

Présentation

Le cours de construction parasismique pour les « réalisateurs » s'adresse aux entrepreneurs en bâtiment, aux conducteurs de travaux et aux chefs de chantier, c'est-à-dire aux professionnels en charge de la réalisation des travaux.

Il vise l'acquisition de connaissances leur permettant d'accomplir leur mission d'interface entre les concepteurs experts en construction parasismique et les ouvriers. Il doit permettre de comprendre les stratégies des uns et de transmettre les impératifs réglementaires aux autres pour une bonne exécution de la mise en œuvre.

L'objectif final du module pédagogique est donc l'apprentissage des détails d'exécution conformes aux exigences de la réglementation. Pour l'obtention de ce résultat il est nécessaire d'élargir l'apprentissage aux origines de ces exigences, c'est-à-dire à la connaissance synthétique des paramètres de « l'action sismique » et du comportement des structures.

Considérant que les enseignements s'adressent aux responsables de l'exécution des travaux du bâtiment, qui devront pouvoir échanger de façon satisfaisante avec leurs clients, avec les équipes de maîtrise d'œuvre, avec les fournisseurs et avec leurs ouvriers, les 5 cours de construction (cours n°3 à 7) sont précédés de 2 cours dédiés à la compréhension des phénomènes en jeu (cours n°1 et 2) et à leur approche réglementaire, et sont suivis de 2 cours dédiés au cadre juridique et réglementaire et aux sujétions pour le chef d'entreprise du bâtiment (cours n°8 et 9).

Les 9 cours qui constituent le module pédagogique ont les contenus suivants :

1. Le séisme et le comportement des sols, leur évaluation pour les arbitrages réglementaires
2. Le comportement des bâtiments exposés à l'action sismique, les paramètres de son évaluation par le calcul réglementaire courant
3. La construction parasismique des bâtiments en béton armé
4. La construction parasismique des bâtiments en maçonnerie chaînée et les planchers en béton armé
5. La construction parasismique des bâtiments en bois
6. La construction parasismique des bâtiments en charpente métallique
7. Les études et traitements de sol et les spécificités des fondations en zone sismique
8. Les aspects réglementaires et les assurances professionnelles face au risque sismique
9. Contrôle des acquis, bilan de stage et valorisation sur le marché du bâtiment de l'entreprise compétente en construction parasismique

Le présent support rédigé du cours doit être utilisé en accompagnement d'un enseignement délivré par des spécialistes formés aux objectifs pédagogiques du module, et qui utilisent des outils (diaporamas, films et animations) conçus en suivant le même plan.

Ce document est la deuxième édition du cours. Il s'agit d'une version révisée et adaptée de la version 1, éditée en 2009 par la DIREN de Guadeloupe.

Sommaire

Présentation	1
Introduction aux phénomènes d'origine sismique.....	11
1. Introduction	13
1.1. Pertinence de la construction parasismique	13
1.2. Généralités sur l'état de la connaissance et les traductions réglementaires	13
1.2.1. Connaissance du phénomène sismique	13
1.2.2. Connaissance du comportement des constructions.....	13
2. Préambule : Présentation des forces à équilibrer dans un bâtiment pendant un séisme	14
2.1. L'action sismique se « combine » avec la pesanteur	14
2.2. Les forces d'inertie : « réponse » des bâtiments aux accélérations du sol.....	15
2.2.1. Les accélérations du sol.....	15
2.2.2. Les forces d'inertie	15
3. Evaluation du niveau d'accélération caractéristique d'une région sismique	16
3.1. Origines et paramètres des séismes	16
3.2. Origine et localisation des grands séismes dits « tectoniques »	17
3.3. La plaque Caraïbe et les séismes de subduction de l'Arc Est-caribéen	18
3.4. Les domaines sismiques	20
3.5. La loi d'échelle des séismes.....	21
3.6. Les lois de fréquence-magnitude.....	22
3.7. Les lois d'atténuation.....	22
3.8. Le zonage sismique national	23
4. Le rejet de faille en surface, un risque modéré sur les îles de l'Arc Est-Caribéen	26
5. Les ondes sismiques ont différentes formes et différents effets.....	27
6. Notions de mouvement périodique et d'effet de site	28
6.1. - Le mouvement périodique simple.....	28
6.2. - La notion d'amplification par résonance	28
6.3. Les mouvements périodiques complexes	30
6.4. Les effets de site géologiques et topographiques	31
6.4.1. Les effets de site géologiques	31
6.4.2. Effets de site topographiques	32
7. Prévion des effets induits par les séismes sur les sites.....	33
7.1. Les instabilités de pentes, les chutes de blocs	33
7.2. La liquéfaction et les tassements de sols	34
7.3. Les tsunamis.....	35
7.4. Les effets anthropiques	35
Paramètres du comportement des bâtiments pendant un séisme	37
8. Les bâtiments réagissent-ils d'une même manière aux séismes ?	39
9. Notion de « réponse » sismique des bâtiments	40

9.1.	Introduction – Paramètres du mouvement des oscillateurs simples.....	40
9.2.	Les bâtiments – Oscillateurs multiples et modes de déformation.....	45
9.3.	Influence des modes d'oscillation et de leurs périodes sur la déformée réelle	46
9.4.	Le « spectre de réponse » des structures.....	47
10.	Notion de bilan énergétique	48
10.1.	Principes.....	48
10.2.	Application au projet	49
11.	Notion de ductilité et de coefficient de comportement	50
11.1.	Intérêt de l'endommagement dissipatif.....	50
11.2.	Déformations élastiques (sans endommagement)	50
11.3.	Rupture fragile	50
11.4.	Déformations plastiques	51
11.5.	Le « coefficient de comportement »	51
12.	Notion de contreventement.....	52
12.1.	Généralités	52
12.2.	Contreventement horizontal.....	53
12.3.	Contreventement vertical	54
13.	Notion de régularité de la structure	55
13.1.	Equilibre des raideurs en plan et en élévation.....	55
13.2.	Equilibre des masses.....	56
13.3.	Prévention de la torsion	56
13.4.	Prévention des concentrations de contraintes.....	57
14.	Notion de dimensionnement en capacité	58
15.	Joints parasismiques	59
16.	Les principes de l'isolation à la base.....	61
	Construction parasismique des bâtiments en ossature et en murs de béton armé	65
17.	Informations générales sur le béton armé utilisé pour le bâtiment.....	67
17.1.	Rappel des caractéristiques propres au matériau	67
17.1.1.	Généralités	67
17.1.2.	Défauts.....	67
17.1.3.	Qualités	67
17.1.4.	Problème des malfaçons	68
17.2.	Observations post-sismiques	70
17.3.	Qualités et défauts du béton armé face à l'action sismique.....	72
17.3.1.	Défauts à minimiser	72
17.3.2.	Qualités à optimiser	72
17.4.	Objectifs d'utilisation du béton armé en zone sismique	73
18.	Spécifications réglementaires pour le béton et les armatures	74
18.1.	Rappel des objectifs de comportement	74
18.2.	Spécifications de l'EC8 (et de l'EC2).....	74

19.	Stratégies pour la ductilité des structures en béton armé.....	75
19.1.	Rappel des objectifs de comportement ductile.....	75
19.2.	Exigences pour les zones critiques des structures ductiles.....	75
20.	Exigences réglementaires des Eurocodes et de l'EC8 pour le béton armé	76
20.1.	Rappel du cadre et des objectifs réglementaires.....	76
20.1.1.	Généralités	76
20.1.2.	Les éléments sismiques primaires	76
20.1.3.	Les éléments sismiques secondaires.....	77
20.1.4.	Les zones critiques	78
20.2.	Exigences pour la Classe de Ductilité Moyenne.....	79
21.	Exigences de l'EC8 pour la mise en œuvre des ossatures en béton armé.....	80
21.1.	Définition réglementaire des structures primaires en béton armé de type ossature	80
21.1.1.	Définition et comportement global sous séisme	80
21.1.2.	Mur ou poteau ?	80
21.1.3.	Notion de pièce pouvant fléchir.....	80
21.2.	Les règles de coffrage	82
21.2.1.	Dimensions des coffrages.....	82
21.2.2.	Positions relatives des poteaux et poutres	82
21.3.	Les règles relatives aux armatures longitudinales.....	83
21.4.	Les règles relatives aux armatures transversales	83
21.5.	Prescriptions relatives aux armatures des poteaux	84
21.6.	Prescriptions relatives aux armatures des poutres.....	85
21.7.	Prescriptions relatives aux dimensions et armatures des zones critiques	86
21.8.	Les pièces dites « courtes » (ou rigides).....	88
21.9.	Question des parois de remplissage en maçonnerie des ossatures en béton armé	89
22.	Exigences réglementaires de l'EC8 pour la mise en œuvre des murs en béton armé	91
22.1.	Définition réglementaire des structures de type murs.....	91
22.2.	Les objectifs de comportement	92
22.3.	Les règles générales de conception des systèmes de murs en béton armé.....	93
22.4.	Les règles relatives aux grands voiles faiblement armés	93
22.4.1.	Dimensions minimales des sections de coffrage des voiles	93
22.4.2.	Exigences relatives aux armatures des grands voiles faiblement armés.....	93
23.	Structures poteaux – dalles.....	95
24.	Les coefficients de comportement.....	96
	Construction parasismique des bâtiments en maçonnerie chaînée et des planchers en	
	béton armé	97
25.	Informations générales sur les matériaux utilisés pour la maçonnerie chaînée	99
25.1.	Rappel de la notion de maçonnerie chaînée	99

25.2.	Rappel des caractéristiques des blocs à maçonner	99
25.3.	Rappel des spécifications pour le mortier.....	101
25.4.	Rappel des caractéristiques du béton armé des chaînages	102
25.5.	Résistance caractéristique de la maçonnerie.....	102
26.	Observations post-sismiques sur la maçonnerie en général	103
26.1.	Généralités	103
26.2.	Déformations des murs dans leur plan.....	103
26.3.	Déformations hors plan des murs	104
26.4.	Problématique des concentrations localisées de contraintes	105
26.5.	Pré-conclusions	105
27.	Notions générales sur le comportement dynamique des structures en maçonnerie chaînée	106
27.1.	Préambule	106
27.2.	Distinction entre les murs de maçonnerie porteurs et les murs de remplissage des ossatures	106
27.3.	Objectifs de fonctionnement de la maçonnerie chaînée en zone sismique.....	107
27.4.	Les règles de conception globale.....	108
28.	Exigences réglementaires de l'EC8 pour la mise en œuvre des structures en maçonnerie chaînée	111
28.1.	Les murs de contreventement et les autres murs porteurs.....	111
28.2.	Dimensions des murs entre les chaînages.....	112
28.3.	Localisation des chaînages.....	112
28.4.	Les règles relatives à la réalisation des chaînages	113
28.5.	Harpage de la maçonnerie au bord des chaînages verticaux	115
29.	Les règles simplifiées pour les petits bâtiments	115
29.1.	Règles issues de l'EC8	115
29.2.	Guide CP-MI Antilles.....	115
30.	Les coefficients de comportement.....	115
31.	Réalisation des planchers en béton armé	116
31.1.	Objectifs généraux.....	116
31.2.	Prescriptions de l'EC8 et recommandations.....	117
32.	Les éléments non structuraux en maçonnerie.....	119
32.1.	Les cloisons de distribution d'épaisseur inférieure ou égale à 10 cm	119
32.2.	Les cloisons de distribution d'épaisseur supérieure à 10 cm.....	119
	Construction parasismique des bâtiments en bois	121
33.	Informations générales sur le bois et les structures en bois	123
33.1.	Rappel des caractéristiques propres au bois	123
33.2.	Produits dérivés.....	125
33.3.	Rappel des types de structures caractéristiques	125
34.	Observations post-sismiques	126

35.	Qualités et défauts des structures à panneaux de bois face à l'action sismique.....	127
36.	L'EC5, l'EC8 et les exigences pour les structures à pans de bois	128
36.1.	Classification et exigences minimales des bois et des connecteurs	128
36.1.1.	Panneaux à base de bois autorisés	128
36.1.2.	Classes d'emploi et traitements des bois autorisés.....	128
36.1.3.	Panneaux à base de bois autorisés	128
36.1.4.	Résistance des assembleurs	128
36.1.5.	Scelllements chimiques	129
36.1.6.	Cheilles métalliques / tiges métalliques.....	129
36.1.7.	Pointes	129
36.1.8.	Boulons pour assemblages bois-bois ou bois-métal	129
36.1.9.	Tire-fond pour assemblages bois-bois ou métal-bois	129
36.1.10.	Plaques métalliques type Equerres et sabot	129
36.2.	Espacement minimum des fixations.....	130
36.3.	Notion de classe de service et protection anti-corrosion	130
37.	La question de la résistance aux vents cycloniques	131
38.	Assemblages pour la ductilité des structures en bois	132
38.1.	Vocabulaire.....	132
38.2.	Matériaux et propriétés des zones dissipatives	132
39.	Règles communes pour les structures en bois.....	133
39.1.	Généralités	133
39.2.	Conception de l'ossature des panneaux	133
39.3.	Ancrage des montants courants	134
39.4.	Ancrage de la traverse et de la lisse basses	134
39.5.	Réalisation des pignons.....	134
39.6.	Encadrement des baies	134
40.	Mise en œuvre des contreventements triangulés par écharpes	135
40.1.	Principe constructif	135
40.2.	Fixation des palées de stabilité du niveau 0 et ancrage dans le béton armé	135
40.3.	Assemblage d'extrémité de l'écharpe	136
40.4.	Assemblage d'écharpe sur un montant intermédiaire.....	136
41.	Mise en œuvre des structures à voiles travaillants.....	137
41.1.	Principe constructif	137
41.2.	Fixation des voiles travaillants du niveau 0 et ancrage dans le béton armé	138
41.3.	Dispositions constructives particulières.....	138
42.	Mise en œuvre des planchers.....	139
42.1.	Principe constructif	139
42.2.	Réalisation de la trémie	140
42.3.	Dispositions d'ancrage et de fixation des solives et entretoises	140
42.4.	Conditions de réalisation du diaphragme horizontal	140

43.	Mise en œuvre des charpentes traditionnelles	141
43.1.	Assemblage des fermes	141
43.2.	Ancrage des fermes sur les murs porteurs verticaux.....	142
43.3.	Assemblage et ancrage des pannes et chevrons.....	142
43.3.1.	Ancrage des chevrons	142
43.3.2.	Ancrage des pannes.....	142
43.4.	Conditions de réalisation du diaphragme de toiture	143
43.5.	Conception et réalisation des charpentes industrialisées à fermettes	143
43.5.1.	Conception	143
43.5.2.	Conditions de réalisation du diaphragme de toiture	144
43.5.3.	Recommandations pour l'exécution	144
44.	Les coefficients de comportement.....	145
	Construction parasismique des bâtiments à structure métallique	147
45.	Informations générales sur les constructions en métal.....	149
45.1.	Résumé des caractéristiques du matériau	149
45.2.	Observations post-sismiques	150
46.	Stratégies pour la ductilité des charpentes métalliques.....	151
46.1.	Généralités	151
46.2.	Comportement des assemblages.....	152
47.	Classification et fonctionnement des charpentes métalliques.....	153
47.1.	Classification	153
47.2.	- Les portiques.....	154
47.3.	- Les contreventements centrés.....	156
47.3.1.	Définition	156
47.3.2.	Triangulation par diagonales.....	156
47.3.3.	Ossatures en portique, combinées avec des entretoises centrées.....	157
47.3.4.	Triangulation en V.....	157
47.3.5.	Triangulation en K.....	158
47.4.	- Les Contreventements excentrés	159
48.	Ancrages dans l'infrastructure.....	160
49.	Exigences pour les diaphragmes	161
50.	Les éléments non structuraux	162
50.1.	Problématique des remplissages maçonneries.....	162
50.2.	Fixation des bardages.....	163
50.3.	Fixation des façades rideau	163
51.	Les coefficients de comportement.....	165
	Etudes, traitements de sols et fondations en zone sismique	167
52.	Spécificités du comportement des sols sous séisme majeur.....	169
52.1.	Généralités	169

52.2.	Rejet des failles en surface	169
52.3.	Tassements de sols et liquéfaction	170
52.4.	Instabilité des pentes	173
52.5.	Zones de karst et cavités (terrains rocheux fracturés).....	174
52.6.	Effets de site (rappel).....	175
53.	Les reconnaissances et études géotechniques.....	177
53.1.	Généralités	177
53.2.	Niveaux d'investigation en fonction de l'avancement du projet.....	177
53.3.	Moyens de reconnaissance	178
54.	Les traitements des sol liquéfiables ou seulement médiocres	179
54.1.	Intérêt et résultats	179
54.2.	Consolidation statique : injection.....	179
54.3.	Consolidation dynamique.....	180
54.4.	Substitution en surface	181
54.5.	Compactage par vibroflottation	182
54.6.	Compactage par vibrosubstitution.....	183
54.7.	Préchargement	184
54.8.	Remplissage – injection des cavités rocheuses	184
55.	Règles générales pour les fondations en zone sismique.....	185
55.1.	Les sollicitations.....	185
55.2.	Choix du système de fondations	185
55.3.	Homogénéité du système de fondations	185
55.4.	Solidarisation des points d'appui.....	185
55.5.	Liaisons avec la superstructure.....	186
56.	Fondations superficielles	187
56.1.	Dispositions générales.....	187
56.2.	Semelles isolées - semelles filantes.....	187
56.3.	Radier général porteur	188
56.4.	Précautions vis à vis des constructions avoisinantes	188
56.5.	Fondations sur sites en pente	188
57.	Règles particulières pour les fondations profondes.....	189
57.1.	Généralités sur les fondations profondes.....	189
57.2.	Pieux	189
57.3.	Puits	192
	L'entrepreneur en bâtiment en zone sismique.....	193
58.	Synthèse du cadre réglementaire	195
58.1.	Les origines de la réglementation de la construction parasismique.....	195
58.1.1.	Généralités	195
58.1.2.	Le Code de l'Environnement.....	195
58.1.3.	Décret n° 91-461 du 14 mai 1991, modifié en 2010	195

58.1.4.	Arrêté d'application des règles de construction parasismique	196
58.2.	Obligations de moyens ou de résultats ?	197
58.3.	Le maître d'ouvrage	199
58.4.	Le constructeur	199
58.5.	Le constructeur de maisons individuelles	200
58.6.	Le concepteur	200
58.7.	Le contrôleur technique	200
58.8.	Le coordonnateur SPS	200
58.9.	Le fabricant et le négociant en matériaux de construction	201
58.10.	L'entrepreneur en bâtiment	201
59.	La qualification des travaux	202
60.	Les liens contractuels entre les partenaires	203
60.1.	Louage d'ouvrage	203
60.2.	Locateur d'ouvrage	203
60.3.	L'assurance obligatoire des travaux du bâtiment	203
60.4.	Déclarations d'ouverture de chantier et d'achèvement des travaux	203
60.5.	Réception des travaux avec ou sans réserves	203
61.	Garanties et responsabilités (définitions)	205
61.1.	Garantie de parfait achèvement	205
61.2.	Garantie décennale	205
61.3.	Responsabilité contractuelle	205
61.4.	Assurance dommage ouvrages	205
61.5.	Garanties facultatives	205
61.6.	Les défauts et dommages	206
61.7.	Vice de construction	206
61.8.	Sinistre sans catastrophe	206
61.9.	Absence d'ouvrage	206
61.10.	Solidité des ouvrages	207
61.11.	Responsabilité délictuelle et quasi-délictuelle	207
61.12.	Sinistre avec catastrophe naturelle	207
62.	Autocontrôle qualité des différentes phases du chantier	208
63.	Communication avec les maîtres d'ouvrage	210



Plan Séisme Antilles

Programme de formation en construction parasismique
***Module pédagogique pour les responsables de
réalisation des bâtiments***

Brochure d'accompagnement du cours n° 1/9



Introduction aux phénomènes d'origine sismique

2° Edition - 2010

Rédaction Patricia BALANDIER

Objectifs et contenu du cours n° 1

L'objectif du cours n°1 est d'introduire la connaissance des effets des séismes et celle de l'approche réglementaire des phénomènes à prendre en compte pour construire.

La compréhension des phénomènes physiques générés par les secousses sismiques facilite la compréhension des exigences techniques et réglementaires relatives aux bâtiments.

L'introduction du cours n°1 traite des forces d'inertie, phénomène qui sous-tend l'ensemble des impératifs de la construction parasismique qui sont enseignés dans les cours suivants.

Les paramètres de l'aléa sismique régional, qui permettent d'évaluer le niveau de protection nécessaire dans une région donnée, sont ensuite exposés, ainsi que leur traduction en termes de réglementation.

La fin du 1^{er} cours expose sommairement les phénomènes générés sur les sites par les séismes : effets induits, effets de site, etc. L'approche réglementaire de la protection contre ces phénomènes est détaillée dans le cours n°7.

Remerciements pour le cours n°1

L'auteur adresse ses remerciements, pour leur contribution, à divers titres, à :

- IPGP - OVSG
- BRGM
- GEOTER International
- Université de Laval Québec
- USGS
- NOAA

Illustration de couverture : Vue aérienne mettant en évidence les systèmes de failles actives de Marie-Galante. On observe l'escarpement principal de la faille de Morne Piton, ainsi que des escarpements secondaires. Ces escarpements sont le résultat du cumul de déplacements modérés sur les failles à chaque séisme. Ces ruptures surviennent lorsque les contraintes sous l'effet des déformations lentes de la plaque Caraïbe sont trop élevées – Cliché Patricia Balandier

1. Introduction

1.1. Pertinence de la construction parasismique

On peut assez bien décrire les phénomènes possibles dans une zone sismique, mais pas encore dire quand ils surviendront. On ne peut pas « lancer l'alerte » qui permettrait d'évacuer les locaux avant les secousses. Cette évacuation, qui sauverait les vies, ne résoudrait toutefois pas la question des pertes matérielles.

L'avancée des connaissances a permis de cerner avec une assez bonne précision les facteurs d'endommagement des constructions et la nature des dommages en fonction des choix réalisés sur un site donné. Notre époque est celle de la maîtrise possible du comportement des bâtiments pendant un séisme majeur. Nous avons la responsabilité d'utiliser ces connaissances pour nous-mêmes et pour les générations futures.

1.2. Généralités sur l'état de la connaissance et les traductions réglementaires

1.2.1. Connaissance du phénomène sismique

Il est question d'estimer les phénomènes dont on doit se protéger. Pour la construction courante ces phénomènes sont assez bien cernés.

Il est possible de localiser les failles sismiques et d'évaluer la période de retour des séismes de différentes magnitudes envisageables sur ces failles. Les valeurs de l'atténuation par la distance de la source sont assez bien maîtrisées pour établir un zonage sismique régional. Ce zonage, qui classe la Martinique en zone de très forte sismicité définit un des paramètres permettant le calcul de la résistance requise pour les constructions : l'accélération de référence au rocher.

Il est également possible, grâce aux études géotechniques de connaître « à l'avance » le comportement du site d'implantation d'un bâtiment sous l'effet du niveau de secousses retenu pour la région. Les Plans de Prévention des Risques (PPR) encadrent ces conséquences pour le droit de construire et pour les précautions à prendre. Les règles de construction parasismique définissent des paramètres et des obligations liées aux sites (sols instables, ou amplifiant les secousses).

1.2.2. Connaissance du comportement des constructions

Les connaissances sismiques et géotechniques permettent d'identifier les types de constructions à éviter ou à renforcer en fonction du site. Les secousses d'un même séisme peuvent être très différentes d'un site à l'autre : plus ou moins fortes, plus ou moins longues, mais aussi avoir des caractéristiques *fréquentielles* très variables.

Chaque construction doit être appropriée aux caractéristiques des secousses et aux déformations des sols possibles sur son site d'implantation. Sa conception doit permettre d'éviter les déformations trop irrégulières ou excessives et sa réalisation doit permettre un endommagement qui ne porte pas atteinte à sa stabilité.

La société s'attache à établir des règles de construction et des plans d'urbanisme efficaces à partir de ces connaissances. La réglementation vise un arbitrage économiquement raisonnable à partir des connaissances scientifiques et techniques. « Trop » se protéger est inutile et coûte cher. Trop peu se protéger coûte des vies humaines et des pertes économiques inacceptables.

Les marges d'incertitude décroissent rapidement avec l'avancée des études scientifiques. La réglementation évolue en en tenant compte.

2. Préambule : Présentation des forces à équilibrer dans un bâtiment pendant un séisme

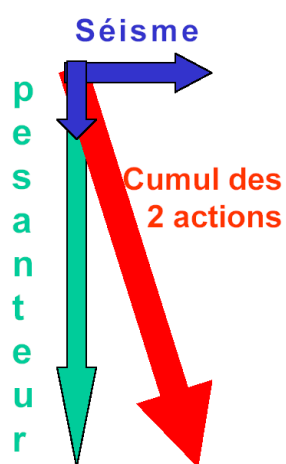
2.1. L'action sismique se « combine » avec la pesanteur

L'attraction terrestre, **pesanteur** ou gravité (g) exerce en permanence une action vers le bas qui nous empêche de « flotter dans les airs », mais nous n'avons pas toujours conscience qu'il s'agit d'une **accélération**.

Pourtant la vitesse de chute des objets augmente avec la distance parcourue, c'est-à-dire avec le temps qui s'écoule. Il y a bien accélération.

Les variations de la pesanteur sur la terre sont très faibles. Pour la construction on la considère constante. Un bâtiment la subit avant, pendant et après le séisme.

Sans séisme: le BET calcule le bâtiment pour qu'il résiste à la pesanteur sans s'écraser au sol. Sur la Lune, où la pesanteur est plus faible, on n'aurait pas besoin des mêmes sections pour les différentes parties d'ouvrage pour que ça tienne.



Avec séisme : le BET calcule le bâtiment pour qu'il résiste également aux variations d'accélération horizontales et verticales pendant les secousses. Les accélérations verticales du séisme (vers le bas et vers le haut) s'ajoutent et se soustraient à la pesanteur. Les accélérations horizontales se combinent avec les accélérations verticales.

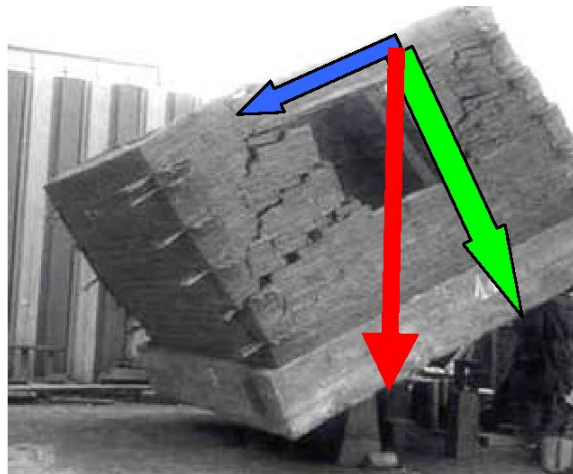
Représentation schématique de l'action subie par un bâtiment pendant un séisme à un instant donné, où les accélérations (verticales et horizontales) dues aux secousses peuvent être représentées par les flèches bleues.

L'action sismique (en bleu) est combinée avec la pesanteur (en vert).

A l'instant représenté, le bâtiment subit en fait une action résultant du cumul et qui est orientée comme la flèche rouge.

L'expérience illustrée ci-contre et qui consiste à incliner une construction, c'est-à-dire à appliquer la pesanteur « de travers » permet de représenter de façon simplifiée l'action d'un séisme à un instant donné. La pesanteur dans cette position (en rouge) peut représenter la combinaison entre sa direction en temps normal (en vert) et une action horizontale comme celle d'un séisme (en bleu).

(Document Université Catholique du Pérou)



Après le séisme : la pesanteur est toujours là. Le bâtiment est-il encore en état d'y résister pour rester « debout » ? Cela dépend de la nature de la construction et de la force de l'action sismique.

Ainsi, alors que l'unité de mesure de l'accélération est le m/s^2 , les spécialistes du génie parasismique expriment souvent celle du séisme en proportion de la gravité ($g = 9,81m/s^2$). Ils expriment donc le rapport entre le séisme et la pesanteur. On parlera, par exemple d'une accélération sismique de 0,2 g pour une valeur de 20% de la pesanteur, c'est-à-dire proche de $2 m/s^2$.

2.2. Les forces d'inertie : « réponse » des bâtiments aux accélérations du sol

2.2.1. Les accélérations du sol

Les oscillations du sol se mesurent de différentes manières.

Sous l'effet des vibrations d'un séisme, le sol subit des **déplacements alternés** dans toutes les directions : à l'horizontale, mais aussi à la verticale. Ces déplacements se mesurent en mètres (m), même s'il s'agit concrètement de centimètres.

Ces déplacements se font à des **vitesse qui varient** en passant par une vitesse nulle au moment du changement de direction de l'oscillation. On les mesure en mètres par seconde (m/s) et pas en km par heure comme pour les véhicules, mais ce n'est que l'unité de mesure qui change pour s'adapter aux petits déplacements.

Les variations de vitesse du mouvement oscillatoire du sol sont des **accélérations** qui se mesurent en mètres par seconde « au carré » (m/s^2). Les règles courantes de construction parasismique utilisent cette valeur pour estimer l'action du séisme sur les constructions.

2.2.2. Les forces d'inertie

Pourquoi utiliser des accélérations pour qualifier les secousses?

L'enjeu pour une construction est de résister (par différents moyens possibles) aux forces qu'elle subit. Les forces d'inertie sont des forces qui tendent à « retenir » sur sa position d'origine une masse qui subit une accélération.

