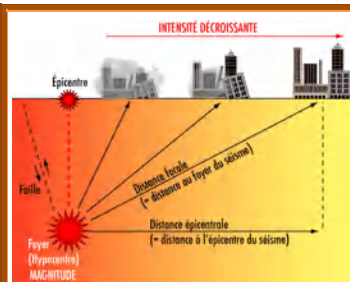


Guide Structures - Support

	<p>Mise en application de la section II</p> <p>[Dispositions relatives aux règles parasismiques applicables à certaines installations]</p> <p>de l'arrêté du 04 octobre 2010</p>	<p>DT 111 rev1</p> <p>Janvier</p> <p>2026</p>
-------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------

PREAMBULE

Le guide « Structures Support » s’inscrit dans le cadre de la rédaction de Guides Techniques pour la prévention parasismique des installations industrielles soumises à l’arrêté du 24 janvier 2011. Cette mission, confiée par le GICPER à l’AFPS et la SNCT a consisté en l’établissement des guides suivants :

- Guide de méthodologie générale (pilotage et rédaction par l’AFPS) ;
- Instrumentation sismique (pilotage et rédaction par l’AFPS) ;
- Structures support (pilotage et rédaction par l’AFPS) ;
- Réservoirs de stockage atmosphériques (pilotage et rédaction SNCT) ;
- Equipements de procédé (pilotage et rédaction par la SNCT) ;
- Les tuyauteries et la robinetterie (pilotage et rédaction par la SNCT) ;
- Etudes de cas (pilotage et rédaction par l’AFPS).

Ces guides constituent pour les industriels et l’administration un référentiel d’appropriation du nouvel arrêté « fixant les règles parasismiques applicables à certaines installations classées ».

Dans ce cadre, le guide « Structures Support » a été rédigé de 2012 à 2014 par un groupe de travail constitué des personnes suivantes :

Animation

Didier COMBESCURE EDF R&D et F4E ITER

Secrétariat technique

Céline DUJARRIC EGIS

- Michel DEMORTIER SOLVAY/ GEC
- Eric FORTUIT AFGC
- Christian GALLOIS AREVA
- Pierre GOUTORBE ARKEMA
- Sarkis KOURAJIAN AIR LIQUIDE
- Thierry LAMADON BUREAU VERITAS
- Marc LEBELLE Expert
- Alain LANGEOIRE CEA
- Robert MARCHAL Expert
- Pierre- Alain NAZE GDS
- Ilie PETRE LAZAR EDF- SEPTEN
- Gildas POTIN TRACTEBEL ENG. SA
- Matthieu REIMERINGER INERIS
- Pierre RENIER EDF
- Jean- François TISSANDIER TOTAL
- Frédéric RENOUE EDF
- Adrien WILLOT INERIS

Les membres du Groupe de travail sont reconnaissants à Maël COUCHAUX (CTICM), qui a apporté une aide précieuse par ses recommandations pour l’application des Eurocodes pour la justification des ancrages.

Cette version du guide contient les modifications effectuées suite aux commentaires de Janvier 2019 et Décembre 2019 (voir Annexe B)

CONTENU

PREAMBULE	2
CONTENU	3
TABLE DES ILLUSTRATIONS	6
1 INTRODUCTION	10
1.1 CONTEXTE	10
1.2 OBJET DU GUIDE	10
1.3 DEFINITIONS	11
1.4 STRUCTURES SUPPORT VISEES PAR LE GUIDE	13
1.4.1 Fondations.....	14
1.4.2 Structures supports d'équipements verticaux	16
1.4.3 Structures supports de réservoirs horizontaux	16
1.4.4 Structures supports de réservoirs verticaux	18
1.4.5 Structures supports de sphères de stockage	19
1.4.6 Structures multi-supportées	20
2 COMPORTEMENT SISMIQUE DES STRUCTURES SUPPORT	22
2.1 RETOUR D'EXPERIENCE GENERAL DES MISSIONS POST-SISMIQUES	22
2.2 STRUCTURES EN BETON ARME ET STRUCTURES METALLIQUES	23
2.3 TASSEMENTS ET LIQUEFACTION DES SOLS	38
2.4 ISOLATION SISMIQUE ET AMORTISSEURS LOCALISES	40
3 METHODES DE CALCUL SISMIQUE DES STRUCTURES SUPPORT	44
3.1 GENERALITES	44
3.1.1 Analyse de 1 ^e niveau	48
3.1.2 Analyse de 2 ^e niveau	53
3.1.3 Analyse de 3 ^e niveau	53
3.1.4 Analyse de 4 ^e niveau	53
3.1.5 Prise en compte des incertitudes	54
3.2 INTERACTION SOL-STRUCTURE	55
3.2.1 Description du phénomène.....	55
3.2.2 Modélisation de l'ISS	55
3.2.3 Prise en compte de l'ISS dans la conception	56
3.2.4 Cumul de l'ISS et du coefficient de comportement	56
3.2.5 Données géotechniques requises	57
3.3 INTERACTION STRUCTURE-EQUIPEMENT	58
3.3.1 Principes généraux	58
3.3.2 Critères de découplage	59
3.3.3 Modélisation de l'interaction structure-équipement	60
3.4 PROBLEMATIQUE DES TUYAUTERIES MULTI-SUPPORTEES	63
3.4.1 Détermination des efforts inertiels.....	64
3.4.2 Détermination du déplacement imposé	64
3.5 PRINCIPES DE MODELISATION DES STRUCTURES SUPPORT	66
3.5.1 Principes généraux	66
3.5.2 Modélisation des structures principales	68
3.5.3 Modélisation des raideurs	68
3.5.4 Modélisation des masses	68
3.5.5 Modélisation de la dissipation d'énergie et des non-linéarités matérielles	69
3.5.6 Modélisation des équipements	69
3.5.7 Prise en compte de l'irrégularité des ouvrages	69
3.6 ANALYSE SISMIQUE ET DETERMINATION DES SOLLICITATIONS	70
3.6.1 Principes généraux	70
3.6.2 Calcul modal	71
3.6.3 Méthodes statiques linéaires simplifiées.....	71

3.6.4	<i>Méthodes dynamiques</i>	72
3.6.5	<i>Utilisation de modèles non-linéaires</i>	74
3.6.6	<i>Cumul des effets des trois composantes de séisme</i>	75
4	EXIGENCES DE COMPORTEMENT DES STRUCTURES SUPPORT	77
4.1	EXIGENCES APPLICABLES AUX EQUIPEMENTS SUPPORTES.....	78
4.1.1	<i>Opérabilité/ capacité fonctionnelle</i>	78
4.1.2	<i>Intégrité du confinement/ de la rétention</i>	78
4.1.3	<i>Stabilité et supportage</i>	79
4.1.4	<i>Absence d'interaction matérielle préjudiciable</i>	79
4.1.5	<i>Exigences spécifiques</i>	79
4.2	EXIGENCES CORRESPONDANTES APPLICABLES AUX STRUCTURES SUPPORT	79
4.2.1	<i>Exigence de stabilité pour la structure support :</i>	81
4.2.2	<i>Exigence d'absence de déformation permanente après séisme</i>	81
4.2.3	<i>Exigence de limitation du déplacement au cours du séisme</i>	82
4.3	DEFINITION DES CRITERES RELATIFS A CES EXIGENCES.....	83
4.3.1	<i>Critère d'opérabilité fonctionnelle</i>	83
4.3.2	<i>Critères d'intégrité du confinement / de la rétention</i>	84
4.3.3	<i>Critère de stabilité et de supportage</i>	84
4.3.4	<i>Critère de non-interaction matérielle</i>	85
5	MOUVEMENTS SISMIQUES TRANSFERES	88
5.1	DEFINITION D'UN SPECTRE TRANSFERE	88
5.2	CALCUL DU MOUVEMENT TRANSFERE.....	89
5.2.1	<i>Utilisation d'un modèle de calcul</i>	90
5.2.2	<i>Prise en compte des non-linéarités de la structure support</i>	92
5.2.3	<i>Détermination simplifiée des spectres de plancher</i>	95
5.2.4	<i>Cas des bâtiments en béton armé contreventés par voiles ou portiques ou des bâtiments en maçonnerie chaînée / charpentes métalliques régulières</i>	101
5.3	MOUVEMENTS DIFFERENTIELS.....	103
5.4	UTILISATION DU MOUVEMENT TRANSFERE POUR LA VERIFICATION DES EQUIPEMENTS.....	104
6	CONCEPTION DES STRUCTURES SUPPORT NOUVELLES	106
6.1	CONCEPTION D'ENSEMBLE DES STRUCTURES SUPPORT	106
6.1.1	<i>Principes et méthodes de conception des structures</i>	106
6.1.2	<i>Structures métalliques</i>	107
6.1.3	<i>Structures en béton armé</i>	107
6.2	DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES PARASISMIQUES.....	108
6.2.1	<i>Structures supports principales</i>	108
6.2.2	<i>Structures supports intermédiaires et ancrages</i>	108
7	DIAGNOSTIC ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES SUPPORT EXISTANTES	112
7.1	REALISATION DU DIAGNOSTIC.....	113
7.1.1	<i>Travail préliminaire (Etape 0)</i>	113
7.1.2	<i>Visite sur site et classement des structures support (Etape 1)</i>	115
7.1.3	<i>Diagnostic par vérification et calcul simplifiés (Etapes A2 et B2)</i>	117
7.1.4	<i>Analyse approfondie (Etape B3)</i>	117
7.2	STRATEGIES, METHODES ET TYPES DE RENFORCEMENT.....	118
7.2.1	<i>Stratégie 1 : Amélioration de la régularité</i>	119
7.2.2	<i>Stratégie 2 : Renforcement de la résistance</i>	120
7.2.3	<i>Stratégie 3 : Augmentation de la ductilité</i>	122
7.2.4	<i>Stratégie 4 : Assouplissement</i>	122
7.2.5	<i>Stratégie 5 : Réduction des actions sismiques par amortissement</i>	124
7.2.6	<i>Stratégie 6 : Réduction de la masse</i>	125
7.2.7	<i>Stratégie 7 : Changement de classification de la structure support</i>	125
8	JUSTIFICATION DES ANCRAGES	127
8.1	DEFINITION DES ANCRAGES.....	127

8.1.1	<i>Généralités</i>	127
8.1.2	<i>Les ancrages chevillés</i>	128
8.2	DETERMINATION DES EFFORTS D'ANCRAGE	131
8.2.1	<i>Généralités</i>	131
8.2.2	<i>Concomitance des efforts</i>	134
8.2.3	<i>Prise en compte des non-linéarités de l'ancrage et de l'équipement</i>	135
8.3	CALCULS DE JUSTIFICATION DES ANCRAGES.....	139
8.3.1	<i>Principes généraux de la justification des ancrages</i>	139
8.3.2	<i>Justification des ancrages chevillés</i>	139
8.3.3	<i>Justification pour les ancrages pré-scillés</i>	142
9	RÉFÉRENCES	149
10	GLOSSAIRE	153
10.1	ACRONYMES.....	153
10.2	DEFINITIONS.....	154

ANNEXES

Annexe A : Exemples

Annexe A0 : Données d'entrée des exemples

Annexe A1 : Résumé de l'exemple (portique métallique)

Annexe A2 : Résumé de l'exemple (réservoir)

Annexe B : Synthèse des modifications entre version initiale du guide de mai 2014 et version de janvier 2026

Table des illustrations

Figure 1-1 : Distinction des structures support dites "principale" et "intermédiaire"	12
Figure 1-2 : Exemple de structure industrielle composée d'équipements et de structures support (Photo : [R22])	12
Figure 1-3 : Massif de fondation de cheminées (TOTAL)	14
Figure 1-4 : Réservoirs verticaux posés au sol (TRACTEBEL)	14
Figure 1-5 : Assise simple en remblai compacté	14
Figure 1-6 : Assise simple en remblai compacté avec anneau en matériau concassé	15
Figure 1-7 : Anneau périphérique en béton armé	15
Figure 1-8 : Radier béton, avec ou sans pieux.....	15
Figure 1-9 : Tables supports (TOTAL)	16
Figure 1-10 : Structures supports en poteaux BA de réservoirs cylindriques horizontaux (TOTAL)	17
Figure 1-11 : Structures supports en voiles BA de réservoirs cylindriques horizontaux (TRACTEBEL)	17
Figure 1-12 : Structures supports de réservoirs	18
Figure 1-13 : Structures supports de réservoirs	19
Figure 1-14: Gauche : Réservoirs sur structure porteuse BA (TOTAL), Droite : Réservoirs sur structure porteuse BA (TRACTEBEL)	19
Figure 1-15 : Structures supports de sphères de stockage (TOTAL)	19
Figure 1-16 : droite : Racks posés sur massifs de fondation isolés (demande de publication).....	20
Figure 1-17 : Rack aérien, mission post-sismique AFPS d'Izmit (1999)	20
Figure 1-18 : Rack au sol, mission post-sismique AFPS d'Izmit (1999).....	21
Figure 1-19 : Croisement de racks, mission post-sismique AFPS d'Izmit (1999)	21
Figure 2-1 Hôpital en béton armé de San Fernando (USA, 1971)	26
Figure 2-2 Portiques et voiles en béton armé industriel (Ceyhan, Turquie, 1998)	27
Figure 2-3 : Désordres observés sur des structures préfabriquées (Emilie-Romagne, Italie, 2012, [R20])	28
Figure 2-4 : Rupture d'éléments non structuraux en maçonnerie pouvant se transformer en projectile (Lorca, Espagne, 2011, [R19]).....	29
Figure 2-5 : Dommages d'éléments non structuraux en maçonnerie empêchant le fonctionnement d'un équipement (Lorca, Espagne, 2011, [R19])	30
Figure 2-6 : Equipements médicaux aux 2ème et 3ème étages d'un hôpital (Lorca, Espagne, 2011, [R19])	31
Figure 2-7 : Rupture des ancrages d'équipements mécaniques (Tohoku, Japon, 2011, [R11]).....	31
Figure 2-8 : Renversement d'un réservoir suite à une rupture d'ancrage (Northridge, 1994, [R13]) ..	32
Figure 2-9 : Supports métalliques d'isolateurs électriques en céramique (Lorca, Espagne, 2011, [R19])	32
Figure 2-10 : Rupture d'éléments de sous-station électrique (Northridge, USA, 1994, [R13])	33
Figure 2-11 : Glissement d'un réservoir horizontal sur ses appuis en béton (Izmit, Turquie, 1999, [R14])	33
Figure 2-12 : Support de rack – à Lazaro Cardenas – Séisme du Mexique 1985 (accélération d'environ 0.3 à 0.4g), Source : AFPS	34
Figure 2-13 : Rupture du support d'une tuyauterie (Northridge, USA, 1994, [R13])	34
Figure 2-14 : Rupture d'une tuyauterie par déplacement différentiel imposé (d'après [R9]).....	35
Figure 2-15 : Désordre dans des racks de stockages de grande hauteur (Emilie-Romagne, Italie, 2012, [R20])	36
Figure 2-16 : Désordre dans des racks de stockages (Emilie-Romagne, Italie, 2012, [R20]).....	37
Figure 2-17 : Rupture des ancrages d'un support de « boiler », EnerjISA, (Izmit, Turquie, 1999, [R14])	37
Figure 2-18 : Déformations imposées à une tuyauterie dues à un tassement des fondations (raffinerie de Tupras, Séisme d'Izmit, 1999, [R14]).....	38

Figure 2-19 : Rupture des tuyauteries au point de jonction entre le bâtiment et le sol (Tohoku, Japon, 2011, [R11])	38
Figure 2-20 : Effet de la liquéfaction des sols (Séisme d'Emilie-Romagne, mission AFPS, [R20])	39
Figure 2-21 : Absence de dommage dans des réservoirs fondés sur pieux malgré la liquéfaction et l'affaissement du sol à Kobé, Japon [R5]	39
Figure 2-22 : Bâtiment stratégique sur isolateurs et dissipateurs d'énergie (Italie)	40
Figure 2-23 : Exemple de réservoir renforcé avec des isolateurs ALGA (Suisse)	41
Figure 2-24 : Différents types d'isolateur (a : élastomère avec ou sans noyau dissipatif, b : pendule inversé, c : isolateur cinématique), réf. [26]	41
Figure 2-25 : Représentation des systèmes d'isolation de la structure support ou de l'équipement, réf. [26]	41
Figure 2-26 : Systèmes dissipatifs, réf. [26]	42
Figure 2-27 : Principe de l'isolation sismique avec augmentation de l'amortissement	42
Figure 2-28 : Hôpital USC sur isolateurs à Los Angeles (Northridge, 1994)	43
Figure 3-1: Schématisation simplifiée des types d'interaction mettant en jeu la structure support ...	45
Figure 3-2: Schématisation simplifiée des interactions « structure principale/ structure support » ...	46
Figure 3-3 : Schématisation simplifiée des interactions « sol/ structure support »	46
Figure 3-4 : Deux types de supportage pour les réservoirs cylindriques verticaux (TRACTEBEL)	47
Figure 3-5 : Descentes de charges verticales [R21]	48
Figure 3-6 : Rôle des diaphragmes rigides [R21]	48
Figure 3-7 : Définition "Diaphragmes rigides" - "Diaphragmes flexibles" [R21]	49
Figure 3-8 : Principe d'action d'un diaphragme [R21]	49
Figure 3-9 : Transmission des efforts horizontaux dans des poutres de plancher [R21]	49
Figure 3-10 : Diaphragmes à poutres au vent. Gauche: systèmes poteaux-poutres articulés - Droite: Systèmes en portique [R21]	50
Figure 3-11 : Exemple de non-linéarité par glissement : réservoirs horizontaux	51
Figure 3-12: Interface manifestement vulnérable aux accélérations horizontales	52
Figure 3-13 : Conception de structure support manifestement vulnérable aux accélérations horizontales	52
Figure 3-14 : Élément de structure support endommagé par une absence de contreventement dans une direction	52
Figure 3-15 : Matériau de structure support manifestement vulnérable aux accélérations horizontales	53
Figure 3-16 : Exemple pris pour mettre en évidence l'interaction structure-équipement	58
Figure 3-17 : Spectres de plancher transférés	59
Figure 3-18 : Modélisation de la structure support et de l'équipement lorsque la réponse de chaque structure est dominée par un mode principal (référence [R6]).	60
Figure 3-19 : Prise en compte du couplage dans une étude de structure support d'équipement	61
Figure 3-20 : Perspective éclatée rack + tuyauterie soumis à force inertielle dans le sens X	63
Figure 3-21 : Déplacement différentiel imposé sur la tuyauterie induit par force inertielle suivant X	63
Figure 3-22 : Détermination du déplacement imposé	65
Figure 3-23 : Utilisation des modèles pour analyser le transfert des efforts horizontaux et verticaux vers le sol et pour déterminer le mouvement transféré depuis le sol vers les équipements et réseaux supportés	66
Figure 3-24: Logigramme de modélisation d'une structure support	67
Figure 3-25 : Exemple de structure support assurant un transfert des charges dans une direction particulière	68
Figure 4-1 Rôle des ERS, OAP et BPAP dans les phénomènes dangereux relevant du risque spécial ..	77
Figure 4-2 : Exigences de comportement par type d'équipement	78
Figure 4-3: Influence de la structure support sur le respect des exigences de comportement d'un équipement : effondrement	81

Figure 4-4 : Influence de la structure support sur le respect des exigences de comportement d'un équipement : déplacement imposé	82
Figure 4-5 : Perte de confinement d'une tuyauterie suite à glissement d'un réservoir : exigence d'absence d'interaction matérielle préjudiciable	82
Figure 4-6 : Vanne devant conserver son opérabilité : vérification dans le domaine élastique	83
Figure 4-7 : Tuyauterie devant conserver son étanchéité suite à déformations imposées : limitation des déformations plastiques	84
Figure 4-8 : Stabilité et supportage d'une structure support.....	85
Figure 4-9 : Exigence de limitation des déplacements d'un rack pour maintien de l'opérabilité d'un réseau de sprinklers	86
Figure 4-10: Armoire électrique dans un bâtiment.....	86
Figure 4-11: Exemple d'ERS, de BPAP, et d'OAP	87
Figure 5-1 : Variation du spectre de plancher en fonction de l'emplacement dans le bâtiment	88
Figure 5-2 : Méthode pour définir un spectre de réponse.....	89
Figure 5-3 : Transfert du mouvement sismique au niveau des équipements.....	90
Figure 5-4 : Prise en compte des incertitudes dans la méthode temporelle	91
Figure 5-5 : Effet des non-linéarités des structures support sur les accélérations des spectres de calcul des équipements	93
Figure 5-6 : Variation du coefficient de réduction ρ_p en fonction de la fréquence de l'équipement ...	94
Figure 5-7: Forme proposée pour le spectre transféré (d'après le KTA, Réf. [R27]).....	97
Figure 5-8 : Séparation entre l'équipement et sa structure porteuse	98
Figure 5-9: Définition des interfaces A et B.....	99
Figure 5-10 : Bâtiment multi-étagé - Définition des niveaux	102
Figure 5-11 : Exemple de composants multi-supportés (câble électrique d'après [R8])	104
Figure 5-12: Exemple de spectre utilisé pour la qualification de certains équipements électriques pour le niveau sismique AG5 avec APN = 0,5g (d'après [R55]).....	105
Figure 6-1 : Régularité du système de contreventement [R21]	107
Figure 6-2 : Régularité en plan des éléments porteurs [R21]	108
Figure 6-3 : Structures supports d'éléments surélevés : a) Raidissement par diagonales ; b) Renforcements de pieds de poteaux [R26]	109
Figure 6-4 : Dispositifs de stabilité pour supports de tuyauteries posés ; a) transversale ; b) longitudinale [R26]	109
Figure 6-5 : Réservoir horizontal : raidissement de la structure support dans les directions longitudinale et transversale [R26]	110
Figure 6-6 : Exemple de disposition de réservoirs suspendus ; a) installations à griffes ; b) anneau porteur avec butées d'écartement [R26]	110
Figure 6-7 : Stabilité de racks [R26].....	110
Figure 6-8 : Dispositifs de stabilité pour supports de tuyauteries suspendus [R26].....	111
Figure 6-9 : Raccordements flexibles de tuyauteries aux équipements [R26].....	111
Figure 6-10 : Ecartement entre équipements voisins [R26].....	111
Figure 7-1 : Logigramme du §7.1 du Guide Méthodologie Générale pour les structures support	112
Figure 7-2 : Critères de vérification en déplacement de la structure support issus des exigences sur les équipements [R22]	118
Figure 7-3: Stratégie de renforcement "Amélioration de la régularité en plan"	120
Figure 7-4 : Stratégie de renforcement "Amélioration de la régularité en élévation"	120
Figure 7-5 : Stratégie "renforcement de la résistance" par ajout d'un élément structurel.....	121
Figure 7-6 : Stratégie "renforcement de la résistance" par remplacement d'un élément structurel par un autre élément plus résistant	121
Figure 7-7 : Courbes de capacité de la stratégie "Renforcement de la résistance" [R23]	121
Figure 7-8 : Courbes de capacité de la stratégie de renforcement "Augmentation de la ductilité" [R23].....	122
Figure 7-9 : Courbes de capacité de la stratégie de renforcement "Assouplissement" [R23]	122

Figure 7-10 : Courbes de capacité pour la stratégie de renforcement "réduction des actions sismiques par amortissement" [R23]	124
Figure 7-11 : Effet des isolateurs parasismiques avec amortissement sur la réponse des structures	124
Figure 8-1 : Chevilles de type A1 (gauche) et A2 (droite).....	129
Figure 8-2 : Cheville de type B (expansion par frappe sur le corps).....	129
Figure 8-3 : Cheville de type C.....	129
Figure 8-4 : Ancrage pré-scélé par tige droite.....	130
Figure 8-5 : Ancrage pré-scélé par tige droite munie d'une plaque d'appui noyée.....	131
Figure 8-6 : Ancrage pré-scélé par tige croisée	131
Figure 8-7 : Exemple d'efforts d'interface.....	132
Figure 8-8 : Exemple de configuration avec des jeux anisotropes conditionnant la reprise des efforts dans chaque direction	132
Figure 8-9 : Exemple de distribution des efforts sur un ancrage muni d'une platine non rigide soumis à un effort normal et un moment fléchissant	133
Figure 8-10 : Exemples de distribution des efforts dans les ancrages dans le cas d'une analyse élastique et dans le cas d'un comportement ductile des ancrages (analyse plastique).....	133
Figure 8-11 : Exemples de distribution d'effort et de reprise de l'effort tranchant pour différentes configurations d'implantation de l'ancrage : reprise de l'effort tranchant possible pour les cas (a) et (d) et déconseillée pour les cas (b) et (c)	133
Figure 8-12 : Variation des coefficients de réduction ρ_E et ρ_P en fonction de la fréquence	137
Figure 8-13 : Critères en traction et en cisaillement pour les ancrages chevillés existants.....	140
Figure 8-14 : Calcul de l'excentrement des efforts tranchants	143
Figure 8-15 : Critères en traction et en cisaillement pour les ancrages préscellés existants	144

1 INTRODUCTION

1.1 CONTEXTE

Ce guide « Structures support » s’inscrit dans le cadre général de la révision de la réglementation sur le risque sismique en France, l’arrêté du 15 février 2018 modifiant la section II sur le risque sismique de l’arrêté du 4 octobre 2010, relatif à la prévention des risques accidentels au sein des installations classées à risque spécial.

S’intégrant au Guide Général ICPE, ce guide fournit la démarche à adopter pour la mise en application de l’arrêté, en ce qui concerne le cas particulier des structures supports d’équipements.

1.2 OBJET DU GUIDE

Le présent guide traite de l’analyse structurelle des structures support des équipements et de leurs ancrages. Il traite aussi bien le cas du dimensionnement des structures support à construire que celui du diagnostic et du renforcement éventuel des structures existantes¹.

Les structures support incluent une très grande variété de structures allant de la fondation jusqu’au supportage local de l’équipement et son ancrage en passant par les charpentes métalliques et voiles ou portiques en béton armé. Des exemples sont donnés dans la suite de cette introduction. Les structures support concernées par le guide peuvent être les structures principales ainsi que les structures support intermédiaires à proximité immédiate de l’équipement (cf. §1.3).

Le retour d’expérience post-sismique permet de bien apprécier le type de dommage que peuvent subir les structures support dans les installations industrielles. Les principes à suivre pour le dimensionnement des structures neuves ou l’évaluation et le renforcement des structures existantes découlent de ces observations qui sont rappelés dans le Chapitre 2.

Les méthodes de calcul permettant de dimensionner ou justifier les structures support sont présentées dans le Chapitre 3. Plusieurs niveaux et types d’analyse sont possibles suivant la complexité de l’installation et la phase du projet. Le mouvement sismique transféré sera éventuellement déterminé et les interactions entre l’équipement et la structure support ou l’interaction sol structure pourront être pris en compte dans les analyses.

Il convient de définir les exigences qui s’appliquent aux structures support en fonction des objectifs d’intégrité, de fonctionnalité, d’opérabilité ou de stabilité des équipements supportés. Le choix de ces exigences de comportement est détaillé au Chapitre 4. Les critères de vérification des structures support découlent directement de ces exigences. En fonction des comportements visés, certains paramètres de calcul, comme le coefficient de comportement, pourront être adaptés.

Pour certaines structures, il est important de déterminer le mouvement transféré au niveau des supports des équipements. Le Chapitre 5 décrit les différentes méthodes permettant de déterminer ce mouvement en distinguant la partie inertielle (spectre de plancher) de la partie cinématique (déplacement relatif imposé). Une méthode simplifiée de détermination des spectres de plancher ainsi qu’une prise en compte des non linéarités de la structure support et de l’équipement y sont proposées.

¹ La distinction entre une installation neuve et une installation existante est décrite au § 1.3.2 du Guide Méthodologie Générale.

Dans les Chapitres 6 et 7, sont rappelés les principes généraux et les références applicables pour le dimensionnement des structures neuves, le diagnostic et le renforcement éventuel des structures support.

Le Chapitre 8 présente de façon cohérente et assez complète les principes de dimensionnement et de vérification des ancrages. Les ancrages visés peuvent être ceux qui fixent les équipements aux structures support ou les liaisons des structures support à leur massif de fondation (pied de poteau métallique par exemple).

Enfin des annexes présentent deux exemples d'application représentatifs d'une installation industrielle.

Le premier exemple est un portique métallique régulier supportant des équipements qui est aussi traité dans le guide allemand VCI [R26].

Le deuxième exemple est un réservoir reposant sur des poteaux en béton armé. Un modèle d'ensemble contenant la structure support et le réservoir avec ses modes impulsifs et convectifs y est étudié.

1.3 DEFINITIONS

Par définition, dans le cas où un équipement est posé sur une structure support intermédiaire intégrée à une ossature principale de bâtiment, l'ossature principale du bâtiment est également qualifiée de « structure support ».

À ce titre, la structure support peut être décomposée au sens large en trois parties qui diffèrent aussi bien par leur nature que par les moyens mis en œuvre pour les étudier :

- la structure supportant directement l'équipement qui motive l'étude sismique,
- l'ossature principale supportant cette structure support,
- le sol supportant cette ossature.

Par souci de simplification, l'ossature, généralement en béton armé ou en charpente métallique, sera qualifiée de **structure principale**, et la structure supportant directement l'équipement, de **structure support intermédiaire**.

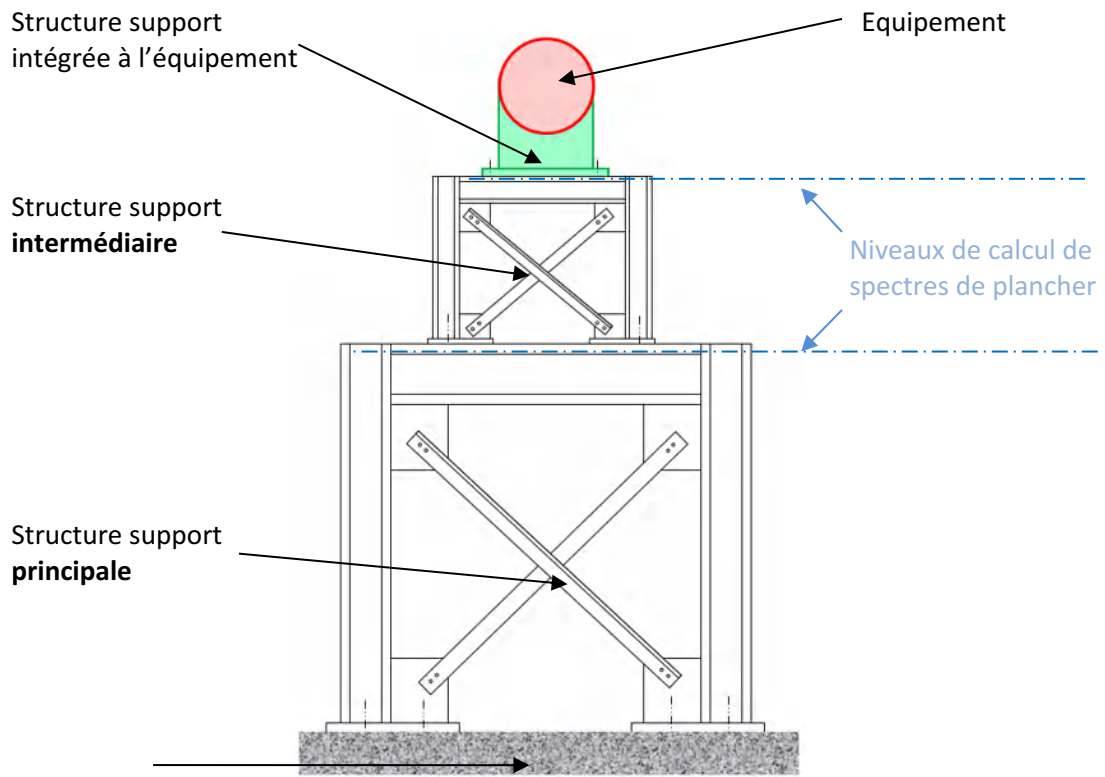


Figure 1-1 : Distinction des structures support dites "principale" et "intermédiaire"

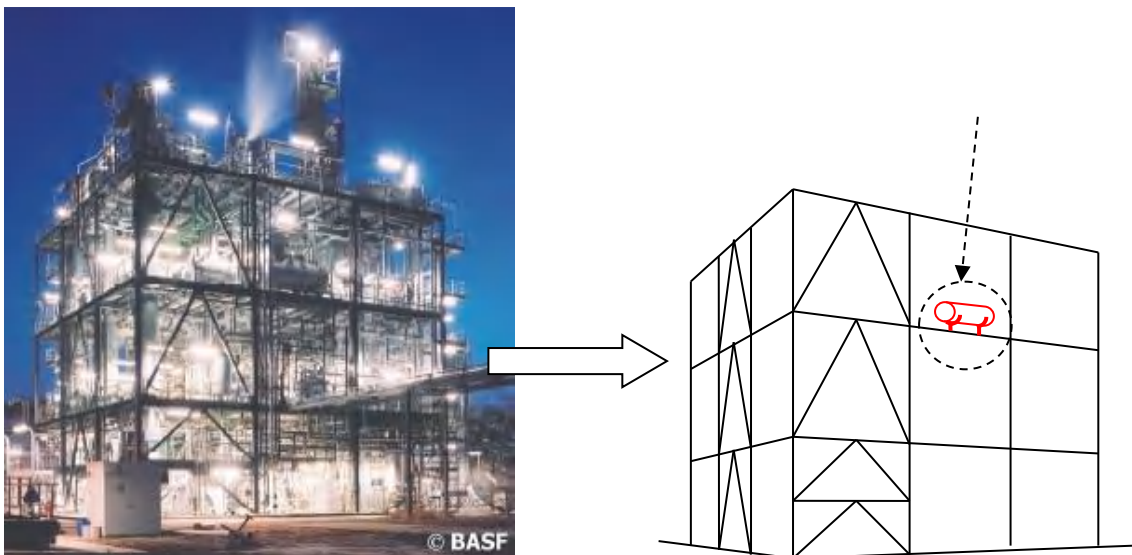


Figure 1-2 : Exemple de structure industrielle composée d'équipements et de structures support (Photo : [R22])

1.4 STRUCTURES SUPPORT VISEES PAR LE GUIDE

Selon le Guide Méthodologie Générale §3.1.2, les structures support visées par le présent guide sont :

- les « structures support » d'équipements relevant du risque spécial (ERS).
- les « structures support » constituant des agresseurs potentiels d'un ERS (OAP).
- Les barrières de prévention, d'atténuation d'effets ou de protection (BPAP).

Il s'agit des structures, généralement en béton ou en charpente métallique supportant ou abritant les équipements dont la vulnérabilité sismique doit être étudiée au titre des arrêtés ICPE concernés. Les structures peuvent être posées ou suspendues. Les configurations les plus courantes rencontrées dans les industries concernées et jugées prioritaires pour être traitées en détail dans le guide sont en fonction des équipements:

- Des dalles surélevées reposant sur une ossature ou des voiles en béton armé supportant des grands stockages.
- Des structures en charpente métallique ou en béton armé supportant des équipements élancés de type colonne, cheminée, four.
- Des racks de tuyauteries critiques ou des supports de « pipeway » (tuyauteries au niveau du sol).
- Des structures support de réservoirs ou ballons horizontaux.
- Les structures support de sphères.
- Les massifs de fondations superficielles et profondes des stockages directement au sol.

Cas particuliers : seront également traités dans le présent guide :

- Les éléments non structuraux servant de support à des équipements, pouvant devenir des projectiles potentiels pour les équipements importants ou pouvant endommager la structure porteuse principale;
- Les équipements faisant office de structure support pour d'autres équipements ;
- Les ancrages des équipements aux structures supports.
- Les isolateurs sismiques.

Ci-dessous des illustrations des structures concernées par le présent guide :

1.4.1 Fondations

1.4.1.1 Fondations octogonales

Fondations octogonales, avec ou sans pieux, de colonnes, ballons, réacteurs, cheminées ...

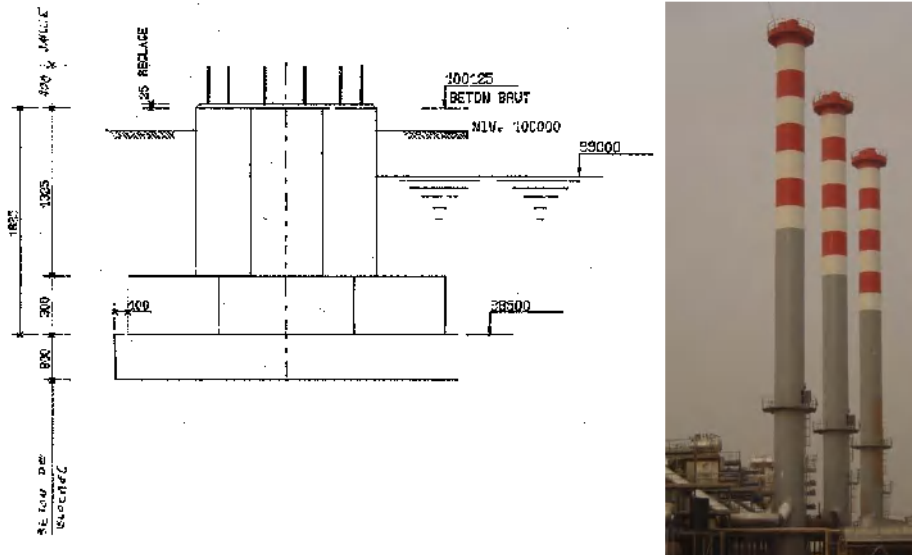


Figure 1-3 : Massif de fondation de cheminées (TOTAL)

1.4.1.2 Fondations de réservoirs verticaux



Figure 1-4 : Réservoirs verticaux posés au sol (TRACTEBEL)



Figure 1-5 : Assise simple en remblai compacté



Figure 1-6 : Assise simple en remblai compacté avec anneau en matériau concassé

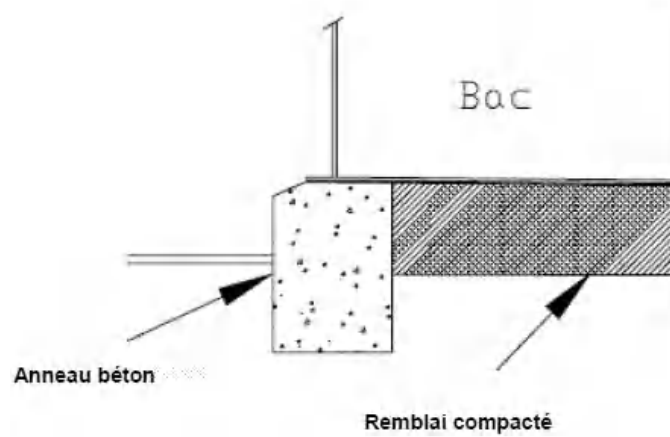


Figure 1-7 : Anneau périphérique en béton armé

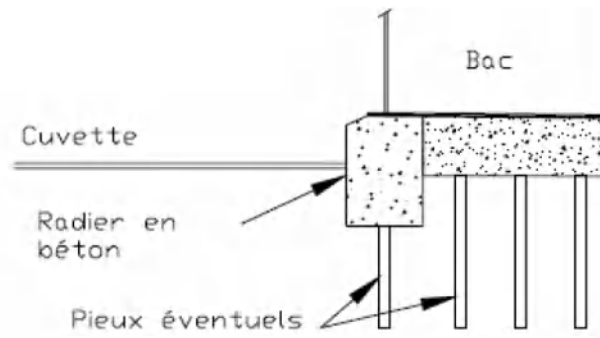


Figure 1-8 : Radier béton, avec ou sans pieux

1.4.2 Structures supports d'équipements verticaux

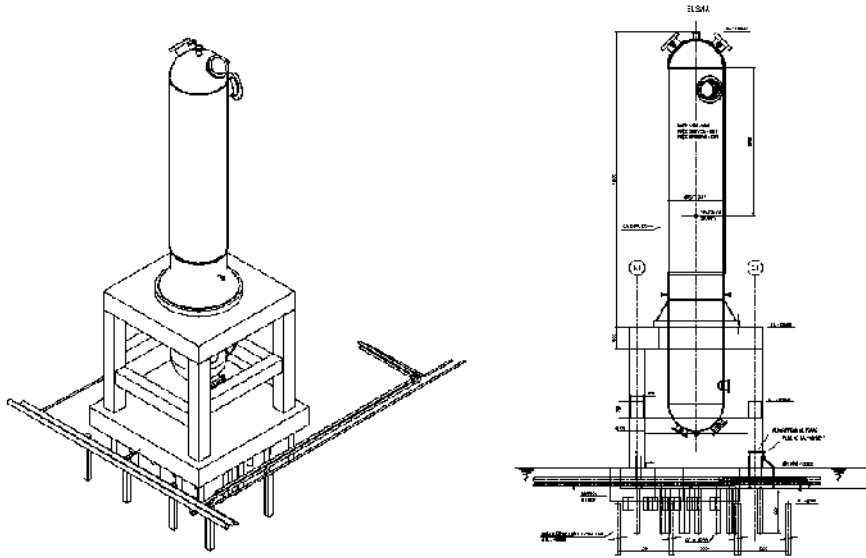


Figure 1-9 : Tables supports (TOTAL)

1.4.3 Structures supports de réservoirs horizontaux

Réservoirs cylindriques horizontaux aériens destinés au stockage de produits liquides :



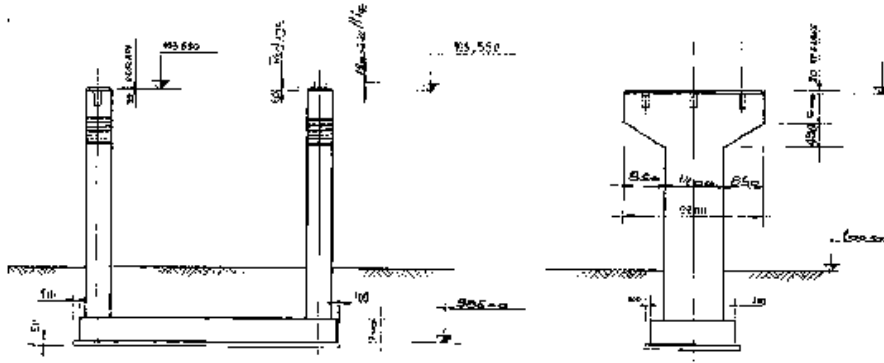


Figure 1-10 : Structures supports en poteaux BA de réservoirs cylindriques horizontaux (TOTAL)

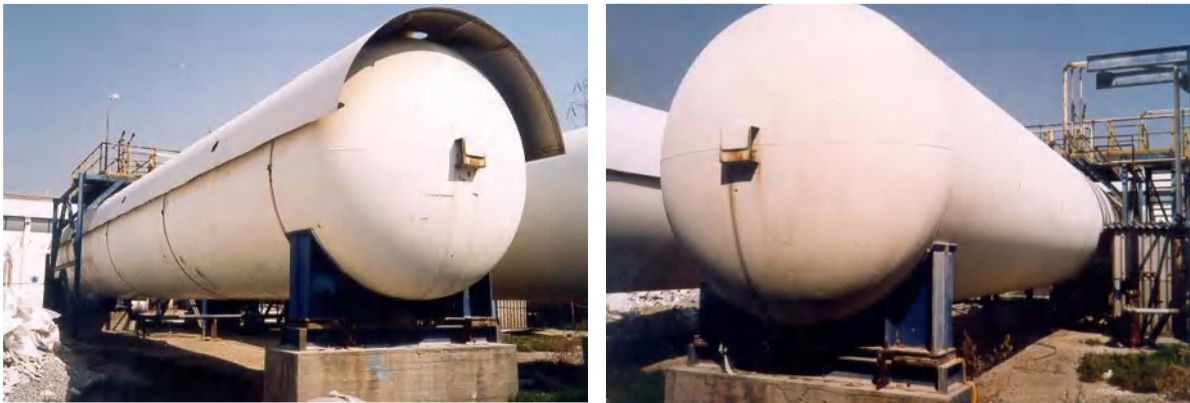


Figure 1-11 : Structures supports en voiles BA de réservoirs cylindriques horizontaux (TRACTEBEL)

1.4.4 Structures supports de réservoirs verticaux

➔ Réservoirs cylindriques verticaux à fonds plats destinés au stockage de produits liquides

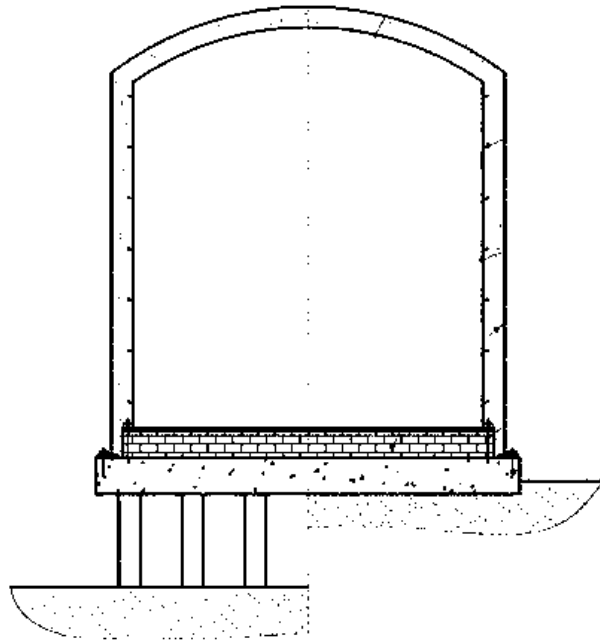


Figure 1-12 : Structures supports de réservoirs



Figure 1-13 : Structures supports de réservoirs



Figure 1-14: Gauche : Réservoirs sur structure porteuse BA (TOTAL), Droite : Réservoirs sur structure porteuse BA (TRACTEBEL)

1.4.5 Structures supports de sphères de stockage

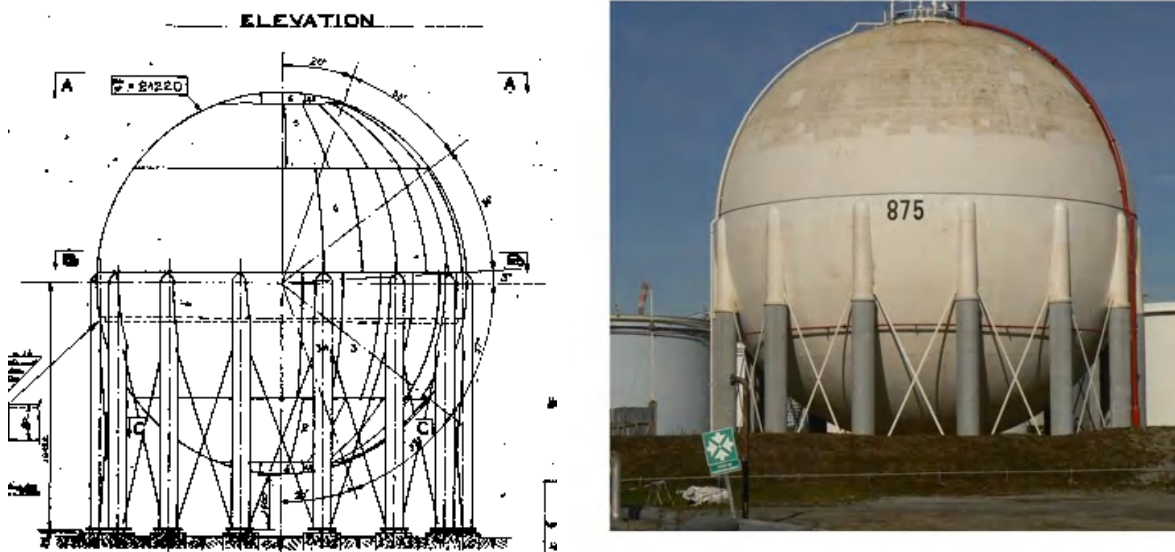


Figure 1-15 : Structures supports de sphères de stockage (TOTAL)

1.4.6 Structures multi-supportées

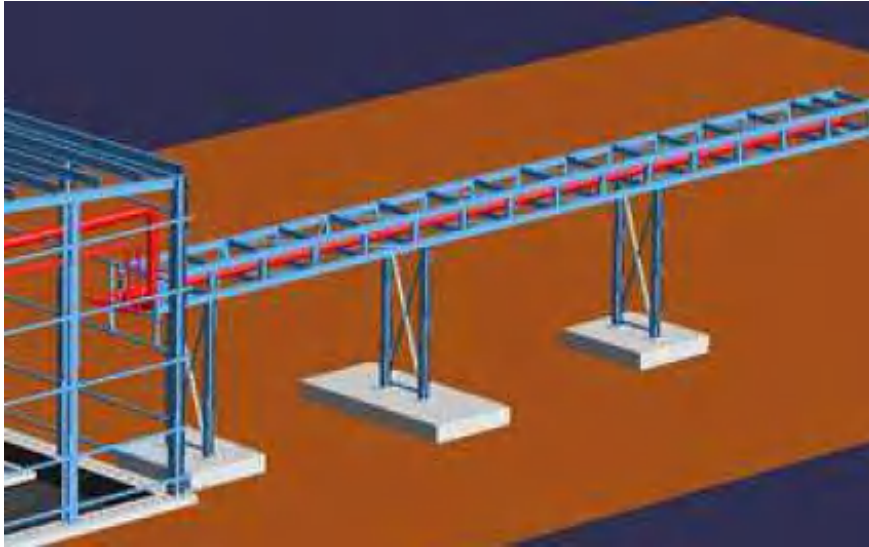


Figure 1-16 : droite : Racks posés sur massifs de fondation isolés (demande de publication)



Figure 1-17 : Rack aérien, mission post-sismique AFPS d'Izmit (1999)



Figure 1-18 : Rack au sol, mission post-sismique AFPS d'Izmit (1999)



Figure 1-19 : Croisement de racks, mission post-sismique AFPS d'Izmit (1999)

2 COMPORTEMENT SISMIQUE DES STRUCTURES SUPPORT

Les séismes ont pour effet d'imposer des mouvements vibratoires tridimensionnels aux fondations des structures qui, soumises à ces excitations par déplacement de leurs appuis, se mettent elles-mêmes en mouvement. Ces vibrations engendrent des forces d'inertie horizontales et verticales dans les structures et équipements supportés et, par conséquent, des sollicitations dans les équipements, les éléments structuraux et non structuraux, leurs liaisons et ancrages.

Le retour d'expérience issu de quelques missions post-sismiques réalisées consécutivement à des séismes majeurs a montré que des structures supports d'équipements, parfois non conçues et dimensionnées parasismiques, pouvaient avoir un comportement satisfaisant en situation sismique alors que d'autres, bien que pouvant pour certaines avoir été dimensionnées en tenant compte du chargement sismique, présentaient des fragilités locales et, de ce fait, les rendaient très vulnérables au séisme.

La conception d'une structure parasismique ou l'analyse du comportement sismique d'une structure existante doit ainsi porter sur son fonctionnement d'ensemble et à l'échelle locale (dispositions constructives de ferrailage, assemblages, ancrages, etc.).

Le diagnostic sismique d'une structure existante ne doit pas systématiquement consister en un processus calculatoire complexe, long et coûteux. Le comportement sismique de certaines structures peut en effet être évalué :

- par une analyse de l'aptitude de leur système de contreventement à faire cheminer correctement les efforts horizontaux susceptibles d'être engendrés par un séisme, cette analyse se basant si besoin sur des méthodes de calculs simplifiés,
- en utilisant les enseignements issus des retours d'expérience des bureaux d'études, des industriels et de l'AFPS.

Ce chapitre a pour objet de répertorier les principaux retours d'expérience disponibles permettant :

- pour les structures support neuves, de guider les concepteurs dans leurs choix, et leur proposer des dispositions constructives dont le bon comportement sous séisme a été prouvé ;
- pour les structures support existantes, de conforter les experts techniques dans leur analyses préliminaires des structures support, en vue de les classer dans les catégories définies au §7.1.3.2 du Guide Méthodologie Générale et rappelées au chapitre 1.

2.1 Retour d'expérience général des missions post-sismiques

Le retour d'expérience présenté ci-après s'appuie principalement sur les observations faites lors des séismes de Northridge (USA, 1994, [R13]), Izmit (Turquie, 1999, [R14]) pour lesquels existent des rapports de mission américains complets relatifs aux installations industrielles, ainsi que lors des missions post-sismiques AFPS de Lorca (Espagne, mai 2011, [R19]) et d'Emilie-Romagne (Italie, mai 2012, [R20]). De plus, un document de l'INERIS [R4] présente une synthèse très complète du retour d'expérience pour de nombreux séismes.

Enfin, des articles relatifs aux dommages induits aux structures par d'autres séismes qui peuvent compléter les informations contenues dans ces différents rapports, ont été mis en référence [R10], [R11], [R9], [R15].

2.2 Structures en béton armé et structures métalliques

De façon générale, le retour d'expérience met en évidence que les bâtiments et structures support qui ont été conçus et dimensionnés en adoptant les principes fondamentaux du génie parasismique (régularités en plan et élévation, présence de contreventements verticaux dans les deux directions horizontales et de diaphragmes, etc.) ainsi que les dispositions constructives des règlements parasismiques, qui assurent notamment ductilité et continuité du système de contreventement, résistent bien aux mouvements sismiques même lorsque les valeurs d'accélération et/ou les spectres de réponse du sol sont plus élevés que ceux pris en compte pour leur dimensionnement.

L'absence de certaines dispositions constructives ou le non-respect d'un des principes fondamentaux de conception conduit souvent à des dommages importants.

Il faut aussi noter que les éléments non structuraux sont rarement dimensionnés aux chargements sismiques et les dommages qu'ils sont susceptibles de subir peuvent gêner, voire empêcher, la remise en fonctionnement de l'installation après un séisme.

Lorsque les désordres sont limités ou inexistantes dans les éléments supportant les équipements et que leurs ancrages sont suffisants, les équipements peuvent rester opérationnels comme dans l'hôpital de Lorca où une opération en cours lors du séisme a pu être terminée après la secousse principale (Figure 2-6). Lors du séisme de Lorca, cela a aussi été le cas pour la station électrique où les isolants électriques sont fixés à des structures métalliques relativement souples et certainement ductiles et correctement ancrées dans le sol (Figure 2-9). Ces observations sont à comparer à celles effectuées après le séisme de Northridge où des structures du même type ont été endommagées certainement en raison de niveaux d'accélération élevés et de durées de mouvement plus importantes (Figure 2.10).

Domages aux structures en béton armé:

Le retour d'expérience relatif aux structures en béton armé est vaste en raison de l'utilisation fréquente de ce type de structures lors de la construction de logements et bureaux. Le comportement des structures en portiques est largement conditionné par les dispositions constructives adoptées au moment de la construction ainsi que par la régularité du système porteur en plan et en élévation.

L'exemple de l'hôpital de San Fernando en Californie (Figure 2-1) ainsi que celui de bâtiments en Turquie (Figure 2-2), illustrent le type de dommages potentiels dus aux :

- Irrégularités du système porteur en élévation : concentration des dommages au rez-de-chaussée (étage pilotis) ou dans les éléments verticaux dont la hauteur effective est modifiée par des éléments non structuraux (poteau court),
- Irrégularités en plan : concentration des dommages aux extrémités du bâtiment ou dans les parties structurelles rigides (cages d'ascenseur, voiles d'extrémité, etc.),
- Absences de dispositions constructives : impossibilité par exemple de transfert d'efforts entre des armatures et le béton en raison du manque d'armatures de couture, ruptures par effort tranchant de poteaux ou de nœuds d'ossatures dues à l'absence de cadres ou d'armatures de confinement.

Les observations faites lors du séisme d'Emilie-Romagne (Italie, 2012) montrent bien la vulnérabilité des structures préfabriquées en béton armé non dimensionnées au séisme et leur sensibilité au manque de dispositions constructives, même dans le cas de structures de faible hauteur ou n'ayant qu'un rez-de-chaussée (Figure 2-3). La qualité des liaisons entre éléments de structure (poutres, poteaux, éléments de toiture, etc.), ou entre les éléments non structuraux (panneaux de façade) et la structure porteuse, y joue un rôle majeur.

Domages aux éléments non structuraux :

Le séisme de Lorca (Espagne, 2012), ainsi que la plupart des séismes dans les pays méditerranéens, mettent en évidence le mauvais comportement des éléments non structuraux en maçonnerie (ou maçonnerie de remplissage) insérés entre les poteaux de portiques métalliques ou en béton armé (Figure 2-4 et Figure 2-5).

Ces éléments, situés dans la structure en portique ou sur la toiture, peuvent devenir des projectiles potentiels pouvant causer des victimes ou endommager des équipements importants (ERS) situés à l'intérieur ou à l'extérieur de la structure. Les éléments non structuraux peuvent donc parfois être classés comme OAP.

Les ICPE soumises à autorisation restent concernées par la réglementation pour les bâtiments à risque normal (Article 10 de l'arrêté du 04/10/10 modifié). A ce titre, le dimensionnement parasismique des éléments non structuraux peut être exigé (en fonction de la zone de sismicité et de la catégorie d'importance).

Les éléments non structuraux sont sensibles non seulement aux forces d'inertie mais aussi aux déplacements relatifs imposés par la structure en portique.

- Lorsque ces éléments, généralement non prévus pour participer à la résistance de la structure, s'endommagent en raison des efforts importants de cisaillement qui transitent dans leur plan, leur résistance dans la direction perpendiculaire à leur plan peut devenir très faible et ils peuvent ainsi perdre leur stabilité et ne plus assumer leur rôle de support pour les équipements qui y sont fixés.
- Lorsque ces éléments sont peu élancés, ils peuvent présenter une résistance significative et les efforts horizontaux transitant dans leur plan peuvent générer des efforts de cisaillement importants à la base des poteaux des portiques et de ce fait être à l'origine de ruptures de pieds de poteaux et/ou de leurs ancrages.

Domages aux ancrages :

Des exemples de rupture d'ancrage observés lors du séisme de Tohoku (Japon 2011), sont illustrés par la Figure 2-7. La ruine peut avoir lieu par rupture du cône de béton, en particulier quand l'ancrage se situe à proximité d'un bord libre parallèle à la tige d'ancrage (Figure 2-7a), ou par plastification des tiges d'ancrage (Figure 2-7b). La rupture des ancrages peut conduire au basculement complet de structures élancées comme sur la Figure 2-8 (Northridge, USA, 1994).

Certains équipements comme des réservoirs peuvent être simplement posés sur leurs supports. Ils peuvent alors glisser pour des niveaux sismiques assez élevés comme à Izmit (Turquie, 1999) (Figure 2-11). Ce glissement peut être acceptable lorsqu'il ne conduit pas à une chute de l'équipement et si les tuyauteries fixées au réservoir sont assez souples pour s'adapter au déplacement imposé.

Cas particulier des structures supports de tuyauterie :

Les supports de tuyauterie constituent une part importante des structures présentes dans les installations industrielles à risque.

Lorsque ces structures supports sont métalliques, en nombre suffisant et que les liaisons sont bien conçues, le comportement de ce type de structure plutôt ductile est satisfaisant comme le montre la Figure 2-12 prise après le séisme de Mexico (Mexique, 1985) où des valeurs d'accélération de l'ordre de 0.3 à 0.4g ont été mesurées.

Lorsque la tuyauterie possède un diamètre important et transporte un fluide de forte densité (liquide), les supports peuvent ne pas être suffisamment dimensionnés pour reprendre les efforts inertiels et donc subir des dommages comme lors du séisme de Northridge (Figure 2-13).

En général, les tuyauteries sont plus sensibles aux déplacements différentiels imposés entre deux supports. Lorsque la distance entre les points d'appui est assez faible et lorsque ce déplacement relatif est assez important (en raison, par exemple, de deux structures support ayant des raideurs différentes), la tuyauterie peut se rompre (Figure 2-14).

Cas particulier des racks métalliques :

Les installations industrielles comportent souvent des supports ou racks métalliques. Lors du séisme d'Emilie-Romagne (Italie, 2012), des structures de ce type ont subi des dommages. Ces structures n'ont certainement pas été dimensionnées à un niveau de séisme tel que celui qui s'est produit. Un bâtiment de stockage de grande hauteur a été fortement endommagé (Figure 2-15). En raison des dimensions du bâtiment et du matériel stocké, les efforts qui ont sollicité la structure métallique et ses ancrages ont certainement été très élevés. Des ruptures d'ancrages par arrachement du béton et de parois situées à la base des poteaux métalliques par flambement et/ou plastification locale ont été observées (Figure 2-15d et Figure 2-15e). Sur une autre installation (Figure 2-16), les diagonales de contreventement de racks de stockage de produits alimentaires, mal positionnées, n'ont pu assurer correctement leur fonction au cours du séisme.

Cas particulier des structures supports d'équipements lourds :

Dans le cas des structures métalliques supportant des équipements lourds, les ancrages des pieds de la structure doivent être dimensionnés pour résister à des efforts de liaison importants qui sollicitent à la fois les parties métalliques et en béton des zones d'ancrage.

Lorsqu'il n'en est pas ainsi, ces ancrages peuvent être fortement endommagés comme lors du séisme d'Izmit (Turquie, 1999, Figure 2-17).



Figure 2-1 Hôpital en béton armé de San Fernando (USA, 1971)



Figure 2-2 Portiques et voiles en béton armé industriel (Ceyhan, Turquie, 1998)



a/ Liaisons d'éléments de façade sous-dimensionnés



b/ Pannes simplement posées sur des poutres c/ Effondrement quasi-total des dalles de toitures

Figure 2-3 : Désordres observés sur des structures préfabriquées (Emilie-Romagne, Italie, 2012, [R20])



a/ Rambarde de toiture d'un bâtiment d'habitation



b/ Remplissage en maçonnerie d'un niveau commercial



c/ Remplissage de l'hôpital

Figure 2-4 : Rupture d'éléments non structuraux en maçonnerie pouvant se transformer en projectile (Lorca, Espagne, 2011, [R19])



a/ Maçonnerie non structurale supportant un équipement de ventilation



b/ Murs de remplissage en maçonnerie faisant office de cage d'ascenseur

Figure 2-5 : Dommages d'éléments non structuraux en maçonnerie empêchant le fonctionnement d'un équipement (Lorca, Espagne, 2011, [R19])



Figure 2-6 : Equipements médicaux aux 2ème et 3ème étages d'un hôpital (Lorca, Espagne, 2011, [R19])



a/ Dommage à la base d'une pompe



b/ Plastification de la tige d'ancrage

Figure 2-7 : Rupture des ancrages d'équipements mécaniques (Tohoku, Japon, 2011, [R11])



Figure 2-8 : Renversement d'un réservoir suite à une rupture d'ancrage (Northridge, 1994, [R13])



Figure 2-9 : Supports métalliques d'isolateurs électriques en céramique (Lorca, Espagne, 2011, [R19])



Figure 2-10 : Rupture d'éléments de sous-station électrique (Northridge, USA, 1994, [R13])



Figure 2-11 : Glissement d'un réservoir horizontal sur ses appuis en béton (Izmit, Turquie, 1999, [R14])



Figure 2-12 : Support de rack – à Lazaro Cardenas – Séisme du Mexique 1985 (accélération d'environ 0.3 à 0.4g), Source : AFPS



Figure 2-13 : Rupture du support d'une tuyauterie (Northridge, USA, 1994, [R13])



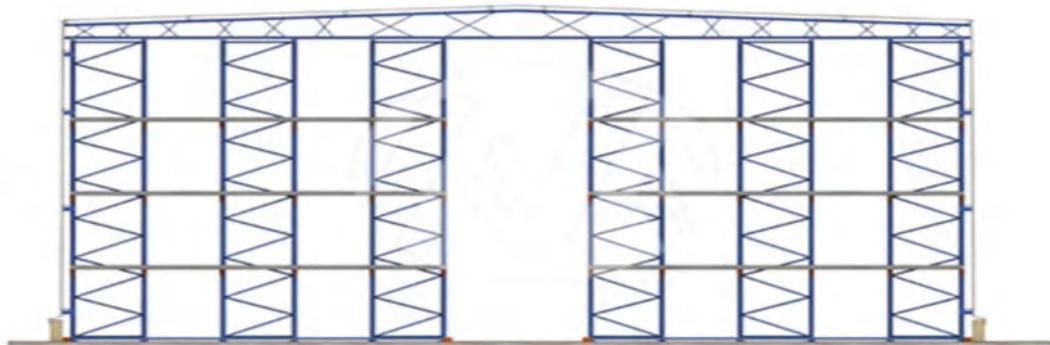
Figure 2-14 : Rupture d'une tuyauterie par déplacement différentiel imposé (d'après [R9])



a/ Effondrement partiel



b/ Vue de la structure autoporteuse



c/ Schéma structurel



d/ Arrachement de la poutre support



e/ Ruine des poteaux

Figure 2-15 : Désordre dans des racks de stockages de grande hauteur (Emilie-Romagne, Italie, 2012, [R20])



Figure 2-16 : Désordre dans des racks de stockages (Emilie-Romagne, Italie, 2012, [R20])



Figure 2-17 : Rupture des ancrages d'un support de « boiler », EnerjiSA, (Izmit, Turquie, 1999, [R14])

2.3 Tassements et liquéfaction des sols

Les mouvements sismiques peuvent induire des tassements importants des fondations des structures, en particulier dans les sols alluvionnaires présentant une faible capacité portante. Ainsi des déplacements différentiels imposés à des tuyauteries ont été observés lors des séismes d'Izmit (Turquie, 1999, Figure 2-18) ou de Tohoku (Japon, 2011, Figure 2-19).

La liquéfaction du sol peut aussi être à l'origine de tassements significatifs du sol et/ou de rotations résiduelles au niveau des fondations des structures support, ou encore de fortes rotations d'ensemble de la base des structures, rendant ces structures inutilisables. La liquéfaction de sols a été constatée lors du séisme d'Emilie-Romagne (Italie, 2012, Figure 2-20).

Un retour d'expérience intéressant est mentionné dans le document de l'INERIS [R4] pour le séisme de Kobé (Japon, 1995) où des réservoirs fondés sur pieux n'ont pas souffert de la liquéfaction du sol environnant (Figure 2-21).



Figure 2-18 : Déformations imposées à une tuyauterie dues à un tassement des fondations (raffinerie de Tupras, Séisme d'Izmit, 1999, [R14])



Figure 2-19 : Rupture des tuyauteries au point de jonction entre le bâtiment et le sol (Tohoku, Japon, 2011, [R11])

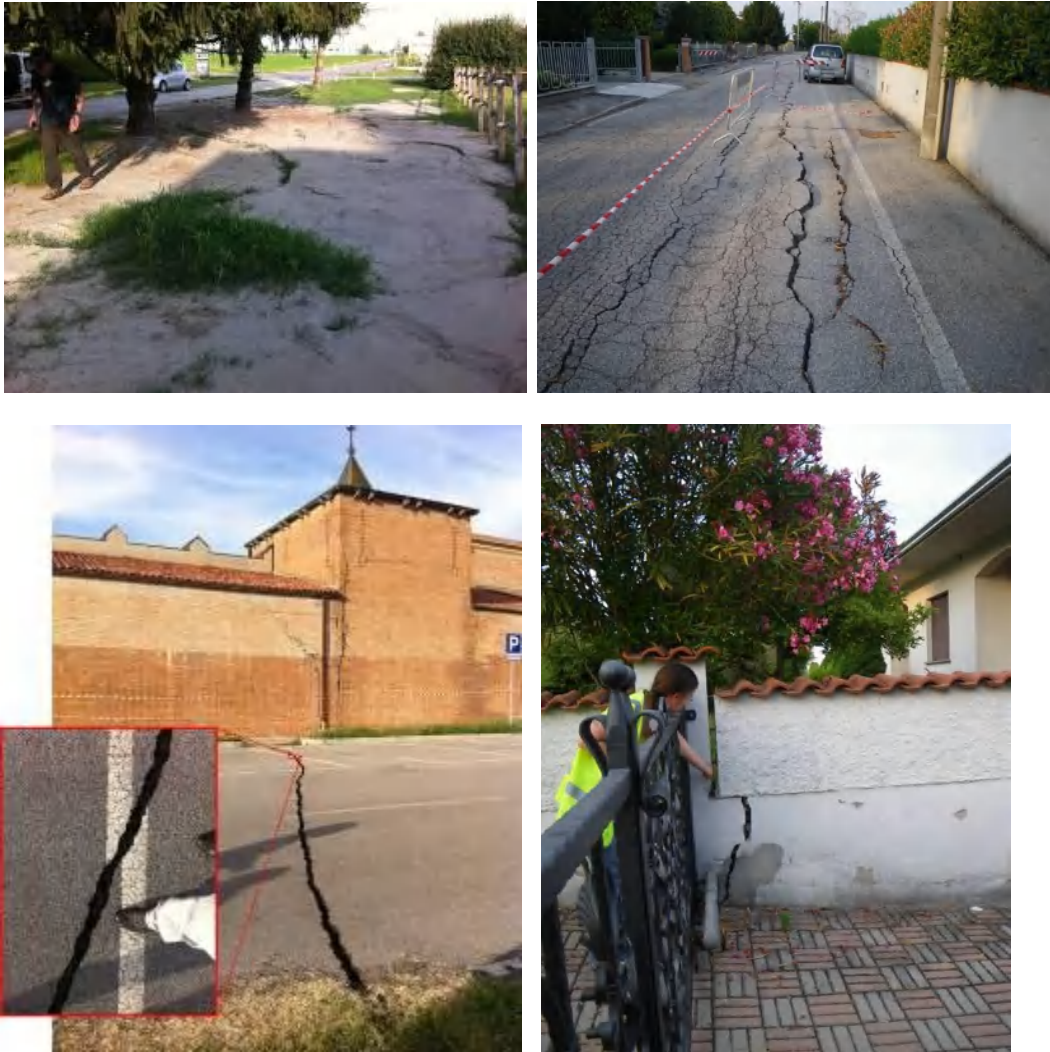


Figure 2-20 : Effet de la liquéfaction des sols (Séisme d'Emilie-Romagne, mission AFPS, [R20])

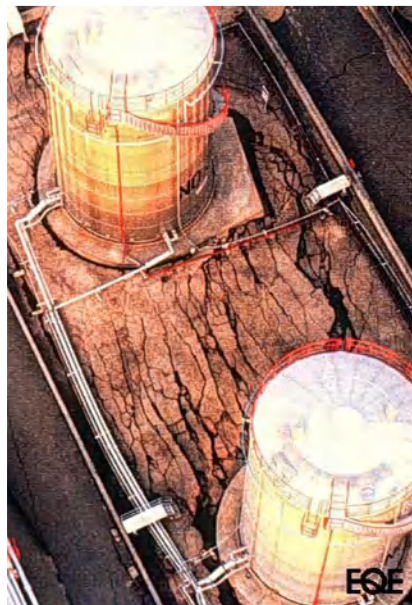


Figure 2-21 : Absence de dommage dans des réservoirs fondés sur pieux malgré la liquéfaction et l'affaissement du sol à Kobé, Japon [R5]

2.4 Isolation sismique et amortisseurs localisés

Le retour d'expérience sur les ouvrages conçus sur isolateurs sismiques montre que les structures et les équipements restent généralement opérationnels après un séisme.

Un retour d'expérience sur les structures isolées au Japon est donné par le document [R18]. Des exemples de mesures accélérométriques et de témoignages de personnes ayant vécu des séismes sont donnés pour des bâtiments isolés situés à Hyogo (1995), Niigata (2004), Fukuoka City (2005) et Kurihara City (2008). Les accélérations au sol ont dépassé 0,20g pour plusieurs de ces événements. Les isolateurs permettent de réduire notablement les accélérations vues par la structure et diminuent fortement les dommages aux éléments non structuraux et équipements supportés (absence de chute d'objet, bâtiments restant opérationnels). Le document de l'EPRI sur le séisme de Northridge (USA, 1994) [R13] donne aussi de nombreuses observations sur des bâtiments conçus sur appuis parasismiques.

Les systèmes d'isolation peuvent être utilisés pour les bâtiments neufs. Ils sont parfois couplés avec des systèmes dissipatifs permettant de limiter les déplacements du bâtiment (Figure 2-22). Les systèmes dissipatifs peuvent également être utilisés pour renforcer des structures existantes (Figure 2-23).

De nombreux types d'isolateurs et de dissipateurs existent sur le marché pour isoler les bâtiments ou les équipements (Figure 2-24, Figure 2-25 et Figure 2-26). Ils sont basés sur deux principes :

- l'isolation permet de diminuer fortement la fréquence propre des structures et ainsi de réduire les accélérations spectrales,
- un système dissipatif permet d'augmenter l'amortissement et réduit ainsi les déplacements (Figure 2-27).

Lors du séisme de Northridge, l'hôpital USC de Los Angeles conçu sur appuis parasismiques (Figure 2-28a et Figure 2-28b) est resté opérationnel. Un aspect important de la conception est le bon dimensionnement des réseaux reliant le bâtiment isolé et la fondation qui doivent être assez souples et suffisamment longs (Figure 2-28c) compte tenu des déplacements horizontaux importants du bâtiment.



