'un ouvrage.

Fréquence de coupure : fréquence au-delà de laquelle un oscillateur suit le mouvement de son support.

Impédance d'une fondation : fonction représentant la rigidité et l'amortissement de l'interface entre les fondations d'un ouvrage et le sol.

Méthode de déconvolution : méthode mathématique permettant d'évaluer le mouvement sismique à une certaine profondeur à partir du mouvement en surface.

Pseudo-mode : mode de vibration qui représente tous les modes de fréquence égale ou supérieure à la fréquence de coupure.

Robustesse : propriété d'un ouvrage qui autorise des variations des cas de chargement au-delà des cas de dimensionnement, sans produire une modification brutale de son comportement.

Sollicitations : efforts internes à l'ouvrage provoqués par les actions et les combinaisons d'actions.

Spectre de réponse : courbe correspondant à l'amplitude maximale, en fonction de la fréquence, de la réponse d'oscillateurs simples pour un amortissement donné, lorsqu'ils sont sollicités par le mouvement sismique.

Stabilité d'ensemble : exigence de comportement attribuée au système principal de contreventement qui a pour objectif le non-effondrement d'un ouvrage de génie civil.

Stabilité locale : exigence de comportement d'un élément structural qui s'exprime en équilibre statique, en résistance mécanique et en stabilité de forme.

Supportage des matériels : exigence de comportement qui exprime le fait que l'état de l'élément structural supportant des matériels est compatible avec le respect des exigences attribuées à ces matériels. Cette exigence implique la stabilité de l'élément structural concerné.