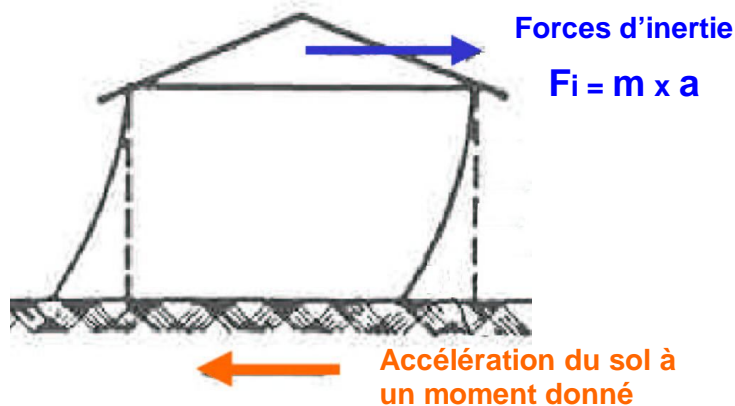
Si nous sommes debout dans un bus et que le chauffeur accélère, freine, donne des coups de volant, nos pieds suivent directement ces déplacements du sol du bus, mais notre corps « résiste » d'autant plus fort à ces déplacements que l'accélération ou la décélération est importante... et que nous sommes lourds. Ce qui nous déséquilibre plus ou moins.

Le conducteur qui conduit en souplesse, c'est-à-dire change de vitesse progressivement, avec des accélérations modérées, réduit les forces d'inertie sur les passagers. Le passager léger subit des forces plus faibles que le passager lourd.

Les forces d'inertie nous déforment sous l'effet des accélérations du véhicule comme elles déforment un bâtiment soumis aux accélérations de ses fondations par un séisme.

Forces d'inertie = Masse(s) de la structure x Accélération(s).

Le BET peut facilement calculer la masse du bâtiment. Les études de sismologie visent à pré-estimer le niveau d'accélération que peut subir le sol sous le bâtiment. Reste à estimer le niveau d'accélération maximum dans le bâtiment.



Le schéma ci-dessus illustre les déformations du bâtiment dont les fondations sont soumises à une accélération du sol (séisme) et dont les masses au dessus du sol sont soumises à l'action opposée des forces d'inertie.

3. Evaluation du niveau d'accélération caractéristique d'une région sismique

Nous avons vu que les forces d'inertie qui déforment le bâtiment dépendent de l'accélération subie. Mais quelle est la valeur de cette accélération ? Comment l'estimer ?

Il faut d'abord déterminer les accélérations possibles « au niveau du rocher » dans la région.

3.1. Origines et paramètres des séismes

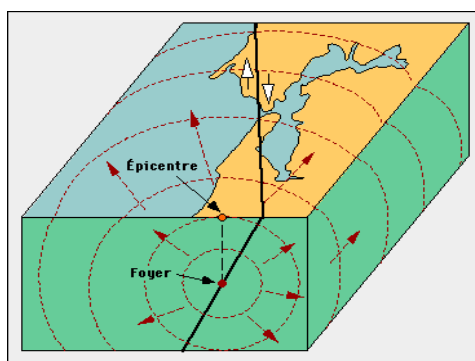
Les secousses d'un séisme sont provoquées par un **déplacement brutal de la roche dans le sous-sol, de part et d'autre d'un plan de fracture** appelé *faille sismogène*. Ce déplacement, de quelques centimètres à quelques mètres, concerne des longueurs de failles qui peuvent aller de quelques centaines de mètres (à peine ressenti si on est très proche) à des centaines de kilomètres d'un coup (séisme majeur). Ces ruptures peuvent être très superficielles et se voir en surface, ou profondes de dizaines, voire de centaines de kilomètres. Leurs caractéristiques « à la source » ont une influence sur leurs effets en surface, qui seront très variables d'un séisme à l'autre. Plusieurs moteurs génèrent des séismes (gonflement des chambres magmatiques, pression de l'eau des grands barrages, explosions, etc.). Les séismes *tectoniques* sont potentiellement les plus violents.

Le but de la sismologie est de « décrire » les séismes possibles dans une région et leurs effets, avant leur arrivée, afin de s'en protéger au mieux.

La plupart des **failles sismogènes** sont connues. Elles « rejouent » selon des périodes assez régulières (dizaines, centaines ou milliers d'années) dépendantes des vitesses de déformation de la surface terrestre appelée *lithosphère* (croûte + manteau supérieur).

La **magnitude représente la quantité totale d'énergie libérée** par le séisme (chaleur plus mouvement vibratoire) : c'est la violence du séisme à la source. Plus la dimension de la rupture est grande, plus la magnitude est élevée, plus la durée du séisme est longue.

On nomme **foyer** le point de la faille où commence la rupture, alors que l'**épicentre** désigne le point de la surface terrestre à la verticale du foyer.



Axonométrie schématique d'une source sismique (Document Université de Laval –Québec)

QUAND ON PASSE D'UN DEGRE DE MAGNITUDE A L'AUTRE, L'ENERGIE TOTALE DU SEISME EST MULTIPLIEE PAR 33, SOIT PAR 1 000 POUR 2 DEGRES (progression logarithmique)

Il existe plusieurs méthodes d'évaluation de la magnitude d'un séisme. Richter a été le précurseur. On utilise aujourd'hui des méthodes plus précises comme la magnitude « de Moment », même si la presse continue à utiliser le terme d'échelle « de Richter ».

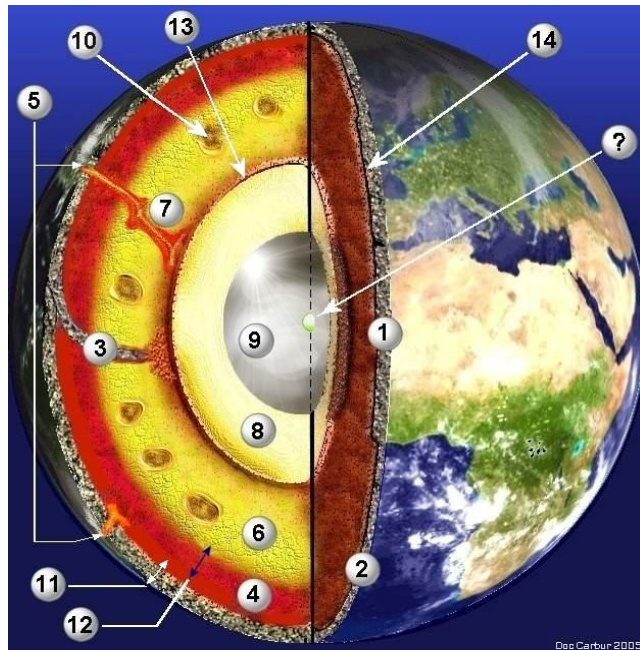
Chaque faille « sismogène » a un cycle sismique qui lui est propre et qui dépend de son mécanisme, de la vitesse de progression des contraintes, de la nature des roches et de ses dimensions. Le cycle de retour des séismes de différentes magnitudes obéit à des lois physiques. L'identification de ces lois fait partie des outils de la prévention.

3.2. Origine et localisation des grands séismes dits « tectoniques »

Les roches du globe terrestre ont des densités et des températures croissant avec la profondeur. Selon les conditions de température et de pression elles peuvent être solides ou visqueuses.

Le **noyau**, sorte de chaudière thermonucléaire au centre de la planète, a une température supérieure à 4 000°C !

La surface « froide » et rigide de la Terre (**lithosphère**) est comme une coquille d'œuf à la surface d'une grande épaisseur de **magma** visqueux dans le **manteau supérieur**.

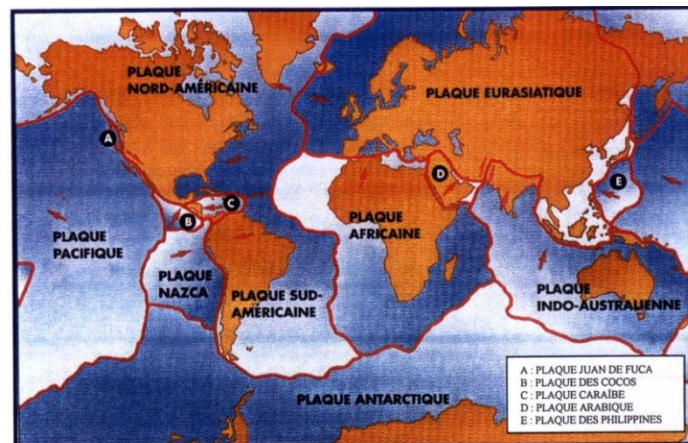


Coupe schématique du globe terrestre (document Doc Cartur)

La chaleur du noyau (zones 8 et 9) anime notamment le magma du manteau supérieur (zone 11). Le magma situé à l'aplomb des régions les plus chaudes du noyau a des mouvements ascendants plus rapides (exemple : zone 7). Lorsque ces « zones chaudes constituent des « lignes » (Rifts ou dorsales), le magma surchauffé s'évacue pour une petite partie en surface (chaînes de volcans) et pour une grande partie sous les plaques de part et d'autre du rift ou de la dorsale en provoquant leur écartement. Ce phénomène alimente des déplacements divergents dans la lithosphère (zone 14). La terre étant une sphère de dimensions finies ces mouvements divergents créent donc des rapprochements et des déplacements d'adaptation qui sont à l'origine de la fracture de la lithosphère en **plaques dites tectoniques**. Les plaques contiennent des continents et des fonds marins, et se déplacent très lentement les unes par rapport aux autres (quelques centimètres par an).

Les déplacements lents des plaques tectoniques génèrent des contraintes croissantes qui les déforment près de leurs « frontières ». Ces contraintes s'accumulent puis génèrent des ruptures sur des plans de failles lorsqu'elles sont trop importantes : les séismes.

LA PLANETE EST ANIMEE EN PROFONDEUR ET EN SURFACE PAR LA CHALEUR DU NOYAU

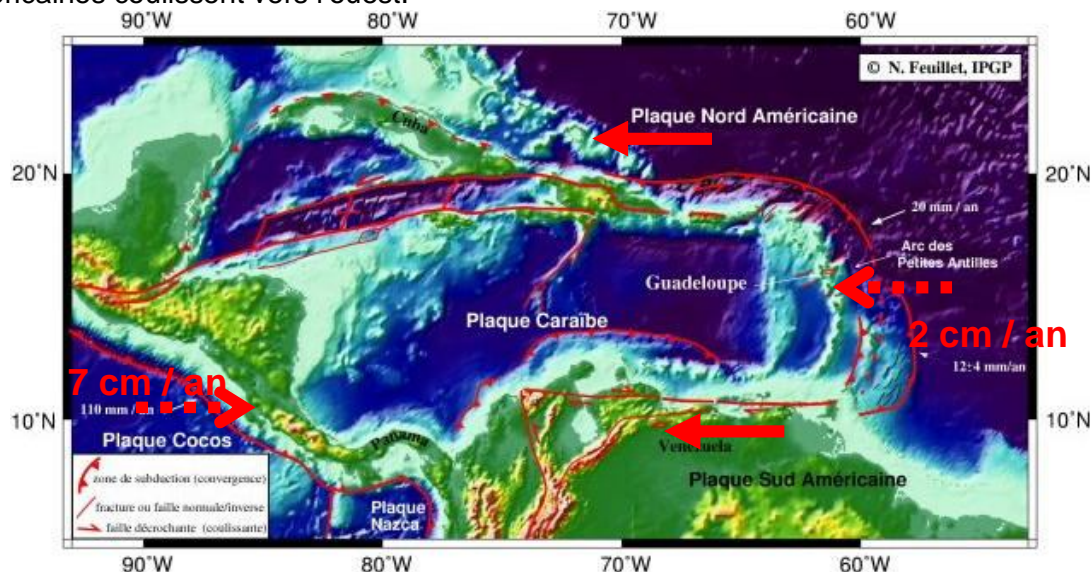


Localisation des plaques tectoniques à la surface de la planète (Document X)

Les séismes violents n'ont donc pas une répartition aléatoire à la surface de la planète. Ils sont localisés pour leur immense majorité sur les frontières des plaques, là où les contraintes sont les plus élevées. Ce sont les régions sismiques. Les mécanismes de ces régions sont étudiés pour évaluer l'aléa sismique.

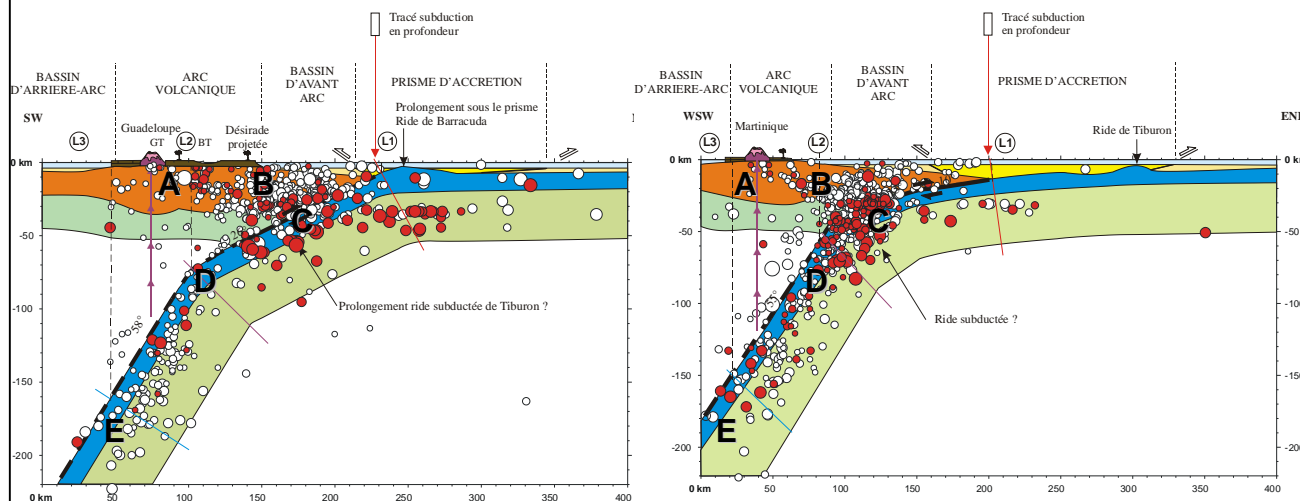
3.3. La plaque Caraïbe et les séismes de subduction de l'Arc Est-caribéen

La plaque Caraïbe, une des plus petites de la planète, est limitée à l'est par la chaîne volcanique de l'Arc Est-Caribéen et à l'ouest par celle de l'Amérique Centrale. Sur ces deux limites elle affronte des plaques océaniques plus denses (Atlantique et Cocos) qui plongent dans le magma sous l'effet de leur propre poids. Au nord et au sud, les plaques Nord et Sud Américaines coulisent vers l'ouest.



Carte de la plaque Caraïbe. Les limites (grands systèmes de failles) sont représentées en rouge. Les flèches représentent les déplacements des plaques voisines en considérant la plaque Caraïbe comme immobile. En pointillé les plaques plongeantes. (D'après document Nathalie Feuillet pour IPGP.)

A l'est, une partie du plancher océanique de la **plaque Nord-Atlantique** (qui se déplace d'est en ouest) passe sous la **plaque Caraïbe**, ce qui génère différents types de séismes.



Ces deux coupes sur la zone de subduction Antillaise permettent de constater les différences de **configurations sismogènes associées à la subduction**. Les **angles d'incidence** sont différents en Guadeloupe (à gauche) et en Martinique (à droite). (Documents Géoter International)

En C, le plan de subduction lui-même, où sont attendues les magnitudes les plus élevées, possiblement proches de 8 (longueurs de ruptures supérieures à 150 km). Ces séismes se produisent sous l'Atlantique, à quelques dizaines de km des terres habitées. Exemples : séismes de 1839 et 1843.

En A et B les séismes générés par les contraintes en bordure de la plaque Caraïbe, de magnitudes possiblement proches de 6,5 (failles de quelques dizaines de km), mais pouvant survenir à proximité des terres émergées et construites. Exemple : séisme des Saintes en 2004.

En D et E, les séismes profonds dus aux ruptures de la plaque dans le magma sous son propre poids, de magnitudes possiblement proches de 7,5. Les secousses de ces séismes sont très amorties lorsqu'elles arrivent à la surface. Exemple : séisme du Nord Martinique en 2007.

AUTRES EXEMPLES DE FRONTIÈRES ENTRE PLAQUES

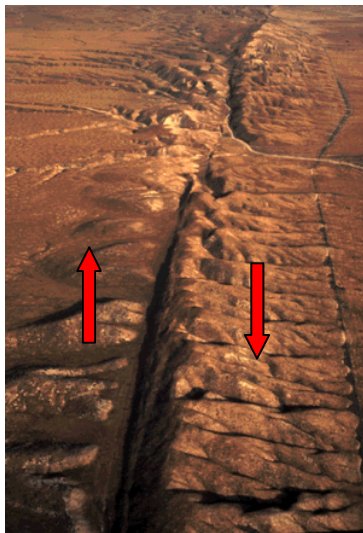


« L'expansion »

Sur leurs limites en expansion, les plaques s'éloignent l'une de l'autre sous l'effet des mouvements ascendants du magma. Si le phénomène commence sous un continent on appelle le fossé qui se crée « un rift ». Lorsque le rift se creuse, arrive un moment où l'eau de mer s'engouffre (exemple la Mer Rouge) et si l'expansion continue se forme un océan comme l'Atlantique. Le rift prend alors le nom de « dorsale ». Il y a fort longtemps l'Afrique et l'Europe d'une part, et l'Amérique d'autre part ne formaient qu'un seul continent. D'où la coïncidence des formes côtières entre l'Afrique de l'Ouest et l'Est de l'Amérique du Sud.

Faille de Pingvellir en Islande (Document Yann Arthus-Bertrand)

Les dorsales océaniques sont en général situées sous l'eau. En Islande, la dorsale Atlantique est émergée. On peut voir des failles qui travaillent en expansion comme celle-ci. La roche étant très peu résistante en traction, les séismes sont fréquents et peu énergétiques.



« Le décrochement »

Dans ce cas, les plaques (ou les parties d'une même plaque) coulissent l'une par rapport à l'autre. Soit elles se déplacent dans la même direction, mais pas à la même vitesse, soit elles se déplacent dans des directions opposées comme c'est le cas entre la plaque Caraïbe et les plaques Nord et Sud Américaines.

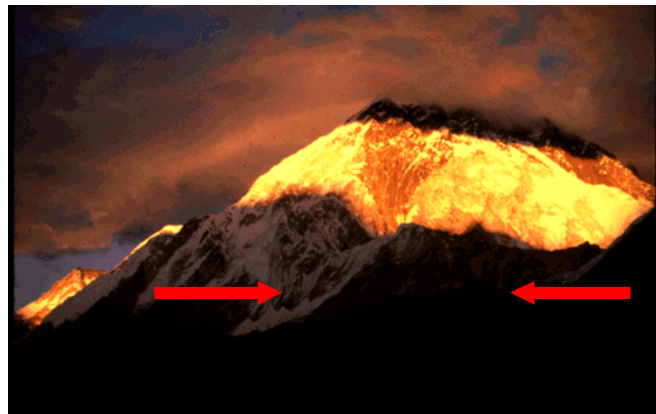
Faille de San Andréas en Californie (Document USGS)

Les plaques Nord-Américaine et Pacifique coulissent de part et d'autre de cette célèbre faille. La partie située à droite sur le cliché se déplace vers le Sud et l'autre vers le Nord. Elle est très étudiée car elle concerne des millions d'habitants. Au rythme actuel du déplacement (~ 5,5 cm/an), la ville de Los Angeles sera au droit de San Francisco... dans 10 Millions d'années

« La surrection »

Lorsque deux plaques entrent en collision, il n'y en a pas toujours une qui est plus dense que l'autre pour passer en dessous et retourner dans le magma. Lorsque deux continents s'affrontent, ils ont la même densité. Alors les deux plaques se compriment et s'épaississent en formant des chaînes de montagnes.

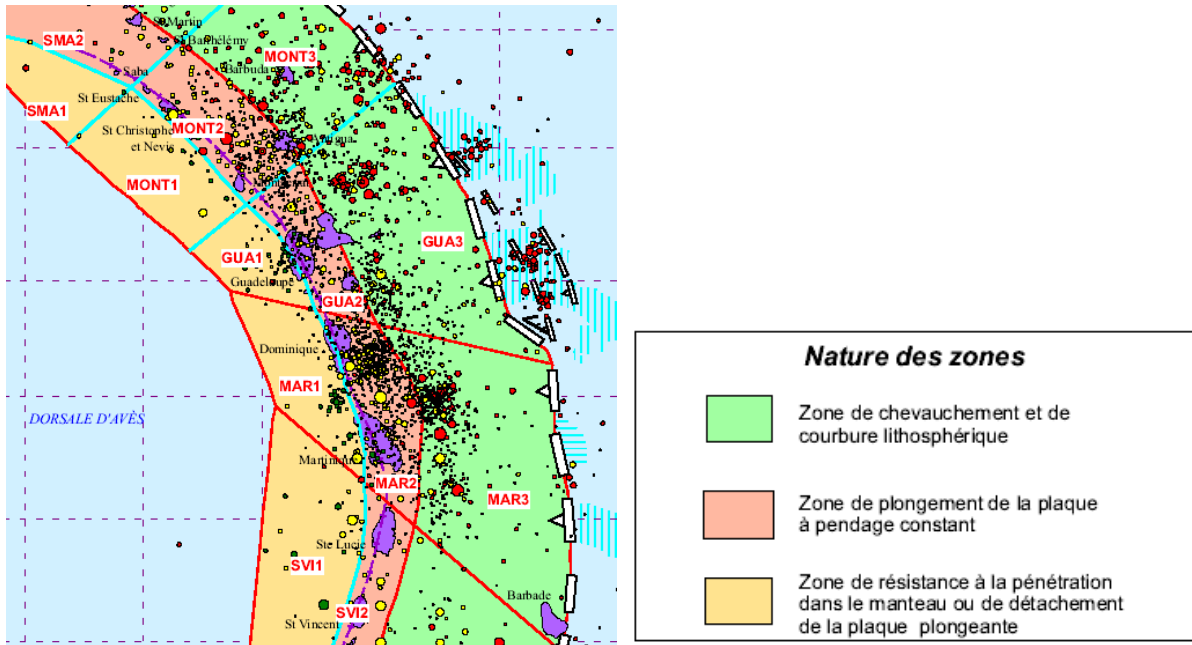
L'Himalaya : né de la collision entre l'Inde et l'Eurasie (Photographie Gimmy Park Li.)



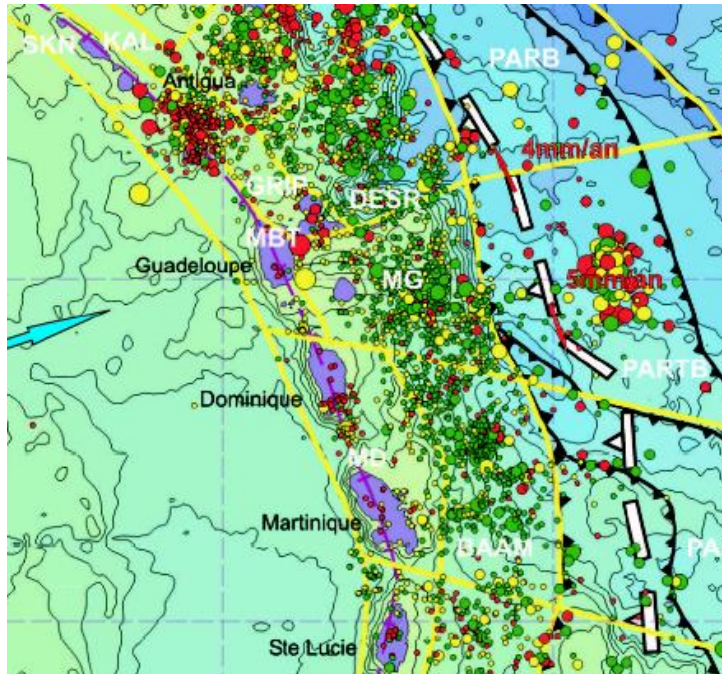
3.4. Les domaines sismiques

Une zone de subduction comme l'Est caraïbéen a donc plusieurs types de sources sismiques dont les caractéristiques varient du nord au sud. Il a donc fallu caractériser des « domaines sismiques », c'est-à-dire des zones que l'on peut considérer comme homogènes du point de vue du phénomène sismique à la source.

Localiser ces différents « domaines » sismiques et leur associer des magnitudes possibles et des cycles de retour pour ces séismes possibles permet d'adopter une politique de prévention adaptée à la réalité.



Domaines sismiques pour la **subduction** de la plaque Atlantique sous l'Est Caribéen. La Martinique est concernée par 3 domaines. Document Anna Fioraventi 2001 – Geo-Ter 2002



Les domaines sismiques **intraplaques** distinguent, au niveau de la Martinique, des valeurs d'activité sismique différentes de celles de l'archipel Guadeloupe. Document Anna Fioraventi 2001 – Geo-Ter 2002

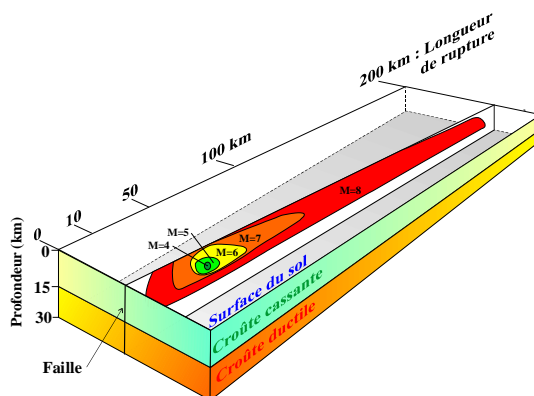
3.5. La loi d'échelle des séismes

La « **Loi d'Échelle** » est issue de l'observation de nombreux séismes. Elle établit une corrélation empirique entre la longueur de la rupture et la magnitude du séisme. Elle permet, pour chaque segment de faille sismogène homogène une évaluation de la magnitude maximum plausible à partir de l'estimation de la longueur maximum possible de la rupture.

Le tableau suivant résume les caractéristiques des séismes de magnitudes diverses

MAGNITUDE	LONGUEUR CARACTERISTIQUE DE LA RUPTURE	DEPLACEMENT SUR LE PLAN DE RUPTURE	DUREE DE LA RUPTURE
9	800KM	8 m	250 s
8	250KM	5 m	85 s
7	50KM	1 m	15 s
6	10KM	20 cm	3 s
5	3KM	5 cm	1 s
4	1KM	2 cm	0,3 s

Document BRGM



Représentation schématique de la relation entre la magnitude et la longueur de rupture (Document BRGM)

Sur le bord Est de la plaque Caraïbe les segments de failles de quelques dizaines de kilomètres sont associés à des magnitudes maximum de l'ordre de 6,5. Les segments du plan de contact de subduction, beaucoup plus grands, peuvent atteindre une magnitude 8.

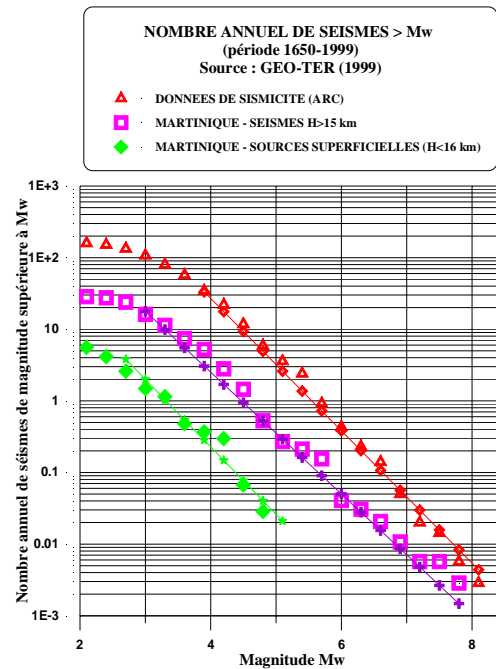


Carte simplifiée des failles de la Martinique (Document BRGM)

3.6. Les lois de fréquence-magnitude

Les observations de Richter et Gutenberg au début du XX^e siècle ont permis de déterminer que le délai moyen entre deux séismes d'une magnitude donnée, sur un système de failles donné, augmente régulièrement avec la valeur de la magnitude. On peut traduire cette connaissance en nombre de séismes de magnitude donnée par an, pour 10 ans, par siècle, etc.

Pour les domaines sismiques de Martinique, on peut donc estimer la période de retour des séismes proches potentiellement destructeurs (magnitude égale ou supérieure à 6) et celle des séismes « lointains » potentiellement destructeurs (magnitude égale ou supérieure à 6,5). Cette information statistique éclaire les objectifs des politiques de prévention.

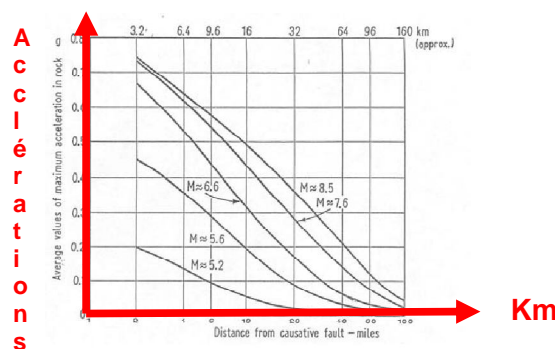


Lois de fréquence-magnitude pour la Martinique. Les droites indiquent le nombre annuel statistique de séismes de magnitude égale ou supérieure à une valeur donnée. Elles découlent des observations représentées par les losanges verts (séismes superficiels) et les carrés mauves (séismes profonds) Document Géo-Ter 2002

3.7. Les lois d'atténuation

Connaissant les magnitudes possibles des séismes sur les domaines sismogènes, les lois d'atténuation établies par les scientifiques, à partir d'observations pour différents contextes, permettent d'évaluer la perte d'énergie avec la distance.