Figure 2-22 : Bâtiment stratégique sur isolateurs et dissipateurs d'énergie (Italie)



Figure 2-23 : Exemple de réservoir renforcé avec des isolateurs ALGA (Suisse)

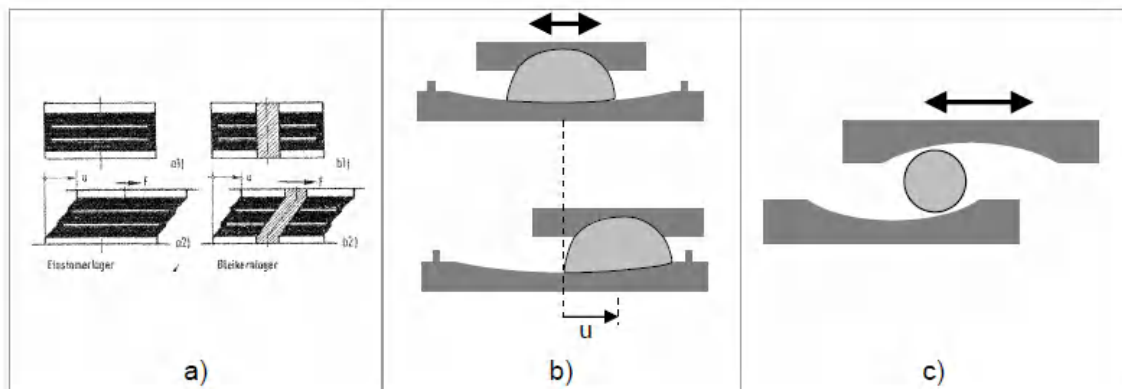


Figure 2-24 : Différents types d'isolateur (a : élastomère avec ou sans noyau dissipatif, b : pendule inversé, c : isolateur cinématique), réf. [26]

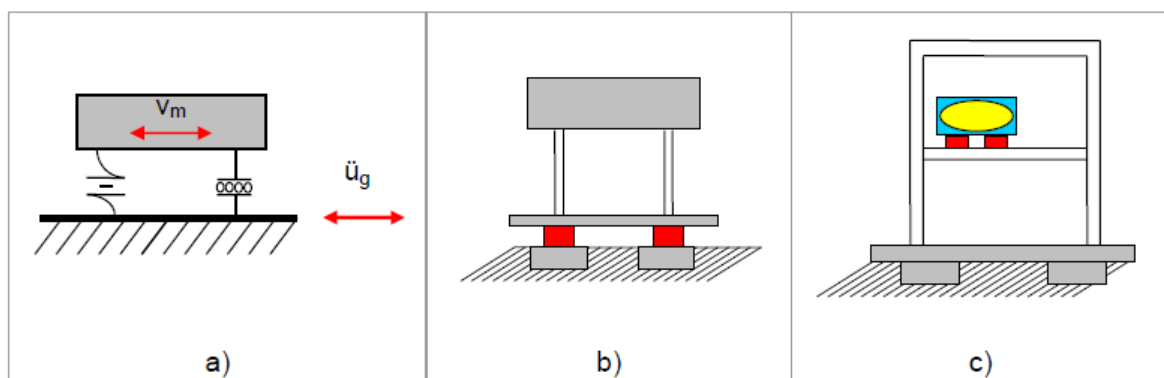


Figure 2-25 : Représentation des systèmes d'isolation de la structure support ou de l'équipement, réf. [26]

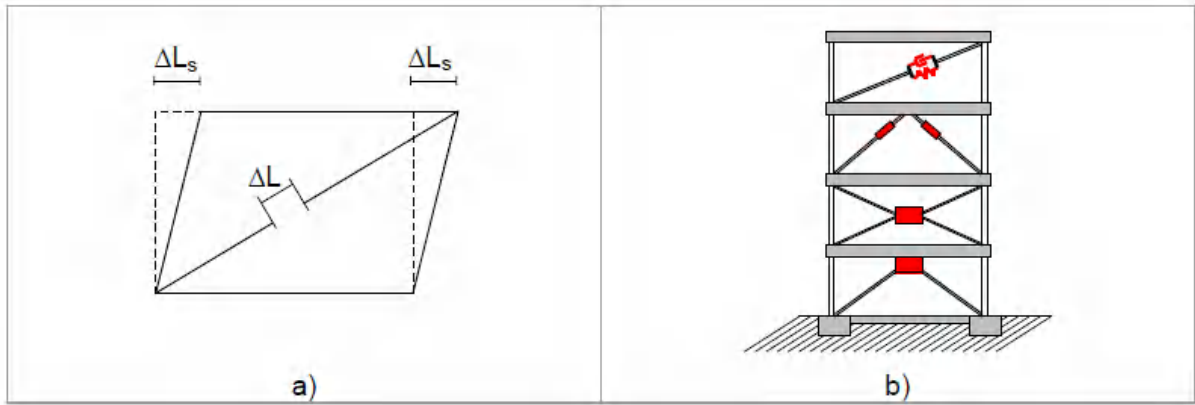


Figure 2-26 : Systèmes dissipatifs, réf. [26]

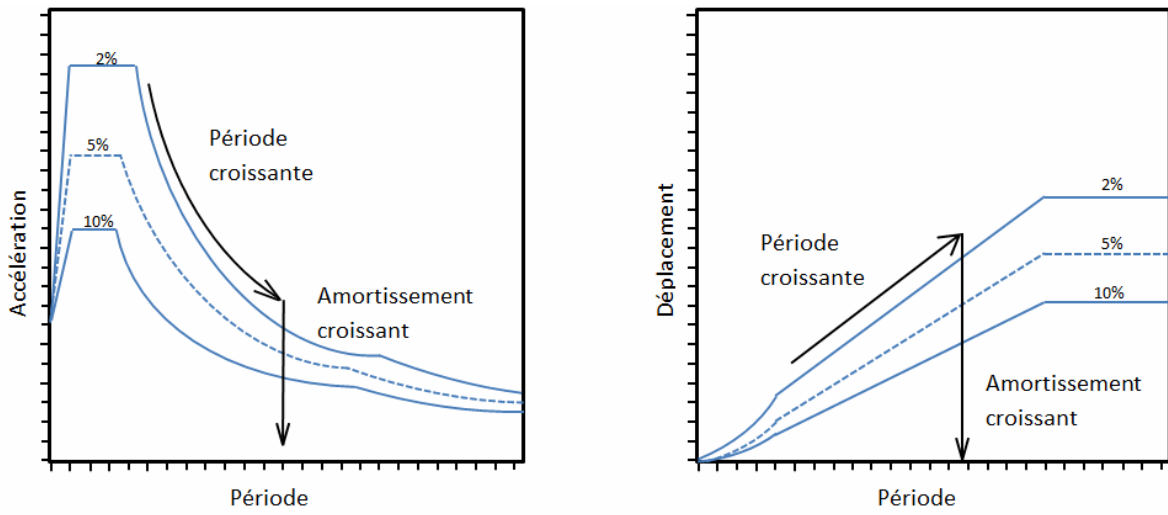


Figure 2-27 : Principe de l'isolation sismique avec augmentation de l'amortissement



a/ Vue d'un isolateur sous la dalle de fondation



b/ Vue d'un isolateur avant installation



c/ Tuyauterie flexible permettant d'absorber les déplacements différentiels

Figure 2-28 : Hôpital USC sur isolateurs à Los Angeles (Northridge, 1994)

3 METHODES DE CALCUL SISMIQUE DES STRUCTURES SUPPORT

3.1 GENERALITES

D'une manière générale, la justification d'une structure support a essentiellement pour objectif de vérifier ou de dimensionner cette structure pour qu'elle continue pendant et après un séisme à assurer sa fonction de support pour le ou les équipements au(x)quel(s) elle se rapporte.

Compte tenu de la nature de l'action sismique, la notion de structure support doit intégrer au sens le plus large les définitions des éléments qui vont du milieu de propagation des ondes sismiques à l'équipement supporté. À ce titre, la structure support peut être décomposée au sens large en trois parties qui diffèrent aussi bien par leur nature que par les moyens mis en œuvre pour les étudier :

- la structure supportant directement l'équipement qui motive l'étude sismique,
- l'ossature principale supportant cette structure support,
- le sol supportant cette ossature.

Par souci de simplification, l'ossature, généralement en béton armé ou en charpente métallique, sera qualifiée de **structure principale**, et la structure supportant directement l'équipement, de **structure support intermédiaire** (cf. Chapitre 1).

À chaque interface, l'interface sol / structure, l'interface structure principale / structure intermédiaire, ou structure intermédiaire / équipement, la transmission des efforts (ou la nature des déplacements) rend compte de phénomènes linéaires ou non-linéaires, propres à la nature de la liaison qui caractérise cette interface : les ancrages, le glissement ou le frottement, le décollement.

Bien souvent, le découpage susmentionné, qui reflète autant une segmentation technique rationnelle du problème qu'une séparation des métiers qui s'organisent autour d'un projet de conception pour l'étude d'une installation renfermant des équipements à étudier, est de fait assez évident à définir.

Il arrive aussi qu'une ou plusieurs parties, la structure support principale par exemple, soit inexistante(s) ou qu'elle(s) puisse(nt) être négligée(s) dans l'étude, comme le sol parfois. Une simplification extrême revient à considérer un équipement, par exemple un réservoir, directement fondé sur le sol dont l'étude ne requiert pas nécessairement la prise en compte de l'interaction sol structure. Dans ce cas, l'étude du support de l'équipement, ancré ou posé, se réduit éventuellement à la vérification de la tenue du sol qui reste la seule structure support. Dans les autres cas, il existe au moins une interface qui peut conduire à vérifier la capacité ou un état limite sur une ou plusieurs parties composant la structure support au sens large.

Dans les sous-chapitres qui suivent, l'interaction des différentes parties qui opère à chacune des interfaces (§3.2, §3.3, §3.4) identifiées plus haut est explicitée et analysée en vue de définir les méthodes appropriées (§3.5, §3.6) pour l'analyse sismique nécessaire à la détermination des efforts dans les structures supportant un équipement (§3.6).

Les équipements ne subissent pas les mêmes sollicitations selon leur emplacement dans un bâtiment. Généralement plus l'équipement est situé en hauteur, plus l'accélération qu'il subit est

importante et donc plus les efforts inertiels auxquels il est soumis sont importants, et les sollicitations qui en résultent dans la structure support, s'il en est, s'en trouvent augmentées.

Ainsi, la réponse structurelle de l'équipement ne peut être définie sans lier cette réponse à celle de la structure elle-même. Ce constat conduit au besoin de définir un mouvement transféré cohérent au droit de l'équipement, dont les principes de détermination font l'objet du Chapitre 5 du présent guide.

À un autre niveau d'analyse, un phénomène de couplage peut exister entre la structure support et son équipement. Deux types d'interaction mettant en jeu la structure support sont ainsi identifiés :

- l'interaction entre la structure principale et la structure support,
- l'interaction entre la structure support et son équipement (§3.3).

L'interaction sol-structure peut dans certains cas amplifier le mouvement sismique et donc avoir une influence significative sur la réponse au séisme et être ainsi déterminante lors d'un dimensionnement ou d'une vérification. Elle ne peut donc pas être négligée dans ce cas qui peut se présenter même lorsque l'équipement repose directement sur le sol. Dans cette dernière configuration, il s'agit de traiter l'interaction sol-équipement, le sol étant entendu comme la seule partie de la « structure support » à devoir être justifiée.

Le schéma ci-dessous propose une traduction de ces interactions en un système de masses-ressorts-amortisseurs en série :

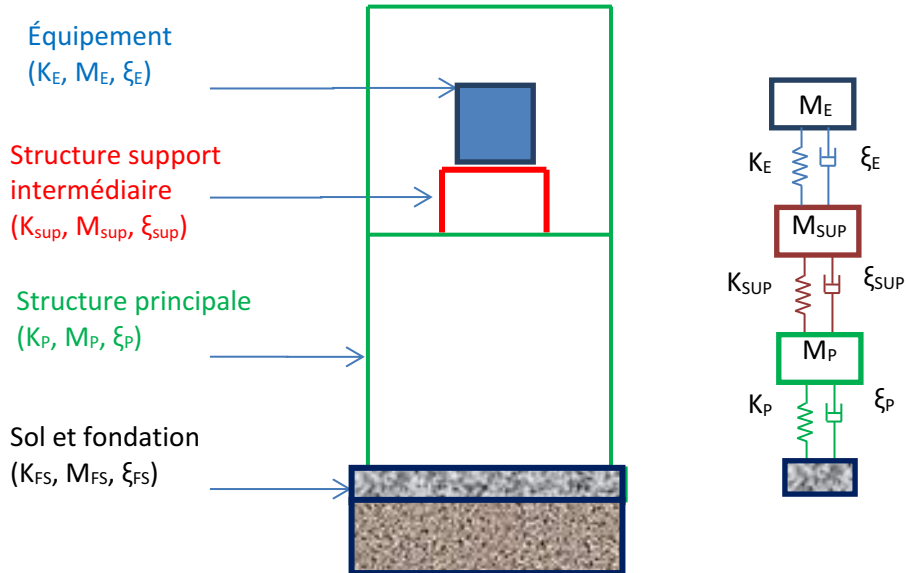


Figure 3-1: Schématisation simplifiée des types d'interaction mettant en jeu la structure support

Dans certains cas, des simplifications peuvent être admises. En voici deux exemples :

Cas 1 : Dans le cas particulier mais assez fréquent où un équipement massif est rigidement connecté sur sa structure support intermédiaire et lorsque la masse de l'équipement est prépondérante par rapport à son supportage, la structure principale étant fondée sur un radier reposant sur un sol raide

(rocheux, par exemple), le système représenté plus haut peut se réduire à un système plus simple représenté ci-dessous :

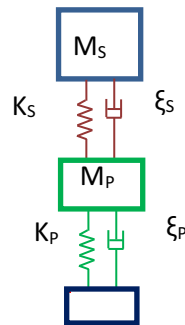


Figure 3-2: Schématisation simplifiée des interactions « structure principale/ structure support »

- Ce système simplifié est caractérisé par :
- $M_S = M_E + M_{sup}$: la somme de la masse de l'équipement et de la masse du supportage,
 - K_S et ξ_S : la raideur et l'amortissement du supportage en série avec la raideur et amortissement de l'équipement.

Cas 2 : Dans le cas d'un équipement massif rigidement lié à une structure support principale de faible masse, la structure support principale étant ancrée à même le sol, le système masses ressorts peut se réduire à un système simplifié représenté ci-dessous :

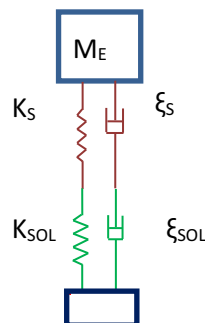


Figure 3-3 : Schématisation simplifiée des interactions « sol/ structure support »

- Ce système simplifié est caractérisé par :
- K_{SOL} est la raideur interne du sol,
 - ξ_{SOL} est l'amortissement interne du sol.

A titre d'exemple, ce cas peut correspondre aux réservoirs ancrés sur une dalle surélevée sur pieux ou poteaux (cf. Figure 3-4).

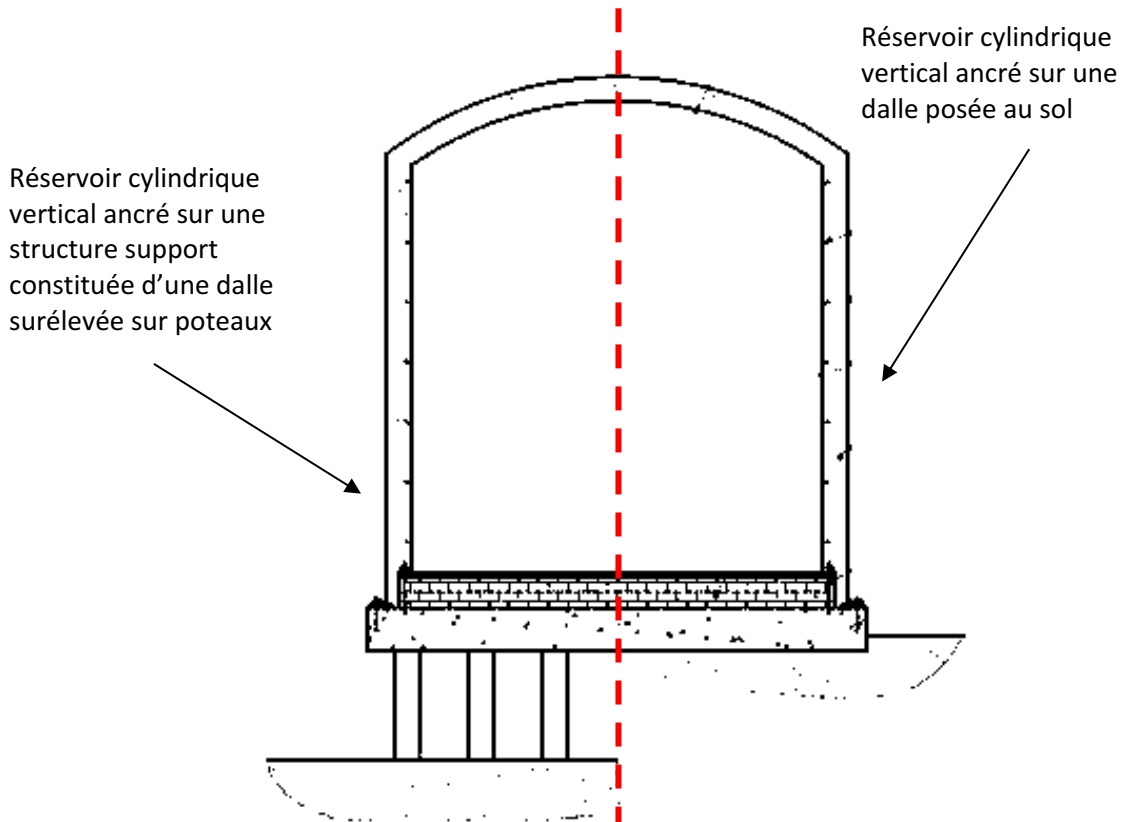


Figure 3-4 : Deux types de supportage pour les réservoirs cylindriques verticaux (TRACTEBEL)

Dans ces modélisations simplifiées mais souvent justifiées, l'étude de la structure support peut donc :

- soit se réduire à l'étude d'un oscillateur soumis à un mouvement transféré à déterminer comme proposé au Chapitre 5,
- soit à l'étude de la structure principale qui intègre la modélisation de l'équipement quand les critères de découplages définis au §3.5 ne sont pas vérifiés.

Dans les représentations précédentes, les paramètres K et ξ définissent la liaison entre les différentes parties du système. Ils peuvent correspondre à des grandeurs scalaires, relatives à une raideur et un amortissement caractéristiques du système. Dans le cas le plus général, ils renvoient à des fonctions qui intègrent les non-linéarités de contact (glissement, décollement) ou les non-linéarités de matériaux s'il est nécessaire d'en tenir compte. Les mouvements transférés, s'il en est besoin, doivent tenir compte de ces phénomènes, notamment des non-linéarités matérielles si elles sont avérées et ne peuvent être ignorées dans la justification de la structure support.

Dans tous les cas, l'objectif de la modélisation est de bien représenter le cheminement des efforts (plus que la réalité apparente). À cet effet, il est proposé que l'analyse de la structure support adopte une approche progressive, décomposée en plusieurs niveaux. Dans cette approche, la mise en œuvre d'une analyse d'un niveau supérieur sous-entend généralement que les analyses de niveaux inférieurs ont été conduites ou explorées. Dans tous les cas, le niveau 1 doit faire partie intégrante de l'étude de la structure support.

3.1.1 Analyse de 1^e niveau

Avant tout calcul et en amont de la modélisation éventuelle de la structure, l'ingénieur doit s'assurer du bon cheminement des efforts permanents et de la reprise correcte des efforts inertiels horizontaux (cf. Figure 3-5 à Figure 3-10). Il peut s'appuyer sur des études existantes (calcul de la structure soumise à l'action du vent), ou sur son expertise dans la maîtrise des descentes et transferts de charges. L'ingénieur doit notamment :

- identifier les contreventements principaux,
- s'assurer de l'aptitude des planchers à transférer les efforts,
- vérifier que les efforts inertiels horizontaux et verticaux issus de l'équipement descendent dans des conditions acceptables :
 - à la base de la structure support,
 - jusqu'aux fondations quand la structure principale est analysée.

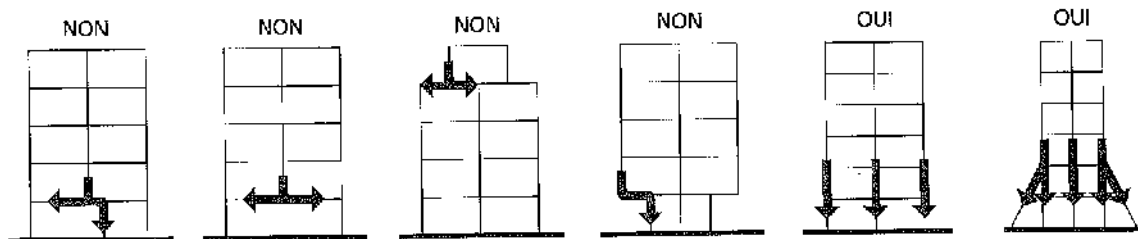


Figure 3-5 : Descentes de charges verticales [R21]

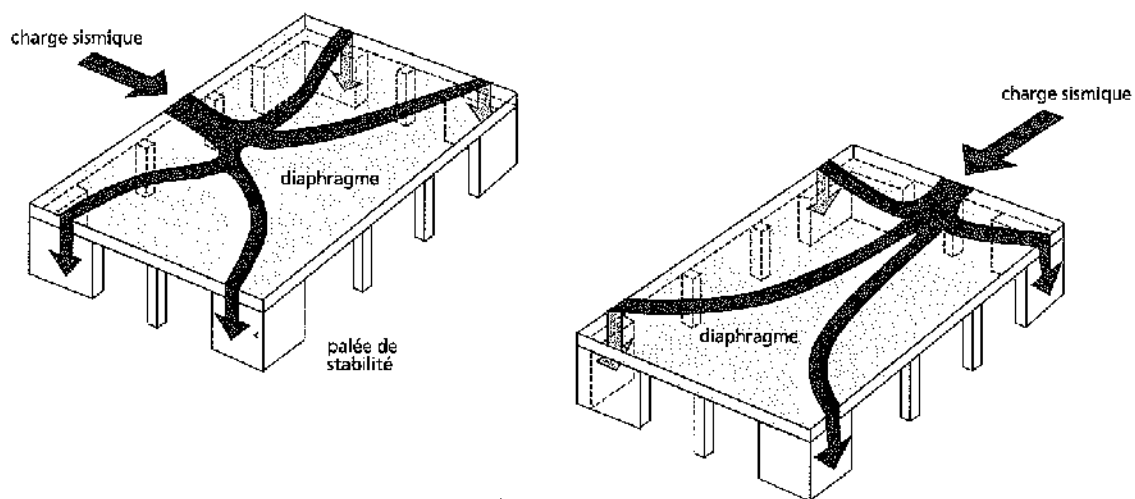


Figure 3-6 : Rôle des diaphragmes rigides [R21]

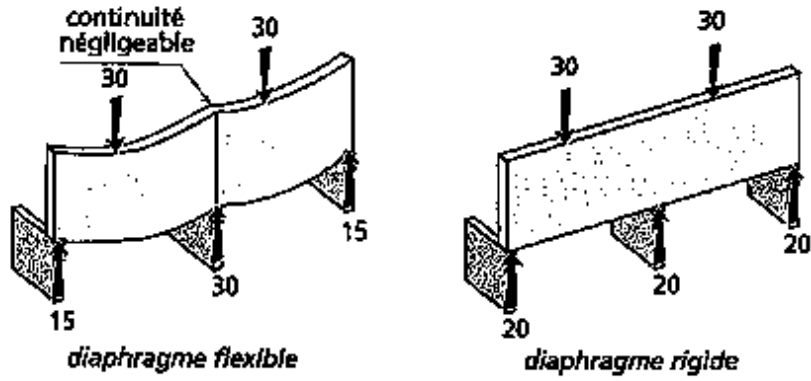
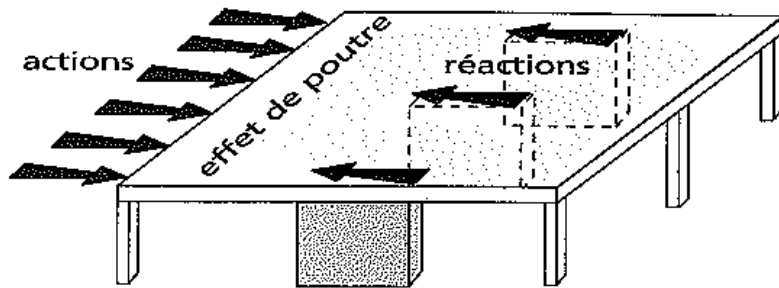


Figure 3-7 : Définition "Diaphragmes rigides" - "Diaphragmes flexibles" [R21]



a) effet de poutre

Figure 3-8 : Principe d'action d'un diaphragme [R21]

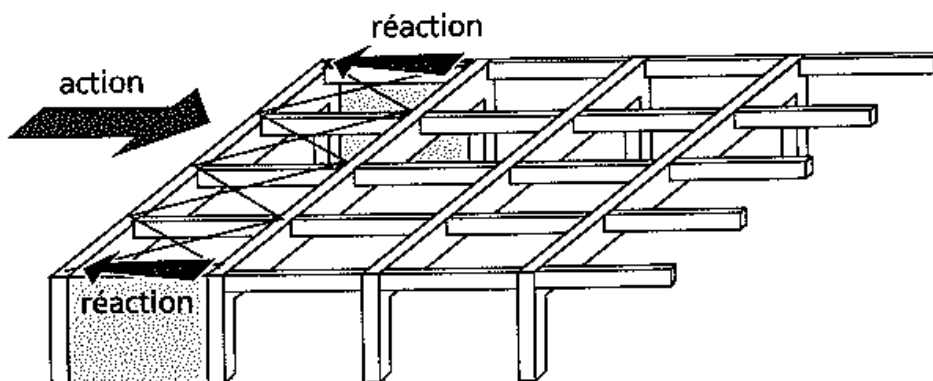


Figure 3-9 : Transmission des efforts horizontaux dans des poutres de plancher [R21]

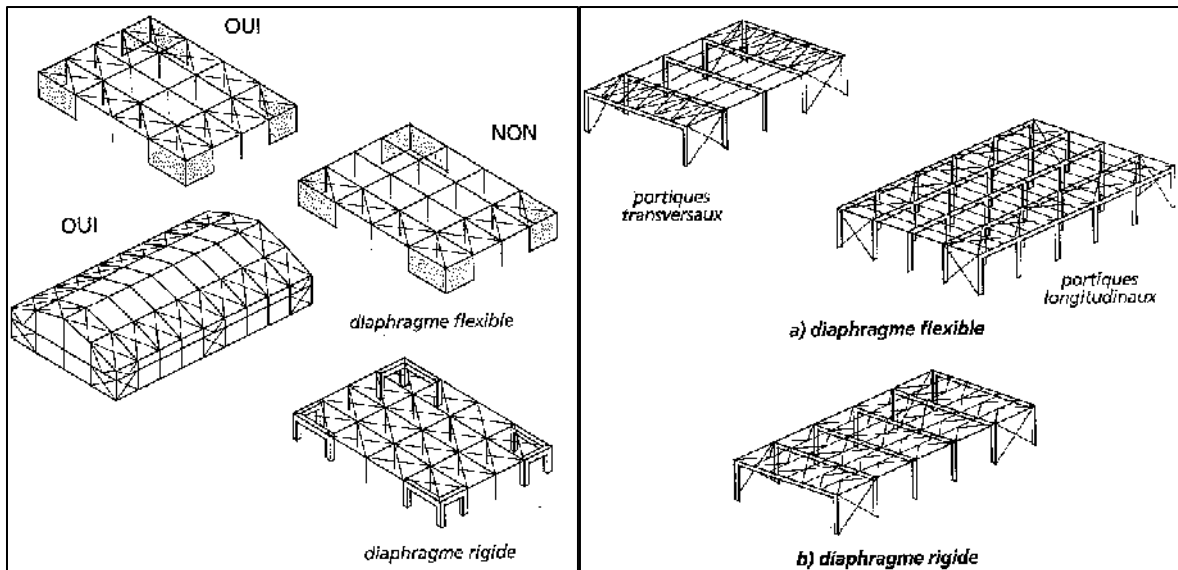


Figure 3-10 : Diaphragmes à poutres au vent. Gauche: systèmes poteaux-poutres articulés - Droite: Systèmes en portique [R21]

La régularité en plan et en élévation du système structure(s)-équipement doit être analysée. La sensibilité à la torsion peut notamment être examinée sur la base des critères définis dans l'EUROCODE 8. Dans le cas d'un système irrégulier, susceptible d'être soumis à des effets de torsion, la modélisation doit intégrer ces effets (cf. §3.5.7) par l'utilisation d'une modélisation tridimensionnelle.

L'ingénieur doit recenser les équipements qui peuvent être soumis à un déplacement différentiel, en raison de la présence de plusieurs supports pouvant avoir des réponses dynamiques différentes.

L'ingénieur doit caractériser la nature et le comportement des interfaces listées plus haut, pour statuer sur l'intérêt et les modalités de leur prise en compte dans les calculs. À ce titre, il convient de noter qu'en cas de décollement ou de glissement possible à l'interface entre l'équipement et la structure support, les efforts inertiels horizontaux s'appliquant à la structure support peuvent être écrêtés, la tenue de l'équipement devant être vérifiée par ailleurs. Si ces phénomènes existent à l'interface sol-structure ou structure principale-structure support, il est également possible d'évaluer leurs effets sur le mouvement transféré ou orienter les choix de modélisations requis pour les prendre en compte.

Un exemple de non-linéarité couramment rencontré dans les missions post sismiques est celui des réservoirs cylindriques horizontaux non ancrés sur les supports. Soumis à une accélération horizontale dans le sens longitudinal, le réservoir peut glisser sur ses supports qui ne comportent pas de butée dans cette direction. La photo (Figure 3-11) prise après le séisme d'Izmit en 1999 montre les traces d'un glissement du réservoir sur sa structure support.

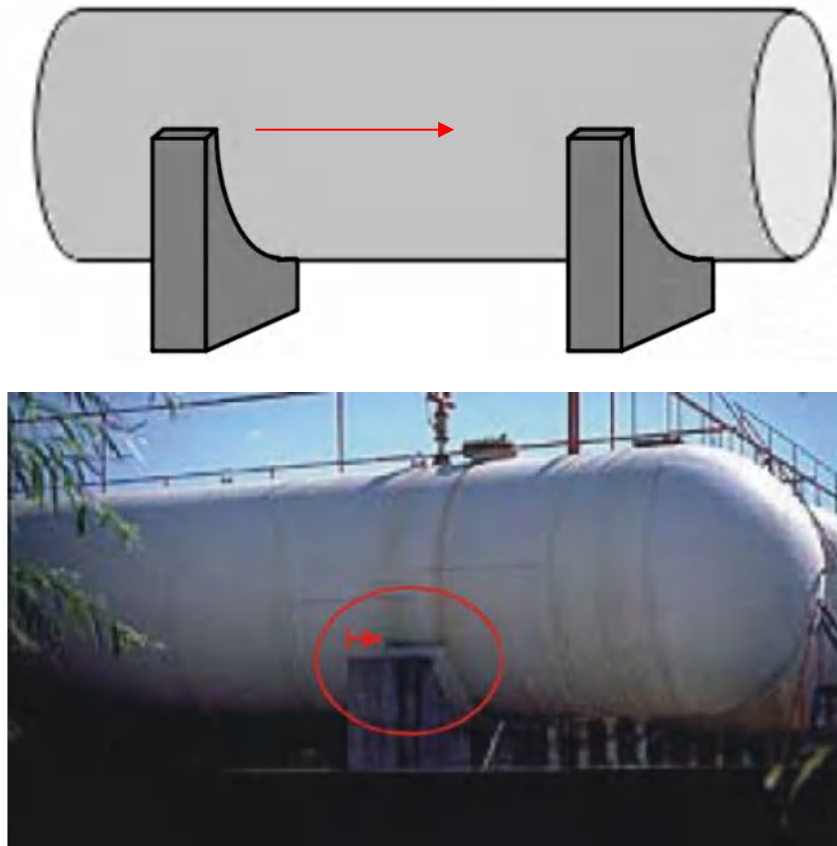


Figure 3-11 : Exemple de non-linéarité par glissement : réservoirs horizontaux

Ce premier niveau d'étude s'adosse à l'examen de la documentation existante, plans, notes de calculs, rapports de reconnaissance des sols, dossier de maintenance, et au résultat d'une visite in-situ pour vérifier l'exactitude des éléments constatés dans la documentation, et les compléter ou les amender en tenant compte des dispositions en place. Cette visite permet aussi de vérifier l'environnement autour de la structure support à justifier, pour repérer d'éventuelles interactions défavorables avec d'autres équipements ou structures.

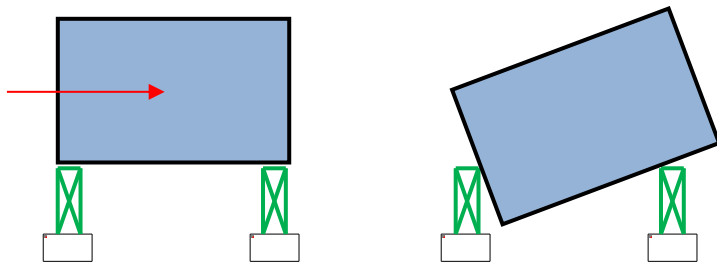
Cette étude préalable doit permettre d'éviter des calculs inutiles, au cas où le comportement de la structure support est, sur la base de l'expertise conduite sur place, et des retours d'expérience ou des analyses comparables :

- soit manifestement incompatible avec les exigences associées pour sa tenue au séisme,
- soit au contraire notoirement robuste vis-à-vis de l'agression sismique.

Ce premier niveau d'analyse sur la conception globale de l'ensemble Structure Support-Équipement peut également s'appuyer sur les retours d'expérience présentés au Chapitre 2.

Quelques exemples de configurations manifestement vulnérables en situation sismique qui peuvent être mises en évidence par une analyse de premier niveau sont présentés ci-après.

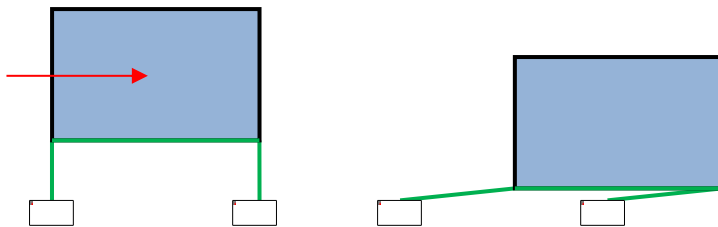
- Déplacements de points d'appui préjudiciables :



L'équipement, non ancré, est entraîné sous accélération horizontale sur une distance supérieure à la largeur des plots.

Figure 3-12: Interface manifestement vulnérable aux accélérations horizontales

- Problème de cheminement des efforts :



Absence de dispositif de stabilité horizontale dans un et/ ou deux axes principaux.

Figure 3-13 : Conception de structure support manifestement vulnérable aux accélérations horizontales

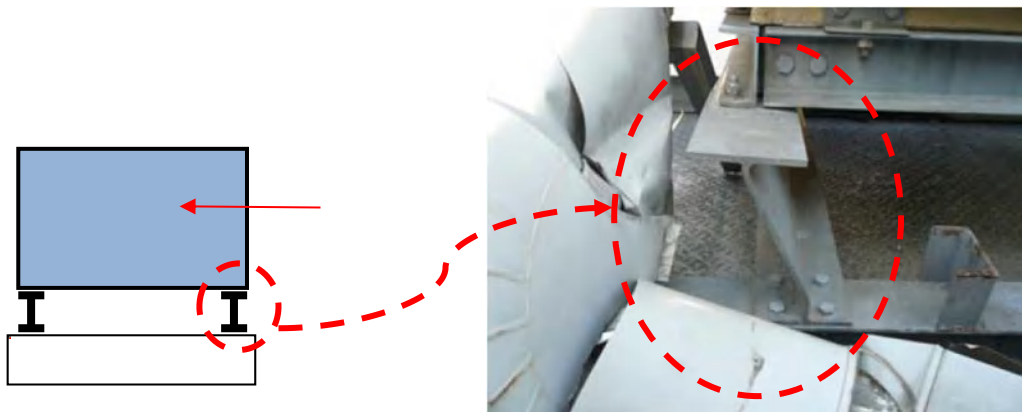
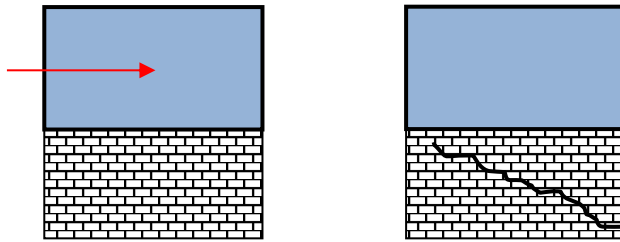


Figure 3-14 : Élément de structure support endommagé par une absence de contreventement dans une direction

L'équipement de la Figure 3-14 est ancré sur les semelles supérieures de profilés métalliques en double T symétrique. La conception de la structure support ne comprend donc pas de dispositif de stabilité horizontale dans la direction perpendiculaire aux profilés. Les efforts inertiels transversaux sont en effet directement repris par flexion transversale des âmes des profilés qui ne présentent pas une résistance suffisante compte tenu de leur faible épaisseur (photo : séisme Tohoku 2011, [R11]).

- Matériau de structures supports vulnérable aux accélérations sismiques :



Incapacité du matériau de la structure support à reprendre des efforts de cisaillement (ex : maçonnerie non renforcée)

Figure 3-15 : Matériau de structure support manifestement vulnérable aux accélérations horizontales

3.1.2 Analyse de 2^e niveau

Si l'analyse du bon cheminement des efforts est concluante, l'étape suivante consiste à effectuer une série d'analyses simplifiées qui peuvent être de l'ordre :

- de l'analyse des dispositions constructives décrites au chapitre 6 (en s'appuyant sur les retours d'expérience décrits au chapitre 2)
- de l'application de formules très simplifiées, détaillées dans le présent chapitre :
 - o Formules simplifiées de justification des ancrages : cf. chapitre 8 ;
 - o ...

3.1.3 Analyse de 3^e niveau

Il s'agit également de réaliser des analyses simplifiées mais ces dernières reposent sur un examen plus détaillé des masses et raideurs de la structure support, et des calculs de transfert de spectre sont effectués en utilisant des méthodes simplifiées décrites dans le présent chapitre :

- o Formules simplifiées de transfert de spectres : cf. chapitre 5 ;

A cette étape, un bilan des masses et des raideurs en jeu peut être effectué pour déterminer le niveau de régularité ou d'irrégularité de la structure principale.

3.1.4 Analyse de 4^e niveau

Si les analyses simplifiées ne peuvent être utilisées, il convient alors d'effectuer des calculs aux éléments finis avec plusieurs choix de niveaux de modélisation :

- représentation simplifiée de la structure support et/ou de l'équipement
- représentation détaillée de la structure support et/ou de l'équipement
- prise en compte ou pas du couplage entre équipement et structure support,

et selon plusieurs types de méthodes :

- analyse statique linéaire simplifiée, cf. §3.6.3
- analyse modale- spectrale, cf. §3.6.4.1
- analyse temporelle, cf. §3.6.4.2
- analyse statique non linéaire en poussée progressive, cf. §3.6.5
- transferts de spectre directs, cf. chapitre 5

Ces analyses poussées sont effectuées conformément aux Eurocodes, et ne sont donc pas abordées dans le présent guide.

3.1.5 Prise en compte des incertitudes

L'attention est apportée sur la multiplicité des incertitudes existant en général sur les données intervenant dans le comportement dynamique des structures et des équipements, et en particulier dans le cas de l'existant. Il est nécessaire de les couvrir soit par les méthodologies elles-mêmes, soit par une certaine multiplicité de jeux d'hypothèses.

3.2 INTERACTION SOL-STRUCTURE

3.2.1 Description du phénomène

Par suite de l'interaction dynamique sol-structure, la réponse sismique d'une structure sur appuis flexibles, c'est-à-dire d'une structure fondée sur un terrain déformable, diffère sous plusieurs aspects de celle de la même structure fondée sur un terrain rigide (base fixe), soumise à une sollicitation identique en champ libre, pour les raisons suivantes :

- le mouvement des fondations de la structure sur support flexible est différent du mouvement en champ libre et peut comprendre une composante de rotation importante de la structure à base fixe autour d'un axe horizontal ;
- la période fondamentale de vibration de la structure sur support flexible est plus longue que celle de la structure à base fixe ;
- les périodes naturelles, les modes propres et les facteurs de participation modale de la structure sur support flexible sont différents de ceux de la structure à base fixe ;
- l'amortissement global de la structure sur support flexible inclut d'une part l'amortissement radiatif, d'autre part l'amortissement interne engendré à l'interface sol-fondation, en plus de l'amortissement associé à la superstructure.

3.2.2 Modélisation de l'ISS

Les méthodes de modélisation de l'interaction sol-structure doivent tenir compte :

- du degré d'encastrement dans le sol ;
- de la profondeur d'un substratum rocheux éventuel ;
- de la stratification du sol ;
- de la variabilité des modules de sol dans chaque couche ;
- de la dépendance des propriétés du sol en fonction de la déformation (module de cisaillement et amortissement).

L'hypothèse de stratification horizontale peut être considérée comme applicable en l'absence de pendage marqué des diverses strates.

Des modèles simples (type brochette) représentatifs peuvent être utilisés pour estimer l'influence de l'interaction sol-structure (ISS).

Dans le cas général où les propriétés du sol n'ont pas une influence considérable sur la réponse sismique de la structure, le calcul comprenant les effets d'ISS peut être effectué en utilisant une valeur caractéristique des propriétés de sol. La valeur caractéristique d'un paramètre géotechnique doit être une estimation prudente de la valeur qui influence l'occurrence de l'état limite (cf. NF-EN 1997-1).

Si les effets d'ISS sont importants, c'est-à-dire que le mode principal de déformation du système provient de l'ISS, il convient de calculer les efforts dans la structure sans tenir compte des non-linéarités ou d'un amortissement accru dans la structure, puisque les déplacements seront principalement dictés par le mode d'ISS. Il est rappelé qu'il est dans ce cas-là recommandé de tenir compte des incertitudes des propriétés de sol par une étude paramétrée.

Il est admis que les effets globaux d'ISS peuvent être négligés si la vitesse de l'onde de cisaillement dans le sol de fondation v_s est supérieure à 1000 m/s, ce qui correspond à un sol raide de la classe de sol A définie au §4.1.2 du Guide Méthodologie Générale.

3.2.3 Prise en compte de l'ISS dans la conception

Pour la majorité des structures usuelles de bâtiments, les effets de l'interaction sol-structure ont tendance à être bénéfiques, puisqu'ils réduisent les moments fléchissants et les efforts tranchants dans les différents éléments de la superstructure, mais il existe certains cas où ces effets peuvent être néfastes.

De façon générale, il convient de prendre en compte la déformabilité du sol de fondation dans le modèle dans les cas suivants :

- A) à chaque fois qu'elle peut avoir une influence défavorable globale sur la réponse de la structure ;
- B) si elle a une influence bénéfique que l'on souhaite exploiter pour réduire les efforts de dimensionnement.

La norme NF EN 1998-5 impose la prise en compte des effets de l'interaction dynamique sol-structure dans les cas suivants :

- structures pour lesquelles les effets $P-\delta$ (2e ordre) jouent un rôle significatif ;
- structures avec fondations massives ou profondes comme les piles de ponts, les caissons offshore et les silos ;
- structures hautes et élancées, comme les tours et les cheminées, traitées dans l'EN 1998-6:2004 ;
- structures supportées par des sols très mous, tels que des sols de classe S1, avec une vitesse moyenne de propagation des ondes de cisaillement $v_{s,max}$ inférieure à 100 m/s.

3.2.4 Cumul de l'ISS et du coefficient de comportement

Il convient d'être vigilant quant au cumul des effets de l'amortissement radiatif pris en compte par l'interaction sol-structure et de l'amortissement matériel modélisé par le coefficient de comportement q . L'Eurocode 8 préconise l'une des deux options suivantes :

- Soit on effectue un calcul linéaire élastique tirant totalement profit de l'amortissement radiatif du sol mais en limitant le coefficient de comportement à 1,5 ;
- Soit on effectue un calcul anélastique avec un coefficient de comportement $q > 1,5$ mais on limite l'amortissement total à 5%.

Dans le cas de calculs temporels non-linéaires, il convient de ne pas utiliser les valeurs d'amortissement critiques données ci-dessus pour les éléments dans lesquels les non-linéarités matérielles sont prises en compte. Si un amortissement est nécessaire à la convergence du calcul, il devra être limité à 1 ou 2 %.

3.2.5 Données géotechniques requises

Les données de sol nécessaires pour l'étude sismique avec prise en compte de l'interaction sol-structure sont les propriétés dynamiques des couches de sol jusqu'au substratum rocheux :

- Vitesse des ondes de cisaillement v_s ;
- ou module de cisaillement dynamique G_{dyn}

L'amortissement et le module de cisaillement de chaque couche de sol dépendant de la déformation, il convient que leurs valeurs soient cohérentes avec le niveau de déformation de cisaillement devant se produire au cours de l'action sismique considérée.

Généralement, les études géotechniques réalisées pour établir la classe de sol au droit de l'ouvrage (cf. chapitre 4 du guide Méthodologie Générale) suffisent pour déterminer les caractéristiques dynamiques des couches de sol pour l'interaction sol-structure.

On pourra se référer au tableau de l'Annexe A de la norme NF EN 1997-2 pour avoir une liste des résultats d'essais des normes d'essais géotechniques ainsi qu'au paragraphe 7.2.4 du guide Méthodologie Générale.

3.3 INTERACTION STRUCTURE-EQUIPEMENT

3.3.1 Principes généraux

Les équipements peuvent être souvent représentés par une masse rigidement fixée à la structure support, voire même négligés quand leurs masses sont très faibles. Ces hypothèses sont valides uniquement en l'absence de couplage entre l'équipement et la structure support.

Des couplages peuvent apparaître lorsque :

- la masse de la structure support est faible par rapport à celle de l'équipement,
- pour des masses d'équipements relativement faibles, la fréquence de l'équipement est proche de la fréquence de la structure support (interaction dynamique),
- pour des équipements comportant plusieurs points d'appui, comme par exemple les tuyauteries multi-supportées, la raideur de l'équipement est comparable ou supérieure à la raideur de la structure support (cf. § 3.4).

En vue d'illustrer l'effet d'une interaction dynamique, des spectres de plancher ont été calculés pour l'exemple de la figure suivante. Le calcul a été effectué, tout d'abord, en l'absence puis en présence d'interaction structure-équipement. Un modèle simplifié d'équipement a été intégré au modèle de structure support qui est un portique métallique de plusieurs étages. Sur cet exemple, la réponse dynamique de l'équipement peut modifier le mouvement de son support et que le mouvement transféré déterminé sans interaction est erroné. Toutefois, le fait de ne pas considérer l'interaction dynamique est souvent conservatif car les interactions ont plutôt (mais pas systématiquement) tendance à réduire les mouvements du support.

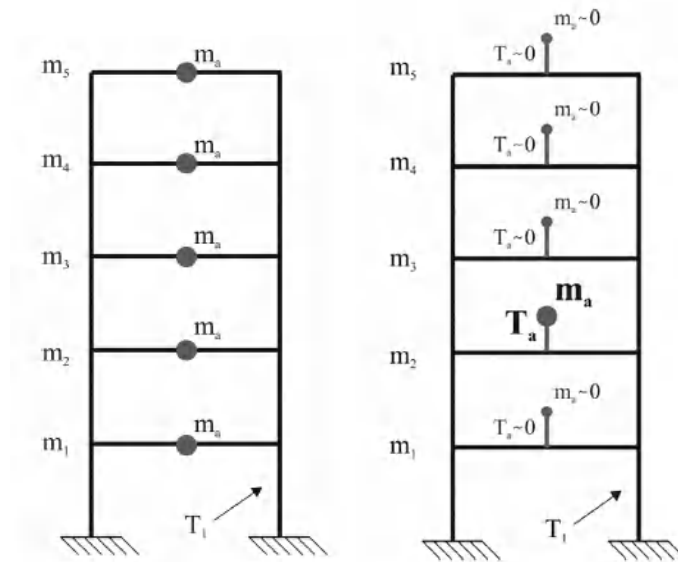


Figure 3-16 : Exemple pris pour mettre en évidence l'interaction structure-équipement

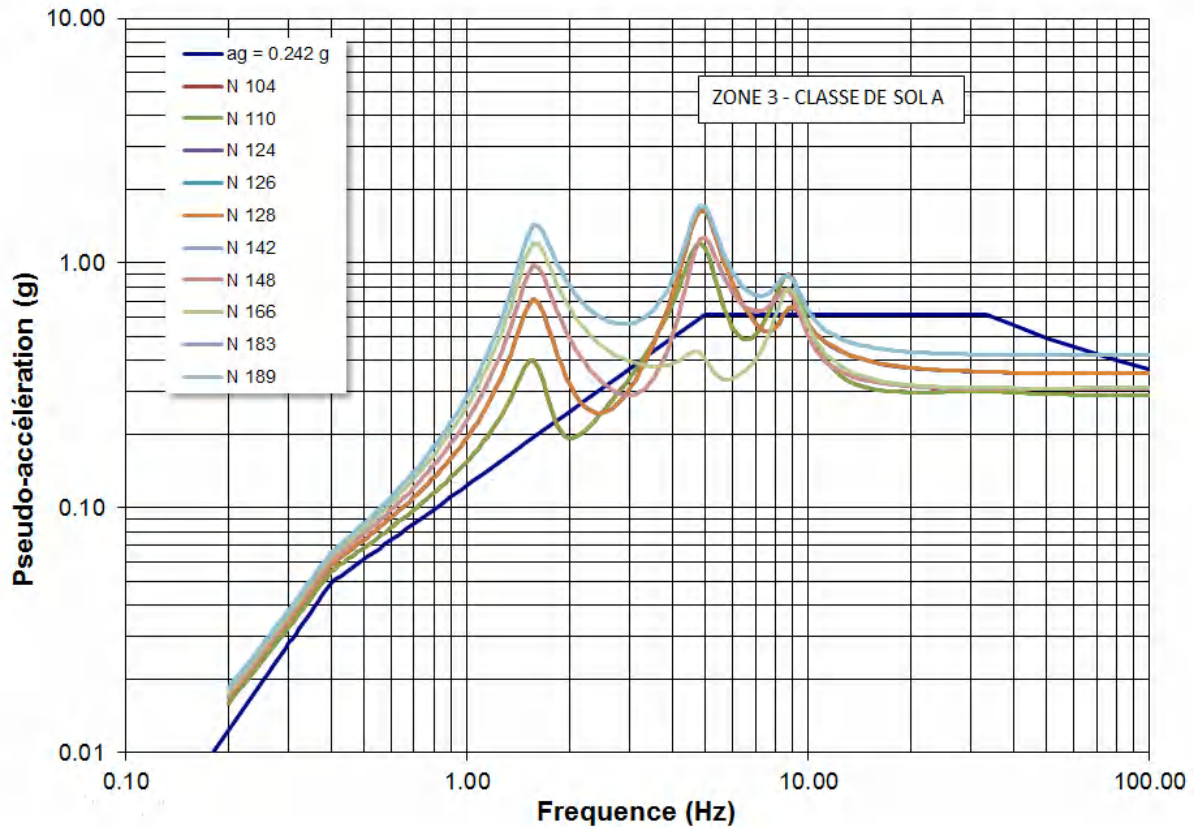


Figure 3-17 : Spectres de plancher transférés à différents nœuds du modèle

3.3.2 Critères de découplage

Il est admis selon la référence [R5], que **les équipements peuvent être considérés comme découplés par rapport aux phénomènes dynamiques modélisés, si un des critères suivants est vérifié :**

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

avec : R_m : rapport entre la masse portée et la masse de la structure porteuse,
 R_f : rapport entre la fréquence fondamentale de la masse portée et une des fréquences principales de la structure porteuse.

➔ Lorsqu'un équipement 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 cet équipement est alors effectuée sur la base des mouvements sismiques transférés aux points supports du matériel (voir chapitre 5).

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

3.3.3 Modélisation de l'interaction structure-équipement

Dans de nombreux cas où la réponse de chaque structure (structure support ou équipement) est dominée par un mode principal, la modélisation de la réponse dynamique de la structure support et de l'équipement peut se ramener à un des cas suivants :

- **Modèle A ou B** : utilisation d'un modèle où la masse de la structure support, éventuellement modifiée de la masse de l'équipement, répond sur son mode principal. Application du mouvement transféré à un modèle d'équipement.
- **Modèle C** : utilisation d'un modèle où la structure support et l'équipement répondent sur des modes distincts et sont couplés.
- **Modèle D** : utilisation d'un modèle où l'équipement répond sur son mode principal et la structure support n'intervient que par sa raideur.

L'abaque suivant détermine les critères conduisant aux choix des **modèles de type A, B et C** :

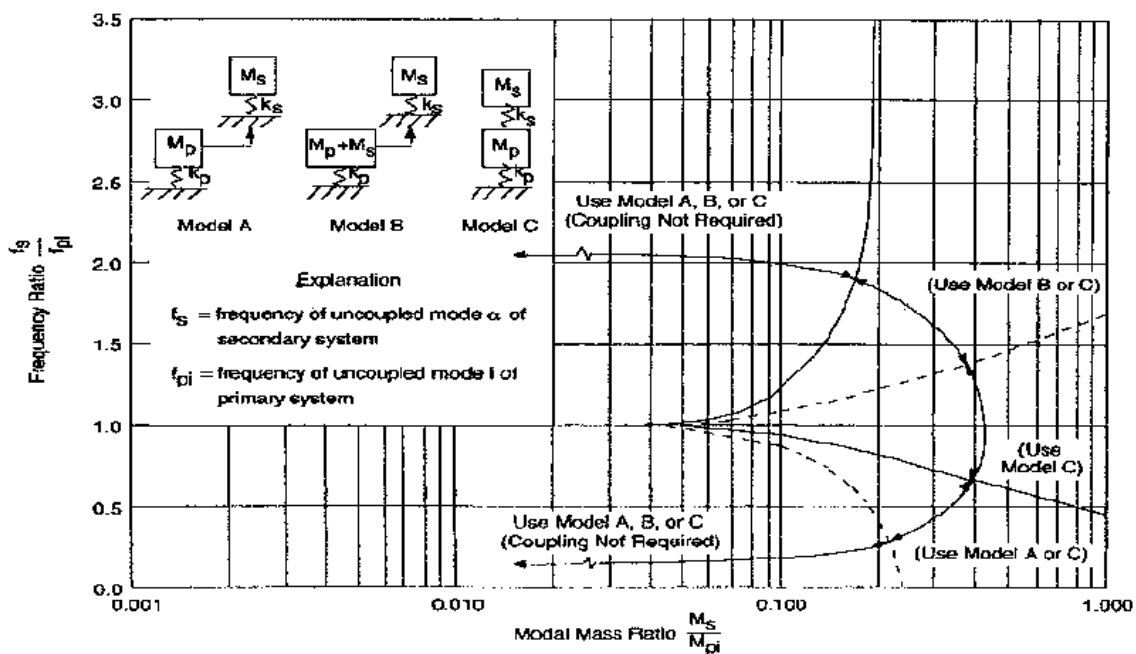


Figure 3-18 : Modélisation de la structure support et de l'équipement lorsque la réponse de chaque structure est dominée par un mode principal (référence [R6]).

Avec :

- M_s = Masse totale du système secondaire (équipement)
- M_p = Masse totale du système primaire (structure principale)
- $M_{pi} = \left(\frac{1}{\phi_{ci}}\right)^2$
- ϕ_{ci} = déplacement modal au point de support de l'équipement pour le mode i $\{\Phi_{pi}\}$ normalisé à l'aide la matrice de masse $(\{\Phi_{pi}\}^T [M_p] \{\Phi_{pi}\} = 1)$
- $[M_p]$ = matrice de masse du système primaire
- k_p = raideur du système primaire
- k_s = raideur du système secondaire

La détermination de la masse de la structure support doit être effectuée sur des considérations physiques ou à l'aide d'un modèle de calcul comme décrit dans l'ASCE (référence [R6]).

La modélisation de l'interaction structures- équipement est ainsi illustrée dans l'arbre de décision suivant :

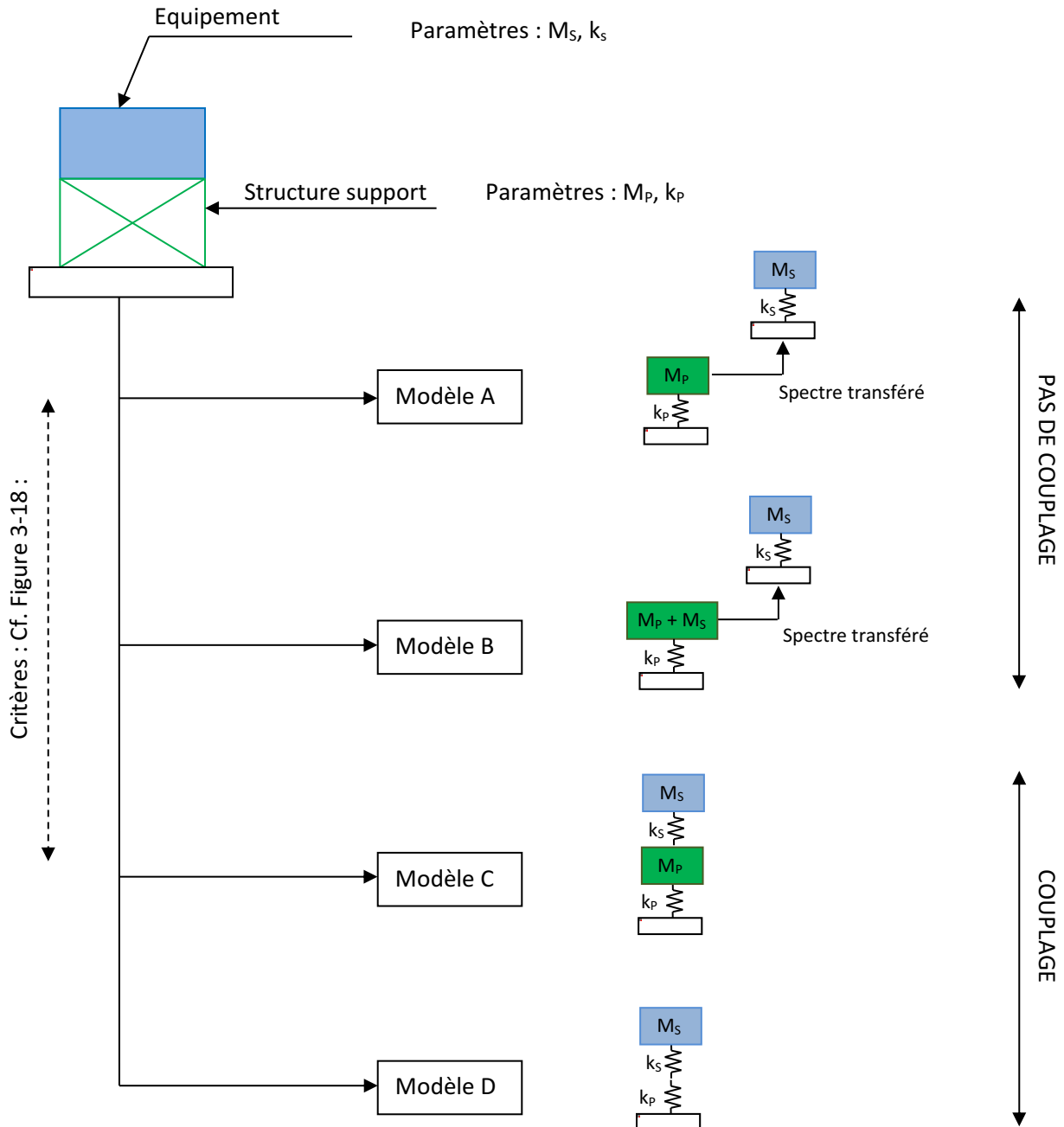


Figure 3-19 : Prise en compte du couplage dans une étude de structure support d'équipement

Un autre type de modèle, désigné « Modèle de type D », est introduit en complément de ceux décrits dans la Figure 3-18. Il correspond au cas particulier d'une structure support légère par rapport à l'équipement ($R_m > 0,9$). Dans ce cas précis, la modélisation de la structure support peut être simplifiée en négligeant sa masse. L'influence de la souplesse de la structure support peut aussi être vérifiée en calculant les modes fondamentaux de l'équipement encastré au niveau des interfaces avec la structure support (avec M_s et k_s , fréquence f_s) puis les modes de la structure support en considérant l'équipement comme infiniment rigide (avec M_s et k_p , fréquence f_p).

Si la fréquence fondamentale de la structure primaire f_p (support) est beaucoup plus élevée que la fréquence fondamentale de la structure secondaire f_s (équipement), la souplesse de la structure support peut être négligée ($f_p > 2f_s$).

Si le support a une influence sur le comportement dynamique de l'équipement (diminution des fréquences), la fréquence de l'équipement sur son support peut alors être estimée à l'aide de la formule suivante :

$$f_{s \text{ avec support}} = \frac{f_s}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_s}{f_p}\right)^2}}$$

3.4 PROBLEMATIQUE DES TUYAUTERIES MULTI-SUPPORTEES

Une attention particulière doit être apportée aux équipements multi-supportés (tuyauteries, gaines de ventilation, réseaux, etc.) : leurs points d'appuis n'étant pas soumis aux mêmes mouvements sismiques, des déplacements différentiels (écarts de déplacements entre les appuis) non nécessairement en phase sollicitent les équipements.

Le mouvement sismique transféré aux tuyauteries multi supportées se décompose en :

- une partie inertielle avec des spectres pouvant être différents/ enveloppes par défaut,
- une partie cinématique à déplacement imposé (cf. mouvements différentiels chapitre 5).

Lorsque la tuyauterie est supportée par une structure dont le mouvement sismique n'est pas modifié par celui de la tuyauterie (structure de masse importante, par exemple), les chargements inertiel et cinématique peuvent être respectivement déterminés avec les spectres transférés et les déplacements relatifs issus d'un calcul sismique sur la structure support.

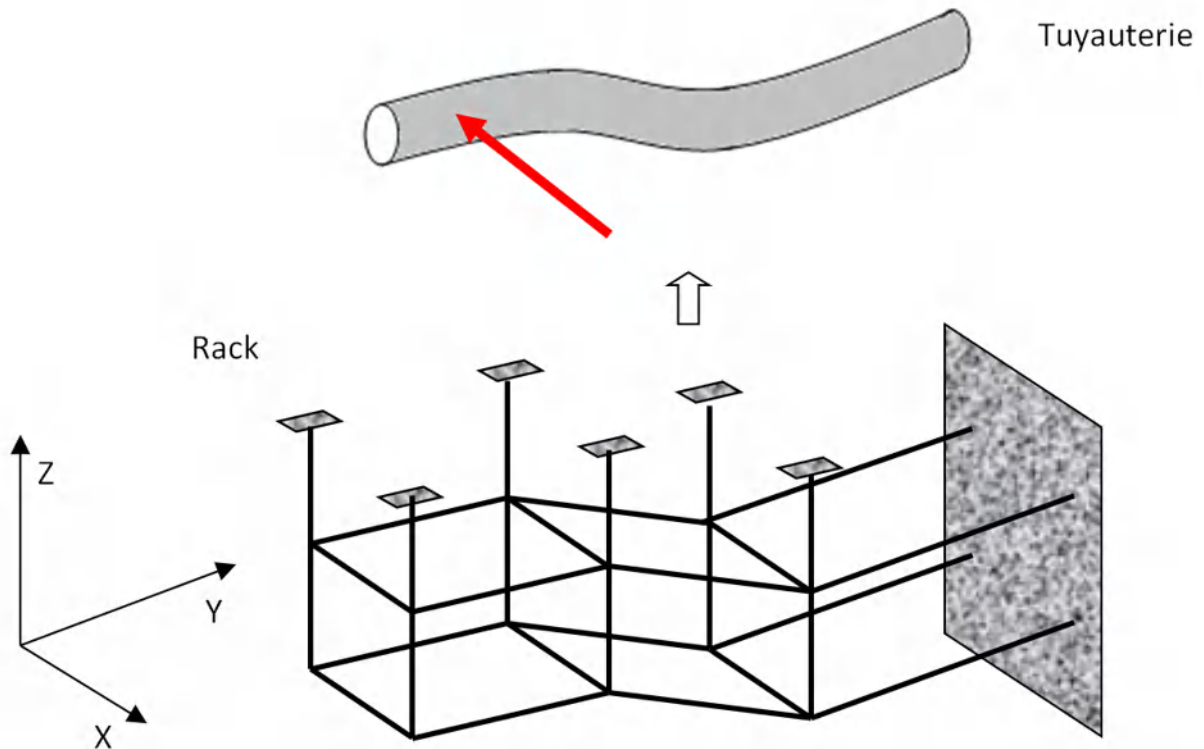


Figure 3-20 : Perspective éclatée rack + tuyauterie soumis à force inertielle dans le sens X

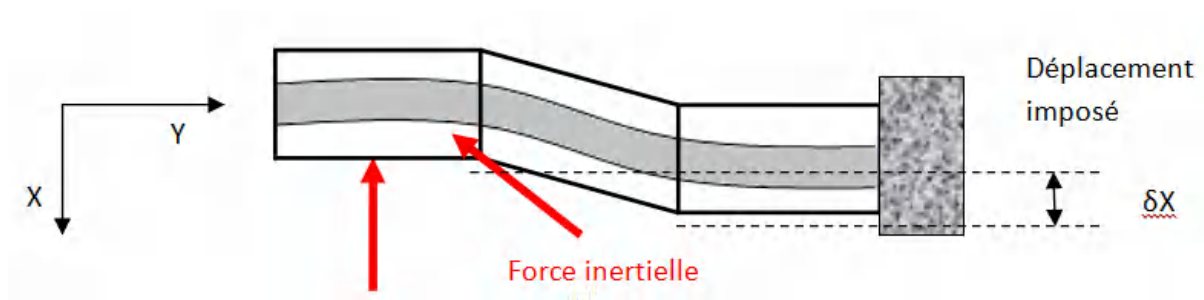


Figure 3-21 : Déplacement différentiel imposé sur la tuyauterie induit par force inertielle suivant X

3.4.1 Détermination des efforts inertiels

Pour estimer l'importance de la raideur ou de la flexibilité des structures supports sur la réponse inertielle de la tuyauterie, il est intéressant de comparer les fréquences fondamentales de la tuyauterie sur des supports supposés infiniment rigides (souplesse des supports négligées, fréquence f_s) à celles de la tuyauterie supposée infiniment rigide sur les supports (souplesse de la tuyauterie négligée, fréquence f_p). Des simplifications importantes peuvent être apportées dans deux cas :

- Si les supports sont très rigides ($f_p > 2.f_s$), le spectre de sol peut être utilisé pour le calcul de la tuyauterie en supposant la structure fixe au niveau des interfaces avec les supports.
- Si les supports sont très souples ($f_s > 2.f_p$), l'accélération spectrale lue sur le spectre de sol à la fréquence f_p peut être appliquée de façon statique à la tuyauterie pour déterminer les efforts inertiels.

Lorsque la masse des supports est négligeable par rapport à la masse de la tuyauterie supportée, il est admis que l'utilisation de l'accélération spectrale lue sur le spectre de sol au niveau de son plateau majorée d'un facteur 1,5 est une pratique conservative.

3.4.2 Détermination du déplacement imposé

La prise en compte du couplage conduit généralement à réduire les valeurs de déplacements relatifs entre points d'appui et donc les efforts dans la tuyauterie, aux interfaces et dans les structures supports.

Il peut devenir intéressant de tenir compte du couplage mécanique entre l'équipement (la tuyauterie) et la structure support (le rack) pour le calcul des déplacements imposés si :

$$\frac{K_s}{K_p} > 10\%$$

Avec, dans la direction de la force :

- K_s : raideur de la tuyauterie (structure secondaire),
- K_p : raideur du rack (structure primaire ou porteuse).

Les raideurs sont calculées à partir de deux modèles isolés : un modèle de la tuyauterie, et un modèle du rack associé, auxquels un même déplacement relatif est imposé (cf. Figure 3-22). A partir de ce déplacement imposé connu, il est possible de déterminer, pour chacun des modèles, la raideur équivalente des systèmes.

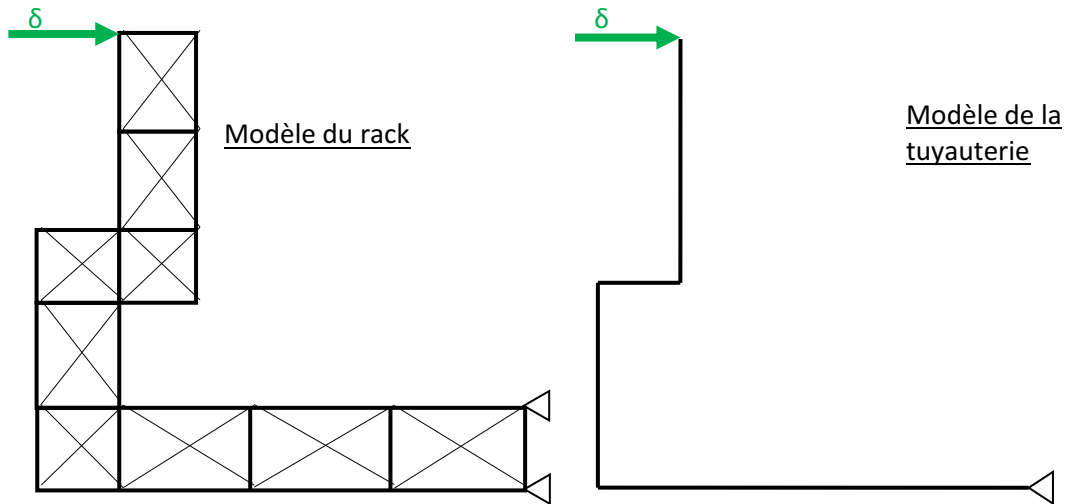


Figure 3-22 : Détermination des rigidités équivalentes

Si cette condition est vérifiée, l'influence de la raideur de la tuyauterie sur le comportement dynamique du rack, et, en particulier, la détermination des déplacements relatifs entre points d'appui peut être importante. Pour éviter de majorer les déplacements relatifs calculés, le couplage peut être pris en compte par une modélisation de la tuyauterie intégrée à la modélisation du rack.

3.5 PRINCIPES DE MODELISATION DES STRUCTURES SUPPORT

3.5.1 Principes généraux

L'analyse sismique d'une structure support nécessite sa modélisation, tenant compte éventuellement des interactions dynamiques avec les équipements supportés. La modélisation peut être simplifiée ou complète (modèle éléments finis).

Cette modélisation représente les raideurs, les masses et la capacité de dissipation d'énergie de tous les éléments déterminant la réponse dynamique des ouvrages.

Elle tient compte en particulier :

- de la régularité ou l'irrégularité de la répartition des raideurs et des masses de la structure support et des équipements,
- des effets de l'interaction sol-structure,
- des effets des matériels et des effets hydrodynamiques des fluides interagissant significativement avec la structure de l'ouvrage.

Elle est adaptée aux spécificités de l'ouvrage, aux transferts réels des efforts verticaux et horizontaux et à l'utilisation ultérieure des résultats comme la détermination des mouvements sismiques transférés, la justification des exigences de comportement et la détermination des efforts aux principales interfaces (efforts d'ancrage des équipements, efforts transmis aux fondations, etc.).

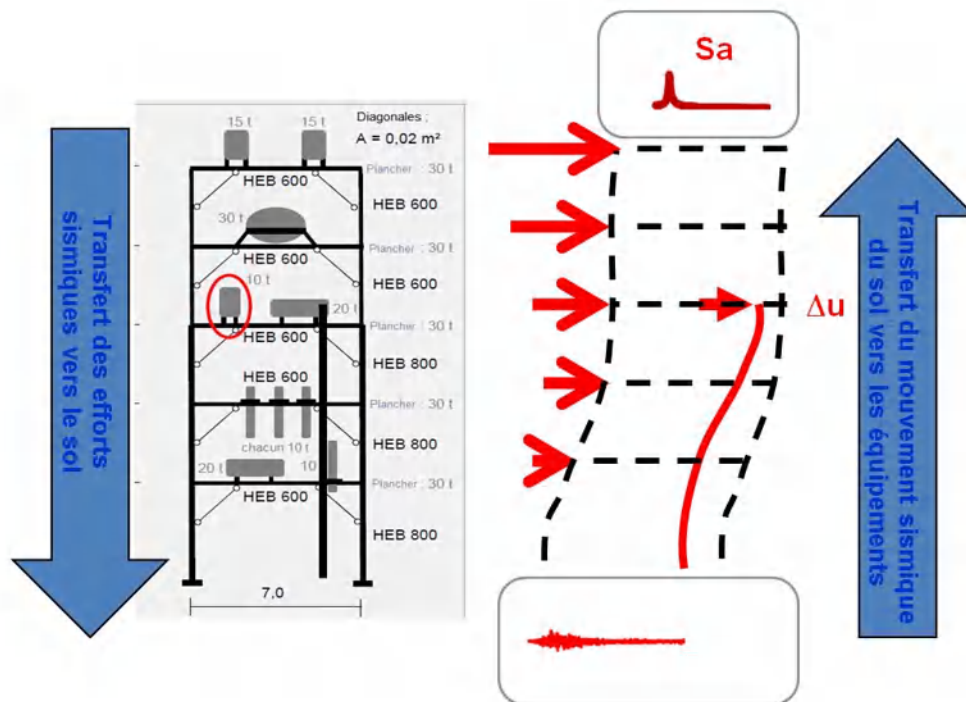


Figure 3-23 : Utilisation des modèles pour analyser le transfert des efforts horizontaux et verticaux vers le sol et pour déterminer le mouvement transféré depuis le sol vers les équipements et réseaux supportés

Le choix des modèles est fonction des spécificités des ouvrages (régularité en plan et en élévation, symétrie des raideurs et des masses, etc.), 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 bidimensionnels peuvent être utilisés si la régularité des ouvrages le justifie ;
 - Dans le cas contraire, des modèles tridimensionnels sont utilisés.

Le logigramme ci-dessous propose une méthode de détermination des degrés de modélisation selon la nature des couplages mis en jeu :

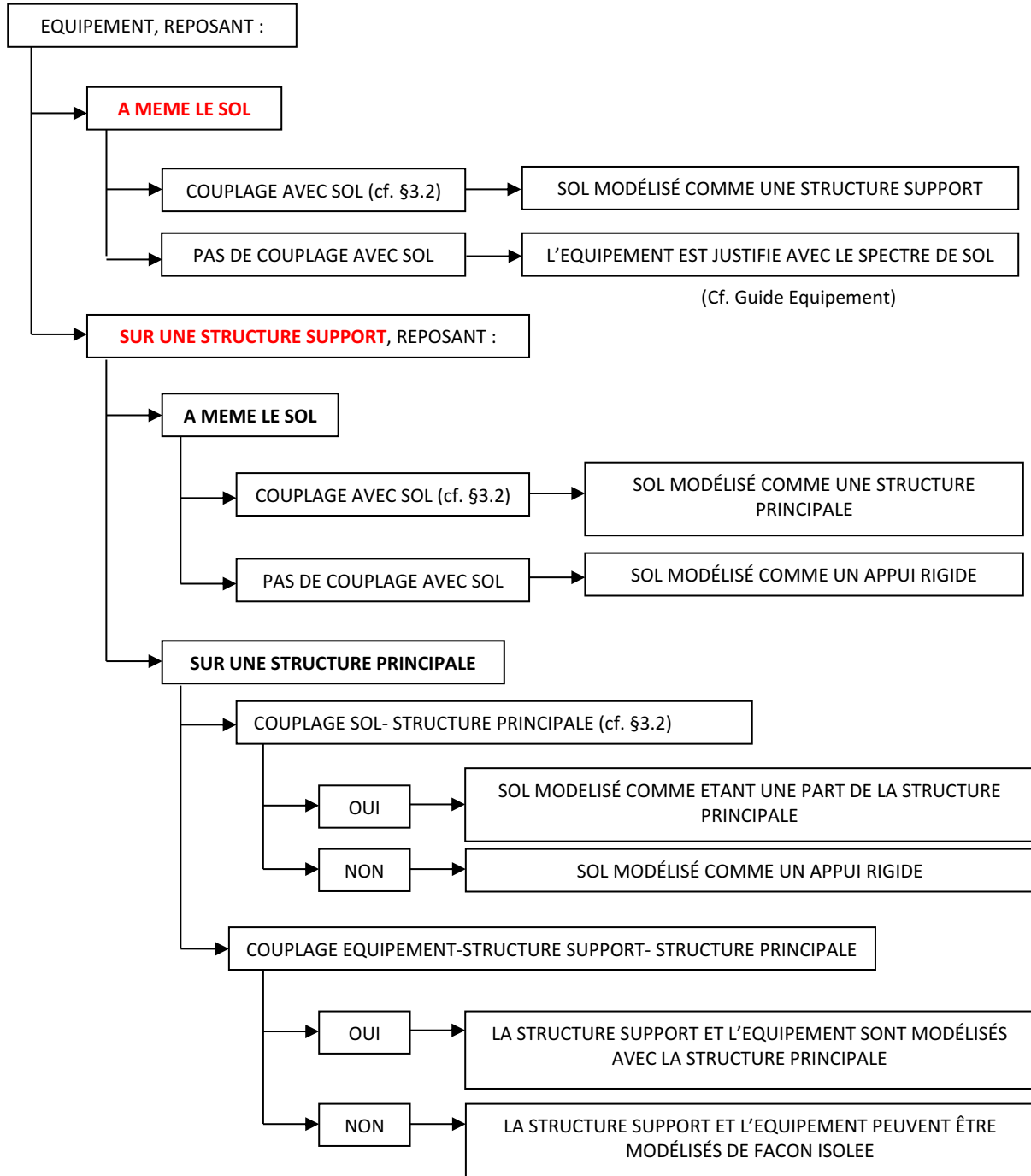


Figure 3-24: Logigramme de modélisation d'une structure support

Dans le cas où la structure support et l'équipement sont modélisés isolément, il est nécessaire d'avoir recours au calcul d'un spectre transféré (cf. Chapitre 5). Ce spectre transféré doit être calculé à l'interface entre la structure support et la structure principale, à partir d'un modèle de calcul de la structure principale.