Cette information permet d'estimer une valeur de référence pour la violence des secousses (accélération) pour une région donnée exposée à des domaines sismiques donnés.



Exemple de lois d'atténuation pour différentes magnitudes (les différentes courbes). De gauche à droite les valeurs d'accélération décroissent avec la distance parcourue. Elles sont données pour les sites rocheux horizontaux qui sont réputés ne pas modifier localement le signal sismique. Document X

3.8. Le zonage sismique national

Une fois établis les domaines sismiques, auxquels sont associés des lois de fréquence-magnitude et des lois d'atténuation, il est possible d'évaluer la quantité d'énergie sismique contre laquelle il faut se protéger dans une zone donnée : l'aléa sismique régional.

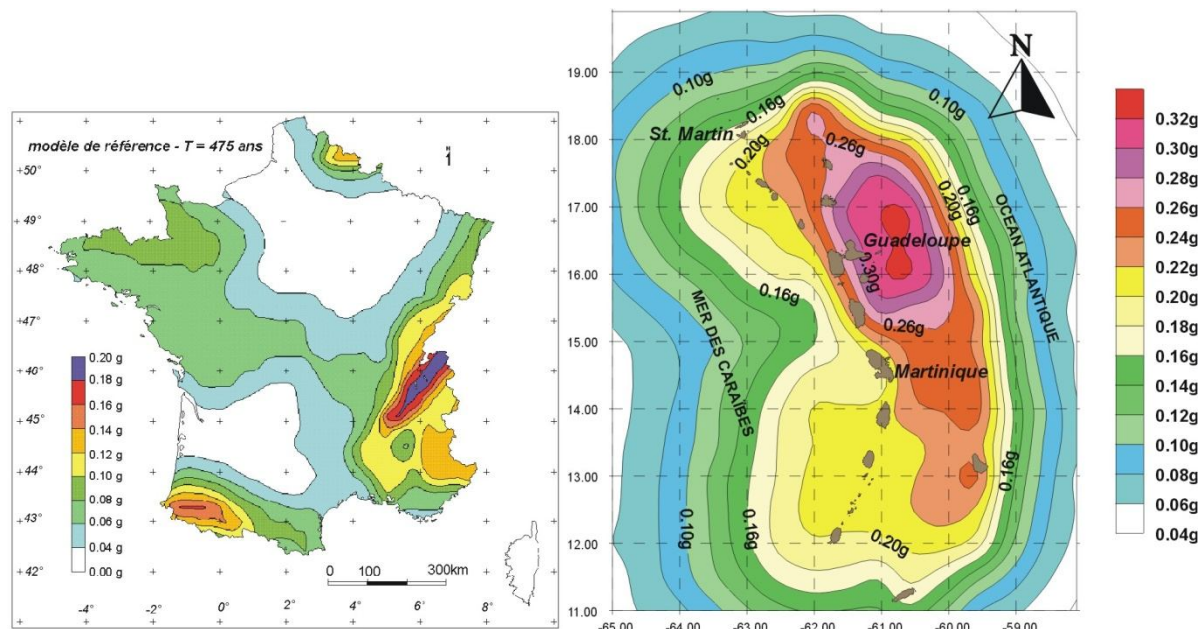
L'aléa sismique régional d'un site est la probabilité qu'une accélération (ou une intensité) d'un niveau donné se produise au niveau du « rocher horizontal » sur ce site, c'est-à-dire sur le socle rocheux affleurant ou situé sous une couche de sol meuble. Cette valeur ne tient donc pas compte des possibles amplifications locales dues aux sites (voir chapitre 6).

On établit les cartes de l'aléa sismique régional en fonction de la connaissance des failles, de leurs magnitudes possibles sur des périodes de temps données, et des lois d'atténuation. La précision de ce type de cartes est de l'ordre du 1/1 000 000.

Pour les constructions ordinaires on établit des cartes dites « probabilistes ».

Ces cartes actuellement utilisées pour la prévention nous indiquent, souvent en pourcentage de la pesanteur (0,20 g = 20% de l'accélération de la pesanteur), les niveaux d'accélération possibles, au niveau du sol rocheux horizontal, pour les séismes qui ont une période de retour de 475 ans.

Pourquoi 475 ans ? C'est un choix « politique ». On pourrait retenir « 10 000 ans », on serait sûr de ne pas oublier les séismes les plus violents qui reviennent après des périodes très longues. C'est ce qu'on fait pour les centrales nucléaires et l'industrie chimique (que la réglementation appelle « ouvrages à risque spécial ») parce qu'on n'accepte aucune marge d'erreur. Mais cela coûte très cher pour un événement qui a de grandes chances de ne jamais arriver pendant la durée de vie de la construction. Aussi, pour les constructions ordinaires, que la réglementation appelle « ouvrages à risque normal », on calcule la résistance des bâtiments pour ce qui est probable pendant leur durée de vie. On accepte cette marge probabiliste pour des raisons économiques. Une bonne connaissance de la construction parasismique (conception et réalisation) permet, au delà de la stricte application des règles, de faire face à l'éventualité de secousses plus fortes.

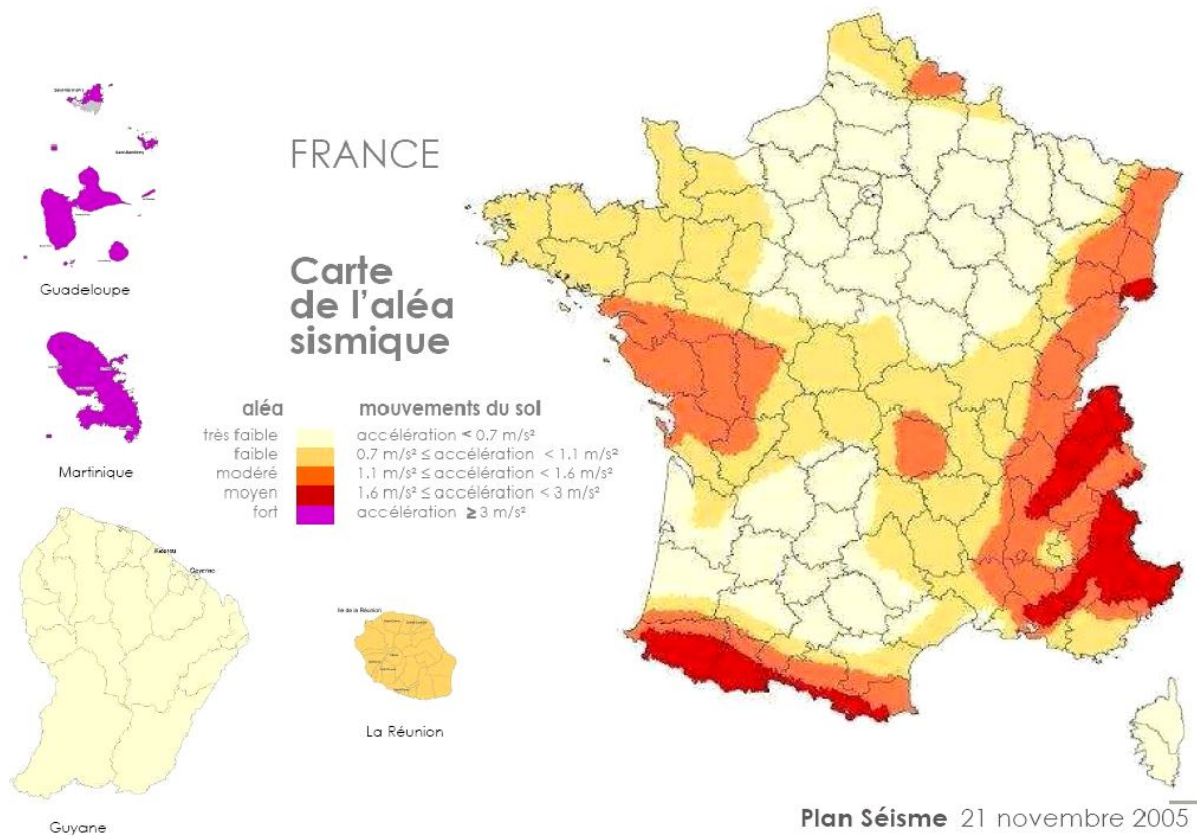


Cartes de l'aléa sismique régional probabiliste de la France métropolitaine et des Antilles pour une période de retour de 475 ans (Document BRGM)

En France, on observe que l'aléa sismique le plus élevé est situé près des montagnes jeunes (zones de convergence de plaques avec surrection). Aux Antilles, on observe que l'aléa le plus élevé est situé sur la zone de subduction (dans l'Atlantique à l'est). La configuration de la zone de contact entre les plaques Atlantique et Caraïbe varie du Nord au Sud, ce qui explique un aléa sismique plus élevé au large de la Guadeloupe. Il est néanmoins très élevé au large de la Martinique et insuffisamment atténué pour l'ensemble des îles.

Nouveau zonage sismique de la France

Dans le contexte de l'arrivée de règles de construction parasismique harmonisées entre les pays d'Europe (Eurocode n°8), intégrant les approches récentes reconnues comme plus performantes au niveau mondial, la traduction réglementaire des études d'aléa sismique probabilistes réalisées (voir page précédente) a abouti à la production d'un nouveau zonage sismique réglementaire.



Document publié lors du lancement du Plan Séisme en 2005. Le document officiel est celui qui accompagne le décret d'application.

Ce zonage sismique entre en vigueur en 2010.

Il a été choisi par les autorités d'intégrer la Guadeloupe, la Martinique, Saint-Martin et Saint-Barth dans une seule zone.

La valeur d'accélération de cette zone, dite « zone 5 de forte sismicité » est de 3 m/s² (environ 0,30g, 30% de la pesanteur).

Il a donc été retenu d'appliquer pour l'ensemble de ces îles, la valeur de l'aléa sismique régional probabiliste pour 475 ans la plus élevée de la zone, celle de l'île de la Désirade.

L'Echelle des Intensités

Mercalli a établi une échelle de mesure des effets locaux d'un séisme en 1902. A cette époque on ne pouvait pas mesurer les accélérations du sol, seulement les déplacements. Les observations permettaient de comparer les effets du séisme d'un endroit à l'autre. Ce qui donnait une idée de l'emplacement de l'épicentre. L'échelle de Mercalli a été modifiée et actuellement c'est l'European Macroseismic Scale (EMS) qui est utilisée en Europe.

Intensité de l'échelle de Mercalli	Effets ressentis
I	Aucun mouvement n'est perçu, sauf par des appareils sensibles.
II	Quelques personnes peuvent sentir un mouvement si elles sont au repos et/ou dans les étages élevés de grands immeubles.
III	A l'intérieur de bâtisses, beaucoup de gens sentent un léger mouvement. Les objets suspendus bougent. En revanche, à l'extérieur, rien est senti.
IV	A l'intérieur, la plupart des gens ressentent un mouvement. Les objets suspendus bougent, mais aussi les fenêtres, plats, assiettes, loquets de porte.
V	La plupart des gens ressentent le mouvement. Les personnes sommeillant sont réveillées. Les portes claquent, la vaisselle se casse, les tableaux bougent, les petits objets se déplacent, les arbres oscillent, les liquides peuvent déborder de récipients ouverts.
VI	Tout le monde sent le tremblement de terre. Les gens ont la marche troublée, les objets, tableaux, tombent, le plâtre des murs peut se fendre, les arbres et les buissons sont secoués. Des dommages légers peuvent se produire dans des bâtiments mal construits, mais aucun dommage structural.
VII	Les gens ont du mal à tenir debout. Les conducteurs sentent leur voiture secouée. Quelques meubles peuvent se briser. Des briques peuvent tomber des immeubles. Les dommages sont modérés dans les bâtiments bien construits, mais peuvent être considérable dans les autres.
VIII	Les chauffeurs ont du mal à conduire. Les maisons avec de faibles fondations bougent. De grandes structures telles que des cheminées ou des immeubles, peuvent se tordre et se briser. Les bâtiments bien construits subissent de légers dommages, contrairement aux autres qui en subissent de sévères. Les branches des arbres se cassent. Les collines peuvent se fissurer si la terre est humide. Le niveau de l'eau dans les puits peut changer.
IX	Tous les immeubles subissent de gros dommages. Les maisons sans fondations se déplacent. Quelques conduits souterrains se brisent. La terre se fissure.
X	La plupart des bâtiments et leurs fondations sont détruits. Il en est de même pour quelques ponts. Des barrages sont sérieusement endommagés. Des éboulements se produisent. L'eau est détournée de son lit. De larges fissures apparaissent sur le sol. Les rails de chemin de fer se courbent.
XI	La plupart des constructions s'effondrent. Des ponts sont détruits. Les conduits souterrains sont détruits.
XII	Presque tout est détruit. Le sol bouge en ondulant. De grands pans de roches peuvent se déplacer.

L'intensité est une estimation locale des effets du séisme. Alors qu'un séisme n'a qu'une seule magnitude, on observe une intensité locale pour chaque lieu.

1 DEGRE D'INTENSITE SUPPLEMENTAIRE = 2 FOIS PLUS D'ENERGIE SUR SITE

4. Le rejet de faille en surface, un risque modéré sur les îles de l'Arc Est-Caribéen

Le déplacement sur le plan de faille peut être apparent en surface après un séisme si la relation entre la profondeur de la source et l'importance du déplacement (Magnitude) le permettent. Le phénomène de rejet de faille en surface ne concerne donc que les plans de failles proches de la surface et les magnitudes supérieures à 5,5.

Tableau de corrélation entre la magnitude et le rejet possible des failles en surface :

Magnitude	Longueur de rupture	Rejet possible en surface	Exemple
5.0	3-4 km	Non visible	
6.0	10-15 km	De l'ordre de 20 cm	Séisme des Saintes, 21 novembre 2004, Magnitude 6.3, profondeur < 15 km, rejet maximum 50 cm en mer. Petit tsunami.
7.0	40-50 km	1 à 2 m	
8.0	200-300 km	4 à 6 m	Séisme du Nord-Guadeloupe du 8 février 1843, Magnitude proche de 8, profondeur permettant un rejet en mer ayant généré un tsunami modéré.
9.0	800 – 1000 km	15 à 20 m	Séisme d'Indonésie du 26 décembre 2004, Magnitude 9.1, profondeur 30 km avec un rejet de l'ordre de 20 m ayant généré un tsunami majeur.

Le problème pour les ouvrages, dans les pays où des failles majeures peuvent jouer en surface est bien illustré par les exemples suivants.



A gauche - Séisme de Chi-Chi (Taiwan, 1999), rejet de faille de plus de trois mètres de haut dans un bâtiment (Document USGS) – A droite - Séisme d'Izmit (Turquie, 1999), décrochement en surface de 3,70 m sur un collecteur d'eaux usées (Document AFPS)

Le risque lié au rejet de faille en surface est très faible en Martinique. On n'attend pas de grands déplacements sur les failles superficielles des terres émergées (magnitudes peu supérieures à 6). En outre, la plupart des failles actives superficielles forment des escarpements ce qui exclut d'y construire, ou sont couvertes de sédiments épais ce qui minimise fortement leur impact en surface. Des déplacements plus importants sont attendus sur le plan de contact de la subduction, dans l'Atlantique, avec risque de tsunami.



Escarpement de la faille de Gosier (Guadeloupe) le long de la route. Voir aussi failles de Marie-Galante en page de couverture. (Photo Francis Audras)

5. Les ondes sismiques ont différentes formes et différents effets

Générées par la rupture sur la faille, des vibrations, ou ondes sismiques, se propagent dans toutes les directions. Plusieurs types d'ondes, aux effets différents sur les sols et les structures, sont produits par les séismes.

La connaissance des caractéristiques des différents types d'ondes (et de leurs conditions de propagation) permet de prévoir leur action sur les bâtiments en fonction du site géologique où se situe chaque construction.

UN SEISME GENERE DIFFERENTS TYPES D'ONDES, AUX EFFETS DIFFERENTS SUR LES SOLS ET LES CONSTRUCTIONS

On distingue les **ondes de volume** (qui sont générées par la rupture sur la faille elle-même) et les **ondes de surface** (qui sont générées par le comportement des zones superficielles soumises à l'effet des ondes de volume).

N-B : Les ondes de surface sont potentiellement très énergétiques, mais leurs longues périodes d'oscillations les rendent dangereuses pour d'autres ouvrages que les bâtiments courants.

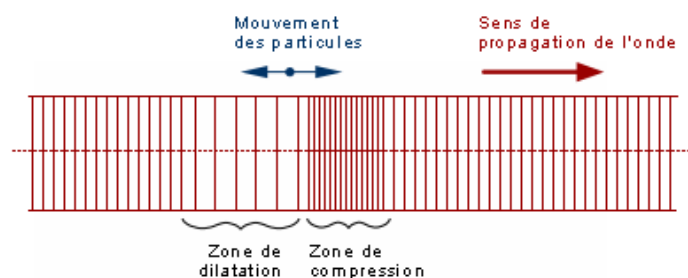
Les ondes sismiques qui détruisent directement les bâtiments sous l'effet de phénomènes vibratoires sont « les ondes de volume »

Lorsqu'elles arrivent sous les bâtiments, les accélérations du sol provoquent des déformations sur les constructions soumises aux **forces d'inertie** (forces qui s'appliquent à une masse qui subit une accélération. Voir § 2.2 de ce cours).

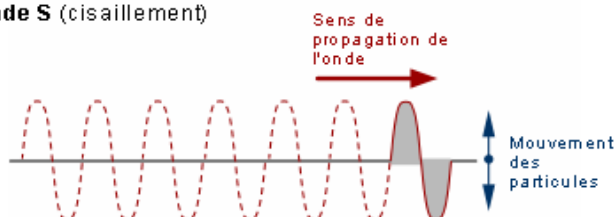
Les ondes P (Primaires car plus rapides, sont observées en premier) progressent en animant les particules des sols traversés en compression/dilatation comme les mouvements des spires d'un ressort. En surface, elles secouent les sols essentiellement verticalement. Elles se propagent dans tous les milieux, dont l'air et peuvent donc être sonores.

Les ondes S (Secondaires, car plus lentes, de l'ordre de 60% de la vitesse des ondes P) progressent en cisillant les particules du sol qui sont animées perpendiculairement au sens de cheminement de l'énergie. En surface, leur effet sur les sols est essentiellement dans le plan horizontal... dans tous les sens. Elles ne se propagent que dans les milieux solides (ni dans l'eau et ni dans l'air).

Onde P (compression)



Onde S (cisaillement)



Représentation schématique du mouvement des ondes P et des ondes S (Document Université de Laval – Québec)

6. Notions de mouvement périodique et d'effet de site

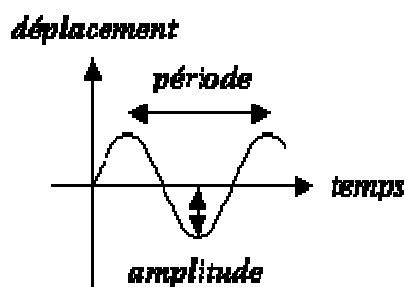
6.1. - Le mouvement périodique simple

La notion de périodicité du mouvement sismique est fondamentale pour la compréhension du comportement des structures pendant un tremblement de terre.

Un mouvement périodique est caractérisé par des déplacements en allers et retours autour d'un point. On peut considérer le déplacement d'un point du sol pendant un séisme comme un mouvement périodique complexe.

Un mouvement périodique « simple » est régulier comme celui d'un pendule oscillant.

La **période** et l'**amplitude** caractérisent les phénomènes périodiques, dits ondulatoires.



La ligne ondulée représente un déplacement périodique autour d'un point en fonction du temps qui s'écoule.

La **période** appelée T est mesurée en secondes (s). C'est la durée d'un cycle d'oscillation complet.

N-B : La **fréquence** (F , exprimée en Hertz, Hz) est le nombre de cycles par seconde. C'est l'inverse de la **période**.

L'**amplitude** du mouvement ondulatoire est d'autant plus importante que celui-ci est énergétique.

On peut caractériser le déplacement sismique des particules de sol, leur vitesse et les accélérations subies, par leur période et leur amplitude. Des caractéristiques du mouvement ondulatoire dépend l'action possible des ondes sismiques sur les constructions.

6.2. - La notion d'amplification par résonance

Les exemples suivants permettent de comprendre simplement un phénomène important qui peut s'expliquer de façon plus scientifique.

Exemple de la balançoire : un pendule

Lorsqu'on déplace une balançoire de sa position d'origine et qu'on la lâche, elle oscille à une certaine période qui dépend de la longueur de ses cordes. Si on vient pousser la balançoire « en cadence », avec très peu d'efforts on peut la faire monter très haut. L'énergie impulsée est amplifiée. On la met en résonance. Si on fait le même mouvement « n'importe comment », c'est-à-dire que l'on exerce des poussées à une cadence qui n'est pas celle de la balançoire, non seulement on ne va pas amplifier le mouvement, mais on va le freiner !

Exemple du punching-ball : un oscillateur simple à ressort

De même, si on tire sur un punching-ball et qu'on le lâche, il va osciller à une certaine cadence. Cette cadence s'appelle sa **période propre d'oscillation**, c'est à dire le temps mis par « l'oscillateur » pour faire un aller-retour. Ce temps est constant, même si l'amplitude du mouvement décroît avec le temps. La période propre de chaque punching-ball dépend notamment de sa hauteur, de l'élasticité de sa tige et de la masse de sa boule. Si on vient le percuter en cadence avec sa période propre, on amplifie ses déformations avec peu d'énergie, on le met en résonance.

Et le bâtiment ? C'est un oscillateur un peu plus complexe que le punching-ball !

Chaque bâtiment a aussi des périodes propres d'oscillation qui dépendent de ses matériaux et de sa géométrie. Un bâtiment a plusieurs périodes propres car il est plus complexe que le « punching-ball ». Il peut par exemple avoir une période d'oscillation plus longue pour ses déformations dans le sens longitudinal que pour le sens transversal. Et d'autres périodes correspondant à des déformations irrégulières.

Et le sol de surface au dessus du substratum rocheux? C'est aussi un oscillateur dont la période propre dépend également de sa masse et de sa raideur.

Le sol de surface est une couche géologique plus ou moins rigide au dessus du « substratum rocheux ». Pendant un séisme, la couche de sol subit les secousses du socle rocheux sur lequel elle repose. Elle subit donc des forces d'inertie : sa masse tend à vouloir rester au point d'origine. Le sol se déforme d'autant plus qu'il est épais et meuble. La masse du sol est d'autant plus grande qu'il est épais. Sa nature peut être plus ou moins rigide, donc déformable (La mangrove fait partie des sols les plus meubles). Une forte épaisseur de sol meuble (masse importante et raideur faible) a une période d'oscillation visiblement beaucoup plus longue que celle d'un site rocheux.

Le phénomène de résonance des structures pendant un séisme

Chaque site peut donc être caractérisé par une période d'oscillation significative, fonction de sa géométrie et de la raideur de sol. Chaque bâtiment est aussi caractérisé par ses périodes propres d'oscillation. Si les secousses sismiques viennent secouer les fondations d'un bâtiment « en cadence » avec une de ses périodes propres d'oscillation, le bâtiment se met en résonance avec le sol, amplifie ses déformations... et casse. Sauf si le phénomène a été identifié et que des mesures constructives ont été prises.



Séisme d'Izmit (Turquie, 1999) – L'effondrement total des deux immeubles sur cette vue ne s'explique pas par un manque de résistance qui doit concerner d'autres immeubles de la zone. Ces deux constructions ont vraisemblablement amplifié les secousses du sol. (Document X)

ON CHERCHE A CONSTRUIRE UN BATIMENT DONT LES PERIODES PROPRES D'OSCILLATIONS SONT DIFFERENTES DE CELLE(S) DU SITE. AINSI ON EVITE SA MISE EN RESONANCE ET L'AMPLIFICATION DES SECOUSSES.

Le géotechnicien étudie les périodes d'oscillation caractéristiques du site.

L'architecte peut concevoir, si c'est possible, un bâtiment dont les périodes propres seront très différentes de celles du sol, grâce aux calculs de l'ingénieur.

ET SI ON NE PEUT PAS ETRE SUR D'EVITER LA MISE EN RESONANCE DU BATIMENT ? En le sachant, on calculera la résistance du bâtiment en tenant compte de ce problème. C'est le travail de l'ingénieur.

Le cours n°2 reviendra sur le phénomène.

6.3. Les mouvements périodiques complexes

Le mouvement d'une secousse sismique est complexe. C'est en fait une **superposition d'ondes** (oscillations des différents types) de périodes variées (plusieurs « cadences » d'oscillations) simultanées et dont l'amplitude (l'énergie) est plus ou moins importante.

Malgré cette complexité, les observateurs peuvent souvent dire s'ils se trouvent sur un site où le mouvement ressenti est « très rapide » (4-5 oscillations par seconde), « plutôt lent » (1 ou 2 oscillations par seconde, voire moins) ou intermédiaire.

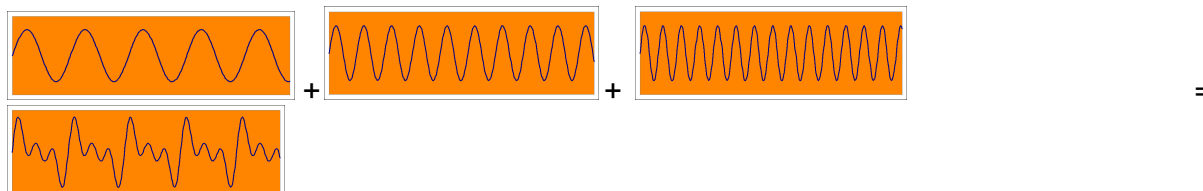
Un certain nombre de paramètres, dépendant de la source sismique et des sols traversés, conditionnent la nature du « signal sismique » en un lieu, c'est-à-dire des caractéristiques du mouvement observé.

L'enjeu pour la construction parasismique est d'identifier parmi toutes les oscillations qui peuvent parvenir en même temps sous les fondations du bâtiment, celles qui seront très énergétiques. En d'autres termes quelles sont les fréquences de ces oscillations, les plus dangereuses car amplifiées sur le site... A quelle « période » caractéristique le sol de fondation va-t-il osciller ?

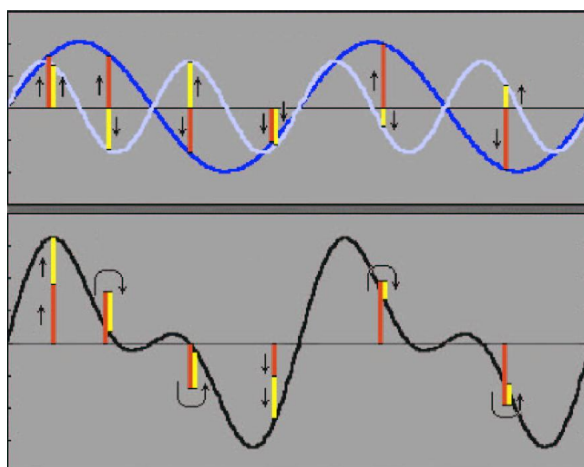
Chaque site oscille sous l'effet d'un séisme en « filtrant » plus ou moins l'ensemble des oscillations qui lui parviennent : il peut amplifier nettement les secousses d'une période caractéristique découlant de sa configuration (sol, géométrie) et amplifie ou atténue plus ou moins les autres oscillations caractérisées par d'autres périodes.

Décomposition d'une oscillation complexe

On peut décomposer les ondes d'un *signal sismique* complexe en une addition d'oscillations simples. Les exemples suivants illustrent le phénomène. Ce sont des cas théoriques simplifiés non représentatifs de la réalité sismique. Le temps qui s'écoule se lit de gauche à droite, l'amplitude des oscillations dans un sens et dans l'autre, se lit vers le haut et le bas, de part et d'autre de la ligne qui représente la position d'un point de référence.



Le schéma ci-dessus illustre l'addition de trois ondes de périodes différentes, mais d'amplitudes égales. L'oscillation observée résultant de cette simultanéité des trois ondes peut être celle de droite.

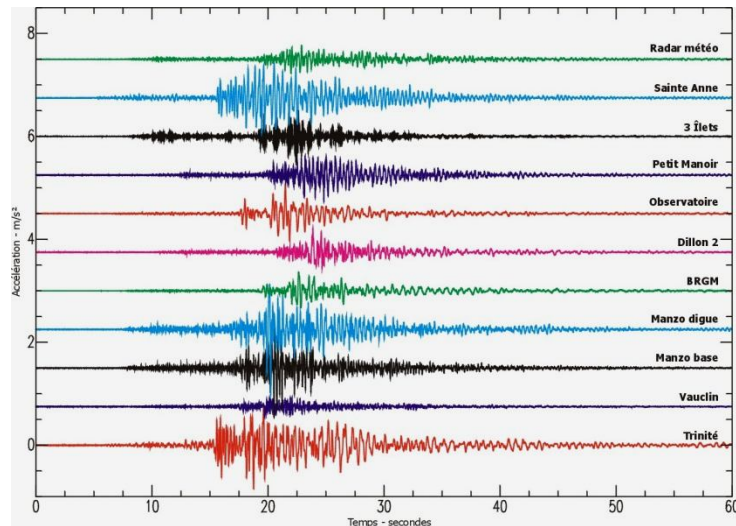


L'exemple ci-dessus illustre la superposition de 2 ondes de périodes et d'amplitudes différentes représentées en haut (bleu clair et bleu foncé). L'oscillation observée est celle du bas (en noir). Les traits jaunes représentent l'amplitude de l'oscillation bleu clair et les traits oranges celle de l'oscillation bleu foncé. On peut lire en bas les effets de leur addition ou soustraction à différents moments du temps qui s'écoule.

6.4. Les effets de site géologiques et topographiques

6.4.1. Les effets de site géologiques

Chaque site, même à équidistance du foyer sismique, a une « réponse », qui lui est propre, aux différents séismes régionaux. Il modifie en les filtrant les ondes qui franchissent le « rocher horizontal » sous-jacent : la réflexion des ondes sismiques « prisonnières » à l'intérieur d'une couche de sol plus ou moins meuble, entre la surface et le sous-sol rocheux, a pour conséquence d'amplifier les oscillations de certaines périodes. Un site peut donc être caractérisé par une période d'oscillation dominante plus ou moins longue et une violence des secousses plus ou moins importante.



La comparaison de 11 enregistrements du séisme du 8 juin 1999 sur 11 sites en Martinique montre un comportement dynamique très différent pour les différents sites d'enregistrement. La valeur des accélérations (amplitude de l'oscillation des enregistrements) est très sensiblement différente d'un site à l'autre, ainsi que la durée de la phase violente du séisme. (Document BRGM)

Par ailleurs (§ 6.2), nous avons vu que les constructions de période propre proche de celles du site d'implantation peuvent subir une action sismique plus forte par mise en résonance.



Ce phénomène a été remarquablement illustré à Mexico le 19 septembre 1985. La ville implantée à près de 400 km de l'épicentre, dans une cuvette sur 50 m de sols limoneux de faible consistance, a très fortement amplifié les oscillations d'une période de 2 s. Les immeubles dont une période propre d'oscillation était proche de celle du site se sont mis en résonance et se sont effondrés. Sur le cliché ci-dessus un bâtiment (au centre) entré en résonance est très endommagé. La petite maison en pierres (à gauche) et l'immeuble ressemblant (à droite), qui n'avaient pas plus de résistance, n'ont pas de dommages apparents. (Document NISEE)

Le problème : des besoins propres au site et au bâtiment

On devine sur les enregistrements du séisme du 8 juin 1999 en Martinique (page précédente) que les secousses, et donc les précautions à prendre pour protéger un bâtiment donné, ne sont pas de la même nature ni de la même importance sur le site du premier enregistrement (en vert en haut) que sur le site suivant par exemple (en bleu clair).

On voit bien également sur la photo de Mexico (page précédente) que, sur un même site, des bâtiments de caractéristiques différentes d'un point de vue fréquentiel (période propre d'oscillation) subissent des niveaux de secousses très différents qui font qu'un bâtiment peut souffrir de dommages plus élevés qu'un bâtiment de même résistance et même que d'un bâtiment de résistance moins élevée si ceux-ci n'entrent pas en résonance.

La solution : un coefficient de calcul pondérant la force des secousses (les accélérations sismiques) en fonction du site et du bâtiment.

On appelle *effet de site* l'amplification locale des oscillations de fréquences données, dépendant de la nature et de la géométrie du sol au dessus du substratum rocheux.

Les études permettant de qualifier les effets de site possibles avant l'arrivée d'un séisme nécessitent des études géotechniques. Elles ont pour but la production de « *spectres de réponse* » qui sont des graphiques qui permettent à l'architecte d'identifier les structures plus vulnérables aux mouvements du site et à l'ingénieur de calculer l'action sismique propre au « couple site – structure ».

On utilise généralement les *spectres de réponse* des règles en vigueur (voir livret n°7), ils sont établis forfaitairement en fonction de la raideur du sol et de son épaisseur au dessus du substratum rocheux. Il est possible d'établir, à partir d'enregistrements des vibrations courantes ou sismiques, des spectres de réponse propres au site même.

6.4.2. Effets de site topographiques

La réflexion des ondes sismiques « prisonnières » à l'intérieur des reliefs très accentués (buttes, bords de falaises, arrêtes montagneuses) peut également amplifier les secousses qui y parviennent. C'est une autre forme d'effet de site.

Les constructions implantées à proximité des ruptures de pentes marquées ou des sommets peuvent subir une action sismique beaucoup plus importante que sur un site sensiblement plan, quelle que soit la pente.



Le village de Rognes suite au séisme de Lambesc du 11 juin 1909, présentait davantage d'effondrements sur les flancs de la butte qu'au pied, alors que l'ensemble des bâtiments en maçonnerie de moellons à planchers de bois de cette époque présentait à peu près les mêmes caractéristiques constructives. La topographie a amplifié les secousses dans la butte, les ondes se réfléchissant sur ses pentes.

7. Prévision des effets induits par les séismes sur les sites

7.1. Les instabilités de pentes, les chutes de blocs

Sous l'effet des secousses, tout ce qui se trouve en situation d'instabilité sur les versants peut glisser vers l'aval : la terre, les roches... et les bâtiments situés sur les sols instables.

La stabilité des sols en pente se calcule en tenant compte de leur cohésion, de la saturation en eau, de l'inclinaison de la pente et des intensités possibles des séismes régionaux.

En cas de sol instable, à l'exception des petites pentes (talus, excavations) qui peuvent recevoir un soutènement ou un renforcement local, les éventuelles solutions techniques pour la stabilisation des pentes (de dimensions modérées) ont un coût qui ne les justifie que pour certains grands ouvrages. La solution réglementaire est plutôt du type règles d'urbanisme interdisant les implantations sur les pentes et à l'aval.

En général il faut éviter de déboiser les pentes de sols peu cohérents.



Exemple de vaste glissement de terrain sur un quartier résidentiel. L'instabilité de la pente constituée de matériaux volcaniques récents (environ 2000 ans) était connue. Le lotissement a été autorisé malgré les oppositions. Séisme du Salvador du 13 janvier 2001, commune de Santa-Tecla. (Document USGS)

Les PPR des communes signalent les pentes instables.



	ALEA MAJEUR	ALEA FORT	ALEA MOYEN
Enjeux très forts (Centre historique)	Pas de construction autorisée Possibilité d'expropriation ZONE VIOLETTE	Application de prescriptions particulières et réalisation d'un aménagement global ZONE ORANGE	Application de prescriptions particulières ZONE JAUNE
Enjeux forts (Développement urbain)	Pas de construction autorisée Possibilité d'expropriation ZONE VIOLETTE	Application de prescriptions particulières et réalisation d'un aménagement global ZONE ORANGE	Application de prescriptions particulières ZONE JAUNE
Enjeux modérés (zones hors enjeu fort)	Pas de construction autorisée Possibilité d'expropriation ZONE VIOLETTE	Pas de constructions autorisées sauf exceptions précisées au règlement joint ZONE ROUGE	Application de prescriptions particulières ZONE JAUNE

Extrait du PPR de la commune de Fort-de-France. Les pentes potentiellement instables et inconstructibles sont indiquées en rouge. Les pentes susceptibles d'être déstabilisées par des remaniements (déboisement, terrassements...) sont indiquées en orange ou jaune selon la gravité. Elles devront être aménagées et sécurisées globalement par des spécialistes avant de pouvoir être construites. (Document DDE de Martinique : www.martinique.equipement.gouv.fr)

7.2. La liquéfaction et les tassements de sols

En présence de couche(s) de sables ou limons non cohérents, à grains de faibles dimensions et de granulométries spécifiques dans les 15 premiers mètres sous la surface, la présence d'eau à saturation est un facteur déterminant du phénomène de « liquéfaction » en cas de secousse sismique. La violence et la durée importantes du séisme en sont des facteurs déclencheurs et aggravants.

Sous l'action des ondes P qui se propagent dans les milieux liquides (voir § 5), la pression d'eau interstitielle entre les grains du sol augmente et leur fait perdre leur cohésion. La couche devient localement et momentanément « liquide » dans l'épaisseur de sol concernée qui peut être plus ou moins importante. Au-delà de 15 m de profondeur, la masse des couches superficielles exerce une contrainte assez élevée pour s'opposer à l'augmentation de pression d'eau.

Pendant le phénomène, des jets d'eau et de sable sous pression remontent vers la surface en fissurant la couche de surface et sont projetés en l'air avant de retomber sous forme de cônes de sable. Des tassements localisés de la couche liquéfiable, dont les grains se « réorganisent », se produisent et les bâtiments s'enfoncent plus ou moins dans le sol.

Si le tassement est important, et que les bâtiments s'enfoncent « de travers », les conséquences peuvent être très graves.

Des solutions techniques existent (voir livret 7). La construction sur les sites liquéfiables coûte plus cher en études et en travaux.



Enfoncement d'un bâtiment dans le sol sous l'effet d'un tassement localisé dû au phénomène de liquéfaction du sol d'implantation. Un traitement de sol ou des fondations profondes auraient pu prévenir le phénomène. Séisme de Caracas, 1967, (Document USGS)

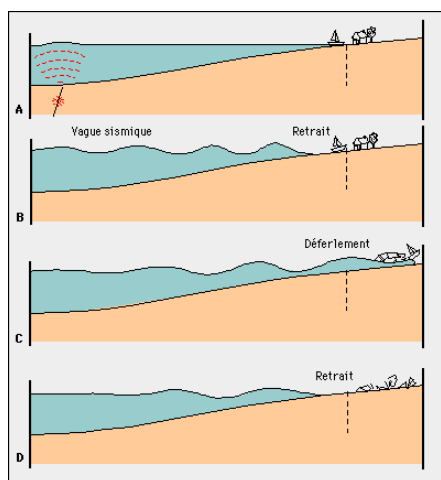
Les cartes des PPR indiquent les zones qui demandent une étude spécifique de liquéfaction. Le risque relatif à la vie des occupants est néanmoins réduit pour les petits bâtiments qui peuvent s'enfoncer, mais pas se renverser sous leur propre poids.



Si le tassement dû à la liquéfaction n'est pas homogène sous un bâtiment mal fondé, il bascule et peut s'effondrer sous son propre poids. A gauche, un exemple d'enfoncement vertical lors du séisme de Mexico en 1985. (Document x). A droite, basculement d'un bâtiment déstabilisé lors du séisme d'Izmit, Turquie 1999 (Cliché mission AFPS).

7.3. Les tsunamis

Un choc sismique violent au fond de la mer peut provoquer un tsunami. Ce phénomène peut être particulièrement destructeur. Il peut survenir plusieurs heures après le séisme sur des sites se trouvant des milliers de kilomètres de l'épicentre. Les tsunamis qui traversent le Pacifique sont observés par satellite par les japonais qui lancent le cas échéant une alerte d'évacuation des rivages.



(A) Un fort séisme déclenché dans la croûte océanique engendre un mouvement oscillatoire de l'eau. Ces vagues de surface sont à peine perceptibles en eau profonde (moins d'un mètre d'amplitude), mais enflent en eau peu profonde pour atteindre des amplitudes allant jusqu'à 30 m. La vitesse de propagation de ces vagues est de 500 à 800 km/heure et leur périodicité est de l'ordre de 15 à 60 minutes. Ainsi, un raz de marée initié par un séisme qui se sera produit à 1000 km des côtes viendra frapper ces côtes 2 heures plus tard. On peut aisément imaginer l'effet destructeur de telles vagues sur les côtes habitées. (B) A l'approche du raz de marée, il se produit d'abord un retrait de la Mer (ce qui est de nature à attirer les curieux). (C) Vient ensuite la première vague. (D) Celle-ci peut être suivie d'un second retrait, puis d'une autre vague. (Document Université de Laval)

Un programme d'alerte pour la Caraïbe est en cours de réalisation. Mais toutes les sources de tsunamis ne sont pas assez loin de la Martinique pour qu'on ait le temps de donner l'alerte. En cas de fort séisme régional, il est souhaitable de s'éloigner des rivages à basse altitude pendant une heure, « au cas où ».

7.4. Les effets anthropiques

D'autres effets induits par les secousses sismiques sont susceptibles de provoquer des désordres ou la ruine des bâtiments : propagation d'incendies post-sismiques, inondations par rupture de retenue d'eau ou de canalisations, action de remblais lourds sur sols instables, purge des terrassements sans soutènement, pollutions diverses...

L'aménagement du territoire en zone sismique doit en tenir compte.



Les incendies post-sismiques peuvent détruire de nombreux bâtiments ayant résisté aux secousses et faire des victimes comme ici à Kobe. Séisme de Kobe, Japon 1995 (Document x).

Attention répliques !

Séisme du Frioul (1976) Gemona.



Chapelle et rue avant le séisme du Frioul



Après le séisme principal



Après une réplique violente. Les bâtiments de la rue se sont effondrés



Plan Séisme Antilles

Programme de formation en construction parasismique
***Module pédagogique pour les responsables de
réalisation des bâtiments***

Brochure d'accompagnement du cours n° 2/9



2° Edition - 2010

Rédaction Patricia BALANDIER

Objectifs et contenu du cours n° 2

L'objectif du cours n°2 est d'introduire les phénomènes physiques qui conditionnent la « réponse sismique » d'un bâtiment, c'est-à-dire ses modes de déformation et l'ampleur des déplacements, des vitesses et des accélérations qui caractérisent ces déformations. La compréhension de ces phénomènes est accessible de façon intuitive pour les professionnels du bâtiment qui ne réalisent pas de calculs. Elle est souhaitable pour l'approche du bien fondé des règles de construction parasismique dont l'enseignement commence avec le 3^e cours du module pédagogique.

Les quelques explications techniques et formules de calcul mentionnées ne doivent pas intimider. L'accompagnement pédagogique doit mettre en évidence notre connaissance des phénomènes physiques dans leur expression courante et la possible maîtrise des paramètres de la réponse dynamique par le projet.

Le cours n°2 commence donc par l'introduction de la notion de « réponse dynamique » des bâtiments. Plus précisément il s'agit de comprendre leur nature d'oscillateur et leur capacité d'amplification des secousses qui parviennent dans leurs fondations. Les questions du mouvement périodique et de l'amplification par résonance qui ont été abordées pendant le cours n°1 (§ 6) sont reprises et complétées ici.

Il est donc question d'énergie, et la suite du cours introduit le fait qu'une construction parasismique doit stocker l'énergie sismique et en dissiper suffisamment pour compenser les possibles amplifications par résonance. Ceci permet de comprendre que de bons choix architecturaux et des dispositions constructives appropriées, qui caractérisent la construction parasismique, permettent de répondre à cet objectif. La notion de ductilité en découle.

C'est après cette introduction simplifiée aux principes généraux de la dynamique des structures que les notions concrètes du contreventement, de la nécessité de « régularité » de la structure et de dimensionnement en capacité sont développées.

La complexité de certains bâtiments et la difficulté des calculs rend l'analyse sismique inaccessible au profane. Ce cours veut démontrer que les règles de bonne conception d'une construction, en amont du calcul de dimensionnement, sont accessibles et doivent être appliquées.

Un bref exposé des principes de l'isolation à la base, qui est une application visant un comportement sans dommages des principes exposés, conclut le cours.

Remerciements pour le cours n°2

L'auteur adresse ses remerciements, pour leur contribution à divers titres, à :

- Milan Zacek (ENSA Marseille)
- Gérald Hivin (Université Joseph Fourier, Grenoble)
- EERI
- NISEE

Illustration de couverture : Club du 3^e âge de Terre-de-Bas endommagé par le séisme du 21 novembre 2004. Le mode de ruine de ce bâtiment découle bien entendu du manque de cohésion entre la maçonnerie de pierres non chaînée et les éléments en béton armé (dispositions constructives), mais aussi de la conception architecturale du bâtiment et des fréquences d'oscillation respectives du sol et de la construction – Cliché Patricia Balandier.

8. Les bâtiments réagissent-ils d'une même manière aux séismes ?

Non ! Et c'est ce qu'il faut comprendre pour concevoir un bâtiment parasismique.

Les photos suivantes montrent des destructions d'immeubles dont la structure est en ossature (poteaux-poutres) de béton armé. Elles illustrent le fait qu'il existe une grande variété de modes de ruine pour un même type apparent de construction : désolidarisation des façades, destruction des étages supérieurs, intermédiaires, inférieurs, ou de tous les étages, renversement de l'immeuble. Nous pourrions de même illustrer une variété d'effets sur d'autres familles de bâtiments.

Le fait qu'une construction soit détruite d'une façon ou d'une autre... ou ne soit pas détruite n'est pas l'effet du hasard. Si nous regardons de plus près comment la construction a été conçue, nous pouvons expliquer les phénomènes en cause, c'est l'objet du cours.



Les architectes et les ingénieurs formés à la construction parasismique étudient « comment ne pas faire de mauvais choix » pour chaque projet en fonction de son site. Il s'agit surtout de bien localiser les « masses » de la construction et de contrôler les déformations respectives des différents murs, poteaux, planchers et toitures, c'est-à-dire leurs raideurs.

Les concepteurs utilisent également l'endommagement contrôlé de quelques éléments, sans perte de sécurité, pour « freiner » les secousses dans le bâtiment.

La construction parasismique économique commence par un bon projet qui est ensuite calculé pour dimensionner les éléments de la structure.

Une mise en œuvre appropriée achève le processus sous la responsabilité des réalisateurs.

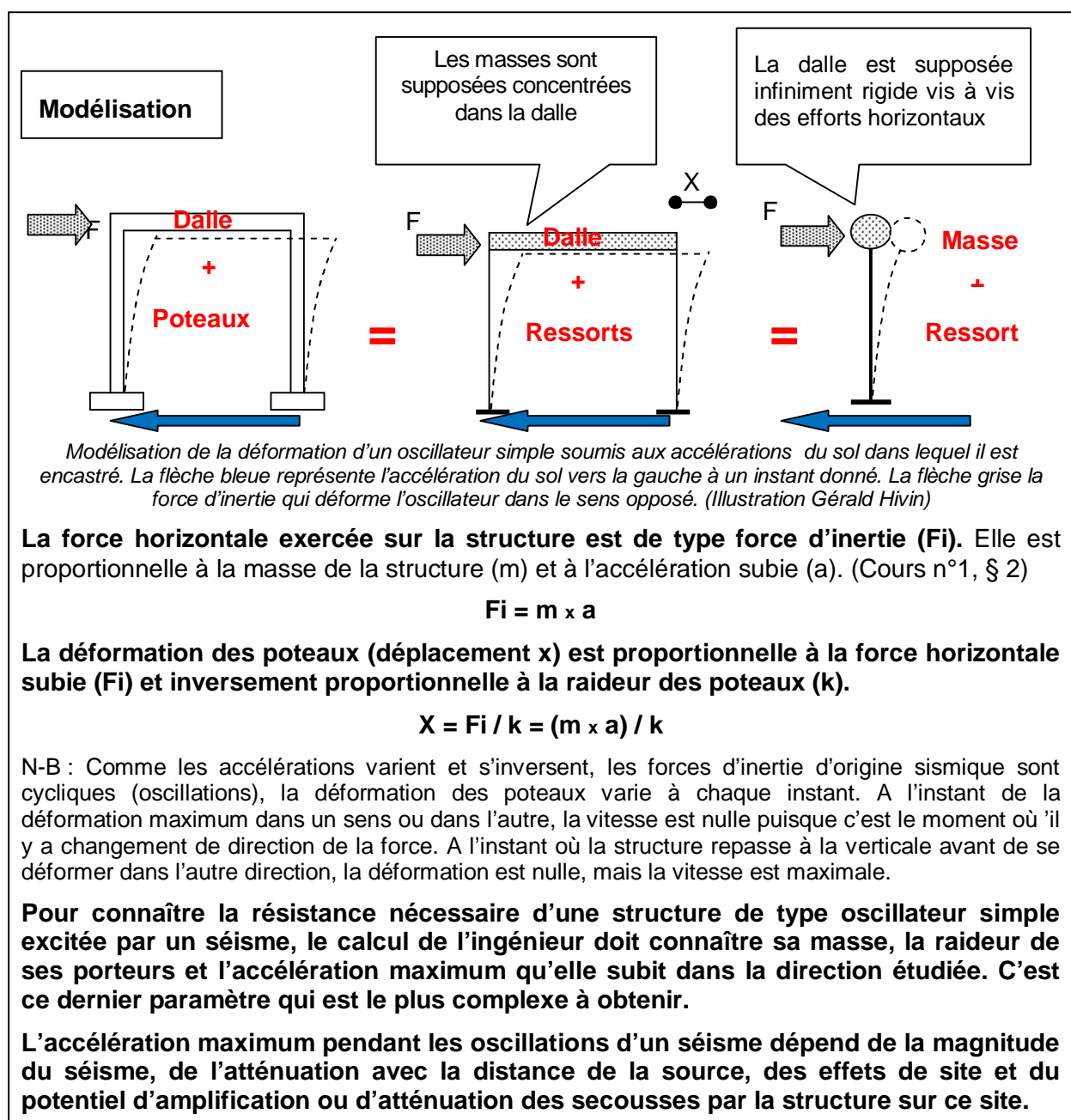
Le contenu de ce cours vise la compréhension des principaux phénomènes en jeu. Cette connaissance éclaire le but final du module de formation qui est l'apprentissage des détails de mise en œuvre parasismiques.

9. Notion de « réponse » sismique des bâtiments

9.1. Introduction – Paramètres du mouvement des oscillateurs simples

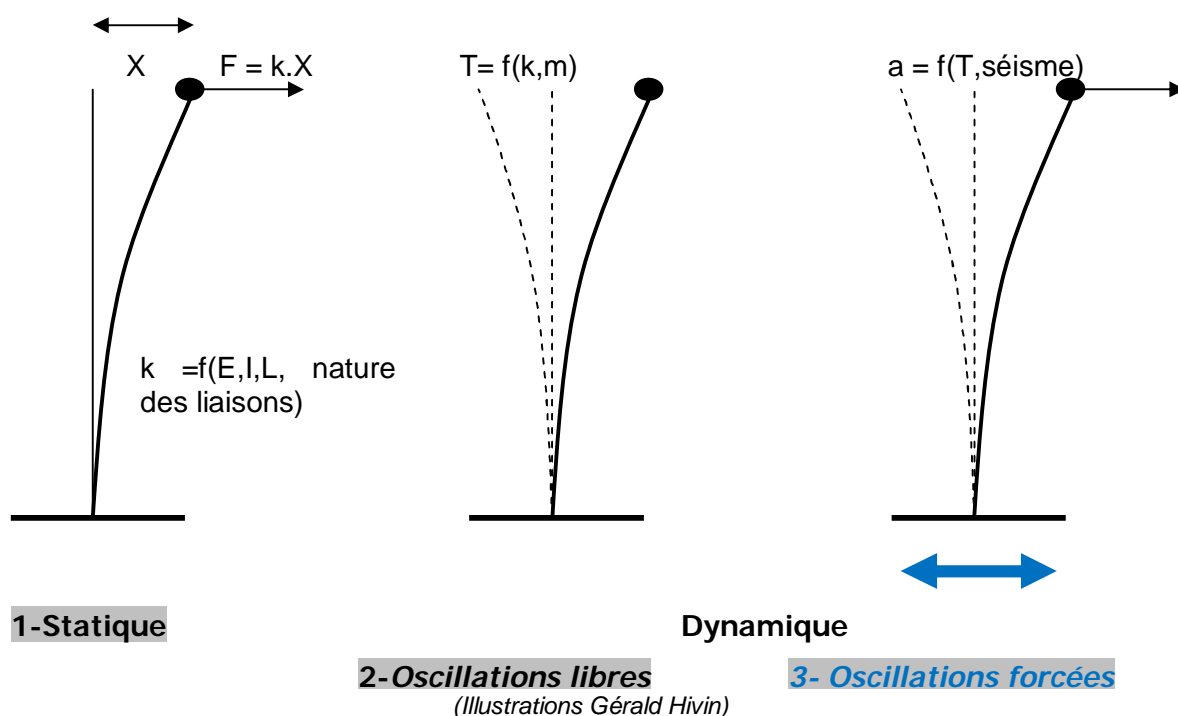
Le chapitre 6 du cours n°1 a introduit le phénomène de résonance des oscillateurs simples soumis à une excitation cyclique. L'exemple donné était celui d'un punching-ball qui était considéré comme oscillant dans une seule direction, de part et d'autre de son axe. Il comporte une seule masse et une seule tige-ressort, il subit une seule forme de déformation, homogène, on peut le qualifier d'oscillateur simple. Au lieu d'être excité par des coups de poings, il peut l'être par un mouvement cyclique à sa base : un séisme.

Il s'agit maintenant de décomposer les paramètres du mouvement d'un oscillateur simple pendant un séisme. Une structure parfaitement symétrique constituée de 4 poteaux identiques et d'un seul niveau de plancher rigide, déformée seulement en translation et dans un seul sens peut être assimilée à un oscillateur simple. Exemple :

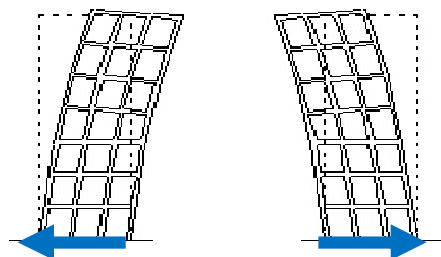


Les paramètres de la modélisation d'un oscillateur simple sont donc les suivants :

- **$F = k \cdot x$** : Il existe une relation de proportionnalité entre la force exercée F (F_i), la raideur k de l'oscillateur et sa déformation mesurée x (voir schéma 1 ci-dessous et page précédente)
- **$T = f(k, m)$** : La période d'oscillations libres d'un oscillateur simple est une fonction dépendante de sa masse et de sa raideur (voir schéma 2 ci-dessous et les expériences page suivante). La période est d'autant plus longue que la tige ressort est flexible et que la masse est importante.
- **$a = f(T, \text{séisme})$** : Les accélérations réellement subies par un oscillateur simple dont la base encastrée subit les secousses d'un séisme (voir schéma 3 ci-dessous) ne sont pas directement celles du sol qui oscille. Elle dépendent aussi de la période dominante des oscillations du site (voir cours n°1, § 3 à 5) et de la période de la structure (voir cours n°1, § 6)



Mais les bâtiments sont rarement conçus comme des oscillateurs simples !



La déformation homogène représentée ci-dessus serait celle du cas idéal où un immeuble se comporterait comme un oscillateur simple dont tous les éléments constructifs se déforment de façon homogène. Dans la réalité il est défini par de nombreuses masses et nombreuses raideurs. C'est un oscillateur multiple.

Ne pouvant pas agir sur le séisme lui-même, on peut déduire de ce qui précède que le projet de construction parasismique nécessite une bonne maîtrise des masses et des raideurs de tous les éléments constructifs, car elles conditionnent plusieurs paramètres de la dynamique de la structure : les déformations, les accélérations, la période et donc la résonance.

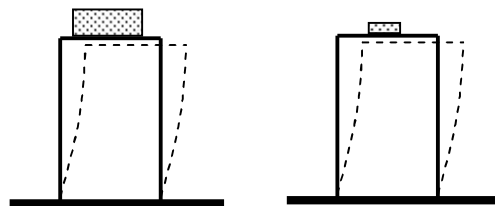
Plus l'architecture est complexe, plus la distribution des masses et des raideurs est complexe, plus la difficulté du travail de l'ingénieur BET est grande et le risque d'endommagement important même pour un projet « conforme ».

Les paramètres de la période d'un oscillateur

Cette page résume les observations à faire avec des maquettes sur table vibrante (Voir Film de Gérald Hivin pour les Grands Ateliers de l'Isle d'Abeau et l'ENSA de Marseille).

1  Expérience

Masses différentes

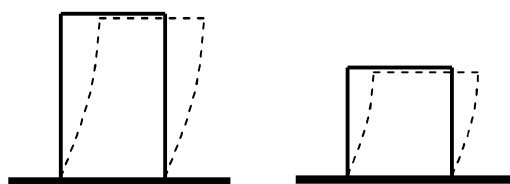


Les deux maquettes sont semblables : même hauteur de poteaux, même section de poteaux, même matériau des poteaux, même type de liaisons (encastrements), mais la masse fixée sur le plancher haut diffère.

On observe que les deux maquettes ont la même raideur et que la maquette dont la masse est plus importante a une période propre d'oscillation plus longue.

2  Expérience

Hauteurs différentes



Les deux maquettes sont semblables : même section de poteaux, même matériau des poteaux, même type de liaisons (encastrements), même masse sur le plancher, mais la longueur des poteaux diffère.

On observe que la maquette dont les poteaux sont plus élancés est plus flexible et qu'elle a une période propre d'oscillation plus longue.

3  Expérience

Sections différentes

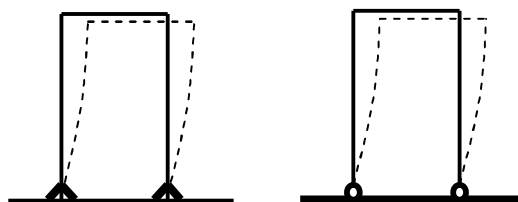


Les deux maquettes sont semblables : même hauteur de poteaux, même matériau des poteaux, même type de liaisons (encastrements), même masse sur le plancher, mais la section des poteaux diffère.

On observe que la maquette dont la section des poteaux est moindre (moindre inertie) est plus flexible et qu'elle a une période propre d'oscillation plus longue.

4  Expérience

Liaisons au support différentes

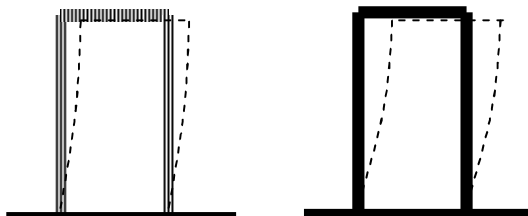


Les deux maquettes sont semblables : même hauteur de poteaux, même section de poteaux, même matériau des poteaux, même masse sur le plancher, mais le type de liaisons en pied diffère.