3.5.2 Modélisation des structures principales

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 aux Eurocodes.

3.5.3 Modélisation des raideurs

La raideur des éléments verticaux mais aussi horizontaux (effet diaphragme) doit être prise en compte. 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 une direction donnée, il peut être envisagé de négliger les éléments dont la raideur est faible par rapport à la raideur des éléments principaux qui assurent le transfert des charges globales ou locales. Il est également possible qu'un élément de la structure support puisse assurer le transfert des charges dans une direction particulière (verticale ou une des directions horizontales) et pas dans une autre direction.

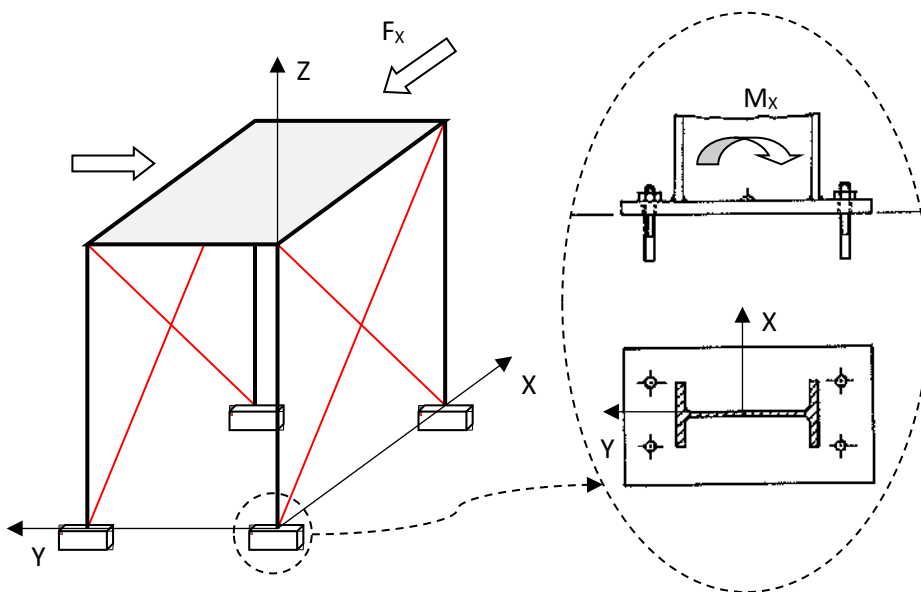


Figure 3-25 : Exemple de structure support assurant un transfert des charges dans une direction particulière

3.5.4 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 la masse de la structure support est négligeable par rapport à la masse de l'équipement supporté, la structure support peut n'être représentée que par sa raideur.

En fonction des appuis qui peuvent être différents pour les différentes directions d'accélération, la localisation des masses dans le modèle peut être différente suivant les directions.

3.5.5 Modélisation de la dissipation d'énergie et des non-linéarités matérielles

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 amortisseur visqueux réduit (cf. §5.3.1 du Guide Méthodologie Générale).

Lorsque la structure respecte certaines dispositions constructives, il est admis d'autoriser le développement de non linéarité matérielle (plastification des aciers, etc.). Ces phénomènes sont pris en compte par des lois de comportement spécifiques ou en diminuant les efforts et spectres calculés à l'aide de modèles linéaires élastiques (voir §6.2.3 du Guide Méthodologie Générale).

3.5.6 Modélisation des équipements

Les équipements sont pris en compte dans la modélisation des ouvrages. Outre la représentation des masses, les interactions dynamiques éventuelles des équipements supportés avec les ouvrages de génie civil ou les structures intermédiaires assurant leur supportage sont à considérer. Les critères fournis par les guides ASN référencé [R5] et ASCE référencé [R6] pour la prise en compte des équipements et leur éventuel couplage avec la structure porteuse peuvent être considérés comme décrits dans le chapitre 3.3.

Si la masse d'un équipement est significative devant la masse de la structure porteuse étudiée (bâtiment, élément de plancher ou de voile) ou si la raideur d'un équipement multi supporté est significative devant la raideur de la structure porteuse, le phénomène de couplage ou d'interaction entre la structure porteuse et l'équipement est considéré. Les critères de couplage sont définis au chapitre 3.3.

3.5.7 Prise en compte de l'irrégularité des ouvrages

La prise en compte de la régularité des structures doit porter tant sur les masses que sur les raideurs. La régularité de la conception des structures telle que décrite au chapitre 6.1, doit être un objectif à rechercher. Si une irrégularité existe, une modélisation 3D doit être utilisée du fait de l'amplification des mouvements et des efforts, et tout particulièrement en cas de torsion.

3.6 ANALYSE SISMIQUE ET DETERMINATION DES SOLLICITATIONS

3.6.1 Principes généraux

L'analyse sismique mène à la détermination du comportement sous chargement sismique des structures porteuses, et l'évaluation des sollicitations dans les éléments structuraux, les assemblages et ancrages.

Il est recommandé en premier lieu d'effectuer une analyse modale (cf. §3.6.2) à partir d'un modèle de calcul, dont les principes de réalisation ont été présentés au paragraphe précédent (§3.5). Cependant, lorsque les structures sont régulières et ont un comportement dynamique simple, les méthodes statiques simplifiées peuvent être directement utilisées (cf. §3.6.3).

Pour les structures ayant un comportement élastique linéaire mais dont la régularité et/ou le comportement dynamique ne permettent pas l'utilisation de méthodes statiques simplifiées, des analyses dynamiques sont nécessaires. Deux méthodes de calcul sont utilisables, basées sur le principe de décomposition modale. Ces méthodes sont dites « dynamiques » :

- la première méthode consiste en l'étude des efforts dans la structure en fonction du temps ; elle nécessite un accélérogramme en donnée d'entrée pour représenter l'action sismique. Elle consiste à calculer, pour chaque pas de temps, la réponse de la structure, soit par superposition des réponses modales, soit directement sur base physique. Cette méthode est appelée « calcul temporel linéaire », ou « calcul transitoire temporel linéaire » (cf. 3.6.4.2) ;
- la deuxième méthode consiste en la recherche du maximum de réponse pour chacun des modes propres, dont il est déduit la valeur maximale probable des efforts ; elle nécessite la connaissance du spectre de réponse de la secousse sismique. Cette méthode est appelée « calcul modal-spectral » (cf. 3.6.4.1).

Les résultats de ces analyses dynamiques peuvent être utilisés pour définir les chargements utilisés pour des calculs pseudo-statiques (cf. §3.6.4.3).

Les structures peuvent aussi être calculées en tenant compte de leur comportement dissipatif, par exemple pour l'évaluation d'une installation existante. L'étude du comportement dissipatif des structures implique une prise en compte des non linéarités dans les calculs (cf. §3.6.5). Trois méthodes de calcul sont utilisables :

- la méthode non-linéaire équivalente (cf.3.6.5.1),
- la méthode en « poussée progressive » (cf. 3.6.5.2),
- la méthode temporelle transitoire non-linéaire (cf.3.6.5.3).

Pour tous ces choix, il convient que la méthode d'analyse des structures supports soit adaptée aux exigences de comportement qui leur sont attribuées (cf. Chapitre 4).

La description des méthodes donnée ci-dessous se veut succincte et le lecteur est invité à consulter les ouvrages de références dans ce domaine [R49], [R50], [R51], [R52]. Elles sont présentées par degré croissant de complexité.

3.6.2 Calcul modal

Le calcul modal d'une structure est effectué à partir d'un modèle de calcul (cf. §3.5). Il consiste en la détermination des modes propres de vibration de la structure supposée non amortie. Les fréquences propres, les déformées ainsi que les masses modales effectives dans les trois directions sont analysées.

Une base modale est jugée suffisante pour les études spectrales ou temporelles lorsque :

- la masse modale effective cumulée est supérieure, pour chaque direction, à 90 % de la masse totale, ou :
- la masse manquante ainsi que les modes ayant des fréquences au-delà de la fréquence de coupure du spectre de sol ou du spectre de plancher sont pris en compte à l'aide d'un pseudo-mode (appelée aussi la contribution statique des modes négligés).

3.6.3 Méthodes statiques linéaires simplifiées

Des méthodes statiques simplifiées mettant en œuvre des modèles linéaires 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.

L'emploi de ces méthodes suppose une justification de la représentativité des chargements sismiques utilisés et de leur caractère enveloppe. Ces méthodes ne doivent être utilisées que pour des structures simples et régulières au sens de l'EC8.

L'action du séisme sur la structure peut être représentée par des chargements statiques obtenus en appliquant dans chaque direction une accélération statique uniforme majorée tenant compte des incertitudes sur les valeurs de fréquences propres et sur les déformées modales. Pour chaque direction de séisme, la sollicitation statique équivalente injectée dans le modèle de calcul prend pour valeur :

- dans le cas le plus général : l'accélération spectrale à la fréquence du mode principal multipliée par 1,5,
- lorsque la fréquence du mode fondamental est supérieure à la fréquence de coupure du spectre de réponse, l'accélération spectrale maximale ne doit pas être majorée d'un facteur 1,5,
- lorsque les valeurs des fréquences ainsi que les déformées modales sont connues et qu'un seul mode contribue de façon significative à la réponse sismique dans chaque direction (masse effective du mode fondamental supérieure à 70%) : une répartition d'accélération proportionnelle à la déformée modale (éventuellement corrigée de la contribution du pseudo-mode lorsque la masse effective du mode fondamentale est inférieure à 90%), sans majoration par le coefficient 1,5 ([R6], [R42]).

Lorsqu'une analyse dynamique a été effectuée préalablement, les chargements statiques équivalents peuvent être déterminés directement à partir des résultats de cette analyse.

3.6.4 Méthodes dynamiques

3.6.4.1 Méthodes spectrales

La méthode spectrale permet le calcul de la réponse sismique d'une structure supposée élastique linéaire en raideur et dont l'amortissement est défini pour chacun des modes.

Dans cette méthode, l'action sismique dans chacune des directions est représentée par un spectre d'oscillateur. Des règles d'emploi permettent la combinaison des maxima modaux et des directions d'excitation.

La méthode spectrale permet la détermination de la valeur absolue maximale d'une grandeur physique scalaire (déplacements, contraintes, réactions, etc.) 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 décrite dans le présent guide prend en compte :

- l'ensemble des modes propres du modèle de fréquence inférieure à la fréquence de coupure* (f_e),
- la corrélation des réponses modales maximales résultant de l'hypothèse d'un signal stationnaire à large bande (méthode quadratique complète CQC) pour les modes de fréquence inférieure à la fréquence de coupure (f_e) 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_e dans chaque direction par l'introduction d'un pseudo-mode,
- le cumul des composantes dues aux trois directions de séisme.

La fréquence de coupure devra être prise supérieure ou égale à la fréquence de la fin du plateau du spectre ($f_e > 1/TB$). La valeur d'accélération spectrale associée au pseudo-mode devra être au moins égale à l'accélération spectrale à cette fréquence de coupure.

Au-delà de la fréquence de la fin du plateau du spectre ($1/TB$), il est conseillé de recombinaison algébrique les modes propres ou d'utiliser un pseudo-mode ([R6], [R42]).

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 possible d'établir leur domaine de concomitance. La détermination de ce domaine est complexe mais il existe des méthodes permettant soit de l'envelopper par une surface définie par un ensemble suffisant de points, soit de déterminer les points significatifs de ce domaine.

L'exploitation des résultats d'une analyse modale-spectrale présente en effet une difficulté à la fois pratique et théorique. La superposition des réponses modales par la méthode CQC permet de déterminer la valeur absolue maximale probable de chaque grandeur prise isolément. Par exemple, les valeurs maximales des composantes des sollicitations obtenues dans un élément structural ne sont ainsi ni concomitantes, ni signées. Lorsque la justification d'un élément structural doit prendre en compte plusieurs composantes de sollicitations (par exemple, un poteau sollicité en flexion déviée composée ou une dalle soumise simultanément à des sollicitations membranaires et de flexion), il peut donc être intéressant de connaître le domaine de concomitance de ces composantes pour ne pas introduire de conservatisme dans le calcul.

3.6.4.2 *Méthodes transitoires temporelles*

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

- la sélection des accélérogrammes correspondant aux mouvements sismiques considérés pour le dimensionnement suivant les conditions définies dans le §4.2.5 du Guide Méthodologie Générale
- la résolution au cours du temps des équations du mouvement, suivant des méthodes adaptées aux spécificités des hypothèses.

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

- des équations différentielles vérifiées par les coefficients du développement de la solution sur la base modale. Dans ce cas, la vérification de la représentativité de la troncature modale, 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 §4.2.5 du Guide Méthodologie Générale.

3.6.4.3 *Exploitation des résultats issus des méthodes dynamiques linéaires*

A l'issue d'un calcul spectral (cf. §3.6.4.1) ou transitoire linéaire (cf. §3.6.4.2), les résultats en termes de sollicitations et de déplacements sont utilisés 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.

Le dimensionnement ou la vérification des ouvrages est effectué(e) en retenant des critères de justification permettant de démontrer le respect des exigences de comportement qui leur sont attribuées.

3.6.5 **Utilisation de modèles non-linéaires**

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.

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 ».
- Soit par des calculs temporels avec des modèles non-linéaires prédisant correctement la dissipation d'énergie, méthode dite « non-linéaire transitoire »

La prise en compte de la dissipation de la structure nécessite de s'assurer de la résistance aux modes de rupture fragiles éventuels qui nécessitent généralement certaines dispositions constructives.

3.6.5.1 *Méthode non-linéaire équivalente*

La méthode non-linéaire équivalente prend en compte la non-linéarité des matériaux par l'application de coefficients de comportement sur les efforts sismiques obtenus à partir d'un calcul considérant un comportement linéaire des matériaux.

3.6.5.2 *Méthode « en poussée progressive »*

La méthode en poussée progressive détermine la réponse sismique d'une structure à partir de sa réponse statique non-linéaire à un chargement monotone croissant cohérent avec le comportement modal de la structure. Elle prend en compte le comportement non-linéaire des matériaux, rend compte des redistributions d'efforts internes qui s'effectuent au cours du chargement et 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.

Il convient de noter que l'étude du comportement non-linéaire de la structure n'est effectuée que dans une seule direction d'excitation à la fois.

La mise en œuvre de cette méthode implique une attention particulière à la représentativité des chargements monotones imposés, notamment lorsque la structure a un comportement multimodal, 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 ([R24]).

3.6.5.3 *Méthodes transitoires temporelles non-linéaires*

La mise en œuvre de calculs transitoires avec des modèles non-linéaires 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.

Les modèles de calcul utilisés doivent reproduire non seulement la résistance et la ductilité des éléments critiques mais aussi leur dissipation d'énergie. Pour éviter de cumuler les dissipations d'énergie, l'amortissement réduit correspond à la matrice d'amortissement visqueux sera limité à 2% dans les zones non-linéaires au lieu des valeurs prises habituellement pour les analyses linéaires élastiques.

3.6.6 **Cumul des effets des trois composantes de séisme**

A l'exception des 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 §3.6.4.1 ou §3.6.4.2, 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'iso probabilité des composantes de séisme au sol.

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

$$S = \text{Max}(\pm S_X \pm 0,3S_Y \pm 0,3S_Z; \pm 0,3S_X \pm S_Y \pm 0,3S_Z; \pm 0,3S_X \pm 0,3S_Y \pm S_Z)$$

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.

4 EXIGENCES DE COMPORTEMENT DES STRUCTURES SUPPORT

L'arrêté ministériel du 4 octobre 2010 – Section II s'applique aux équipements au sein d'installations classées pouvant induire des phénomènes dangereux hors du site en cas de séisme. Au §3.1.2 du Guide de Méthodologie Générale, on définit les termes:

- Équipement à Risque Spécial (ERS),
- Ouvrage Agresseur Potentiel (OAP),
- Barrière de Prévention, d'Atténuation d'effets ou de Protection (BPAP)

Ci-dessous un schéma explicatif des places tenues par les ERS, OAP et BPAP dans la survenue, suite à des secousses sismiques, d'un phénomène dangereux relevant du risque spécial :

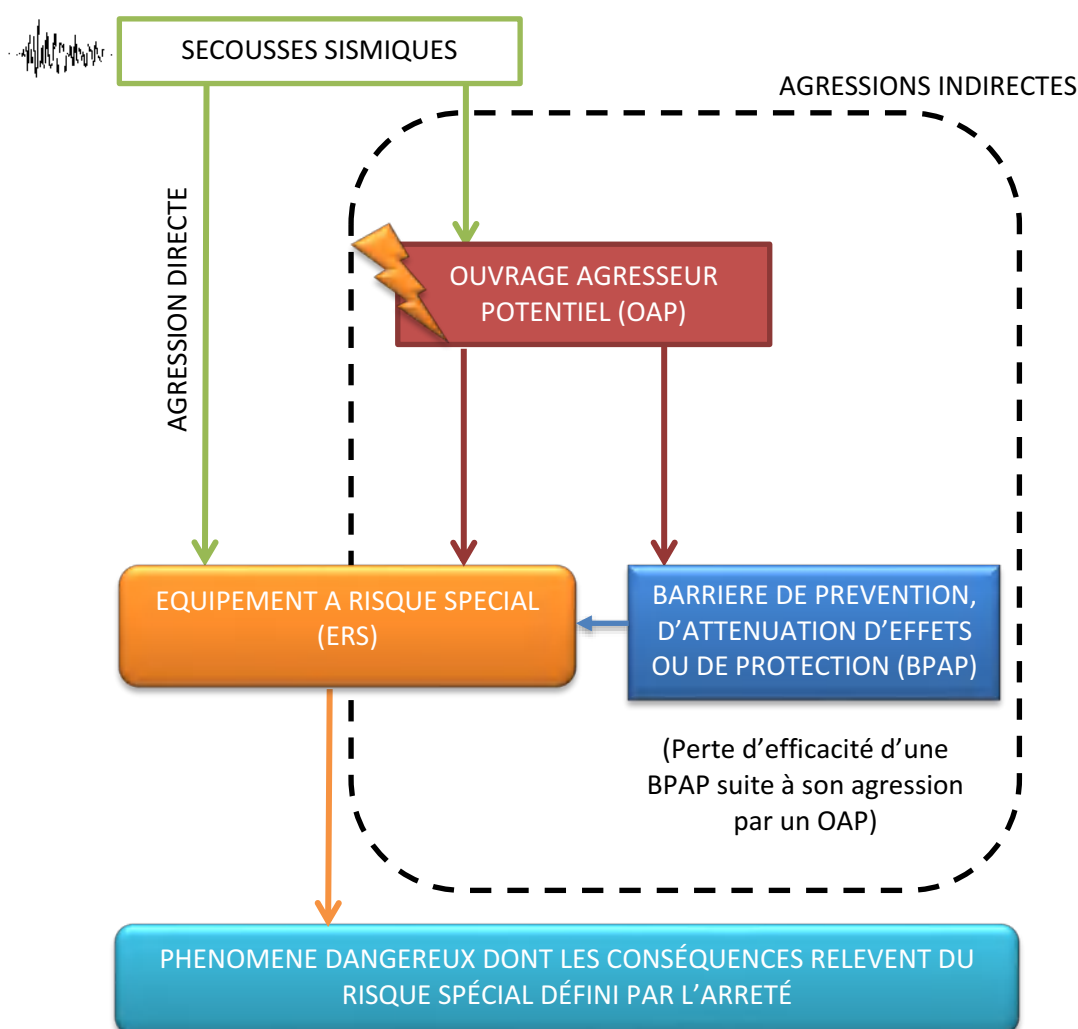


Figure 4-1 Rôle des ERS, OAP et BPAP dans les phénomènes dangereux relevant du risque spécial

Les équipements ERS, OAP et BPAP sont traités avec les mêmes exigences de niveau de séisme. Cependant les exigences de comportement seront en général plus contraignantes pour les ERS et les BPAP que pour les OAP dont le maintien de fonctionnalité n'est pas nécessaire.

La notion d'exigence de comportement de l'ouvrage dépend du scénario envisagé. Elle est détaillée dans le §5 du Guide Méthodologie Générale, et dans les sous-chapitres suivants.

4.1 EXIGENCES APPLICABLES AUX EQUIPEMENTS SUPPORTES

Les exigences de comportement se répartissent entre les ERS, OAP et BPAP généralement de la manière suivante :

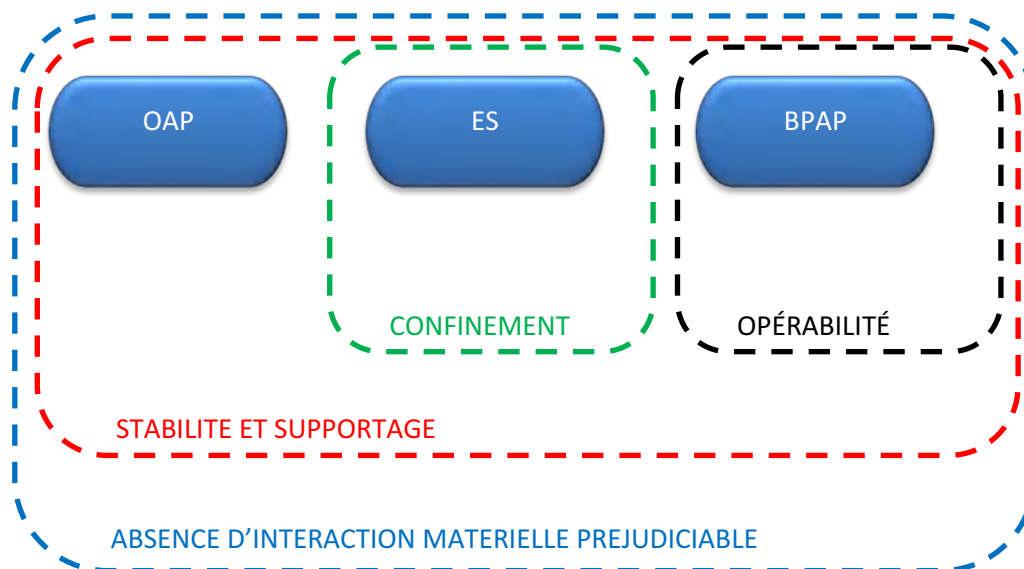


Figure 4-2 : Exigences de comportement par type d'équipement

A noter qu'un équipement peut n'avoir aucune exigence de comportement si des barrières de prévention/ protection sont mises en œuvre.

4.1.1 Opérabilité/ capacité fonctionnelle

Les exigences d'opérabilité et de capacité fonctionnelle correspondent au maintien de l'accomplissement de la fonction associée à l'ouvrage ou l'équipement.

L'opérabilité d'un équipement se traduit par le maintien de certaines fonctions actives comme la capacité d'ouverture ou de fermeture d'un organe d'isolement ou l'accomplissement de la fonction de sécurité associée à l'ouvrage ou l'équipement.

L'exigence de maintien de la capacité fonctionnelle s'applique aux éléments mécaniques statiques traversés par un fluide pour lesquels il ne doit pas y avoir de limitation de débit ou plus généralement de gêne d'accomplissement de la fonction.

Généralement, ces exigences de comportement concernent principalement les barrières de prévention, d'atténuation d'effets ou de protection (BPAP).

4.1.2 Intégrité du confinement/ de la rétention

L'intégrité du confinement d'un équipement traduit généralement le maintien de la fonction passive d'étanchéité, permettant le maintien d'un produit (gaz, liquide, solide) dans un espace défini. Généralement, cette exigence de comportement concerne principalement les équipements à risque spécial (ERS) induisant directement le phénomène dangereux.

Cette exigence peut aussi s'appliquer aux bassins de rétention et aux parois d'un local, c'est-à-dire à une barrière de confinement de second niveau destinée à collecter un produit après une première perte de confinement.

Il convient de préciser le degré d'étanchéité à assurer (débit de fuites acceptable à l'égard du critère risque spécial, etc.).

Cette exigence est moins contraignante que l'exigence d'opérabilité.

4.1.3 Stabilité et supportage

L'exigence de stabilité et de supportage se décline en :

- stabilité d'ensemble (non-effondrement ou basculement généralisé),
- stabilité locale (non-effondrement d'un ou plusieurs éléments),
- supportage d'équipement (maintien du supportage, malgré un endommagement).

Elle peut concerner tout type d'équipement :

- directement des équipements à risque spécial (stabilité d'une capacité, d'un entrepôt classé à risque spécial, etc.) ;
- des structures porteuses d'équipements à risque spécial (supportage d'une capacité, d'une tuyauterie, etc.) ou des barrières d'atténuation ou de protection (BPAP) ;
- des ouvrages agresseurs potentiels (OAP) (exigence de stabilité).

4.1.4 Absence d'interaction matérielle préjudiciable

Le terme d'interaction préjudiciable désigne l'agression d'un équipement par un autre équipement (ou une structure) voisin(e) consécutivement à des déplacements différentiels excessifs entre ces équipements en situation sismique. Cette agression se traduit par des chocs entre les équipements engendrant des vibrations intempestives et des sollicitations et déformations significatives dans les équipements qui peuvent être inacceptables.

L'exigence d'absence d'interaction se traduit donc par la maîtrise des déplacements de l'équipement afin d'éviter ces phénomènes.

4.1.5 Exigences spécifiques

Certains équipements peuvent avoir des exigences de comportement spécifiques à leur fonctionnalité, leurs conditions d'exploitation, et à des phénomènes dangereux liés à l'équipement.

4.2 EXIGENCES CORRESPONDANTES APPLICABLES AUX STRUCTURES SUPPORT

Des exigences de comportement liées aux équipements ont été définies dans le précédent chapitre. Ces exigences de comportement pour les équipements doivent être déclinées en exigences de comportement pour leurs structures support. En effet, les structures supportant les équipements peuvent par leur propre comportement empêcher l'équipement de remplir ses exigences de comportement.

Ci-dessous un tableau faisant correspondre les exigences de comportement attendues des structures support aux exigences de comportement attendues des équipements :

EXIGENCES APPLICABLES AUX EQUIPEMENTS SUPPORTES	EXIGENCES CORRESPONDANTES APPLICABLES AUX STRUCTURES SUPPORT
Intégrité du confinement / rétention	Stabilité et supportage
	Absence de déformation permanente préjudiciable après séisme
	Limitation du déplacement au cours du séisme
Opérabilité/ capacité fonctionnelle	Stabilité et supportage
	Absence de déformation permanente préjudiciable après séisme
	Limitation du déplacement au cours du séisme
Stabilité et supportage	Résistance suffisante
	Limitation du déplacement au cours du séisme (si équipement multi-supporté)
Absence d'interaction matérielle préjudiciable	Stabilité des missiles potentiels
	Absence de déformation permanente préjudiciable après séisme
	Limitation du déplacement au cours du séisme

Les exigences applicables aux structures support doivent être modulées selon les fragilités potentielles des équipements supportés. Les équipements sont, par exemple, plus ou moins sensibles aux déformations ou aux déplacements différentiels imposés par leurs supports. En particulier, lorsque la robustesse de l'équipement est démontrée (par le calcul ou des essais de qualification), les exigences sur la structure support peuvent être moins sévères.

La modulation des exigences se fait en modifiant les critères de vérification (vérification à l'ELU ou à l'ELS, par exemple) et en adoptant des valeurs de coefficients de comportement différents suivant les cas.

Dans les chapitres suivants, les notions d'exigence de stabilité, d'absence de déformation et de limitation du déplacement sont illustrées pour un équipement ayant une exigence de confinement (réservoir et tuyauterie).

4.2.1 Exigence de stabilité pour la structure support :

Dans le cas par exemple où une structure supporte un réservoir, si cette structure présente des fragilités et s'effondre en situation sismique, elle entraîne le réservoir dans sa chute. Au moment du choc du réservoir au sol, une fissure peut apparaître dans la paroi du réservoir et une fuite se produit. L'exigence de confinement du réservoir n'est plus assurée, du fait que la structure support n'a pas rempli son rôle de supportage : il y a donc une relation d'interdépendance entre les exigences de comportement de l'équipement et le comportement de sa structure support.

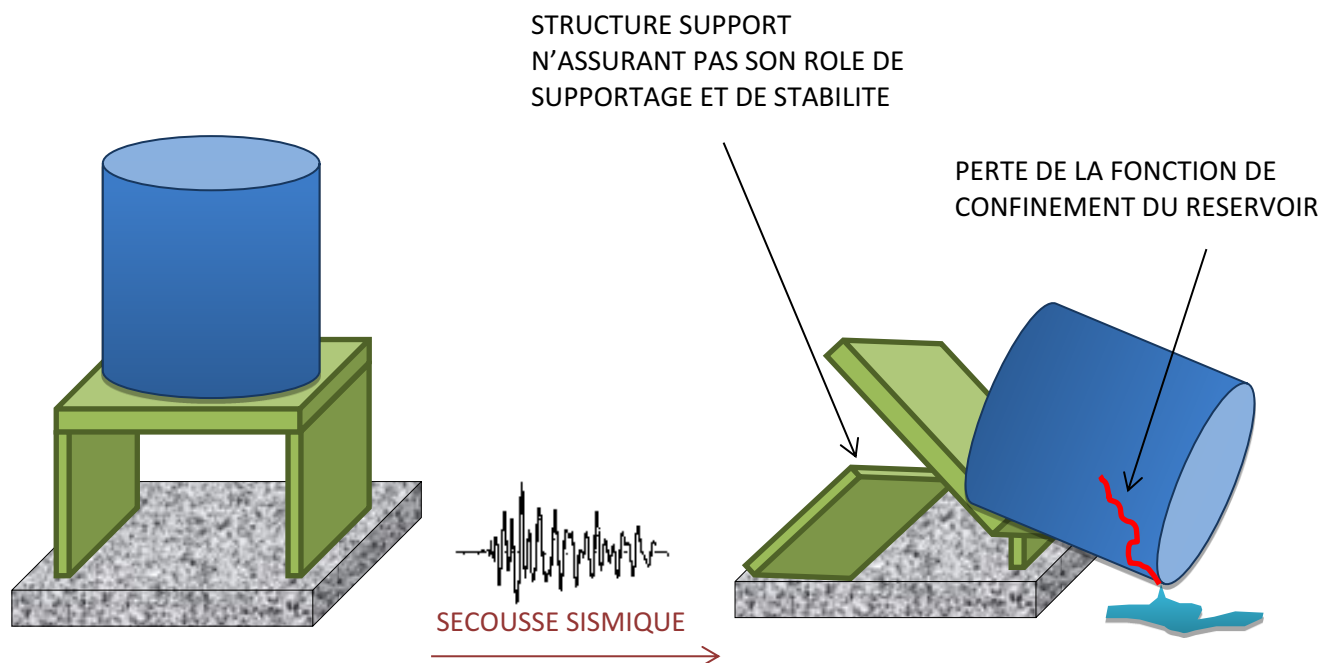


Figure 4-3: Influence de la structure support sur le respect des exigences de comportement d'un équipement : effondrement

4.2.2 Exigence d'absence de déformation permanente après séisme

Le réservoir considéré est supporté par une structure dont les fondations isolées subissent un déplacement différentiel significatif en situation sismique. Bien que la structure support soit en mesure de satisfaire à ses exigences de supportage et de stabilité, les déformations qu'elle impose au réservoir entraînent la fissuration du réservoir pour lequel l'exigence de confinement n'est alors pas satisfaite.

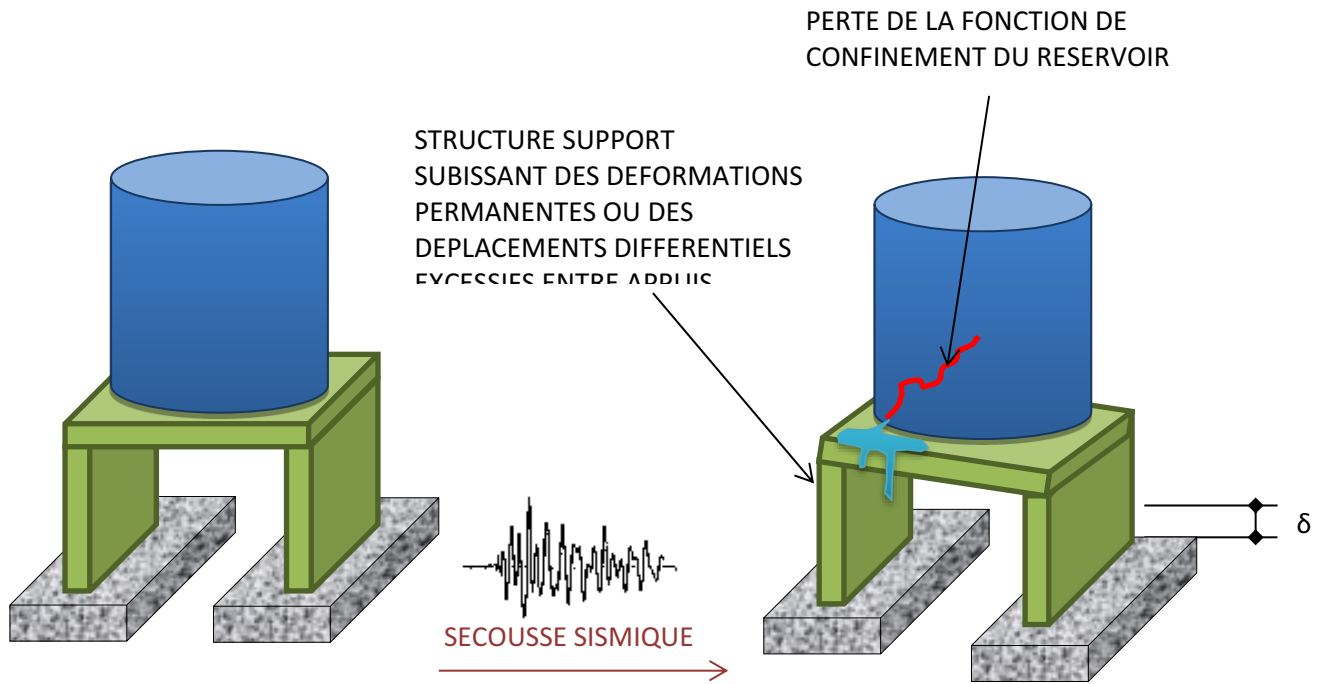


Figure 4-4 : Influence de la structure support sur le respect des exigences de comportement d'un équipement : déplacement imposé

4.2.3 Exigence de limitation du déplacement au cours du séisme

La rupture en cas de séisme des ancrages d'un réservoir peut entraîner son glissement et, par suite, sa désolidarisation des tuyauteries qui lui sont connectées. Il y a alors perte de confinement due à des déplacements différentiels non maîtrisés (comportement sismique du réservoir différent de celui des réseaux de tuyauteries).

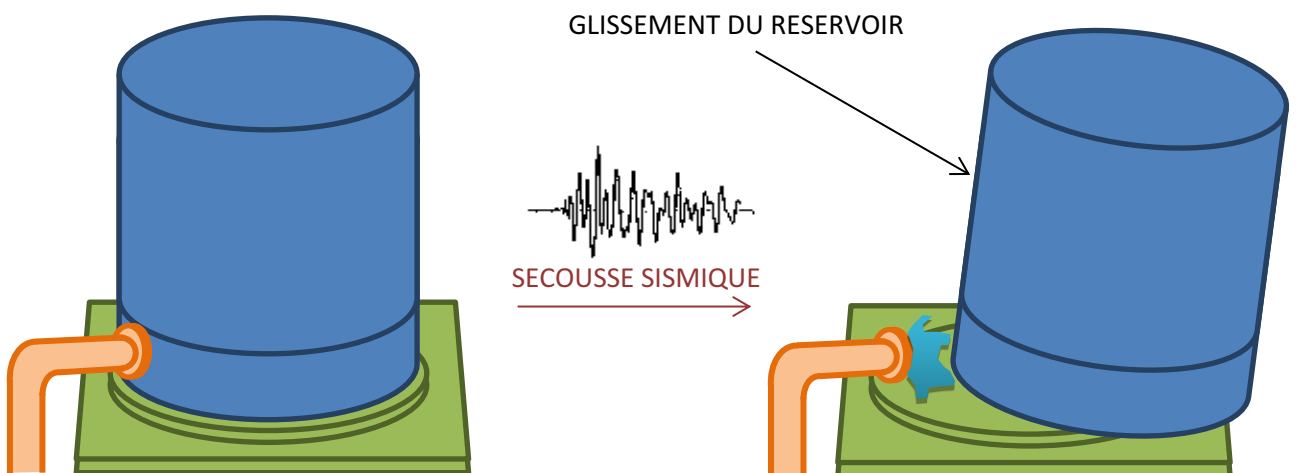


Figure 4-5 : Perte de confinement d'une tuyauterie suite à glissement d'un réservoir : exigence d'absence d'interaction matérielle préjudiciable

4.3 DEFINITION DES CRITERES RELATIFS A CES EXIGENCES

La démarche de conception ou de vérification d'un équipement demande la définition de critères permettant de démontrer le respect des exigences de comportement. Ces critères peuvent s'exprimer en termes de :

- Limitation des contraintes ou efforts,
- Limitation des déformations réversibles ou irréversibles,
- Limitation des déplacements.

Ces critères sont, selon les cas, vérifiés aux états limites ultimes ou aux états limites de service. Le choix de l'état limite dépend du type de comportement exigé pour l'équipement/ la structure.

Les valeurs de coefficient de comportement pourront aussi varier selon les exigences.

4.3.1 Critère d'opérabilité fonctionnelle

De façon générale, un comportement élastique est requis pour un ouvrage dont le maintien de l'opérabilité ou de la capacité fonctionnelle post-sismique est nécessaire. Les critères liés à ces exigences correspondent donc généralement à une limitation des contraintes ou des efforts à des valeurs inférieures aux limites élastiques (calcul de type ELS).

Par exemple, une vanne soumise à une exigence d'opérabilité post-sismique, doit travailler dans son domaine élastique de manière à ce qu'aucune déformation plastique n'empêche son fonctionnement.

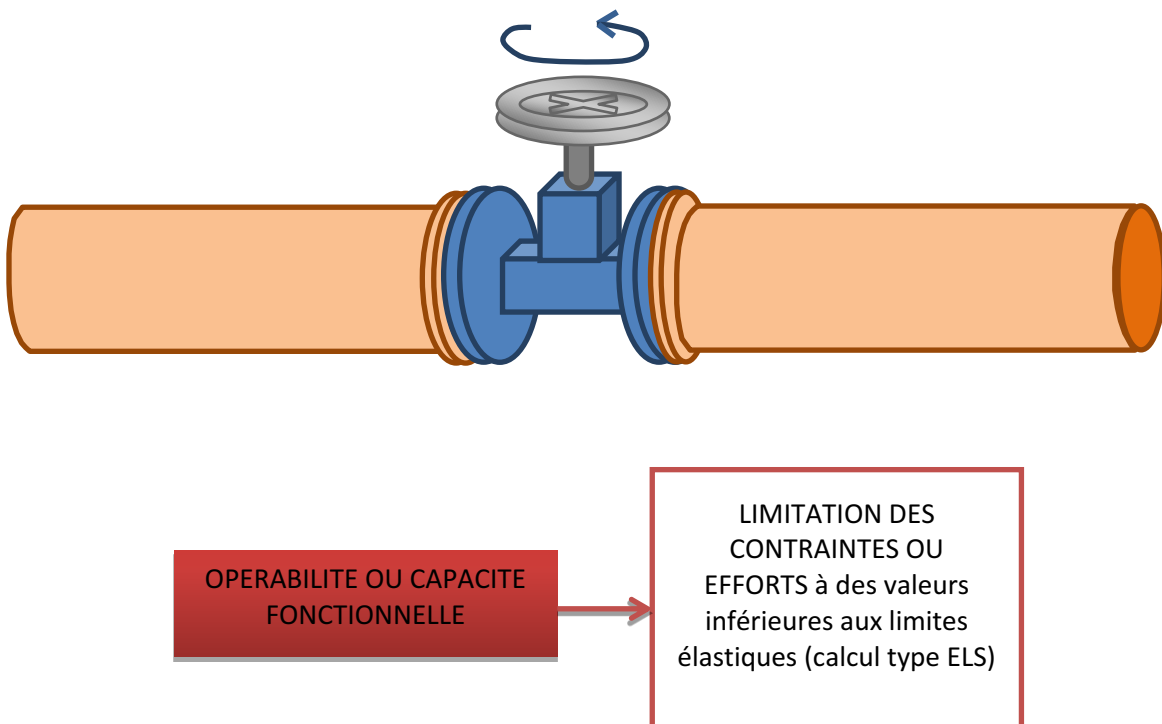


Figure 4-6 : Vanne devant conserver son opérabilité : vérification dans le domaine élastique

4.3.2 Critères d'intégrité du confinement / de la rétention

De façon générale, les critères liés à l'exigence de confinement ou de rétention peuvent se traduire par les principes suivants :

- limitation des déformations plastiques à 80% de la déformation plastique à la résistance à la rupture applicable à l'équipement métallique et/ ou au revêtement métallique de rétention (calcul ELU),
- limitation de l'ouverture, de l'espacement et de la longueur des fissures traversantes à une valeur permettant d'assurer un débit de fuite acceptable (calcul ELS).

Par exemple, un réseau de tuyauteries doit présenter une certaine ductilité afin d'absorber l'énergie de déformation développée lors de secousses sismiques. Les tuyauteries peuvent alors être vérifiées dans leur domaine plastique.

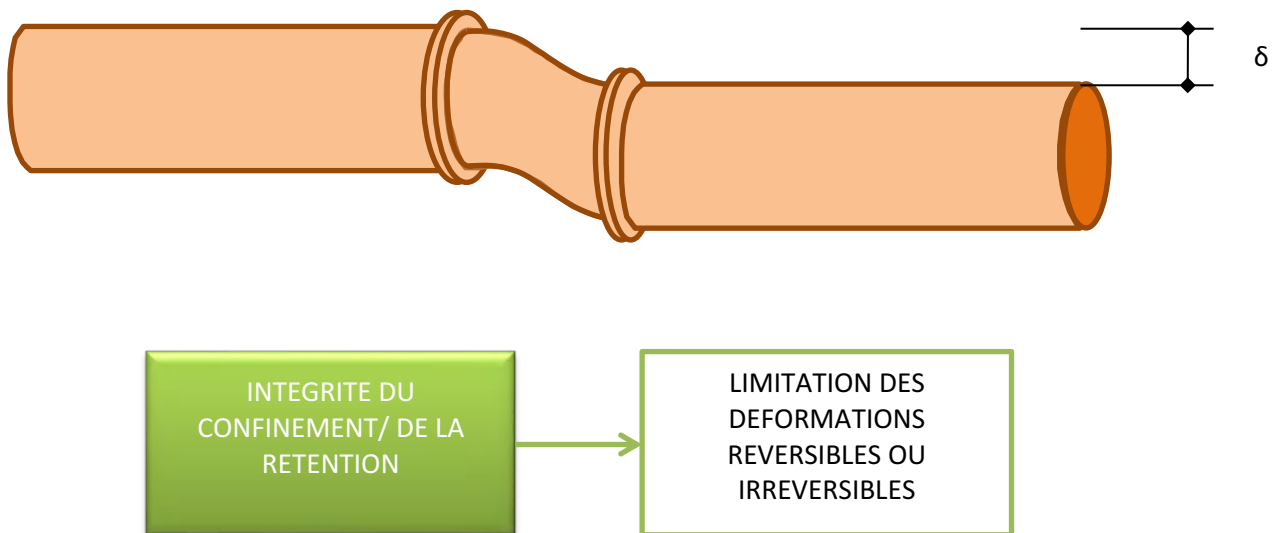


Figure 4-7 : Tuyauterie devant conserver son étanchéité suite à déformations imposées : limitation des déformations plastiques

4.3.3 Critère de stabilité et de supportage

Les critères liés à l'exigence de stabilité et de supportage se traduisent par :

- La vérification de la déformation ultime ou de la résistance des éléments structuraux pour les combinaisons de chargement sismique,
- La vérification de la stabilité des fondations en termes de glissement, renversement, et de capacité portante du sol.

Ces vérifications sont généralement de type ELU.

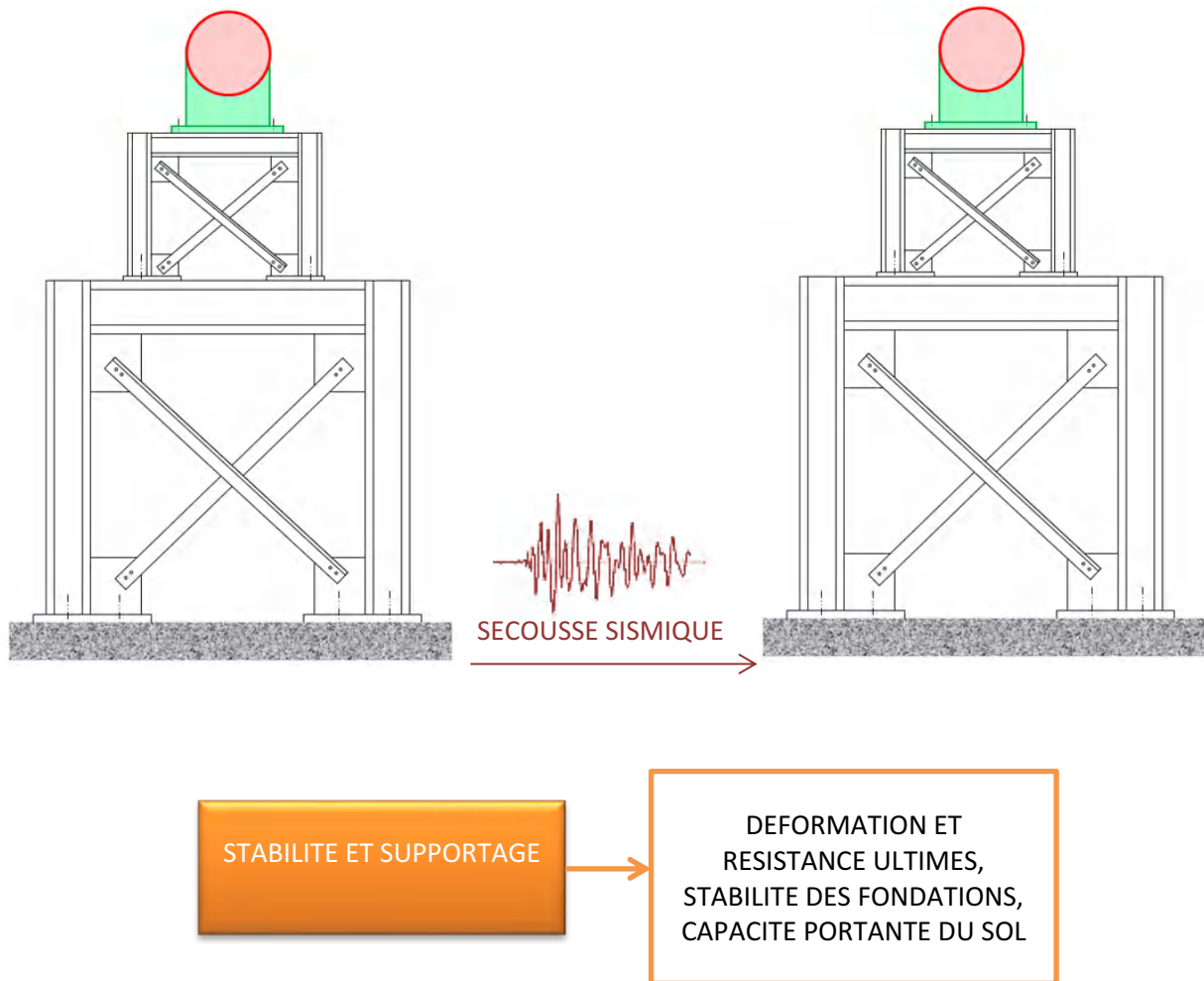


Figure 4-8 : Stabilité et supportage d'une structure support

4.3.4 Critère de non-interaction matérielle

Les critères permettant de satisfaire l'exigence de non-interaction matérielle sont généralement la stabilité et la maîtrise des déplacements.

Il s'agit par exemple d'un couple d'éléments séparés par un joint, susceptibles d'entrer en contact ou de s'entrechoquer. Dans ce cas, le déplacement différentiel doit rester inférieur à la largeur du joint.

Il peut aussi s'agir d'un équipement multi-supporté, subissant des déplacements différentiels imposés dus au comportement sismique du supportage. Dans ce cas, le déplacement différentiel entre appuis de la structure doit être limité de manière à ne pas entraîner la ruine de l'équipement.

C'est par exemple le cas d'un réseau de sprinklers supporté par un rack suspendu à une autre structure.

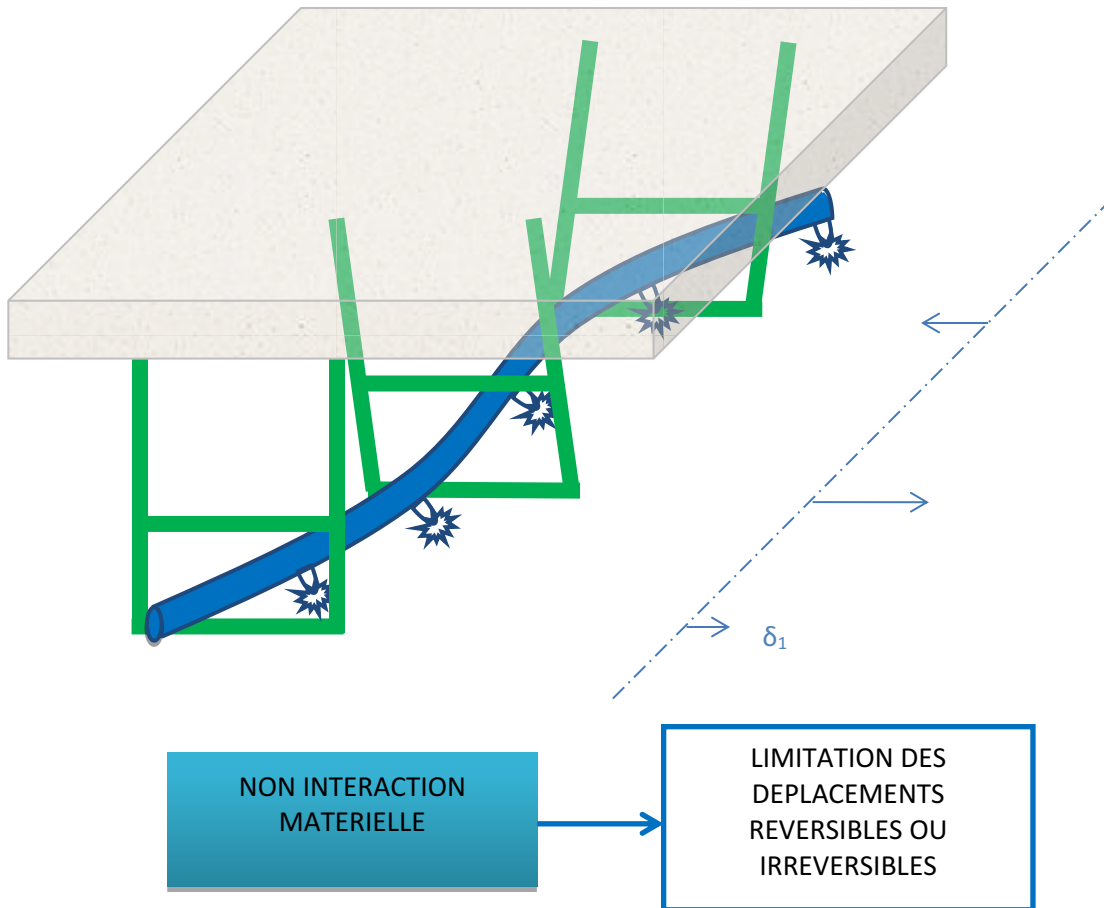


Figure 4-9 : Exigence de limitation des déplacements d'un rack pour maintien de l'opérabilité d'un réseau de sprinklers

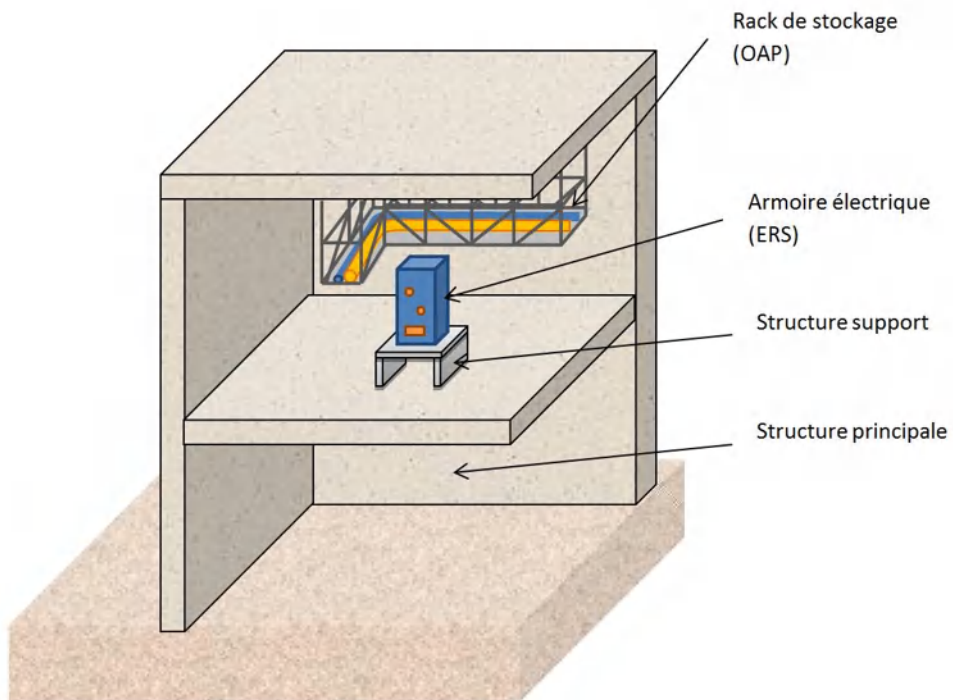


Figure 4-10: Armoire électrique dans un bâtiment

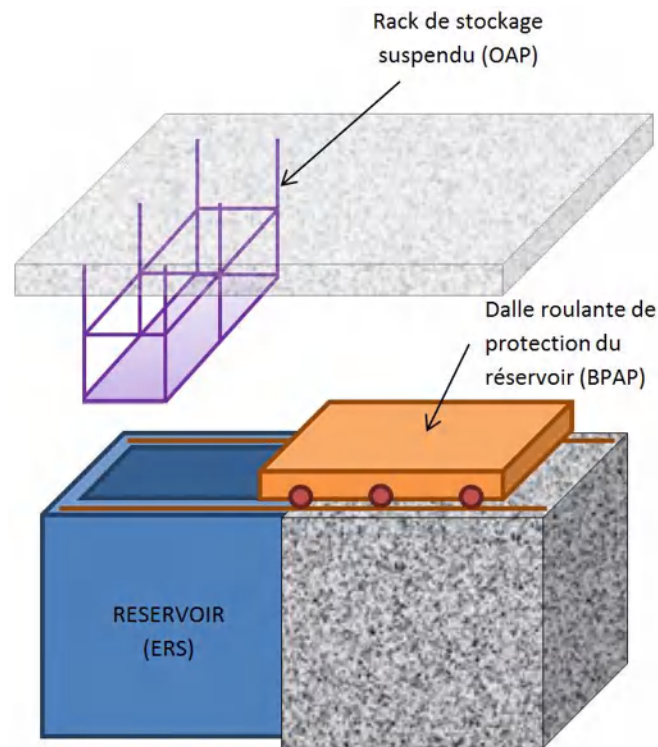


Figure 4-11: Exemple d'ERS, de BPAP, et d'OAP

Les critères correspondant à ces exigences de comportement des « structures support » doivent notamment permettre l'utilisation de coefficients de comportement ou plus généralement la valorisation des non-linéarités, par exemple sur la base de l'EUROCODE 8, pour justifier les structures.

5 MOUVEMENTS SISMIQUES TRANSFERES

Le mouvement transféré par la structure support vers les équipements est constitué de :

- spectres de plancher permettant de calculer les efforts inertiels s'appliquant à l'équipement,
- mouvements relatifs imposés entre les différentes interfaces avec l'équipement.

Le bâtiment dans lequel se trouvent les équipements a un comportement dynamique propre qui modifie l'excitation sismique du sol (en l'amplifiant généralement). Ainsi, un équipement se trouvant à un niveau élevé dans un bâtiment subit une excitation potentiellement plus importante que s'il se trouvait au niveau du sol. Par ailleurs, l'accélération qu'il subit dépend de ses fréquences propres.

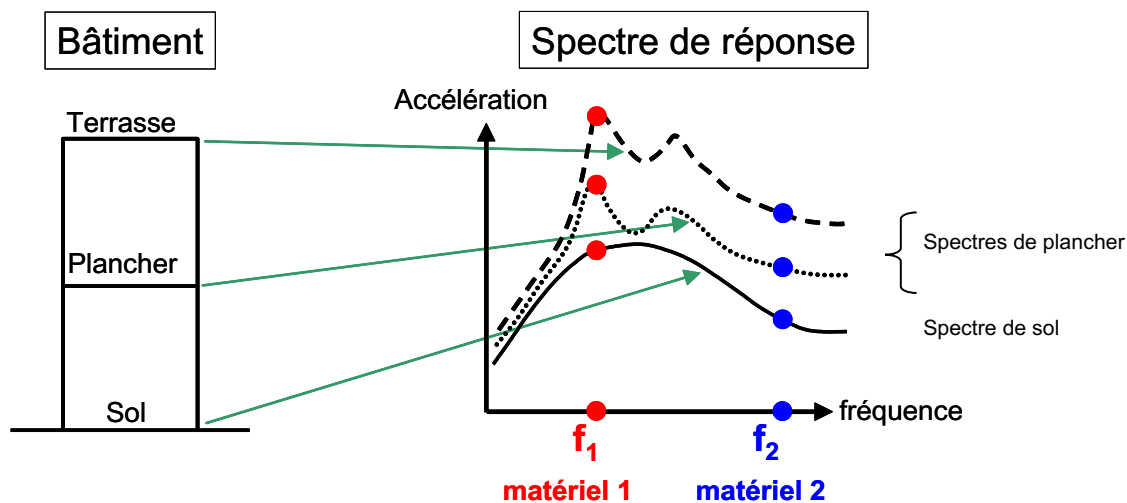


Figure 5-1 : Variation du spectre de plancher en fonction de l'emplacement dans le bâtiment

5.1 Définition d'un spectre transféré

Un accélérogramme est une représentation temporelle du mouvement sismique qui permet de calculer la réponse d'un bâtiment en fonction du temps. Le calcul à partir d'accélérogrammes peut s'avérer très long et nécessiter d'importants moyens de calcul. C'est pourquoi dans la démarche de dimensionnement des structures au séisme, il est généralement utilisé une représentation fréquentielle caractéristique du mouvement sismique, à savoir le Spectre de Réponse d'Oscillateurs (SRO).

Si l'accélérogramme est mesuré au sol, son SRO est appelé spectre de sol. Si par contre l'accélérogramme est mesuré au niveau du plancher d'un bâtiment (il y a donc entre l'accélérogramme mesuré au sol et l'accélérogramme mesuré sur le plancher la fonction de transfert du bâtiment), le SRO associé est un spectre de plancher.

Classiquement, les spectres de plancher d'une installation sont calculés à partir de la donnée d'un spectre de sol, d'un modèle simplifié de bâtiment et de raideurs et d'amortissements de sol qui traduisent l'interaction sol-structure. Il convient aussi de préciser qu'un bâtiment est une structure souvent multimodale (qui répond sur plusieurs modes) et que le bâtiment tend généralement à amplifier les mouvements du sol comme le montre la Figure 5-1 sur laquelle sont superposés des

spectres de planchers d'un bâtiment (présentant deux modes prépondérants de vibration) et le spectre de sol.

Il est alors possible d'évaluer le chargement sismique exercé sur une structure ou un équipement à partir de la connaissance de ses fréquences propres et du spectre d'oscillateurs qui lui est appliqué (l'amortissement est souvent une valeur forfaitaire).

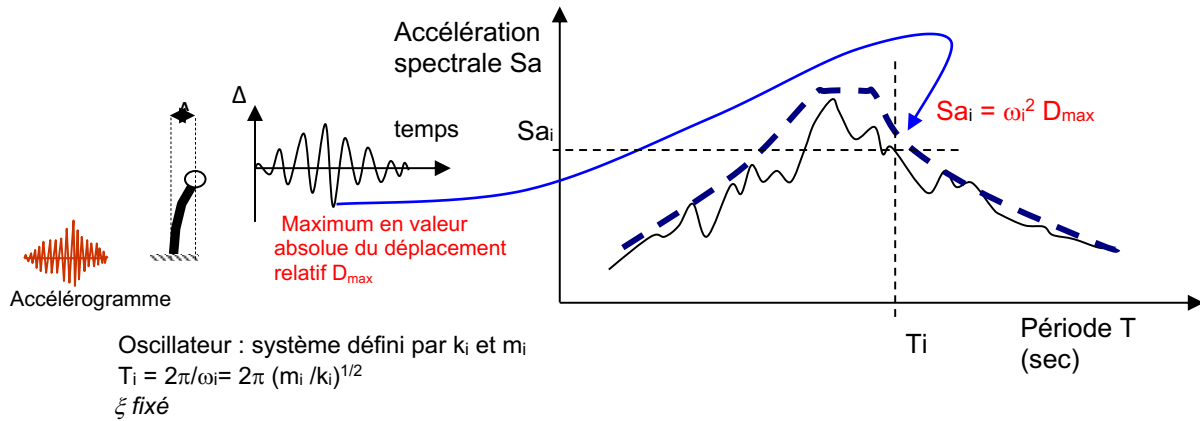


Figure 5-2 : Méthode pour définir un spectre de réponse

Il peut être nécessaire de calculer le mouvement transféré par une structure support intermédiaire à partir des spectres de plancher défini à l'interface entre la structure principale et la structure support intermédiaire. Les techniques sont identiques à celles utilisées pour calculer les spectres de plancher à partir des spectres de sol.

5.2 Calcul du mouvement transféré

Les mouvements transférés (composantes inertielles données par les spectres de plancher et composantes cinématiques données par les déplacements imposés) peuvent être obtenus par plusieurs méthodes :

- par utilisation d'un modèle de calcul et des résultats de l'analyse dynamique,
- dans le cas de structures monomodales et uniquement dans ce cas, par utilisation de méthodes forfaitaires simplifiées pour la détermination d'accélération enveloppes et/ou de déplacements à appliquer statiquement à la masse de l'équipement. La structure principale doit être alors nécessairement monomodale.

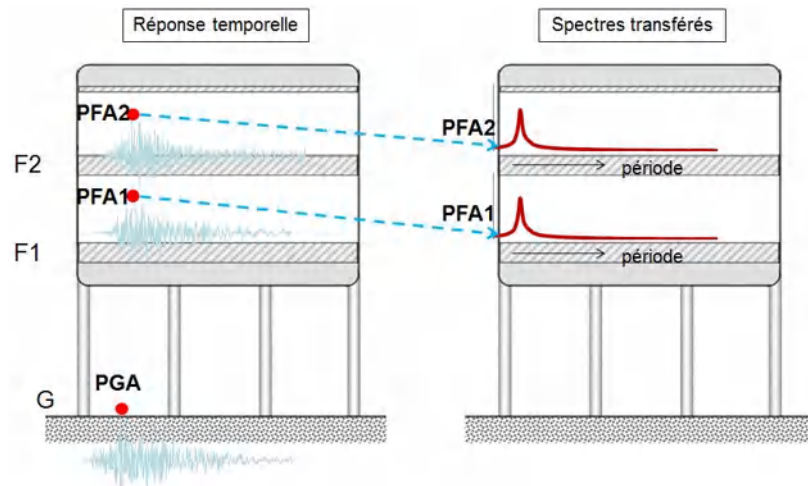


Figure 5-3 : Transfert du mouvement sismique au niveau des équipements

Dans toutes ces méthodes, les spectres de réponse d'oscillateurs sont élargis pour tenir compte des incertitudes, notamment celles relatives aux caractéristiques des matériaux.

5.2.1 Utilisation d'un modèle de calcul

Les spectres de plancher constituent un résultat de l'analyse dynamique. Deux méthodes sont admises pour les calculer :

- une méthode dite de transfert des spectres, associée à une excitation du bâtiment par le spectre de sol,
- une méthode de calcul des accélérogrammes (en accélération absolue) de plancher associée à une excitation de la structure support par des accélérogrammes représentatifs du mouvement du sol, suivie du calcul du spectre des accélérogrammes de plancher obtenus.

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 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 vis-à-vis du degré de liberté considéré (point/direction de calcul) est vérifiée. Ceci consiste à vérifier que le mouvement du point analysé est bien gouverné par les modes retenus.

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 sont obtenus en prenant la moyenne des spectres obtenus avec un jeu d'accélérogrammes conforme au §4.2.5 du Guide Méthodologie Générale.

Les spectres de plancher tiennent compte des incertitudes liées à la connaissance du sol et de l'ouvrage ainsi qu'à la variabilité des propriétés des matériaux et aux approximations de leurs

modélisations. La variabilité des propriétés mécaniques du sol est prise en compte comme décrit dans le document référencé [R5].

Après lissage des spectres transférés en aval de la structure support, les incertitudes liées à ses caractéristiques sont prises en compte en procédant à un élargissement minimal 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'incertitudes ainsi définies par une série de spectres obtenus dans un ensemble de configurations couvrant ces incertitudes.

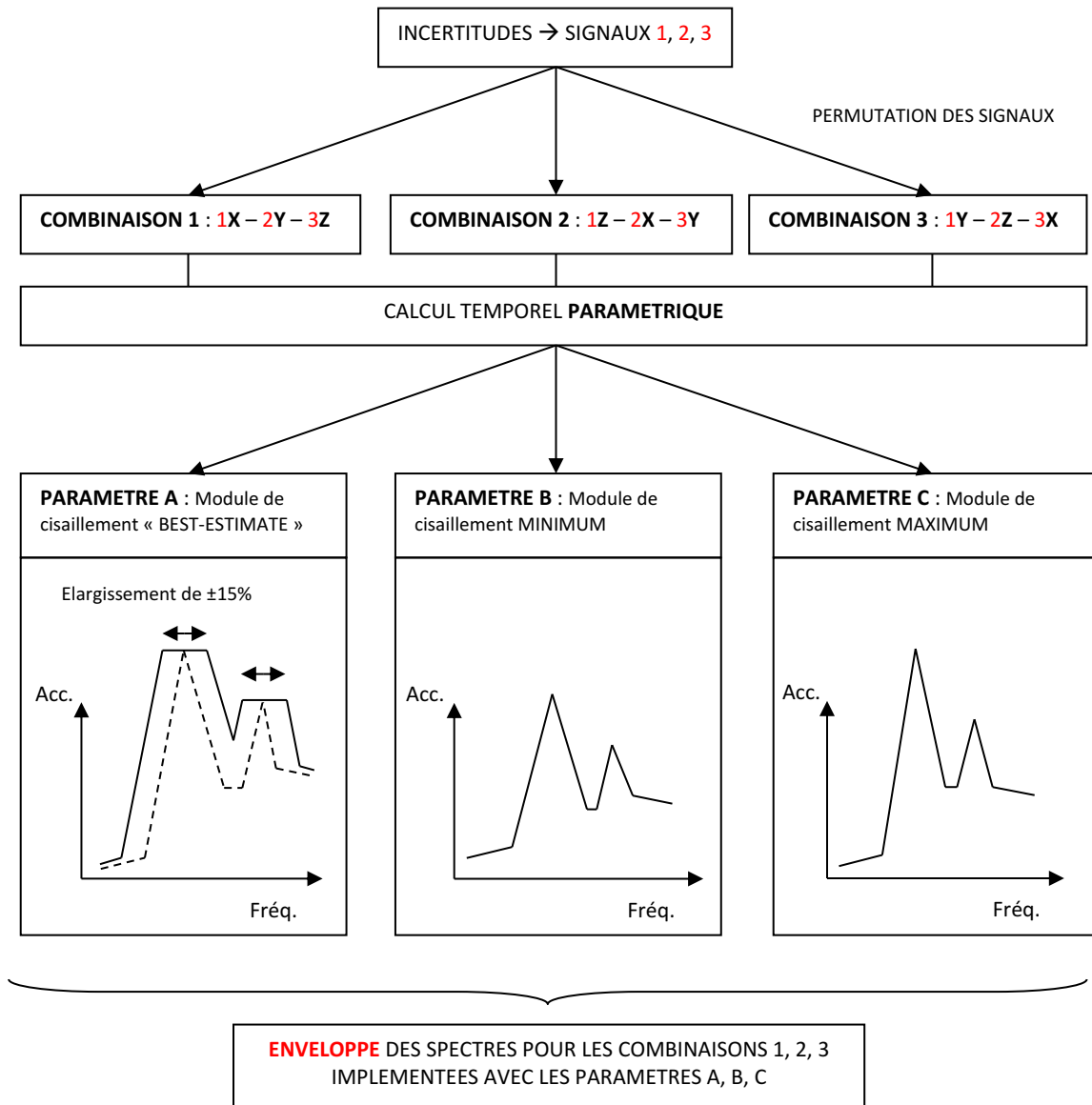


Figure 5-4 : Prise en compte des incertitudes dans la méthode temporelle

5.2.2 **Prise en compte des non-linéarités de la structure support**

L'apparition de non-linéarités dans la structure support peut modifier le mouvement transféré à l'interface avec les équipements.

L'influence de ces non-linéarités diffère selon la fréquence :

- si l'équipement a une fréquence élevée ($f_E > f_P$) et que la structure support plastifie, l'accélération spectrale diminue. Les non linéarités de la structure support filtrent le mouvement du sol et limitent les accélérations au niveau de l'équipement.
- lorsque l'équipement et la structure ont des fréquences prépondérantes similaires ($f_E \approx f_P$), les non-linéarités de la structure support réduisent également l'accélération spectrale.
- En revanche, si l'équipement est souple et que la structure porteuse plastifie ($f_E < f_P$), les accélérations spectrales restent inchangées : on ne peut alors pas prendre en compte de coefficient de réduction associé à la structure support.

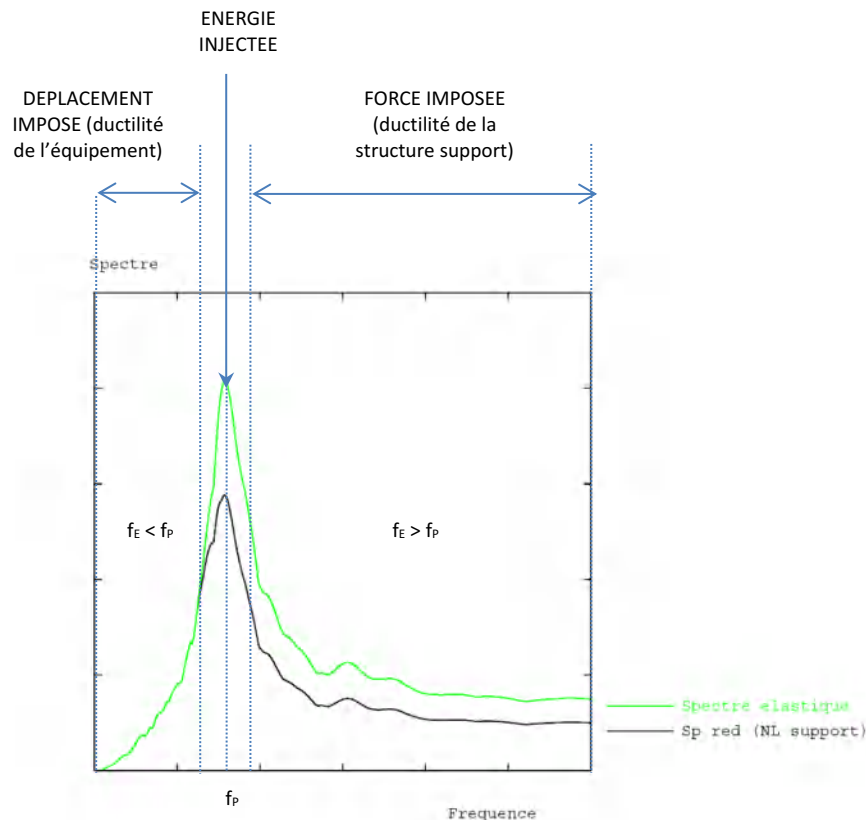


Figure 5-5 : Effet des non-linéarités des structures support sur les accélérations des spectres de calcul des équipements

Il est admis que l'effet des non-linéarités de la structure porteuse sur les spectres de plancher peut être approché en divisant les spectres de plancher par un coefficient de réduction ρ_P lié à la partie dissipative du coefficient de comportement de la structure porteuse défini comme suit :

- lorsque l'équipement est rigide par rapport à la structure porteuse ($f_E > 2f_P$), le mouvement vibratoire sollicitant l'équipement est une force imposée et le facteur de réduction est égal à la partie dissipative du coefficient de comportement q_P de la structure porteuse : $\rho_P = q_P$
- lorsque l'équipement et la structure ont des fréquences prépondérantes similaires, le mouvement vibratoire sollicitant l'équipement est une énergie injectée et le facteur de réduction vaut environ $\rho_P = \sqrt{2q_P - 1}$ où q_P est à la partie dissipative du coefficient de comportement de la structure porteuse ;

- lorsque l'équipement est souple par rapport à la structure porteuse ($f_E > \frac{f_P}{2}$), le mouvement vibratoire sollicitant l'équipement est un déplacement imposé et aucune réduction des efforts élastiques n'est admise : $\rho_P = 1$

Ci-dessous une illustration de la variation du facteur ρ_P en fonction des rapports de fréquence de l'équipement et de sa structure support:

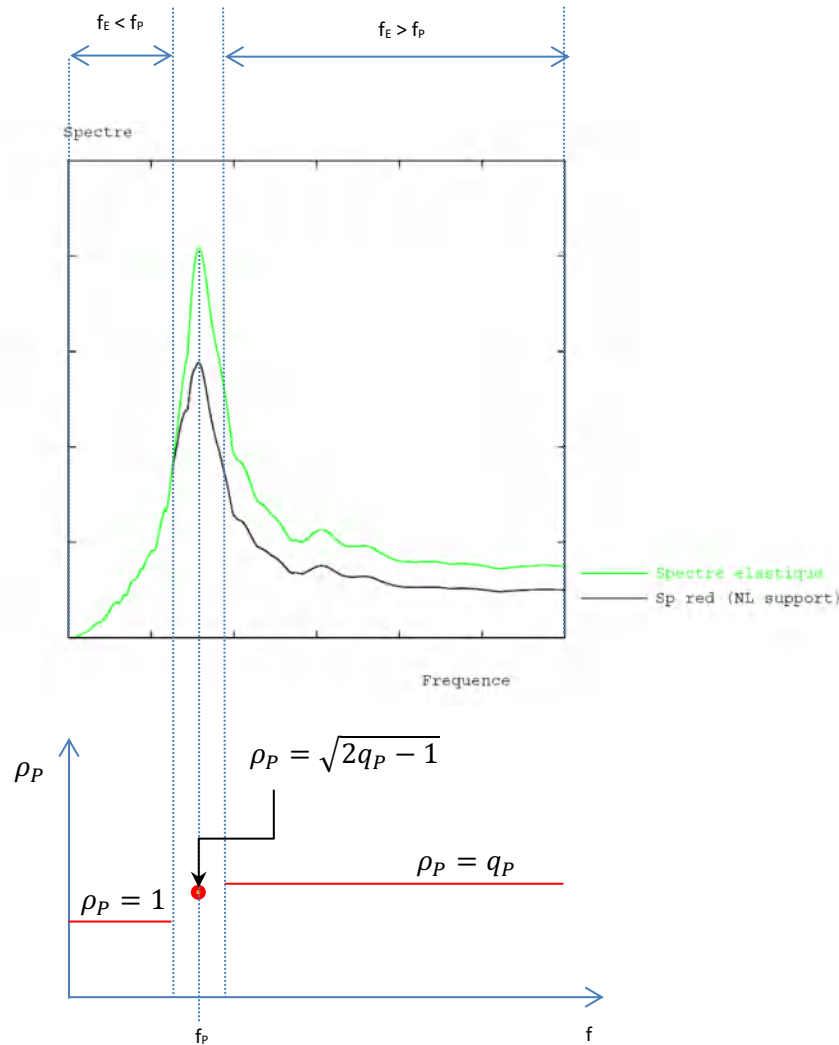


Figure 5-6 : Variation du coefficient de réduction ρ_P en fonction de la fréquence de l'équipement

Il convient cependant de vérifier que le niveau de ductilité appelé dans la structure porteuse correspond bien à la valeur du coefficient de comportement considéré. Si la structure porteuse reste élastique, le spectre de plancher est le spectre élastique.