On observe que la maquette articulée en pied est plus flexible et qu'elle a une période propre d'oscillation plus longue que la maquette encastree en pied.

5° Expérience

Matériaux différents



Les deux maquettes sont semblables : même hauteur de poteaux, même section de poteaux, même type de liaisons (encastremements), même masse sur le plancher mais le matériau des poteaux diffère.

On observe que la maquette dont le matériau des porteurs a un « module de déformation » moins élevé est plus flexible et qu'elle a une période propre d'oscillation plus longue.

La première expérience démontre que la période propre d'oscillation d'une structure croît avec les masses mises en mouvement.

Les quatre autres expériences montrent que la période propre d'oscillation décroît avec la raideur des porteurs qui agissent comme des ressorts.

Or le projet architectural va conditionner les paramètres des raideurs et des masses. Si le programme le permet, le concepteur pourra opter pour un mode constructif et une architecture qui lui permettront « d'éloigner » la construction des périodes dominantes du sol pour éviter la résonance.

On peut retenir qu'en général les structures rigides sur les sols meubles épais, riches en basses fréquences, et les structures flexibles sur les sols rigides, riches en hautes fréquences, subissent des accélérations beaucoup plus faibles que les situations inverses. Ainsi le rapport entre les forces d'inertie et la pesanteur que subit le bâtiment est beaucoup plus faible, ce qui est favorable (Cours n°1, § 1)

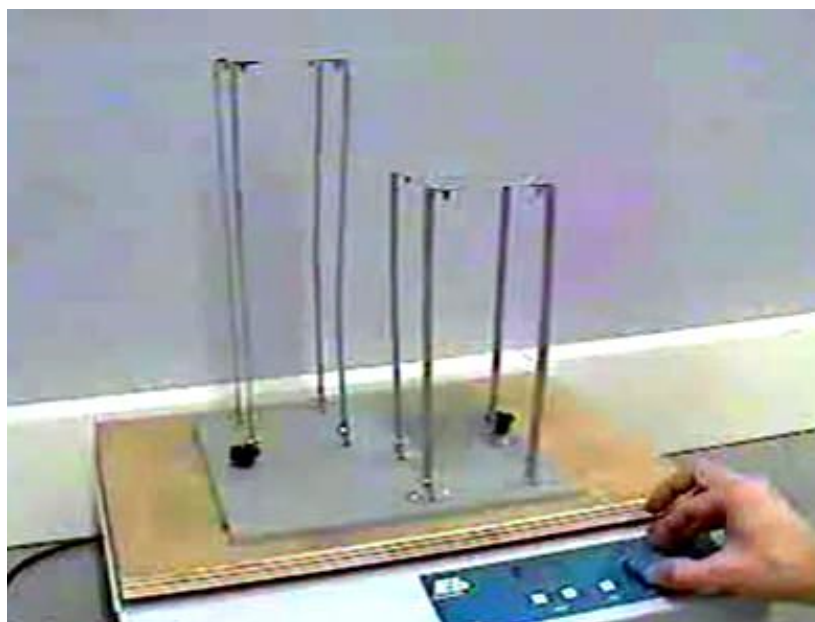


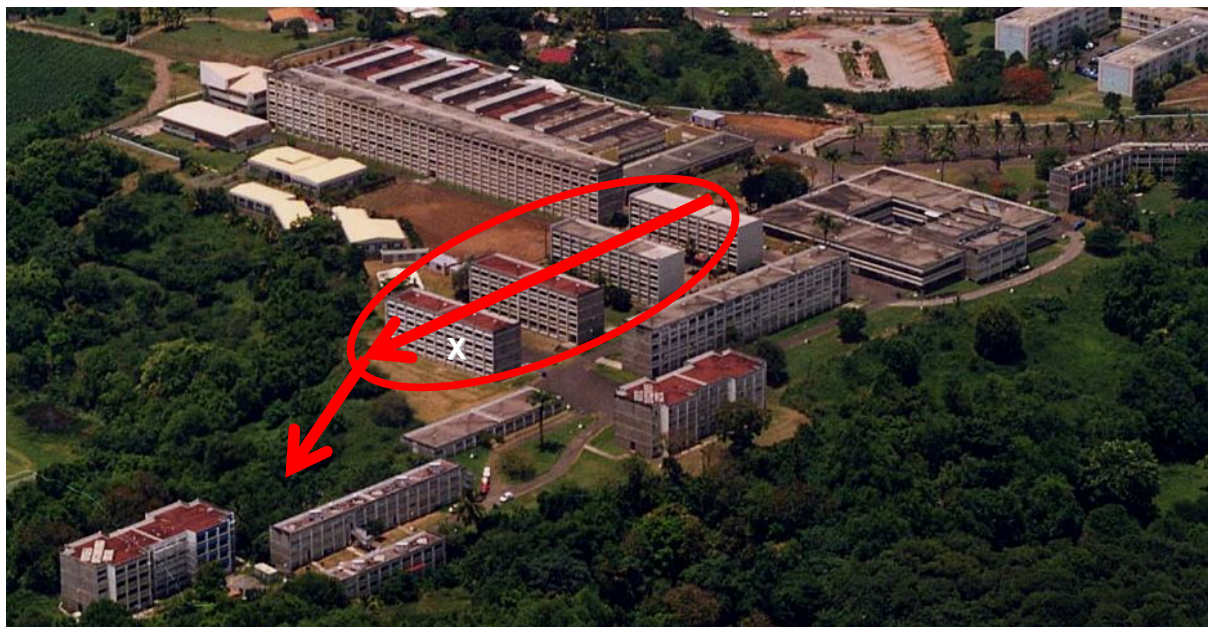
Photo du jeu de maquettes de l'expérience n°2 de Gérald Hivin (Photo Gérald Hivin)

Exemples probants de l'importance de la « réponse » des structures

Séisme du Nord-Martinique du 29 novembre 2007



La construction partiellement effondrée ci-dessus, comprenait au rez-de-chaussée des boutiques avec des murs, au premier étage un parking avec des poteaux et au deuxième des locaux avec des murs. Un joint de dilatation séparait la partie gauche de la partie droite. Les deux parties étaient construites de la même manière et présentaient le même défaut de contreventement au 1^{er} étage et la même résistance caractéristique. La partie de droite, plus longue, a eu une « réponse spectrale élevée » (résonance) et l'autre, qui avait une période propre d'oscillation plus courte et une « réponse spectrale » plus faible n'a pas eu de dommages. (Photo P. Balandier)



Dans le cas de ce lycée, parmi une série de bâtiments semblables parallèles, un seul, situé au bord d'un talus a été endommagé, gravement (croix blanche). On peut imaginer qu'il a subi un « effet de site » soit en raison de la topographie, soit en raison d'un changement de nature du sol en bord de plateau. (Photo Conseil Régional de Martinique)

9.2. Les bâtiments – Oscillateurs multiples et modes de déformation

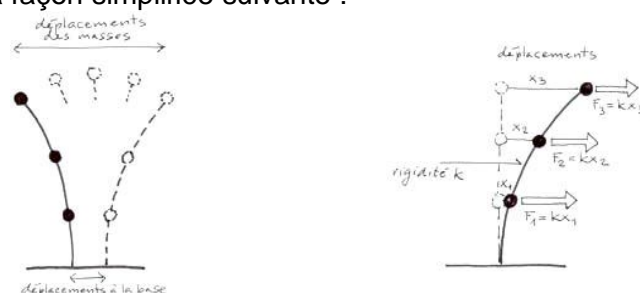
Plus un bâtiment est complexe, moins il peut être assimilé à un oscillateur simple :

- Chaque plancher est une masse qui subit les forces d'inertie et l'interaction avec le reste de la structure.
- Il peut y avoir localement des masses additionnelles sur certains planchers.
- Les différents porteurs de chaque étage (poteaux, murs) ont souvent des formes, donc des raideurs différentes qui vont conditionner leur comportement de « ressort ».
- Les hauteurs et les formes d'étages peuvent varier, donc la raideur d'un étage à l'autre peut changer.
- Les planchers et toitures peuvent être assez raides pour maintenir la géométrie de l'étage en dessous pendant les secousses ou au contraire se déformer.

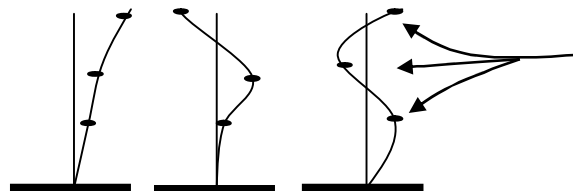
Du coup, la formule des déformations $F = k.x$ s'applique à chaque partie de l'immeuble reliée aux autres parties.

Les déplacements relatifs des différentes parties d'un bâtiment et leurs paramètres (déplacement, vitesse et accélération) dépendent de l'importance et de la répartition des masses qui les constituent, de la rigidité des différents éléments porteurs et de leur localisation.

On peut représenter un bâtiment parfaitement régulier par exemple un « oscillateur multiple à 3 planchers » de la façon simplifiée suivante :



Sur l'illustration précédente les trois masses (planchers) oscillent ensemble dans la même direction et dans un seul plan. Mais on peut imaginer que les masses ne se déplacent pas ensemble. Sur l'illustration suivante on peut observer 3 modes différents de déformation.



(Illustration Gérald Hivin)

Sur l'illustration précédente les 3 masses ne se déplacent pas dans la même direction, mais quand même dans le même plan. Dans la réalité elles peuvent subir des translations ou des rotations.

Dans l'absolu un corps (par exemple un plancher « indéformable ») a six « degrés de liberté » :

- Translation dans les 3 plans (longitudinal, transversal et vertical)
- Rotation dans les 3 plans (longitudinal, transversal et vertical)

La nature des éléments constructifs et de leurs liaisons conditionne la pertinence des « degrés de liberté » pris en considération pour la modélisation des déformations d'un bâtiment. Chaque type de déformation globale s'appelle un « mode d'oscillation »

9.3. Influence des modes d'oscillation et de leurs périodes sur la déformée réelle

La photo suivante montre un immeuble endommagé plus particulièrement au 2^o étage. Pourquoi au 2^o étage ? Pourrait-on prévoir et corriger le problème avec les méthodes d'analyse actuelles ? Oui. Les dommages observés découlent d'un mode d'oscillation particulier associé à une période caractéristique, cette période était vraisemblablement très proche d'une période amplifiée par le sol du site.



(Cliché W-G Godden – NISEE)

Ce n'est pas le propos du cours et de ce chapitre 2 de faire de l'analyse sismique. Il s'agit de sensibiliser les réalisateurs de bâtiments à la complexité des phénomènes et à la nécessité de ne rien modifier dans un bâtiment sans avis de l'ingénieur qui a réalisé l'étude. Un changement de masse ou de raideur localisé peut provoquer des dommages graves qui étaient évités par le projet parasismique initial.

En résumé simplifié :

Pour calculer la résistance nécessaire à un bâtiment exposé à l'aléa sismique, les ingénieurs recourent généralement à « l'analyse modale spectrale ».

1^o phase : l'analyse modale recherche les déformations caractéristiques de la structure et la période propre à chaque « mode » de déformation. Ceux-ci dépendent des masses et des raideurs de la construction et pas du séisme.

2^o phase : l'analyse spectrale estime la « réponse » de la structure pour chacun de ses modes c'est à dire l'amplification possible par la structure de l'accélération de référence au rocher (résonance). L'accélération de référence est donnée par le zonage réglementaire.

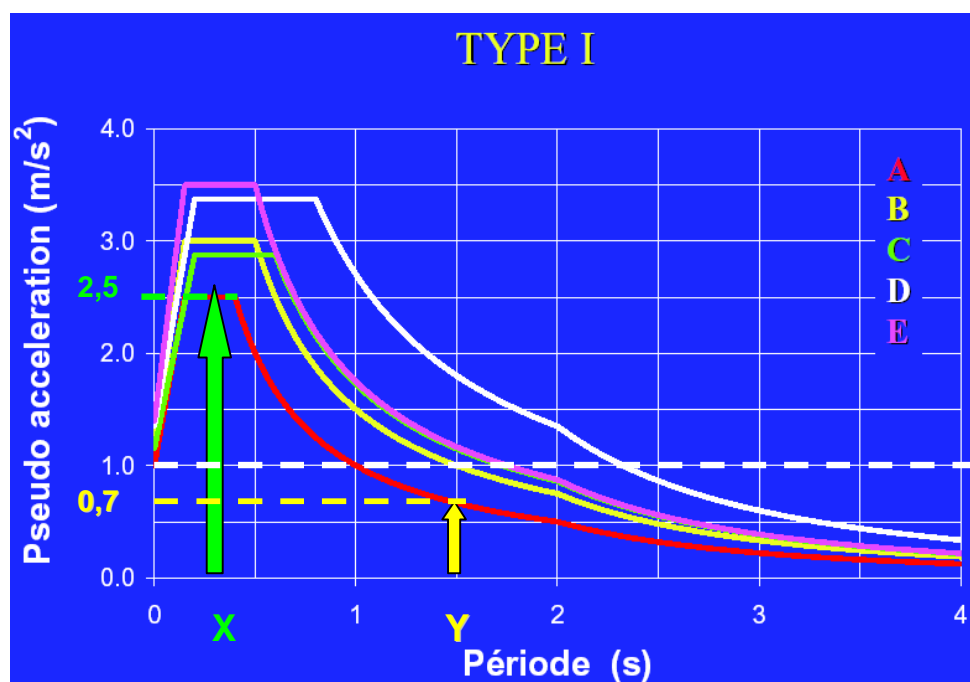
Il faut ensuite déterminer les modes conditionnant la déformation effective (la « masse modale » des règles de calcul), afin d'évaluer ce qui se peut se passer effectivement dans le bâtiment. Par exemple des contraintes ou des déformations trop importantes localement à maîtriser par les dispositions constructives.

9.4. Le « spectre de réponse » des structures

L'un des objets de la sismologie appliquée est d'associer à chaque site un « outil de travail », appelé « spectre de réponse », qui permet à l'architecte et à l'ingénieur d'évaluer la possible amplification des ondes arrivant sur le site, par le bâtiment : résonance de la structure.

Il en existe plusieurs formes. Nous n'allons pas expliquer ici « comment ça marche », ni « comment ça se conçoit », etc. C'est pour les spécialistes. Mais regardons à quoi ressemble un spectre de réponse réglementaire, selon les règles parasismiques (Eurocode n°8).

Le **spectre de réponse réglementaire** permet au BET de déterminer l'accélération de calcul de la structure. Connaissant le type de sol (études géotechniques) et les périodes propres des modes d'oscillations du bâtiment (calcul modal), il peut y lire la « réponse » du bâtiment, c'est-à-dire le niveau d'amplification possible des secousses du sol par mise en résonance.



Exemple d'application pour 2 bâtiments fondés sur un sol donné (ici, sol dur).

- Les courbes A, B, C, D et E sont les spectres de réponse réglementaires utilisables en Martinique notamment.
- L'accélération régionale « au rocher » en Martinique (zone de sismicité 5) est de 3 m/s^2
- Cette accélération « au rocher » doit être multipliée, notamment, par un coefficient « spectral » pour obtenir l'accélération réelle dans le bâtiment (compte tenu de la résonance possible).
- L'accélération régionale (au niveau du sol) est représentée par la valeur 1 du coefficient d'amplification (à gauche en « ordonnée »). Pour une meilleure lecture, ce niveau est figuré par le pointillé blanc.
- Le spectre de réponse d'un site rocheux « A », est choisi pour l'exemple. C'est la courbe rouge.
- Le bâtiment X qui est très raide a une période courte ($T = 0,3 \text{ s}$). C'est par exemple un petit immeuble R+2 avec des murs en béton armé. L'ingénieur constate (flèche verte) qu'il doit multiplier les 3 m/s^2 par 2,5. Le bâtiment peut entrer en résonance et amplifier les secousses « haute fréquence » du sol raide.
- Le bâtiment Y qui est sans doute très souple a une période longue ($T = 1,5 \text{ s}$). C'est par exemple un immeuble en ossature de béton armé d'une quinzaine d'étages. L'ingénieur constate (flèche jaune) qu'il doit multiplier les 3 m/s^2 par 0,7. Le bâtiment atténue les secousses « haute fréquence » du sol raide.

Pour éviter la résonance, il convient donc de rechercher, pour le bâtiment projeté, une période propre (des périodes) aussi différente(s) que possible de la (des) période(s) dominante(s) du sol. C'est un travail de spécialistes. Parfois, les nécessités du projet ne permettent pas d'éviter la résonance, alors... on renforce et c'est plus cher.

10. Notion de bilan énergétique

10.1. Principes

Jusqu'à présent nous avons défini l'action du séisme comme une force (forces d'inertie). On peut aussi exprimer l'équilibre « **action du séisme – réaction du bâtiment** » en termes d'énergie présente dans la structure en mouvement.

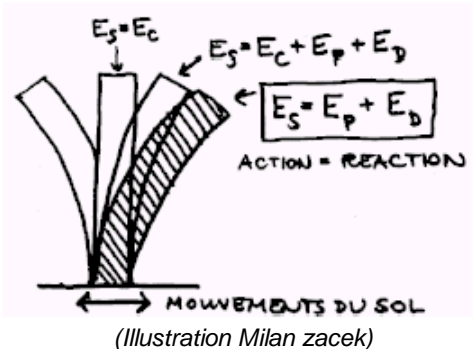
Une structure qui subit des oscillations reçoit l'**énergie du séisme** (E_s). Elle possède de l'**énergie cinétique** (E_c) liée à la vitesse de ses déformations. Si les déformations imposées ne peuvent pas être « absorbées » par la structure, alors commence un travail de rupture.

Cette absorption se fait par deux mécanismes distincts liés aux déformations :

- le **stockage d'énergie** (E_p), « fonction ressort » de la structure.
- la **dissipation d'énergie** (E_d), sous forme de chaleur par frottements.

Le schéma ci-dessous formule l'équilibre énergétique à 3 instants de l'oscillation :

- A l'instant où la structure repasse par le point d'origine $E_s = E_c$
- A un instant quelconque : $E_s = E_c + E_p + E_d$
- A l'instant « critique » de la déformation maximum il faut obtenir l'équilibre énergétique $E_s = E_d + E_p$



(Illustration Milan zacek)

Energie Cinétique E_c = Mouvement découlant de l'Energie sismique E_s

Energie Potentielle E_p = Potentiel de rappel, de ressort, de la structure lui permettant de revenir à la verticale. Cette capacité traduit la résistance pure.

Energie Dissipée E_d = Energie cinétique « perdue » car transformée en chaleur par les frottements dans la matière. Cette forme d'atténuation de l'action sismique s'oppose à la capacité d'amplification par résonance.

La quantité d'énergie stockée croît avec l'importance des déformations élastiques (sans dommages). Les déformations élastiques étant temporaires (réversibles), le stockage l'est aussi ; à chaque cycle d'oscillation, l'énergie non dissipée est reconvertie en énergie cinétique pour rappeler la structure à sa position d'origine. **Effet ressort.**

On peut utiliser la flexibilité globale des structures pour limiter le niveau de contraintes, sous réserve de non-mise en résonance et sous réserve de contrôler les déformations.

La dissipation d'énergie sous forme de chaleur augmente avec la vitesse (amortissement = **effet de frein**) Elle limite l'amplitude des oscillations et ralentit le bâtiment pendant et après l'arrêt des secousses.

L'amortissement « post-élastique », c'est-à-dire après apparition des dommages, dissipe beaucoup plus d'énergie par frottement et évite l'amplification des secousses... sous réserve que les dommages ne génèrent pas de perte de stabilité, ce que l'on va rechercher.

On peut aussi améliorer les performances en ajoutant des amortisseurs extérieurs à la structure (techniques sophistiquées qui concernent plutôt les grands bâtiments déformables).

10.2. Application au projet

Pour le projet, le concepteur peut utiliser plusieurs stratégies possibles afin d'équilibrer l'énergie d'origine sismique (E_s) par la capacité d'absorption du bâtiment.

Agir sur l'action sismique : on peut en premier lieu agir sur l'action sismique en :

- réduisant les masses inutiles, en les répartissant régulièrement.
- réduisant les accélérations dans le bâtiment (éviter la résonance)

$$\text{Action : } F_i = m.a$$

Agir sur la réaction : Une fois minimisée l'action sismique, l'équilibre est obtenu en optimisant la capacité de réaction de la structure.

En termes d'énergie, on peut également exprimer les objectifs de la façon suivante :

- Le **stockage de l'énergie (énergie potentielle)** est favorisé en autorisant les déformations de la structure par le choix d'un mode constructif les permettant, dans les limites autorisées par les règles.
- La **dissipation d'énergie (énergie dissipée)** est obtenue
 - o Pour partie par le choix de structures ayant un coefficient d'amortissement (propre au matériau) élevé.
 - o Beaucoup plus efficacement pour les structures flexibles (déformations importantes) par l'ajout de systèmes amortisseurs.
 - o Très efficacement aussi et pour toutes les structures par l'endommagement maîtrisé des éléments structuraux ou non structuraux (domaine post-élastique). Cette dernière stratégie ne doit pas compromettre la stabilité de la structure.

Les règles de l'endommagement contrôlé des bâtiments font l'objet des cours 3 à 6.

Cette démarche d'optimisation de la capacité d'absorption d'énergie de la structure, ne vise pas l'augmentation de la résistance des éléments structuraux aux contraintes, en termes de résistance pure, ce qui n'est pas forcément suffisant en cas de séisme majeur.

On cherche à plutôt à limiter les contraintes induites par les mouvements sismiques de manière à ce qu'elles n'atteignent pas la limite de rupture. Par conséquent, le but est d'éviter les sollicitations excessives globalement et localement.

11. Notion de ductilité et de coefficient de comportement

11.1. Intérêt de l'endommagement dissipatif

Nous avons vu que les frottements alternés sur les zones endommagées par les secousses dissipent une partie de l'énergie cinétique injectée par le séisme, sous forme de chaleur, et du coup atténuent la « réponse » sismique de la structure. Phénomène d'amortissement.

En outre, la structure endommagée est moins raide. Du coup les périodes d'oscillation du bâtiment s'allongent, c'est favorable si les nouvelles périodes ne correspondent pas à celle du sol.

Ainsi, dès que l'endommagement commence, si les dommages sont contrôlés par la mise en œuvre, le niveau de contraintes sismiques se stabilise pour la suite du séisme.

11.2. Déformations élastiques (sans endommagement)

Nous avons vu également qu'avant de s'endommager, le bâtiment se déforme plus ou moins, selon qu'il est plus ou moins raide ou flexible. Un bâtiment flexible stocke davantage d'énergie.

Le roseau ? Le comportement flexible « de type roseau » limite les contraintes : l'énergie est stockée sous forme d'énergie de « rappel » : l'énergie potentielle. Pour des raisons de « bon fonctionnement » et de stabilité générale de la construction on ne peut pas laisser un bâtiment se déformer « comme un roseau ». C'est-à-dire beaucoup sans casser, même si cela peut sembler la solution idéale. On ne tolère pas plus de 2-3 cm par étage (moins si on considère le total autorisé pour l'immeuble).

Le chêne ? Dans ce cas, la construction est étudiée pour « peu » se déformer et résister. En cas de résonance, les contraintes peuvent augmenter rapidement sur certains éléments dont la rupture se fera brutalement, comme sur le chêne de la fable, si les dispositions constructives propres aux zones sismiques ne sont pas respectées, si la violence des secousses a mal été estimée, c'est la ruine assurée.

11.3. Rupture fragile

On appelle « rupture fragile » une rupture soudaine et quasi instantanée. Mal localisées des ruptures fragiles en chaîne peuvent entraîner l'effondrement partiel ou total d'un bâtiment.

Les règles de construction parasismique interdisent les matériaux et les assemblages pouvant provoquer des ruptures fragiles sur la structure principale des bâtiments.



Exemple de rupture fragile: le pied de poteau a "explosé". Dans ce cas l'immeuble n'est pas effondré car des reports de charges ont pu se faire sur d'autres éléments porteurs non endommagés. (Cliché W-G Godden – NISEE).

11.4. Déformations plastiques

Les déformations plastiques (endommagement irréversible) traduisent l'aptitude des matériaux à s'endommager progressivement sans se disloquer. Elles retardent la rupture totale.



A gauche, le « chêne » : rupture fragile d'une structure de béton armé, au delà de la limite de résistance, c'est l'effondrement.

A droite, la « ductilité » : rupture « ductile » d'un poteau de béton armé. Au delà de la limite de résistance, le béton dégradé est resté « confiné » dans les armatures. A chaque secousse il est broyé à l'intérieur des armatures, ces frottements contribuent à freiner la construction. Comme il reste en place, l'effondrement ne se produit pas.



« Mieux » que le chêne ou le roseau ?

Dans le respect des règles parasismiques, l'architecte et l'ingénieur définissent des qualités de matériaux, des dispositions constructives et des dimensions pour chaque élément de la construction qui permettent de contrôler les déformations. Ces dispositions permettent, si les secousses sont vraiment trop fortes, de contrôler l'endommagement et prévenir l'effondrement en empêchant la rupture brutale.

On peut retenir l'image d'une boîte en carton ondulé, d'une barre de caramel mou ou d'une tige d'acier doux qui, si on les déforme trop, peuvent rester endommagés définitivement... mais sans casser. **On appelle ce comportement « la ductilité ».**

Les règles de construction parasismique expliquent comment on peut obtenir ce résultat de façon plus ou moins remarquable selon le type de matériau et de structure. Par exemple, pour chaque type de structure en béton armé, on choisira le type de béton, la nature et le positionnement des aciers, selon des critères différents de ceux du projet en zone non sismique.

11.5. Le « coefficient de comportement »

Les études des sismologues et des géotechniciens ont permis une pré-estimation des accélérations du sol : **accélération du zonage sismique.**

L'ingénieur sait évaluer si la construction amplifie les secousses du sol ou non, grâce à l'outil « spectre de réponse du site ». Il multiplie l'accélération du zonage par un **coefficient spectral et éventuellement un coefficient topographique.**

Il peut alors calculer les forces auxquelles le bâtiment doit résister. Connaissant la résistance et le comportement des matériaux il peut définir le projet parasismique.

Si le bâtiment amplifie fortement les accélérations du sol, les solutions peuvent coûter cher.

La réglementation autorise l'ingénieur, en concertation avec son client, à concevoir un bâtiment pouvant avoir des dommages pour des accélérations moins violentes que la référence réglementaire, à la condition impérative que les caractéristiques de la construction garantissent le non-effondrement

Le bâtiment coûte moins cher à construire, mais il peut plus facilement s'endommager.

On autorise alors le calcul de la construction avec un coefficient minorant appelé le « coefficient q ». Ce coefficient « de comportement » doit être justifié par l'ingénieur dans le respect des règles de construction parasismique.

12. Notion de contreventement

12.1. Généralités

Pendant un séisme, une construction subit des forces horizontales qui, comme la pesanteur, doivent être transmises jusqu'au sol d'assise de la construction par les éléments résistants de la structure (travaillant en flexion ou en cisaillement) et par les fondations.



Séisme d'Izmit (1999). Ce type de ruine par empilement des dalles est typique d'une absence de contreventement vertical des structures poteaux-poutres en béton armé. (Document X)

Deux approches du contreventement sont possibles :

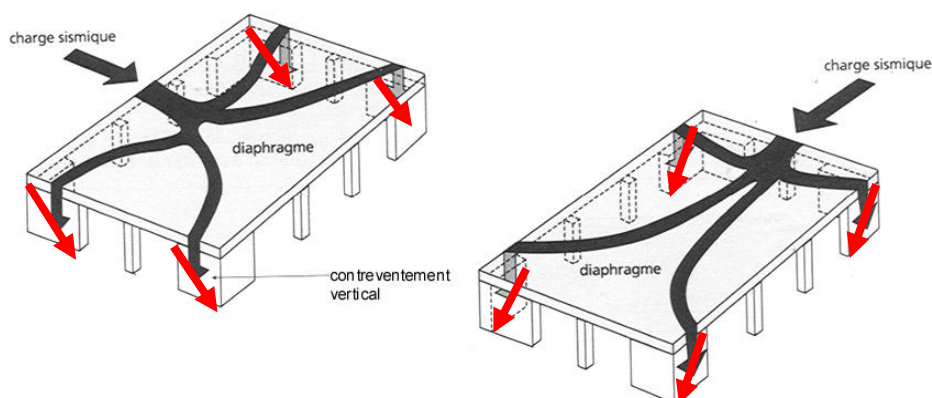
Structures autostables : les descentes de charges dynamiques horizontales passent par les mêmes éléments de structure que les charges statiques verticales (murs, coques, treillis tridimensionnels, portiques croisés...)

Structures contreventées : les descentes de charges horizontales passent par des dispositifs spécifiques qui ne sont pas sollicités lorsque seule la pesanteur agit sur le bâtiment (poteaux-poutres « articulés » + contreventements triangulés par exemple...).

Le contreventement d'une structure doit être horizontal (**diaphragmes**) et vertical (**palées de stabilité**) et dimensionné en fonction des accélérations attendues.

La qualité des liaisons entre les éléments de contreventement horizontaux et verticaux, et en général la qualité de leur mise en œuvre, conditionnent leur efficacité.

Dans tous les cas, les efforts supplémentaires dus au séisme doivent être repris par des fondations appropriées.