Lorsque des valeurs de coefficient de comportement élevées ($q_P \geq 2$) sont considérées pour la structure porteuse et que les équipements à vérifier ont des fréquences propres proches de celles de la structure porteuse, il est recommandé d'adapter les raideurs des éléments de la structure porteuse et de considérer l'enveloppe des deux spectres (calculés avec raideurs initiales et raideurs dégradées).

5.2.3 Détermination simplifiée des spectres de plancher

5.2.3.1 Formulation simplifiée des spectres de plancher

En l'absence de spectres de planchers, il est proposé une formulation simplifiée inspirée du CT 30 de l'AFPS [R2] pour évaluer l'accélération horizontale à appliquer statiquement à la masse de l'équipement.

L'accélération forfaitaire proposée repose sur une estimation de l'accélération maximale au niveau du plancher supportant l'équipement et sur un coefficient d'amplification dépendant du rapport des périodes de l'équipement (T_E) et de la structure porteuse (T_p).

Dans ce chapitre, les termes « structure principale », « structure intermédiaire » et « équipement » sont laissés au profit de nouveaux termes plus généraux : « structure porteuse » et « équipement ». La séparation entre « équipement » et « structure porteuse » se situe au niveau du point auquel le spectre transféré est calculé. Une structure intermédiaire peut donc, selon les cas, être considérée comme faisant partie intégrante de l'équipement, ou bien de la structure porteuse (cf. Chapitre 1).

Les formules simplifiées d'estimation des spectres transférés permettent de calculer les forces inertielles à appliquer au centre de gravité de l'équipement : $F = M \times a_H$ et d'en déduire les efforts d'interface avec la structure porteuse pour le dimensionnement et la vérification des ancrages.

- **M** = masse de l'équipement ;
- **a_H** = accélération absolue au point de support de l'équipement: $a_H = \frac{S_a(T_p)}{q_p} \times K_T$
 - **T_p** = période propre de la structure porteuse ;
 - **q_p** = coefficient de comportement de la structure porteuse. La valeur de q_p sera prise égale à 1,5 sauf si une autre valeur peut être justifiée.
 - **S_a (T_p)** = accélération **absolue** à la période T_p et pour l'amortissement β_b de la structure porteuse. Cette accélération est fonction de la cote z du plancher et de la hauteur H de la structure porteuse. L'accélération absolue peut être déterminée à l'aide d'un modèle de calcul de la structure (§ 5.2.1) et d'une analyse spectrale ou temporelle. Dans le cas d'un comportement **monomodal** de la structure porteuse, une expression de S_a (T_p) est donnée par :

$$S_a(T_p, z) = \sqrt{a_g^2 S^2 + P_p^2 S_e^2(T_p) \left(\frac{z}{H}\right)^{2\alpha}}$$

Avec :

- a_g = accélération horizontale de calcul ;
- S = paramètre de sol
- z = cote du plancher ;
- H = hauteur de la structure porteuse ;
- P_p = coefficient de participation du mode fondamental de la structure porteuse :

$$P_p = \frac{2\alpha + 1}{\alpha + 1}$$

- $\alpha = 1$ pour les structures dont le contreventement est assuré par des portiques ;
- $\alpha = 1,5$ pour les structures dont le contreventement est assuré par des voiles ou palées triangulées ;
- S_e : accélération spectrale du sol à la période T_p de la structure porteuse. Cette valeur peut être déterminée:
 - soit à partir des périodes propres calculées avec un modèle éléments finis (analyse modale) ou de façon simplifiée ;
 - soit forfaitairement en plafonnant à la valeur usuelle du plateau du spectre de dimensionnement pour les directions horizontales ($S_e = 2,5a_g \cdot S \cdot \eta$).

Même si pour les structures souples, S_e peut être inférieur à $a_g \cdot S$, dans l'approche proposée, ses valeurs doivent rester supérieures ou égales à $a_g \cdot S$.

NOTA : Les valeurs maximales réalistes $P_p = 1,6$ (obtenue pour $\alpha = 1,5$) et $S_e = 2,5a_g \cdot S \cdot \eta$ conduisent à une accélération absolue S_a en tête de la structure d'environ $4a_g \cdot S \cdot \eta$.

- K_T = coefficient d'amplification tenant compte des phénomènes de couplage entre la structure porteuse et l'équipement :

K_T s'exprime en fonction du rapport de la période propre (T_E) ou de la fréquence (f_E) de l'équipement, sur la période propre (T_p) ou la fréquence (f_p) de la structure porteuse.

Il dépend de l'amortissement de l'équipement. Lorsque la structure porteuse possède plusieurs modes pouvant avoir une influence sur les spectres de plancher, un coefficient enveloppe doit être considéré.

Pour un amortissement de l'équipement égal à 5%, le coefficient d'amplification noté K_T est donné par les formules :

- Si : $f_{limit} < f_E$ alors : $K_T = 1$
- Si : $1.2f_n \leq f_E \leq f_{limit}$ alors : $K_T = 5 - 4 \left(\log 1.2 \frac{f_n}{f_E} \right) / \log \frac{1.2f_n}{f_{limit}}$
- Si $0.8f_1 \leq f_E \leq 1.2f_n$ alors : $K_T = 5$
- Si $f_E \leq 0.8f_1$ alors : $K_T = 5 / \left(0.8 \frac{f_1}{f_E} \right)^2$

Avec :

- f_1 à f_n : modes principaux significatifs 1 à n de la structure porteuse ;
- f_{limit} : La fréquence limite, prise égale à 16,7 Hz ($T_{limit}=0,06$ s) comme dans l'ASCE 07-10.

En cas de résonance entre l'équipement et sa structure porteuse, pour des systèmes ayant un amortissement de 5%, le coefficient d'amplification prend une valeur maximale $K_T = 5$. D'autre part, si l'équipement est rigide par rapport à la structure porteuse, K_T peut être pris égal à 1.

Le spectre transféré simplifié prend ainsi la forme suivante (cf. Figure 5-7) :

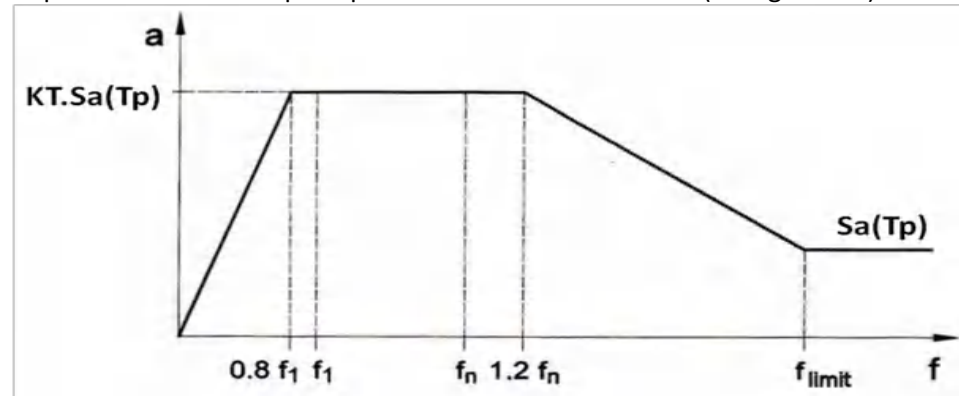


Figure 5-7: Forme proposée pour le spectre transféré (d'après le KTA, Réf. [R27])

NOTA : Il est possible de considérer une expression plus précise du terme associé au mouvement du sol en y incluant la réponse statique des modes négligés et sans compter deux fois la réponse du mode prépondérant. L'expression de S_a peut ainsi être affinée :

$$S_a(T_p, z) = \sqrt{a_g^2 \cdot S^2 \cdot \left(1 - P_p \left(\frac{z}{H} \right)^\alpha \right)^2 + P_p^2 S_e^2(T_p) \left(\frac{z}{H} \right)^{2\alpha}}$$

Pour un système multimodal dont certains modes au- dessus du mode prépondérant possèdent une fréquence correspondant au plateau du spectre de sol, la contribution du pseudo-mode peut être supposée résonante en remplaçant dans le premier terme de l'équation précédente $a_{g,S}$ par $S_e(T_p)$.

NOTA 2 : En ce qui concerne la direction verticale, il est admis que l'accélération verticale de calcul peut être prise égale à 2 fois l'accélération maximale du sol (ZPA) pour la vérification des structures et équipements dès lors que la structure ne présente pas un mode vertical significatif et que les équipements ne présentent pas une sensibilité particulière dans cette direction. Dans les autres cas, une modélisation plus précise des effets de la composante sismique du séisme est à prévoir.

5.2.3.2 Définitions

Le schéma ci-dessous illustre la séparation entre l'équipement et la structure porteuse.

La réponse $S_a(T_p, z)$ est calculée au droit de l'interface entre l'équipement et la structure porteuse. La fréquence de l'équipement est calculée en supposant cette interface fixe.

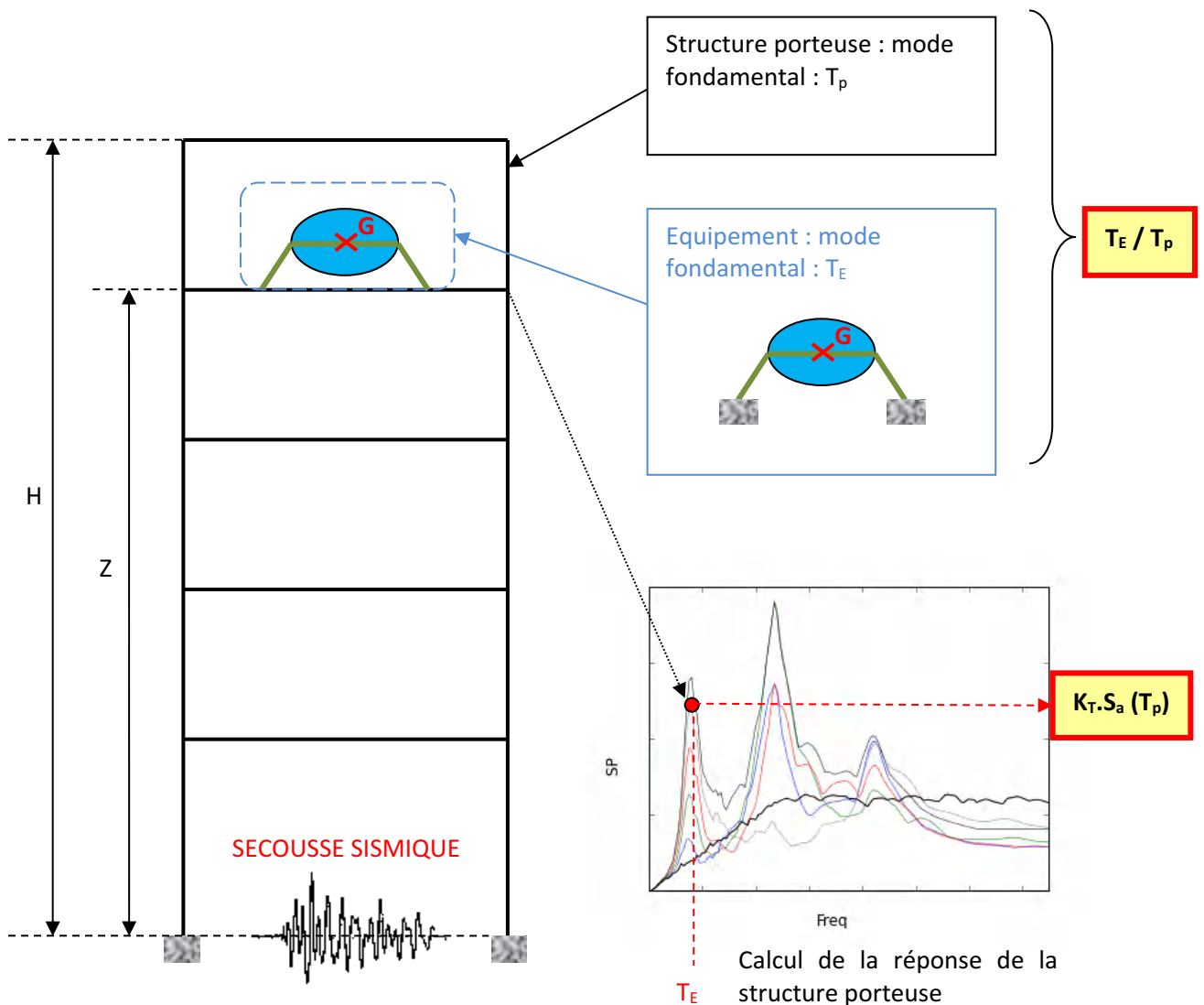


Figure 5-8 : Séparation entre l'équipement et sa structure porteuse

Les notions de structure porteuse et équipement peuvent aussi être décomposées de manière plus précise en : « structure support principale », « structure support intermédiaire », et « équipement » (cf. chapitre 1).

La distinction de ces différentes entités est illustrée à la Figure 5-9. Dans cet exemple, un équipement rigide est ancré sur les poutres du plancher d'un bâtiment. Le bâtiment est défini comme la structure principale. Les poutres de plancher supportant l'équipement et pouvant fortement modifier les modes de l'équipement sont considérées comme des structures support intermédiaires.

- Lorsque le spectre transféré est calculé à l'interface entre la structure principale (bâtiment) et la structure intermédiaire (poutres de plancher), c'est-à-dire à l'« interface A », la structure support intermédiaire est considérée comme une partie de l'équipement. Les modes locaux des poutres de plancher sont alors intégrés aux modes propres de l'équipement.
- Lorsque la structure support intermédiaire est incluse dans le modèle global de structure porteuse utilisé pour le calcul des spectres transférés à l'« interface B », l'analyse modale de l'équipement est effectuée en supposant comme fixe son interface avec la structure porteuse.

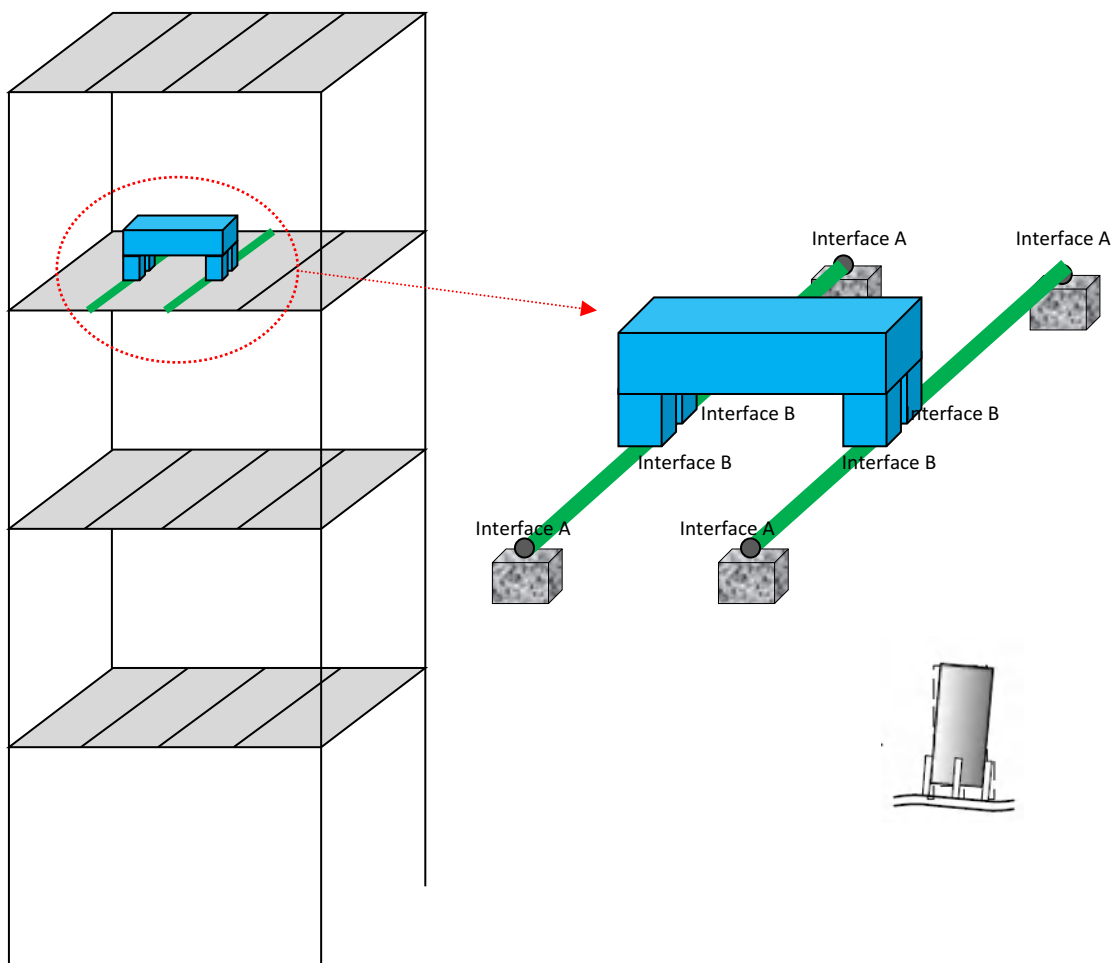


Figure 5-9: Définition des interfaces A et B

5.2.3.3 *Formules forfaitaires enveloppes*

La méthode forfaitaire proposée pour le calcul simplifié du transfert de spectre est inspirée des formules du CT30 de l'AFPS, de la norme allemande KTA et de la pratique proposée par l'ASCE-07. Les accélérations spectrales pour vérifier l'équipement et son ancrage sont déterminées à l'aide du spectre simplifié dont les valeurs sont majorées et minorées. Ces accélérations tiennent compte des exigences de comportement sur l'équipement (stabilité/intégrité ou opérabilité).

- **Utilisation du spectre simplifié** proposé en §5.2.3 :

Le spectre simplifié complet peut être utilisé, mais de manière très enveloppe, le coefficient K_T peut prendre forfaitairement les valeurs suivantes :

- si le rapport T_s/T_p n'est pas connu et que l'équipement ne peut pas être considéré comme très rigide ($T_p \gg T_s$), il convient de prendre $K_T = 5$ (pour un amortissement de l'équipement égal à 5%).
- dans le cas d'un matériel est jugé rigide (c'est à dire que sa première fréquence propre est élevée devant celle de la structure porteuse, typiquement $f > 20$ Hz), l'application des formules précédentes conduit à une valeur de K_T égale à 1.
- **La formule forfaitaire majorante** tient compte, en plus de la non- linéarité de la structure porteuse, de la non linéarité de l'équipement :

- $a_{H,max} = \frac{S_e}{Q} \times C$: équipements ayant une exigence d'opérabilité ;

- $a_{H,max} = \frac{S_e}{Q \times q_{min}} \times C$: équipements ayant une exigence de stabilité/intégrité.

Avec :

- $C = 5$: coefficient de résonance,
- $Q = 1,25$: coefficient d'adaptabilité au pic du spectre,
- $q_{min} = 1,5$: coefficient de comportement forfaitaire de l'équipement.

- **Formule forfaitaire minorante :**

- $a_{H,min} = 1,25 \times a_g \times S$: équipements ayant une exigence d'opérabilité ;

- $a_{H,min} = \frac{1,25 \times a_g \times S}{q_{min}}$: équipement ayant un critère de stabilité ou d'intégrité.

Avec :

- $q_{min} = 1,5$: coefficient forfaitaire de l'équipement.

5.2.4 Cas des bâtiments en béton armé contreventés par voiles ou portiques ou des bâtiments en maçonnerie chaînée / charpentes métalliques régulières

Le présent chapitre propose des valeurs simplifiées de spectres transférés, déterminées à partir de la méthode retenue au §5.2.3, pour des bâtiments en béton armé contreventés par voiles ou portiques ou des bâtiments en maçonnerie chaînée.

L'accélération forfaitaire proposée a_H (en m/s^2) repose sur l'hypothèse d'un comportement monomodal du bâtiment et de l'équipement et elle est calculée de la façon suivante :

$$a_H = \frac{K_H(z) \cdot K_T}{q_p} \cdot a_g \cdot S \geq K_T \cdot a_g \cdot S \quad K_H = S_a(T_p, z) / a_g \cdot S \quad (\text{cf. §5.2.3})$$

Avec :

- a_g : accélération horizontale de calcul
- S : paramètre du sol
- $S_e(T_p)$: accélération spectrale à la période de la structure support
- q_p : coefficient de comportement de la structure porteuse ;
- K_T : coefficient d'amplification tenant compte des phénomènes de couplage entre la structure support et l'équipement.

Les paramètres q_p , K_T et $S_e(T_p)$ prennent ici pour valeur :

- $q_p = 1,5$;
- $K_T = 5,0$ (pour un amortissement de l'équipement égal à 5%)
- $S_e(T_p) = 2,5 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta$.
- $K_H(z)$: fonction définissant le coefficient d'amplification (sans dimension) entre l'accélération absolue et l'accélération du sol. Cette amplification est fonction de la côte z du plancher et de la hauteur H du bâtiment.

$$K_H(z) = \sqrt{1 + 16 \left(\frac{z}{H} \right)^3}$$

La formule précédente est déclinée dans le tableau ci-dessous pour des bâtiments en béton armé contreventés par voiles ou portiques de 10 niveaux au plus. Cette valeur doit être multipliée par $a_N = a_g \cdot S$ pour déterminer l'accélération a_H ressentie par l'équipement :

max(K_T ; $a_H / a_N = K_H \cdot K_T / q_p$)

a_H / a_N	Niv 0	Niv 1	Niv 2	Niv 3	Niv 4	Niv 5	Niv 6	Niv 7	Niv 8	Niv 9	Niv 10
Bâtiments R+0 à R+3	5.0	5.0	6.0	9.5	14.0						
Bâtiments R+4 à R+6	5.0	5.0	5.0	5.0	7.0	9.0	11.5	14.0			
Bâtiments R+7 à R+9	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	6.0	7.0	9.0	10.5	12.0	14.0

Tableau 5-1: Valeur max ($K_H \cdot K_T / q_p$; K_T)

La valeur $\max\left(\frac{K_H(z) \cdot K_T}{q_b}, K_T\right)$ est fournie par niveau comme illustré sur le schéma suivant :

Bâtiment : R + n

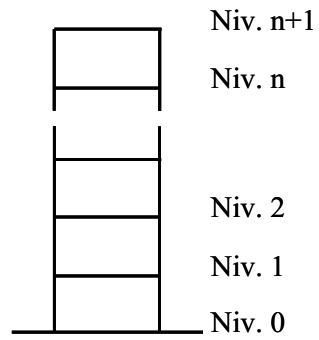


Figure 5-10 : Bâtiment multi-étagé - Définition des niveaux

5.3 Mouvements différentiels

Certains composants multi-supportés, tels que les tuyauteries et leurs ancrages, peuvent être sensibles aux déplacements relatifs imposés entre les différents supports. Ce cas se produit lorsque les mouvements ne sont pas en phase en raison des différences de comportement dynamique des différentes structures supports S_N et S_M qui peuvent être complètement indépendantes ou bien elles-mêmes supportées par la même structure d'un bâtiment. Il est donc important d'estimer correctement les valeurs de déplacement relatif.

Les déplacements relatifs à considérer peuvent être déterminés avec un modèle de calcul tenant compte éventuellement des interactions cinématiques structure-équipement.

Le déplacement relatif entre un point d'ancrage de l'équipement et la limite commune des supports (par exemple, la dalle ou le plancher sur lequel sont ancrés les supports) où est donné le spectre de plancher S_a , peut aussi être déterminé à l'aide du spectre de plancher (ou du sol si les structures support sont directement sur le sol) :

$$u_n = \frac{S_a(\omega_N)}{\omega_N^2} \text{ et } u_m = \frac{S_a(\omega_M)}{\omega_M^2}$$

Suivant les cas, plusieurs formules peuvent être utilisées pour déterminer le déplacement relatif entre les 2 points de support en supposant que le composant n'est pas suffisamment rigide pour modifier le mouvement des supports:

- Somme algébrique des déplacements :

$$\max u(t) = u_N + u_M$$

- Combinaison quadratique simple (SRSS) :

$$\max u(t) = \sqrt{u_N^2 + u_M^2}$$

Cette méthode s'applique quand les fréquences propres de chacune des structures support sont bien distinctes.

- Combinaison quadratique complète (CQC). Pour n'importe quelle grandeur dépendant des modes $i=1, N$:

$$F = \sqrt{\sum_i \sum_j (f_i \rho_{ij} f_j)}$$

où ρ_{ij} est le coefficient de couplage des modes i et j . Ce coefficient est donné par la formule suivante :

$$\rho_{ij} = \frac{8 \sqrt{\xi_i \xi_j} \omega_i \omega_j (\omega_i \xi_i + \omega_j \xi_j) \omega_i \omega_j}{(\omega_i^2 - \omega_j^2)^2 + 4 \xi_i \xi_j \omega_i \omega_j (\omega_i^2 + \omega_j^2) + 4 \omega_i^2 \omega_j^2 (\xi_i^2 + \xi_j^2)}$$

où :

- ω_i et ω_j sont les pulsations des modes de vibration i et j ,
- ξ_i et ξ_j sont les pourcentages d'amortissement visqueux des modes de vibration i et j .

Soit pour le déplacement relatif entre 2 supports :

$$\max u(t) = \sqrt{u_N^2 - 2\rho_{NM}u_Nu_M + u_M^2}$$

Dans le cas d'un couplage cinématique potentiel entre l'équipement et la structure support, la raideur de l'équipement sera représentée dans le modèle de calcul global et les déplacements relatifs issus du calcul avec couplage pourront être utilisés pour la vérification de l'équipement.

Un exemple d'application des différentes formules est donné dans le tableau suivant. Il y est clair que la méthode CQC donne les résultats les plus faibles et les plus réalistes en particulier lorsque les 2 structures supports ont des fréquences identiques (supports identiques). Les méthodes SRSS et CQC sont équivalentes lorsque les fréquences propres des 2 supports sont bien distinctes. La méthode de la somme algébrique est la plus conservatrice et sera utilisée si l'utilisation des règles CQC ou SRSS ne peut être justifiée.

Table 2— Calculations examples for the maximum relative displacement ($\max u(t)$)

Case	f_1 (Hz)	f_2 (Hz)	u_1 (cm)	u_2 (cm)	$r = f_1/f_2$	ρ_{12}	$(\max u(t))$		
							Absolute	SRSS	CQC
A	1.0	1	50	40	1.00	1.000	90	64	10
B	10.0	10	50	40	1.00	1.000	90	64	10
C	9.5	10	50	40	0.95	0.378	90	64	51
D	9.0	10	50	40	0.90	0.126	90	64	60
E	8.5	10	50	40	0.85	0.057	90	64	62
F	10.0	10	50	5	1.00	1.000	55	50	45

Note : Valeur d'amortissement des supports=2%

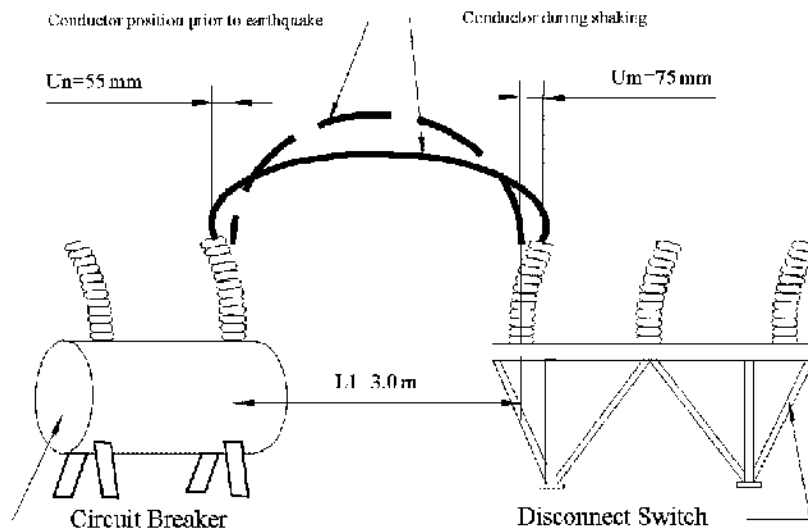


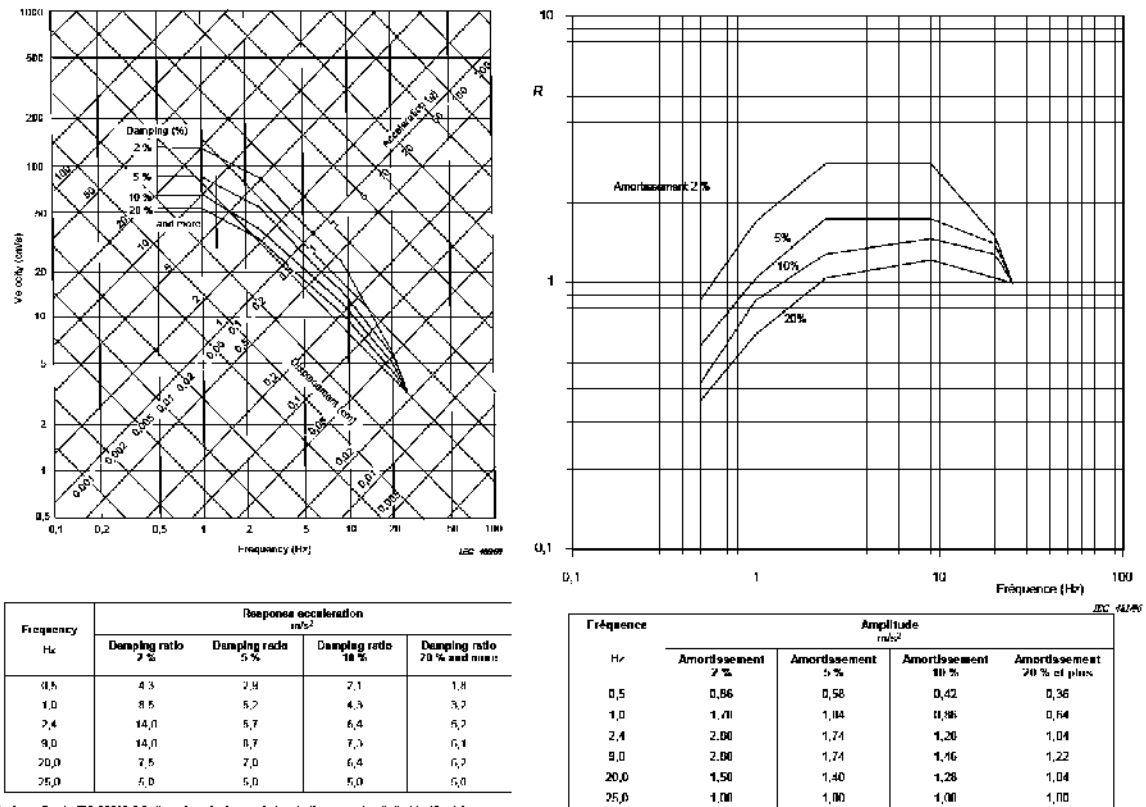
Figure 5-11 : Exemple de composants multi-supportés (câble électrique d'après [R8])

5.4 Utilisation du mouvement transféré pour la vérification des équipements

Les spectres de plancher sont utilisés pour la vérification des équipements en réalisant des calculs et/ou des essais de qualification. Il est fréquent de rencontrer des équipements identiques à différents endroits d'une installation et étant donc soumis à des chargements sismiques différents. La vérification de ces équipements, en particulier dans le cas de la qualification expérimentale, doit

être effectuée en considérant le mouvement transféré enveloppe et les valeurs maximales des déplacements relatifs (pour les structures multi supportées).

En pratique, ceci peut être réalisé en utilisant un spectre simplifié linéaire par morceau sur un diagramme log-log (cf. Figure 5-11) comme ceux utilisés pour la qualification de certains équipements électriques [R8], [R53], [R54] ou [R55].



NOTE: According to IFC 60700-1-3, the value of g is rounded up to the nearest unit, that is 10 m/s²

a/ Spectre de sol

b/ Facteur de réponse de la structure porteuse

Figure 5-12: Exemple de spectre utilisé pour la qualification de certains équipements électriques pour le niveau sismique AG5 avec APN = 0,5g (d'après [R55])

6 CONCEPTION DES STRUCTURES SUPPORT NOUVELLES

Lorsqu'il conçoit la structure support d'un équipement relevant de l'arrêté du 4 octobre 2010 – Section II, le concepteur doit appliquer les principes de bonne conception parasismique et les règles suivant les normes NF EN 1998 (Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes) ou autres normes applicables.

Ce chapitre n'a pas vocation à réécrire les normes parasismiques. Il reprend les principes de la bonne conception parasismique, déjà rappelés dans le guide Méthodologie Générale, en essayant de les illustrer et les compléter dans le cas des structures support. Le cas particulier et très important des ancrages est traité dans le chapitre 8 du présent guide.

6.1 CONCEPTION D'ENSEMBLE DES STRUCTURES SUPPORT

6.1.1 Principes et méthodes de conception des structures

Une sollicitation sismique s'appliquant à une structure induit des efforts horizontaux et verticaux qui dépendent de la fréquence principale de la structure et de l'amortissement du système formé par la structure et le sol.

Quelles que soient les valeurs des efforts de dimensionnement, il est important de concevoir la structure support pour que les efforts horizontaux soient transmis vers le sol. La structure doit si possible comporter, pour chaque direction de contreventement, des éléments verticaux de contreventement redondants et une rigidité suffisante vis-à-vis de la torsion. Pour ce qui concerne la répartition de la raideur latérale et la distribution des masses, il convient de rechercher une symétrie en plan par rapport à deux directions orthogonales.

La raideur en plan des diaphragmes (planchers, toitures, etc.) du système de contreventement doit être suffisante pour que la déformation des diaphragmes dans leur plan n'influe pas sur la répartition des efforts horizontaux entre les éléments verticaux de contreventement. Il convient à ce titre d'implanter judicieusement les trémies dans les planchers de manière à assurer le transfert des efforts horizontaux sans perte de rigidité locale significative des diaphragmes au voisinage de ces trémies.

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

La conception de la structure doit également tenir compte des effets des actions autres que le séisme.

6.1.2 Structures métalliques

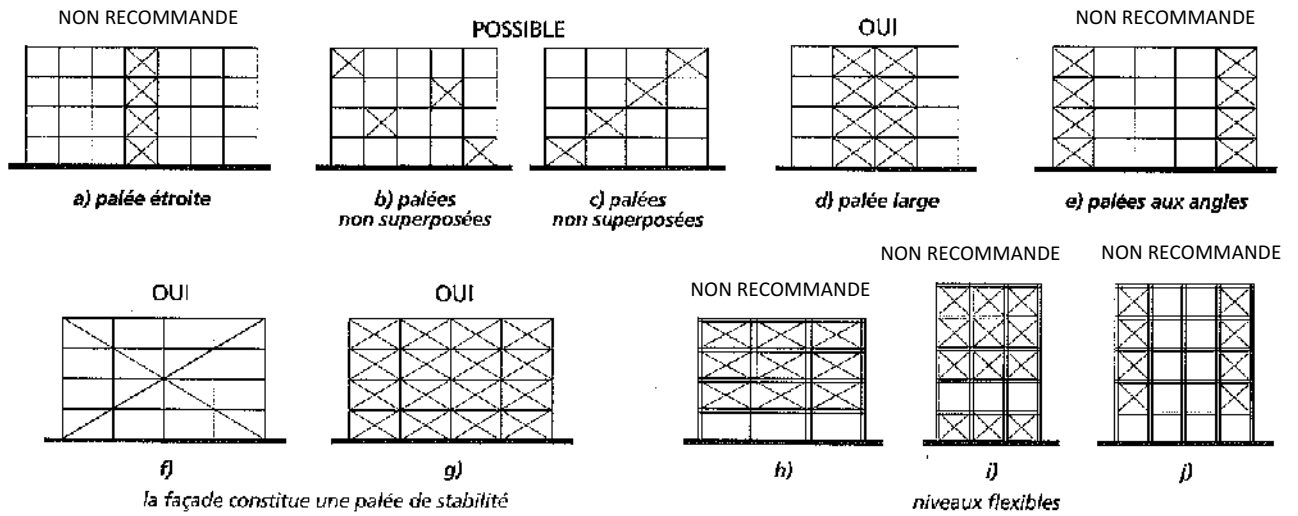
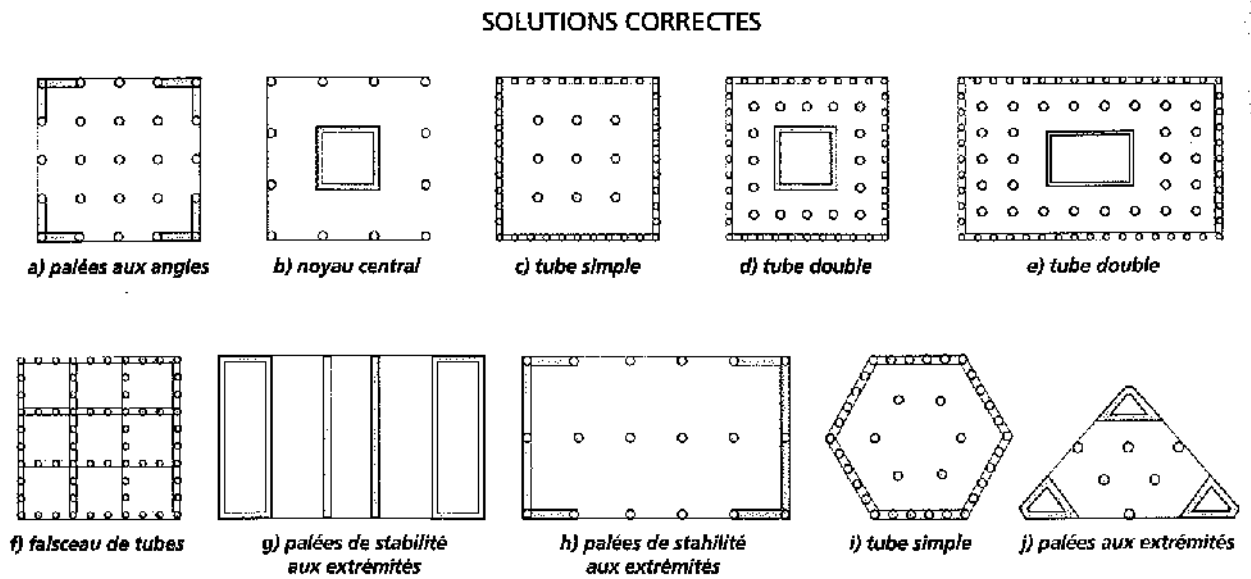


Figure 6-1 : Régularité du système de contreventement [R21]

6.1.3 Structures en béton armé



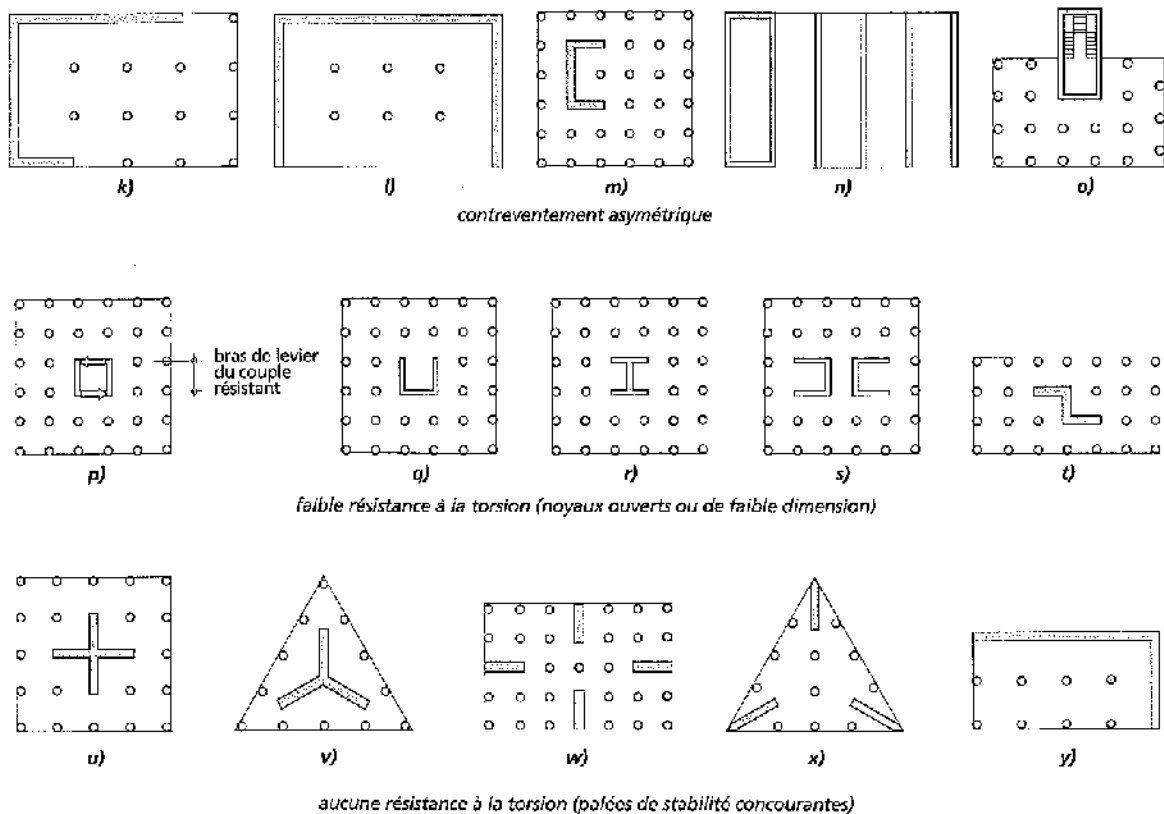
SOLUTIONS À ÉVITER

Figure 6-2 : Régularité en plan des éléments porteurs [R21]

Les modes de déformation locale des éléments structuraux et de leurs liaisons ne doivent pas affecter leur participation au système principal de contreventement.

6.2 Dispositions constructives parasismiques

Les dispositions constructives ont une influence majeure sur la réponse sismique des structures supports puisqu'elles apportent la ductilité suffisante aux structures et qu'elles évitent le développement des modes de rupture fragiles. Dans ce chapitre, on distingue les dispositions constructives s'appliquant aux structures supports principales généralement couvertes par les normes Eurocode 8 et celles s'appliquant aux structures supports intermédiaires et ancrages.

6.2.1 Structures supports principales

Les structures principales sont généralement des structures métalliques ou en béton armé dont les éléments de structures et fondations sont dimensionnés en suivant les Eurocodes. Les dispositions constructives décrites dans l'Eurocode 8 s'appliquent donc à ces éléments de structures.

6.2.2 Structures supports intermédiaires et ancrages

Les structures supports et leurs ancrages situés à proximité directe des équipements industriels peuvent être spécifiques à ce type d'éléments non structuraux et peu d'indications sont données dans les Eurocodes.

Pour les ancrages, on se réfèrera au chapitre 8 du présent guide.

Pour les structures supports intermédiaires, il est important de créer un système de contreventement dans les deux directions horizontales et de bien vérifier la résistance locale du support. Des éléments métalliques diagonaux sont souvent très efficaces pour reprendre les efforts sismiques horizontaux et limiter les déplacements des équipements et les interactions qui peuvent en découler. Le renfort éventuellement apporté doit aussi tenir compte des exigences de comportement autres que sismiques (par exemple, les exigences de dilatation ou contraction thermique pour les équipements des fluides avec des températures élevées ou faibles).

Des exemples de supports locaux pour les équipements (réservoirs, tuyauterie, etc..) fixés aux planchers sont donnés sur : Figure 6-3, Figure 6-4, Figure 6-5 (cf. [R26]).

Les Figure 6-6, Figure 6-7, Figure 6-8 montrent des exemples de dispositions constructives pour des équipements fixés aux murs ou au plafond.

Pour les équipements multi-supportés soumis à des déplacements différentiels importants, il est utile d'introduire des éléments souples au niveau des supports secondaires (Figure 6-9).

Lorsqu'il n'est pas possible de limiter les mouvements d'un équipement, il peut être déplacé pour éviter les interactions avec d'autres équipements (Figure 6-10).

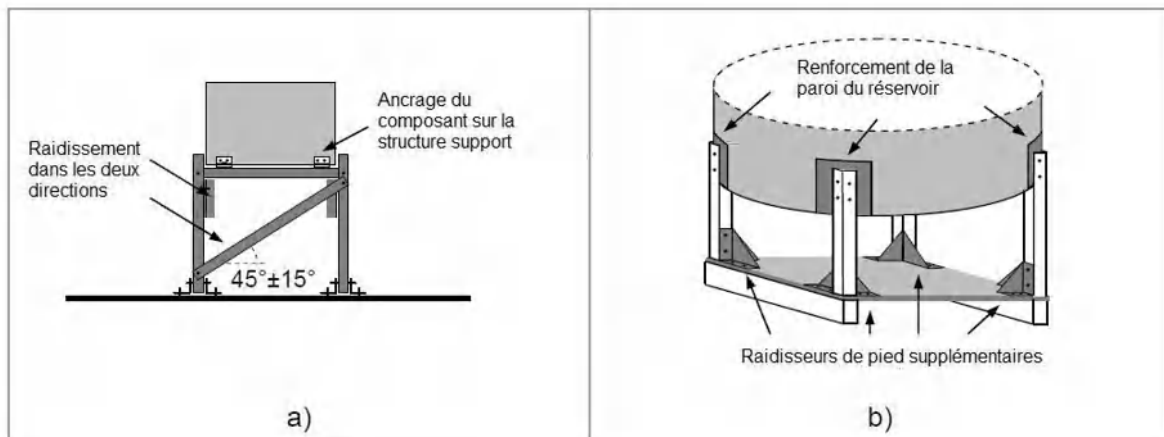


Figure 6-3 : Structures supports d'éléments surélevés : a) Raidissement par diagonales ; b) Renforcements de pieds de poteaux [R26]

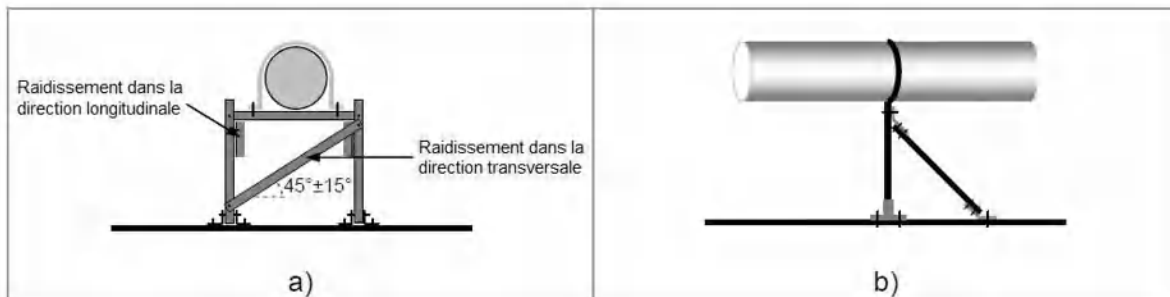


Figure 6-4 : Dispositifs de stabilité pour supports de tuyauteries posés ; a) transversale ; b) longitudinale [R26]

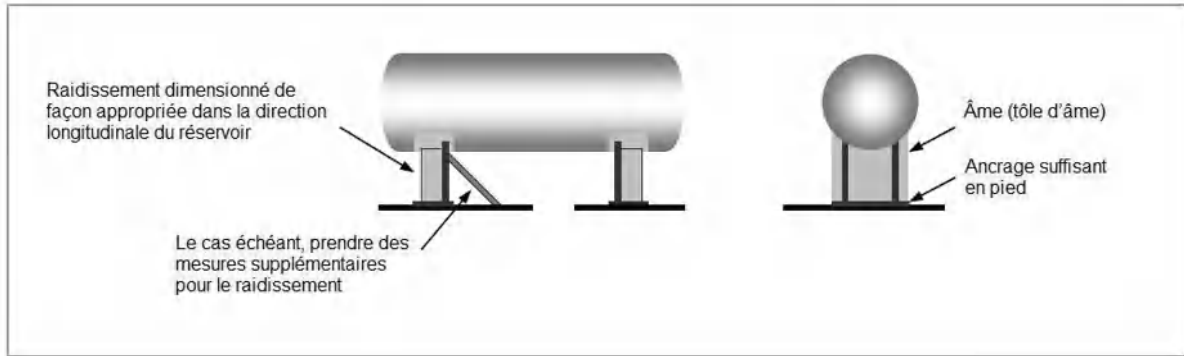


Figure 6-5 : Réservoir horizontal : raidissement de la structure support dans les directions longitudinale et transversale [R26]

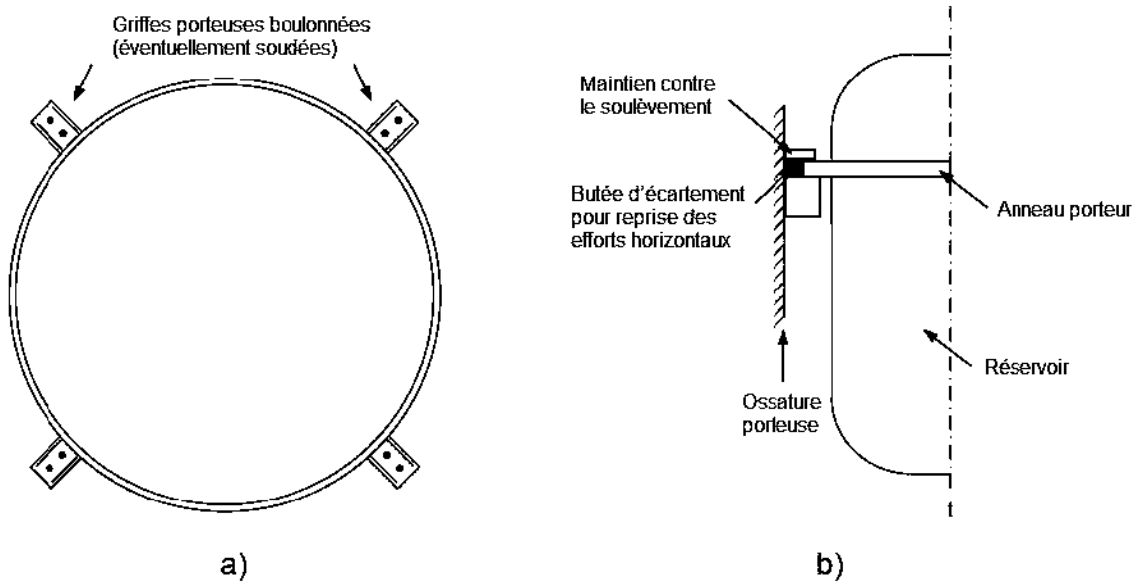


Figure 6-6 : Exemple de disposition de réservoirs suspendus ; a) installations à griffes ; b) anneau porteur avec butées d'écartement [R26]

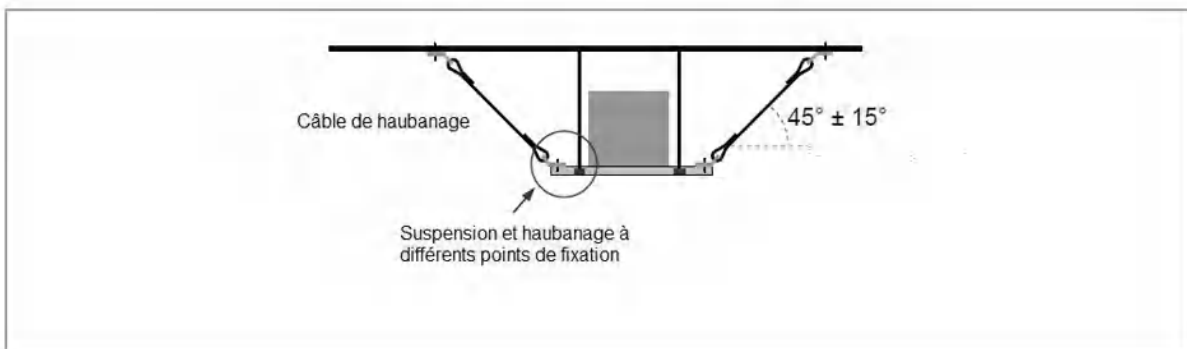


Figure 6-7 : Stabilité de racks [R26]

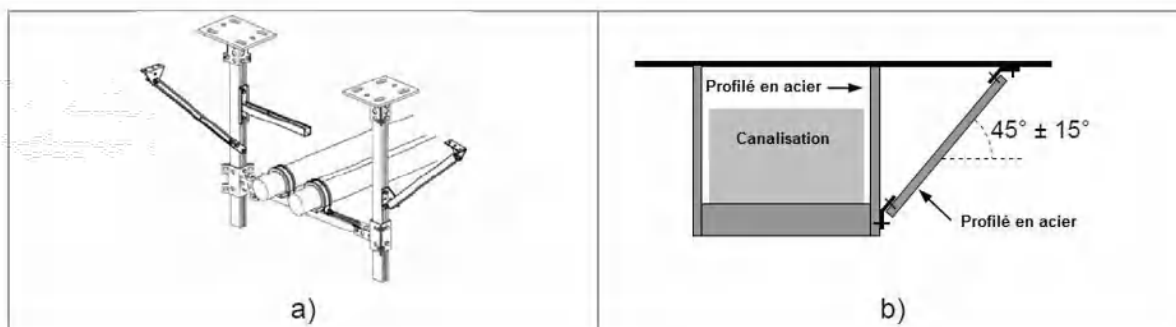


Figure 6-8 : Dispositifs de stabilité pour supports de tuyauteries suspendus [R26]

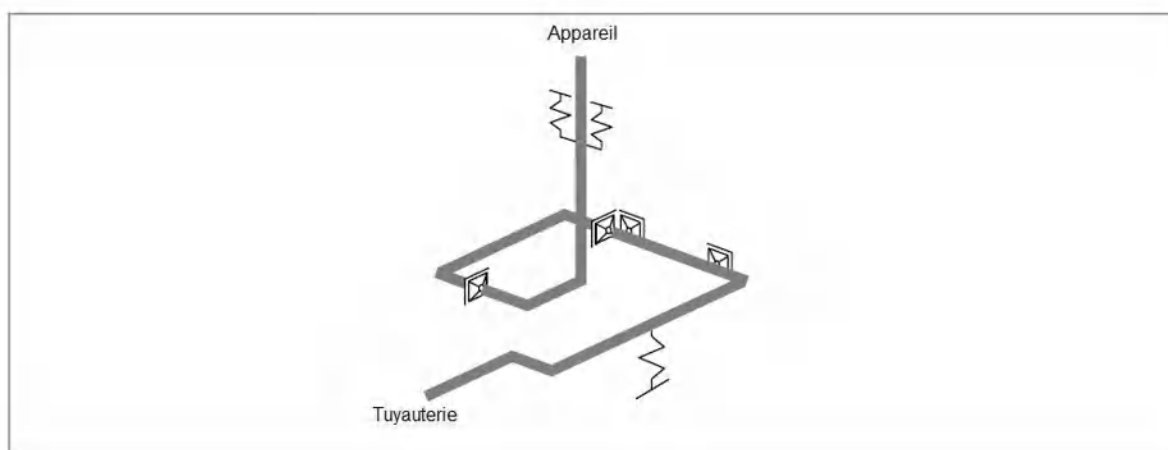


Figure 6-9 : Raccordements flexibles de tuyauteries aux équipements [R26]

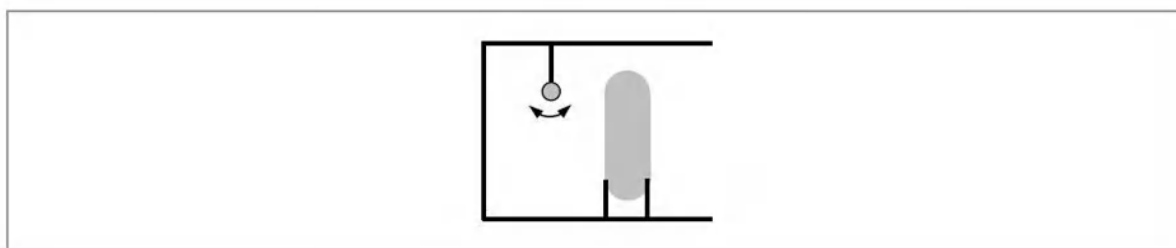


Figure 6-10 : Ecartement entre équipements voisins [R26]

En complément des dispositions constructives présentées ci-dessous, le lecteur pourra consulter le document référencé [R57].

7 DIAGNOSTIC ET RENFORCEMENT DE STRUCTURES SUPPORT EXISTANTES

Ce chapitre a pour but de guider l'utilisateur dans l'étude de la démonstration de conformité des structures support des installations concernées par l'arrêté du 4 octobre 2010. Les principes présentés dans le Guide Méthodologie générale applicables aux structures support sont rappelés et illustrés.

Les différentes étapes du diagnostic et du renforcement sont données dans le logigramme suivant :

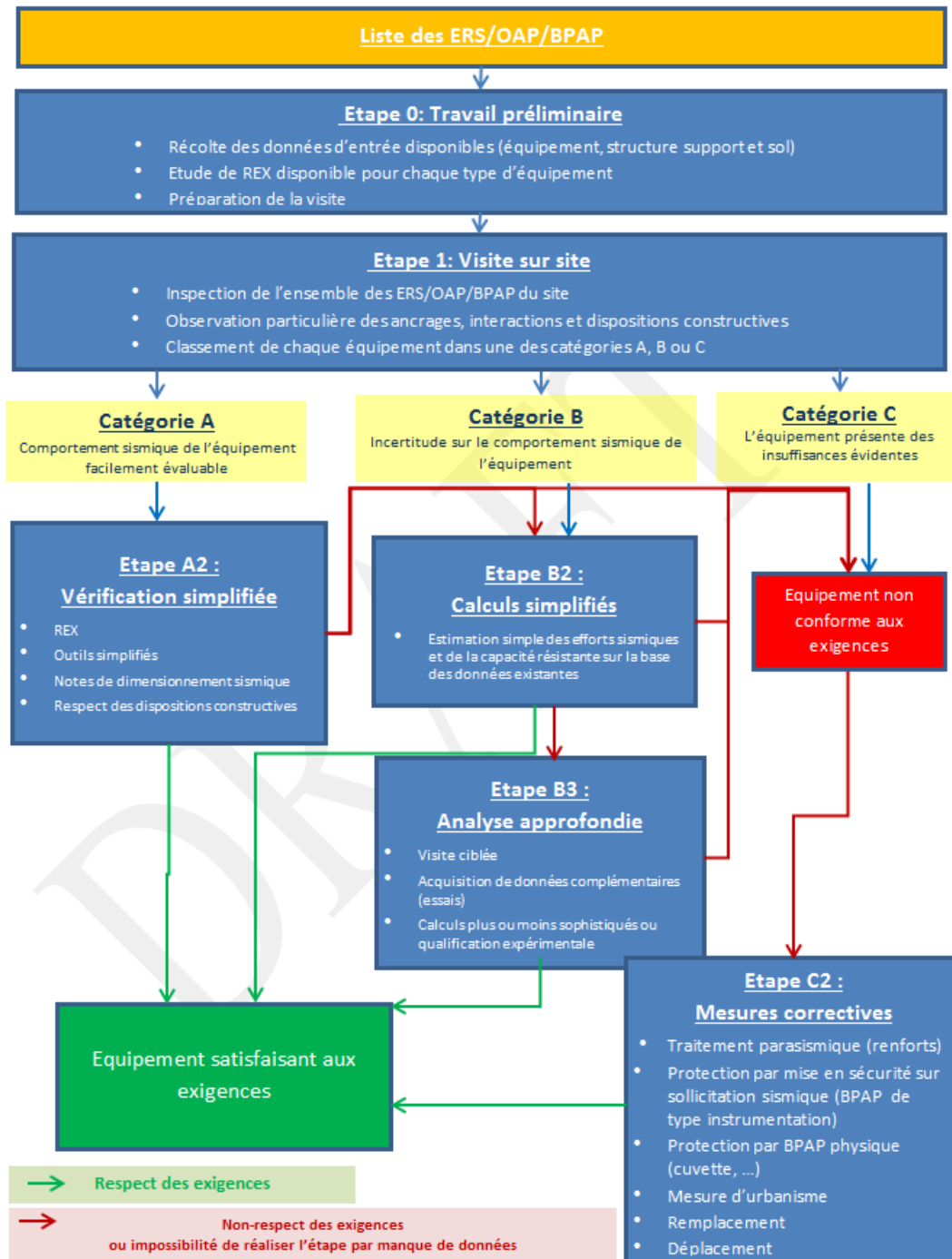


Figure 7-1 : Logigramme du §7.1 du Guide Méthodologie Générale pour les structures support

Le déroulement du diagnostic et la récolte des données d'entrée sont décrits au §7.1. Le §7.2 est consacré aux stratégies de renforcement : les différentes stratégies de mise en œuvre des mesures correctives y sont présentées. Enfin, le §7.2 rappelle la nécessité de justifier la bonne tenue des structures support après renforcement.

7.1 Réalisation du diagnostic

Le diagnostic des structures supports nécessite a minima un travail préliminaire de recueil de l'information, une visite sur site pour confirmer et compléter les informations nécessaires au diagnostic et des vérifications et calculs simplifiés. Les calculs simplifiés sont éventuellement complétés par une analyse approfondie basée sur des approches calculatoires et/ou expérimentales.

Quelle que soit la méthode utilisée pour le diagnostic, les incertitudes devront être prises en compte de façon quantitative en identifiant des niveaux de confiance et en modifiant éventuellement les critères utilisés pour la vérification ou les paramètres des modèles. Par exemple, le chapitre 3 de l'EC8-3 ou des méthodologies similaires pourront être utilisées.

7.1.1 Travail préliminaire (Etape 0)

Afin d'effectuer le diagnostic sismique des structures d'une installation existante, il est nécessaire de posséder des données concernant d'une part, la structure support en y incluant ses fondations et le sol et d'autre part l'équipement lui-même.

7.1.1.1 Récolte des données sur l'équipement

Les données relatives à l'équipement nécessaires à la vérification de sa structure support sont :

- masse, dimensions et position de l'équipement ;
- caractéristiques géométriques et mécaniques de la liaison entre l'équipement et sa structure support.

Ces données pourront être éventuellement complétées par une caractérisation détaillée du comportement mécanique et dynamique de l'équipement lui-même : fréquences propres et résistance mécanique sous chargement horizontal de l'équipement, et également de la structure support intermédiaire assurant la liaison avec la structure support principale. Cette caractérisation pourra se baser sur le REX et la caractérisation d'équipements similaires.

Ci-dessous une liste non exhaustive de la documentation permettant d'obtenir ces informations :

- plans de construction,
- fiches du constructeur,
- photographies,
- notes de calcul de dimensionnement,
- données de dimensionnement sismique (spectre de plancher, chargement statique équivalent, etc...)
- résultats d'essais mécaniques ou dynamiques in-situ, etc.

7.1.1.2 Récolte des données sur la structure support et sa fondation

Il convient de connaître a minima les données suivantes sur la structure support et sa fondation:

- date et typologie de construction,
- dimensions globales,
- dispositions constructives,

- ancrage de l'équipement sur la structure,
- nature et caractérisation géométrique de la fondation : semelles, pieux, radier commun, etc.

Afin de mettre en œuvre la méthode de diagnostic par calcul, les données complémentaires suivantes sont souhaitables :

- caractéristiques mécaniques de la structure support, des ancrages et de la fondation: ferrailage, type de profilés, résistance du béton, nuance d'acier, normes et codes utilisés à la conception, etc.
- caractéristiques géométriques de la fondation et des ancrages : dimension en plan et épaisseur pour les semelles, longueur et section des pieux, section et longueur des ancrages, dimension en plan et épaisseur des platines d'ancrage, etc.

Dans le cadre de la collecte des données d'entrée, l'exploitant pourra se référer à la liste suivante de documents afin d'obtenir les informations répertoriées ci-dessus :

- plan de construction (de préférence TQC) : coffrage et ferrailage pour les structures et fondations béton, plans de charpente pour les structures métalliques, etc.
- notes de calcul de dimensionnement. Si possible, calculs de dimensionnement au vent ou de préférence au séisme,
- documents liés à la construction : photographies, schémas, marché de passation, etc.
- pièces constitutives du marché de réalisation, etc.

7.1.1.3 Récolte des données de sol

On se référera au Guide Méthodologie générale pour la récolte des informations nécessaires à l'établissement de la classe de sol et à la vérification des fondations.

7.1.1.4 Récolte des données pour l'utilisation du retour d'expérience

L'évaluation de la tenue au séisme d'un équipement ou structure peut s'effectuer par l'utilisation de l'expérience acquise sur un équipement ou structure similaire dit de référence ayant fait l'objet d'études sismiques, d'essais mécaniques ou ayant subi un séisme. Dans le cas des structures support, ceci peut être décliné sous les conditions suivantes :

- La structure support, sa fondation et les ancrages de l'équipement sont suffisamment similaires à celles de la structure de référence (typologie structurelle, codes de dimensionnement utilisés, etc...),
- Les masses et forces sismiques associées à la structure support sont similaires ou inférieures à celles de la structure de référence.

La documentation nécessaire à l'utilisation du retour d'expérience pourra être :

- Notes de calcul et plans de la structure de référence,
- Caractéristiques des structures ou composants ayant fait l'objet d'essais en laboratoire (dynamique sur table vibrante ou statique), d'essais in-situ ou d'observations post-sismiques,
- Documentation présentant les résultats des essais, mesures ou des observations post-sismiques (pour les structures de génie civil, l'échelle EMS 98 [R39] peut être considérée comme une synthèse des observations post-sismiques).

7.1.2 Visite sur site et classement des structures support (Etape 1)

La visite sur site permet de collecter et vérifier les données sur l'installation telle que construite, en particulier :

- les caractéristiques (position, dimensions, masses, etc...) des équipements supportés,
- les ancrages des équipements,
- les dimensions et positions réelles des composants de la structure support en comparaison des plans de construction notamment,
- les dispositions constructives réellement utilisées,
- l'état actuel des matériaux de la structure et des ancrages,
- la détermination des interactions possibles avec les équipements ou les structures environnantes pouvant modifier le comportement mécanique réel ou les exigences de comportement de la structure support (par exemple, équipement multi supporté)
- la vérification d'un cheminement possible des efforts sismiques horizontaux depuis les masses des équipements importants vers la fondation (dans les deux directions).

La visite devra être effectuée par un ingénieur structure ayant une bonne connaissance des matériaux utilisés (structures béton armé, métallique, géotechnique, etc...) avec des connaissances sur les dispositions constructives spécifiques au séisme.

A partir de cet examen visuel, chaque structure support doit être classée dans l'une des catégories A, B ou C telles que décrites au §7.1.3.2 du Guide Méthodologie Générale.

Guide pour le classement des structures support lors de la visite			
	Catégorie A	Catégorie B	Catégorie C
Définition	Structure support dont le comportement sismique est facilement évaluable	Incertitude sur le comportement sismique de la structure support	Structure support présentant des insuffisances évidentes
Observations lors de la visite	Dispositions constructives adaptées : ancrage, etc... + Etat d'endommagement raisonnable + Compatibilité de la structure support avec les données du REX (masse, géométrie, matériau, niveau de chargement, etc...)	Pas d'insuffisance évidente pour le cheminement des efforts sismiques de l'équipement jusqu'aux fondations + Etat d'endommagement maîtrisé	Insuffisance du contreventement ou Insuffisance de l'ancrage ou des possibilités de transfert des efforts par frottement ou Etat d'endommagement très avancé ou

	+		Interactions trop pénalisantes pour la structure support
Données disponibles	Absences d'interactions Niveau de confiance suffisant pour les données d'entrée + REX pertinent + Outils de diagnostics (Zones 2 et 3) + Notes de dimensionnement sismique (Zones 4 et 5) + Mode de fondation + Stratigraphie	Données existantes (une collecte de données complémentaires pourra être éventuellement nécessaire en fonction des méthodes appliquées)	

Tableau 7-1 : Guide pour le classement des structures support lors de la visite sur site

L'expérience des visites sur site montre que l'on relève fréquemment des insuffisances au niveau des éléments de structures support suivants :

- absence, faiblesse ou mauvaise répartition des éléments de contreventement,
- fondations et dispositions constructives des structures en béton armé et métalliques,
- absence ou états réels de certains éléments structuraux et ancrages (présence ou serrage de boulons, etc...),
- présence d'éléments non structuraux ou d'équipements dont l'interaction avec la structure support peut entraîner son endommagement prématuré (phénomène de poteaux courts, chute potentielle d'éléments lourds sur la structure porteuse, interaction avec des équipements lourds ou résistants multi supportés, etc...),
- etc.

7.1.3 Diagnostic par vérification et calcul simplifiés (Etapas A2 et B2)

Des calculs simplifiés sont généralement nécessaires. Ces calculs simplifiés peuvent être utilisés pour vérifier :

- la résistance de la structure porteuse,
- la similitude avec la structure de référence dans le cas de l'utilisation du retour d'expérience,
- que les chargements considérés pour le dimensionnement de la structure support (vent, explosion, séisme selon un ancien règlement, etc...) sont bien majorants par rapport au chargement sismique qui s'applique sur la structure et les équipements réels.

Pour valider le diagnostic par calcul simplifié, il faut pouvoir démontrer grâce à ces calculs simples le respect des exigences de comportement de la structure support et des ancrages et avoir un niveau de confiance suffisant sur les données d'entrée.

Les méthodes d'évaluations simplifiées s'appuient sur la connaissance de l'ingénieur en calcul de structure ou géotechnique, basées sur la résistance des matériaux et la dynamique des structures.

Les chargements statiques équivalents ainsi que les formules simplifiées proposées dans ce guide pour la détermination du mouvement transféré doivent être privilégiés pour ce type d'analyse.

Une connaissance suffisante de la distribution des masses ainsi que des cheminements possibles des efforts jusqu'aux fondations est nécessaire.

Les efforts au niveau des ancrages pourront être déterminés à partir d'une estimation simplifiée des fréquences propres des équipements ou en adoptant une démarche majorante.

7.1.4 Analyse approfondie (Etape B3)

Cette étape s'applique aux structures initialement de catégorie A ou B dont le diagnostic par les méthodes de vérification par des calculs simplifiés n'a pas été concluant en raison du manque de données d'entrée, d'un comportement dynamique trop complexe à aborder par des calculs simplifiés ou du conservatisme des calculs simplifiés.

Le diagnostic de ces structures support demande la mise en œuvre d'une ou plusieurs de ces mesures :

- Récolte de données complémentaires,
- Diagnostic par essais,
- Diagnostic par un calcul plus ou moins sophistiqué.

Les méthodes de calcul pouvant être utilisées sont rappelées aux chapitres 3 (méthodes de calculs sismiques), 5 (mouvement transféré) et 8 (justification des ancrages) du présent guide. Les critères utilisés sont étroitement liés aux exigences de comportement (chapitre 4) s'appliquant à la structure support et guidées par celles des équipements supportés.

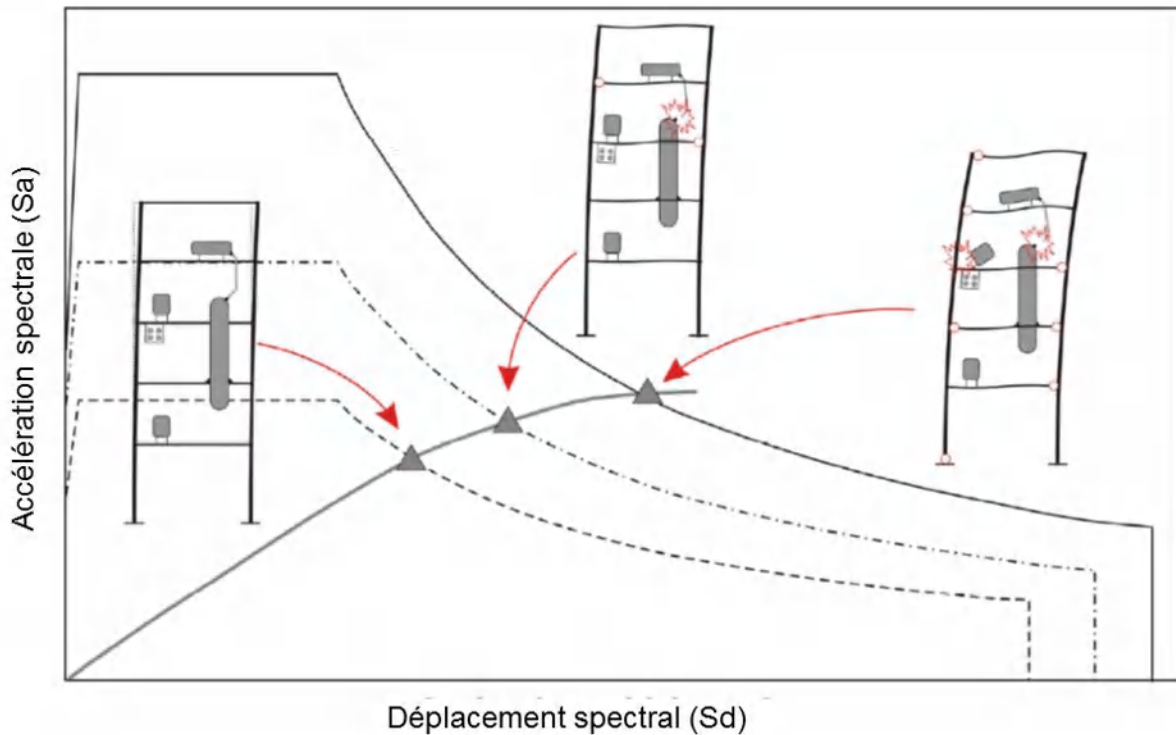


Figure 7-2 : Critères de vérification en déplacement de la structure support issus des exigences sur les équipements [R22]

La récolte de données complémentaires et la réalisation d'essais visent à diminuer les incertitudes des modèles de calcul et le conservatisme des méthodes utilisées.