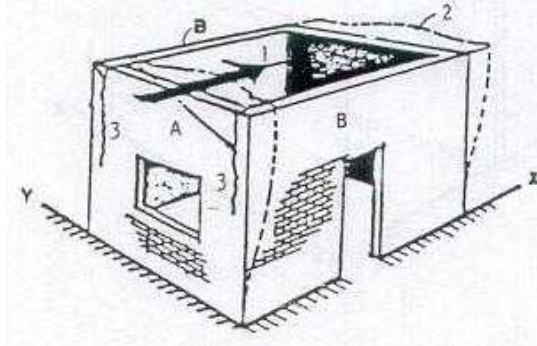


Représentation schématique du cheminement des efforts pendant un séisme. A gauche, on représente un instant où les secousses sont plus fortes dans le sens transversal. Si le plancher est résistant et indéformable il répartit équitablement les efforts sur les porteurs les plus raides (ici 4 murs). Si ces éléments sont correctement dimensionnés et réalisés pour résister à cette poussée, ils assurent le contreventement vertical. A droite, même chose en supposant un instant où les poussées sont plus importantes dans le sens longitudinal. Lorsque l'action horizontale d'un séisme est « en biais », les efforts se répartissent sur les contreventements verticaux longitudinaux et transversaux. (Illustration Milan Zacek)

12.2. Contreventement horizontal

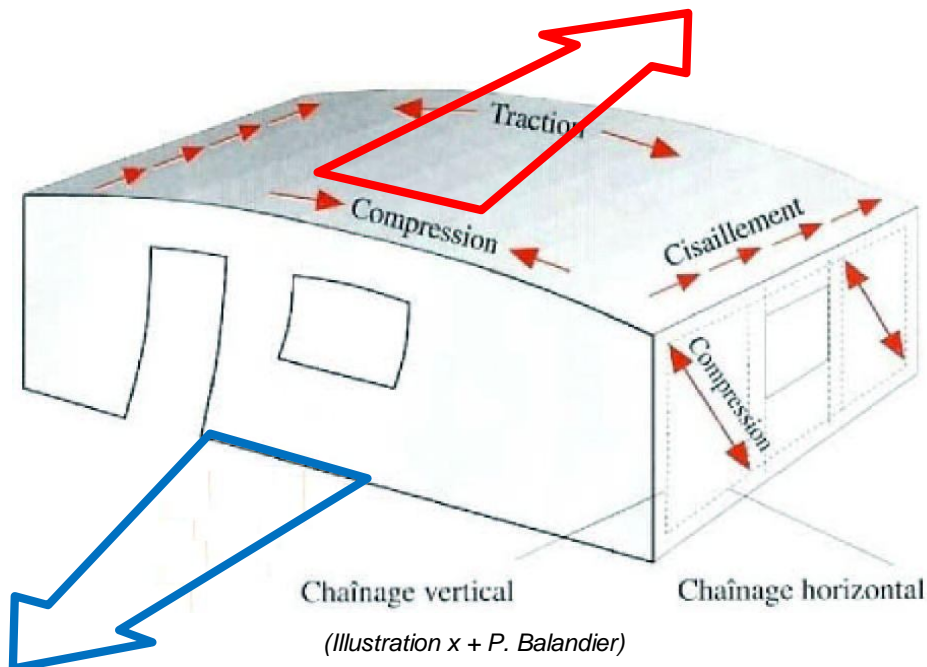
Le contreventement horizontal par un « diaphragme » (plancher ou toiture) est assuré lorsque les dispositions constructives et le dimensionnement permettent de garantir :

- une déformabilité très faible du diaphragme (l'idéal étant que les planchers soient plus raides que les contreventements verticaux),
- des liaisons avec les éléments de contreventement vertical qui garantissent la transmission des efforts pendant les secousses,
- la stabilité des éléments verticaux ne contribuant pas au contreventement vertical qui y sont reliés.



Le dessin ci-dessus illustre un bâtiment sans diaphragme supérieur (par exemple avec une charpente non contreventée). Le dessin représente un instant où l'action du séisme (flèche noire) s'exerce dans le sens longitudinal. Dans ce cas, les murs transversaux ne travaillent pas dans leur sens de résistance aux forces d'inertie. Les murs longitudinaux qui travaillent dans leurs sens résistant peuvent assurer le contreventement à ce moment là. La présence d'un « diaphragme » pour relier les murs entre eux permettrait à chaque instant de descendre les efforts du séisme dans les « bons » éléments de contreventement vertical. (Dessin IAEE).

Le contreventement des plans horizontaux permet de transmettre et répartir les actions latérales subies par la construction (et ses charges de fonctionnement) sur les éléments de contreventement vertical. Chaque niveau, y compris les pans de toiture, doit être contreventé, c'est-à-dire « résistant aux déformations ».



Les cours 3, 4, 5 et 6 détaillent les solutions constructives pour assurer le contreventement des bâtiments courants.

12.3. Contreventement vertical

Le contreventement vertical est assuré lorsque les éléments verticaux les plus raides sont également assez résistants pour assurer la stabilité de la construction.



Les déformations (séisme de Kôbé, 1995) de cette structure en bois qui n'est pas allée jusqu'à l'effondrement illustrent les déformations en losange auxquelles le contreventement vertical doit s'opposer (Photo NISEE).

Les différents types de contreventement satisfaisant les besoins de résistance n'ont pas la même raideur. On peut en tenir compte pour le choix de la structure en fonction du site en visant une « réponse spectrale » faible (pour éviter la mise en résonance de la construction). Par exemple en choisissant des murs ou des portiques selon le but recherché.

Le parti du contreventement vertical doit être homogène.

En plan : une symétrie insuffisante des contreventements verticaux en termes de bilan des raideurs génère des torsions (voir plus loin).

En élévation : les variations de raideurs entre niveaux doivent rester très faibles pour ne pas avoir de modes d'oscillation complexes générant des accumulations de contraintes ou des déformations locales excessives.

N-B : Les palées de stabilité courbes (réponse au parti architectural), doivent constituer une coque rigide (pas de maçonnerie).



Séisme de Loma Prieta, Californie, U.S.A.; Octobre 1989. Ce bâtiment en bois avait un rez-de-chaussée insuffisamment contreventé (Cliché W-G Godden – NISEE).

Les éléments du contreventement vertical, murs, arcs, portiques ou triangulations, doivent résister aux efforts horizontaux dans leur plan à chaque niveau de la construction avec une bonne symétrie et assurer la descente des charges dynamiques vers les fondations avec le plus de régularité possible.

N-B : Les structures poteaux-poutres contreventées par triangulation sont en général moins coûteuses que les structures auto-stables.

13. Notion de régularité de la structure

13.1. Equilibre des raideurs en plan et en élévation

Lorsque les planchers « poussent » sur les éléments verticaux, ce sont les éléments les plus raides qui reprennent les efforts. Le principe du contreventement est que les éléments les plus raides soient également les plus résistants.

Nous avons déjà abordé les problèmes générés par les variations importantes de raideur en plan et en élévation. Nous allons constater que toute irrégularité demande un renforcement et que ce renforcement ne doit pas aggraver l'irrégularité ni coûter trop cher...

A tous égards, il est intéressant de concevoir des structures régulières, quitte à séparer un bâtiment complexe en plusieurs blocs réguliers séparés par des joints parasismiques.

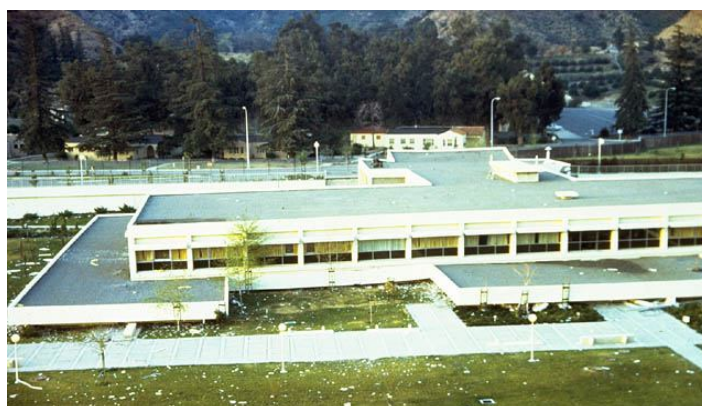
En voici quelques illustrations.

Exemple de raideurs déséquilibrées dans le plan (voir plus loin effets de torsion)

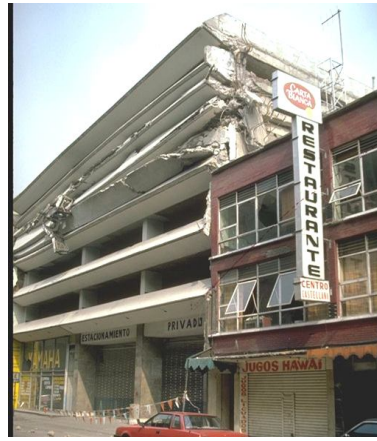


Sur ce cliché on observe des poteaux cylindriques positionnés sur 3 files différentes (on voit un seul poteau sur une file à gauche et on devine 2 poteaux d'une file à droite). Le contreventement vertical est assuré par l'encastrement poteaux-poutres (non visible) et la résistance des poteaux. Une seule des 3 files visibles est très endommagée. On peut en déduire que le plancher a « buté » sur ces poteaux qui étaient donc plus raides. Peut-être à cause d'un diamètre plus grand ? (Cliché W-G Godden – NISEE)

Exemples de raideurs déséquilibrées en élévation



Effondrement du rez-de-chaussée d'Olive View Hospital (1971 séisme de San Fernando). Lorsqu'un niveau inférieur est beaucoup moins raide que les étages supérieurs (bâtiment sur pilotis avec murs à l'étage), le bâtiment se comporte comme un « oscilateur simple » qui a « une masse raide » (les étages supérieurs) sur un ressort souple (le rez-de-chaussée). Mais le rez-de-chaussée n'est généralement pas conçu pour ce type de fonctionnement. Les déformations et la « fonction ressort » des porteurs devrait pouvoir être réparties sur tous les niveaux (Cliché W-G Godden – NISEE).



A gauche : Clocher de l'église de Saint-Claude (Guadeloupe). Séisme des Saintes du 21 novembre 2004. La partie supérieure était beaucoup moins raide à cause des baies. Les 4 poteaux ont été cisailés : la partie supérieure flexible a subi un « coup de fouet ».

A droite : Séisme de Mexico, 1985. Coup de fouet dans les étages supérieurs d'un bâtiment. Les trois premiers niveaux ont été contreventés et raidis par les constructions voisines mais pas les quatre niveaux supérieurs, beaucoup trop flexibles (Document EQIIS).

On trouvera d'autres exemples d'effets des irrégularités de raideurs dans les cours 3 à 6.

13.2. Equilibre des masses

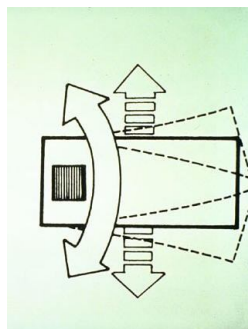
Pour l'affectation des locaux, il faut rappeler que les forces d'inertie s'exercent sur les masses. La présence d'une masse importante (réservoir, archives, etc.) excentrée sur un plancher ou sur une toiture est susceptible de générer une torsion d'ensemble sur la structure. En général, il vaut mieux positionner les masses très importantes en bas des constructions (piscines, stocks, archives).

13.3. Prévention de la torsion

Le phénomène de torsion se produit lorsque l'irrégularité de positionnement des contreventements en plan induit un centre des raideurs de ses éléments porteurs trop distant du centre de gravité du plancher chargé (contreventements excentrés ou autres erreurs de conception).

L'EC8 précise explicitement que les systèmes à ossature, à contreventement mixte et systèmes de murs doivent présenter une rigidité à la torsion minimale qu'il définit.

Le concepteur doit veiller à ce que la distribution des espaces et le choix de leurs enveloppes ne créent pas de rigidités excentrées. Dans le cas ci-dessous, le niveau flexible du rez-de-chaussée comporte un « noyau rigide excentré » (cage d'escalier à gauche). **Le bâtiment a subi une torsion autour de ce noyau rigide peu déformable.**



A gauche représentation schématique du moment de torsion autour d'un noyau rigide et à droite illustration du phénomène autour d'une cage d'escalier rigide. Séisme de Kobé, 1995 (Schéma NISEE et cliché X).



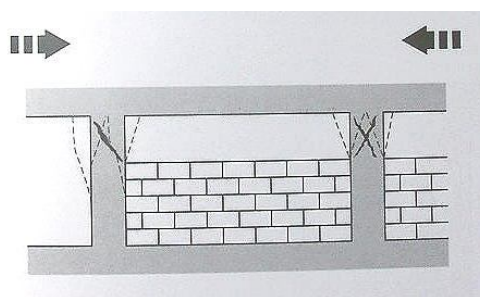
Séisme des Saintes du 21 novembre 2004. Maison à Terre-de-Bas. Le mur pignon de l'étage est tombé hors plan car non seulement il n'était pas tenu par une toiture formant diaphragme, mais il a été poussé par celle-ci. Les angles de la façade avant du rez-de-chaussée (à droite) ont été gravement endommagés par une torsion du bâtiment autour de la façade arrière (beaucoup plus raide) (Photo P. Balandier)



Torsion du rez-de chaussée d'un immeuble porté à l'avant par des poteaux et à l'arrière par des murs. Séisme de Chi-Chi, Taiwan, 2001. (Document X)

13.4. Prévention des concentrations de contraintes

Ce serait une erreur de penser renforcer des poteaux en les raidissant par un remplissage partiel des espaces intermédiaires. Ainsi **les maçonneries partielles sont à l'origine de dommages graves pouvant provoquer l'effondrement.**



Séisme de Tokachi Oki, 1968 – Les allèges rigides ont « bridé » le poteau qui a dû se déformer sur une trop petite hauteur. Il a subi un cisaillement de sa partie libre. Il aurait résisté si la déformation nécessaire avait pu être répartie sur la hauteur du poteau qui aurait alors pu fléchir. (Photo X, Schéma Milan Zacek).

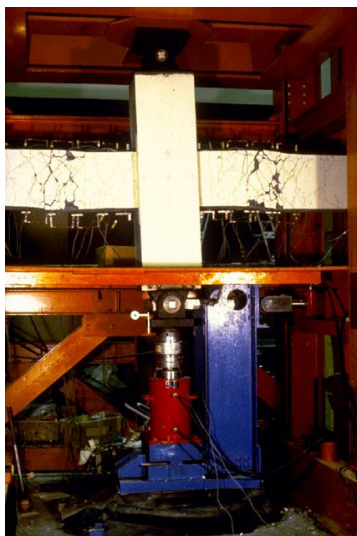
On trouvera d'autres illustrations du phénomène dans le cours n°3

14. Notion de dimensionnement en capacité

La notion de « dimensionnement en capacité », qui concerne plus particulièrement les portiques, est apparue dans les règles avec l'Eurocode 8. Elle incite les concepteurs des structures à les concevoir de manière à ce que les dommages se produisent là où il est souhaitable qu'ils se produisent :

- Pour la stabilité du bâtiment,
- Parce que les dispositions dissipatives font que l'amortissement d'énergie (changement de la forme vitesse sous forme chaleur) est optimisé.

Il s'agit de **dimensionner plus généreusement les éléments indispensables à la stabilité d'ensemble**. Ainsi, on adoptera le principe « poteau fort – poutre faible » pour les ossatures (sauf bois : dissipation dans les assemblages) : les dommages ne doivent pas se former dans les éléments porteurs, ni dans les nœuds d'assemblage.



Test de dispositions "Poteau fort – poutre faible" en béton armé réalisé en laboratoire. Des verins déplacent la poutre comme pendant un séisme. Le fait qu'elle ait une section et des armatures sensiblement plus faibles que le poteau lui permet de fléchir et ses extrémités s'endommagent en formant des « rotules plastiques », c'est-à-dire des dommages maîtrisés. On cumule « ductilité de la poutre » et dimensionnement en capacité qui garantit l'endommagement où il est souhaitable. Le fait que les poteaux et le nœud d'ossature soient indemnes garantit la stabilité. (Cliché W-G Godden – NISEE).



A l'opposé, il a fallu démolir l'école de Terre-de-Bas (à gauche, séisme des Saintes) dont tous les poteaux étaient cisailés (il n'était pas possible que les dommages se produisent dans la poutre supérieure beaucoup trop résistante). Idem à l'hôpital de San Fernando (à droite). (Photos P. Balandier et NISEE).

Si on ne peut optimiser le rapport entre la section des poutres et celle des poteaux, il vaut mieux contreventer les bâtiments avec des murs ou des triangulations.

15. Joints parasismiques

Le joint parasismique a pour finalité d'éviter tout entrechoquement entre les corps de bâtiments qu'il sépare. Ce n'est pas le cas du joint de dilatation qui est trop faiblement dimensionné et n'est pas vide. De fait, en zone sismique, tout joint de dilatation doit être remplacé par un joint parasismique en raison de cet impératif de non entrechoquement.

Un joint parasismique est un espace plan vertical entre deux bâtiments ou blocs :

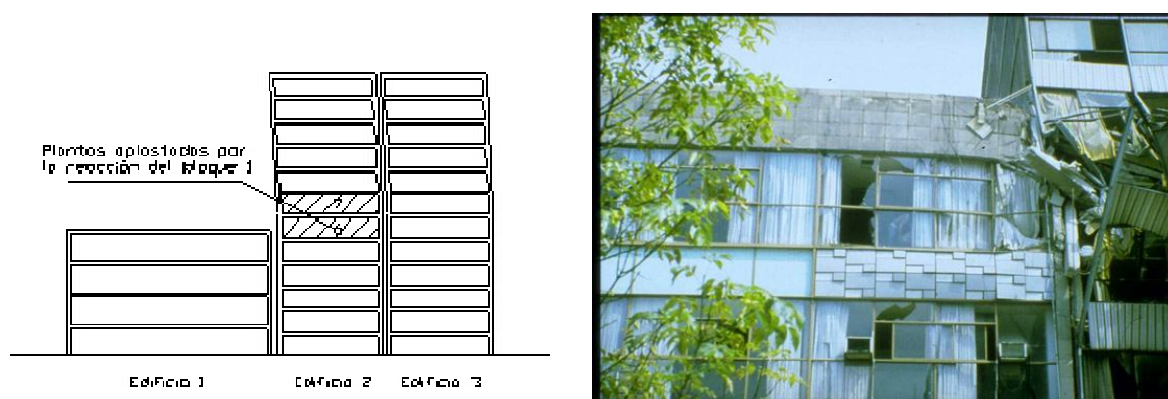
- **vide de tout matériau**,
- présent sur **toute la hauteur de la superstructure des bâtiments** ou parties de bâtiments qu'il sépare.
- ses dimensions sont **calculées en fonction des déformations possibles** des constructions, avec un **minimum réglementaire** pour les ouvrages à risque normal de 6 cm, de façon à permettre le déplacement des blocs voisins sans aucune interaction (chocs).



Figure 1 : (Japon, Document X) - Joint parasismique vertical large entre deux constructions susceptibles de présenter des déformations importantes en partie supérieure. Pour des raisons d'entretien, le joint a été élargi.

Figure 2 : Basse-Terre, L'Artchipel, - Joint parasismique vertical étroit entre deux parties d'un même bâtiment. Le joint PS est couvert d'un couvre joint souple. (Photo P. Balandier)

Figure 3 : Japon. Entrechoquement de bâtiments pour cause de joint PS trop étroit au regard des déplacements réels. (Document X)



Domages par entrechoquement pour cause d'absence de joint parasismique. Mexico (Documents X).



Domages sur maçonnerie dus à l'absence de joint entre deux parties d'ouvrages dissemblables à la capitainerie du Marin (Nord-Martinique). (Photo P. Balandier)



Soulèvement du carrelage sur un joint de dilatation au collège du Marin (Nord-Martinique) suite à l'entrechoquement de deux parties d'ouvrage. (Photo P. Balandier)



AFPA de Trinité (Nord-Martinique). Chute du couvre-joint et de petits gravats sous un joint de dilatation dans une salle de classe. Des stagiaires se trouvaient sous le joint. (Photo P. Balandier)

16. Les principes de l'isolation à la base

L'isolation à la base vise à faire du bâtiment une sorte d'« oscillateur simple » dont les périodes d'oscillation longitudinale et transversale sont beaucoup plus longues que celles du sol de façon à atténuer la réponse du bâtiment très en dessous des accélérations du site.

L'isolation parasismique est en général disposée entre les massifs de fondation et la superstructure. Elle permet de découpler l'infrastructure, qui se déplace avec le sol sans se déformer (déplacements horizontaux), de la superstructure. Dans ce cas ce sont les isolateurs, « infiniment » plus déformables que le bâtiment, qui se déforment et pas le bâtiment, ce qui prévient tout endommagement. Cette déformabilité a également pour effet d'allonger la période d'oscillation ce qui permet, par un calcul approprié de cette période, d'éviter tout phénomène d'amplification des secousses par le bâtiment, et même d'obtenir une forte atténuation. (Voir § 2.4 spectre de réponse, exemple « Y »)

Dans ce cas, la déformation se concentre sur les isolateurs qui sont conçus pour la supporter sans dommages. L'isolation est généralement associée à des dispositifs amortisseurs qui limitent l'amplitude des déplacements de la structure sur ses appuis.

La conception du système d'isolation - amortissement doit impérativement être confiée à un bureau d'études spécialisé qui assiste le BET structure dans sa mission. La détermination de la « réponse » visée pour la structure, la localisation, le nombre et le dimensionnement des appuis et des amortisseurs permettant d'éviter les phénomènes indésirables ne sont pas une application des règles « courantes ».

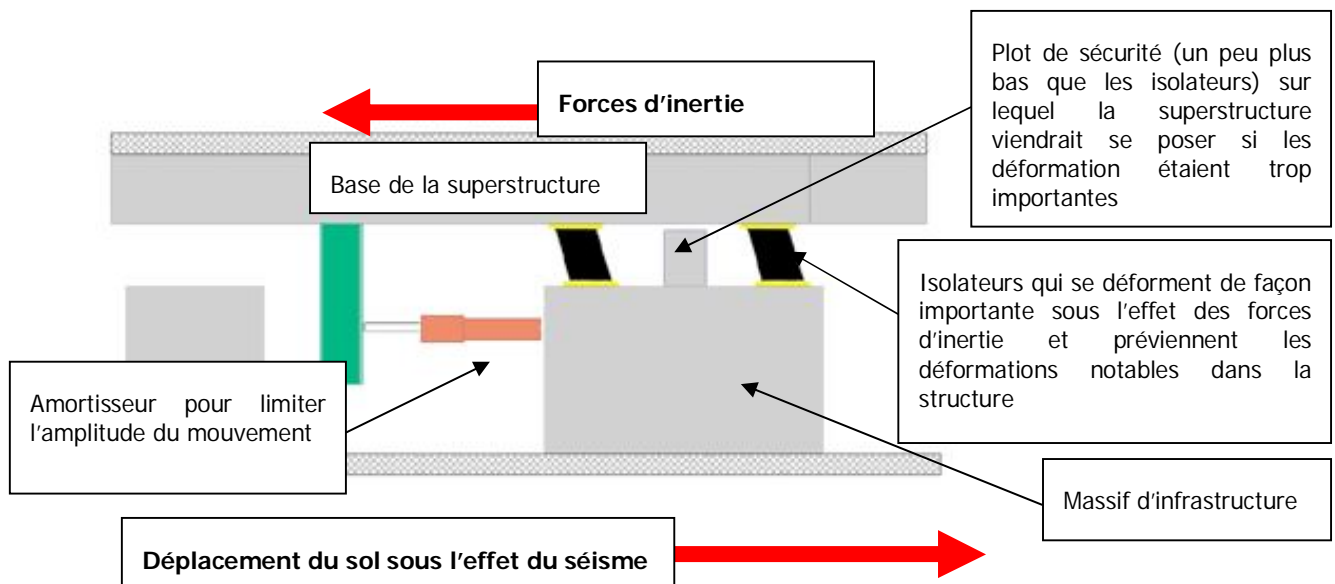


Schéma de déformation des isolateurs dont l'amplitude est limitée par l'amortisseur fixé entre le massif de soubassement et une poutre de fixation à la superstructure (Document Patrick Sorel)

Le niveau de protection est très supérieur au niveau exigé par les règles parasismiques. Les ouvrages restent normalement opérationnels, même après les séismes violents. Les appuis doivent rester intacts après un séisme et sont opérationnels vis-à-vis des nouvelles secousses (répliques du séisme principal par exemple).

Mais tous les **ouvrages traversant le plan des appuis** (escaliers, tuyauterie,...) ou reliant le bâtiment avec ses abords immédiats (réseaux, marches extérieures,...) doivent être conçus de manière à tolérer sans dommages les déplacements qui peuvent être importants.

La question du coût doit être arbitrée entre investissement immédiat et économies ultérieures.

Exemple de chantier sur isolation parasismique : Lycée de Ducos en Martinique



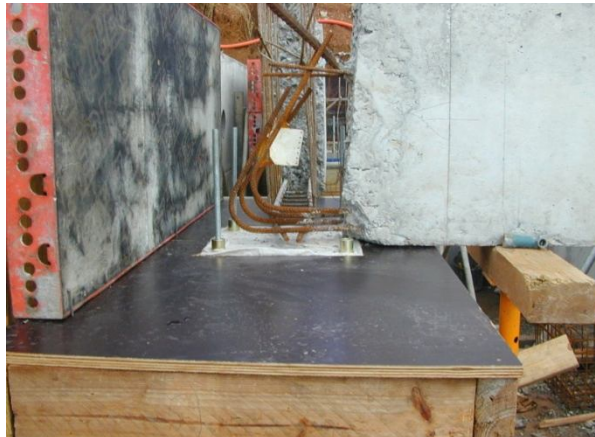
Fouille dans le sol préalablement décapé de sa couche superficielle, et mise en place des semelles de fondation et longrines.



Réalisation des armatures et coffrages des massifs supports d'isolateurs avec leurs butées.



Mise en place et alignement des isolateurs sur les massifs. La précision nécessite des visées. Un voile périphérique confine le volume technique dans lequel le système est mis en place. (A droite, document P. Balandier)



Mise en place des poutres préfabriquées. A gauche, protection des isolateurs par un géotextile pour qu'ils restent désolidarisés du béton du chapiteau (nœud entre les poutres) coulé en place. Les tiges d'ancrage, que l'on voit sur les clichés seront noyées dans le béton des chapiteaux. En cas de nécessité on pourra « déboulonner » les isolateurs sous les nœuds du réseau de poutres et les retirer après avoir soulevé les poutres sur vérins. A droite calage du coffrage inférieur du nœud de poutres (tolérance de l'ordre de 2 mm en hauteur entre deux appuis sur massifs différents).



A gauche, mise en place délicate à réaliser des armatures du nœud de poutres à couler en place. A droite après décoffrage. On voit l'isolateur et ses butées. N-B : Certains massifs ont deux isolateurs et une butée, et d'autres un isolateur et deux butées.



A gauche, vue de la poutraison du diaphragme inférieur de la superstructure sur le plan des isolateurs, et A droite, mise en place des pré-dalles. A partir de ce stade le chantier se poursuit « normalement ».

Attention répliques !

Les séismes majeurs sont suivis de répliques pendant des mois. Les premières semaines, elles peuvent être très fortes et provoquer l'effondrement des bâtiments très endommagés.



1



2



3



4

Séquence de photos prises pendant une réplique du séisme du Quindío (1999). La photo 1 a été prise avant la réplique. (Document x)



Plan Séisme Antilles

Programme de formation en construction parasismique
***Module pédagogique pour les responsables de
réalisation des bâtiments***

Brochure d'accompagnement du cours n° 3/9



2° Edition - 2010

Rédaction Patricia BALANDIER

Objectifs et contenu du cours n° 3

Le volume traite des règles de mise en œuvre du béton armé en zone sismique selon les prescriptions de l'EC n°8.

Le chapitre d'introduction synthétise les problèmes généraux liés au béton armé (malfaçons, comportement sous séisme, objectifs de comportement).

Puis les règles générales concernant toutes les constructions en béton armé en zone sismique sont détaillées : qualité des matériaux employés, règles d'enrobage, rôle des armatures, etc.

Les règles relatives aux ossatures (poteaux-poutres) et aux voiles courants de béton armé sont précisées dans les deux parties suivantes du cours.

S'agissant d'un cours pour les réalisateurs de bâtiments, tous les systèmes constructifs en béton armé ne sont pas décrits dans ce volume qui traite des systèmes poteau-poutres et des « grands voiles en béton faiblement armé » qui sont les systèmes constructifs les plus courants pour les bâtiments de dimensions modestes. L'Eurocode n°8 décrit plusieurs autres systèmes, on s'y référera pour plus ample information.

La mise en œuvre des planchers en béton armé est présentée dans le cours n°4.

La fin du volume rappelle des règles de bon sens.

La classe de ductilité retenue est la classe de ductilité moyenne (DCM)

Remerciements pour le cours n°3

L'auteur adresse ses remerciements, pour leur contribution active à divers titres, à :

- Milan Zacek (ENSA de Marseille)
- Gérald Hivin (Université Joseph Fourier, Grenoble)

Illustration de couverture : Effondrement d'un parking à Fort-de-France suite au séisme du 29 novembre 2007. Le bâtiment conçu à une époque où la construction parasismique n'était pas obligatoire, comportait un rez-de-chaussée de magasins avec murs, un premier étage de parking avec poteaux et un 2° étage de locaux professionnels avec murs. En outre, la mise en œuvre du béton armé ne respectait aucune règle de ductilité. – Cliché (P. Balandier).

17. Informations générales sur le béton armé utilisé pour le bâtiment

17.1. Rappel des caractéristiques propres au matériau

17.1.1. Généralités

La « roche artificielle » qu'est le béton voit sa résistance augmenter dans les semaines qui suivent sa mise en œuvre. Réglementairement on se réfère à une résistance en compression à 28 jours. Cette résistance est déterminée par la qualité des composants, leurs dosages et leur mise en œuvre dans des conditions appropriées.

Les armatures apportent au béton la résistance en traction et aux efforts composés (flexion, cisaillement) qu'il n'a pas. Outre la résistance des barres d'acier, les choix opérés pour leur mise en place vont conditionner la ductilité du béton armé sous les différents types d'efforts, et par conséquent celle de la structure.

Les armatures longitudinales contribuent à la résistance en traction et en flexion.

Les armatures transversales contribuent au confinement du béton et des armatures longitudinales, et participent ainsi à la résistance en compression et au cisaillement.

17.1.2. Défauts

Les défauts, d'un point de vue mécanique, viennent essentiellement du béton :

- Résistance en traction négligeable.
- Comportement fragile.
- Rapport résistance / masse volumique faible.

17.1.3. Qualités

En ce qui concerne le béton, les qualités du matériau sont essentiellement :

- Une bonne résistance en compression.
- Un grand éventail de qualités obtenues en jouant sur les composants et adjuvants.
- Une facilité de mise en œuvre pour des géométries variées.

Les armatures appropriées apportent au béton :

- La résistance en traction et aux efforts composés.
- La ductilité par l'emploi de nuances dont la limite d'élasticité est contrôlée.
- La ductilité par le choix de sections limitées et leur mise en œuvre.

Ainsi l'ensemble béton et armatures peut apporter des réponses satisfaisantes à un grand nombre d'actions si leur analyse est correctement réalisée et si la mise en œuvre est satisfaisante.

Ces qualités doivent être préservées dans le temps par des revêtements et leur entretien.

17.1.4. Problème des malfaçons

Les malfaçons sont volontaires ou non. Les effets n'en sont pas forcément immédiats.

Les principales malfaçons sont la mauvaise qualité du béton (dosages inappropriés et rajout d'eau pendant la prise), le mauvais positionnement des armatures dans le coffrage (défaut d'enrobage) et le manque d'adhérence du béton sur les armatures (défaut de vibration, présence de fourreaux et objets divers dans le coffrage, etc.).

Voici, pour mémoire, quelques illustrations d'un matériau qui n'est pas ou plus du « béton armé » (au sens réglementaire du terme) en raison de malfaçons qui malheureusement ne sont pas si rares.



Corrosion d'aciers dont l'enrobage ne respecte pas les règles pour le béton armé en zone côtière. Le béton a éclaté sous l'effet du foisonnement des armatures corrodées par l'atmosphère saline. Le colmatage des éclats ne rend pas leur résistance aux aciers corrodés. (Photo P. Balandier).



Béton non vibré. Le manque de matière n'a pas permis l'enrobage des aciers. Le colmatage au mortier a posteriori, s'il est bien réalisé, protégera les armatures de la corrosion, mais il n'assurera pas la continuité mécanique avec le béton qui a tiré sur les armatures. (Photo P. Balandier)



Bétonnage en plusieurs phases d'une poutre. Une reprise de bétonnage constitue une zone de faiblesse en raison de la non continuité physique des bétons.. La jonction du béton coulé après coup sur le béton déjà « tiré » est un point faible, malgré la continuité des aciers. (Photo P. Balandier).



Défaut d'horizontalité des armatures. Les armatures longitudinales doivent être en mesure de travailler correctement en traction dès les premières déformations, pour limiter la fissuration du béton, ce qui n'est pas le cas des armatures cintrées. (Photo P. Balandier).



Défaut de verticalité des armatures. Le mauvais calage des armatures du chaînage vertical du niveau inférieur dans le coffrage a impliqué leur cintrage pour réalisation du recouvrement au niveau supérieur. Ces armatures ne seront pas en mesure de travailler correctement en traction lors d'une déformation de la structure. (Photo P. Balandier).



Présence de corps étrangers dans le coffrage. Ici un morceau de bois... Mais trop fréquemment de fourreaux électriques ! L'adhérence du béton sur les armatures ne peut être obtenue et ces matériaux de faible résistance constituent une zone de faiblesse par manque de matière. (Photo P. Balandier).

17.2. Observations post-sismiques

Les constructions en béton armé, et plus particulièrement les ossatures (poteaux-poutres), ont payé un lourd tribut lors des destructions dues aux séismes majeurs du XX^e siècle. Les audaces de géométrie (et de descentes de charges) permises par les qualités du matériau sous charges statiques et le manque de recul sur le comportement et la dégradation de ce matériau exposé aux charges horizontales cycliques des séismes ont été les facteurs cumulés d'un véritable drame humain et économique.

La problématique a été aggravée par le non-respect des règles élémentaires d'exécution et les tricheries sur les matériaux, dont les effets visibles sont généralement différés. Ainsi le manque de résistance mécanique est venu en aggravation du manque de ductilité originel de ces structures lourdes ayant un mode de ruine menant très souvent à l'effondrement total.

Les quelques exemples présentés ici à titre d'introduction seront complétés dans les chapitres traitant des différents problèmes à considérer.



Effondrement total d'une structure à ossature de béton armé manquant de ductilité. (Document X). Au delà des déformations admissibles, vraisemblablement faibles, le mode de ruine a été « fragile » (Séisme de Kalamata).



Désagrégation complète de bétons de mauvaise qualité (Document X). La tricherie sur les matériaux en région sismique peut être assimilée à un crime... (Séisme de Bhuj, Inde, 2001)



Rupture fragile des éléments d'une ossature en béton armé. (Document X). Dans ce cas le béton était résistant. Ses armatures n'étaient pas appropriées aux sollicitations sismiques. En outre les poutres étaient trop largement dimensionnées par rapport aux poteaux. (Séisme de Spitak, Arménie, 1988)



Fissuration en biais sur un petit voile de cage d'escalier. Les bâtiments contreventés par des voiles de béton armé sont beaucoup moins exposés à l'effondrement, même lorsqu'ils sont très endommagés (Document V. Davidovici). (Séisme de Boumerdès, Algérie, 2003)



Séisme des Saintes, Trois-Rivières. Un pan de façade s'est renversé faute d'ancrages avec le reste de la structure. (Photo P. Balandier)



Séisme du Nord-Martinique. L'entrechoquement de part et d'autre d'un joint de dilatation a purgé les éclats de béton déjà partiellement décollés sur les armatures corrodées. (Photo P. Balandier)

17.3. Qualités et défauts du béton armé face à l'action sismique

17.3.1. Défauts à minimiser

Les cycles de déformations, avant et surtout après fissuration, entraînent une réduction de la rigidité et de la résistance des éléments en béton armé, notamment du fait de la dégradation irréversible de l'adhérence acier – béton. Cet affaiblissement est particulièrement sensible en ce qui concerne la résistance aux efforts tranchants, les ruptures correspondantes pouvant être de type fragile.

La mise en œuvre « traditionnelle » des armatures, qui privilégie les barres longitudinales de forte section, favorise une rupture fragile qui survient brutalement après le dépassement du seuil de contrainte admissible. Ce qui est inacceptable en zone sismique.



Rupture fragile d'un pied de poteau. Le non effondrement est dû à la présence d'autres éléments porteurs non endommagés. (Séisme de Loma Prieta, Californie, 1989) (document x)

17.3.2. Qualités à optimiser

Les qualités respectives du béton et des armatures étant leur résistance à la compression et à la traction, les structures en béton armé doivent être conçues pour que ce type d'efforts, ainsi que leur composée, la flexion, soient dominants.

Néanmoins, un comportement acceptable à l'effort tranchant ou à un excès d'effort en compression peut être obtenu par la mise en place d'armatures longitudinales plus rapprochées et de moindre section, confinées par des armatures transversales plus nombreuses qui ont pour but de confiner le béton et les barres longitudinales. Le comportement peut alors être ductile.



Rotule plastique en pied de poteau. Les dommages sont visuellement et économiquement importants, mais la sécurité est assurée. Les armatures transversales rapprochées ont joué leur rôle de confinement du béton et des armatures longitudinales, contrairement à l'illustration précédente. (Document X)

17.4. Objectifs d'utilisation du béton armé en zone sismique

Le comportement ductile des éléments en béton armé de la structure principale doit être recherché pour les raisons exposées aux cours n° 1 et 2.

a) Il s'agit d'abord, afin de retarder la perte de résistance lors de l'endommagement et d'augmenter l'amortissement, de **garantir une bonne adhérence béton – armatures**. Elle implique le respect des principes suivants:

- Le béton, dont la résistance doit être contrôlée (agréats lavés, respect des dosages et des qualités de matériaux), doit être visqueux au moment de sa mise en œuvre, et non liquide... et encore moins « rallongé » d'eau.
- Le béton doit impérativement être vibré afin qu'il se mette en place correctement dans le coffrage et autour des armatures.
- Il ne faut utiliser que des barres longitudinales à haute adhérence.
- Il faut respecter les règles d'enrobage de l'EC2 (ou du BAEL) en utilisant des écarteurs normalisés dans les coffrages
- Du béton, des armatures... et rien d'autre dans le coffrage (ni fourreaux, ni déchets divers!)

b) En complément, le réseau des armatures longitudinales et transversales doit permettre le **confinement du béton**, en particulier sur les zones les plus sollicitées au cisaillement ou à une compression excessive.

- Pour une section totale équivalente, il est souhaitable de mettre plus de barres longitudinales de moindre diamètre.
- Il faut rapprocher les armatures transversales en général et en particulier sur les zones dites « critiques ».

c) Et enfin il est nécessaire, par des **dimensions de coffrage minimum** que les éléments constructifs susceptibles de s'endommager sous l'effet de l'action sismique aient un volume de béton minimum, afin qu'après la destruction des enrobages il reste suffisamment de matière à l'intérieur du réseau d'armatures pour assurer la résistance requise pour la stabilité de l'ouvrage.

Ces stratégies visant une ductilité d'ensemble satisfaisante de l'ouvrage sont réglementées et la satisfaction de leurs objectifs permet de minorer l'action sismique de calcul par le coefficient de comportement q .



Poteau d'angle à Terre-de-Bas (Séisme des Saintes). Les dimensions de coffrage, la nature du béton, les armatures en acier rond et le type de cadres font partie des dispositions constructives défaillantes sur cette tête de poteau en béton armé. (Photo P. Balandier)

18. Spécifications réglementaires pour le béton et les armatures

18.1. Rappel des objectifs de comportement

Les règles proposent des critères qui garantissent un niveau de ductilité autorisant un coefficient q forfaitaire.

- Le béton doit avoir une résistance minimum, mais également une résistance maximum afin de favoriser une fissuration pas trop tardive et limiter l'augmentation des contraintes pendant les secousses.
- Les armatures doivent également pouvoir plastifier assez rapidement sans rompre, et avoir une capacité d'allongement plastique importante. En outre, le choix d'aciers HA permet d'améliorer l'adhérence initiale du béton sur les armatures, ce qui favorise l'amortissement lorsque sa dégradation commence.

18.2. Spécifications de l'EC8 (et de l'EC2)

Pour le béton : *En zone sismique, le béton d'une classe inférieure à C 16/20 ne doit pas être utilisé dans les éléments sismiques primaires. Mais les conditions environnementales sont plus sévères.*

La norme NF EN 206-1 préconise le respect d'exigences minimales compte tenu des conditions environnementales ; ce qui se traduit aux Antilles par les spécifications suivantes :

- La classe d'exposition préconisée est la classe **XC2 (F)** pour les ouvrages non exposés aux embruns marins et distants du bord de mer de plus de 1 km
- La classe **XS1(F)** est celle des ouvrages exposés aux embruns marins (structures situées à moins de 1 km de la côte) conformément à la norme NF EN 206-1
- La classe de consistance préconisée est la classe **S3**

La classe de résistance à la compression minimale du béton qui découle de ces classes d'expositions environnementales est :

- **C25/30 pour la classe d'exposition XC2**
- **C30/37 pour la classe d'exposition XS1**
- **BCP DTU 21 pour un béton de chantier**

L'addition d'eau, d'adjuvant ou d'ajout à la livraison rend le béton non conforme à la NF EN 206-1 sauf lorsqu'elle est effectuée sous la responsabilité du producteur.

Pour les armatures : *A l'exception des cadres, des étriers et des épingles, seules des barres nervurées doivent être utilisées comme armatures de béton armé dans les zones critiques des éléments sismiques primaires. Dans les zones critiques des éléments sismiques primaires, l'acier de béton armé de classe B ou C dans l'EN 1992-1-1:2004, Tableau C.1, doit être utilisé.*

On retiendra donc une limite caractéristique d'élasticité comprise entre 400 et 600 Mpa et une valeur de déformation relative sous charge maximale supérieure ou égale à 5% (classe B) ou 7,5% (classe C).

Concrètement, pour les bâtiments courants en classe de ductilité moyenne, les armatures doivent être de classe B

19. Stratégies pour la ductilité des structures en béton armé

19.1. Rappel des objectifs de comportement ductile

La structure doit, même après fissuration, assurer la stabilité d'ensemble.

La bonne conception et la bonne mise en œuvre visent à prévoir et optimiser la localisation des fissures et rotules plastiques pouvant se former sous l'action d'un séisme majeur. En ce qui concerne le béton armé, la démarche de conception considère les étapes suivantes :

- Identification des éléments structuraux *primaires* et *secondaires* sous l'action sismique
- Identification des pièces cisailées ou fléchies, vérification du travail dynamique global de la structure
- Localisation des zones critiques, potentiellement dissipatives
- Spécifications de forme des éléments de la structure (dimensionnement en capacité).
- Confinement des zones critiques par des armatures appropriées
- Spécifications pour les matériaux béton et acier (résistances minimum et maximum)

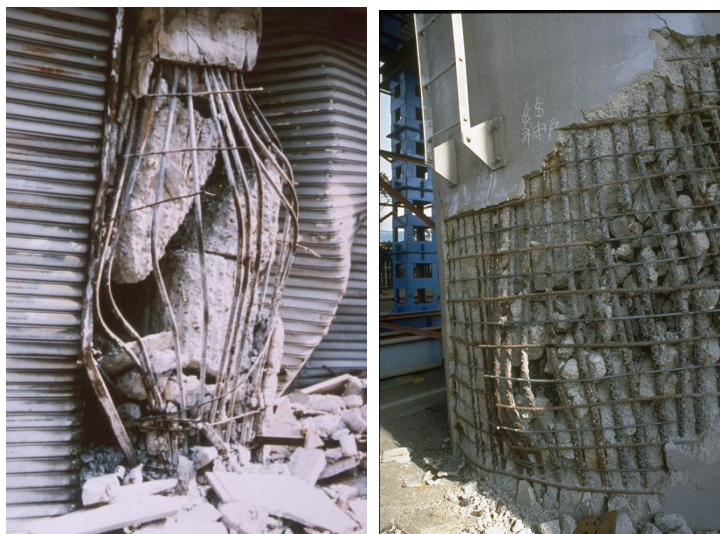
19.2. Exigences pour les zones critiques des structures ductiles

Les zones critiques des **ossatures en béton armé** doivent être « confinées », c'est-à-dire que leurs armatures transversales doivent s'opposer à la dislocation du béton armé avec flambement des barres longitudinales, à défaut de pouvoir s'opposer à sa perte d'adhérence et de cohésion passé un certain niveau de déformations. Des « rotules plastiques » doivent pouvoir se former et leur localisation doit être maîtrisée.

Les **murs en béton armé** sont confinés dans leurs plans par le réseau des chaînages horizontaux et verticaux.

Le confinement a une incidence positive sur la courbe contrainte – déformation du béton armé. Un volume de béton est confiné lorsque les armatures transversales sont disposées de façon à s'opposer au gonflement du matériau sous l'effet des contraintes de compression ainsi qu'au flambement des armatures longitudinales.

Les règles décrivent une manière forfaitaire d'assurer le confinement.



A gauche : Rupture fragile d'un poteau par insuffisance de confinement (Document NISEE – USA). (Séisme d'Impérial Valley, Californie, 1979) – A droite : Exemple de confinement d'une pile de viaduc. (Document EQIIS – USA). Même endommagée, la pile reste porteuse. (Séisme de Kobé, Japon, 1995)

20. Exigences réglementaires des Eurocodes et de l'EC8 pour le béton armé

20.1. Rappel du cadre et des objectifs réglementaires

20.1.1. Généralités

Les règles de conception ductile des bâtiments définies par les réglementations parasismiques sont complémentaires des règles générales s'appliquant aux ouvrages en béton armé, soit **EC2 + EC8-1 (§ 5) + normes matériaux**

(Pour mémoire : BAEL + PS-92 (§ 11) + normes matériaux)

Lors de la conception d'une structure en béton armé il faut distinguer les éléments structuraux participant au contreventement, qui vont s'opposer aux déformations du bâtiment sous l'effet des charges sismiques, de ceux qui n'interviennent (quasiment) pas. L'éventuel endommagement doit permettre une dissipation d'énergie satisfaisante sans perte de stabilité, ce qui passe par une bonne conception des éléments, de leurs assemblages et de la construction dans son ensemble.



Eléments constructifs ductiles, mais conception d'ensemble défectueuse (Document X). La présence de poteaux bridés par la rampe d'accès aux étages de ce parking a généré leur rupture fragile et l'effondrement. Pourtant, on peut observer que la mise en œuvre du béton armé était correcte : formation de rotules plastiques sur les poutres et plasticité (spectaculaire) du béton armé des poteaux (Séisme de Northridge, Californie, 1994).

20.1.2. Les éléments sismiques primaires

Ce sont les éléments de la structure qui assurent sa résistance à l'action des séismes.
Définitions :

EC8 : Définition des éléments sismiques primaires (§1.5.2) : *Eléments considérés comme faisant partie du système structural résistant aux actions sismiques, modélisés dans l'analyse pour la situation sismique de calcul et entièrement conçus et étudiés en détail pour assurer la résistance aux séismes conformément aux règles de l'EN 1998.*

Ce sont grosso-modo :

- les diaphragmes (planchers, toitures) réalisés pour contribuer, dans le plan horizontal, à la répartition des charges dynamiques sur les palées de stabilité.
- les éléments porteurs (éventuellement complétés d'éléments spécifiques pour le contreventement) dont les caractéristiques géométriques et mécaniques font qu'ils constituent des palées de stabilité (cas idéal). Mais attention aux raideurs ponctuelles ou mal réparties lors de la conception du bâtiment qui ne contribuent pas à la résistance.



Séisme du Nord-Martinique. Collège du Marin. Le poteau endommagé fait partie de la structure primaire. Sur cette façade en coursive, tous les poteaux sont bridés par les linteaux des portes. Certains, qui soutiennent des poutres en consoles sont plus largement dimensionnés, donc plus raides. Ces derniers ont tous été endommagés, d'une part dans leur plan longitudinal (fissures en croix) et d'autre part par la rotation dans le plan vertical de la console. (Photo P. Balandier)

20.1.3. Les éléments sismiques secondaires

Les éléments secondaires sont les éléments de la structure porteuse qui n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques. On attend néanmoins qu'ils assurent la transmission des charges gravitaires pendant et après le séisme. Leurs liaisons mécaniques aux éléments principaux de la structure doivent être efficaces.

L'EC8 demande que l'ingénierie les conçoive et les étudie en détail pour leur permettre de porter les charges gravitaires lorsqu'ils sont soumis aux déplacements causés par la situation sismique de calcul.

EC8 : Définition des éléments sismiques secondaires (§ 1.5.2)

Éléments qui ne sont pas considérés comme faisant partie du système résistant aux actions sismiques et dont la résistance et la rigidité vis-à-vis des actions sismiques sont négligées ; leur conformité à toutes les règles de l'EN 1998 n'est pas exigée, mais ils sont conçus et étudiés en détail pour leur permettre de porter les charges gravitaires lorsqu'ils sont soumis aux déplacements causés par la situation sismique de calcul.

NOTE 2 Il n'est pas nécessaire qu'ils respectent toutes les dispositions de l'EN 1998, mais ils sont dimensionnés et munis de dispositions constructives pour permettre le maintien de leur fonction de supportage lorsqu'ils sont soumis aux déplacements imposés lors de la situation sismique de calcul.

Exemple : Un bâtiment en béton armé comprend des voiles et des poteaux porteurs. Si le dimensionnement et l'implantation des voiles assurent le contreventement sous l'action sismique réglementaire, les poteaux sont des éléments secondaires au regard de cette action. La présence de poteaux courts ne pose dans ce cas là pas de problème, puisqu'ils ne reprennent pas a priori les charges sismiques horizontales. Ces poteaux « secondaires » ne sont pas assujettis aux règles de ductilité.

20.1.4. Les zones critiques

Les zones critiques sont des zones de la structure primaire où les efforts sont les plus élevés et dont on attend qu'elles puissent s'endommager sans perte significative de résistance.

Les zones critiques sont définies et localisées par les règles pour chaque type de structure. On les trouve principalement à la base des murs et près des nœuds des ossatures.

Définition EC8 (§ 5.1.2. résumé) : Région d'un élément sismique primaire où apparaissent les combinaisons les plus défavorables des effets des actions et où des rotules plastiques peuvent se produire. Dans les bâtiments en béton, les zones critiques sont les zones dissipatives.

En raison du comportement potentiellement fragile du béton armé, il est essentiel de reconnaître les « zones critiques », dont le système d'armatures doit être conçu pour assurer le confinement du béton. Les réglementations nous proposent des critères qui sont efficaces pour les bâtiments réguliers.



A Gauche : Zones critiques en pied de poteaux (Document EERI – USA). Les concentrations de contraintes extrêmement élevées en pied de poteau et l'absence de dispositions constructives inappropriées ont provoqué leur rupture fragile. (Séisme d'Imperial Valley, Californie, 1979) – A droite : Les nœuds d'ossature sont des zones critiques. (Document X) Eclatement d'une zone critique non confinée par des armatures transversales.



Séisme d'Erzincan (Turquie 1992). Le mode de ruine de ce bâtiment montre une mise en œuvre inappropriée des zones critiques ayant entraîné leur rupture fragile. (Photo X)

20.2. Exigences pour la Classe de Ductilité Moyenne

L'EC8 propose de choisir une classe de ductilité faible (DCL), moyenne (DCM) ou élevée (DCH), dont les coefficients de comportement varient entre 1,5 et une valeur en DCM, majorée en DCL, pour chaque type de structure répondant aux exigences spécifiées.

Ductilité limitée (Classe de ductilité L)

L'EC8 admet *une capacité de dissipation limitée et une ductilité limitée en appliquant uniquement les règles de l'EN 1992 (EC2 : Structures en béton)* pour la situation sismique de calcul et sans tenir compte de dispositions particulières données. Dans ce cas $q = 1,5$.

Sauf implantation sur appuis parasismiques, une classe de ductilité L (limitée), ne doit être utilisée que dans les régions à faible sismicité.

Concept de ductilité globale

Pour justifier d'une ductilité non « limitée », et ainsi d'un coefficient $q > 1,5$, un comportement ductile global est requis. Son obtention peut être garantie par l'application de détails d'exécution précisés au chapitre 5 (structures en béton) de l'EC8-1. La demande en ductilité doit impliquer *globalement un grand volume de la structure* et se répartir *sur un grand nombre d'éléments et à différents endroits à tous ses étages*. Ceci implique, pour le béton armé, que *les modes de rupture ductile (par exemple, en flexion) précèdent les modes de rupture fragile (par exemple, rupture d'effort tranchant) avec une fiabilité suffisante*.

Classes de Ductilité Moyenne (DCM) et Haute (DCH)

Les bâtiments globalement ductiles sont classés en deux classes de ductilité, à savoir DCM (ductilité moyenne) et DCH (haute ductilité), en fonction de leur capacité de dissipation d'énergie lors de l'endommagement cyclique. Les deux classes impliquent une *conception*, un *dimensionnement* et des *détails* d'exécution réglementaires qui permettent à la structure de développer des mécanismes d'endommagement *stables* associés à une *importante dissipation d'énergie hystérétique*.

Différentes valeurs du coefficient de comportement q sont autorisées pour chaque classe.

On ne peut pas compter dans les systèmes de murs de grandes dimensions en béton peu armé sur la dissipation d'énergie dans les rotules plastiques, il convient donc de les concevoir comme des structures DCM.

Les objectifs de ductilité de chacune de ces classes conditionnent les exigences de conception des structures.

Attention : Dans le présent document, les dispositions constructives de l'EC8 pour les structures de béton armé, lorsqu'il n'y a pas de précision contraire, sont celles de la classe de ductilité moyenne (DCM).

Cette simplification a été adoptée en raison de la difficulté de se procurer, dans des conditions économiquement raisonnables, les armatures nécessaires à la classe de haute ductilité (DCH) en Martinique. Les niveaux de ductilité de la DCM de l'EC8 et des PS-92 sont voisins.

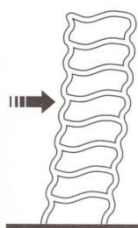
21. Exigences de l'EC8 pour la mise en œuvre des ossatures en béton armé

21.1. Définition réglementaire des structures primaires en béton armé de type ossature

21.1.1. Définition et comportement global sous séisme

Est considérée comme un « système à ossature » une structure dont la résistance aux séismes est principalement assurée par des poteaux et des poutres. Les caractéristiques des portiques (poteaux, poutres et leurs encastremets) sont décrites par l'EC8.

Les déplacements relatifs des différents planchers génèrent une déformation caractéristique des poteaux et poutres de chaque étage : flexion globale avec effort tranchant potentiellement élevé à proximité des encastremets.

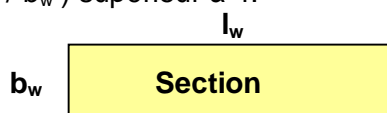


Déformée caractéristique des ossatures. (Illustration : Milan Zacek)

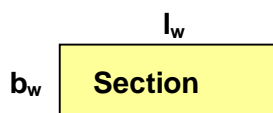
La flexibilité latérale des poteaux en béton armé peut amener des déformations importantes des ossatures élancées sous séisme. Dans ce cas, on est amené à les raidir, en général par une conception en systèmes mixtes portiques et voiles respectant les règles des 2 systèmes.

21.1.2. Mur ou poteau ?

L'EC8 (§ 5.1.2) définit le mur comme étant un élément de structure supportant d'autres éléments et ayant une section transversale allongée, avec un rapport longueur / épaisseur (EC8 : l_w / b_w) supérieur à 4.



Exemple de section de mur



Exemple de section de poteau

Si $l_w \geq 4 b_w$, l'élément est un mur (effort tranchant dans son plan dominant) et doit être armé comme tel (voir § 6)

Si $l_w < 4 b_w$, l'élément doit être considéré comme un poteau (flexion dominante) et armé comme tel (voir 5.5 à 5.8).

21.1.3. Notion de pièce pouvant fléchir

Pour définir le type d'armatures efficace et réglementaire d'un poteau (ou d'une poutre), l'ingénieur détermine s'il pourra fléchir sous la combinaison d'actions pendant le séisme :

- le niveau de compression dans les poteaux (effort normal réduit) doit rester modéré ;
- la géométrie ne doit pas en faire un élément trop raide ou une pièce courte. A cet égard il est retenu que la longueur libre des poteaux doit être supérieure à 3 fois leur grand côté pour l'EC8 (§ 5.4.3.2.2).

Si le poteau peut fléchir son confinement sera renforcé aux extrémités (zone critique), s'il ne le peut pas, il sera renforcé sur toute sa longueur (zone critique sur toute la longueur).



A gauche : **Poteau raide, inapte à fléchir.** (Document P. Balandier) Déformation globale en losange (rupture en diagonale). Cet élément a une section à la limite du voile, en outre son faible élancement en fait une pièce courte. (Séisme de Ceyhan – Misis, Turquie, 1998)

Au centre : **Poteaux flexibles.** Ecole (séisme d'El Asnam, 1980) La course du bâtiment a été stoppée par le bâtiment voisin, ce qui permet de constater la déformation des poteaux. Ceux-ci présentaient des dispositions constructives inappropriées. Le cliché permet de visualiser le type de déformation globale en flexion et le cisaillement des extrémités. (Cliché W-G Godden – NISEE.)

A droite : **Poteaux flexibles.** Comme dans l'exemple précédent on observe la déformation caractéristique des poteaux flexibles encastrés aux extrémités. Dans les deux cas, d'autres éléments résistants ont prévenu l'effondrement de la construction et permis la photo. (Séisme de Boumerdès, Algérie, 2003). (Document AFPS)



Poteaux bridés ne pouvant fléchir. Séisme du Nord-Martinique. AFPA de Trinité. Les dommages sur les poteaux sont dus à des contraintes opposées de poutre et de cloison (à gauche) ou à celle d'un palier d'escalier empêchant le poteau de fléchir (à droite). (Photos P. Balandier)

21.2. Les règles de coffrage

21.2.1. Dimensions des coffrages

La résistance mécanique, tant dans le domaine élastique que dans le domaine post-élastique dépend de la quantité de matière. Il est important qu'il reste assez de matière à l'intérieur des armatures si les enrobages sautent, d'où l'obligation de sections minimales pour les petites structures pour lesquelles le calcul pourrait être moins exigeant.

La section des poteaux conditionne également la valeur de l'effort normal réduit et leur aptitude à fléchir.

La section des poutres ne doit pas les rendre trop raides (rapport retombée/base) ou trop raides vis-à-vis des poteaux.

Exigences minimum de l'EC8 pour les poutres et poteaux, même si le calcul aboutit à des valeurs inférieures pour les petits bâtiments :

Poutres

- Largeur minimum : 20 cm, retombée conforme à l'EC2.
- Largeur maximum inférieure à celle du poteau et à sa propre retombée

Poteaux

- Côtés : 25 cm minimum et condition supplémentaire à calculer par l'ingénieur si la structure est trop déformable.