Ainsi en l'absence de plans des structures support et des ancrages, il existe des procédés de relevés ou d'essais en fonction des matériaux ou des composants à analyser :

- relevé sur site des dimensions des profilés métalliques pour des structures en acier,
- essais en laboratoire et mesures in situ pour estimer les caractéristiques réelles du béton ou la position et les quantités des ferrillages.

Des essais de vibration in-situ peuvent aussi être réalisés pour mieux estimer les fréquences propres des structures et/ou des équipements. Il faudra néanmoins bien estimer l'influence des éléments non structuraux ne participant pas à la réponse réelle sous séisme et celle des conditions aux limites ou de contact pouvant évoluer avec le niveau de sollicitation.

Des essais en laboratoire peuvent être réalisés pour bien évaluer l'effet de certaines dispositions constructives non prévues dans les règlements actuels.

7.2 Stratégies, méthodes et types de renforcement

Le rôle du renforcement sismique est l'amélioration du comportement sismique des structures. Cela peut être effectué par l'application de différentes stratégies. Le choix optimal de stratégie de renforcement repose sur une bonne compréhension du comportement dynamique des structures, et une bonne coordination des études d'ingénierie au fil des projets de réaménagement de l'ouvrage.

Le renforcement des structures vis-à-vis des actions sismiques requiert quelques actions spécifiques qui ne sont pas toujours d'usage dans le cadre d'un dimensionnement en statique simple. Il consiste en une combinaison de facteurs suivants :

- Amélioration de la rigidité,
- Amélioration de la résistance ultime,
- Amélioration de la capacité à la déformation,
- Amélioration de la répartition des masses.

Les stratégies de renforcement doivent tâcher de ne pas se concentrer de manière trop prononcée sur un seul de ces facteurs, sans en considérer les conséquences possiblement négatives sur les autres.

De plus, les stratégies de renforcement doivent prendre en considération les changements d'usages futurs de la structure. Dans certains cas, l'usage des ouvrages peut être amélioré simplement par la construction de nouveaux éléments structuraux.

Les stratégies recommandées dans le document suisse [R23] sont décrites ci-après. A l'exception de la stratégie 1 « améliorer la régularité », ces stratégies présentent l'intérêt de la simplicité, favorisant la modification d'une seule des caractéristiques de la structure (résistance ultime, ductilité, rigidité, amortissement, masse). Néanmoins en pratique, la modification d'une seule caractéristique de la structure n'est pas souvent réalisable. C'est pourquoi la plupart du temps les stratégies sont souvent combinées entre elles.

Le comportement structurel avant et après mise en œuvre d'un renforcement sera illustré au moyen de courbes dites de capacité. Ces courbes de capacité expriment de manière simplifiée la variation de la force latérale équivalente en fonction du déplacement horizontal du bâtiment, et rendent possible la comparaison entre la capacité de déformation du bâtiment et la déformation du bâtiment engendrée par le séisme. Une explication détaillée de cette courbe de capacité peut être consultée dans le guide AFPS sur les méthodes en déplacement [R56] ou la norme suisse [R28].

7.2.1 Stratégie 1 : Amélioration de la régularité

En principe, bon nombre de structures à renforcer nécessitent une amélioration de la régularité de distribution en plan et en élévation de leurs raideurs et de leurs masses. Les éléments de renforcement doivent être conçus de manière à ce que le nouveau système structurel formé par leur ajout respecte lui-même cette régularité.

Un exemple d'application simple de cette stratégie est la transformation de deux moitiés de bâtiment initialement disjointes, avec des systèmes de contreventement excentrés, en un seul système structurel compact symétriquement contreventé (cf. Figure 7-3).

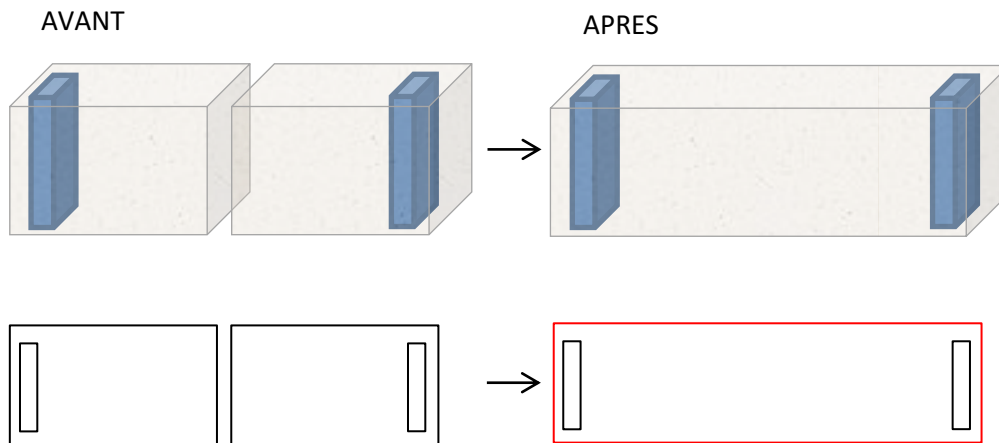


Figure 7-3: Stratégie de renforcement "Amélioration de la régularité en plan"

Un autre exemple d'application de cette stratégie de renforcement est l'introduction d'un nouveau système de contreventement métallique dans un rack de stockage à niveau présentant une transparence, améliorant ainsi la régularité du système de contreventement en élévation.

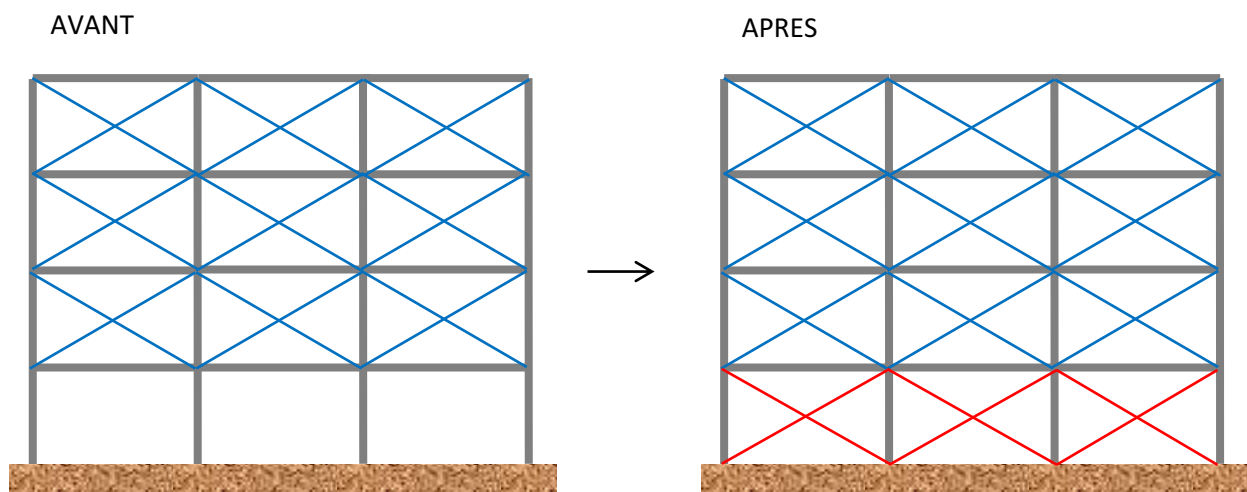


Figure 7-4 : Stratégie de renforcement "Amélioration de la régularité en élévation"

7.2.2 Stratégie 2 : Renforcement de la résistance

Une stratégie classique consiste à renforcer la résistance des systèmes structuraux existants par la construction de nouveaux éléments de bâtiments, ou simplement par le renforcement des éléments existants. Avec cette stratégie, la résistance et la raideur du bâtiment sont améliorées, alors que la capacité de déformation est pratiquement inchangée. Grâce à une meilleure raideur, les déformations sous séisme peuvent devenir inférieures à la capacité de déformation du bâtiment.

Ci-dessous un exemple d'amélioration de la résistance d'un bâtiment béton armé à travers l'ajout d'un voile de contreventement supplémentaire.

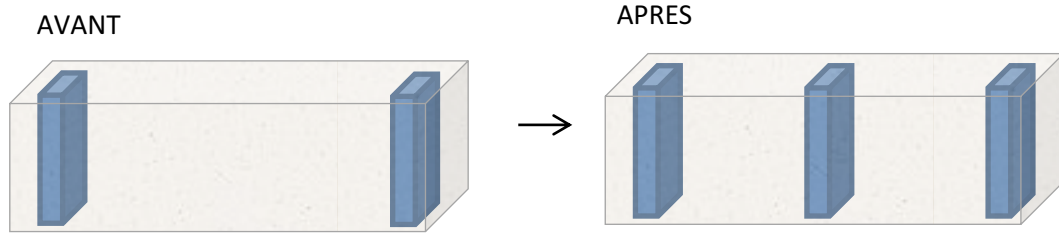


Figure 7-5 : Stratégie "renforcement de la résistance" par ajout d'un élément structurel

Un autre exemple de renforcement par amélioration de la résistance des systèmes structuraux est le renforcement local ou le remplacement d'un élément de structure :

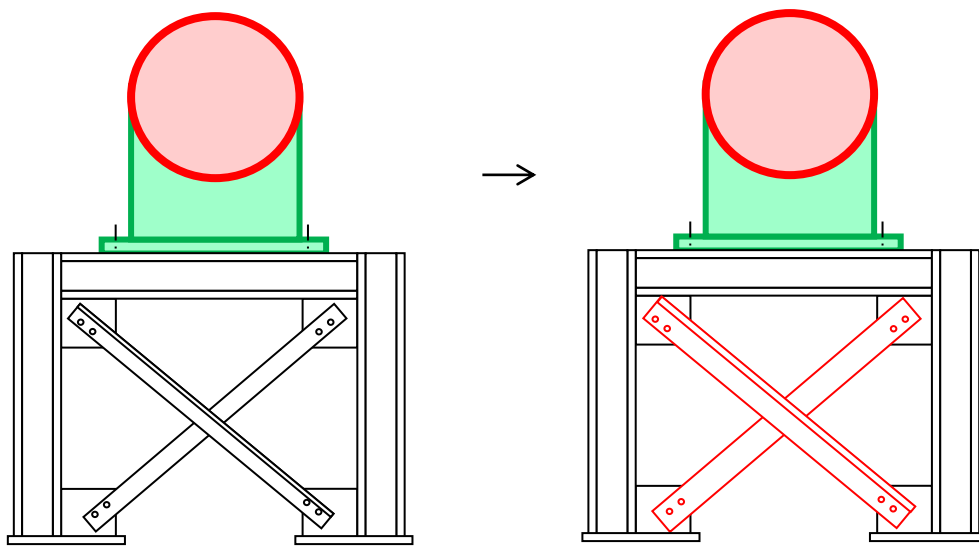


Figure 7-6 : Stratégie "renforcement de la résistance" par remplacement d'un élément structurel par un autre élément plus résistant

Le diagramme force- déplacement de la stratégie « renforcement de la résistance » est présenté schématiquement dans la Figure 7-7 à travers les courbes de capacité du bâtiment existant, et du bâtiment renforcé.

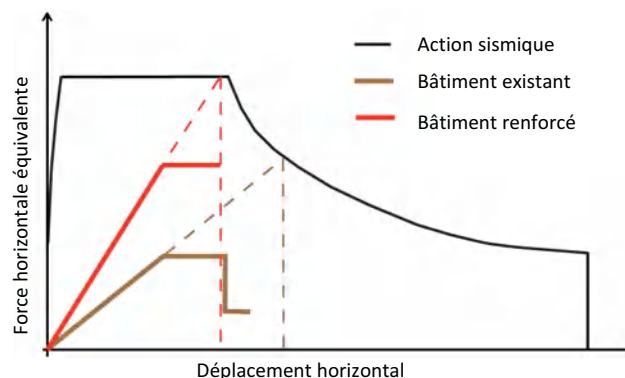


Figure 7-7 : Courbes de capacité de la stratégie "Renforcement de la résistance" [R23]

7.2.3 Stratégie 3 : Augmentation de la ductilité

La ductilité correspond à la capacité de déformation plastique d'un élément structural sollicité au-delà de sa limite d'élasticité. Les éléments structuraux fragiles, par exemple les murs en maçonnerie, peuvent être rendus plus ductiles par l'ajout de bandes de renforcement. Avec ce dispositif, la capacité de déformation (dans les domaines élastique ou plastique) est améliorée, alors que la résistance ultime et la raideur ne sont que peu augmentées (cf. Figure 7-8). L'exemple de la Figure 7-8 à droite est un mur de maçonnerie renforcé par des bandes de fibre de carbone.

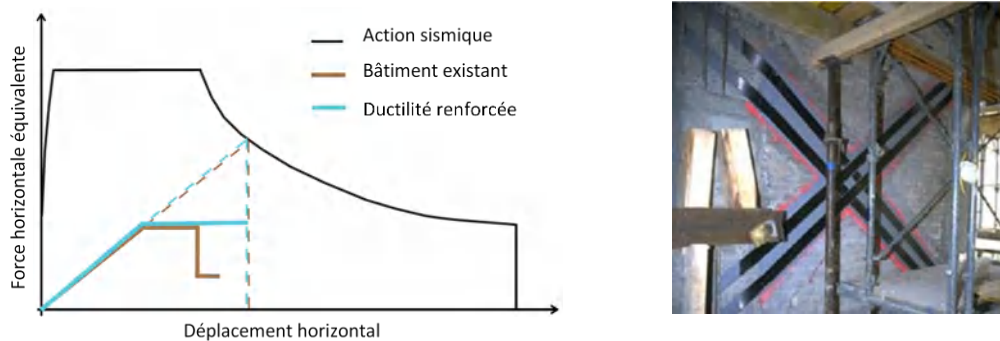


Figure 7-8 : Courbes de capacité de la stratégie de renforcement "Augmentation de la ductilité" [R 23]

7.2.4 Stratégie 4 : Assouplissement

L'assouplissement, autrement dit la réduction de la raideur d'un système structural, permet une diminution des sollicitations internes tout en augmentant simultanément les déplacements. Une application classique de cette stratégie est l'isolation sismique, consistant à insérer des appuis néoprènes frettés au niveau des interfaces d'appui.

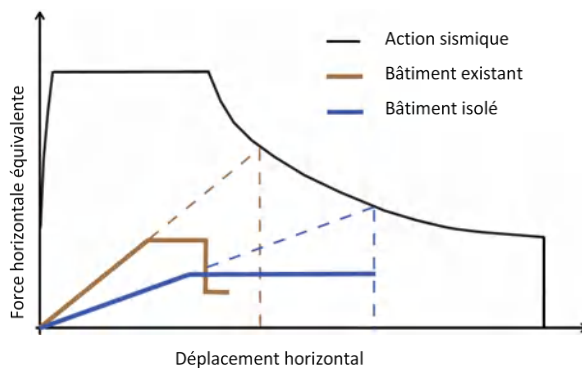


Figure 7-9 : Courbes de capacité de la stratégie de renforcement "Assouplissement" [R23]

NOTA : Une attention particulière devra être apportée aux éléments placés sur isolateurs, et qui sont en contact avec d'autres éléments. Avec la mise en place d'un isolateur, l'augmentation des

déplacements différentiels peut dégrader les interfaces (par exemple : réservoir vertical connecté à tuyauteries et placé sur isolateurs : risque de perte de l'exigence de confinement).

7.2.5 Stratégie 5 : Réduction des actions sismiques par amortissement

La stratégie 5 est sensiblement la même que la stratégie 4, sauf que le taux d'amortissement des isolateurs est plus important (>5%). Dans des régions à sismicité élevée dans lesquelles les déplacements seraient trop élevés (à cause du déplacement spectral à 0,5-1Hz), il faut rajouter de l'amortissement à l'isolateur (qui ne fait que changer la fréquence de la structure).

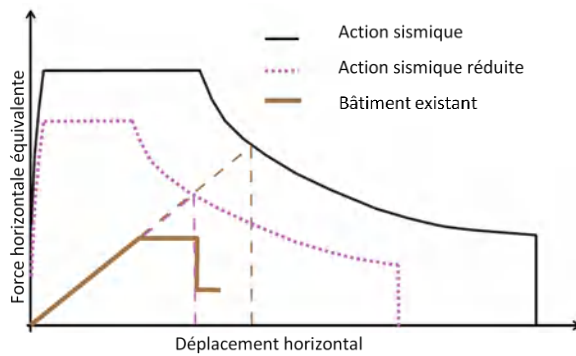


Figure 7-10 : Courbes de capacité pour la stratégie de renforcement "réduction des actions sismiques par amortissement" [R23]

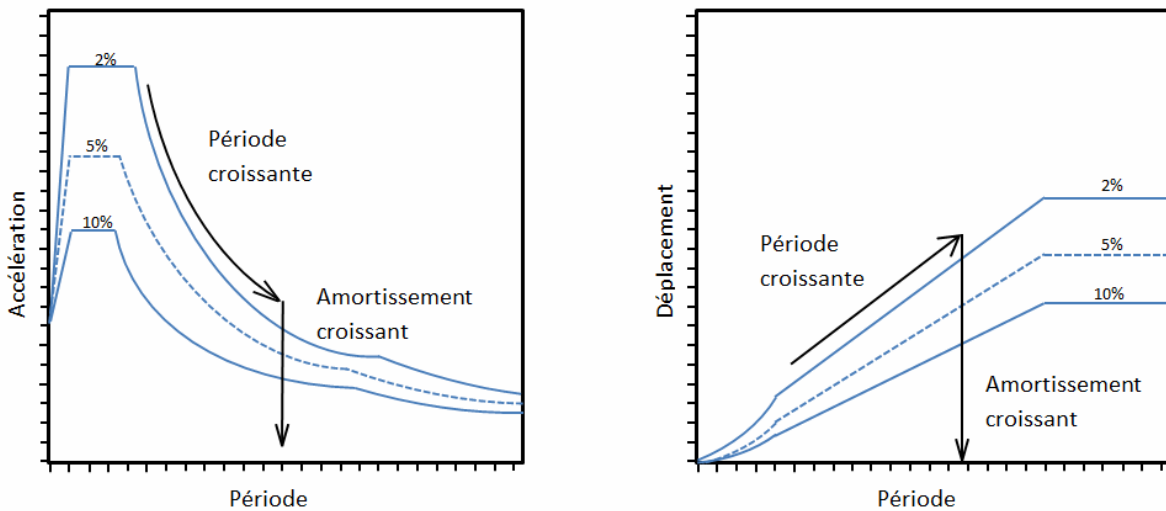


Figure 7-11 : Effet des isolateurs parasismiques avec amortissement sur la réponse des structures

7.2.6 Stratégie 6 : Réduction de la masse

Une autre stratégie consiste à réduire les sollicitations sismiques par diminution de la masse du bâtiment. Une réduction des sollicitations sismiques entraîne une réduction des contraintes dans les éléments structuraux. Une application courante de cette stratégie consiste dans un bâtiment à décharger la toiture ou les étages supérieurs. Mais la plupart du temps, une réduction des surcharges de plancher peut suffire.

Cette stratégie peut également s'appliquer dans le choix des éléments de renforcement, dont les plus légers seront préférés aux plus lourds.

7.2.7 Stratégie 7 : Changement de classification de la structure support

Un dernier recours n'impliquant pas de modifications structurelles consiste à changer la classification de la structure support en déplaçant l'équipement ERS. Un ERS peut ainsi être éloigné d'un OAP difficile à justifier ou de sa structure support dont les capacités de stabilité ou de confinement sont incertaines.

7.2 JUSTIFICATION DE L'EFFICACITE D'UN RENFORCEMENT

Il convient que les méthodes utilisées pour le diagnostic de la structure support soient appliquées à la structure support après renforcement, pour justifier l'efficacité des renforcements mis en œuvre.

L'ensemble des relevés effectués, des notes de calcul, des rapports d'essais effectués in-situ ou en laboratoire et des documents et photographies présentant la mise en œuvre des renforcements doivent être versés au dossier. Il convient de veiller à ce que le niveau de documentation soit suffisant pour pouvoir utiliser cette information pour d'autres structures support dans le cadre du retour d'expérience.

8 JUSTIFICATION DES ANCRAGES

Ce chapitre définit les principes applicables pour la justification des ancrages des équipements ou des ouvrages sur leur structure support. Il décrit les différentes familles d'ancrages existants, leur mode de fonctionnement et de mise en œuvre et précise les types d'ancrages dont la justification est couverte par ce guide (§8.1). La méthodologie de détermination des efforts à prendre en compte pour la vérification des ancrages est précisée dans le § 8.2 et les vérifications à mener pour la justification des différentes parties des ancrages sont détaillées dans le §8.3. Les efforts qui s'appliquent aux ancrages sont le résultat de la superposition des effets inertiels liés aux mouvements du matériel ancré et des effets cinématiques liés aux déplacements différentiels entre les ancrages, si ces derniers sont significatifs.

8.1 Définition des ancrages

8.1.1 Généralités

Les ancrages font globalement référence aux éléments mécaniques assurant un rôle dans l'interface entre l'équipement et son support. En réalité, comme explicité auparavant dans le guide, les ancrages peuvent concerner l'interface entre la structure support intermédiaire et la structure support principale. Cette partie du guide s'intéresse donc à l'interface entre la partie mécanique liée à un équipement pouvant inclure une partie de sa structure support (structure support intermédiaire), dans le cas par exemple d'une structure support intermédiaire métallique, et le Génie-Civil de la structure support principale quand il est en béton.

Toutes les autres interfaces s'apparentant à un ancrage, comme la liaison d'un équipement à sa charpente métallique support, peuvent être assimilées à des assemblages courants de la construction métallique. Les règles classiques, comme les règles de la norme EN1993-1-8 s'appliquant aux composants ou éléments de fixations habituels en acier, comme les profils, les plats, les boulons les soudures, sont des règles utilisables dans ces cas et ne sont pas reprises dans ce guide. Néanmoins, certains principes pour la détermination des efforts notamment, décrits dans ce guide et s'appliquant à ces assemblages, peuvent être avantageusement valorisés pour leur vérification avec ces règles.

Pour les cas détaillés dans ce guide, l'ancrage est donc généralement composé d'une plaque d'ancrage ou platine et de tiges d'ancrages s'intégrant au béton de supportage. Il est considéré que l'ancrage au sens large comprend la partie du béton qui assure le scellement et la diffusion des efforts transmis par les tiges et la platine.

Le rôle d'un ancrage est d'assurer la transmission des efforts entre l'équipement et sa structure support et de garantir à cet effet la compatibilité des déformations à l'interface permettant de satisfaire les conditions aux limites acceptables pour le fonctionnement de l'équipement notamment.

Dans le cadre de cette définition, il existe plusieurs types d'ancrages en fonction de leur mode de mise en place ou de leur mode de fonctionnement. Il est distingué :

- les ancrages passifs : chevillés et pré-scclés,
- les ancrages actifs : ancrages précontraints,
- les ancrages : traversant ou non, avec ou sans fourreau.

Dans ce guide sont abordés les ancrages passifs chevillés ou pré-scclés noyés dans le béton *a priori* non traversant. Certaines règles peuvent néanmoins être adaptées moyennant des précautions pour vérifier des ancrages passifs avec fourreau traversant s'il en est besoin.

Remarques sur les cas particuliers des ancrages précontraint et traversant :

- Les ancrages précontraints sont à privilégier quand la plaque d'ancrage doit rester continument en compression pendant le séisme notamment pour limiter au maximum les déplacements subis par l'équipement ancré. Ce peut être le cas de matériels sensibles devant rester opérables pendant un séisme et dont les exigences de fonctionnement précisent la nécessité du maintien en compression continue pendant le séisme. Pour les autres matériels ou pour des exigences moins contraignantes, la mise en place d'ancrages passifs est en général bien adaptée.
- Les ancrages avec des tiges traversantes sont généralement mis en œuvre quand l'épaisseur du support en béton n'est pas suffisante pour sceller l'ancrage compte tenu de l'intensité des efforts en jeu.
- La mise en place de fourreau est généralement liée à des exigences de remplacement périodique des ancrages, de mise en œuvre ou aux nécessités de leur maintenance pour vérifier leur niveau de tension et éventuellement la re-tension des ancrages précontraints. Dans certains cas il peut être important d'apprécier la prise en compte de la participation du fourreau dans les vérifications et la justification des ancrages.

Comme précisé précédemment, ces cas particuliers ne seront pas développés par la suite ; les paragraphes consacrés à la vérification des ancrages couvrent uniquement les ancrages passifs chevillés ou pré-scclés noyés dans le béton qui constituent la très grande majorité des ancrages mis en œuvre.

Pour les structures neuves, il est exclu d'installer d'ancrages dans les zones critiques de la structure porteuse en DCM ou DCH et donc d'ancrer les matériels dans les zones fortement dissipatives prévues pour dissiper l'énergie au cours du séisme.

8.1.2 Les ancrages chevillés

Les ancrages chevillés consistent à placer dans des trous perforés dans le béton des chevilles de fixation en acier ancrées par expansion, verrouillage de forme ou scellement. Les chevilles métalliques pour applications structurales peuvent donc être réparties en quatre catégories :

- les chevilles à expansion par vissage à couple contrôlé (type A)
 - les chevilles à expansion par déformation contrôlée (type B)
 - les chevilles à verrouillage de forme (type C)
 - les chevilles à scellement (type D)
- Pour les chevilles de type A, l'expansion est réalisée par l'application d'un couple de serrage sur une vis ou un écrou, l'intensité d'ancrage étant contrôlée par la valeur du couple appliqué.
 - Il convient de distinguer :
 - les chevilles à entretoise (cf. type A1, Figure 8-1) pour lesquelles le diamètre de perçage est supérieur à celui de la cheville,
 - les goujons à expansion (cf. type A2, Figure 8-1) pour lesquels le diamètre de perçage est identique au diamètre de la partie filetée.

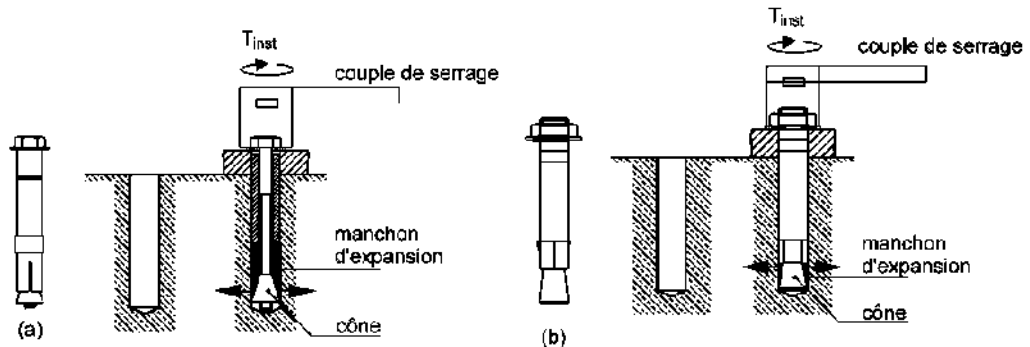


Figure 8-1 : Chevilles de type A1 (gauche) et A2 (droite)

- Pour les chevilles de type B, l'expansion est généralement obtenue par frappe sur un manchon ou un cône (cf. Figure 8-2).

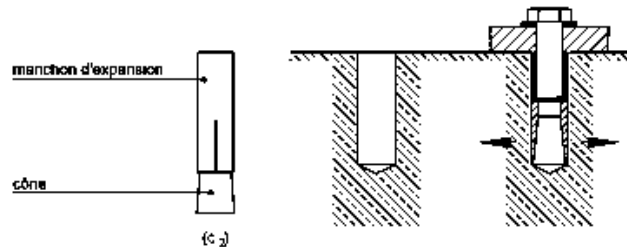


Figure 8-2 : Cheville de type B (expansion par frappe sur le corps)

- Pour les chevilles de type C, l'ancrage est assuré par un clavage mécanique par découpage d'une chambre dans le béton (cf. Figure 8-3).

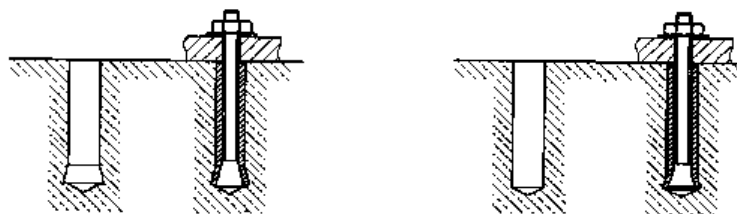


Figure 8-3 : Cheville de type C

- Pour les chevilles à scellement (type D), l'ancrage est assuré par collage des éléments métalliques sur la surface du trou par l'intermédiaire d'un mortier spécial et les efforts sont transmis au béton par adhérence aux interfaces mortier-béton et éléments métalliques-mortier.

Il est préférable pour les installations neuves de privilégier les chevilles de type A.

De manière générale, le principe de vérification applicable à toutes les catégories de chevilles consiste à définir la capacité résistante nominale des chevilles puis à l'affecter des effets liés à l'implantation des chevilles (effets de groupes, effets de bord, etc.), à la qualité du béton, à la

fissuration éventuelle du béton pour établir les vérifications des critères en traction, cisaillement et traction/cisaillement combinés. Chaque étape de ces vérifications est décrite dans le §8.3.1. Les ancrages pré-scclés

La catégorie de performance (au sens des homologations ATE ou ÉTÉ) des chevilles pour les ancrages neufs est C2. Tout autre choix doit être dûment justifié.

8.1.2 Les ancrages pré-scclés

Pour les ancrages pré-scclés, plusieurs configurations sont distinguées selon les caractéristiques de la tige d'ancrage :

- les ancrages par tige droite,
 - les ancrages par plaque d'appui noyée,
 - les ancrages par tige croisée.
- Les ancrages par tige droite ne conviennent que lorsque la profondeur d'ancrage (l_b) est suffisante pour permettre de mobiliser une force d'adhérence capable de reprendre les efforts de traction.

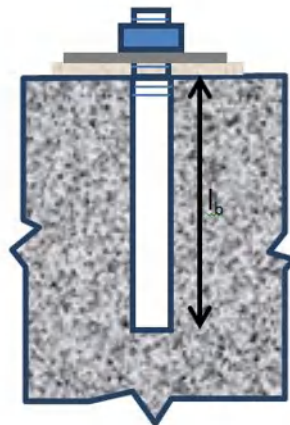


Figure 8-4 : Ancrage pré-scclé par tige droite

- Les ancrages par plaque d'appui noyée peuvent être réalisés à l'aide d'un boulon d'ancrage dont la tête éventuellement associée à une rondelle ou une plaque, soudée ou retenue par un écrou, sert de dispositif d'ancrage. La plaque doit être suffisamment rigide pour répartir uniformément sur la surface d'appui l'effort qu'elle exerce sur le béton et sa liaison avec la tige doit présenter une résistance adéquate pour assurer la transmission de l'effort de traction transitant dans la tige à la plaque. La condition de rigidité imposée à la plaque lui confère généralement une résistance suffisante. Cette disposition est particulièrement bien adaptée quand la profondeur d'ancrage est limitée. Des dispositions constructives applicables au massif de supportage doivent accompagner ce type d'ancrage compte tenu de la nature des efforts transmis dans le béton (calage de la tête dans une réservation, frettage du cône d'arrachement, etc.).

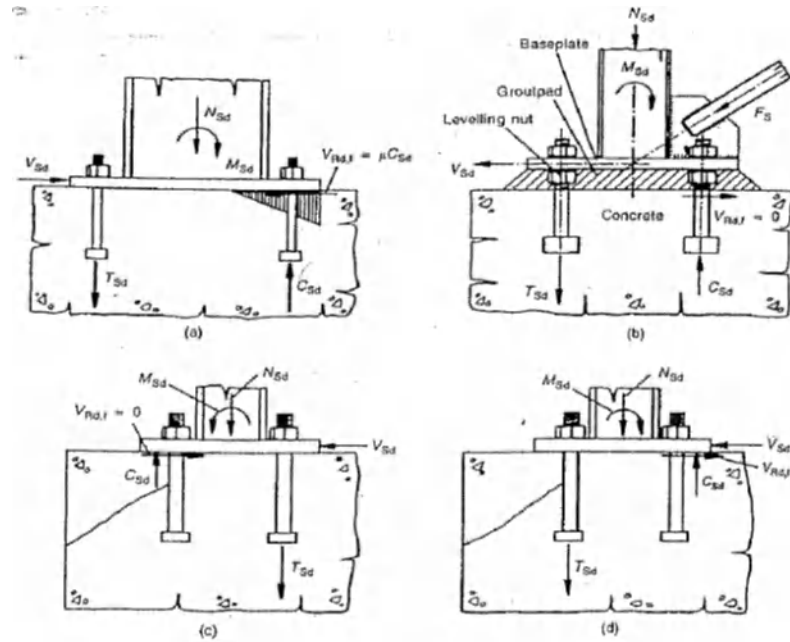


Figure 8-5 : Ancrage pré-scélé par tige droite munie d'une plaque d'appui noyée

- Les ancrages par tiges crossées avec ou sans clé d'ancrage améliorent le système d'ancrage par tige droite en majorant l'adhérence au droit de la partie crossée. Le crochet vient généralement se placer pour ramasser les armatures d'un lit calé à la profondeur d'ancrage, quand il est mis en place dans une réservation. Des dispositions constructives propres à ce type d'ancrage, liées au rayon des mandrins à la fermeture du crochet sont explicitées dans le §8.3.3.2.



Figure 8-6 : Ancrage pré-scélé par tige crossée

8.2 Détermination des efforts d'ancrage

8.2.1 Généralités

Les efforts transmis aux interfaces sont déterminés soit à partir des modèles d'équipements auxquels sont appliquées les accélérations leurs structures support (intermédiaire et principale) auxquels sont appliqués les spectres de sol (prise en compte du couplage).

Suivant les cas, les efforts pris en compte pour la vérification des ancrages sont :

- le torseur « global » (efforts normaux, moments fléchissant et efforts tranchants) issu du calcul au niveau de l'interface (par exemple, avec un élément de charpente métallique), représenté schématiquement sur la Figure 8-7,
- les efforts « locaux » de traction et de cisaillement s'appliquant directement sur la tige d'ancrage ou la bêche, et les efforts de pression localisée s'appliquant sur l'interface.

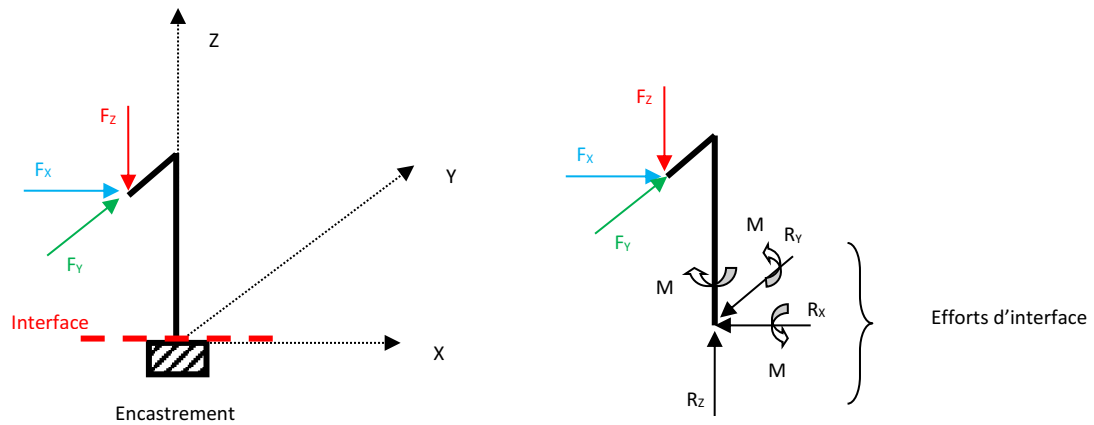


Figure 8-7 : Exemple d'efforts d'interface

La détermination des efforts de traction et cisaillement sur chaque tige d'ancrage et de la compression transmise localement à partir des efforts généralisés doit refléter le comportement mécanique de l'interface avec la structure support.

Une vigilance particulière est nécessaire pour bien modéliser les interfaces en fonction des dispositions constructives de détail :

- L'éventuelle précontrainte de boulons ou de tiges d'ancrages peut modifier la modélisation des conditions aux limites ;
- les assemblages ou ancrages boulonnés avec jeux anisotropes (trous oblongs) souvent requis pour éviter des efforts parasites sous déformations thermiques peuvent être des appuis fixes dans une direction et glissants dans une autre, l'amplitude des jeux comparée aux déplacements sismiques peut aboutir à des modélisations différentes suivant l'amplitude du séisme considéré (cf. Figure 8-8) ;

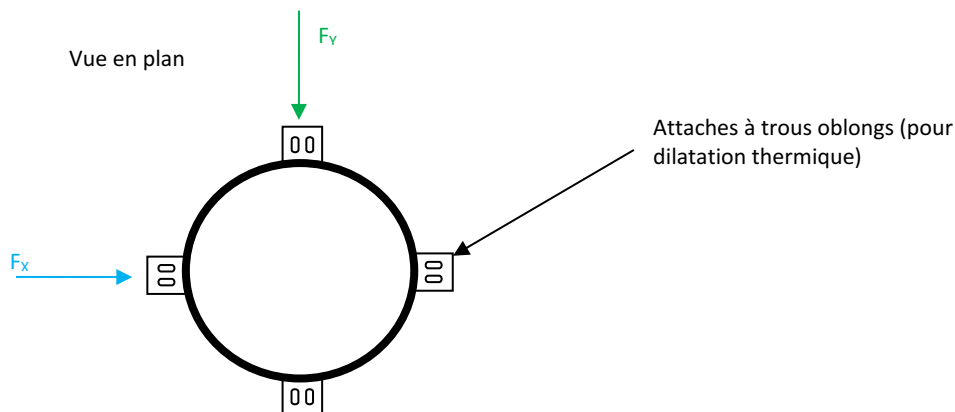


Figure 8-8 : Exemple de configuration avec des jeux anisotropes conditionnant la reprise des efforts dans chaque direction

- La répartition des efforts dans les tiges d’ancrages peut dépendre de la rigidité de la plaque d’ancrage ou de la disposition des tiges dans le massif (cf. Figure 8-9, Figure 8-10, Figure 8-11).

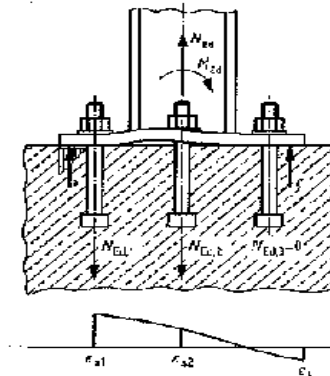


Figure 8-9 : Exemple de distribution des efforts sur un ancrage muni d’une platine non rigide soumis à un effort normal et un moment fléchissant

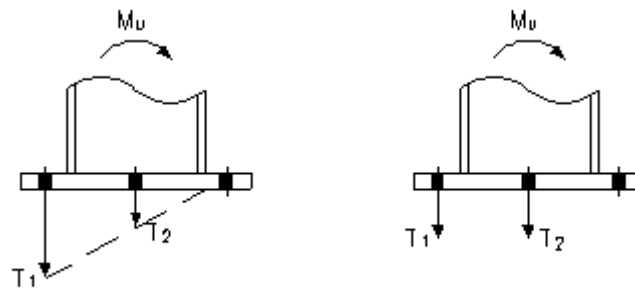


Figure 8-10 : Exemples de distribution des efforts dans les ancrages dans le cas d’une analyse élastique et dans le cas d’un comportement ductile des ancrages (analyse plastique)

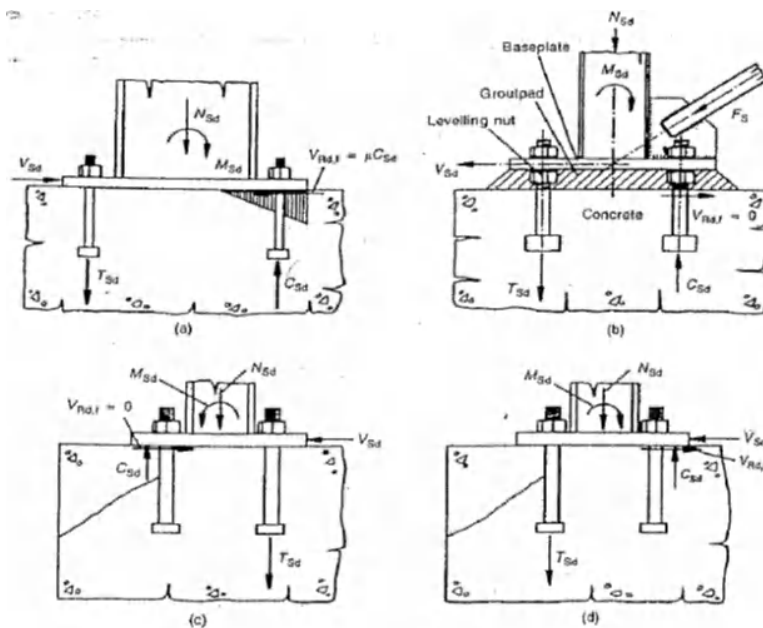


Figure 8-11 : Exemples de distribution d’effort et de reprise de l’effort tranchant pour différentes configurations d’implantation de l’ancrage : reprise de l’effort tranchant possible pour les cas (a) et (d) et déconseillée pour les cas (b) et (c)

- Enfin, la modélisation d'une liaison encastrée suppose l'absence de rotation de l'ancrage, ce qui impose une rigidité minimale en rotation qui peut être évaluée pour certaines configurations d'ancrage en utilisant les indications données dans la norme NF EN 1993-1-8.

Les exemples susmentionnés sont indicatifs et illustrent la problématique du mécanisme de transfert des efforts d'interface qui requiert en général une analyse spécifique par un spécialiste en la matière, c'est-à-dire ayant une bonne connaissance du comportement de l'équipement de ses ancrages et de la structure support.

8.2.2 Concomitance des efforts

Le dimensionnement des ancrages nécessite généralement la détermination de l'effort normal (N), de(s) l'effort(s) tranchant(s) (V) et du(es) moment(s) fléchissant(s) (M), sauf quand la modélisation permet d'obtenir directement les sollicitations dans les différentes parties de l'ancrage. Le torseur M, N, V est ensuite appliqué au système d'ancrage moyennant la prise en compte des précautions énoncées au §8.2.1 pour apprécier les sollicitations dans les tiges d'ancrages ou le béton par exemple, et procéder aux vérifications correspondantes détaillées plus loin dans ce chapitre. Il reste que les efforts sismiques souvent calculés de manière indépendante pour chaque direction de séisme doivent être combinés pour restituer les sollicitations tridimensionnelles liées à l'action sismique, puis combinés aux autres sollicitations liées aux autres actions susceptibles d'agir en même temps que le séisme (autres cas de charges).

Le mot « concomitance » désigne par la suite :

- la concomitance des directions X, Y, et Z, et des sollicitations (M, N, V),
- la concomitance avec d'autres cas de chargement quasi-permanents ou variables.

Dans le cas d'une analyse sismique simplifiée ou s'appuyant sur un calcul modal spectral, seules les valeurs maximales de chaque composante de la sollicitation sont généralement accessibles. Elles peuvent correspondre à des directions de séisme différentes et ne sont généralement pas concomitantes.

Il est admis de les cumuler suivant la règle de Newmark en retenant pour le maximum d'une grandeur utile le cumul de sa valeur maximale issue de l'action sismique dans une direction donnée et de 0,3 fois sa valeur maximale issue de l'action sismique dans les autres directions. Soit, par exemple pour l'effort tranchant dans la direction X :

$$V_X = \max \begin{pmatrix} \pm V_{XX} \pm 0.3V_{XY} \pm 0.3V_{XZ} \\ \pm 0.3V_{XX} + V_{XY} \pm 0.3V_{XZ} \\ \pm 0.3V_{XX} \pm 0.3V_{XY} \pm V_{XZ} \end{pmatrix}$$

Pour le cumul des effets du séisme dans les 3 directions, il est également admis un cumul quadratique des efforts correspondants soit :

$$V_X = \sqrt{V_{XX}^2 + V_{XY}^2 + V_{XZ}^2}$$

De même, les maxima des sollicitations M, N et V ne sont généralement pas concomitants. Lorsque des vérifications nécessitent de cumuler leurs effets, il peut être envisagé de chercher à définir leur

domaine de concomitance pour limiter les conservatismes dans les calculs. Dans le cas contraire, les effets des maxima de ces grandeurs sont cumulés.

Conformément aux prescriptions de l'EUROCODE 8, l'action sismique est cumulée avec les actions quasi-permanentes et variables. La valeur des actions variables s'exprime comme une fraction déterminée de la valeur caractéristique définie par un facteur de simultanéité ψ_2 . Les différents facteurs correspondants aux différentes actions variables sont rappelés dans le guide de méthodologie générale.

Il est rappelé qu'en règle générale, les actions sismiques et les actions accidentelles induites par le séisme ne sont pas considérées comme concomitantes ; cependant, en cohérence avec l'étude de danger sismique, des vérifications complémentaires spécifiques peuvent être nécessaires.

8.2.3 Prise en compte des non-linéarités de l'ancrage et de l'équipement

Les efforts transmis au niveau des interfaces peuvent dépendre des non-linéarités qui se développent dans l'équipement et au niveau de son supportage. Ces non-linéarités peuvent être liées à la plastification de parties de l'équipement ou de la structure métallique supportée, à l'allongement des tiges d'ancrages, à la souplesse de la plaque d'ancrage ou encore au décollement de l'équipement engageant ou pas la plastification de ses ancrages.

- Quand des non-linéarités se produisent dans la structure support principale (ou secondaire), leur effet peut être pris en compte dans le cas d'un calcul élastique équivalent, soit en réduisant le spectre de sol ou l'accélération du sol (au pic ou à période nulle) conformément aux prescriptions de l'EUROCODE 8 servant au calcul élastique des sollicitations, soit en réduisant le spectre de plancher conformément aux prescriptions du § 5.2.2 (la réduction ne concernant pas les basses fréquences du spectre).
- Quand les non-linéarités se produisent dans l'équipement lui-même, leurs effets peuvent être pris en compte dans un calcul élastique équivalent prenant en compte un coefficient de comportement propre à celui-ci traduisant la limitation des efforts inertiels ou des accélérations que l'équipement peut subir. Ce coefficient dépend de la fréquence de l'équipement qui doit être comparée à la fréquence prépondérante de la structure support principale. Son mode de détermination est défini dans le présent chapitre.
- Quand les non-linéarités se produisent au niveau des ancrages, leur effet conduit à majorer le coefficient de comportement propre à l'équipement. Ces non-linéarités sont aussi prises en compte dans la répartition des efforts dans la section d'ancrage, le torseur global étant affecté du coefficient de comportement majoré si besoin (équipement + ancrages) pour l'évaluation des efforts.

Ces principes ne sont évidemment pas valables si la modélisation permet directement de valoriser les non-linéarités dans les différentes parties des ancrages lors du calcul sismique. Il en va de même des autres non-linéarités liées à l'équipement ou la structure support, si elles sont directement prises en compte dans la modélisation.

Les réductions des accélérations ou des spectres de calculs sont supposées inclure la réduction liée à l'augmentation de l'amortissement qui généralement accompagne le développement des non-linéarités pour la structure comme pour l'équipement.

Lorsque des modèles couplés sont utilisés, un coefficient de comportement global calculé à partir des coefficients de comportement de la structure support et de l'équipement doit être pris en compte.

La notion de coefficient de comportement est largement répandue dans les calculs sismiques des structures de Génie-Civil. Elle est moins courante dans le cas des équipements pour lesquels il est généralement fait référence aux sollicitations primaires et secondaires. Seules ces dernières traduisent la nature des sollicitations imposées sous forme de déformations plutôt que d'efforts imposés permettant de valoriser la réduction des efforts élastiques équivalents appliqués à l'équipement pour représenter les effets de l'action sismique sur celui-ci. Cette réduction s'interprète comme un coefficient de comportement au même titre que celui qui s'applique au calcul des bâtiments ou des structures supports.

Néanmoins, la grande diversité des équipements envisageables et notamment le fait que leur fréquence fondamentale peut être nettement supérieure à celle de la structure support, conduit à limiter ce coefficient de comportement quand l'équipement est trop raide par rapport à son support et qu'en conséquence, l'action sismique se traduit par des sollicitations de type primaire qui n'autorisent aucune réduction des efforts élastiques appliqués à l'équipement. Il en résulte que le coefficient de comportement de l'équipement dépend du rapport de sa fréquence fondamentale à celle de sa structure support.

Cette dépendance peut être résumée en utilisant les spectres de planchers réduits pour la détermination des efforts d'ancrage conformément aux principes suivants :

- lorsque l'équipement est rigide par rapport à la structure porteuse ($f_E > 2f_P$), le mouvement vibratoire sollicitant l'équipement est une force imposée et aucune réduction des efforts élastiques n'est admise : $\rho_E = 1$
- lorsque l'équipement et la structure ont des fréquences prépondérantes similaires, le mouvement vibratoire sollicitant l'équipement est une énergie injectée et le facteur de réduction vaut environ $\rho_E = \sqrt{2q_E - 1}$ où q_E est le coefficient de comportement de l'équipement ;
- lorsque l'équipement est souple par rapport à la structure porteuse ($f_E > \frac{f_P}{2}$), le mouvement vibratoire sollicitant l'équipement est un déplacement imposé et le facteur de réduction est égal au coefficient de comportement q_E de l'équipement : $\rho_E = q_E$

La comparaison entre la fréquence fondamentale de l'équipement et la fréquence de la structure support peut se faire en fonction de la position de la fréquence fondamentale de l'équipement par rapport au pic ou au plateau du spectre de plancher, f_P désigne alors la fréquence haute et basse du plateau. Pour les valeurs intermédiaires, une interpolation linéaire du spectre en fréquences est admise.

La valeur des coefficients de comportement des équipements à fréquence nulle (q_E) est définie dans les guides appropriés. À défaut, la valeur du coefficient de comportement minimale acceptable en fonction des exigences de comportement du matériel étudié est :

- $q_E = 1,5$ pour l'exigence de stabilité ou d'intégrité,
- $q_E = 1,0$ pour l'exigence d'opérabilité.

Lorsque les effets des non-linéarités de l'équipement sont cumulés aux effets des non-linéarités de la structure support, il y a lieu de vérifier que le facteur de réduction résultant reste inférieur ou égal au coefficient de comportement de la structure vérifiée.

Ci-dessous une représentation de la variation des facteurs ρ_P et ρ_E en fonction des rapports de fréquence de l'équipement et de sa structure support :

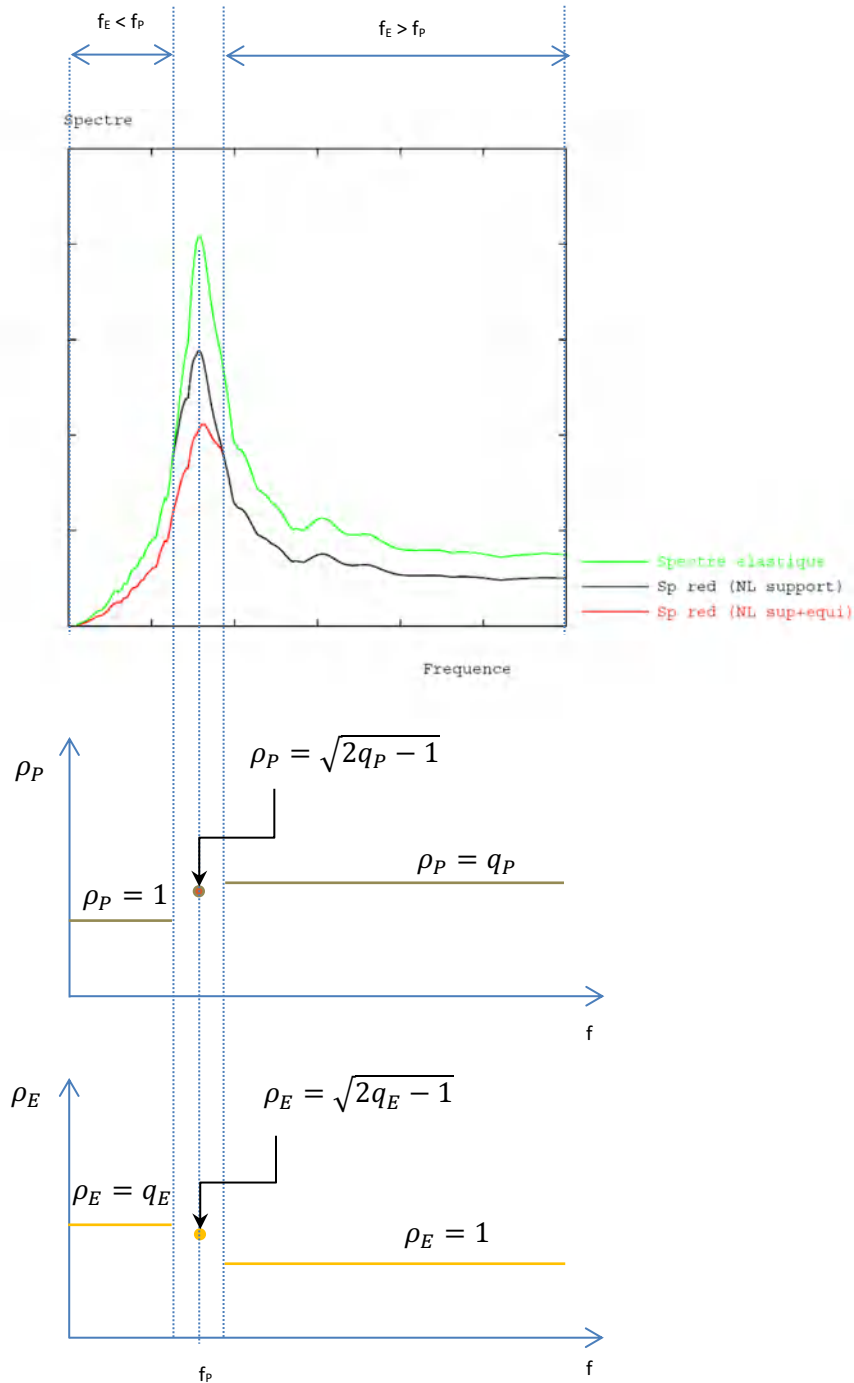


Figure 8-12 : Variation des coefficients de réduction ρ_E et ρ_P en fonction de la fréquence

Dans le cas où des coefficients de comportement supérieurs à 1,0 pour la structure ou l'équipement sont utilisés pour le calcul des ancrages, il est important de vérifier que la ductilité appelée au cours du séisme correspond bien à l'apparition de non-linéarités justifiant les valeurs des coefficients de comportement :

- soit parce que la structure ou l'équipement a été dimensionné en conséquence,
- soit, pour la justification d'une structure existante, en ayant vérifié que le niveau sismique auquel l'installation doit être vérifiée conduit bien à la dissipation d'énergie attendue.

Sur la base du torseur d'efforts définis selon les principes évoqués plus haut, les ancrages peuvent être dimensionnés en intégrant leur comportement non-linéaire. Le cas échéant, les ancrages doivent posséder une ductilité capable suffisante. Un ancrage ductile est un ancrage dont le mode de ruine et le dimensionnement associé, sont gouvernés par la rupture d'un critère portant sur l'acier et non sur le support béton.

Pour garantir la ductilité d'un système d'ancrage, il faut donc comparer les niveaux de résistance de ce dernier pour les critères portant à la fois sur le béton et sur l'acier et il convient de considérer qu'un ancrage est ductile quand la résistance minimum fournie par les critères se rapportant au béton est supérieure d'au moins 20% à la résistance maximum fournie par les critères portant sur l'acier pour les modes de fonctionnement concernés de l'ancrage.

Le caractère ductile d'un ancrage peut par exemple être obtenu en réduisant la section de la partie libre des tiges d'ancrages et en sur-dimensionnant la partie noyée dans le béton, en laissant une longueur libre suffisante pour que l'allongement de la tige dans cette zone permette d'atteindre le niveau de ductilité souhaité.

Le dimensionnement ou la vérification d'un ancrage à partir du torseur global peut donc se faire :

- (a) soit en considérant un comportement ductile de l'ancrage si les principes susmentionnés sont vérifiés,
- (b) soit sans considérer un comportement ductile de l'ancrage même si les principes susmentionnés sont vérifiés,
- (c) soit en considérant un comportement élastique de l'ancrage parce que les principes susmentionnés ne sont pas vérifiés.

Dans le cas d'un comportement supposé élastique de l'ancrage, cas (b) ou (c), la répartition du torseur global d'efforts dans les éléments du système d'ancrage peut être considérée comme élastique linéaire. Dans le cas d'un comportement ductile, cas (a), la répartition des efforts tient compte des non-linéarités pour les éléments du système d'ancrage supposés avoir atteint leur limite élastique.

Un coefficient de majoration doit être pris en compte dans le dimensionnement des ancrages neufs pour les modes de rupture fragiles (cas (c)). Pour ces modes, le coefficient de majoration est pris égal à $\frac{1+\rho_E}{2}$ sans pouvoir être inférieur à 1,5, où ρ_E désigne le coefficient de réduction des efforts élastiques définis plus haut et dépendant du coefficient de comportement de l'équipement.

Dans les autres cas (a) ou (b), un coefficient de majoration de 1,25 est appliqué aux efforts à prendre en compte pour le dimensionnement des ancrages (neufs), que la ductilité des ancrages soit valorisée ou non dans la répartition des efforts, pour garantir que l'ancrage ne constitue pas un point faible de la structure ou de l'équipement.

Ce coefficient de majoration peut être ramené à 1,0 si il peut être facilement démontré que la méthode de détermination du torseur d'efforts à prendre en compte pour le dimensionnement des ancrages est suffisamment conservatrice (cas d'un calcul entièrement élastique pour la structure support et l'équipement).

8.3 Calculs de justification des ancrages

8.3.1 Principes généraux de la justification des ancrages

La justification des ancrages des équipements peut se faire :

- par calcul, en appliquant les recommandations et les vérifications définies dans ce guide,
- par essai, en simulant sur un banc d'essai ou *in situ* les sollicitations représentatives de l'action sismique considérée pour la justification de l'installation,
- par comparaison en se basant sur des calculs comparables ou en exploitant le retour d'expérience post sismique sur des ancrages et des équipements équivalents.

Une approche mixte peut aussi permettre de justifier la tenue des ancrages quand certains essais valident une partie du calcul permettant par exemple de « caler » une modélisation.

La justification par le calcul des ancrages est essentiellement abordée dans les paragraphes suivants. Les méthodes des Eurocodes (EC3-1-8 et EC2-4) sont applicables. En alternative, la méthode proposée dans ce document peut également être appliquée.

8.3.2 Justification des ancrages chevillés

8.3.2.1 Principes de justification des ancrages chevillés

Pour les ancrages chevillés, le principe de vérification repose sur la vérification de la capacité de la cheville en traction, en cisaillement et en traction-cisaillement quand la cheville est soumise simultanément à ces deux types de sollicitations. Ces vérifications s'écrivent symboliquement comme suit :

$$\frac{N_E}{N_R} \leq 1 \quad (\text{vérification du critère en traction})$$

$$\frac{V_E}{V_R} \leq 1 \quad (\text{vérification du critère en cisaillement})$$

$$\frac{N_E}{N_R} + \frac{V_E}{V_R} \leq 1 \quad (\text{vérification du critère en traction – cisaillement})$$

N_E et V_E représentent la traction et l'effort tranchant appliqués à la cheville suite à la détermination du torseur d'effort s'appliquant sur l'ancrage.

N_R et V_R représentent les capacités résistantes de la cheville en traction et en cisaillement. Les capacités résistantes des chevilles sont déduites des capacités résistantes nominales affectées de coefficients pour tenir compte :

- du type de cheville,
- de l'implantation des chevilles (entraxe et distance aux bords),
- de la qualité du béton,
- de la fissuration du béton,

Le dernier critère peut être remplacé pour les ancrages existants par un critère moins conservatif qui s'écrit :

$$\frac{N_E}{N_R} \leq 1 \quad \text{pour} \quad \frac{V_E}{V_R} \leq 0.3$$

$$0.7 \frac{N_E}{N_R} + \frac{V_E}{V_R} \leq 1 \quad \text{pour} \quad 0.3 \leq \frac{V_E}{V_R} \leq 1$$

Les domaines correspondants sont représentés sur le graphique suivant :

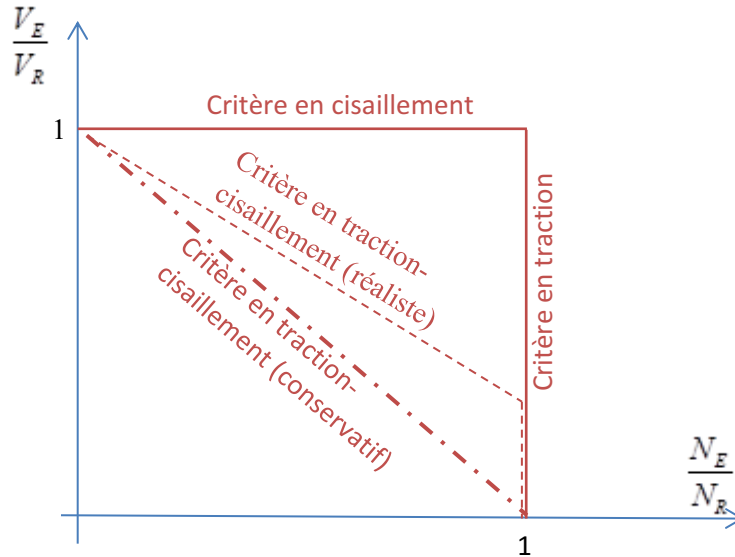


Figure 8-13 : Critères en traction et en cisaillement pour les ancrages chevillés existants

Pour des matériels sensibles, par exemple dans certains matériels comportant des relais, en fonction des exigences de fonctionnement prescrites par certains fournisseurs ou maître d'ouvrage, un dimensionnement en capacité des fixations peut assurer la sur-résistance nécessaire.

La définition des capacités nominales et des coefficients qui s'y appliquent discutés plus haut sont détaillés dans le §8.3.2.2.

8.3.2.2 *Justification des ancrages chevillés*

Les capacités résistantes des chevilles en traction (N_R) et en cisaillement (V_R) sont définies comme suit :

$$N_R = N_{nom} RT_N RS_N RE_N RC_N$$

$$V_R = V_{nom} RT_V RS_V RE_V$$

Avec N_{nom} et V_{nom} : capacités résistantes nominales en traction et en cisaillement

RT_N et RT_V : coefficients réducteurs liés au type de cheville

RS_N et RS_V : coefficients liés à l'entraxe des chevilles

RE_N et RE_V : coefficients réducteurs liés à la distance au bord libre

RC_N : coefficient réducteur lié à la fissuration du béton

Détermination de la résistance nominale

La résistance nominale des chevilles est généralement déterminée à partir de sa résistance moyenne à la ruine divisée par un coefficient de sécurité de 3. Ces résistances nominales ne dépendent que du diamètre de l'ancrage et ne sont pas spécifiques à un type de cheville.

Détermination de la résistance spécifique d'une cheville

Pour un type de cheville, les fabricants corrigent la résistance nominale définie plus haut par des coefficients en traction et en cisaillement pour obtenir la résistance nominale spécifique de chaque type de cheville, par le biais des facteurs notés RT_N et RT_V .

Quand le type de cheville n'est pas connu, ces coefficients prennent les valeurs suivantes par défaut :

	Diamètre nominal < à M10	Diamètre nominal > à M10
RT_N	0.5	0.6
RT_V	0.75	0.75

La résistance spécifique doit tenir compte de la résistance du béton. Les valeurs fournies par les constructeurs intègrent généralement l'effet de la résistance du béton.

Détermination des coefficients réducteurs liés à l'espacement entre chevilles

En notant D , le diamètre des chevilles, les coefficients RS_N et RS_V l'effet de groupe ou l'entraxe entre tiges noté S , sont déterminés comme suit :

$$\begin{aligned}
 RS_N &= 1 && \text{si } S \geq 10D \\
 &= \frac{S}{10D} && \text{si } 10D > S > 5D \\
 &= 0.5 && \text{si } 5D > S > 2.5D
 \end{aligned}
 \qquad
 \begin{aligned}
 RS_V &= 1 && \text{si } S \geq 2D \\
 &= 0.5 && \text{si } S < 2D
 \end{aligned}$$

Détermination des coefficients réducteurs liés à la distance aux bords libres

En notant E , la distance aux bords libre, et D le diamètre de la cheville, les coefficients RE_N et RS_V s'écrivent :

$$\begin{aligned}
 RE_N &= 1 && \text{si } E \geq 10D \\
 &= \frac{E}{10D} && \text{si } 10D > S > 4D
 \end{aligned}
 \qquad
 \begin{aligned}
 RE_V &= 1 && \text{si } E \geq 10D \\
 &= \left(\frac{E}{10D} \right)^{1.5} && \text{si } 10D > S > 4D
 \end{aligned}$$

Détermination des coefficients réducteurs liés à la fissuration du béton

Il convient de vérifier que l'ouverture des fissures est inférieure à 0.25 mm. Si plus de la moitié des ancrages est affectée par la fissuration, le facteur RC_N vaut 0.75. Cette valeur doit aussi être considérée quand la structure support en béton a été vérifiée ou dimensionnée en valorisant un coefficient de comportement supérieur à 1.5 notamment pour la détermination du torseur d'effort à appliquer aux ancrages. Dans les autres cas, on prendra $RC_N=1.0$.

Autres réductions

Pour des matériaux particulièrement sensibles aux sollicitations dynamiques, le maître d'ouvrage peut être amené à définir d'autres coefficients de réduction forfaitaires pour préserver son outil industriel réduisant la capacité résistante des ancrages chevillés. Ces réductions sont à établir au cas par cas en lien avec des études spécifiques.

8.3.3 Justification pour les ancrages pré-scillés

8.3.3.1 Principes de justification des ancrages pré-scillés

Pour toutes les configurations, l'ancrage doit être vérifié vis-à-vis des modes de rupture :

- par traction qui peuvent concerner, la tige, l'adhérence de la tige au béton (ou au produit de scellement et du produit de scellement au béton première phase si le parti constructif ne prévoit pas un pré-scellement en une seule phase), l'arrachement du cône de béton s'il n'est pas couvert par les armatures du Génie-Civil de la structure support,
- par cisaillement qui peuvent concerner la tige, le béton écrasé par pression diamétrale, l'arrachement d'un cône par effet de bord
- par compression par pression localisée au niveau de la platine ou de la plaque noyée ou de la bêche (voire de la crosse),
- par flexion de la platine voire de la partie libre des tiges d'ancrages.

Certaines vérifications concernent les effets combinés de la traction et du cisaillement.

Lorsque l'effort tranchant est important, les ancrages doivent être munis de bèches soudées sur les platines. L'effort tranchant est alors repris en totalité par ces bèches et il convient de vérifier la résistance à l'éclatement du béton situé devant la bêche (équilibre du coin de béton par exemple).

Pour justifier de l'ancrage, on vérifiera en fonction du mode de sollicitation que :

$$\frac{N_E}{N_R} \leq 1 \quad (\text{vérification du critère en traction})$$

$$\frac{V_E}{V_R} \leq 1 \quad (\text{vérification du critère en cisaillement})$$

$$\frac{N_E}{1.4N_R} + \frac{V_E}{V_R} \leq 1 \quad (\text{vérification du critère en traction – cisaillement})$$

N_E et V_E représentent la traction et l'effort tranchant appliqués à la tige suite à la détermination du torseur d'effort s'appliquant sur l'ancrage.

N_R et V_R représentent les capacités résistantes de l'ancrage en traction et en cisaillement.

Dans le cas où l'ancrage est soumis à un cisaillement et que la tige subit une flexion liée à l'excentricité des efforts tranchants (V_E ou $F_{v,Ed}$) s'appliquant sur une longueur libre de la tige, l'effort

de flexion est pris en compte en majorant l'effort de traction N_E par un effort de traction équivalent dans la tige $N_{E,V,Eq}$. Suivant les cas, l'excentrement (e) se calcule comme suit :

Description	Schéma	Excentrement
Platine d'assise seule avec trou surdimensionné		$e = t_p + d/2$
Bride sans mortier de calage		$e = h_v + d/2$
Trous de la platine surdimensionnés		$e = t_p$

Note : Les figures ci-dessus ne traitent que de l'excentrement et pas des dispositions constructives pour la reprise de l'effort tranchant

Figure 8-14 : Calcul de l'excentrement des efforts tranchants

L'effort de traction équivalent est alors donné par : $N_{E,V,Eq} = V_E \frac{e}{d} \frac{5\pi}{6}$.

Dans le cas d'ouvrages existants, la vérification en traction-cisaillement peut être remplacée par l'expression suivante :

$$\left(\frac{N_E}{N_R} \right)^\alpha + \left(\frac{V_E}{V_R} \right)^\alpha \leq 1$$

Avec α pouvant être pris égal à 5/3.

La comparaison des 2 critères en traction-cisaillement est illustrée sur le graphique suivant :

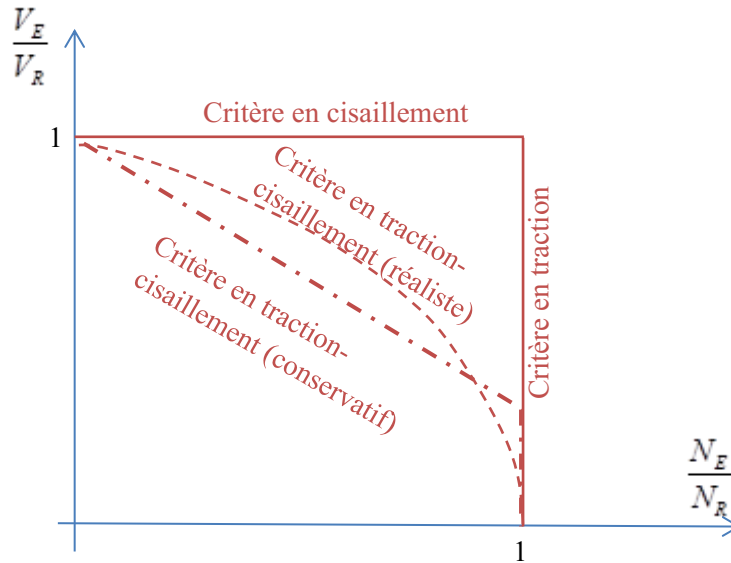


Figure 8-15 : Critères en traction et en cisaillement pour les ancrages préscellés existants

Le calcul des capacités résistantes d'un ancrage pré-scélé en traction et en cisaillement pour les différents modes de rupture, à savoir, la rupture de la tige en acier, la perte d'adhérence, l'arrachement du cône de béton, l'éclatement d'un bord du massif d'ancrage, l'écrasement du béton sous pression localisée dans le cas d'un ancrage par pièce noyée, l'écrasement du béton par pression diamétrale de la tige, est fourni dans le §8.3.3.2. Certaines dispositions constructives précisées dans ce paragraphe peuvent remplacer avantageusement certaines vérifications si elles permettent de s'affranchir du mode de ruine correspondant.

8.3.3.2 Justification des ancrages pré-scellés

Pour le dimensionnement d'ancrages dans une installation « neuve », les capacités de résistance en traction et en cisaillement sont déduites des caractéristiques et des principes issus des eurocodes (EC2 et EC3 notamment complétés par les parties de ces normes propres aux ancrages). Ces capacités de résistance sont détaillées ci-après.

Dans le cas d'une installation existante, il peut être décidé de vérifier les ancrages en s'appuyant sur un référentiel d'origine. Dans ce cas, les principes de vérifications restent généralement les mêmes mais les valeurs caractéristiques relatives aux matériaux et les coefficients de sécurité qui s'appliquent aux vérifications peuvent être différents. Les justifications détaillées plus loin doivent donc être adaptées en conséquence.

Résistance en traction de la tige d'ancrage

La résistance en traction de la section filetée d'une tige est donnée par :

$$F_{t,Rd} = \beta_p \min \left\{ \frac{0.9 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} ; \frac{f_{yb} A_s}{\gamma_{M0}} \right\}$$

Avec A_s : section résistante de la partie filetée

f_{ub} : résistance ultime à la traction de la tige

f_{yb} : limite d'élasticité de la tige

β_p : coefficient de qualité de fabrication valant 0.85 (sans justification) ou 1 si les tiges respectent les exigences de l'EN15048.

On adoptera les valeurs suivantes pour les coefficients partiels (AN de l'EC8-1) :

$$\gamma_{M2}=1.15$$

$$\gamma_{M0}=1.0$$

Capacité d'adhérence d'un ancrage droit

La contrainte ultime d'adhérence (en N/mm²) est donnée par l'expression suivante :

$$\text{- pour une barre lisse : } f_{bd} = \frac{0.36\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c}$$

$$\text{- pour une barre HA : } f_{bd} = \frac{2.25f_{ctk}}{\gamma_c}$$

Où f_{ck} : valeur caractéristique de la résistance à la compression sur cylindre du béton selon l'EN1992-1-1 (en N/mm²).

γ_c : coefficient partiel pour la résistance du béton égale à 1.3.

Pour une tige droite de diamètre (d) ancrée sur une longueur (l_b), la force de traction mobilisable par adhérence est donc :

$$F_{t,c,Rd} = \pi d l_b f_{bd}$$

Capacité d'adhérence d'un ancrage courbe

Dans le cas général d'un ancrage courbe, caractérisé par une tige de diamètre (d) de longueur droite ($\lambda_1 d$), croisé avec un rayon de courbure valant (ρd) sur une longueur cumulée valant ($\rho d \vartheta$) et prolongé par une longueur droite valant (λd), on démontre aisément que la force de traction mobilisable par adhérence s'écrit en cumulant les termes de frottement et d'adhérence :

$$F_{t,c,Rd} = \pi d \lambda_1 d f_{bd} + \psi(\theta) \pi d \rho d f_{bd} + \psi'(\theta) \pi d \lambda d f_{bd}$$

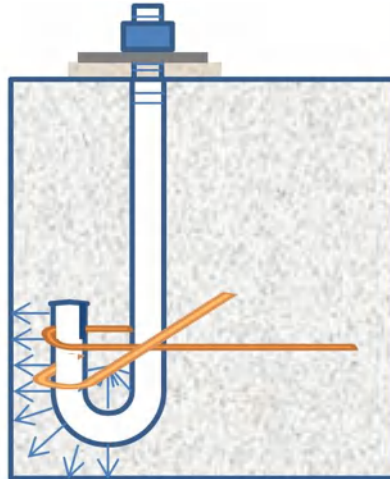
Avec $\psi(\theta) = \frac{1}{\mu} (e^{\mu\theta} - 1)$ où μ désigne le coefficient de frottement acier béton pris par défaut à 0.3.

Pour le cas particulier d'un ancrage en J, soit $\vartheta=90^\circ$, la formule précédente s'écrit tout calcul fait si $1.5 \leq \lambda \leq 2$:

$$F_{t,c,Rd} = \pi d (\lambda_1 + 6.4 \rho d + 3.5 \lambda d) f_{bd}$$

Si $\rho \geq 3$, le non-écrasement du béton n'est pas à vérifier. Pour des rayons de courbures inférieurs, il peut être tenu compte d'une dégradation de l'adhérence dans la zone courbe de l'ancrage, modifiant ainsi l'expression précédente et il convient par ailleurs de vérifier que la contrainte de compression dans le béton reste admissible.

Enfin, on peut disposer des coutures ou des ligatures et incliner les plans d'ancrages pour les éloigner d'un bord libre pour limiter le risque d'éclatement et de fendage liés au fonctionnement des ancrages courbes comme représenté sur le schéma ci-après.



Capacité de résistance en traction d'un ancrage avec pièce noyée

Dans le cas d'un ancrage par pièce noyée à la profondeur (l), d'épaisseur (t_r) et de rayon (r), la capacité résistante en traction de l'ancrage est principalement apportée par la résistance en compression du béton sous l'effet de la plaque d'appui noyée. Cette résistance s'exprime par :

$$F_{t,c,Rd} = k f_{cd} \pi \left(r^2 - \frac{d^2}{4} \right) \left(1 - \frac{r}{v} \right)$$

Avec $v = \min(l, d_1, p)$, d_1 et p étant respectivement la distance de l'ancrage au bord libre et p l'entre-axes des tiges

k : un coefficient de majoration de la résistance à la compression du béton traduisant l'effet de son confinement variant de 2.55 à 3.3

f_{cd} : résistance du béton défini selon l'EC2 ou l'EC8

Cette vérification suppose que la plaque d'appui est suffisamment rigide pour transmettre les efforts traction au béton de manière homogène et sans se déformer. Une condition suffisante pour satisfaire cette hypothèse est : $t_r \geq 0.3r$.

En général, l'effet de l'adhérence de la partie droite de l'ancrage est négligé. Pour la vérification des structures existantes, elle peut être valorisée dans l'expression de $F_{t,c,Rd}$ en ajoutant le terme correspondant soit : $\pi dl f_{bd}$.

Pour ce type d'ancrage, il est suffisant de vérifier les effets de la traction dans la tige à partir de l'expression précédente de $F_{t,c,Rd}$, à condition que le massif d'ancrage comporte un ferrailage approprié pour reprendre la formation d'un cône d'arrachement se développant depuis la plaque d'appui noyée jusqu'à la surface libre, et que les tiges d'ancrages descendent sous le niveau d'un lit de ferrailage de la surface opposée. Si ces dispositions ne sont pas vérifiées, il convient de calculer la résistance à l'arrachement du cône de béton pouvant se former au-dessus de la plaque noyée. Cette résistance peut se calculer par l'expression suivante :

$$F_{t,cc,Rd} = 3C_p l^2 \frac{f_{ct}}{\gamma_c}$$

Avec $C_p = \left(\frac{1}{2} + \frac{P}{2l} \right) \leq 1$

f_{ct} : résistance à la traction du béton selon l'EC2 ou l'EC8.

Si le cône d'ancrage interfère avec un bord libre ou l'interface entre un produit de scellement et un béton de 1^{ère} phase, l'expression précédente doit être adaptée pour tenir compte d'un cône réduit et éventuellement du frottement à l'interface produit de scellement-béton 1^{ère} phase.

Dans le cas où les cônes de plusieurs tiges d'ancrage interfèrent, il convient de vérifier l'arrachement du cône de béton du groupe d'ancrage en interférence.

Résistance au cisaillement

Conformément à l'EN 1993-1-8, la résistance au cisaillement de la tige d'ancrage est donnée par :

$$F_{vb,Rd} = \frac{(0.44 - 0.0003 f_{yb}) f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$$

Pour les installations existantes, il est aussi permis d'évaluer cette résistance sur la base de l'expression simplifiée suivante :

$$F_{vb,Rd} = 0.7 A_s f_{yb}$$

En l'absence de butée ou de bêche, les efforts de cisaillement se reportent sur le béton par pression diamétrale de la tige d'ancrage. La résistance limite mobilisable sous l'effet de cette pression diamétrale est donnée par les expressions suivantes :

$$F_{vb,c,Rd} = 0.28d^2 \frac{\sqrt{f_{ck}E_c}}{\gamma_c} \quad \text{si } \frac{l}{d} = 3$$

$$F_{vb,c,Rd} = 0.36d^2 \frac{\sqrt{f_{ck}E_c}}{\gamma_c} \quad \text{si } \frac{l}{d} \geq 4.2$$

Avec E_c : module d'Young du béton

f_{ck} : résistance caractéristique du béton

Pour des valeurs intermédiaires de l/d , une interpolation linéaire est permise.

Sous l'effet du cisaillement, il convient également de vérifier la diffusion du cône d'arrachement d'un bord libre si aucune disposition constructive n'est prévue à cet effet. Cette vérification peut se faire sur le même principe que celui appliqué à l'arrachement du cône de béton sous l'effet de la traction en limitant le cône au niveau de la surface libre et fournit une résistance limite notée $F_{vb,cc,Rd}$.

Synthèse de la justification

Au final, la résistance de la tige d'ancrage en traction est donc donnée par :

$$N_R = F_{t,ancrage,Rd} = \min(F_{t,Rd}, F_{t,c,Rd}, F_{t,cc,Rd})$$

Celle de l'ancrage en cisaillement vaut donc :

$$V_R = F_{vb,ancrage,Rd} = \min(F_{vb,Rd}, F_{vb,c,Rd}, F_{vb,cc,Rd})$$

Les vérifications sont conduites à partir des efforts calculés sous séisme N_E et V_E selon les principes définis au §3.8.

9 RÉFÉRENCES

La bibliographie présentée dans le présent chapitre peut servir de référence dans le cadre du classement des équipements :

- [R1] **P. Labbé; J.P. Touret ; P. Sollogoub.** Cahier Technique n°18. *Effet du séisme sur les équipements. Le retour d'expérience.* AFPS. Janvier 2000.
- [R2] **N. Blay et al.** Cahier Technique n°30. *Guide méthodologique pour la conception, l'installation et le diagnostic des équipements en zone sismique.* AFPS. Version 2. Avril 2011.
- [R3] **J. Betbeder ; M. Gianquinto et al.** Guide AFPS. *Protection parasismique des ponts de tuyauteries ou « Racks ».* AFPS. Juin 2001
- [R4] **N. Ayrault; J.-J. Tritsch; I. Vuidart ; D. Gaston.** *Risques Naturels et Environnement Industriel (DRA-013). Rapport intermédiaire, Opération a : synthèse sur les risques dus aux séismes, inondations, mouvements de terrain et tempêtes – accidentologie.* INERIS. Direction des Risques Accidentels, Novembre 2001.
- [R5] **ASN.** Guide ASN n° 2/01 indice 0 - *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.* Mai 2006.
- [R6] **Working Group on Revision of ASCE Standard 4.** *Seismic analysis of safety-related nuclear structures and commentary,* ASCE Standard 4. Avril 2012.
- [R7] **G.H. Lindup.** *Adapting the structural design actions standard for the seismic design of new industrial plant,* Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering (Vol.40, N°3). September 2007.
- [R8] **IEEE Power Engineering Society.** *Recommended Practice for Seismic Design of Substations.* IEEE Std 693™-2005 (Revision of IEEE Std 693-1997). Mai 2006
- [R9] **F.Paolacci, R. Giannini and M. De Angelis.** *Analysis of the Seismic Risk of Major- Hazard Industrial Plants and Applicability of Innovative Seismic Protection Systems,* Petrochemicals, Dr Vivek Patel (Ed.), ISBN: 978-953-51-0411-7, InTech, (2012). Available from: <http://www.intechopen.com/books/petrochemicals/analysis-of-the-seismic-risk-of-major-hazard-industrialplants- and-applicability-of-innovative-seism>
- [R10] **Lopes et al.** *Methodologies for the analysis of the seismic vulnerability of an industrial complex,* M. 15 WCEE, Lisbon 2012
- [R11] **S. Fujita et al.** *Seismic damage of mechanical structures by the 2011 Great East Japan Earthquake,* 15 WCEE, Lisbon 2012

- [R12] **V. Vukobratovic, P. Fajfar.** *A method for direct determination of inelastic floor response spectra*, 15 WCEE, Lisbon 2012
- [R13] **EQE.** *The January 17, 1994 Northridge Earthquake, Effects on electric power and selected industrial facilities*, TR-106635, Final Report, EPRI, April 1997.
- [R14] **H. Sezen et al.** *Structural Engineering Reconnaissance of the August 17, 1999 Earthquake: Kocaeli (Izmit), Turkey*, PEER Report 2000/09, December 2000
- [R15] **E. Krausmann, A. M. Cruz, B. Affeltranger.** *The impact of the 12 May 2008 Wenchuan earthquake on industrial facilities*, Journal of Loss Prevention in the Process Industries 23 (2010) 242-248
- [R16] **ASCE.** *Guidelines for seismic evaluation and design of petrochemical facilities.*
- [R17] **Norme NF EN 15129.** dispositifs antisismiques, 2010 + Normes 1529, 1337-7, 1337-2
- [R18] **Kani N., Nishikawa T.** *Recent trends of seismically isolated structures in Japan*, Kashiwazaki International Symposium on Seismic Safety of Nuclear Facilities, Japan, 24-26 Novembre 2010
- [R19] Rapport de mission AFPS - *Lorca, Espagne, 2011.*
- [R20] Rapport de mission AFPS - *Emilie Romagne-Italie, 2012*
- [R21] **M. Zacek.** *Construire parasismique*
- [R22] **B. Holtschoppen.** *Beitrag zur Auslegung von Industrieanlagen auf seismische Belastungen*, von der Fakultät für Bauingenieurwesen der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, Juni 2009
- [R23] **Thomas Wenk.** *Seismic retrofitting of structures, strategies and collection of examples in Switzerland*, Federal Office for the Environment, 2008
- [R24] **J. Betbeder - Matibet.** Cahier technique AFPS « *Méthodes en déplacement* ».
- [R25] **ASCE.** [ASCE/SEI 7-05 et 7-10] – *Minimum design loads for buildings and other structures*
- [R26] **C. Butenweg, H.-J. Dargel, T.Höchst, B. Holtschoppen, R. Schwarz, M. Sippel.** VCI – Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik RWTH AACHEN – *Der Lastfall Erdbeben im Anlagenbau*, septembre 2012
- [R27] **F. - O. Henkel.** GmbH + CO. KG – SMIRT 22 San Francisco – *A substitute procedure for generating response spectra KTA 2201, part 3 and part 4*, Août 2013.
- [R28] Standard SIA D 0211, 2005
- [R29] **Décret n° 2010-1254 du 22 octobre 2010** relatif à la prévention du risque sismique
- [R30] **Décret n° 2010-1255 du 22 octobre 2010** portant délimitation des zones de sismicité du territoire français

- [R31] **Arrêté du 4 octobre 2010 modifié** relatif à la prévention des risques accidentels au sein des installations classées pour la protection de l'environnement soumises à autorisation - Section II : Dispositions relatives aux règles parasismiques applicables à certaines installations
- [R32] **Arrêté du 24 janvier 2011** fixant les règles parasismiques applicables à certaines installations classées (modifiant l'arrêté du 4 octobre 2010)
- [R33] **Arrêté du 15 février 2018** modifiant l'arrêté du 4 octobre 2010 relatif à la prévention des risques accidentels au sein des installations classées pour la protection de l'environnement soumises à autorisation
- [R34] **Arrêté du 22 octobre 2010 modifié** relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal »
- [R35] **Arrêté du 19 juillet 2011** modifiant l'arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal »
- [R36] **Projet d'arrêté « équipements »** de la classe dite « à risque normal »
- [R37] **Arrêté du 26 octobre 2011** relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux ponts de la classe dite « à risque normal »
- [R38] **Groupe de travail AFPS-CSTB - Diagnostic et renforcement du bâti existant vis-à-vis du séisme** – Guide construction parasismique – Mars 2013
- [R39] **Conseil de l'Europe** – *L'Echelle Macrosismique Européenne* - Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Volume 19 - 2001
- [R40] **DIN 4149** – *Bauten in deutschen Erdbebengebieten* – Lastannahmen, Bemessung und ausführung üblicher Hochbauten - April 2005
- [R41] **T. Igusa, A. Der Kiureghian** - *FSG - Floor Spectrum Generator* - CA 94116, San Francisco
- [R42] **Safety Standards of the Nuclear Safety Standards Commission (KTA)** - KTA 2201.4 (2012-11) – *Design of Nuclear Power Plants against Seismic Events; Part 4 : Components (Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen; Teil 4:Anlagenteile)*
- [R43] **I. Zentner**, Génération de signaux sismiques avec Code_Aster: description de la méthodologie et études de validation de l'opérateur GENE_ACCR_SEISME, Rapport EDF H-T62-2013-03329-FR (2013)
- [R44] **ANSYS** - Programme de calcul par éléments finis ANSYS Fc, version Mechanical 11.0
- [R45] **Code_ASTER** – Analyse des Structures et Thermo-mécanique pour des Etudes et des Recherches
- [R46] **CASTEM**

- [R47] **CODRES 2007 Division 1- Partie C** – *Conception et Calculs – Annexe CA1 – Vérification de la résistance aux séismes des réservoirs de stockage*
- [R48] **Guillon Y.** - *V-7 Improved Lumped Mass Analysis of Large LNG Tanks – Civil Engineering Structures and Industrial facilities – Recent advances in earthquake engineering and structural dynamics*, Ouest editions, 1992
- [R49] **A. Pecker** - *Cours de Dynamique des ouvrages*, ENPC, 2013-14
(<https://educnet.enpc.fr/course/view.php?id=237&userid=guest>)
- [R50] **A. Capra, D. Davidovici**, *Calcul Dynamique des Structures en Zone Sismique*, Eyrolles
- [R51] **R.W. Clough et J. Penzien** – *Dynamics of structures*, 2003
- [R52] **A.K. Chopra** - *Dynamics of Structures, Theory and applications to earthquake engineering*, Prentice-Hall, 2007.
- [R53] **Norme internationale CEI 45-60, 60780**, *Centrales nucléaires, Equipements électriques de sûreté, qualification*, 1998.
- [R54] **Norme NF EN 62271-207, Appareillage à haute tension - Partie 207 : Qualification sismique pour ensembles d'appareillage à isolation gazeuse pour des niveaux de tension assignée supérieurs à 52kV**, AFNOR, 2008
- [R55] **Spécifications techniques TS 61463, Traversées. Qualification sismique**, Edition 1.1, CEI, 2000
- [R56] **P-A Nazé, D. Combescure, M. Bouchon, P. Mouroux, J. Betbeder, W. Jalil, J-P Walter** - *Cahier Technique de l'AFPS 26, Méthodes en déplacement : Principe-Codification-Application*, 2006.
- [R57] **Federal Emergency Management Agency** – *Installing seismic restraints for electrical equipment* – FEMA 413, January 2004
- [R58] **T. Igusa, A. Der Kiureghian**. Floor Spectrum Generator FSG – Technical Supplement – Copyright 1984 – Last Revision : April 1995
- [R59] **T. Igusa, Armen Der Kiureghian**. Generation of Floor Response Spectra Including Oscillator-Structure Interaction. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 13, 661-676 (1985).
- [R60] **prEN 1992-4**: Eurocode 2: Design of concrete structures — Part 4: Design of fastenings for use in concrete — Annex C: Design of fastenings under seismic actions — Projet de norme — Version mars 2015.

10 GLOSSAIRE

10.1 Acronymes

AFPS	Association Française du Génie Parasismique
AS	Autorisation avec Servitude
ASN	Autorité de Sûreté Nucléaire
ATEX	ATmosphère EXplosive
BAEL	Béton Armé aux Etats Limites (ancienne norme)
BLEVE	Boiling Liquid Expanding Vapour Explosion
BPAP	Barrière de Prévention, d'Atténuation d'effets ou de Protection
CPT	Cone Penetration Test
CSEM	Centre Sismologique Euro-Méditerranéen
CST	Comité Scientifique et Technique
DCH	Ductilité de Classe Haute
DCL	Ductilité de Classe Limitée
DCM	Ductilité de Classe Moyenne
DOE	Department of Energy (USA)
EDD	Etude De Danger
ELS	Etat-Limite de Service
ELU	Etat-Limite Ultime
EMI	Energie Minimale d'Inflammation
ENS	Elément Non-Structural
ERC	Evènement Redouté Central
ERP	Etablissement Recevant du Public
ERS	Equipement à Risque Spécial
FEMA	Federal Emergency Management Agency
GIL	Gaz Inflammable Liquéfié
GIP	Generic Implementation Procedure
GRV	Grands Récipients pour Vrac
ICPE	Installation Classée pour la Protection de l'Environnement
ISS	Interaction Sol-Structure
MASW	Multichannel Analysis of Surface Waves
NGA	Next Generation Attenuation
NRC	Nuclear Regulatory Commission
OAP	Ouvrage Agresseur Potentiel
PEER	Pacific Earthquake Engineering Research center
PLU	Plan Local d'Urbanisme
PPRT	Plan de Prévention des Risques Technologiques
REX	Retour d'EXpérience
RN	Risque Normal
RS	Risque Spécial
SETRA	Service d'Etudes sur les Transports, les Routes et leurs Aménagements
SNCT	Syndicat National de la Chaudronnerie et Tuyauterie & Maintenance Industrielle
SPT	Standard Penetration Test
SQUG	Seismic Qualification Utility Group
TAI	Température d'Auto-Inflammation
TFC	Tissu de Fibres de Carbone (marque déposée)
TQC	Tel Que Construit
UVCE	Unconfined Vapour Cloud Explosion

10.2 Définitions

Absence d'interaction	Exigence de comportement qui a pour objectif d'éviter le choc entre des composants de l'installation 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.
Accélérogramme	Signal donnant 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
Barrière de Prévention, d'Atténuation ou de Protection (BPAP)	Ouvrage ou équipement dont la perte de fonctionnalité induirait, de façon indirecte, un phénomène dangereux conduisant à des effets létaux sur des zones à occupation humaine permanente (ex : dégâts dans la salle de commande ou blessures des opérateurs d'un ERS empêchant la mise en oeuvre des procédures de sécurité, perte des moyens d'intervention ou d'extinction). La BPAP ne fait pas obligatoirement partie d'une installation classée.
Classe de sol	Catégorie définissant la nature du sol dans la norme NF EN 1998-1 en fonction des propriétés dynamiques des couches de sol sur les 30 premiers mètres. La classe de sol est nécessaire pour définir l'action sismique de calcul (spectre de sol réglementaire). Les classes vont de A (sol "dur") à E (sol "mou").
Coefficient de comportement	Coefficient utilisé pour les besoins du dimensionnement, qui réduit les forces obtenues par une analyse linéaire afin de tenir compte de la réponse non linéaire d'une structure. Ce coefficient est lié au matériau, au système structural et aux méthodes de dimensionnement.
Coefficient de comportement d'équipement	Coefficient de comportement exprimant la non-linéarité d'un équipement.
Coefficient de réduction de la structure porteuse/ de l'équipement	Coefficient utilisé pour tenir compte de l'effet réducteur des non-linéarités de la structure porteuse/ de l'équipement sur les spectres de plancher. Il est lié au coefficient de comportement de la structure porteuse/ de l'équipement, et dépend de la fréquence.
Confinement	Exigence de comportement qui a pour objectif le maintien de la fonction passive d'étanchéité, permettant le maintien d'un produit (gaz, liquide, solide) dans un espace défini.
Diaphragme	Système de contreventement horizontal transférant les efforts latéraux aux systèmes de contreventement verticaux par cisaillement en plan. Le rôle de diaphragme est généralement joué par les planchers et/ou le toit dans un bâtiment et par le tablier dans un pont.
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
Durée de phase forte	Intervalle de temps pendant lequel le pourcentage de l'intensité d'Arias passe de 5% à 95% de sa valeur totale.
Effet de directivité du séisme	Augmentation de l'amplitude du mouvement du sol à faible fréquence dans la direction perpendiculaire à la direction de rupture sismique.
Effet P- δ	Effet du second ordre sur le moment dû à l'action d'un effort vertical sur une structure défléchie par l'action d'efforts horizontaux. Ces effets concernent les structures ou éléments élancés.
Efforts inertiels	Efforts dus à l'accélération des masses d'un ouvrage
Élément non structural	Élément, système ou composant architectural qui, faute de résistance ou à cause de la façon dont il est relié à la structure, n'est pas considéré comme élément transférant des efforts dans le dimensionnement sismique.
Équipement	Ensemble des matériels, accessoires associés à l'exercice de l'activité visée par la nomenclature concernée (machines de fabrication ou de transfert de fluide, les appareils de procédé, les réservoirs de stockage, les tuyauteries, accessoires de tuyauteries, réseaux, etc...)
Équipement à Risque Spécial (ERS)	Équipement qui génère de façon directe, en cas de séisme, un scénario menant au phénomène dangereux dont les conséquences relèvent du risque spécial défini par l'arrêté.
Fonction d'intercorrélation	Fonction permettant d'établir la corrélation entre deux accélérogrammes et d'établir leur indépendance statistique.
Installation existante	Installation non nouvelle
Installation nouvelle	Installation autorisée après le 1er janvier 2013
Interaction sol-structure	Modification du comportement d'une structure liée à la déformabilité du terrain sur lequel elle est fondée.
Isolation sismique	Principe de conception consistant à découpler la réponse de la superstructure de celle de l'infrastructure grâce à des dispositifs se déformant de façon importante sous l'effet du séisme. L'utilisation de tels dispositifs réduit les efforts sismiques mais augmentent considérablement les déplacements.
Magnitude	Mesure de l'énergie libérée par un séisme. On peut associer une magnitude à une zone de sismicité pour une période de retour donnée.
Magnitude de moment Mw	Magnitude calculée à partir de la surface de faille rompue et de la distance de glissement produit sur la faille. Donnée utilisée pour les études de risque de liquéfaction.
Magnitude d'ondes de surface Ms	Magnitude basée sur la mesure de l'amplitude maximale des ondes de surface à une période de 20 s. Utilisée dans le cadre de la méthode simplifiée d'étude de liquéfaction de l'Annexe B de la norme EN NF 1998-5.
Méthode de dimensionnement en capacité	Méthode de dimensionnement suivant laquelle certains éléments du système structural sont choisis, conçus et étudiés en

	détail de manière appropriée pour assurer la dissipation d'énergie sous l'effet de déformations importantes, alors que tous les autres éléments structuraux sont suffisamment résistants pour que les dispositions choisies pour dissiper l'énergie puissent être assurées.
Opérabilité	Exigence de comportement correspondant au maintien de l'accomplissement de la fonction associée à l'ouvrage ou à l'équipement
Ouvrage Agresseur Potentiel (OAP)	Ouvrage ou équipement pouvant être source d'agressions mécaniques externes (d'énergie cinétique suffisante) d'un ERS ou d'une BPAP (ex : chute d'une cheminée induisant l'endommagement d'un réservoir). L'OAP ne fait pas obligatoirement partie d'une installation classée. Important : Seuls les ouvrages/équipements susceptibles de conduire à une agression mécanique d'énergie cinétique suffisante sur un ERS sont considérés comme OAP. Les équipements susceptibles de conduire à un effet Domino du type effet thermique et/ou surpression (effets étudiés au sein des études de dangers selon les définitions de l'arrêté du 29/09/2005) ne sont pas à prendre en compte en tant que OAP.
Risque normal	Tout ce qui n'est pas du ressort du risque spécial
Risque spécial	Qui entre dans le périmètre de l'arrêté du 4 octobre 2010 - Section II
Site	Périmètre de la plateforme industrielle (voir fiche 1 B de la circulaire du 10 mai 2010)
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
Spectre de sol	Spectre de réponse représentant le mouvement sismique au niveau du sol. Les spectres réglementaires sont des spectres de sol. Ils dépendent de la classe de sol et de la zone de sismicité.
Spectre transféré (ou spectre de plancher)	Spectre représentant le mouvement sismique à un point donné d'une structure lorsque celle-ci est soumise au mouvement sismique défini par un spectre de sol. Ces spectres sont utilisés pour le dimensionnement d'équipements sur des structures supports ou d'éléments non-structuraux.
Stabilité d'ensemble	Exigence de comportement attribuée au système principal de contreventement qui a pour objectif le non-effondrement ou le non basculement
Stabilité locale	Exigence de comportement qui a pour objectif le non-effondrement d'un ou plusieurs éléments
Structure dissipative	Structure capable de dissiper l'énergie par un comportement hystérétique ductile et/ou par d'autres mécanismes.
Structure support	Structure, généralement en Béton Armé ou Charpente Métallique, supportant un équipement.
Structure support intermédiaire	Structure support s'intercalant entre un équipement et une structure support principale.

Structure support principale	Structure supportant un équipement ou une structure support intermédiaire.
Supportage	Exigence de comportement qui exprime le fait que l'état de l'élément structural supportant des équipements est compatible avec le respect des exigences attribuées à ces équipements. Cette exigence implique la stabilité de l'élément structural concerné.
Unité dynamiquement indépendante	Structure ou partie d'une structure soumise directement au mouvement du sol et dont la réponse n'est pas influencée par la réponse d'unités ou de structures adjacentes.
Zone de sismicité	Zone géographique associée à une accélération sismique du sol réglementaire fixée par l'arrêté du 4 octobre 2010 - Section II pour le risque spécial. La répartition du territoire français en cinq zones de sismicité croissante en fonction de la probabilité d'occurrence des séismes est définie par le décret n°2010-1255 du 22 octobre 2010 : - Zone de sismicité 1: très faible - Zone de sismicité 2: faible - Zone de sismicité 3: modérée - Zone de sismicité 4: moyenne - Zone de sismicité 5: forte
Zones dissipatives	Parties prédéfinies d'une structure dissipative où est principalement localisée l'aptitude de la structure à dissiper l'énergie (appelées également zones critiques).

Annexes

Annexe A : exemples

Annexe A0 : Données d'entrée des exemples

Annexe A1 : Résumé de l'exemple (portique métallique)

Annexe A2 : Résumé de l'exemple (réservoir)

Annexe B : Synthèse des modifications entre version initiale du guide de mai 2014 et version de janvier 2026

Annexes

Annexe A : exemples

Annexe A0 : Données d'entrée des exemples

Annexe A1 : Résumé de l'exemple (portique métallique)

Annexe A2 : Résumé de l'exemple (réservoir)

Annexe B : Synthèse des modifications entre version initiale du guide de mai 2014 et version de novembre 2014

Contenu

1. SIGNAUX SISMQUES UTILISES POUR LES EXEMPLES	2
2. COMPARAISON ACCELEROGRAMMES/SPECTRE CIBLE	3

Table des illustrations

Figure A0-1 : Accélération, vitesse, déplacement et spectre de réponse du signal artificiel 1 (EC8, Zone 3, Sol Classe A)	2
Figure A0-2 : Accélération, vitesse, déplacement et spectre de réponse du signal artificiel 2 (EC8, Zone 3, Sol Classe A)	3
Figure A0-3 : Comparaison spectre cible et spectres accélérogrammes synthétiques ACCE1 et ACCE2	4

1. SIGNAUX SISMIQUES UTILISES POUR LES EXEMPLES

Deux signaux artificiels compatibles avec le spectre de réponse de l’Eurocode 8 de Sol A et Zone 3 pour installations neuves, ont été générés avec Code_Aster. Le Tableau A0-1, la Figure A0-1 et la Figure A0-2 donnent les principales caractéristiques de ces signaux.

	PGA (a_g S) g	PGV m/s	PGD m	PGA/PGV 1/s	la m/s	CAV m/s	T_{SM} s
EC8	0,242 ¹	0,077	0,03025	31	-	-	8- 12
ACCE 1	0,266	0,1215	0,0471	22	1,022	8,07	11,4
ACCE 2	0,283	0,1243	0,0431	23	1,06	8,25	10,7

Tableau A0-1 : Principales caractéristiques des signaux générés comparés (Zone 3, sol A)

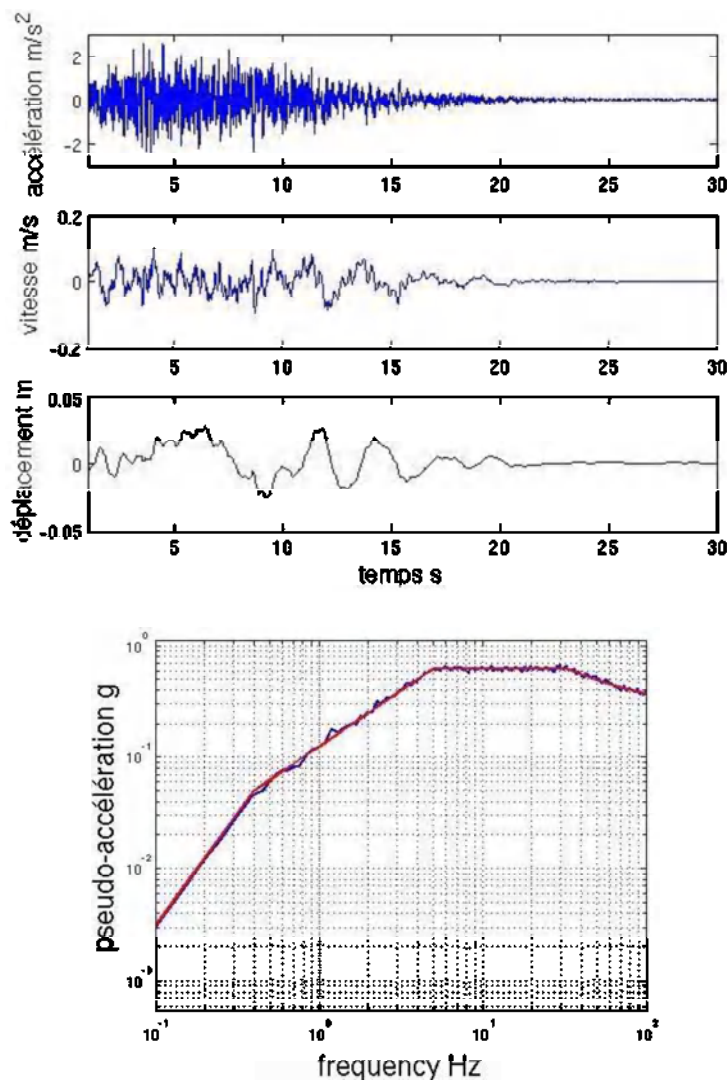


Figure A0-1 : Accélération, vitesse, déplacement et spectre de réponse du signal artificiel 1 (EC8, Zone 3, Sol Classe A)

¹*L’EC8 demande à ce que la moyenne des accélérations spectrales à période nulle des signaux générés ne soit pas $<a_g$

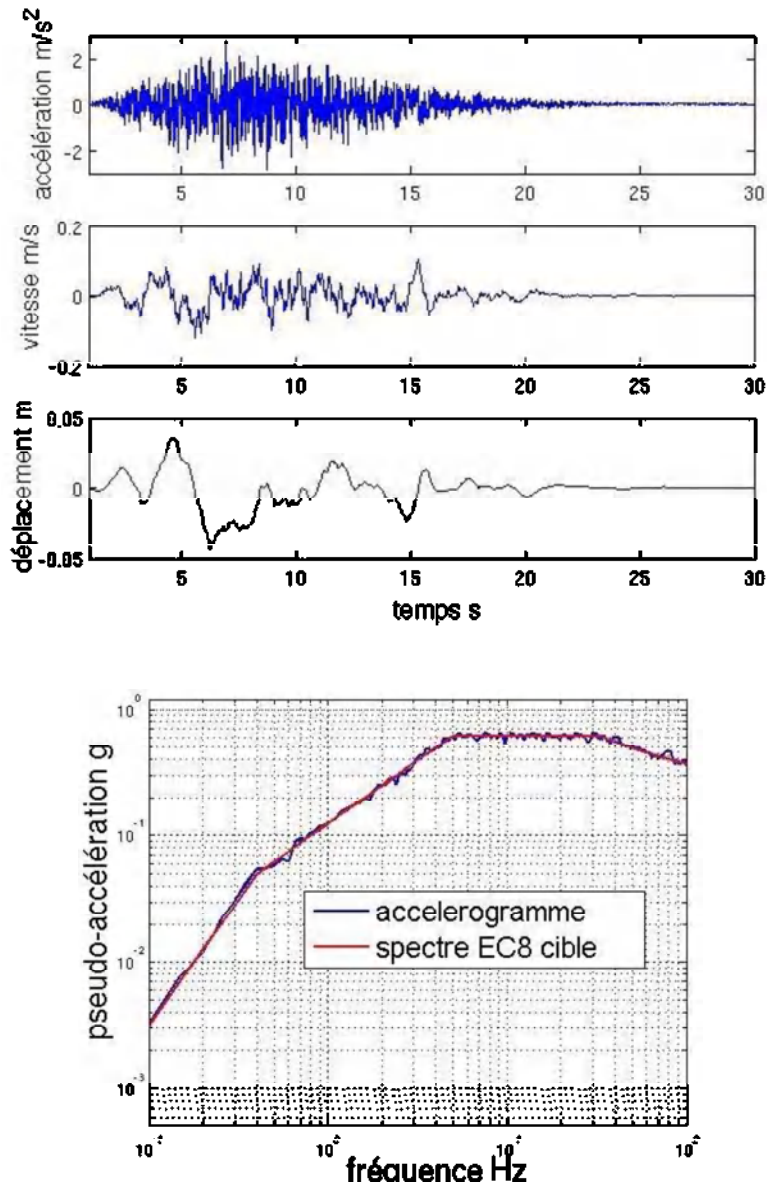


Figure A0-2 : Accélération, vitesse, déplacement et spectre de réponse du signal artificiel 2 (EC8, Zone 3, Sol Classe A)

NOTA : aucune vérification sur les critères de génération habituellement calculés n'a été réalisée sur ces accélérogrammes (ratio ad/v^2 , v/a , écart maxi avec le spectre cible, intensité d'Arias, phase forte...).

2. COMPARAISON ACCELEROGRAMMES/SPECTRE CIBLE

Les spectres des deux accélérogrammes comparés au spectre cible sont représentés sur la figure ci-dessous.

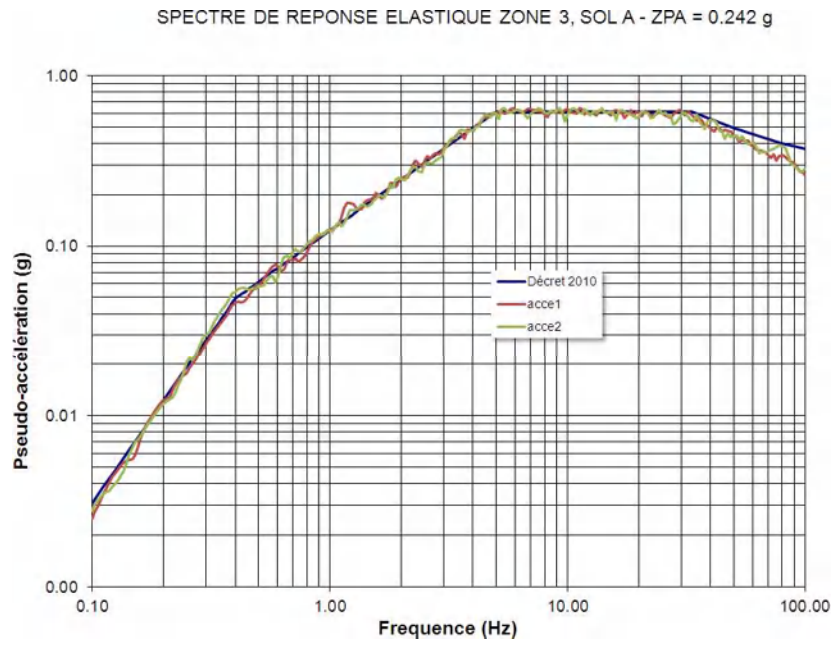


Figure A0-3 : Comparaison spectre cible et spectres accélérogrammes synthétiques ACCE1 et ACCE2

Contenu

1.	RESUME DE L'EXEMPLE.....	4
2.	INTRODUCTION.....	4
3.	PRESENTATION DU MODELE.....	4
3.1	Présentation de la structure métallique.....	4
3.2	Signal sismique	5
3.3	Présentation du modèle de calcul.....	6
3.3.1	Géométrie	6
3.3.2	Caractéristiques mécaniques	6
3.3.3	Equipements.....	6
3.3.4	Conditions aux limites	7
3.3.5	Poids propre	7
4.	CALCUL DYNAMIQUE	7
4.1	Validation du modèle Eléments Finis transposé	7
4.1.1	Analyse modale	8
4.1.2	Analyse spectrale	9
4.2	Modèle ANSYS – spectre EC8 zone 3 sol A.....	9
4.2.1	Analyse modale	9
4.2.2	Analyse spectrale	9
4.2.3	Analyse temporelle	13
4.3	Modèle ANSYS – Calcul statique simplifié	15
4.4	Transferts de spectres.....	16
4.4.1	Programme F.S.G.....	16
4.4.2	Programme ANSYS- Analyse temporelle	18
4.4.3	Méthode simplifiée de transfert de spectres.....	21
4.5	Transferts de spectres	26
	ANNEXE 1 – Données géométriques du modèle (ANSYS).....	28
	ANNEXE 2 – Données mécaniques du modèle (ANSYS).....	37
	ANNEXE 3 – Déformées modales (ANSYS)	40
	ANNEXE 4 – Masses participantes (ANSYS) horizontale et verticale	44
	ANNEXE 5 – Spectres transférés en PSA, PSV, PSD en fonction de la période (méthode simplifiée et méthode FSG).....	46

Table des illustrations

Figure A1-1 : Modèle de la charpente métallique avec ses équipements principaux	5
Figure A1-2 : Numérotation des éléments – Niveau 1.....	11
Figure A1-3 : Numérotation des nœuds – Niveau 1.....	12
Figure A1-4 : Spectres transférés aux niveaux des équipements - FSG	17
Figure A1-5 : Spectres transférés aux différents niveaux de la charpente - ANSYS – Analyse temporelle	18
Figure A1-6 : Spectres transférés aux niveaux des équipements de la charpente - ANSYS – Analyse temporelle	19
Figure A1-7 : Comparaison des spectres transférés au niveau des équipements de la charpente Niveau 1, obtenus par les analyses spectrale et temporelle.....	20
Figure A1-8 : Comparaison des spectres transférés au niveau des équipements de la charpente Niveau 3, obtenus par les analyses spectrale et temporelle.....	21
Figure A1-9 : Comparaison des spectres transférés au niveau des équipements de la charpente Niveau 3, obtenus par les analyses spectrale et temporelle	21
Figure A1-10 : Forme du spectre de plancher (approche simplifiée) de la norme KTA (abscisse en log)	23
Figure A1-11 : Coefficient d'amplification proposé par le KTA (D1 : amortissement de la structure principale, D2 : amortissement de la structure secondaire).....	23
Figure A1-12 : Estimation simplifiée des spectres de plancher – Méthode CT30 et méthode FSG – Niveau 1.....	24
Figure A1-13 : Estimation simplifiée des spectres de plancher – Méthode CT30 et méthode FSG – Niveau 3.....	25
Figure A1-14 : Estimation simplifiée des spectres de plancher – Méthode CT30 et méthode FSG – Niveau 5.....	25
Tableau A1-1 : Masses nodales des équipements	7
Tableau A1-2: Fréquence du modèle initial (référence [R26]).....	8
Tableau A1-3 : Fréquences, masses effectives, masses effectives cumulées – Modèle ANSYS.....	8
Tableau A1-4 : Accélérations aux différents niveaux – Comparaison modèle initial et modèle ANSYS – Spectre DIN EN 1998-1/NA calé à 0.75m/s ²	9
Tableau A1-5 : Déplacements (mm) aux différents niveaux – Modèle ANSYS	10
Tableau A1-6 : Accélérations (m/s ²) aux différents niveaux – Modèle ANSYS.....	10
Tableau A1-7 : Analyse spectrale - Déplacements (mm) et Accélérations (m/s ²) des équipements – Modèle ANSYS	10
Tableau A1-8 : Efforts en pieds de poteaux - ANSYS– Analyse spectrale.....	10
Tableau A1-9 : Efforts en pieds de poteaux - ANSYS– Analyse spectrale – Coefficient de comportement de 1,5.....	11
Tableau A1-10 : Efforts dans les éléments poutre niveau 1 - ANSYS– Analyse spectrale	12

Tableau A1-11 : Efforts dans les éléments poutre niveau 1 - ANSYS– Analyse spectrale – avec coefficient de comportement de 1,5	13
Tableau A1-12 : Déplacements (mm) aux différents niveaux – Modèle ANSYS – Analyse temporelle	13
Tableau A1-13 : Accélérations (m/s ²) aux différents niveaux – Modèle ANSYS – Analyse temporelle	13
Tableau A1-14 : Efforts en pieds de poteaux – ANSYS – Analyse temporelle.....	14
Tableau A1-15 : Efforts en pieds de poteaux – ANSYS – Analyse temporelle – Coefficient de comportement de 1,5.....	14
Tableau A1-16 : Efforts dans les éléments poutre niveau 1 - ANSYS– Analyse temporelle	14
Tableau A1-17 : Efforts dans les éléments poutre niveau 1 - ANSYS– Analyse temporelle – avec coefficient de comportement de 1,5	15
Tableau A1-18 : Valeurs d'efforts internes et contraintes pour une accélération horizontale uniforme de $1.5/q \times 2.m/s^2$ avec $q = 1,5$	16
Tableau A1-19 : Accélérations à la ZPA aux niveaux des équipements – FSG – Comparaison avec l'analyse spectrale.....	17
Tableau A1-20 : Accélérations maximales et à la zpa aux niveaux des équipements – ANSYS – Analyse temporelle	20
Tableau A1-21 : Moment et Effort dans une cheville/platine.....	26

1. RESUME DE L'EXEMPLE

Présentation d'un exemple traitant du transfert de spectre sur une charpente métallique supportant différents équipements – Modélisation de la charpente, calcul modal-spectral et transfert de spectre par différentes méthodes.

2. INTRODUCTION

Dans le cadre du groupe Structures Support du programme d'élaboration des guides techniques séisme ICPE, et en particulier du sous-groupe traitant des transferts de spectre, il a été proposé de traiter des exemples pour illustrer les méthodes disponibles pour déterminer des spectres transférés sur une structure supportant des équipements.

L'exemple présenté ici est tiré du guide allemand VCI [R26] et concerne une charpente métallique comportant 5 niveaux de plancher supportant des équipements de masses différentes. Ceux-ci sont liés rigidement à la structure.

Le spectre utilisé pour représenter la sollicitation sismique horizontale est le spectre issu du décret sur les ICPE, zone 3, classe de sol A.

Les principaux résultats présentés sont :

- Les fréquences, masses participantes de chaque mode et masses participantes cumulées

Issus de l'analyse spectrale :

- Les déplacements et accélérations à chaque niveau de la charpente,
- Les déplacements et accélérations au niveau des équipements,
- Les efforts en pied des poteaux,
- Les efforts dans les éléments poutres du premier niveau,

- Les spectres transférés calculés par FSG ([R9]),
- Les spectres transférés calculés par analyse temporelle,
- Les spectres transférés calculés à partir du CT30 ([R12]).

NOTA : Les analyses présentées sont très simplifiées. La prise en compte de la rigidité des assemblages et ancrages, ainsi que la prise en compte des effets du second ordre sur la détermination des sollicitations et sur les justifications bien qu'impératives est volontairement ignorée.

3. PRESENTATION DU MODELE

3.1 Présentation de la structure métallique

PRESENTATION DU MODELE

La structure est un portique comportant 5 niveaux : 5,0m, 9,0m, 13,0m, 17,0m et 21,0m. Les deux poteaux support sont distancés de 7,0m. Ils sont constitués de :

- HEB 800 de 0,0m à 13,0m ;
- HEB 600 de 13,0m à 21,0m.

Les planchers sont constitués de HEB600, comportant des bracons aux extrémités de section $0,02\text{m}^2$ constituant le contreventement horizontal.

La longueur de la poutre située entre les deux connexions avec les diagonales a été supposée égale à 3m (pour une longueur totale de poutre de 7m).

La base des poteaux est encastree.

La charpente supporte des équipements disposés sur les différents niveaux.

La figure ci-dessous extraite de la référence [R26] présente la structure :

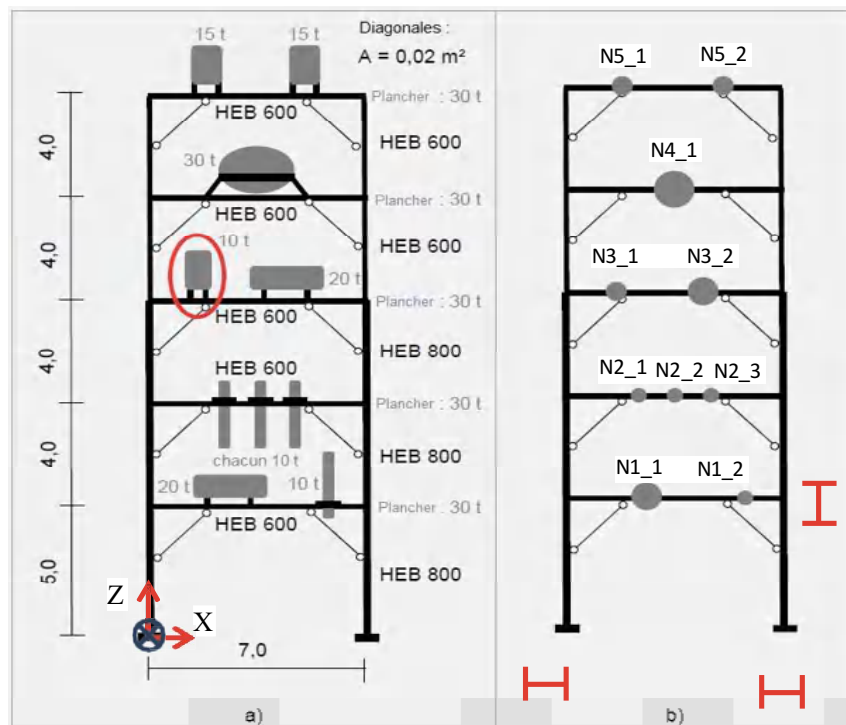


Figure A1-1 : Modèle de la charpente métallique avec ses équipements principaux

3.2 Signal sismique

Le signal sismique est présenté dans l'Annexe A0 du présent guide.

3.3 Présentation du modèle de calcul

La charpente est modélisée à l'aide du programme ANSYS [R44].

3.3.1 Géométrie

Les axes globaux sont repérés sur la Figure A1-1:

- Axe X : parallèle au portique ;
- Axe Y : perpendiculaire au portique ;
- Axe Z : vertical.

La taille des mailles est de l'ordre de 0.5m.

La numérotation des nœuds, leurs coordonnées sont rassemblées en **ANNEXE 1 – Données géométriques du modèle (ANSYS)**, ainsi que la connectivité.

Les poteaux et les poutres (modélisant les planchers) sont modélisés par des éléments BEAM4.

Les bracons sont modélisés par des éléments LINK8 (Truss).

L'orientation des profilés HEB est indiquée sur la Figure A1-1.

3.3.2 Caractéristiques mécaniques

Les caractéristiques mécaniques de l'acier sont les suivantes :

- Module d'Young $E_y = 210000$ MPa ;
- Coefficient de Poisson $\nu = 0.3$;
- Masse volumique $\rho = 7.85$ t/m³ ;
- Amortissement $\beta = 4\%$.

Pour les planchers qui ont une masse de 30t, une masse volumique équivalente a été introduite pour ces éléments, de 158,73t/m³.

3.3.3 Equipements

Les masses des équipements sont indiquées sur la Figure A1-1 et sont rassemblées dans le tableau ci-dessous :

nœud	nœud	Masse (t)
104	N1_1	20
110	N1_2	10
124	N2_1	10
126	N2_2	10
128	N2_3	10
142	N3_1	10
148	N3_2	20
166	N4_1	30
183	N5_1	15
189	N5_2	15

Tableau A1-1 : Masses nodales des équipements

Les masses sont modélisées par des éléments MASS21 dans ANSYS.

3.3.4 Conditions aux limites

Les nœuds en base des poteaux (nœuds 1 et 50) sont bloqués suivant les 6ddl.

Les autres nœuds de la structure sont bloqués en :

- Translation suivant Y,
- Rotation autour de X
- Rotation autour de Z.

3.3.5 Poids propre

Le poids de la structure est vérifié en appliquant une accélération verticale correspondant à la gravité.

La masse totale de la structure est de 314.65t, se décomposant en :

- Éléments BEAM4 = 160.21 t
- Éléments LINK8 = 4.44t
- Masses nodales = 150t

4. CALCUL DYNAMIQUE

4.1 Validation du modèle Eléments Finis transposé

Dans le but de valider le modèle Eléments Finis repris de la référence [R26] et transposé sous ANSYS, une analyse modale/spectrale a été réalisée en appliquant le même spectre de la référence [R26], correspondant au spectre élastique DIN EN 1998-1/NA [R40] calé à $0,75\text{m/s}^2$.

Les résultats sont fournis ci-après.

4.1.1 Analyse modale

Les fréquences des modes du modèle de la référence [R1] sont les suivants :

mode	T (s)	f (Hz)
1	0.65	1.538
2	0.21	4.762
3	0.11	9.091

Tableau A1-2: Fréquence du modèle initial (référence [R26])

Seuls les 3 premiers modes sont fournis.

Les fréquences des modes du modèle transposé sous ANSYS sont rassemblées dans le tableau suivant :

MODE	FREQUENCE (Hz)	Masse Effective Direction X (%)	Masse Effective Cumulée Direction X (%)
1	1.573	83.1	83.1
2	4.845	11.5	94.6
3	8.753	2.8	97.4
4	8.917	0.2	97.6
5	11.393	0.0	97.6
6	12.626	1.1	98.7
7	14.062	0.1	98.8
8	14.111	0.0	98.8
9	14.960	0.0	98.8
10	15.858	0.2	99.0

Tableau A1-3 : Fréquences, masses effectives, masses effectives cumulées – Modèle ANSYS

Les écarts sur les fréquences sont inférieurs à 5%.

Les modes 3 et 4 qui ont une masse participante représentant 3% de la masse totale, sont à rapprocher du mode 3 du modèle initial.

On constate que les 4 premiers modes représentent 97% de la masse modale totale.

Les masses effectives verticales sont rassemblées dans l'ANNEXE 4 – Masses participantes (ANSYS) horizontale et verticale.

4.1.2 Analyse spectrale

Le même calcul a été effectué avec ce spectre, permettant ainsi de valider le modèle. Les accélérations obtenues sont comparées avec celles de la référence [R26] et rassemblées dans le tableau ci-dessous :

Etage	h (m)	a (m/s ²) [R1]	a (m/s ²) ANSYS
1	5.00	0.741	0.716
2	9.00	0.960	0.958
3	13.00	0.920	0.911
4	17.00	0.892	0.901
5	21.00	1.292	1.288

Tableau A1-4 : Accélérations aux différents niveaux – Comparaison modèle initial et modèle ANSYS – Spectre DIN EN 1998-1/NA calé à 0.75m/s²

Les écarts sur les accélérations restent inférieurs à 5%, ce qui valide le modèle transposé.

4.2 Modèle ANSYS – spectre EC8 zone 3 sol A

Les résultats obtenus ci-après ont été validés en effectuant les calculs en parallèle sur un modèle transposé sur le code ASTER [R45].

Le spectre est appliqué uniquement dans la direction horizontale X.

4.2.1 Analyse modale

Les résultats de l'analyse modale obtenus avec le modèle ANSYS ont été présentés dans le Tableau A1-4 ci-dessus.

4.2.2 Analyse spectrale

Les résultats de l'analyse spectrale obtenus en appliquant le spectre Zone 3, classe de sol A, pour les installations ICPE, sont les suivants :

Etage	H (m)	nœud	Ux (mm)
1	5,00	11	5,9
2	9,00	19	11,9
3	13,00	27	17,3
4	17,00	35	22,2

5	21,00	43	25,6
---	-------	----	------

Tableau A1-5 : Déplacements (mm) aux différents niveaux – Modèle ANSYS

Etage	H (m)	nœud	Ax (m/s ²)
1	5,00	11	2,43
2	9,00	19	2,92
3	13,00	27	2,70
4	17,00	35	2,53
5	21,00	43	3,68

Tableau A1-6 : Accélérations (m/s²) aux différents niveaux – Modèle ANSYS

NOTA : le spectre introduit dans ANSYS correspond au spectre à 5% d'amortissement.

Les déplacements et les accélérations au niveau des équipements sont rassemblés dans le tableau suivant :

	nœud	Nœud	déplacement relatif (mm)	accélération absolue (m/s ²)
Niveau 1	104	N1_1	5,8	2,44
	110	N1_2	5,8	2,43
Niveau 2	124	N2_1	11,8	2,93
	126	N2_2	11,8	2,94
	128	N2_3	11,8	2,93
Niveau 3	142	N3_1	17,2	2,71
	148	N3_2	17,2	2,72
Niveau 4	166	N4_1	22,1	2,55
Niveau 5	183	N5_1	25,6	3,67
	189	N5_2	25,6	3,67

Tableau A1-7 : Analyse spectrale - Déplacements (mm) et Accélérations (m/s²) des équipements – Modèle ANSYS

Les efforts en pieds de poteaux sont rassemblés dans le tableau ci-dessous :

	N° élément	Moment fléchissant (kN.m)	Effort normal (kN)	Effort tranchant (kN)
pied g	1	736,7	906,3	272,6
pied d	43	738,9	906,2	274,2

Tableau A1-8 : Efforts en pieds de poteaux - ANSYS – Analyse spectrale

En tenant compte d'un coefficient de comportement de 1,5, on obtient les valeurs suivantes :

	N° élément	Moment fléchissant (kN.m)	Effort normal (kN)	Effort tranchant (kN)
ped g	1	491,1	604,2	181,7
ped d	43	492,6	604,1	182,8

Tableau A1-9 : Efforts en pieds de poteaux - ANSYS– Analyse spectrale – Coefficient de comportement de 1,5

Pour les éléments poutres du niveau 1, les figures suivantes donnent la numérotation des éléments et des nœuds :

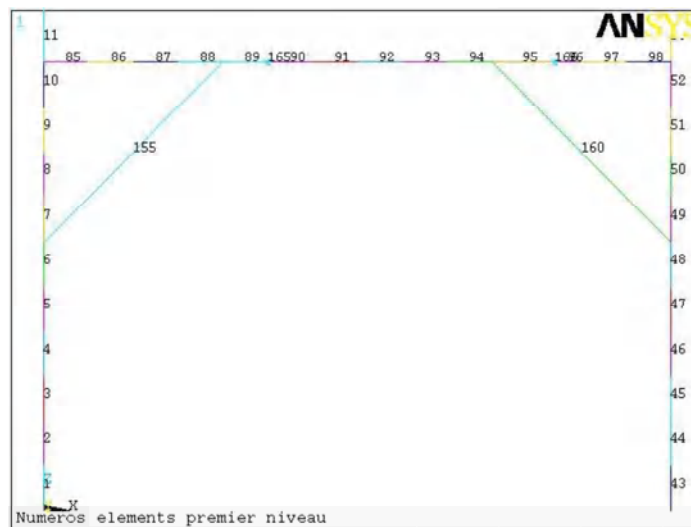


Figure A1-2 : Numérotation des éléments – Niveau 1

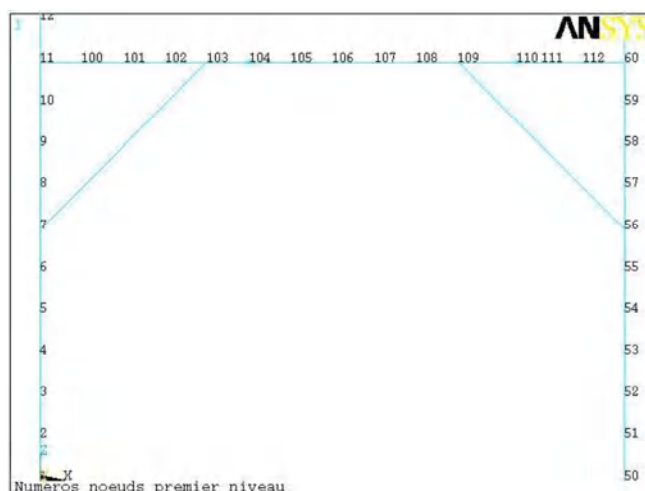


Figure A1-3 : Numérotation des nœuds – Niveau 1

Les efforts dans les éléments poutre au niveau 1 sont rassemblés dans le tableau suivant (les efforts sont donnés au nœud origine I et au nœud extrémité J) :

	VALEURS MAXIMALES (Absolue) - KN et KN.m							
	NŒUD		NŒUD I			NŒUD J		
	I	J	N	T	M	N	T	M
85	11	100	350,2	128,4	135,1	350,2	128,4	197,1
86	100	101	351,9	128,1	197,2	351,9	128,1	260,1
87	101	102	353,7	127,6	260,2	353,7	127,6	323,4
88	102	103	355,6	126,9	323,4	355,6	126,9	386,5
89	103	104	49,5	253,4	386,5	49,5	253,4	260,0
90	104	105	6,0	258,5	259,9	6,0	258,5	130,8
91	105	106	11,0	258,7	130,7	11,0	258,7	4,6
92	106	107	16,3	258,8	4,6	16,3	258,8	128,2
93	107	108	21,5	258,5	128,2	21,5	258,5	257,5
94	108	109	26,8	258,0	257,5	26,8	258,0	386,5
95	109	110	366,5	124,7	386,5	366,5	124,7	299,5
96	110	111	354,9	128,3	299,5	354,9	128,3	261,4
97	111	112	353,4	128,7	261,4	353,4	128,7	198,1
98	112	60	351,6	129,0	198,1	351,6	129,0	135,8

Tableau A1-10 : Efforts dans les éléments poutre niveau 1 - ANSYS– Analyse spectrale

	VALEURS MAXIMALES (Absolue) - KN et KN,m – q =1,5							
	NŒUD		NŒUD I			NŒUD J		
	I	J	N	T	M	N	T	M
85	11	100	233,4	85,6	90,1	233,4	85,6	131,4
86	100	101	234,6	85,4	131,4	234,6	85,4	173,4

87	101	102	235,8	85,1	173,4	235,8	85,1	215,6
88	102	103	237,1	84,6	215,6	237,1	84,6	257,6
89	103	104	33	168,9	257,6	33	168,9	173,3
90	104	105	4	172,3	173,3	4	172,3	87,2
91	105	106	7,4	172,5	87,1	7,4	172,5	3,1
92	106	107	10,8	172,5	3,1	10,8	172,5	85,5
93	107	108	14,3	172,3	85,5	14,3	172,3	171,6
94	108	109	17,8	172	171,6	17,8	172	257,7
95	109	110	244,3	83,2	257,7	244,3	83,2	199,7
96	110	111	236,6	85,5	199,6	236,6	85,5	174,3
97	111	112	235,6	85,8	174,3	235,6	85,8	132,1
98	112	60	234,4	86	132	234,4	86	90,5

Tableau A1-11 : Efforts dans les éléments poutre niveau 1 - ANSYS– Analyse spectrale – avec coefficient de comportement de 1,5

4.2.3 Analyse temporelle

Une analyse temporelle par recombinaison modale a été réalisée avec ANSYS, en appliquant l'accélérogramme 1 au niveau de l'encastrement des poteaux de la charpente métallique.

Etage	H (m)	nœud	Ux (mm)
1	5.00	11	5,5
2	9.00	19	11,4
3	13.00	27	18,0
4	17.00	35	23,7
5	21.00	43	27,0

Tableau A1-12 : Déplacements (mm) aux différents niveaux – Modèle ANSYS – Analyse temporelle

Etage	H (m)	nœud	Ax (m/s ²)
1	5.00	11	2,50
2	9.00	19	2,82
3	13.00	27	2,75
4	17.00	35	3,83
5	21.00	43	3,74

Tableau A1-13 : Accélérations (m/s²) aux différents niveaux – Modèle ANSYS – Analyse temporelle

On constate que les déplacements et les accélérations obtenus à partir de l'analyse temporelle et de l'analyse spectrale sont plutôt en bon accord. A noter cependant un écart un peu plus important au niveau 4 sur l'accélération, avec une valeur plus importante dans le cas de l'analyse temporelle.

Les efforts en pieds de poteaux ont été déterminés et rassemblés dans le tableau ci-dessous :

N° élément	Moment	Effort	Effort
------------	--------	--------	--------

		fléchissant (kN.m)	normal (kN)	tranchant (kN)
ped g	1	676,0	959,1	253,3
ped d	43	681,1	952,8	251,5

Tableau A1-14 : Efforts en pieds de poteaux – ANSYS – Analyse temporelle

En tenant compte d'un coefficient de comportement de 1,5, on obtient :

	N° élément	Moment fléchissant (kN.m)	Effort normal (kN)	Effort tranchant (kN)
ped g	1	450,7	639,4	168,9
ped d	43	454,1	635,2	167,7

Tableau A1-15 : Efforts en pieds de poteaux – ANSYS – Analyse temporelle – Coefficient de comportement de 1,5

Les efforts dans les éléments poutre au niveau 1 sont rassemblés dans le tableau suivant (les efforts sont donnés au nœud origine I et au nœud extrémité J) :

		VALEURS MAXIMALES (Absolue) - KN et KN.m						
NŒUD		NŒUD I			NŒUD J			
	I	J	N	T	M	N	T	M
85	11	100	360,9	119,5	144,9	360,9	119,5	194,6
86	100	101	359,1	119,1	194,6	359,1	119,1	245,1
87	101	102	357,3	118,5	245,1	357,3	118,5	302,3
88	102	103	355,5	117,9	302,3	355,5	117,9	360,2
89	103	104	48,3	240,5	360,2	48,3	240,5	243,9
90	104	105	6,1	240,5	243,9	6,1	240,5	123,7
91	105	106	11	241,2	123,7	11	241,2	6,5
92	106	107	16	241,7	6,5	16	241,7	120,4
93	107	108	21,2	242,1	120,4	21,2	242,1	238,9
94	108	109	26,3	242,4	238,9	26,3	242,4	360,1
95	109	110	348,5	116,7	360,1	348,5	116,7	280,8
96	110	111	358,6	122,1	280,8	358,6	122,1	246,8
97	111	112	360,3	123,5	246,8	360,3	123,5	193,7
98	112	60	362,3	124,6	193,7	362,3	124,6	144,9

Tableau A1-16 : Efforts dans les éléments poutre niveau 1 - ANSYS– Analyse temporelle

		VALEURS MAXIMALES (Absolue) - KN et KN.m – q=1.5						
NŒUD		NŒUD I			NŒUD J			
	I	J	N	T	M	N	T	M
85	11	100	240,6	79,7	96,6	240,6	79,7	129,7
86	100	101	239,4	79,4	129,7	239,4	79,4	163,4
87	101	102	238,2	79	163,4	238,2	79	201,5
88	102	103	237	78,6	201,5	237	78,6	240,1

89	103	104	32,2	160,3	240,1	32,2	160,3	162,6
90	104	105	4	160,3	162,6	4	160,3	82,5
91	105	106	7,3	160,8	82,5	7,3	160,8	4,4
92	106	107	10,7	161,1	4,3	10,7	161,1	80,3
93	107	108	14,1	161,4	80,3	14,1	161,4	159,3
94	108	109	17,5	161,6	159,3	17,5	161,6	240,1
95	109	110	232,3	77,8	240,1	232,3	77,8	187,2
96	110	111	239,1	81,4	187,2	239,1	81,4	164,5
97	111	112	240,2	82,3	164,5	240,2	82,3	129,1
98	112	60	241,5	83,1	129,1	241,5	83,1	96,6

Tableau A1-17 : Efforts dans les éléments poutre niveau 1 - ANSYS– Analyse temporelle – avec coefficient de comportement de 1,5

Les deux types d'analyse, spectrale et temporelle donne des valeurs concordantes avec des écarts inférieurs à 10%.

4.3 Modèle ANSYS – Calcul statique simplifié

Un chargement statique simplifié a été appliqué au modèle pour représenter le chargement sismique horizontal.

Pour cela, les étapes suivantes sont effectuées :

- un champ d'accélération horizontal homogène unitaire (1 m/s^2) est appliqué dans un premier temps.
- le déplacement maximal de la structure sous ce chargement permet d'estimer la fréquence propre fondamentale (coefficient de Rayleigh).
- le déplacement maximal vaut 12,97 mm, le déplacement au $\frac{3}{4}$ de la structure vaut environ 9,3 mm,
- la période propre $T = 2\pi \sqrt{u} = 0.61s$ soit $f=1,65\text{Hz}$.
- la fréquence calculé avec le modèle vaut $f=1,573\text{Hz}$. Cette dernière valeur sera utilisée pour la suite.

La structure étant régulière (répartition des masses et des raideurs), une analyse simplifiée peut être effectuée.

Une accélération uniforme de $2,0 \text{ m/s}^2$ (accélération spectrale à 1,573Hz) majoré d'un facteur 1,5 est donc appliquée.

Le déplacement maximal en tête vaut 3,9 cm.

La déformée entre étage étant linéaire en fonction de la hauteur, le déplacement entre 2 étages vaut environ 0,74 cm.

Les efforts internes au pied d'un poteau ainsi que dans une section de la première poutre et dans une diagonale sont donnés dans le tableau suivant. Les efforts donnés sont égaux aux efforts élastiques divisés par un coefficient de comportement $q=1,5$.

		N	T	M
Pied de poteaux	Effort (KN ou KN.m)	918	315	842
	Contrainte (MPa)	27,5	22,5	93,7
Section de poutre	Effort (KN ou KN.m)	43	287	431
	Contrainte (MPa)	1,6	30,9	75,6
Diagonal	Effort (KN ou KN.m)	611	-	-
	Contrainte	30,5	-	-

Tableau A1-18 : Valeurs d'efforts internes et contraintes pour une accélération horizontale uniforme de $1.5/q \times 2.m/s^2$ avec $q = 1,5$

4.4 Transferts de spectres

4.4.1 Programme F.S.G

Le programme FSG [R41] Floor Spectrum Generator, permet de calculer les spectres transférés à partir des résultats d'une analyse modale.

Les données nécessaires sont les suivantes :

- Fréquence des modes retenus,
- Amortissement modaux,
- Masse modales,
- Coefficients de participation,
- Vecteurs propres,
- Spectres de sol.

SPECTRES DE REPONSE TRANSFERES (FSG)

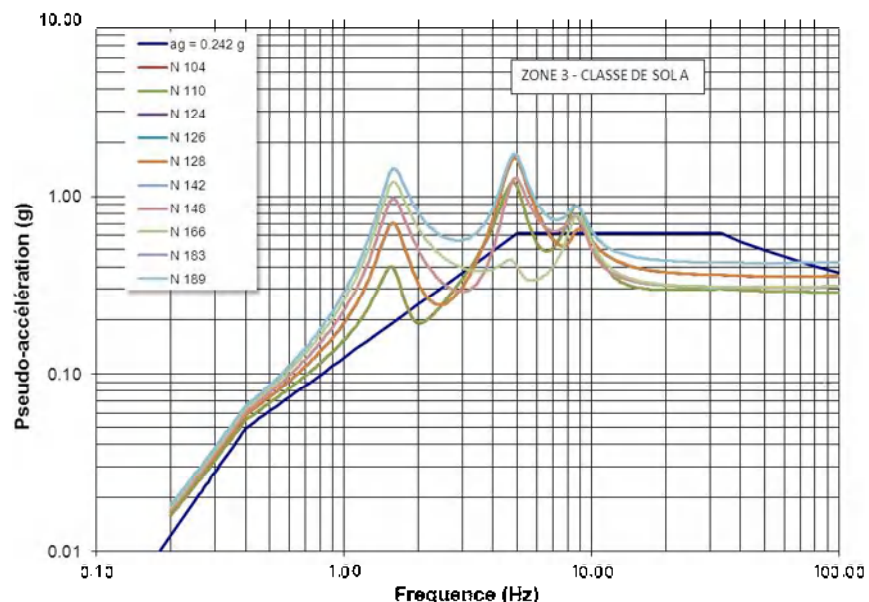


Figure A1-4 : Spectres transférés aux niveaux des équipements - FSG

Les accélérations à la ZPA des spectres calculés avec FSG aux niveaux des équipements sont rassemblées dans le tableau ci-dessous et comparés aux accélérations issues de l'analyse spectrale :

Niveau	h (m)	noeud	noeud	FSG	spectral
				a (m/s ²)	a (m/s ²)
1	5	104	N1_1	2,82	2,44
		110	N1_2	2,82	2,43
2	9	124	N2_1	3,48	2,93
		126	N2_2	3,49	2,94
		128	N2_3	3,49	2,93
3	13	142	N3_1	3,01	2,71
		148	N3_2	3,02	2,72
4	17	166	N4_1	3,06	2,55
5	21	183	N5_1	4,15	3,67
		189	N5_2	4,15	3,67

Tableau A1-19 : Accélérations à la ZPA aux niveaux des équipements – FSG – Comparaison avec l'analyse spectrale

Les accélérations à la ZPA issues de FSG sont plus conservatrices et sont entre 11% et 20% supérieures à celles calculées par l'analyse spectrale.

4.4.2 Programme ANSYS- Analyse temporelle

Les spectres transférés issus de l'analyse par recombinaison modale temporelle avec le programme ANSYS [R5] aux différents niveaux de la charpente et au niveau des équipements, sont présentés ci-dessous :

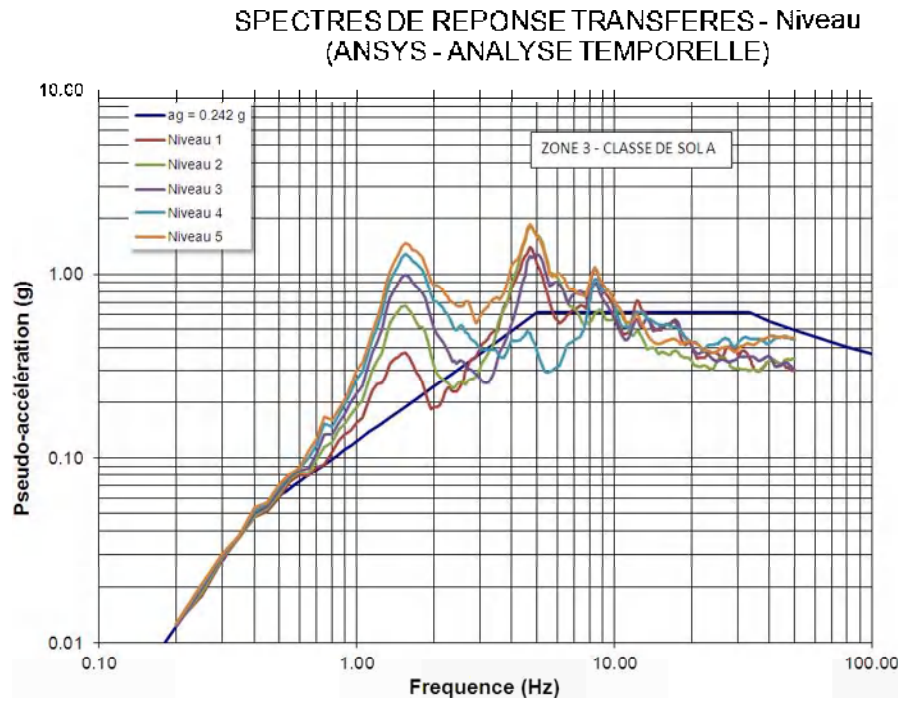


Figure A1-5 : Spectres transférés aux différents niveaux de la charpente - ANSYS – Analyse temporelle

SPECTRES DE REPONSE TRANSFERES - Equipements
(ANSYS - ANALYSE TEMPORELLE)

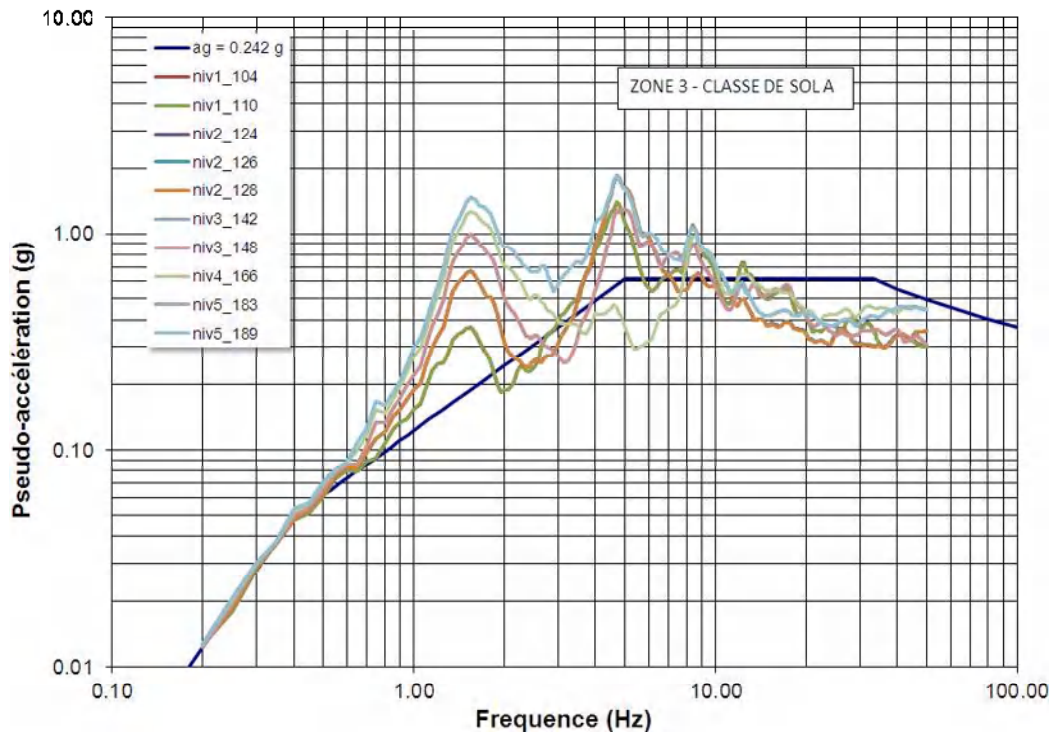


Figure A1-6 : Spectres transférés aux niveaux des équipements de la charpente - ANSYS – Analyse temporelle

Les accélérations à la ZPA des spectres calculés aux niveaux des équipements sont rassemblées dans le tableau ci-dessous, ainsi que les valeurs maximales des accélérations :

Niveau	h (m)	nœud	nœud	ANSYS	ANSYS
				zpa (m/s ²)	amax (m/s ²)
1	5	104	N1_1	2.9	13.7
		110	N1_2	3.0	13.7
2	9	124	N2_1	3.5	18.1
		126	N2_2	3.5	18.2
		128	N2_3	3.5	18.1
3	13	142	N3_1	3.0	12.7
		148	N3_2	3.0	12.8
4	17	166	N4_1	4.4	12.5
5	21	183	N5_1	4.4	18.2
		189	N5_2	4.4	18.2

Tableau A1-20 : Accélérations maximales et à la zpa aux niveaux des équipements – ANSYS – Analyse temporelle

Les figures ci-après présentent la comparaison des spectres transférés obtenus par la méthode FSG et par la méthode temporelle, aux niveaux 1, 3 et 5 :

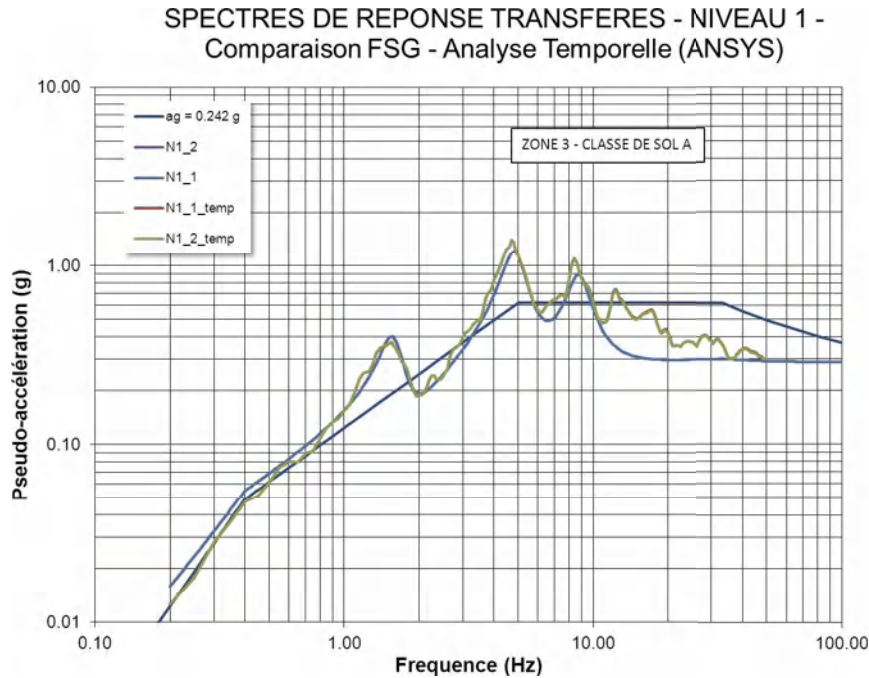


Figure A1-7 : Comparaison des spectres transférés au niveau des équipements de la charpente Niveau 1, obtenus par les analyses spectrale et temporelle

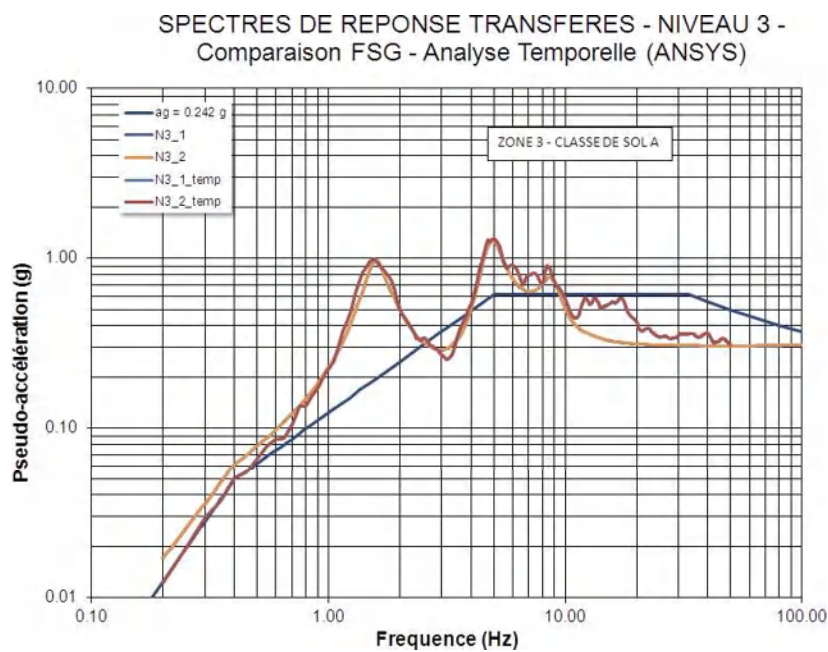


Figure A1-8 : Comparaison des spectres transférés au niveau des équipements de la charpente Niveau 3, obtenus par les analyses spectrale et temporelle

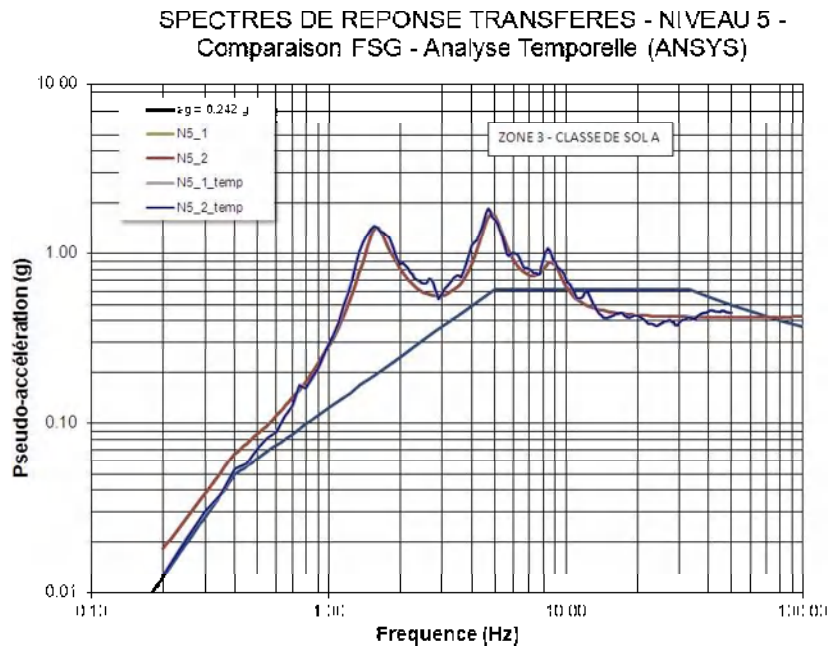


Figure A1-9 : Comparaison des spectres transférés au niveau des équipements de la charpente Niveau 3, obtenus par les analyses spectrale et temporelle

Les deux méthodes donnent des résultats comparables, tout à fait satisfaisants.

4.4.3 Méthode simplifiée de transfert de spectres

La méthode présentée ci-après est issue du CT30 [R2] et permet une estimation simplifiée des spectres de plancher à partir des accélérations absolues maximales et du coefficient d'amplification.

Le CT30 comporte 2 étapes :

1- Estimation de l'accélération absolue maximale :

$$S_a(f_b) = a_N \sqrt{1 + P_b^2 R_a^2(f_b) \left(\frac{Z}{H}\right)^{2\alpha}} \quad (1)$$

Il est à noter que la valeur d'accélération dans le bâtiment est toujours supérieure à l'accélération du sol, ce qui est pénalisant pour les structures très souples.

Le cas de la charpente se trouve en dehors du domaine d'application (structure multimodale), cependant nous proposons d'appliquer la formule (1) au portique étudié:

- Accélération au sol $a_N=2,42 \text{ m/s}^2$
- Coefficient de participation $P_b=1,5$ en prenant $\alpha=1$
- Coefficient d'amplification à $f_b=1,573 \text{ Hz}$: $R_a=2/2,42=0,826$ d'où $R_a=1$.
- $z/H=13/21=0,619$

D'où

$$S_a = 1,365 a_N = 3,3 \text{ m/s}^2$$

Cette valeur d'accélération spectrale est très enveloppe.

En prenant $R_a=0,826$, $S_a=1,26$, $a_N=3,05 \text{ m/s}^2$ ce qui se rapproche plus des accélérations calculées avec la méthode spectrale ou temporelle.

2- Coefficient d'amplification K_T :

Le coefficient d'amplification du CT30 dépend du rapport entre les périodes de l'équipement et du bâtiment/support:

- Si : $\frac{T_e}{T_b} < \frac{1}{2}$ alors : $K_T = 1$
- Si : $\frac{2}{3} \leq \frac{T_e}{T_b} \leq 3$ alors : $K_T = 5 - 4 \left| \log \frac{3 T_e}{2 T_b} \right|$
- Si : $\frac{2}{3} \leq \frac{T_e}{T_b} \leq \frac{3}{2}$ alors : $K_T = 5 - 4 \left| \log \frac{2 T_e}{3 T_b} \right|$
- Si : $2 \leq \frac{T_e}{T_b}$ alors : $K_T = 1$

La norme KTA allemande ([R42] - applicable au nucléaire) propose une formule simplifiée pour la détermination du spectre de plancher à partir des fréquences propres prépondérantes de la structure porteuse et de l'accélération absolue maximale a_g qui sont déterminées à l'aide d'un modèle de calcul et d'un calcul spectral.

On remarque que ce spectre de plancher simplifié ne possède pas d'asymptote à fréquence nulle : l'accélération spectrale à fréquence nulle est nulle.

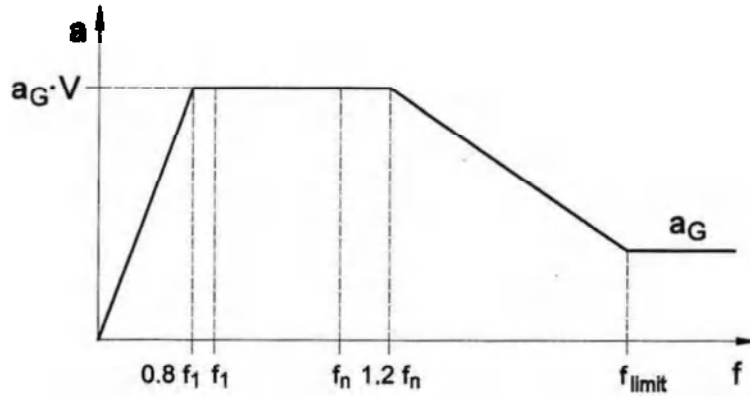


Figure A1-10 :Forme du spectre de plancher (approche simplifié) de la norme KTA (abscisse en log)

Avec f1 et fn: première et dernière fréquences propres prépondérantes de la structure porteuse

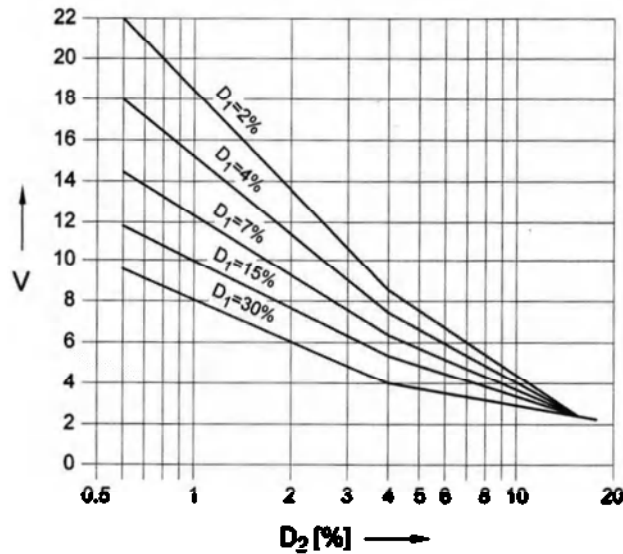


Figure A1-11 : Coefficient d'amplification proposé par le KTA (D1 : amortissement de la structure principale, D2 : amortissement de la structure secondaire)

Nous proposons ici d'adopter la même démarche que KTA en utilisant les accélérations absolues maximales issues du calcul spectral (Tableau A1-6) et en employant un facteur d'amplification inspiré du CT 30 mais où le coefficient d'amplification tend vers 0 à fréquence nulle.

D'où l'écriture suivante qui est proposée :

- Si : $f_{limit} < f_e$ alors : $K_T = 1$
- Si : $1.2f_n \leq f_e \leq f_{limit}$ alors : $K^T = 5 - 4 \left(\log 1.2 \frac{f}{e} \right) \bigg/ \log \frac{1.2f_n}{f_{limit}}$
- Si $0.8f_1 \leq f_e \leq 1.2f_n$: alors : $K_T = 5$

$$- \text{ Si } f_e \leq 0.8.f_1 \text{ alors : } K = 5 \left(\frac{f_1}{f_e} \right)^2$$

La dernière branche permet de trouver un déplacement spectral constant pour les fréquences faibles qui est majoré par rapport au déplacement maximum et au déplacement spectral maximum du plancher.

- f_1 correspond à la fréquence du mode propre fondamental :
ici $f_1=1.573\text{Hz}$ ($T_{b1}=0,636\text{s}$)
- f_n correspond à la fréquence du dernier mode propre prépondérant:
ici $f_n=8.753\text{Hz}$ ($T_{b2}= 1,114\text{s}$)

Pour la structure étudiée, 3 modes propres ont été considérés comme prépondérants.

Ci-après les spectres simplifiés comparés à ceux déterminés avec un calcul temporel.

Les spectres en pseudo-accelération sont donnés ci-dessous en fonction de la fréquence de l'équipement, aux niveaux 1, 3 et 5 :

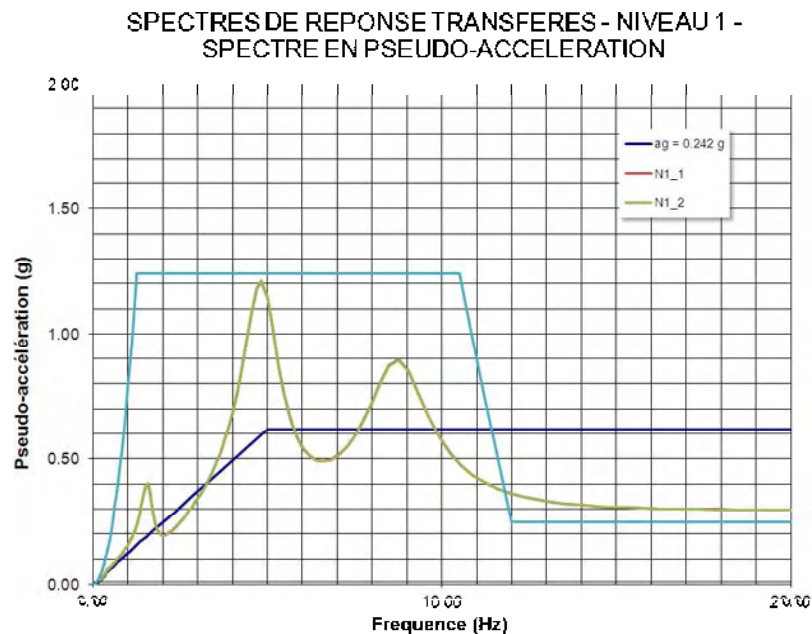


Figure A1-12 : Estimation simplifiée des spectres de plancher – Méthode CT30 et méthode FSG – Niveau 1

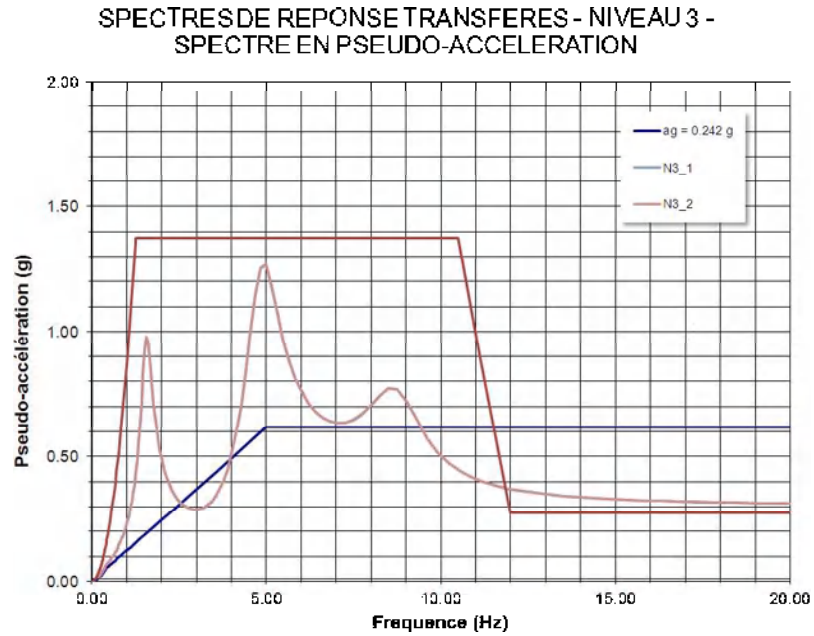


Figure A1-13 : Estimation simplifiée des spectres de plancher – Méthode CT30 et méthode FSG – Niveau 3

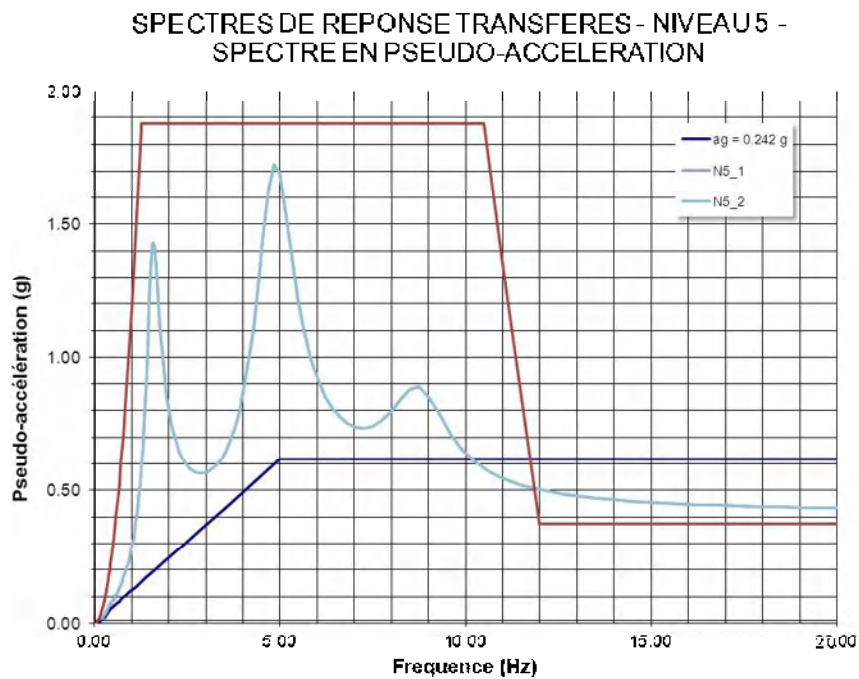


Figure A1-14 : Estimation simplifiée des spectres de plancher – Méthode CT30 et méthode FSG – Niveau 5

L'ANNEXE 5 – Spectres transférés en PSA, PSV, PSD en fonction de la période (méthode simplifiée et méthode FSG), rassemble les spectres en pseudo-accélération, en pseudo-vitesse et en pseudo-déplacement en fonction de la période.

4.5 Transferts de spectres

Le supportage d'un équipement de 10 tonnes situé au 3^{ème} étage (N3_1) est vérifié dans ce chapitre.

On suppose la hauteur de l'équipement égale à 2,0 m et la hauteur de son centre de gravité par rapport au plancher de 1,0 m. L'équipement est supporté par l'intermédiaire de 4 platines situées aux 4 sommets d'un carré de un mètre de côté, chaque platine étant ancrée dans le plancher par deux tiges $\phi 12\text{mm}$. Le supportage n'est vérifié que pour le séisme horizontal combiné au chargement gravitaire en service.

L'accélération maximale au niveau du plancher (ou ZPA) a été déterminé avec la formule du CT 30 et est égale à $3,30\text{m/s}^2$ (§4.4.3).

L'accélération spectrale maximale vaut $11,0\text{ m/s}^2$. Cette valeur a été déterminée en se plaçant sur le plateau du spectre de plancher (Figure A1-13) calculé de façon simplifiée avec la formule du CT30 ($KT=5$), en prenant en compte les non linéarités de la structure support ($q_p=1,5$) et en plafonnant la valeur par la formule du Guide Structures Support Chapitre 5.2.4.

Si l'équipement est suffisamment rigide, la ZPA peut être appliquée de façon statique à l'équipement sans coefficient d'amplification (cf. Guide Structures Support Chapitre 5.2.3.2).

Si l'équipement n'est pas suffisamment rigide, il subira les sollicitations dynamiques transmises par la structure (équipement en résonance). Si le comportement dynamique de l'équipement est mal connu, on peut aussi se placer dans cette hypothèse.

Si un modèle adéquat de l'équipement est disponible, un calcul spectral pourrait être effectué avec le spectre transféré.

Le Tableau A1-21 donne les efforts dans le cas des 2 hypothèses extrêmes : équipement rigide ou équipement souple en résonance.

	SX			Poids propre		Effort de vérification des chevilles
	a (m/s ²)	Effort		Effort		
Equipement Rigide	3.3	Mg (KN.m)	33	Mg (KN.m)	0	Tc (kN) 8,25 Nc (kN) -8 et -41
		Tc (kN)	33	Tc (kN)	0	
		Nc (kN)	0	Nc (kN)	24,5	
Equipement Souple en résonance	11	Mg (KN.m)	110	Mg (KN.m)	0	Tc (kN) 27,5 Nc (kN) 30,5 et -79,5
		Tc (kN)	110	Tc (kN)	0	
		Nc (kN)	0	Nc (kN)	24,5	

Tableau A1-21 : Moment et Effort dans une cheville/platine

CALCUL DYNAMIQUE

Note : Les efforts N_c et T_c dans chaque cheville sont calculés à partir des éléments de réduction globaux au pied de l'équipement M_g , N_g et T_g : $N_c = M_g / (2.L)$ et $T_c = T_g / 4$ pour le chargement sismique, $N_c = N_g / 4$ pour le poids propre. Les valeurs négatives correspondent à de la compression et les valeurs positives à de la traction. L'effort tranchant et l'effort normal sur les chevilles sont concomitants.

ANNEXE 1 – Données géométriques du modèle (ANSYS)

! MODELE_1
! GEOMETRIE

N ,	1 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	0.0000
N ,	2 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	0.5000
N ,	3 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	1.0000
N ,	4 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	1.5000
N ,	5 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	2.0000
N ,	6 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	2.5000
N ,	7 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	3.0000
N ,	8 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	3.5000
N ,	9 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	4.0000
N ,	10 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	4.5000
N ,	11 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	5.0000
N ,	12 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	5.5000
N ,	13 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	6.0000
N ,	14 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	6.5000
N ,	15 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	7.0000
N ,	16 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	7.5000
N ,	17 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	8.0000
N ,	18 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	8.5000
N ,	19 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	9.0000
N ,	20 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	9.5000
N ,	21 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	10.0000
N ,	22 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	10.5000
N ,	23 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	11.0000
N ,	24 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	11.5000
N ,	25 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	12.0000
N ,	26 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	12.5000
N ,	27 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	13.0000
N ,	28 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	13.6000
N ,	29 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	14.0000
N ,	30 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	14.5000
N ,	31 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	15.0000
N ,	32 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	15.5000
N ,	33 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	16.0000
N ,	34 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	16.5000
N ,	35 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	17.0000
N ,	36 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	17.2000
N ,	37 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	18.0000
N ,	38 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	18.5000
N ,	39 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	19.0000
N ,	40 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	19.5000
N ,	41 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	20.0000
N ,	42 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	20.5000
N ,	43 ,	0.0000 ,	0.0000 ,	21.0000
N ,	50 ,	7.0000 ,	0.0000 ,	0.0000
N ,	51 ,	7.0000 ,	0.0000 ,	0.5000
N ,	52 ,	7.0000 ,	0.0000 ,	1.0000
N ,	53 ,	7.0000 ,	0.0000 ,	1.5000
N ,	54 ,	7.0000 ,	0.0000 ,	2.0000
N ,	55 ,	7.0000 ,	0.0000 ,	2.5000
N ,	56 ,	7.0000 ,	0.0000 ,	3.0000
N ,	57 ,	7.0000 ,	0.0000 ,	3.5000
N ,	58 ,	7.0000 ,	0.0000 ,	4.0000

ANNEXE 1 – Données géométriques du modèle (ANSYS)

N	,	59	,	7.0000	,	0.0000	,	4.5000
N	,	60	,	7.0000	,	0.0000	,	5.0000
N	,	61	,	7.0000	,	0.0000	,	5.5000
N	,	62	,	7.0000	,	0.0000	,	6.0000
N	,	63	,	7.0000	,	0.0000	,	6.5000
N	,	64	,	7.0000	,	0.0000	,	7.0000
N	,	65	,	7.0000	,	0.0000	,	7.5000
N	,	66	,	7.0000	,	0.0000	,	8.0000
N	,	67	,	7.0000	,	0.0000	,	8.5000
N	,	68	,	7.0000	,	0.0000	,	9.0000
N	,	69	,	7.0000	,	0.0000	,	9.5000
N	,	70	,	7.0000	,	0.0000	,	10.0000
N	,	71	,	7.0000	,	0.0000	,	10.5000
N	,	72	,	7.0000	,	0.0000	,	11.0000
N	,	73	,	7.0000	,	0.0000	,	11.5000
N	,	74	,	7.0000	,	0.0000	,	12.0000
N	,	75	,	7.0000	,	0.0000	,	12.5000
N	,	76	,	7.0000	,	0.0000	,	13.0000
N	,	77	,	7.0000	,	0.0000	,	13.6000
N	,	78	,	7.0000	,	0.0000	,	14.0000
N	,	79	,	7.0000	,	0.0000	,	14.5000
N	,	80	,	7.0000	,	0.0000	,	15.0000
N	,	81	,	7.0000	,	0.0000	,	15.5000
N	,	82	,	7.0000	,	0.0000	,	16.0000
N	,	83	,	7.0000	,	0.0000	,	16.5000
N	,	84	,	7.0000	,	0.0000	,	17.0000
N	,	85	,	7.0000	,	0.0000	,	17.2000
N	,	86	,	7.0000	,	0.0000	,	18.0000
N	,	87	,	7.0000	,	0.0000	,	18.5000
N	,	88	,	7.0000	,	0.0000	,	19.0000
N	,	89	,	7.0000	,	0.0000	,	19.5000
N	,	90	,	7.0000	,	0.0000	,	20.0000
N	,	91	,	7.0000	,	0.0000	,	20.5000
N	,	92	,	7.0000	,	0.0000	,	21.0000
N	,	100	,	0.5000	,	0.0000	,	5.0000
N	,	101	,	1.0000	,	0.0000	,	5.0000
N	,	102	,	1.5000	,	0.0000	,	5.0000
N	,	103	,	2.0000	,	0.0000	,	5.0000
N	,	104	,	2.5000	,	0.0000	,	5.0000
N	,	105	,	3.0000	,	0.0000	,	5.0000
N	,	106	,	3.5000	,	0.0000	,	5.0000
N	,	107	,	4.0000	,	0.0000	,	5.0000
N	,	108	,	4.5000	,	0.0000	,	5.0000
N	,	109	,	5.0000	,	0.0000	,	5.0000
N	,	110	,	5.7000	,	0.0000	,	5.0000
N	,	111	,	6.0000	,	0.0000	,	5.0000
N	,	112	,	6.5000	,	0.0000	,	5.0000
N	,	120	,	0.5000	,	0.0000	,	9.0000
N	,	121	,	1.0000	,	0.0000	,	9.0000
N	,	122	,	1.5000	,	0.0000	,	9.0000
N	,	123	,	2.0000	,	0.0000	,	9.0000
N	,	124	,	2.3000	,	0.0000	,	9.0000
N	,	125	,	3.0000	,	0.0000	,	9.0000
N	,	126	,	3.5000	,	0.0000	,	9.0000

ANNEXE 1 – Données géométriques du modèle (ANSYS)

N	127	4.0000	0.0000	9.0000
N	128	4.7000	0.0000	9.0000
N	129	5.0000	0.0000	9.0000
N	130	5.5000	0.0000	9.0000
N	131	6.0000	0.0000	9.0000
N	132	6.5000	0.0000	9.0000
N	140	0.5000	0.0000	13.0000
N	141	1.0000	0.0000	13.0000
N	142	1.6000	0.0000	13.0000
N	143	2.0000	0.0000	13.0000
N	144	2.5000	0.0000	13.0000
N	145	3.0000	0.0000	13.0000
N	146	3.5000	0.0000	13.0000
N	147	4.0000	0.0000	13.0000
N	148	4.4000	0.0000	13.0000
N	149	5.0000	0.0000	13.0000
N	150	5.5000	0.0000	13.0000
N	151	6.0000	0.0000	13.0000
N	152	6.5000	0.0000	13.0000
N	160	0.5000	0.0000	17.0000
N	161	1.0000	0.0000	17.0000
N	162	1.5000	0.0000	17.0000
N	163	2.0000	0.0000	17.0000
N	164	2.5000	0.0000	17.0000
N	165	3.0000	0.0000	17.0000
N	166	3.5000	0.0000	17.0000
N	167	4.0000	0.0000	17.0000
N	168	4.5000	0.0000	17.0000
N	169	5.0000	0.0000	17.0000
N	170	5.5000	0.0000	17.0000
N	171	6.0000	0.0000	17.0000
N	172	6.5000	0.0000	17.0000
N	180	0.5000	0.0000	21.0000
N	181	1.0000	0.0000	21.0000
N	182	1.5000	0.0000	21.0000
N	183	2.0000	0.0000	21.0000
N	184	2.5000	0.0000	21.0000
N	185	3.0000	0.0000	21.0000
N	186	3.5000	0.0000	21.0000
N	187	4.0000	0.0000	21.0000
N	188	4.5000	0.0000	21.0000
N	189	5.0000	0.0000	21.0000
N	190	5.5000	0.0000	21.0000
N	191	6.0000	0.0000	21.0000
N	192	6.5000	0.0000	21.0000
!				
N	200	10.0000	0.0000	0.0000
N	201	10.0000	0.0000	0.0000
!				
N	202	0.0000	0.0000	50.0000
N	203	0.0000	0.0000	50.0000
N	204	0.0000	0.0000	50.0000
N	205	0.0000	0.0000	50.0000
N	206	0.0000	0.0000	50.0000

! POTEAU

```

TYPE      ,      1
MAT       ,      2
REAL      ,      2
E ,      1 ,      2 ,      200
E ,      2 ,      3 ,      200
E ,      3 ,      4 ,      200
E ,      4 ,      5 ,      200
E ,      5 ,      6 ,      200
E ,      6 ,      7 ,      200
E ,      7 ,      8 ,      200
E ,      8 ,      9 ,      200
E ,      9 ,      10 ,      200
E ,      10 ,      11 ,      200
E ,      11 ,      12 ,      200
E ,      12 ,      13 ,      200
E ,      13 ,      14 ,      200
E ,      14 ,      15 ,      200
E ,      15 ,      16 ,      200
E ,      16 ,      17 ,      200
E ,      17 ,      18 ,      200
E ,      18 ,      19 ,      200
E ,      19 ,      20 ,      200
E ,      20 ,      21 ,      200
E ,      21 ,      22 ,      200
E ,      22 ,      23 ,      200
E ,      23 ,      24 ,      200
E ,      24 ,      25 ,      200
E ,      25 ,      26 ,      200
E ,      26 ,      27 ,      200

```

! HEB800

```

REAL      ,      3
E ,      27 ,      28 ,      200
E ,      28 ,      29 ,      200
E ,      29 ,      30 ,      200
E ,      30 ,      31 ,      200
E ,      31 ,      32 ,      200
E ,      32 ,      33 ,      200
E ,      33 ,      34 ,      200
E ,      34 ,      35 ,      200
E ,      35 ,      36 ,      200
E ,      36 ,      37 ,      200
E ,      37 ,      38 ,      200
E ,      38 ,      39 ,      200
E ,      39 ,      40 ,      200
E ,      40 ,      41 ,      200
E ,      41 ,      42 ,      200
E ,      42 ,      43 ,      200

```

! HEB600

```

REAL      ,      2
E ,      50 ,      51 ,      201
E ,      51 ,      52 ,      201
E ,      52 ,      53 ,      201
E ,      53 ,      54 ,      201
E ,      54 ,      55 ,      201

```

! HEB800

ANNEXE 1 – Données géométriques du modèle (ANSYS)

```

E ,      55 ,      56 ,      201
E ,      56 ,      57 ,      201
E ,      57 ,      58 ,      201
E ,      58 ,      59 ,      201
E ,      59 ,      60 ,      201
E ,      60 ,      61 ,      201
E ,      61 ,      62 ,      201
E ,      62 ,      63 ,      201
E ,      63 ,      64 ,      201
E ,      64 ,      65 ,      201
E ,      65 ,      66 ,      201
E ,      66 ,      67 ,      201
E ,      67 ,      68 ,      201
E ,      68 ,      69 ,      201
E ,      69 ,      70 ,      201
E ,      70 ,      71 ,      201
E ,      71 ,      72 ,      201
E ,      72 ,      73 ,      201
E ,      73 ,      74 ,      201
E ,      74 ,      75 ,      201
E ,      75 ,      76 ,      201
REAL    ,      3
E ,      76 ,      77 ,      201
E ,      77 ,      78 ,      201
E ,      78 ,      79 ,      201
E ,      79 ,      80 ,      201
E ,      80 ,      81 ,      201
E ,      81 ,      82 ,      201
E ,      82 ,      83 ,      201
E ,      83 ,      84 ,      201
E ,      84 ,      85 ,      201
E ,      85 ,      86 ,      201
E ,      86 ,      87 ,      201
E ,      87 ,      88 ,      201
E ,      88 ,      89 ,      201
E ,      89 ,      90 ,      201
E ,      90 ,      91 ,      201
E ,      91 ,      92 ,      201
! POUTRE
TYPE    ,      1
MAT     ,      3
REAL    ,      4
! NIVEAU 1
E ,      11 ,     100 ,      202
E ,     100 ,     101 ,      202
E ,     101 ,     102 ,      202
E ,     102 ,     103 ,      202
E ,     103 ,     104 ,      202
E ,     104 ,     105 ,      202
E ,     105 ,     106 ,      202
E ,     106 ,     107 ,      202
E ,     107 ,     108 ,      202
E ,     108 ,     109 ,      202
E ,     109 ,     110 ,      202
! HEB600
! HEB600

```

ANNEXE 1 – Données géométriques du modèle (ANSYS)

	E ,	110 ,	111 ,	202
	E ,	111 ,	112 ,	202
	E ,	112 ,	60 ,	202
! NIVEAU 2				
	E ,	19 ,	120 ,	203
	E ,	120 ,	121 ,	203
	E ,	121 ,	122 ,	203
	E ,	122 ,	123 ,	203
	E ,	123 ,	124 ,	203
	E ,	124 ,	125 ,	203
	E ,	125 ,	126 ,	203
	E ,	126 ,	127 ,	203
	E ,	127 ,	128 ,	203
	E ,	128 ,	129 ,	203
	E ,	129 ,	130 ,	203
	E ,	130 ,	131 ,	203
	E ,	131 ,	132 ,	203
	E ,	132 ,	68 ,	203
! NIVEAU 3				
	E ,	27 ,	140 ,	204
	E ,	140 ,	141 ,	204
	E ,	141 ,	142 ,	204
	E ,	142 ,	143 ,	204
	E ,	143 ,	144 ,	204
	E ,	144 ,	145 ,	204
	E ,	145 ,	146 ,	204
	E ,	146 ,	147 ,	204
	E ,	147 ,	148 ,	204
	E ,	148 ,	149 ,	204
	E ,	149 ,	150 ,	204
	E ,	150 ,	151 ,	204
	E ,	151 ,	152 ,	204
	E ,	152 ,	76 ,	204
! NIVEAU 4				
	E ,	35 ,	160 ,	205
	E ,	160 ,	161 ,	205
	E ,	161 ,	162 ,	205
	E ,	162 ,	163 ,	205
	E ,	163 ,	164 ,	205
	E ,	164 ,	165 ,	205
	E ,	165 ,	166 ,	205
	E ,	166 ,	167 ,	205
	E ,	167 ,	168 ,	205
	E ,	168 ,	169 ,	205
	E ,	169 ,	170 ,	205
	E ,	170 ,	171 ,	205
	E ,	171 ,	172 ,	205
	E ,	172 ,	84 ,	205
! NIVEAU 5				
	E ,	43 ,	180 ,	206
	E ,	180 ,	181 ,	206
	E ,	181 ,	182 ,	206
	E ,	182 ,	183 ,	206
	E ,	183 ,	184 ,	206

ANNEXE 1 – Données géométriques du modèle (ANSYS)

```

E ,      184 ,      185 ,      206
E ,      185 ,      186 ,      206
E ,      186 ,      187 ,      206
E ,      187 ,      188 ,      206
E ,      188 ,      189 ,      206
E ,      189 ,      190 ,      206
E ,      190 ,      191 ,      206
E ,      191 ,      192 ,      206
E ,      192 ,      92 ,      206

! BRACONS
TYPE      ,      2
MAT       ,      2
REAL      ,      5
E ,      7 ,      103
E ,      15 ,      123
E ,      23 ,      143
E ,      31 ,      163
E ,      39 ,      183
E ,      56 ,      109
E ,      64 ,      129
E ,      72 ,      149
E ,      80 ,      169
E ,      88 ,      189

! MASSE
TYPE      ,      3
! NIVEAU 1
REAL      ,      10
E ,      104
REAL      ,      11
E ,      110

! NIVEAU 2
REAL      ,      20
E ,      124
E ,      126
E ,      128

! NIVEAU 3
REAL      ,      30
E ,      142
REAL      ,      31
E ,      148

! NIVEAU 4
REAL      ,      40
E ,      166

! NIVEAU 5
REAL      ,      50
E ,      183
E ,      189

! CONDITION AUX LIMITES
D ,      1 , ALL
D ,      50 , ALL
D ,      2 , UY      ,,,      43 ,      ,      ROTX      ,      R

```

ANNEXE 1 – Données géométriques du modèle (ANSYS)

D	,	51	,	UY	'''	92	,	,	ROTX	,	R
D	,	100	,	UY	'''	112	,	,	ROTX	,	R
D	,	120	,	UY	'''	132	,	,	ROTX	,	R
D	,	140	,	UY	'''	152	,	,	ROTX	,	R
D	,	160	,	UY	'''	172	,	,	ROTX	,	R
D	,	180	,	UY	'''	192	,	,	ROTX	,	R

ANNEXE 2 – Données mécaniques du modèle (ANSYS)

ANNEXE 2 – Données mécaniques du modèle (ANSYS)

```

/PREP7
!-----
! ICPE SUPPORT - CHARPENTE
!-----

!-----
! TYPES d ELEMENTS
!-----
ET      ,      1,BEAM4
ET      ,      2,LINK8
ET      ,      3,MASS21

!-----
! MATERIAUX
!-----
!**** RIGIDE ****
MP      ,      EX ,      1,      1.00E+07      ! Mpa
MP      ,      NUXY ,      1,      3.00E-01
MP      ,      DENS ,      1,      0.00E+00      ! kT/m3
MP      ,      DAMP ,      1,      1.00E-03
!**** ACIER POTEAUX ****
MP      ,      EX ,      2,      2.10E+05      ! Mpa
MP      ,      NUXY ,      2,      3.00E-01
MP      ,      DENS ,      2,      7.85E-03      ! kT/m3
MP      ,      DAMP ,      2,      4.00E-02
!**** ACIER PLANCHER ****
MP      ,      EX ,      3,      2.10E+05      ! Mpa
MP      ,      NUXY ,      3,      3.00E-01
MP      ,      DENS ,      3,      1.5873E-01      ! kT/m3
MP      ,      DAMP ,      3,      4.00E-02

!-----
! DEFINITIONS DES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES
!-----
!*** DEFINITION ***
! R      NUM ,      AREA      ,      IZZ      ,      IYY      ,      HZ
!      ,      HY
! RMORE      ,      IXX      ,      SHEARZ      ,      SHEARY
!*** RIGID ***
R      ,      1,      100      ,      10000      ,      10000      ,      0.8
!      ,      0.3
RMORE      ,      ,      10000      ,      1      ,      1

!*** REAL - POTEAU ***
!*** HEB800 ***
R      ,      2,      0.03342      ,      0.000149      ,      0.003591      ,      0.8
!      ,      0.3
RMORE      ,      ,      9.460E-06      ,      1.7150      ,      2.3920

!*** HEB600 ***
R      ,      3,      0.027      ,      0.0001353      ,      0.00171      ,      0.6
!      ,      0.3
RMORE      ,      ,      6.672E-06      ,      1.5500      ,      2.8760

!*** REAL - POUTRE ***
!*** HEB600 ***
R      ,      4,      0.027      ,      0.0001353      ,      0.00171      ,      0.6
!      ,      0.3
RMORE      ,      ,      6.672E-06      ,      1.5500      ,      2.8760

!*** REAL - BRACON ***
!*** S=0.02m2 ***
R      ,      5,      0.02

!
!
!*** MASSE ***
!*** MASSE PONCTUELLE ***
R      ,      10,      0.020      ,      0.020      ,      0.020
R      ,      11,      0.010      ,      0.010      ,      0.010
R      ,      20,      0.010      ,      0.010      ,      0.010
R      ,      30,      0.010      ,      0.010      ,      0.010
R      ,      31,      0.020      ,      0.020      ,      0.020

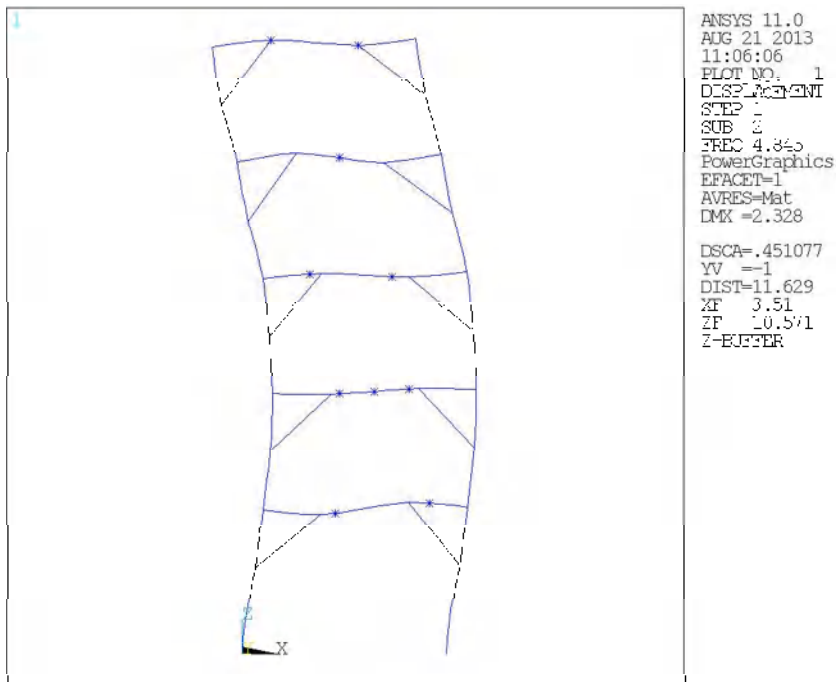
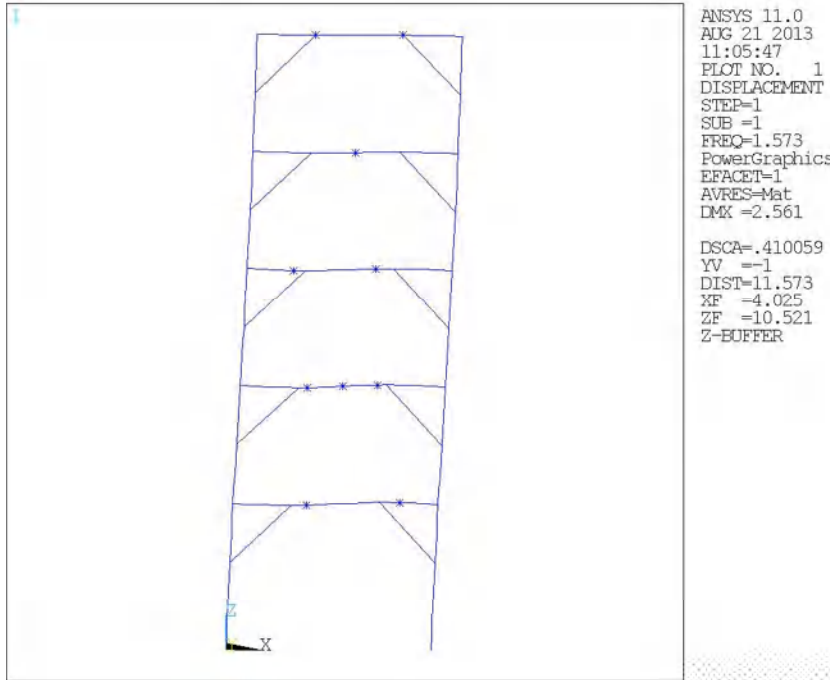
```

ANNEXE 2 – Données mécaniques du modèle (ANSYS)

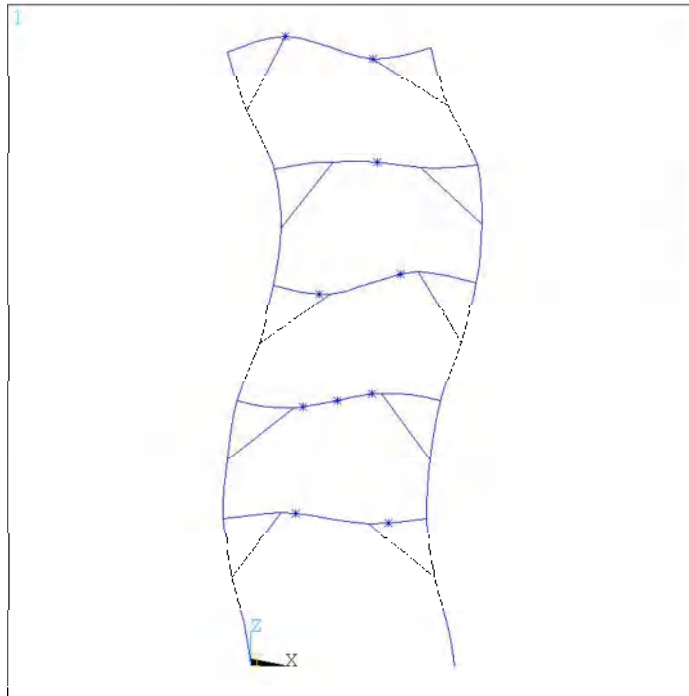
R	,	40,	0.030	,	0.030	,	0.030
R	,	50,	0.015	,	0.015	,	0.015

ANNEXE 3 – Déformées modales (ANSYS)

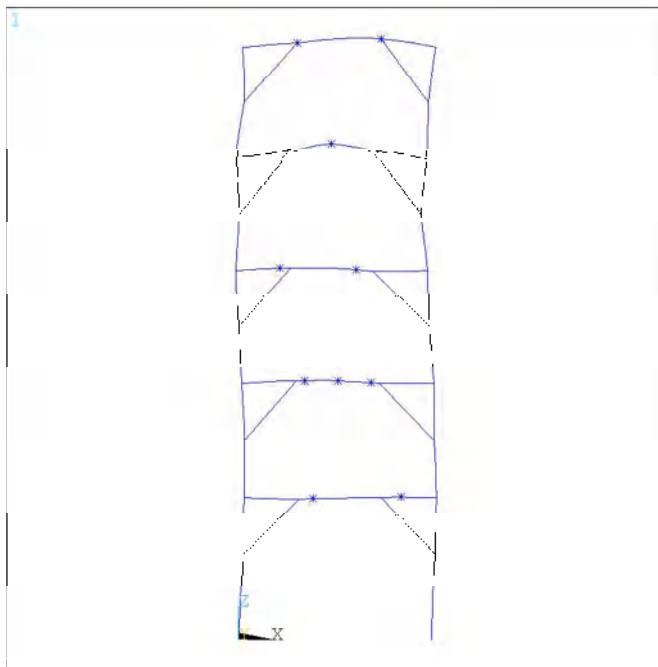
ANNEXE 3 – Déformées modales (ANSYS)



ANNEXE 3 – Déformées modales (ANSYS)

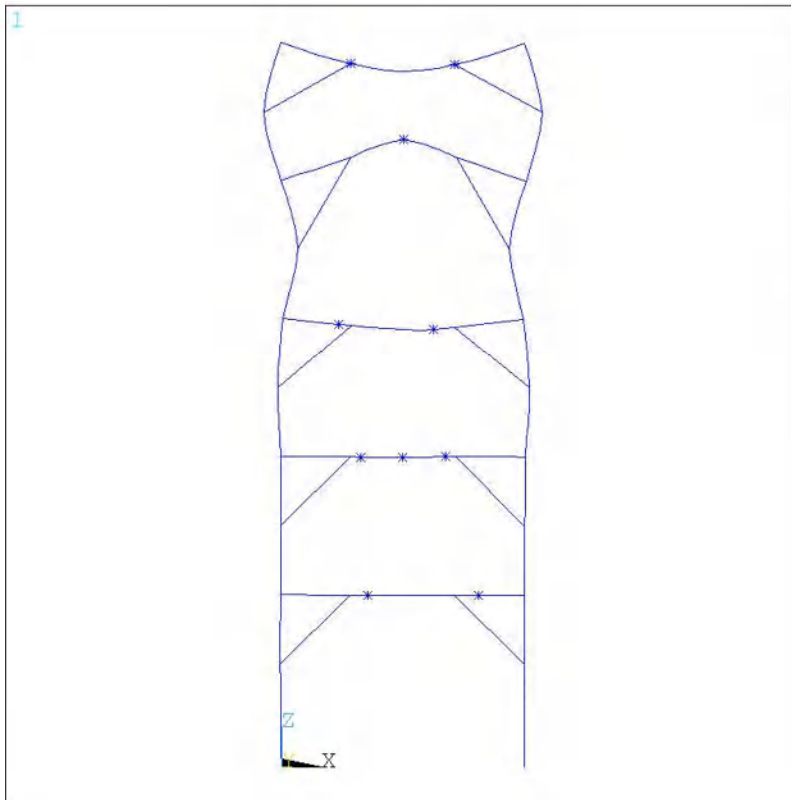


```
ANSYS 11.0  
AUG 21 2013  
11:06:29  
PLOT NO. 1  
DISPLACEMENT  
STEP=1  
SUB 3  
FREQ=8.753  
PowerGraphics  
EFACET=1  
AVRES=Mat  
DMX =2.241  
  
DSCA=.468466  
YV =-1  
DIST=11.904  
XF 3.496  
ZF =10.882  
Z-BUFFER
```



```
ANSYS 11.0  
AUG 21 2013  
11:06:49  
PLOT NO. 1  
DISPLACEMENT  
STEP=1  
SUB 4  
FREQ=8.917  
PowerGraphics  
EFACET=1  
AVRES=Mat  
DMX =3.104  
  
DSCA=.338223  
YV =-1  
DIST=12.028  
XF =3.503  
ZF =10.975  
Z-BUFFER
```

ANNEXE 3 – Déformées modales (ANSYS)



ANSYS 11.0
AUG 21 2013
11:07:14
PLOT NO. 1
DISPLACEMENT
STEP=1
SUB =5
FREQ=11.393
PowerGraphics
EFACET=1
AVRES=Mat
DMX =3.586

DSCA=.292791
YV =-1
DIST=11.483
XF =3.501
ZF =10.439
Z-BUFFER

ANNEXE 4 – Masses participantes (ANSYS) horizontale et verticale

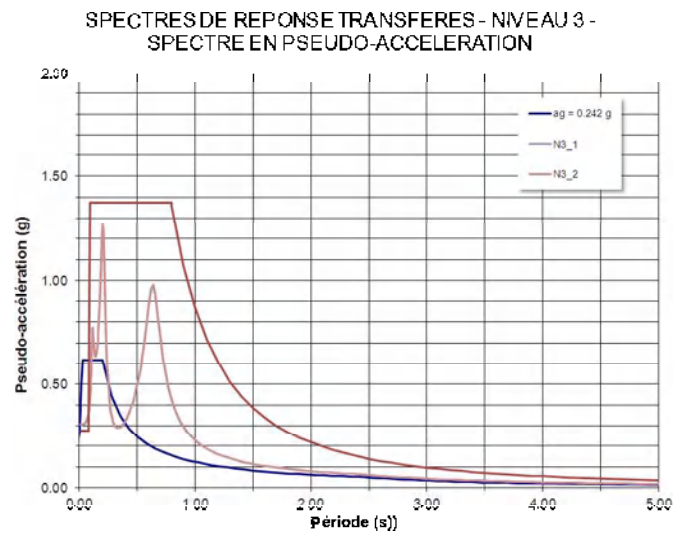
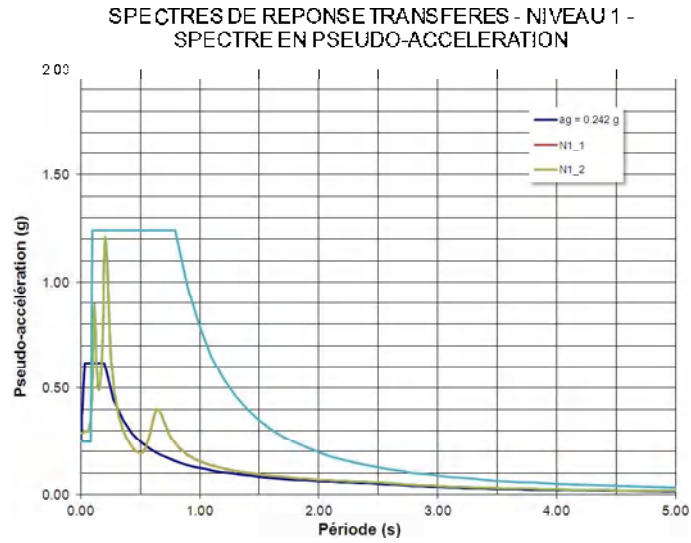
MASSES PARTICIPANTES HORIZONTALES

MODE	FREQUENCE (Hz)	Masse Effective Direction X (%)	Masse Effective Cumulée Direction X (%)
1	1.573	83.1	83.1
2	4.845	11.5	94.6
3	8.753	2.8	97.4
4	8.917	0.2	97.6
5	11.393	0.0	97.6
6	12.626	1.1	98.7
7	14.062	0.1	98.8
8	14.111	0.0	98.8
9	14.960	0.0	98.8
10	15.858	0.2	99.0

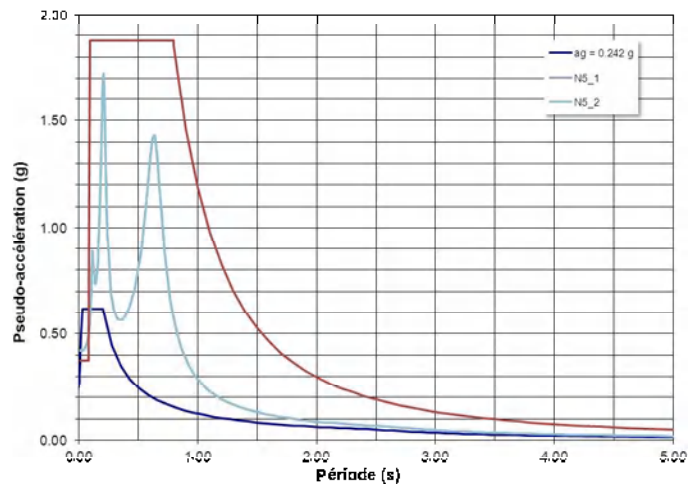
MASSES PARTICIPANTES VERTICALES

MODE	FREQUENCE (Hz)	Masse Effective Direction Z (%)	Masse Effective Cumulée Direction Z (%)
1	1.573	0.0	0.0
2	4.845	0.0	0.0
3	8.753	5.1	5.1
4	8.917	72.5	77.6
5	11.393	2.5	80.2
6	12.626	0.0	80.2
7	14.062	2.4	82.6
8	14.111	3.6	86.2
9	14.960	8.6	94.8
10	15.858	1.1	95.9

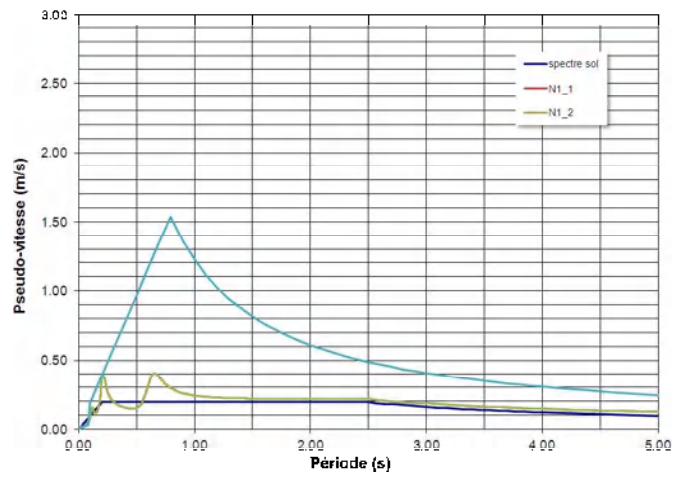
ANNEXE 5 – Spectres transférés en PSA, PSV, PSD en fonction de la période (méthode simplifiée et méthode FSG)

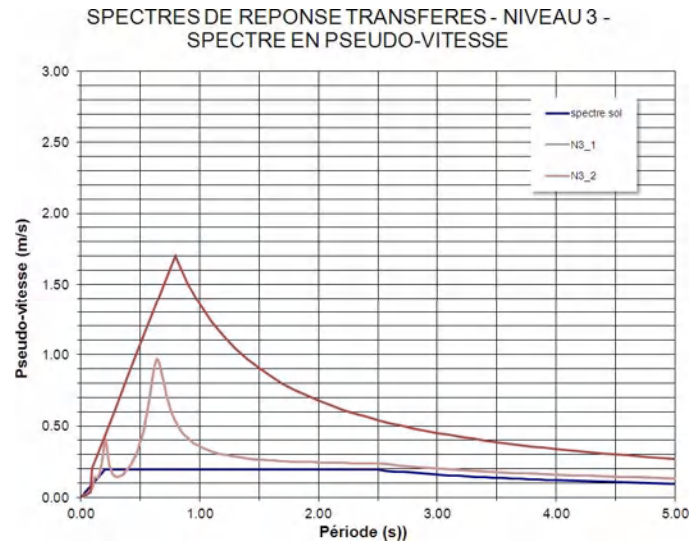


SPECTRES DE REPONSE TRANSFERES - NIVEAU 5 -
SPECTRE EN PSEUDO-ACCELERATION

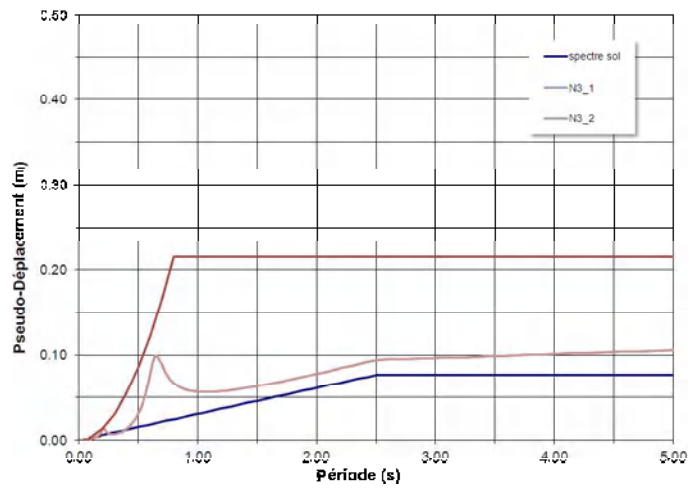


SPECTRES DE REPONSE TRANSFERES - NIVEAU 1 -
SPECTRE EN PSEUDO-VITESSE

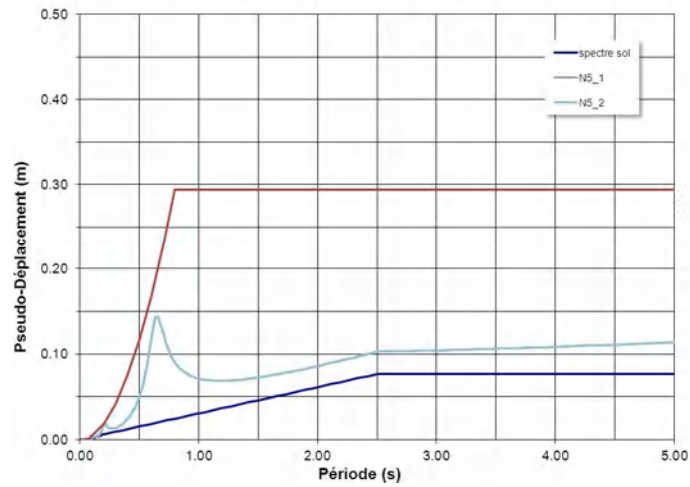


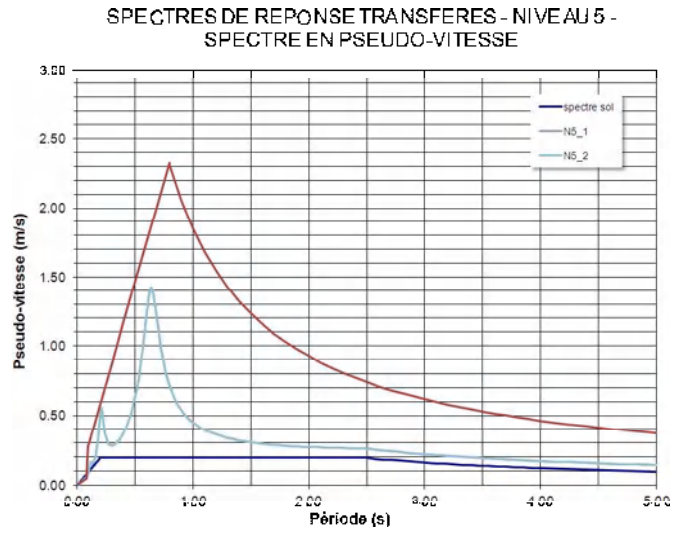


SPECTRES DE REPONSE TRANSFERES - NIVEAU 3 -
SPECTRE EN DEPLACEMENT



SPECTRES DE REPONSE TRANSFERES - NIVEAU 5 -
SPECTRE EN DEPLACEMENT





Contenu

1.	RESUME DE L'EXEMPLE.....	4
2.	INTRODUCTION.....	4
3.	PRESENTATION DU MODELE.....	4
3.1	Présentation du réservoir et de la structure support.....	4
3.2	Signal sismique.....	5
3.3	Présentation du modèle de calcul.....	5
3.3.1	Géométrie.....	5
3.3.2	Caractéristiques mécaniques.....	7
3.3.3	Masses du liquide.....	8
3.3.4	Conditions aux limites.....	8
4.	CALCULS DYNAMIQUES.....	9
4.1	Modèle 1.....	9
4.1.1	Analyse modale.....	9
4.1.1	Analyse spectrale.....	10
4.2	Modèle 1a.....	11
4.2.1	Analyse modale.....	11
4.3	Modèle 1b.....	13
4.3.1	Analyse modale.....	13
5.	EFFETS DU SUPPORT.....	14
6.	MODIFICATIONS DU MODELE.....	15
6.1.1	Géométrie.....	17
6.1.2	Analyse modale.....	17
6.1.3	Analyse spectrale.....	18
7.	PRISE EN COMPTE DU FOAMGLASS.....	21
7.1.1	Analyse spectrale.....	22
8.	PRISE EN COMPTE DU MODE AXISYMETRIQUE.....	25
8.1.1	Modèle 1.....	26
8.1.1.1	Analyse modale/spectrale.....	26
8.1.1.2	Analyse spectrale.....	26
8.1.2	Modèle 2.....	27
8.1.2.1	Analyse modale/ spectrale.....	27
	ANNEXE 1 – Modèle 1 – Efforts dans les poteaux.....	30

ANNEXE 2 – Modèle 2 – Efforts dans les poteaux	38
------------------------------------------------------	----

Table des illustrations

Figure A2-1 : Modèle du réservoir et du support	5
Figure A2-2 : Modèle des poteaux support de la dalle (éléments poutres)	6
Figure A2-3 : Modèle des poutres rigides en base du réservoir	6
Figure A2-4 : Modèle de la dalle (éléments coques).....	7
Figure A2-5 : Modèle des modes convectif et impulsif.....	7
Figure A2-6: Modèle 1 - Déformée modale – mode 2 : 0,27Hz	9
Figure A2-7 : Modèle 1 - Déformée modale – mode 4 : 4.56Hz	10
Figure A2-8 : Repérage des axes locaux des poteaux	11
Figure A2-9 : Modèle 1a - Déformée modale – mode 1 : 0,27Hz	12
Figure A2-10 : Modèle 1a - Déformée modale – mode 3 : 6,8Hz	12
Figure A2-11 : Modèle 1b - Déformée modale – mode 1 : 5,28Hz	13
Figure A2-12: Modèle brochette - Principe	16
Figure A2-13 : Modèle 2 - Déformée modale – mode 1 : 0,27Hz – Mode convectif.....	17
Figure A2-14 : Modèle 2 - Déformée modale – mode 2 : 3,737Hz – Mode impulsif	18
Figure A2-15 : Modèle 2 – Détail de la modélisation au niveau de la dalle	20
Figure A2-16 : Modèle 2 – Orientation du repère local des poutres	21
Figure A2-17: Modèle 2a – Détail de la modélisation au niveau de la dalle et du foamglas	24
Figure A2-18 : Spectre de réponse élastique vertical Zone 3, Classe de sol A – ZPA = 0,222g.....	25

Tableau A2-1 : Modèle 1 : fréquences, masses effectives et masses effectives cumulées.....	9
Tableau A2-2 : Modèle 1 – Accélération (m/s^2)	10
Tableau A2-3 : Modèle 1 – Déplacement (mm).....	10
Tableau A2-4 : Modèle 1a : fréquences, masses effectives et masses effectives cumulées.....	11
Tableau A2-5: Modèle 1b : fréquences, masses effectives et masses effectives cumulées	13
Tableau A2-6 : Récapitulatif des fréquences des modèles 1, 1a et 1b	14
Tableau A2-7 : Modèle 2 : fréquences, masses effectives et masses effectives cumulées.....	17
Tableau A2-8 : Modèle 2 – Accélération (m/s^2).....	19
Tableau A2-9: Modèle 2 – Accélération à différentes hauteurs du réservoir (m/s^2).....	19
Tableau A2-10 : Modèle 2 – Déplacement (mm).....	19
Tableau A2-11 : Modèle 2 – Déplacement à différentes hauteurs du réservoir (mm).....	20
Tableau A2-12 : Modèle 2 – Torseurs en base du réservoir et en surface de la dalle	20
Tableau A2-13 : Modèle 2a : fréquences, masses effectives et masses effectives cumulées.....	22
Tableau A2-14 : Modèle 2a - Accélération (m/s^2).....	22
Tableau A2-15 : Modèle 2a – Accélération à différentes hauteurs du réservoir (m/s^2)	23
Tableau A2-16 : Modèle 2a – Déplacement (mm).....	23
Tableau A2-17 : Modèle 2a – Déplacement à différentes hauteurs du réservoir (mm)	24

Tableau A2-18 : Modèle 2a – Torseurs en base du réservoir et en surface de la dalle	24
Tableau A2-19 : Modèle 1 : fréquences, masses effectives et masses effectives cumulées – Mode axisymétrique	26
Tableau A2-20 : Modèle 1 – Accélération (m/s^2) – Mode axisymétrique	26
Tableau A2-21 : Modèle 1 – Déplacement (mm) – Mode axisymétrique	27
Tableau A2-22 : Modèle 2 : fréquences, masses effectives et masses effectives cumulées – Mode axisymétrique	27
Tableau A2-23 : Modèle 2 – Accélération à différentes hauteurs du réservoir (m/s^2) – Mode axisymétrique	28
Tableau A2-24 : Modèle 2 – Déplacement à différentes hauteurs du réservoir (mm) – Mode axisymétrique	28
Tableau A2-25 : Modèle 2 – Torseurs en base du réservoir et en milieu de la dalle) – Mode axisymétrique	29

1. RESUME DE L'EXEMPLE

Présentation d'un exemple traitant de la modélisation d'un réservoir reposant sur une dalle en hauteur, supportée par un ensemble de poteaux – Modélisation du support (poteaux et dalles), du réservoir, calcul modal, spectral et détermination des efforts.

2. INTRODUCTION

Dans le cadre du groupe Support du programme d'élaboration des guides techniques séisme ICPE, et en particulier du sous-groupe traitant des transferts de spectre, il a été proposé de traiter des exemples pour illustrer les couplages entre les modes d'une structure et les modes de son support.

L'exemple présenté ici est constitué d'un réservoir reposant sur une dalle en hauteur, supportée par un ensemble de poteaux.

Le spectre utilisé pour représenter la sollicitation sismique horizontale est le spectre issu du décret sur les ICPE, zone 3, classe de sol A.

3. PRESENTATION DU MODELE

3.1 Présentation du réservoir et de la structure support

Les données du réservoir sont issues de la référence [R47]. La structure est constituée :

- D'un réservoir cylindrique dont les caractéristiques sont :
 - Hauteur = 12,0m
 - Diamètre = 12,5m
 - 6 viroles d'épaisseur 15mm pour la 1^{ère}, puis 6mm pour les suivantes
 - Masse :
 - Robe : 27,57t
 - Fond : 6,70t
 - Toit : 6,225t
 - Liquide :
 - Masse totale = 1620t
 - Masse convective
 - Fréquence : 0,2703Hz
 - Masse = 23,9% de la masse totale soit 387,2t
 - Hauteur = 0,732 x $H_{\text{réservoir}}$ = 8,784m
 - Masse impulsive
 - Fréquence : 6,80Hz
 - Masse = 77,3% de la masse totale soit 1252,3t
 - Hauteur = 0,402 x $H_{\text{réservoir}}$ = 4,824m
 - Masse totale liquide horizontale ($M_{\text{conv}} + M_{\text{imp}}$) = 1639,4t.
- D'une dalle de forme octogonale, de côté 2,68m, d'épaisseur 70cm supportant le réservoir et soutenue par :
 - Des poteaux de 50cm de diamètre, disposés comme suit :

PRESENTATION DU MODELE

- 6 sur un rayon de 2,0m ;
- 8 sur un rayon de 4,0m ;
- 12 sur un rayon de 6,0m.

La figure ci-dessous présente la géométrie du modèle.

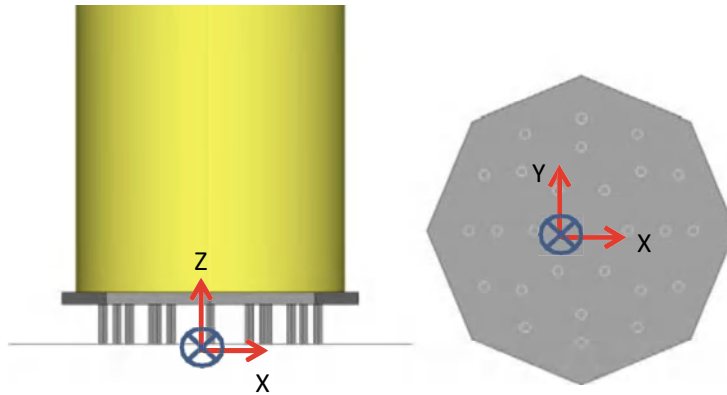


Figure A2-1 : Modèle du réservoir et du support

3.2 Signal sismique

Le signal sismique est défini dans l'Annexe A0 du présent guide.

3.3 Présentation du modèle de calcul

Le modèle éléments finis représente la structure support constituée de la dalle en béton armé et de ses poteaux, le liquide stocké représenté par une masse convective et une masse impulsive. Ceci constitue le modèle 1 : on ne tient pas compte de la structure du réservoir dans un premier temps, afin de montrer l'influence de la structure support sur la réponse dynamique du liquide.

Dans le modèle 2, le réservoir est modélisé par une brochette. Les masses convective et impulsive sont alors liés au réservoir.

Les différents modèles sont réalisés à l'aide du programme ANSYS [R44]. Les calculs sont réalisés en parallèle sur un modèle réalisé avec le code ASTER [R45].

3.3.1 Géométrie

Les axes globaux sont repérés sur la Figure A2-1.

Les poteaux et les poutres sont modélisés par des éléments poutres (Type BEAM4 dans ANSYS – Figure A2-2 et Figure A2-3).

La dalle est modélisée par des éléments coques linéaires (Type SHELL63 dans ANSYS – Figure A2-4).

PRESENTATION DU MODELE

Les masses nodales sont modélisées par des éléments du type MASS21 dans ANSYS.

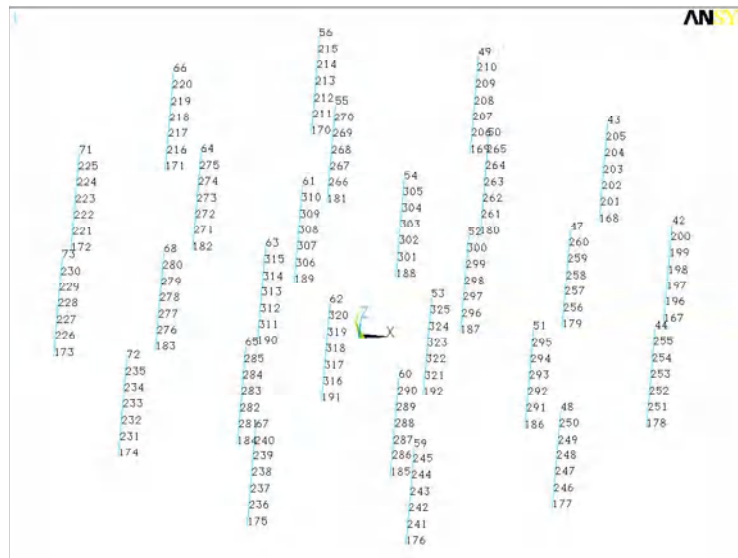


Figure A2-2 : Modèle des poteaux support de la dalle (éléments poutres)

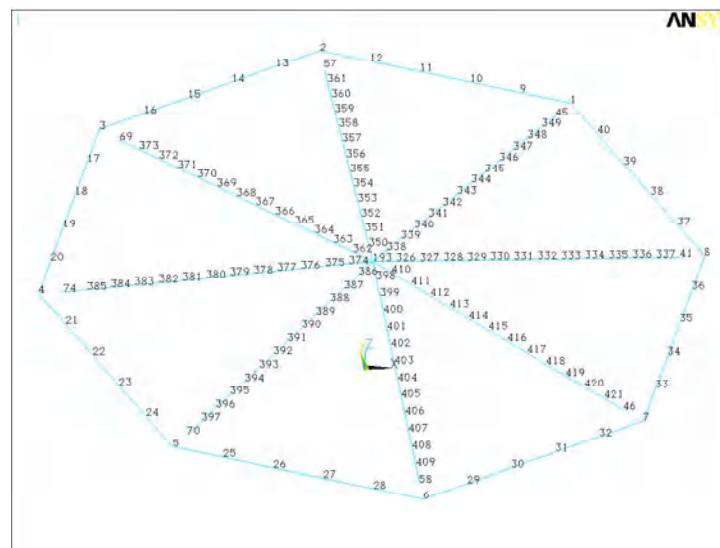


Figure A2-3 : Modèle des poutres rigides en base du réservoir

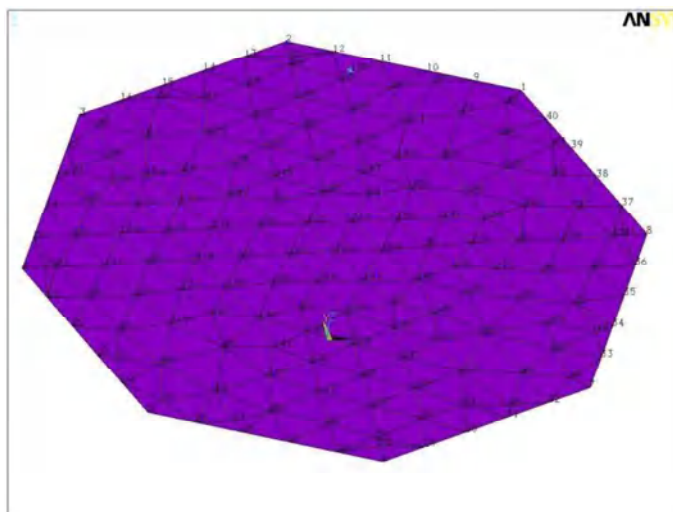


Figure A2-4 : Modèle de la dalle (éléments coques)

La masse du réservoir (40,5t) est bien inférieure à la masse du liquide contenu (1620t).

Dans un premier temps, seule la masse convective et la masse impulsive sont modélisées.

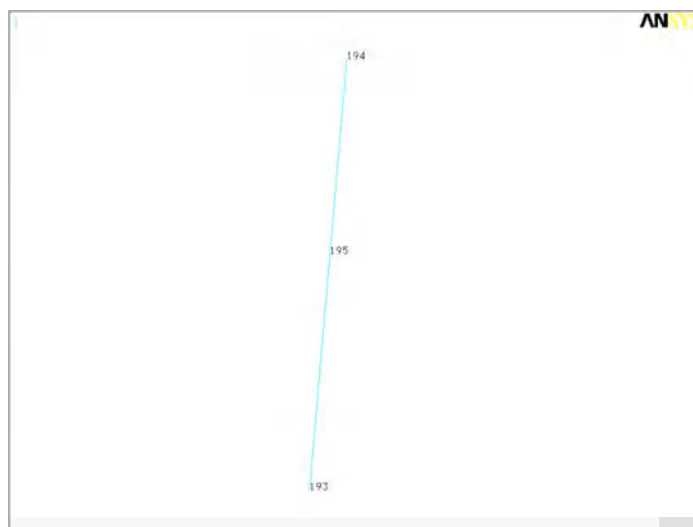


Figure A2-5 : Modèle des modes convectif et impulsif

3.3.2 Caractéristiques mécaniques

Les caractéristiques mécaniques du béton des poteaux et de la dalle sont les suivantes :

- Module d'Young $E_y = 40000$ MPa ;
- Coefficient de Poisson $\nu = 0,2$;
- Masse volumique $\rho_b^1 = 2,5$ t/m³ ;
- Amortissement $\beta = 7\%$.

¹ Dans les modèles 1, 1a et 1b, les supports du réservoir (dalle et poteaux) sont considérés non massiques, c'est-à-dire $\rho_b = 0$.

Les caractéristiques mécaniques de l'acier du réservoir sont les suivantes :

- Module d'Young $E_y = 200000$ MPa ;
- Coefficient de Poisson $\nu = 0,3$;
- Masse volumique $\rho_s = 7,8t/m^3$;
- Amortissement $\beta = 4\%$.

3.3.3 Masses du liquide

Les masses du liquide sont représentées par une masse convective et par une masse impulsive, dont les caractéristiques sont données au § 3.1 de la référence [R47].

Ces masses sont placées à leurs hauteurs respectives, au-dessus de la dalle supportant le réservoir, en tête de poutre dont les caractéristiques sont calculées (Section, Inertie) de façon à obtenir la fréquence des modes convectif et impulsif :

Poutre du mode convectif :

- Section $0,1963m^2$;
- Inertie $3,835m^4$;
- Module d'Young = $66MPa$;
- Fréquence = $0,27Hz$.

Poutre du mode impulsif :

- Section $0,1963m^2$;
- Inertie $3,835m^4$;
- Module d'Young = $22300MPa$;
- Fréquence = $6,8Hz$.

3.3.4 Conditions aux limites

Les nœuds en base des poteaux (nœuds 167 à 192) sont bloqués suivant les 6ddl (condition d'encastrement).

4. CALCULS DYNAMIQUES

4.1 Modèle 1

4.1.1 Analyse modale

Le modèle 1 consiste à considérer la structure support sans masse (masse volumique dalle et poteaux nulle), mais avec sa rigidité réelle. On obtient ainsi les fréquences suivantes :

MODE	FREQUENCY	PERIOD	EFFECTIVE MASS (%)		CUMULATED EFFECTIVE MASS (%)	
			X	Y	X	Y
1	0.271	3.694	0.55	23.16	0.55	23.16
2	0.271	3.694	23.16	0.55	23.71	23.71
3	4.561	0.219	1.22	75.07	24.93	98.78
4	4.562	0.219	75.07	1.22	100.00	100.00

Tableau A2-1 : Modèle 1 : fréquences, masses effectives et masses effectives cumulées

Sur la Figure A2-6, la déformée concerne le mode convectif.

Sur la Figure A2-7, la déformée correspond à la déformée du mode impulsif couplé à la déformée du support.

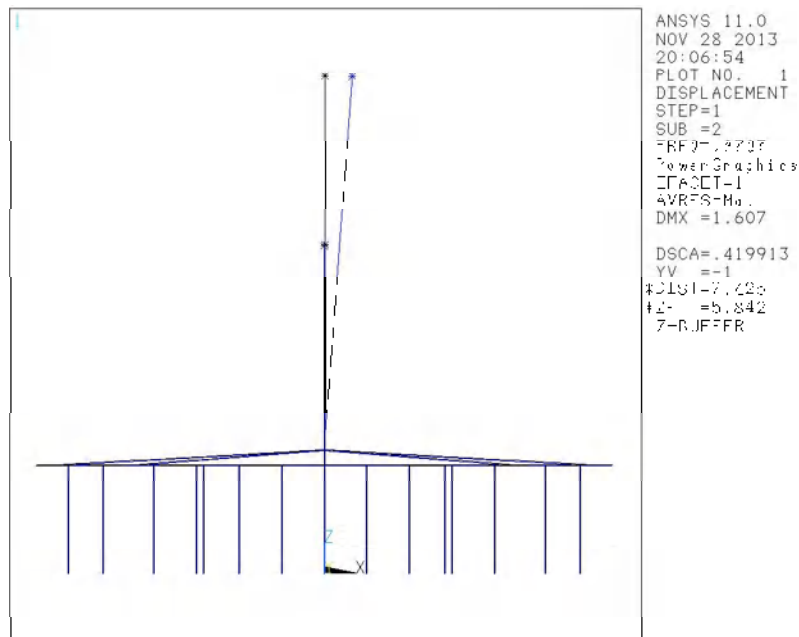


Figure A2-6: Modèle 1 - Déformée modale – mode 2 : 0,27Hz

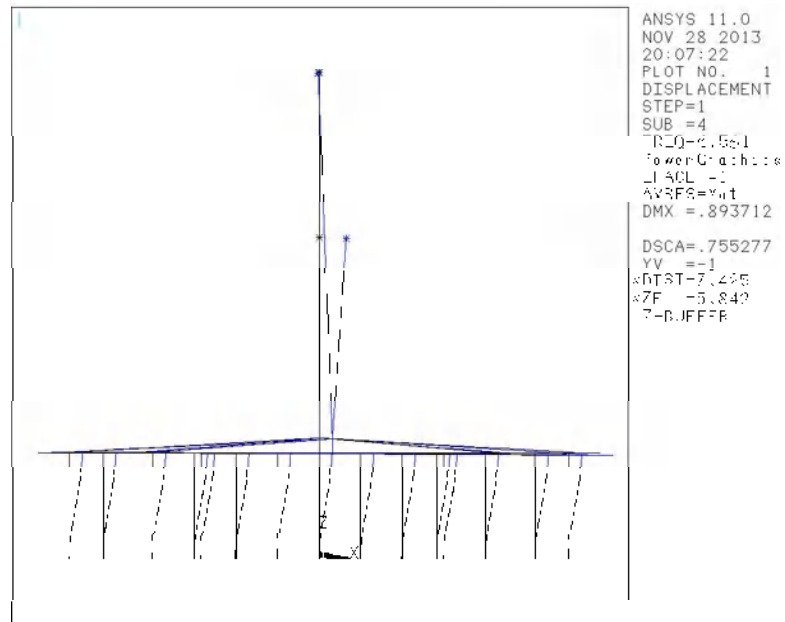


Figure A2-7 : Modèle 1 - Déformée modale – mode 4 : 4.56Hz

4.1.1 Analyse spectrale

L’analyse spectrale est réalisée en appliquant le spectre défini au §3.2 dans les directions horizontales X et Y. Les modes sont cumulés suivant la méthode SRSS.

Les accélérations et les déplacements au niveau du centre de la dalle (nœud 193) et au niveau des masses convectives (nœud 194) et impulsive (nœud 195) sont rassemblés dans les tableaux ci-dessous :

NODE	AX	AY
193	2,7	2,7
194	0,3	0,3
195	5,2	5,2

Tableau A2-2 : Modèle 1 – Accélération (m/s²)

NODE	UX	UY
193	3,2	3,2
194	103,4	103,4
195	6,4	6,4

Tableau A2-3 : Modèle 1 – Déplacement (mm)

Les efforts dans les poteaux (pieds nœud I et tête nœud J) sont rassemblés dans l’Annexe 1. Ils sont donnés dans le repère local de l’élément, qui est défini de la façon suivante :

- Axe local x : du nœud origine I au nœud extrémité J ;

- Axe local y : axe tangentiel au cercle ;
- Axe local z : axe radial vers le centre du cercle.

Et représenté selon les figures suivantes :



Figure A2-8 : Repérage des axes locaux des poteaux

Les efforts à la base des poutres représentant les modes impulsif et convectif sont les suivants :

- Mode impulsif : Effort tranchant $Q = 6,5\text{MN}$ dans une direction ;
Moment $M = 31,6\text{MN.m}$ dans une direction.
- Mode convectif : Effort tranchant $Q = 0,1\text{MN}$ dans une direction ;
Moment $M = 1,0\text{MN.m}$ dans une direction.

4.2 Modèle 1a

4.2.1 Analyse modale

Le modèle 1a consiste à considérer la structure support rigide sans masse (masse volumique dalle et poteaux nulle). On obtient ainsi les fréquences suivantes :

MODE	FREQUENCY	PERIOD	EFFECTIVE MASS (%)		CUMULATED EFFECTIVE MASS (%)	
			X	Y	X	Y
1	0,271	3,693	19,01	4,6	19,01	4,6
2	0,271	3,693	4,6	19,01	23,61	23,61
3	6,8	0,147	51,47	24,91	75,09	48,53
4	6,8	0,147	24,91	51,47	100	100

Tableau A2-4 : Modèle 1a : fréquences, masses effectives et masses effectives cumulées

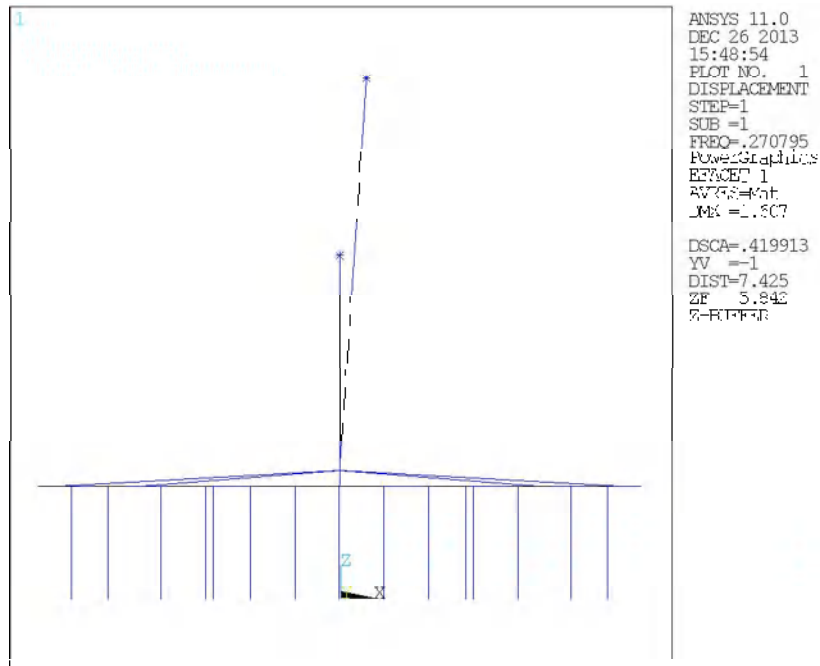


Figure A2-9 : Modèle 1a - Déformée modale – mode 1 : 0,27Hz

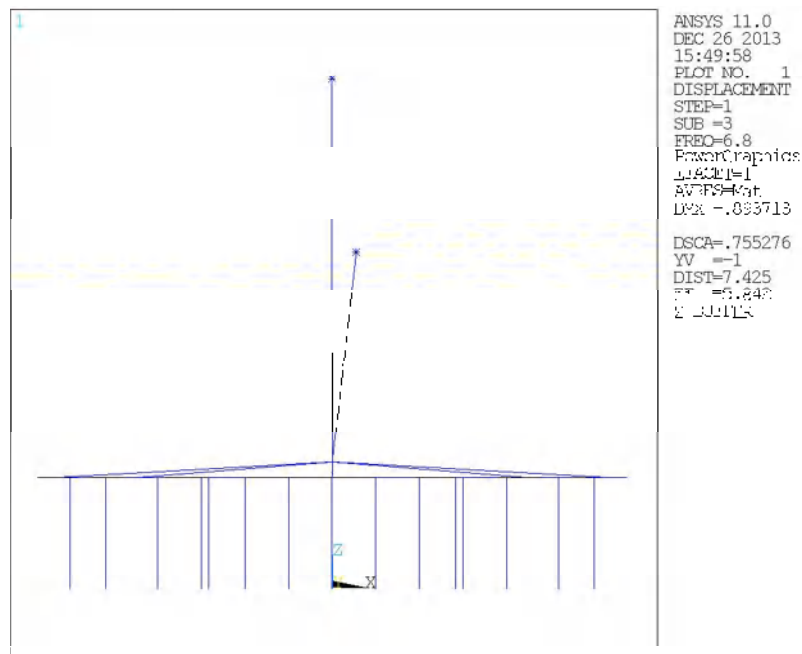


Figure A2-10 : Modèle 1a - Déformée modale – mode 3 : 6,8Hz

Sur la Figure A2-9, on retrouve la déformée du mode convectif.

La Figure A2-10 représente la déformée du mode impulsif. Il n'y a pas de couplage avec le support qui est rendu rigide.

4.3 Modèle 1b

4.3.1 Analyse modale

Le modèle 1b consiste à considérer le réservoir (mode convectif et impulsif) rigide et le support sans masse (masse volumique dalle et poteaux nulle), de façon à obtenir les modes de déformation du support seul. On obtient ainsi les fréquences suivantes :

MODE	FREQUENCY	PERIOD	EFFECTIVE MASS (%)		CUMULATED EFFECTIVE MASS (%)	
			X	Y	X	Y
1	5,284	0,189	1,76	98,15	1,76	98,15
2	5,285	0,189	98,15	1,76	99,9	99,9

Tableau A2-5: Modèle 1b : fréquences, masses effectives et masses effectives cumulées

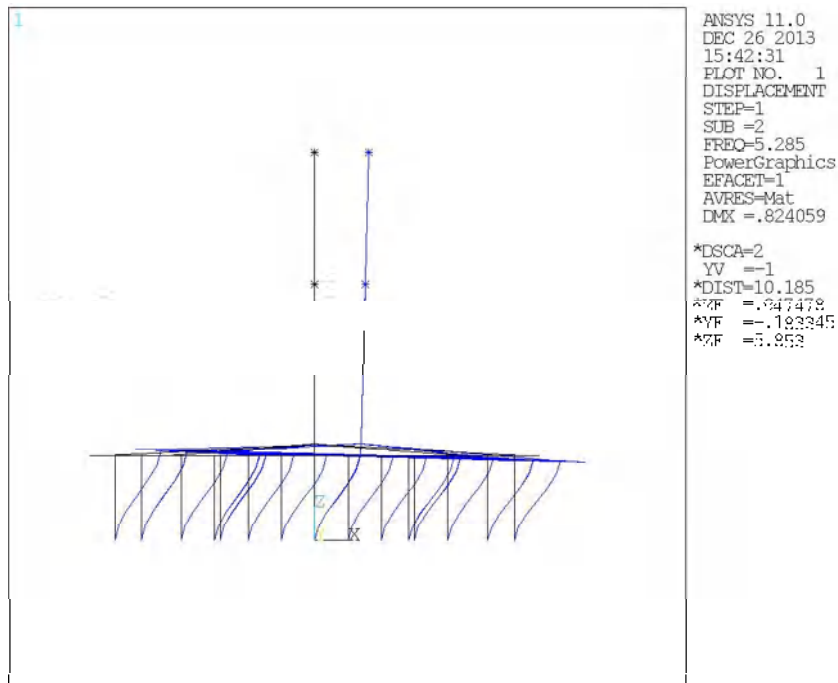


Figure A2-11 : Modèle 1b - Déformée modale – mode 1 : 5,28Hz

Sur la Figure A2-11, les modes convectif et impulsif sont rigides. Seul le support (dalle et poteaux) se déforme.

5. EFFETS DU SUPPORT

Les résultats des analyses modales obtenus sur les modèles 1, 1a et 1b sont présentés dans le tableau ci-dessous :

	Modèle complet (support + réservoir) (modèle 1)	Modèle avec support infiniment rigide (modèle 1a)	Modèle avec réservoir infiniment rigide (modèle 1b)
Mode convectif	0,27 Hz	0,27 Hz	
Mode impulsif	4,56 Hz	6,8 Hz	
Mode de déformation du support seul (avec la masse du réservoir)			5,28 Hz

Tableau A2-6 : Récapitulatif des fréquences des modèles 1, 1a et 1b

Ces résultats montrent que :

- lorsque le support est infiniment rigide, on retrouve bien les fréquences initiales des modes convectif et impulsif (modèle 1a) ;
- le modèle 1 tenant compte du support avec sa rigidité réelle montre que le mode convectif est inchangé, par contre un couplage apparaît entre le mode impulsif et le support, entraînant une diminution de la fréquence du mode impulsif ;
- le modèle 1b permet d'obtenir la fréquence du support.

La formule suivante peut être appliquée pour les modes convectif et impulsif :

$$f_s \text{ avec support} = \frac{f_s}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_p}{f_s}\right)^2}} \quad (1)$$

avec :

- f_p : fréquence du support (=5,28Hz par le calcul)

Cette fréquence peut être déterminée en calculant la raideur des poteaux supposés bi-encastés et en supposant la dalle infiniment rigide, soit :

$$K_{\text{poteau}} = \frac{12EI}{H^3} \text{ avec } I = \frac{\pi D^4}{64} \quad (2)$$

MODIFICATIONS DU MODELE

Avec 26 poteaux, un module de béton de 40GPa et une masse de liquide ($M_{conv} + M_{imp}$) égale à 1639,4t, la fréquence du mode fondamental est $f_p=5,97\text{Hz}$ (l'écart avec le calcul provient du fait que la dalle n'est pas infiniment rigide dans le modèle numérique).

- f_s : fréquence du mode (convectif ou impulsif)

d'où :

- Mode convectif : $f_s = 0,27\text{Hz}$, d'où $f_{s \text{ avec support}} = 0,264\text{Hz}$
- Mode impulsif : $f_s = 6,8\text{Hz}$, d'où $f_{s \text{ avec support}} = 4,496\text{Hz}$

On constate une bonne concordance des valeurs avec celles du Tableau A2-6.

Remarque :

Le plateau du spectre de sol de l'EC8 (sol de type A) commence pour une période de 0,20s, soit une fréquence de 5Hz.

Si on ne tient pas compte du support, l'accélération spectrale associée au mode impulsif est l'accélération du plateau (accélération spectrale maximale= $6,05\text{m/s}^2$).

Si on tient compte de la souplesse du support, l'accélération spectrale associée au mode impulsif sera réduite d'un facteur $4,496/5,00$, soit une accélération spectrale valant 90% de l'accélération spectrale du plateau ($5,0\text{m/s}^2$ au lieu de $6,05\text{m/s}^2$ en zone 3 sur sol de catégorie A).

→ Cas d'un système d'isolation parasismique :

Si un système d'isolation de fréquence 1Hz est introduit à la base, l'accélération spectrale pourrait être réduite jusqu'à $1/5=20\%$ de l'accélération spectrale du plateau du spectre.

6. MODIFICATIONS DU MODELE

On propose de modifier le modèle en tenant compte :

- d'une poutre modélisant le réservoir,
- les masses convective et impulsive sont connectées à la dalle et au réservoir suivant la méthode proposée dans la référence [R48] **Erreur ! Source du renvoi introuvable..**

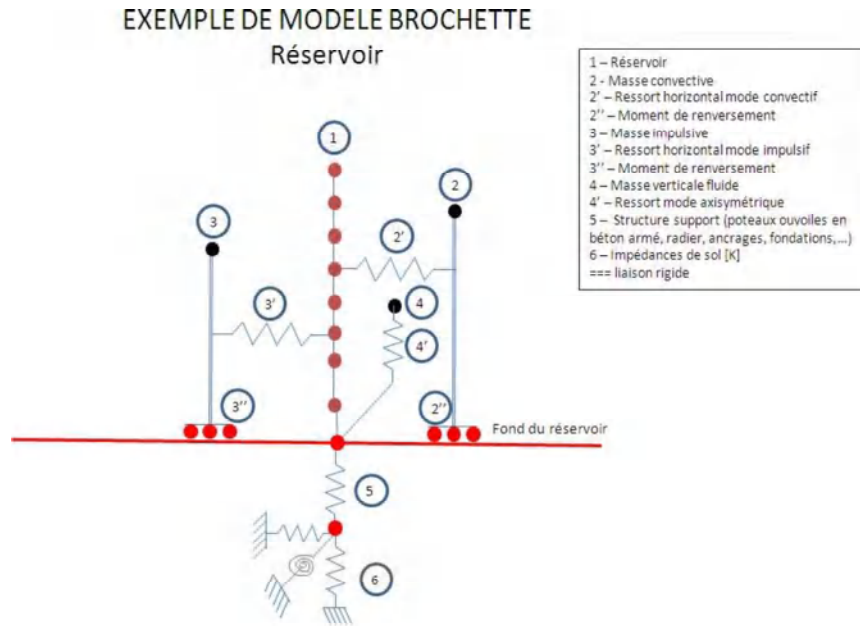


Figure A2-12: Modèle brochette - Principe

Le modèle de réservoir représenté est un réservoir à simple enveloppe.

Il est possible de modéliser les tiges d'ancrage par des ressorts.

Concernant la modélisation de la masse impulsive (idem pour la masse convective), elle doit tenir compte de plusieurs effets (référence [R48]):

- la masse (3), n'agissant que dans une direction horizontale, est placée à une hauteur h_{imp} permettant de prendre en compte correctement la pression qu'elle exerce sur la paroi du réservoir ; la masse est reliée au fond du réservoir par une poutre verticale rigide sans masse ;
- un ressort horizontal (3') dont la raideur² est calée pour obtenir le mode impulsif, situé à la hauteur h'_{imp} , est connecté à un nœud du réservoir et au même niveau à la poutre rigide, permettant ainsi de transmettre l'effort horizontal ;
- la poutre verticale rigide ne transmet à sa base (3'') que le moment autour d'un axe horizontal (pas de connexion suivant les déplacements horizontaux et verticaux) ;
- pour éviter des problèmes numériques, un des nœuds de la poutre verticale doit être bloqué en torsion et en déplacement vertical (cela n'a pas d'influence sur la réponse de la masse impulsive qui n'est activée que dans la direction horizontale).

Le même principe de modélisation est utilisé pour la masse convective.

² Dans le cas d'un réservoir rigide, la raideur du ressort est prise infinie.

Dans le modèle utilisé, du fait que la base des poteaux soit encastrée, il n’y a pas de ressorts pour représenter l’impédance de sol (repère (6) Figure A2-12).

6.1.1 Géométrie

La structure support constituée de la dalle en béton armé et des poteaux, est identique à celle décrite au §3.3.1 (Figure A2-1). Elle est considérée comme étant non pesante.

Les poteaux et les poutres sont modélisés par des éléments BEAM4.

La dalle est modélisée par des éléments SHELL63 (Coque linéaire).

Les masses prises en compte dans le modèle sont :

- Le réservoir : fond, robe, toit ;
- La masse convective ;
- La masse impulsive ;
- La masse de liquide agissant verticalement sur le fond.

Le signal sismique correspond au spectre défini au §3.2.

6.1.2 Analyse modale

L’analyse modale du modèle 2 donne les fréquences suivantes :

N° MODE	FREQ (Hz)	Effective MASS		Cumul. Effective MASS	
		X	Z	X	Z
1	0,27	23,3	0	23,3	0
2	3,737	76,6	0	99,9	0
3	7,335	0	100	99,9	100

Tableau A2-7 : Modèle 2 : fréquences, masses effectives et masses effectives cumulées

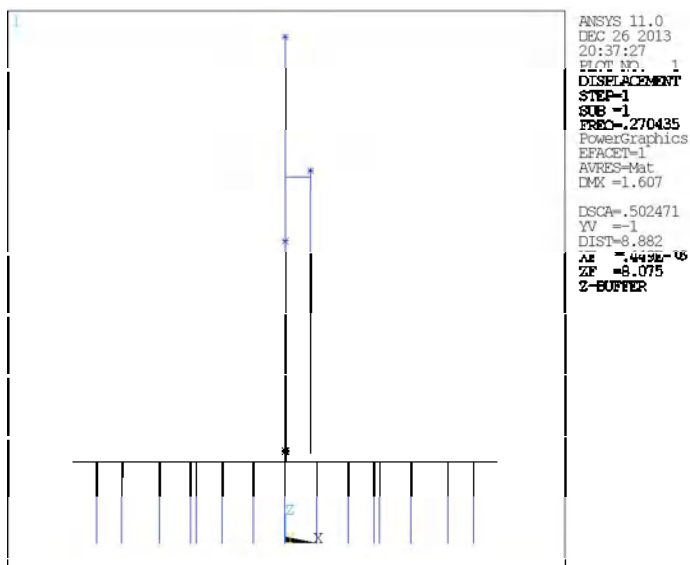


Figure A2-13 : Modèle 2 - Déformée modale – mode 1 : 0,27Hz – Mode convectif

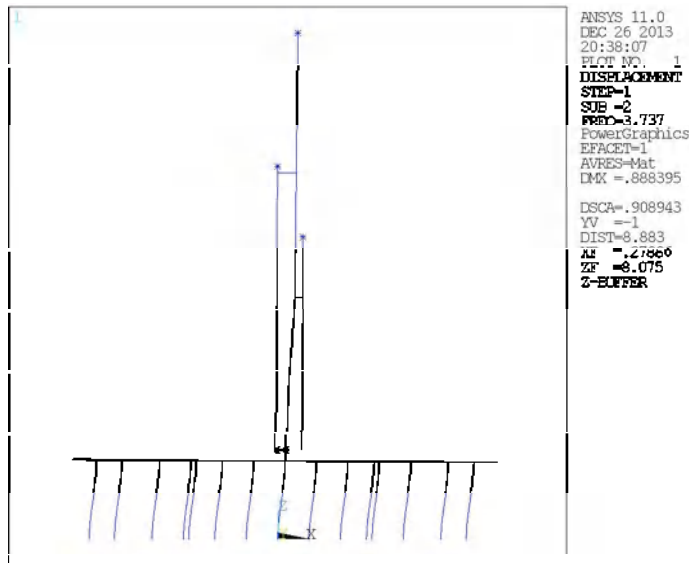


Figure A2-14 : Modèle 2 - Déformée modale – mode 2 : 3,737Hz – Mode impulsif

Sur la Figure A2-13, on retrouve la déformée du mode convectif.

La Figure A2-14 représente la déformée du mode impulsif couplé à un mode de déformation du réservoir et de la structure support.

Par rapport à la 1^{ère} modélisation (modèle 1), on constate que :

- les fréquences du mode convectif sont identiques,
- la fréquence du mode impulsif tenant compte du couplage avec le réservoir et la structure support est plus faible dans le modèle 2 que dans le modèle 1, passant de 4,56Hz à 3,73Hz, se traduisant sur les valeurs d'accélération spectrale une diminution de 5,33m/s² à 4,4m/s².

6.1.3 Analyse spectrale

L'analyse spectrale est réalisée en appliquant le spectre défini au §3.2 dans les deux directions horizontales X et Y.

Les accélérations et les déplacements au niveau :

- du centre de la dalle en surface (nœud 193) ;
- du centre de la dalle, sur la fibre moyenne (nœud 950) ;
- de la masse impulsive (nœud 603) ;
- de la masse convective (nœud 703) ;
- du toit du réservoir (nœud 800).

sont rassemblés dans les tableaux ci-dessous :

NODE	AX	AY
193	1,5	1,5
950	1,5	1,5
603	4,43	4,43
703	0,3	0,3
800	3,55	3,55

Tableau A2-8 : Modèle 2 – Accélération (m/s²)

On constate une accélération plus faible au niveau de la dalle avec le modèle 2 comparé au modèle 1 (2,7m/s²). L'accélération de la masse convective est identique, par contre elle est plus faible pour la masse impulsive (modele 1 $a_{imp}=5,34m/s^2$) dû au couplage avec le réservoir et la structure support.

L'avantage de cette modélisation est qu'elle permet d'obtenir les accélérations à différents niveaux du réservoir :

NODE	H (m)	AX	AY
193	2,9	1,5	1,5
500	3,9	1,7	1,7
501	4,9	1,9	1,9
502	5,9	2,3	2,3
503	6,9	2,7	2,7
504	7,9	3	3
505	8,9	3,1	3,1
506	9,9	3,2	3,2
507	10,9	3,2	3,2
508	11,9	3,3	3,3
509	12,9	3,3	3,3
510	13,9	3,4	3,4
511	14,9	3,5	3,5
800	16,15	3,5	3,5

Tableau A2-9: Modèle 2 – Accélération à différentes hauteurs du réservoir (m/s²)

NODE	UX	UY
193	2,8	2,8
950	2,8	2,8
603	8	8
703	103,5	103,5
800	6,5	6,5

Tableau A2-10 : Modèle 2 – Déplacement (mm)

Les déplacements aux différents niveaux du réservoir sont les suivants :

NODE	H (m)	UX	UY
193	2,9	2,8	2,8
500	3,9	3,1	3,1
501	4,9	3,5	3,5
502	5,9	4,2	4,2
503	6,9	4,9	4,9
504	7,9	5,5	5,5
505	8,9	5,6	5,6
506	9,9	5,7	5,7
507	10,9	5,8	5,8
508	11,9	6	6
509	12,9	6,1	6,1
510	13,9	6,2	6,2
511	14,9	6,3	6,3
800	16,15	6,4	6,4

Tableau A2-11 : Modèle 2 – Déplacement à différentes hauteurs du réservoir (mm)

Les efforts en base du réservoir et en surface de la dalle sont les suivants :

ELEM	FX_I (MN)	FY_I (MN)	FZ_I (MN)	MX_I (MN,m)	MY_I (MN,m)	MZ_I (MN,m)
495	0	5,6	5,6	0	40,1	40,1
496	0	5,6	5,6	0	27,4	27,4

ELEM	FX_J (MN)	FY_J (MN)	FZ_J (MN)	MX_J (MN,m)	MY_J (MN,m)	MZ_J (MN,m)
495	0	5,6	5,6	0	38,2	38,2
496	0	5,6	5,6	0	21,8	21,8

Tableau A2-12 : Modèle 2 – Torseurs en base du réservoir et en surface de la dalle

Les efforts sont donnés aux deux nœuds d'extrémité des poutres (éléments 495 et 496) suivant le repère local illustré sur les figures ci-dessous :

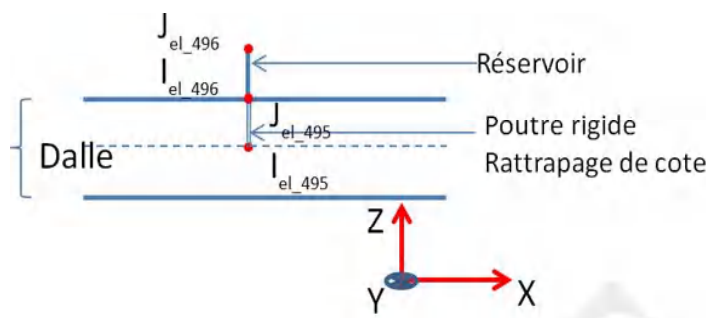


Figure A2-15 : Modèle 2 – Détail de la modélisation au niveau de la dalle

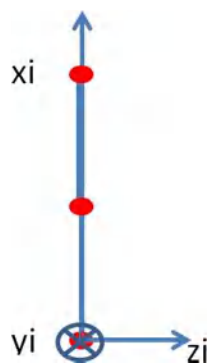


Figure A2-16 : Modèle 2 – Orientation du repère local des poutres

Les efforts au nœud I_{el_496} correspondant à la base du réservoir permettent de vérifier le réservoir.

Les efforts au nœud I_{el_495} correspondant à la fibre moyenne de la dalle permettent de vérifier les ancrages.

On se rapportera au guide Réservoir pour la vérification du réservoir et des ancrages.

Les efforts dans les poteaux (pieds nœud I et tête nœud J) sont rassemblés dans l'Annexe 2.

NOTA : les efforts donnés ici ne sont dus qu'au séisme horizontal. Il sera nécessaire de calculer les efforts sous poids propre et sous séisme vertical également pour un dimensionnement/vérification complet de la structure.

7. PRISE EN COMPTE DU FOAMGLASS

On se propose d'étudier l'influence de la rigidité d'une couche de foamglas entre le réservoir et la dalle de béton.

Les caractéristiques retenues pour le foamglas sont :

- Rayon $R = 12,5 \text{ m}$
- Epaisseur $e = 50 \text{ cm}$
- Module d'Young $E_y = 1400 \text{ MPa}$
- Masse volumique $\rho = 140 \text{ kg/m}^3$
- Coefficient de Poisson³ $\nu = 0,2$
- Amortissement³ $\beta = 4\%$

³ Ces valeurs correspondent à des estimations.

Les caractéristiques de la poutre équivalente sont :

- Section $S = 490.9 \text{ m}^2$
- Section réduite $S' = 441.8 \text{ m}^2$
- Inertie flexion $I_f = 19174.8 \text{ m}^4$
- Inertie torsion $I_t = 38349.6 \text{ m}^4$

Le Tableau A2-13 rassemble les fréquences issues de l'analyse modale, dans les deux directions horizontales :

MODE	FREQUENCY (Hz)	PERIOD (s)	EFFECTIVE MASS (%)		CUMULATED EFFECTIVE MASS (%)	
			X	Y	X	Y
1	0.27043	3.69779	0,57	22,59	0,57	22,59
2	0.27043	3.69779	22,59	0,57	23,16	23,16
3	3.71434	0.26923	1,55	75,29	24,71	98,45
4	3.71459	0.26921	75,29	1,55	100	100

Tableau A2-13 : Modèle 2a : fréquences, masses effectives et masses effectives cumulées

En comparaison avec le modèle 2 (Tableau A2-7), on constate que la différence est négligeable sur la réponse de la structure.

7.1.1 Analyse spectrale

L'analyse spectrale est réalisée en appliquant le spectre défini au §3.2 dans les deux directions horizontales X et Y.

Les accélérations et les déplacements au niveau :

- En base du réservoir (nœud 193)
- du centre de la dalle, sur la fibre moyenne (nœud 950)
- de la masse impulsive (nœud 603)
- de la masse convective (nœud 703)
- du toit du réservoir (nœud 800)
- en base de la couche de foamglas (nœud 960)

sont rassemblés dans les tableaux ci-dessous :

NOEUD	AX	AY
193	1,56	1,56
950	1,52	1,52
603	4,42	4,42
703	0,3	0,3
800	3,57	3,57
960	1,54	1,54

Tableau A2-14 : Modèle 2a - Accélération (m/s²)

Les valeurs d'accélération obtenues sont proches de celles obtenues avec le modèle 2.

Les accélérations à différents niveaux du réservoir sont rassemblées ci-dessous :

NCEUD	H (m)	AX	AY
193	3,4	1,56	1,56
500	4,4	1,73	1,73
501	5,4	1,92	1,92
502	6,4	2,3	2,3
503	7,4	2,7	2,7
504	8,4	3,04	3,04
505	9,4	3,1	3,1
506	10,4	3,17	3,17
507	11,4	3,23	3,23
508	12,4	3,3	3,3
509	13,4	3,36	3,36
510	14,4	3,42	3,42
511	15,4	3,49	3,49
800	16,65	3,57	3,57

Tableau A2-15 : Modèle 2a – Accélération à différentes hauteurs du réservoir (m/s²)

Les hauteurs correspondent aux hauteurs du modèle 2 augmentées de l'épaisseur de la couche de foamglas (50cm).

NCEUD	UX	UY
193	2,86	2,86
950	2,8	2,8
603	8,11	8,11
703	103,51	103,51
800	6,55	6,55
960	2,83	2,83

Tableau A2-16 : Modèle 2a – Déplacement (mm)

Les déplacements aux différents niveaux du réservoir sont les suivants :

NCEUD	H (m)	UX	UY
193	3,4	2,86	2,86
500	4,4	3,19	3,19
501	5,4	3,52	3,52
502	6,4	4,23	4,23
503	7,4	4,95	4,96
504	8,4	5,58	5,58
505	9,4	5,7	5,7
506	10,4	5,82	5,82
507	11,4	5,94	5,94

508	12,4	6,05	6,05
509	13,4	6,17	6,17
510	14,4	6,29	6,29
511	15,4	6,41	6,41
800	16,65	6,55	6,55

Tableau A2-17 : Modèle 2a – Déplacement à différentes hauteurs du réservoir (mm)

Les efforts en base du réservoir et en surface de la dalle suivant le repérage des éléments sur la Figure A2-17 sont :

ELEM	FX_I (MN)	FY_I (MN)	FZ_I (MN)	MX_I (MN,m)	MY_I (MN,m)	MZ_I (MN,m)
495	0	5,6	5,6	0	40,9	40,9
496	0	5,6	5,6	0	42,9	42,9
497	0	5,6	5,6	0	27,4	27,4

ELEM	FX_J (MN)	FY_J (MN)	FZ_J (MN)	MX_J (MN,m)	MY_J (MN,m)	MZ_J (MN,m)
495	0	5,6	5,6	0	38,1	38,1
496	0	5,6	5,6	0	40,9	40,9
497	0	5,6	5,6	0	21,8	21,8

Tableau A2-18 : Modèle 2a – Torseurs en base du réservoir et en surface de la dalle

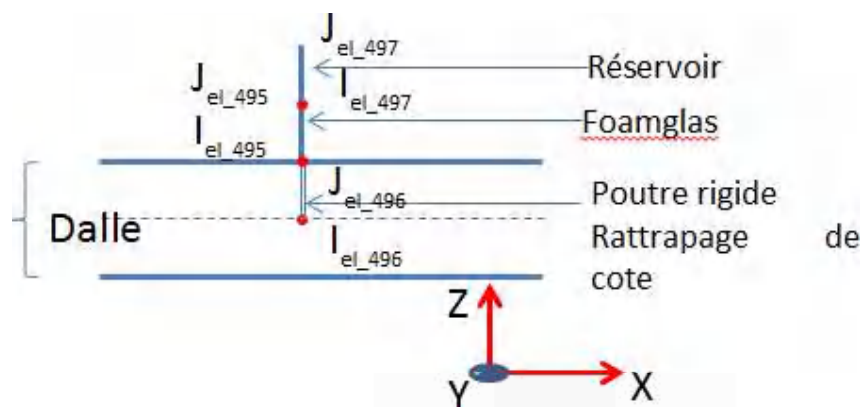


Figure A2-17: Modèle 2a – Détail de la modélisation au niveau de la dalle et du foamglas

On retrouve des efforts comparables à ceux obtenus avec le modèle 2.

8. PRISE EN COMPTE DU MODE AXISYMETRIQUE

Le mode axisymétrique traduit la déformabilité du réservoir due au séisme vertical. La période (fréquence) de ce mode est donnée soit par le CODRES Div.1 ou CODRES Div.2 ou Eurocode NF EN 1998-4.

Ci-dessous la formule du CODRES Div.1 :

$$T_{axi} = 2 D \sqrt{\frac{\pi \rho_{liq} H (1 - \mu^2)}{2 e_{eq} E}} \sqrt{\frac{I_0(x)}{I_1(x)}} \quad (CA1.3.2.3-a1)$$

Dans le cas traité, la fréquence du mode axisymétrique est égale à 7,542Hz (Période 0,1326s).

Dans le modèle 1, une masse et un ressort vertical sont ajoutées au modèle avec pour caractéristiques :

- $K_{axi} = 3638 \text{ MN/m}$
- $m_{liq,v} = 1620 \text{ t}$

On retrouve bien la fréquence :

$$f_{axi} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{m}} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{3638E03}{1620}} = 7,542 \text{ Hz}$$

Le spectre vertical est représenté ci-dessous, sur la Figure A2-18 :

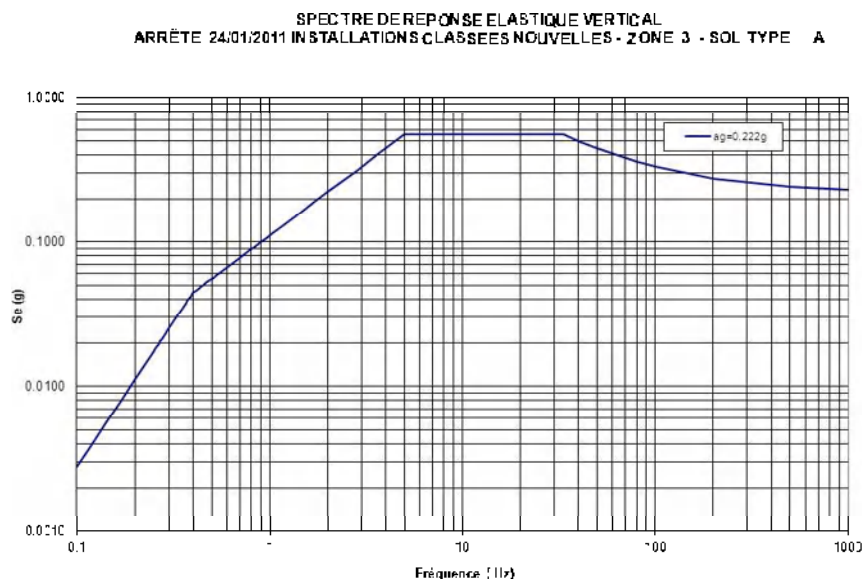


Figure A2-18 : Spectre de réponse élastique vertical Zone 3, Classe de sol A – ZPA = 0,222g

L'accélération à la ZPA est égale à 0,222g.

8.1.1 Modèle 1

8.1.1.1 Analyse modale/spectrale

Les calculs sont réalisés sur le modèle 1 décrit au §4.1 en considérant la structure support sans masse (masse volumique dalle et poteaux nulle), mais avec sa rigidité réelle. On obtient ainsi les fréquences suivantes :

MODE	FREQ, (Hz)	PERIOD (s)	EFFECTIVE MASS (%)			CUMULATED EFFECTIVE MASS (%)		
			X	Y	Z	X	Y	Z
1	0,271	3,694	0,6	23,2	0	0,6	23,2	0
2	0,271	3,694	23,2	0,6	0	23,7	23,7	0
3	4,561	0,219	1,2	75,1	0	24,9	98,8	0
4	4,562	0,219	75,1	1,2	0	100	100	0
5	7,243	0,138	0	0	100	100	100	100

Tableau A2-19 : Modèle 1 : fréquences, masses effectives et masses effectives cumulées – Mode axisymétrique

On retrouve les valeurs des modes présentées dans le Tableau A2-1. A cela s'ajoute le mode vertical, dont la fréquence de 7,243Hz, qui tient compte de la flexibilité de la dalle et des poteaux la supportant. L'amortissement modal est de 5,16%.

La fréquence du mode axisymétrique était de 7,542Hz.

8.1.1.2 Analyse spectrale

L'analyse spectrale est réalisée en appliquant le spectre de la Figure A2-18 dans la direction verticale Z. Seul le mode 5 intervient, les autres modes ayant des masses effectives verticales nulles.

Les accélérations et les déplacements au niveau du centre de la dalle (nœud 193), des masses convectives (nœud 194) et impulsive (nœud 195), ainsi que de la masse verticale sont rassemblés dans les tableaux ci-dessous :

NODE	AZ
193	0,42
194	0,42
195	0,42
500	5,4

Tableau A2-20 : Modèle 1 – Accélération (m/s²) – Mode axisymétrique

Au niveau de la masse représentant le mode axisymétrique, l'accélération correspond à l'accélération au plateau du spectre.

NODE	UZ (mm)
193	0,2
194	0,2
195	0,2
500	2,61

Tableau A2-21 : Modèle 1 – Déplacement (mm) – Mode axisymétrique

8.1.2 Modèle 2

Le mode axisymétrique est introduit dans le modèle 2 comme indiqué sur la Figure A2-12.

L'analyse spectrale est réalisée en appliquant les spectres dans les 3 directions. Les réponses dans les 3 directions sont cumulées quadratiquement.

8.1.2.1 Analyse modale/ spectrale

Les fréquences des différents modes sont rassemblées dans le Tableau A2-22. Les modes étant découplés, on retrouve les modes du Tableau A2-7. Sur le mode vertical correspondant au mode axisymétrique, la souplesse de la dalle diminue légèrement la fréquence du mode.

MODE	FREQ. (Hz)	PERIOD (s)	EFFECTIVE MASS (%)			CUMULATED EFFECTIVE MASS (%)		
			X	Y	Z	X	Y	Z
1	0,27	3,698	0,6	22,8	0	0,6	22,8	0
2	0,27	3,698	22,8	0,6	0	23,4	23,4	0
3	3,737	0,268	1,5	75,2	0	24,8	98,5	0
4	3,737	0,268	75,2	1,5	0	100	100	0
5	7,243	0,138	0	0	100	100	100	100
6	31,175	0,032	0	0	0	100	100	100

Tableau A2-22 : Modèle 2 : fréquences, masses effectives et masses effectives cumulées – Mode axisymétrique

Les accélérations et déplacements aux différents niveaux du réservoir sont rassemblés dans le Tableau A2-23 et Tableau A2-24 ci-dessous :

NODE	AX (m/s ²)	AY (m/s ²)	AZ (m/s ²)
193	1,55	1,55	0,42

500	1,72	1,72	0,42
501	1,9	1,9	0,42
502	2,29	2,29	0,42
503	2,69	2,69	0,42
504	3,03	3,03	0,42
505	3,1	3,1	0,42
506	3,16	3,16	0,42
507	3,22	3,22	0,42
508	3,29	3,29	0,42
509	3,35	3,35	0,42
510	3,41	3,41	0,42
511	3,47	3,47	0,42
800	3,55	3,55	0,42
900	0	0	5,41

Tableau A2-23 : Modèle 2 – Accélération à différentes hauteurs du réservoir (m/s²) – Mode axisymétrique

NODE	UX (mm)	UY (mm)	UZ (mm)
193	2,8	2,8	0,2
500	3,12	3,12	0,2
501	3,45	3,45	0,2
502	4,16	4,16	0,2
503	4,88	4,88	0,2
504	5,5	5,5	0,2
505	5,62	5,62	0,2
506	5,73	5,73	0,2
507	5,85	5,85	0,2
508	5,96	5,96	0,2
509	6,08	6,08	0,2
510	6,19	6,19	0,2
511	6,3	6,3	0,2
800	6,44	6,44	0,2
900	0	0	2,61

Tableau A2-24 : Modèle 2 – Déplacement à différentes hauteurs du réservoir (mm) – Mode axisymétrique

Les efforts en base du réservoir et en milieu de dalle sont rassemblés dans le Tableau A2-25 ci-dessous :

ELEM	FX_I (MN)	FY_I (MN)	FZ_I (MN)	MX_I (MN,m)	MY_I (MN,m)	MZ_I (MN,m)
495	8,8	5,6	5,6	0	40,1	40,1

PRISE EN COMPTE DU MODE AXISYMETRIQUE

496	0	5,6	5,6	0	27,4	27,4
-----	---	-----	-----	---	------	------

ELEM	FX_J (MN)	FY_J (MN)	FZ_J (MN)	MX_J (MN,m)	MY_J (MN,m)	MZ_J (MN,m)
495	8,8	5,6	5,6	0	38,2	38,2
496	0	5,6	5,6	0	21,8	21,8

Tableau A2-25 : Modèle 2 – Torseurs en base du réservoir et en milieu de la dalle) – Mode axisymétrique

On retrouve bien les efforts issus des séismes dans les directions horizontales (Tableau A2-12).

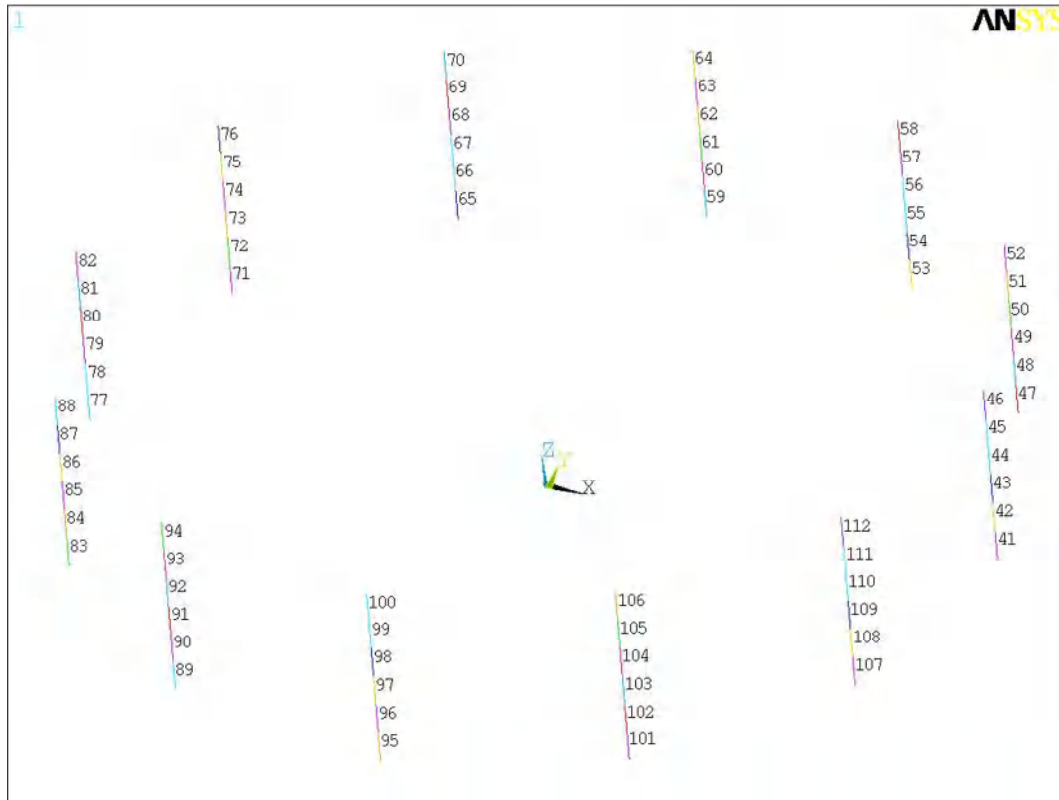
En effort normal, on retrouve l'effort provenant de l'accélération de la masse du mode axisymétrique :

$$f_{\text{axi}} = 7,243\text{Hz} \quad \gamma_{\text{axi}} = 5,40\text{m/s}^2$$

La masse étant de 1620t, l'effort est : $F = m_{\text{axi}} \gamma_{\text{axi}} = 1,620 \times 5,40 = 8,75\text{MN}$.

ANNEXE 1 – Modèle 1 – Efforts dans les poteaux

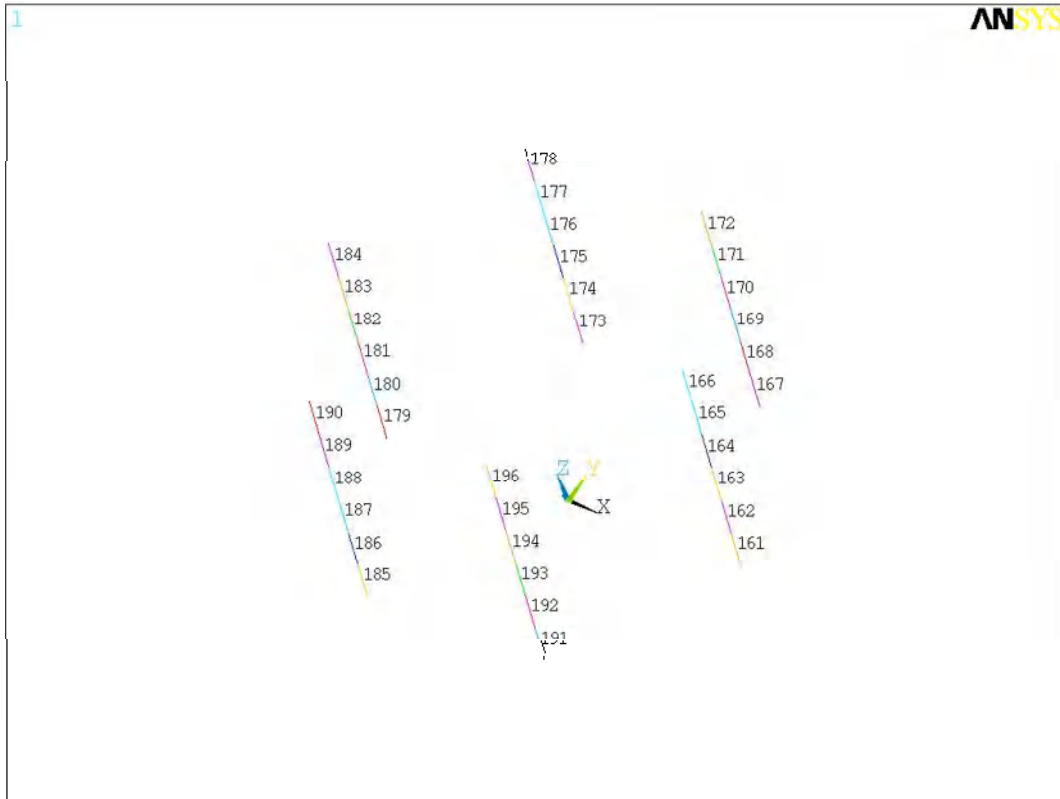
Poteaux – Rayon R=6.m – Elem 41 à 112



Poteaux – Rayon R=4.m – Elem 113 à 160



Poteaux – Rayon R=2.m – Elem 161 à 196



Modèle 1 - Pieds de Poteaux
Pas de coefficient de comportement
Séisme directions X et Y

ELEM	R (m)	TETA (°)	Fxi (KN)	Fyi (KN)	Fzi (KN)	Mxi (KN.m)	Myi (KN.m)	Mzi (KN.m)
41	6.0	0.0	1029	252	250	0	325	327
47	6.0	30.0	994	253	249	0	324	327
53	6.0	60.0	994	253	249	0	324	327
59	6.0	90.0	1030	252	250	0	325	327
65	6.0	120.0	993	253	249	0	324	327
71	6.0	150.0	994	253	249	0	324	327
77	6.0	180.0	1029	253	250	0	325	327
83	6.0	210.0	992	252	248	0	323	327
89	6.0	240.0	992	252	248	0	323	327
95	6.0	270.0	1030	252	250	0	325	327
101	6.0	300.0	994	253	249	0	324	327
107	6.0	330.0	994	253	249	0	324	327
113	4.0	0.0	355	252	248	0	323	326
119	4.0	45.0	354	254	248	0	323	327
125	4.0	90.0	354	252	248	0	323	326
131	4.0	135.0	354	253	248	0	322	327
137	4.0	180.0	357	252	248	0	323	326
143	4.0	225.0	356	254	248	0	323	328
149	4.0	270.0	355	253	248	0	323	326
155	4.0	315.0	355	254	248	0	323	328
161	2.0	0.0	27	255	254	0	327	329
167	2.0	60.0	28	255	253	0	326	328
173	2.0	120.0	29	255	253	0	327	328
179	2.0	180.0	27	256	254	0	327	329
185	2.0	240.0	29	255	253	0	326	328
191	2.0	300.0	29	255	253	0	327	328

Modèle 1 - Têtes de Poteaux
Pas de coefficient de comportement
Séisme directions X et Y

ELEM	R (m)	TETA (°)	Fxj (KN)	Fyj (KN)	Fzj (KN)	Mxj (KN.m)	Myj (KN.m)	Mzj (KN.m)
46	6.0	0.0	1029	252	250	0	313	317
52	6.0	30.0	994	253	249	0	311	317
58	6.0	60.0	994	253	249	0	311	317
64	6.0	90.0	1030	252	250	0	313	317
70	6.0	120.0	993	253	249	0	311	318
76	6.0	150.0	994	253	249	0	311	317
82	6.0	180.0	1029	253	250	0	313	317
88	6.0	210.0	992	252	248	0	310	317
94	6.0	240.0	992	252	248	0	310	317
100	6.0	270.0	1030	252	250	0	313	317
106	6.0	300.0	994	253	249	0	311	318
112	6.0	330.0	994	253	249	0	311	317
118	4.0	0.0	355	252	248	0	310	317
124	4.0	45.0	354	254	248	0	310	319
130	4.0	90.0	354	252	248	0	310	317
136	4.0	135.0	354	253	248	0	309	319
142	4.0	180.0	357	252	248	0	310	317
148	4.0	225.0	356	254	248	0	310	320
154	4.0	270.0	355	253	248	0	310	318
160	4.0	315.0	355	254	248	0	310	320
166	2.0	0.0	27	255	254	0	320	323
172	2.0	60.0	28	255	253	0	318	322
178	2.0	120.0	29	255	253	0	319	322
184	2.0	180.0	27	256	254	0	320	323
190	2.0	240.0	29	255	253	0	318	322
196	2.0	300.0	29	255	253	0	319	322

Modèle 1 - Pieds de Poteaux
Coefficient de comportement $q=1,5$
Séisme directions X et Y

ELEM	R (m)	TETA (°)	Fxi (KN)	Fyi (KN)	Fzi (KN)	Mxi (KN.m)	Myi (KN.m)	Mzi (KN.m)
41	6.0	0.0	686	168	167	0	217	218
47	6.0	30.0	662	168	166	0	216	218
53	6.0	60.0	663	168	166	0	216	218
59	6.0	90.0	687	168	167	0	217	218
65	6.0	120.0	662	169	166	0	216	218
71	6.0	150.0	663	168	166	0	216	218
77	6.0	180.0	686	168	167	0	217	218
83	6.0	210.0	661	168	166	0	216	218
89	6.0	240.0	662	168	166	0	216	218
95	6.0	270.0	687	168	167	0	217	218
101	6.0	300.0	663	169	166	0	216	218
107	6.0	330.0	663	168	166	0	216	218
113	4.0	0.0	237	168	165	0	215	217
119	4.0	45.0	236	169	165	0	215	218
125	4.0	90.0	236	168	165	0	215	218
131	4.0	135.0	236	169	165	0	215	218
137	4.0	180.0	238	168	165	0	215	218
143	4.0	225.0	238	169	166	0	215	218
149	4.0	270.0	237	168	165	0	215	218
155	4.0	315.0	237	169	166	0	215	218
161	2.0	0.0	18	170	169	0	218	219
167	2.0	60.0	19	170	169	0	218	219
173	2.0	120.0	19	170	169	0	218	219
179	2.0	180.0	18	170	169	0	218	219
185	2.0	240.0	19	170	169	0	218	219
191	2.0	300.0	19	170	169	0	218	219

Modèle 1 - Têtes de Poteaux
Coefficient de comportement $q=1,5$
Séisme directions X et Y

ELEM	R (m)	TETA (°)	F _{xj} (KN)	F _{yj} (KN)	F _{zj} (KN)	M _{xj} (KN.m)	M _{yj} (KN.m)	M _{zj} (KN.m)
46	6.0	0.0	686	168	167	0	209	211
52	6.0	30.0	662	168	166	0	207	212
58	6.0	60.0	663	168	166	0	207	212
64	6.0	90.0	687	168	167	0	209	211
70	6.0	120.0	662	169	166	0	207	212
76	6.0	150.0	663	168	166	0	207	211
82	6.0	180.0	686	168	167	0	209	211
88	6.0	210.0	661	168	166	0	207	211
94	6.0	240.0	662	168	166	0	207	211
100	6.0	270.0	687	168	167	0	209	211
106	6.0	300.0	663	169	166	0	207	212
112	6.0	330.0	663	168	166	0	207	212
118	4.0	0.0	237	168	165	0	206	211
124	4.0	45.0	236	169	165	0	206	213
130	4.0	90.0	236	168	165	0	206	212
136	4.0	135.0	236	169	165	0	206	213
142	4.0	180.0	238	168	165	0	206	211
148	4.0	225.0	238	169	166	0	207	213
154	4.0	270.0	237	168	165	0	206	212
160	4.0	315.0	237	169	166	0	207	213
166	2.0	0.0	18	170	169	0	213	215
172	2.0	60.0	19	170	169	0	212	215
178	2.0	120.0	19	170	169	0	212	215
184	2.0	180.0	18	170	169	0	213	216
190	2.0	240.0	19	170	169	0	212	215
196	2.0	300.0	19	170	169	0	212	215

ANNEXE 2 – Modèle 2 – Efforts dans les poteaux

Modèle 2 - Pieds de Poteaux
Pas de coefficient de comportement
Séisme directions X et Y

ELEM	R (m)	TETA (°)	Fxi (KN)	Fyi (KN)	Fzi (KN)	Mxi (KN.m)	Myi (KN.m)	Mzi (KN.m)
41	6.0	0.0	1159	218	215	0	280	283
47	6.0	30.0	1117	218	214	0	280	283
53	6.0	60.0	1118	218	214	0	280	283
59	6.0	90.0	1160	218	215	0	280	283
65	6.0	120.0	1117	218	214	0	280	283
71	6.0	150.0	1118	218	214	0	280	283
77	6.0	180.0	1159	218	215	0	280	283
83	6.0	210.0	1116	218	213	0	279	283
89	6.0	240.0	1116	218	213	0	279	283
95	6.0	270.0	1160	218	215	0	280	283
101	6.0	300.0	1118	218	214	0	280	283
107	6.0	330.0	1118	218	214	0	279	283
113	4.0	0.0	393	218	213	0	278	283
119	4.0	45.0	392	219	213	0	278	284
125	4.0	90.0	393	218	213	0	278	283
131	4.0	135.0	392	219	212	0	278	283
137	4.0	180.0	395	218	213	0	278	283
143	4.0	225.0	394	220	213	0	278	284
149	4.0	270.0	394	218	213	0	278	283
155	4.0	315.0	394	220	213	0	278	284
161	2.0	0.0	27	222	220	0	284	285
167	2.0	60.0	28	221	219	0	283	285
173	2.0	120.0	28	222	219	0	283	285
179	2.0	180.0	28	222	220	0	284	285
185	2.0	240.0	29	222	219	0	283	285
191	2.0	300.0	28	222	219	0	283	285

Modèle 2 - Têtes de Poteaux
Pas de coefficient de comportement
Séisme directions X et Y

ELEM	R (m)	TETA (°)	F _{xj} (KN)	F _{yj} (KN)	F _{zj} (KN)	M _{xj} (KN.m)	M _{yj} (KN.m)	M _{zj} (KN.m)
46	6.0	0.0	1159	218	215	0	267	273
52	6.0	30.0	1117	218	214	0	266	273
58	6.0	60.0	1118	218	214	0	266	273
64	6.0	90.0	1160	218	215	0	267	272
70	6.0	120.0	1117	218	214	0	266	273
76	6.0	150.0	1118	218	214	0	266	273
82	6.0	180.0	1159	218	215	0	267	273
88	6.0	210.0	1116	218	213	0	265	273
94	6.0	240.0	1116	218	213	0	265	272
100	6.0	270.0	1160	218	215	0	267	273
106	6.0	300.0	1118	218	214	0	266	273
112	6.0	330.0	1118	218	214	0	266	273
118	4.0	0.0	393	218	213	0	265	274
124	4.0	45.0	392	219	213	0	264	276
130	4.0	90.0	393	218	213	0	265	274
136	4.0	135.0	392	219	212	0	264	275
142	4.0	180.0	395	218	213	0	264	274
148	4.0	225.0	394	220	213	0	265	276
154	4.0	270.0	394	218	213	0	264	274
160	4.0	315.0	394	220	213	0	265	276
166	2.0	0.0	27	222	220	0	277	280
172	2.0	60.0	28	221	219	0	276	280
178	2.0	120.0	28	222	219	0	276	280
184	2.0	180.0	28	222	220	0	277	281
190	2.0	240.0	29	222	219	0	276	280
196	2.0	300.0	28	222	219	0	276	280

Modèle 2 - Pieds de Poteaux
Coefficient de comportement $q=1,5$
Séisme directions X et Y

ELEM	R (m)	TETA (°)	Fxi (KN)	Fyi (KN)	Fzi (KN)	Mxi (KN.m)	Myi (KN.m)	Mzi (KN.m)
41	6.0	0.0	773	145	143	0	187	188
47	6.0	30.0	745	145	143	0	186	188
53	6.0	60.0	745	145	143	0	186	188
59	6.0	90.0	773	145	143	0	187	188
65	6.0	120.0	745	145	143	0	186	189
71	6.0	150.0	745	145	143	0	186	188
77	6.0	180.0	773	145	143	0	187	189
83	6.0	210.0	744	145	142	0	186	188
89	6.0	240.0	744	145	142	0	186	188
95	6.0	270.0	773	145	143	0	187	188
101	6.0	300.0	745	145	143	0	186	189
107	6.0	330.0	745	145	143	0	186	188
113	4.0	0.0	262	145	142	0	186	188
119	4.0	45.0	262	146	142	0	185	189
125	4.0	90.0	262	146	142	0	186	189
131	4.0	135.0	261	146	142	0	185	189
137	4.0	180.0	263	146	142	0	185	188
143	4.0	225.0	263	146	142	0	186	189
149	4.0	270.0	262	146	142	0	185	189
155	4.0	315.0	262	146	142	0	186	189
161	2.0	0.0	18	148	146	0	189	190
167	2.0	60.0	19	148	146	0	189	190
173	2.0	120.0	19	148	146	0	189	190
179	2.0	180.0	18	148	147	0	189	190
185	2.0	240.0	19	148	146	0	189	190
191	2.0	300.0	19	148	146	0	189	190

Modèle 2 - Têtes de Poteaux
Coefficient de comportement $q=1,5$
Séisme directions X et Y

ELEM	R (m)	TETA (°)	F _{xj} (KN)	F _{yj} (KN)	F _{zj} (KN)	M _{xj} (KN.m)	M _{yj} (KN.m)	M _{zj} (KN.m)
46	6.0	0.0	773	145	143	0	178	182
52	6.0	30.0	745	145	143	0	177	182
58	6.0	60.0	745	145	143	0	178	182
64	6.0	90.0	773	145	143	0	178	182
70	6.0	120.0	745	145	143	0	178	182
76	6.0	150.0	745	145	143	0	177	182
82	6.0	180.0	773	145	143	0	178	182
88	6.0	210.0	744	145	142	0	177	182
94	6.0	240.0	744	145	142	0	177	182
100	6.0	270.0	773	145	143	0	178	182
106	6.0	300.0	745	145	143	0	178	182
112	6.0	330.0	745	145	143	0	177	182
118	4.0	0.0	262	145	142	0	176	182
124	4.0	45.0	262	146	142	0	176	184
130	4.0	90.0	262	146	142	0	176	183
136	4.0	135.0	261	146	142	0	176	184
142	4.0	180.0	263	146	142	0	176	183
148	4.0	225.0	263	146	142	0	177	184
154	4.0	270.0	262	146	142	0	176	183
160	4.0	315.0	262	146	142	0	177	184
166	2.0	0.0	18	148	146	0	184	187
172	2.0	60.0	19	148	146	0	184	186
178	2.0	120.0	19	148	146	0	184	187
184	2.0	180.0	18	148	147	0	185	187
190	2.0	240.0	19	148	146	0	184	187
196	2.0	300.0	19	148	146	0	184	187

Annexe B - Fiche de synthèse des modifications
Révision du guide DT 111 (AFPS-France Chimie)
Suite aux commentaires de Janvier 2019 et Décembre 2019

Paragraphe	Modification
1.1	Mise à jour des références à l'arrêté « arrêté du 15 février 2018 modifiant les arrêtés du 13 septembre 2013 et du 24 janvier 2011 »
1.4	Précision dans la définition des structures support : Les structures visées par le document peuvent supporter des ECS ou des OAP. En ce sens, les structures abritant des ECS sont potentielles des OAPs ou des supports d'OAPs et le guide fournit des éléments pour leur vérification.
2.2	Le terme « ICPE neuve » remplacée par « ICPE » : « Les ICPE soumises à autorisation restent concernées par la réglementation pour les bâtiments à risque normal (Article 10 de l'arrêté du 24/01/11 modifié). A ce titre, le dimensionnement parasismique des éléments non structuraux peut être exigé (en fonction de la zone de sismicité et de la catégorie d'importance). »
3.1.1	Excentricité accidentelle (torsion et irrégularités géométriques) : La régularité en plan et en élévation du système structure(s)-équipement doit être analysée. La sensibilité à la torsion peut notamment être examinée sur la base des critères définis dans l'EUROCODE 8. Dans le cas d'un système irrégulier, susceptible d'être soumis à des effets de torsion, la modélisation doit intégrer ces effets (cf. §3.5.7) par l'utilisation d'une modélisation tridimensionnelle.
3.5.7	La prise en compte de la régularité des structures doit porter tant sur les masses que sur les raideurs. La régularité de la conception des structures telle que décrite au chapitre 6.1, doit être un objectif à rechercher. Si une irrégularité existe, une modélisation 3D doit être utilisée du fait de l'amplification des mouvements et des efforts, et tout particulièrement en cas de torsion.
3.6, 3.6.5 et 5.2.2	Prise en compte plus rigoureuse du comportement dissipatif « La prise en compte de la dissipation de la structure nécessite de s'assurer de la résistance aux modes de rupture fragiles éventuels qui nécessitent généralement certaines dispositions constructives. » « partie dissipative du coefficient de comportement »
3.6.2 et 3.6.4.1	Critère de complétude de la base modale et fréquence de coupure des spectres : Possibilité de prendre en compte la masse manquante via un pseudo-mode pour les modes ayant des fréquences au-delà la fréquence de coupure du spectre Recommandations sur le traitement des modes au-delà du plateau du spectre (recombinaison algébrique ou utilisation d'un pseudo-mode).
3.6.3	Méthodes statiques linéaires simplifiées : Précision pour faciliter l'utilisation de méthodes simplifiées en évitant le coefficient de majoration de 1.5
3.6.3	Ajout de références dans le texte : Références R6 et R42 rajoutées
5.2.3 et 5.2.4	Mouvements transférés (Spectres de plancher) : Mise en conformité avec les notations de l'EC8 et les documents de la CNPS

Paragraphe	Modification
5.2.3.1	<p>Prise en compte des modes verticaux de plancher quand ils sont significatifs : NOTA 2 : En ce qui concerne la direction verticale, il est admis que l'accélération verticale de calcul peut être prise égale à 2 fois l'accélération maximale du sol (ZPA) pour la vérification des structures et équipements dès lors que la structure ne présente pas un mode vertical significatif et que les équipements ne présentent pas une sensibilité particulière dans cette direction. Dans les autres cas, une modélisation plus précise des effets de la composante sismique du séisme est à prévoir.</p>
7.1	<p>Meilleure prise en compte du niveau de connaissance de la structure : « Quelle que soit la méthode utilisée pour le diagnostic, les incertitudes devront être prises en compte de façon quantitative en identifiant des niveaux de confiance et en modifiant éventuellement les critères utilisés pour la vérification ou les paramètres des modèles. Par exemple, le chapitre 3 de l'EC8-3 ou des méthodologies similaires pourront être utilisées. »</p>
8	<p>Conditions de prise en compte des déplacements relatifs : Introduction : « si ces derniers sont significatifs »</p>
8 8.1.1 8.1.2 8.3.1 8.3.2.1 8.3.3.2	<p>Ancrages : Modifications apportées pour être cohérent avec le référentiel actuel (qui a fortement évolué depuis la sortie du guide) « Les efforts qui s'appliquent aux ancrages sont le résultat de la superposition des effets inertiels liés aux mouvements du matériel ancré et des effets cinématiques liés aux déplacements différentiels entre les ancrages s'il en est. » « Pour les structures neuves, il est exclu d'installer d'ancrages dans les zones critiques de la structure porteuse en DCM ou DCH et donc d'ancrer les matériels dans les zones fortement dissipatives prévues pour dissiper l'énergie au cours du séisme. » « La catégorie de performance (au sens des homologations ATE ou ÉTÉ) des chevilles pour les ancrages neufs est C2. Tout autre choix doit être dûment justifié. » « Les méthodes des Eurocodes (EC3-1-8 et EC2-4) sont applicables. En alternative, la méthode proposée dans ce document peut également être appliquée. » « Pour des matériels sensibles, par exemple dans certains matériels comportant des relais, en fonction des exigences de fonctionnement prescrites par certains fournisseurs ou maître d'ouvrage, le dimensionnement en capacité des fixations assure la sur-résistance nécessaire. » « $\gamma_{M2}=1.15$ »</p>
8.3.1	<p>Précision sur l'utilisation des normes sur les ancrages : « Les méthodes des Eurocodes (EC3-1-8 et EC2-4) sont applicables. En alternative, la méthode proposée dans ce document peut également être appliquée »</p>
8.3.2.1	<p>Précision sur le surdimensionnement des ancrages : « Pour des matériels sensibles, par exemple dans certains matériels comportant des relais, en fonction des exigences de fonctionnement prescrites par certains fournisseurs ou maître d'ouvrage, un dimensionnement en capacité des fixations peut assurer la sur-résistance nécessaire ».</p>

Paragraphe	Modification
8.3.3.2	Pour le dimensionnement d'ancrages dans une installation « neuve », les capacités de résistance en traction et en cisaillement sont déduites des caractéristiques et des principes issus des eurocodes (EC2 et EC3 notamment complétés par les parties de ces normes propres aux ancrages). Ces capacités de résistance sont détaillées ci-après.
9	<p>Mise à jour des références :</p> <p>[R31] Arrêté du 4 octobre 2010 modifié relatif à la prévention des risques accidentels au sein des installations classées pour la protection de l'environnement soumises à autorisation - Section II : Dispositions relatives aux règles parasismiques applicables à certaines installations</p> <p>[R33] Arrêté du 15 février 2018 modifiant l'arrêté du 4 octobre 2010 relatif à la prévention des risques accidentels au sein des installations classées pour la protection de l'environnement soumises à autorisation</p> <p>[R34] Arrêté du 22 octobre 2010 modifié relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal »</p>

Annexes :

- Ajout des Annexes informatives (Annexe A) (exemples traités par le Groupe de travail et non jointe à la version de mai 2014)