21.2.2. Positions relatives des poteaux et poutres

Les nœuds d'ossature désaxés génèrent des moments dans les éléments qui nuisent à leur travail en flexion sous l'action des charges sismiques. Les règles limitent l'excentricité des éléments principaux de la structure à $1/4$ de la section du poteau (EC8). En outre, l'EC8 conditionne les descentes de charges indirectes à l'interdiction d'excentrement.

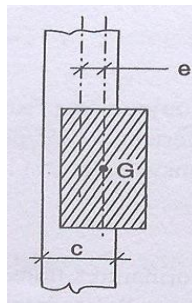


Illustration de l'excentrement poutre – poteau (Illustration PS-92)

EC8

L'excentricité de l'axe de la poutre par rapport à l'axe du poteau auquel elle est connectée doit être limitée pour permettre une transmission efficace des moments cycliques depuis une poutre sismique primaire vers le poteau. Pour permettre de respecter cette prescription de l'alinéa, il convient de limiter la distance entre les axes des centres de gravité des deux éléments à moins de $b_c/4$, b_c étant la plus grande dimension de section transversale du poteau perpendiculaire à l'axe longitudinal de la poutre.

Pour une poutre sismique primaire supportant des poteaux interrompus sous la poutre, les règles suivantes s'appliquent :

- a) il ne doit pas y avoir d'excentricité de l'axe du poteau par rapport à l'axe de la poutre ;
- b) la poutre doit être supportée par au moins deux appuis directs, tels que des murs ou des poteaux.

21.3. Les règles relatives aux armatures longitudinales

Le réseau que les armatures longitudinales constituent dans les poutres et les poteaux doit pouvoir résister sans rompre aux sollicitations en traction qui peuvent survenir lors des différentes déformations possibles de la structure et ne pas altérer la résistance du béton lors des sollicitations en compression (pas de crochets).

Les règles parasismiques majorent le recouvrement des barres préconisé par les règles de béton armé. Le recours aux soudures (à éviter) est conditionné.



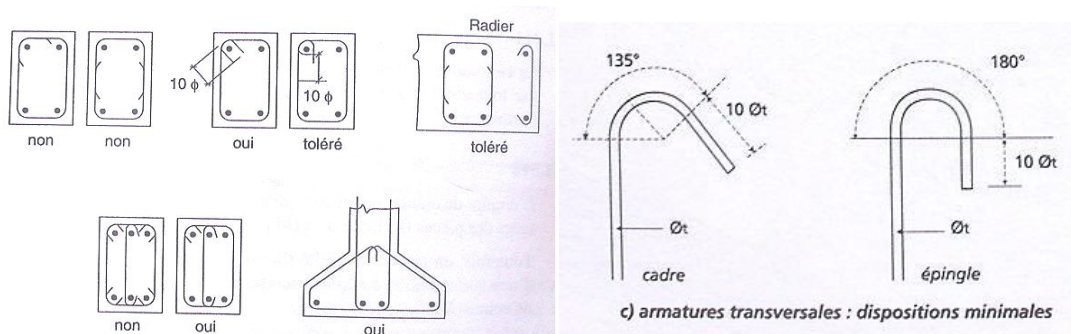
Manque de résistance en traction de l'assemblage entre un poteau et l'infrastructure (Documents X). Le moment de renversement très élevé de cet immeuble de 15 étages et d'autres erreurs de conception sont à l'origine de l'arrachement. Les dommages illustrent en outre l'insuffisance de recouvrement entre les armatures longitudinales et le manque d'armatures transversales pour confiner le béton (Séisme de Chi-chi, Taiwan, 2001)

21.4. Les règles relatives aux armatures transversales

Les dispositions retenues pour les armatures transversales déterminent de niveau de ductilité plus ou moins élevé de l'ossature.

- Les armatures transversales doivent être constituées par des cadres, étriers ou épingles. Leur disposition doit être telle que chaque barre longitudinale est retenue.
- Chaque cadre et chaque épingle doit être refermé à l'intérieur du volume de béton de manière à pouvoir résister à l'ouverture lors des déformations du béton en compression et au cisaillement. Les retours constituent des ancrages qui ont un angle à 135° aux angles (cadres) et 180° aux extrémités (épingles).
- Le rapprochement des cadres permet de contenir les barres longitudinales et d'éviter leur flambement.
- Les armatures transversales des poteaux sont présentes dans le nœud d'ossature
- Les premières armatures transversales d'une poutre doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Ainsi l'ensemble des armatures longitudinales et transversales constitue un « maillage » qui contient le béton lors de sa désagrégation, afin de conserver un niveau de portance qui prévient l'effondrement.



Les frettes doivent être ancrées dans le volume de béton de manière à ne pas être libérées lorsque le béton d'enrobage est détruit. (Figures extraites de « Construire parasismique, Ed. Parenthèses, Milan Zacek)



Ouverture des frettes d'un poteau court (Document X pour ITZAK). La quantité d'armatures était satisfaisante, mais les frettes n'étaient vraisemblablement pas correctement ancrées dans le béton et se sont ouvertes, permettant le flambement des barres longitudinales et l'éclatement du béton. (Séisme d'Athènes, Grèce, 1999)

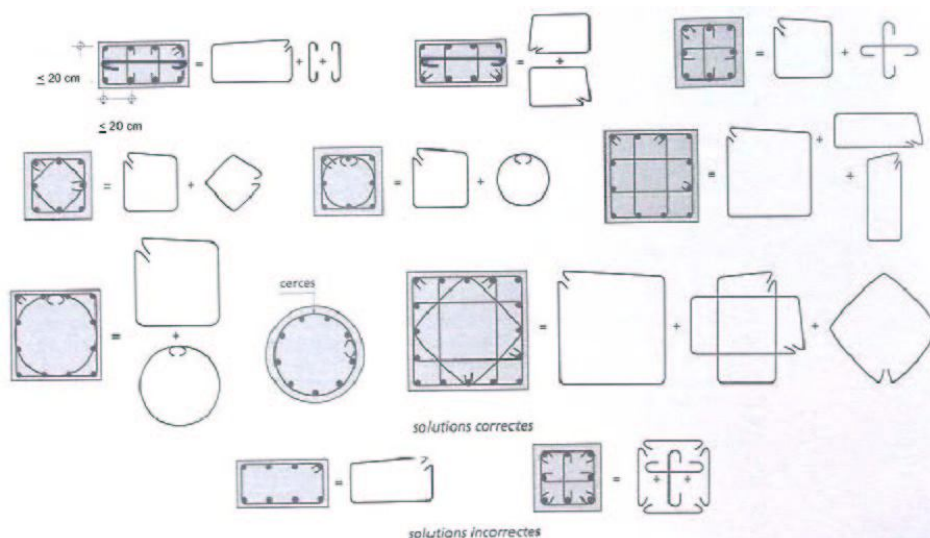


Hôpital de San Fernando, séisme de février 1971. La problème du rez-de-chaussée "transparent" a été aggravé par des armatures n'assurant pas le confinement des poteaux (Cliché W-G Godden – NISEE).

21.5. Prescriptions relatives aux armatures des poteaux

Les exigences de l'EC8 pour la ductilité des poteaux sont plus élevées que celles des PS-92, notamment en ce qui concerne les armatures longitudinales. Les barres longitudinales répondent aux exigences de calcul (EC2 + EC8) et aux exigences minimales suivantes :

- un % d'armatures limité à 4% pour l'EC8 contre 5% pour les PS-92 (ce qui peut impliquer un volume de béton plus important).
- 3 armatures minimum sur chaque côté du poteau, espacées de 20 cm maximum pour l'EC8.
- Exigence de symétrie des armatures



Exemples de confinement des barres des poteaux par les cadres et les épingles. (D'après « Construire parasismique, Ed. Parenthèses, Milan Zacek)

21.6. Prescriptions relatives aux armatures des poutres

L'EC8 précise plus d'exigences pour la ductilité des poutres que les PS-92 et propose des solutions pour les assemblages en rive. Le rapport d'armatures entre la zone tendue et la zone comprimée de la poutre doit être contrôlé. On retiendra principalement :

- La partie de l'armature longitudinale des poutres, ancrée par crosse dans les nœuds doit toujours être placée à l'intérieur des armatures de confinement correspondantes du poteau.
- Si cette prescription ne peut pas être satisfaite dans des nœuds poteau-poutre de rive parce que la longueur h_c du poteau parallèlement aux armatures est trop faible, les dispositions supplémentaires suivantes peuvent être prises afin d'assurer l'ancrage des armatures longitudinales des poutres :

- La poutre ou la dalle peut être prolongée sous forme d'ergots extérieurs (voir Figure 5.13a).
- Des armatures aboutées ou des plaques d'ancrage soudées aux extrémités des armatures peuvent être utilisées (voir Figure 5.13b).
- Des coudes d'une longueur minimale de $10d_{bL}$ et des armatures transversales regroupées à l'intérieur du coude au contact des armatures peuvent être mis en place (voir Figure 5.13c).

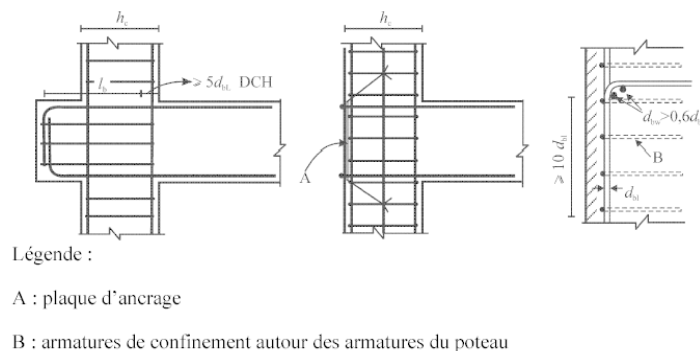
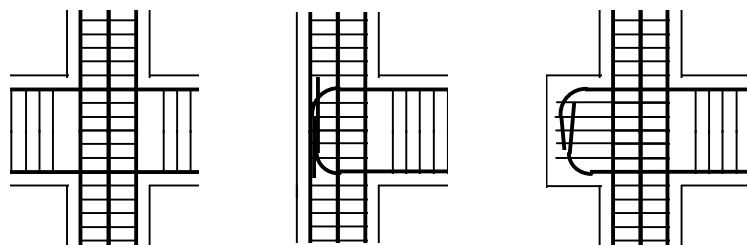
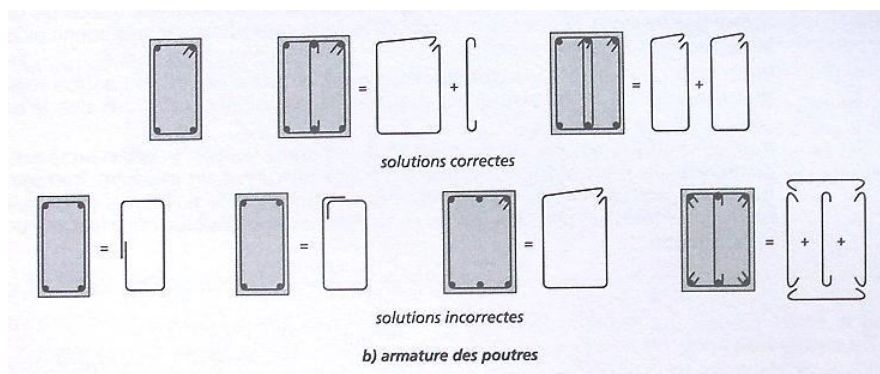


Figure 5.13 — Dispositions complémentaires pour l'ancrage dans les nœuds poteau-poutre de rive



Assemblages courants

- Les barres longitudinales ne peuvent être interrompues dans le nœud ou la zone critique
- L'EC8 prescrit également d'autres exigences dont les conséquences apparaissent dans les plans fournis par le BET qui doivent être respectés.



Confinement des barres par les frettes. (Figure extraite de « Construire parasismique, Ed. Parenthèses, Milan Zacek »)

21.7. Prescriptions relatives aux dimensions et armatures des zones critiques

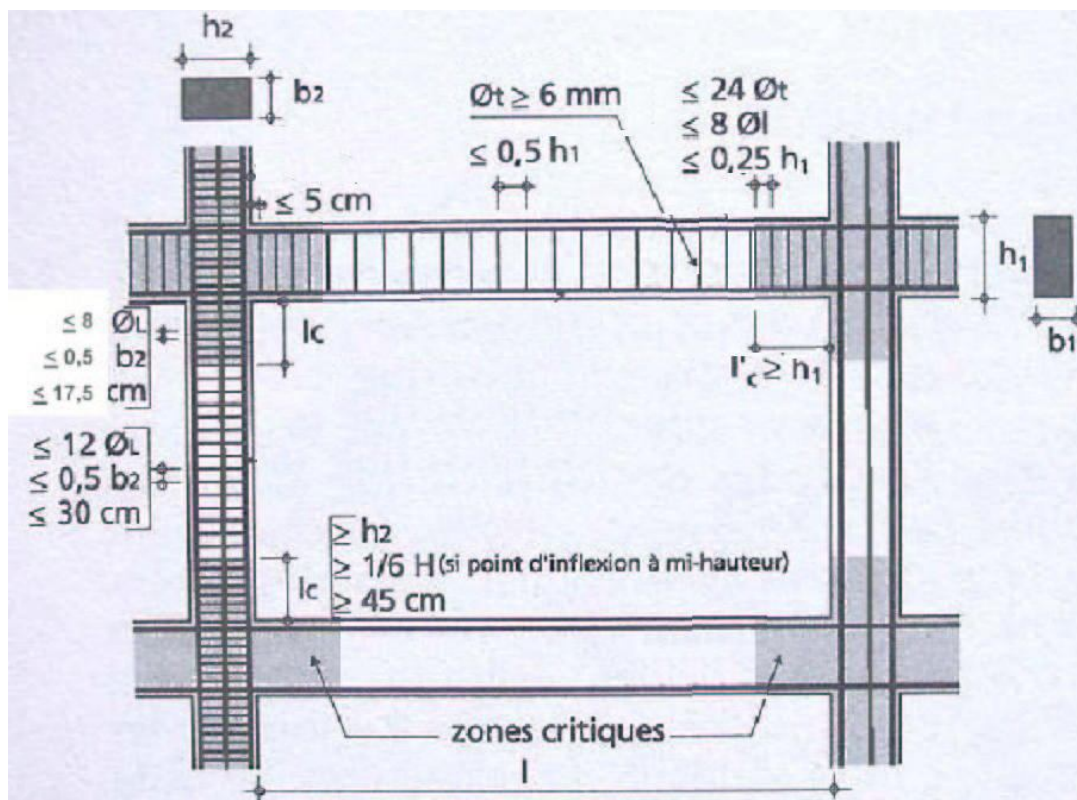
Rappel : Les zones d'encastrement des portiques subissent des efforts alternés importants qui peuvent détruire rapidement l'adhérence du béton sur l'acier. Leur volume doit être fretté pour leur donner une bonne ductilité en donnant la « priorité » au poteau (Dimensionnement en capacité). Leur résistance doit être supérieure à celle des éléments qu'ils relient.



Séisme des Saintes, Terre-de-Bas. Dommages sur une zone critique d'ossature (Photo P. Balandier)

Les règles parasismiques définissent précisément les dimensions de la zone considérée comme critique et l'espacement des armatures transversales sur les poteaux et les poutres. L'EC8 définit en outre un *coefficient d'efficacité de confinement*.

On retiendra les exigences minimum suivantes :



D'après « Construire parasismique, Ed. Parenthèses, Milan Zacek

- La longueur de la zone critique des poteaux est la valeur la plus élevée entre 45 cm, la dimension de leur plus grand côté et 1/6 de leur longueur.

- Pour l'EC8 la longueur de la zone critique des poutres est la dimension de la retombée de la poutre. N-B : si un poteau interrompu repose sur une poutre cette valeur est portée à 2 fois la retombée.
- Si le poteau ou la poutre sont trop raides ou bridés par des éléments constructifs adjacents, leur longueur totale doit être traitée comme une zone critique.
 - o Le critère de raideur (rapport entre la longueur du poteau et son plus grand côté) est de 3/1 pour l'EC8. La longueur considérée est la longueur libre (tenir compte des allèges et autres maçonneries bridant les déplacements).
- Le diamètre des armatures transversales est de 6 mm minimum.
- L'espacement maximum des armatures transversales dans les zones critiques des poteaux est la plus petite valeur entre :
 - o 175 mm (EC8),
 - o la moitié du petit côté (ex : 12,5 cm pour un poteau 25 x 25)
 - o 8 diamètres des armatures longitudinales (ex : 8 cm pour des barres de 10 mm)
- L'espacement maximum des armatures transversales dans les zones critiques des poutres est la plus petite valeur entre :
 - o le quart de la retombée (ex : 10 cm pour une poutre 20 x 40)
 - o 8 diamètres des armatures longitudinales les plus petites (ex : 9,6 cm pour des barres de 12 mm)
 - o 24 diamètres des armatures de confinement (ex : 14,4 cm pour des frettes de 6 mm)
- Dans le nœud, les armatures transversales du poteau sont celles de la zone critique (l'EC8 accepte un espacement plus important si 4 poutres sont liées au poteau)
- La première frette des poutres au delà du nœud doit être située au maximum à 5 cm du nu du coffrage du poteau.



Exemples de modes de ruine des zones critiques non confinées. A gauche un pied de poteau et à droite un nœud d'ossature. (Document X pour EERI) (Séisme de Tehuacan, Mexique, 1999)



A gauche: Mosquée à El Asnam, Algérie, Séisme de 1980. Dommages dans les zones critiques en pied de poteau et dans le nœud d'ossature (Cliché W-G Godden – NISEE).

A droite : Rupture fragile d'une poutre dont la zone critique ne respectait aucune règle de ductilité (Document Mahin) (Séisme de Chi-Chi, Taiwan, 2001)

21.8. Les pièces dites « courtes » (ou rigides)

Les pièces dites courtes en structure principale ont un manque d'élanement qui les empêche de fléchir, elles subissent donc un cisaillement global si ce sont des éléments principaux de la structure. Les règles ne les interdisent pas, bien qu'une bonne conception architecturale et structurelle devrait les bannir en éléments principaux.

Si ce n'est le cas, les règles exigent leur confinement en zone critique sur toute leur hauteur. Les critères l/h limités à 3 (EC8) ont été exposés plus haut.

Les exigences de confinement concernent également les poutres courtes.

Le manque d'élanement peut être dû aux contraintes exercées par un élément secondaire (remplissage partiel, allège...)



Séisme des Saintes du 21 novembre 2004. Rupture de poteaux courts à la Mairie de Terre-de-Bas. Au Rez-de-Chaussée, les poteaux les plus courts ont « explosé » (dans les cercles). Le poteau le plus long n'a pas eu de dommages (sous la flèche). (Photo P. Balandier)

21.9. Question des parois de remplissage en maçonnerie des ossatures en béton armé

Le remplissage a posteriori des ossatures par des murs de maçonnerie est potentiellement dangereux. Le comportement rigide des blocs maçonnés et flexible des ossatures est difficilement conciliable sans dommage s'il existe le moindre jeu permettant les déformations de l'ossature. Or la cohésion entre le béton et les blocs est difficile à obtenir par « colmatage » au mortier des joints latéraux et supérieurs.

Les règles de construction parasismique qui n'excluent pas ces remplissages expriment néanmoins des « réserves ». On retiendra qu'il faut éviter ce mode de construction en zone de sismicité élevée et pour les bâtiments à étages. Les règles à appliquer pour ces panneaux sont celles de la maçonnerie chaînée (voir volume 5 du cours)

A toutes fins utiles, il est utile de prendre connaissance des réserves des textes suivants :

Selon l'EC8 : § 5.9 Effets locaux dus aux remplissages en maçonnerie ou en béton

(1) A cause de la vulnérabilité particulière des murs de remplissage des rez-de-chaussée, une irrégularité induite par le séisme doit être envisagée à ces niveaux, et il convient de prendre des dispositions particulières. En l'absence de méthode plus précise, il y a lieu de considérer la hauteur totale des poteaux du rez-de-chaussée comme la longueur critique et de la confiner en conséquence.

Lorsque la hauteur des remplissages est inférieure à la hauteur libre des poteaux adjacents, il convient de prendre les dispositions suivantes :

a) la hauteur totale du poteau est considérée comme une zone critique et il y a lieu de l'armer avec la quantité et le type de cadres requis pour les zones critiques ;

b) il convient de tenir compte des conséquences d'une diminution du rapport de portée d'effort tranchant de ces poteaux de manière appropriée. Dans le calcul de l'effort tranchant sollicitant, il convient que la longueur libre $l_{c,i}$ du poteau soit prise égale à la longueur de la partie du poteau qui n'est pas en contact avec le remplissage et que le moment $M_{i,d}$ à la section du poteau au sommet du mur de remplissage soit pris égal à $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i}$ avec $\gamma_{Rd} = 1,1$ pour DCM et 1,3 pour DCH et $M_{Rc,i}$ étant la valeur de calcul de la résistance à la flexion du poteau ;

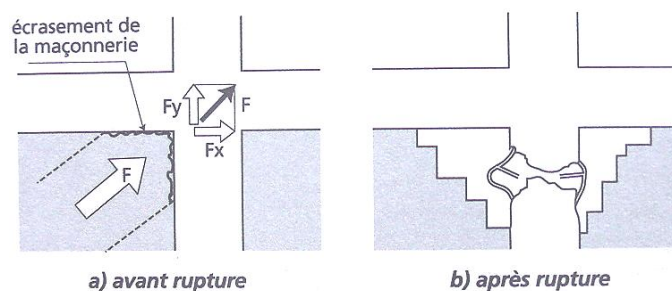
c) il convient de placer les armatures transversales qui reprennent cet effort tranchant sur la longueur du poteau qui n'est pas en contact avec les remplissages, et de les prolonger dans la partie du poteau en contact avec ces remplissages sur une longueur h_c (dimension de la section du poteau dans le plan de remplissage) ;

d) si la longueur du poteau qui n'est pas en contact avec le remplissage est inférieure à $1,5h_c$, il convient alors que l'effort tranchant soit repris par des armatures diagonales.

(3) Lorsque les remplissages s'étendent sur toute la longueur libre des poteaux adjacents, et s'il n'y a de mur en maçonnerie que d'un côté du poteau (ceci est par exemple le cas pour tous les poteaux d'angle), il convient alors de considérer la hauteur totale du poteau comme une zone critique et de l'armer avec le nombre et le type de cadres requis pour les zones critiques.

(4) Il convient de vérifier la longueur l_c des poteaux sur lesquels l'effort dû à la bielle diagonale du remplissage s'applique vis-à-vis de la plus petite des deux valeurs d'effort tranchant suivantes :

(a) la composante horizontale de l'effort de bielle dans le remplissage, supposée égale à la résistance à l'effort tranchant horizontal du panneau, estimée sur la base de la résistance à l'effort tranchant des joints horizontaux ; ou (b) l'effort tranchant calculé suivant la classe de ductilité, en supposant que la sur-résistance en flexion du poteau, $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i}$ se développe aux deux extrémités de la longueur de contact l_c . Il convient de supposer que la longueur de contact est égale à la largeur verticale totale de la bielle diagonale du remplissage. A moins d'effectuer une estimation plus précise de cette largeur, en tenant compte des propriétés élastiques et de la géométrie du remplissage et du poteau, la largeur de bielle peut être supposée être une fraction fixe de la longueur de la diagonale du panneau.



Mécanisme de ruine des ossatures par interaction avec leur remplissage de maçonnerie. La poussée ascendante de la maçonnerie dans le nœud d'ossature réduit la résistance de la tête de poteau au cisaillement provoqué par le déplacement du plancher. (Figure extraite de « Construire parasismique, Ed. Parenthèses, Milan Zacek)



PEER

A gauche, dislocation des remplissages des étages bas (contraintes plus élevées) et début de rupture par cisaillement d'un poteau. (Document NISEE – USA). (Séisme de Caracas, Venezuela, 1967).

A droite, en Turquie, les files de poteaux extérieures sont positionnées en retrait des façades (Document PEER). Cette disposition constructive préserve l'ossature... mais pas la maçonnerie (Séisme d'Izmit, Turquie, 1999)



Effondrement partiel d'une ossature en BA avec remplissages de maçonnerie. Séisme d'El Asnam 1980. (Cliché W-G Godden – NISEE).

22. Exigences réglementaires de l'EC8 pour la mise en œuvre des murs en béton armé

22.1. Définition réglementaire des structures de type murs

Pour les structures primaires, l'EC8 (§ 5.1.2) considère trois types de murs, chaque type ayant un comportement dynamique spécifique et faisant l'objet à ce titre de dispositions constructives appropriées et d'un coefficient q spécifique.

Les murs de béton armé décrits par les PS-92 sont définis par l'EC8 comme des *murs de grandes dimensions en béton peu armé*. Le présent cours ne traite que de ces murs « *peu armés* » qui sont mis en œuvre sur les chantiers courants en Martinique.

Pour information voici la définition des 3 types de murs décrits par l'EC8.

Mur ductile

Le mur « ductile » est un mur *fixé à la base de sorte que la rotation relative de la base par rapport au reste du système structural est empêchée*, il doit être dimensionné et conçu dans le détail pour dissiper l'énergie dans une zone de rotule plastique de flexion ne présentant pas d'ouverture ou de perforation large juste au-dessus de sa base.

Mur de grandes dimensions en béton peu armé

Il est défini comme étant un *mur de grandes dimensions transversales (dimension horizontale l_w au moins égale à 4,0 m ou aux deux tiers de la hauteur h_w du mur, en prenant la valeur inférieure) grâce auxquelles il est supposé développer une fissuration limitée et un comportement non élastique dans la situation sismique de calcul.*

Un système de murs doit être classé comme système de murs de grandes dimensions en béton peu armé si, dans la direction horizontale considérée, il comprend au moins deux murs dont la dimension horizontale n'est pas inférieure à 4,0 m ou $2h_w/3$, en prenant la valeur inférieure, qui portent collectivement au moins 20 % de la charge gravitaire totale dans la situation sismique de calcul, et s'il a une période fondamentale T_1 (la base étant supposée fixe vis-à-vis de la rotation) inférieure ou égale à 0,5 s.

Murs couplés

Le couplage des murs par des éléments horizontaux ductiles permet de réduire les contraintes dans les murs. Les murs couplés sont définis par l'EC8 comme des *élément de structure composé de deux murs isolés ou plus, liaisonnés de façon régulière par des poutres de ductilité adéquate (linteaux), capable de réduire d'au moins 25 % la somme des moments fléchissants à la base des murs, obtenus s'ils travaillent séparément.*

Système de murs

L'EC8 définit un système de murs comme un *système de structure dans lequel la résistance aux charges verticales ainsi qu'aux charges latérales est assurée principalement par des murs structuraux verticaux, couplés ou non, et dont la résistance à l'effort tranchant à la base du bâtiment dépasse 65 % de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.*

Si la plus grande part de la résistance des murs vis-à-vis de l'effort tranchant total est procurée par des murs couplés, le système peut être considéré comme un système de murs couplés.

22.2. Les objectifs de comportement

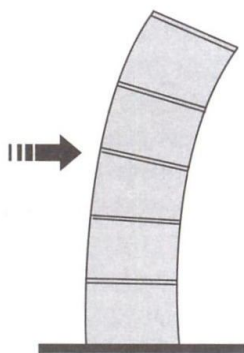
Pour les bâtiments de faible élancement on peut considérer que les voiles subissent un cisaillement global et une déformation en losange. Pour les bâtiments élancés on peut considérer qu'ils subissent une flexion d'ensemble sur toute leur hauteur et une déformation de type console verticale.

Les structures contreventées par des voiles sont généralement hyperstatiques et, même très endommagés, les voiles armés restent en place et assurent les descentes de charges.

Les zones critiques (contraintes plus élevées) sont situées au niveau bas de la superstructure (+1 étage pour les immeubles élancés) et aux changements significatifs de dimensions des coffrages)



Cisaillement en diagonale d'un petit voile (Document X). (Séisme d'Athènes, Grèce, 1999)



A gauche, déformée d'un voile de structure élancée (Figure extraite de « Construire parasismique, Ed. Parenthèses, Milan Zacek)

A droite, rupture dans la zone critique d'un voile de structure élancée (Document X). Séisme de San Fernando, Californie 1971

22.3. Les règles générales de conception des systèmes de murs en béton armé

En général, pour les structures considérées comme des systèmes de murs on retiendra les objectifs suivants :

- Utiliser un système de voiles croisés dont l'hyperstaticité est élevée.
- Minimiser la contrainte axiale sur les murs par des épaisseurs des voiles appropriées.
- Réduire les contraintes désaxées en limitant la portée des planchers afin de raidir les diaphragmes.
- Renforcer les extrémités des voiles (au minimum par des chaînages, mais également de façon géométrique par des poteaux et retours d'angles).
- Ne pas faire porter les voiles par des poutres ou des dalles (interdit par l'EC8). Un système de voiles descend jusqu'aux fondations.
- Si possible superposer les ouvertures pour créer des trumeaux de pleine hauteur.

22.4. Les règles relatives aux grands voiles faiblement armés

22.4.1. Dimensions minimales des sections de coffrage des voiles

Un voile a des caractéristiques géométriques définies par les règles, qui le distinguent du poteau par un type d'armatures appropriées au fait que sa contribution à la résistance à l'action sismique se fait dans son plan. Il doit présenter une longueur au moins égale à 4 fois son épaisseur.

Pour l'EC8 son épaisseur b_{wo} (en mètres) doit respecter la condition suivante :

$$b_{wo} \geq \max\{0,15, h_s/20\}$$

expression dans laquelle h_s est la hauteur libre d'étage.

Soit une épaisseur minimum de 15 cm jusqu'à une hauteur d'étage de 3 m.

N-B : Entre les logements, les règles d'acoustique sont potentiellement plus exigeantes.

22.4.2. Exigences relatives aux armatures des grands voiles faiblement armés

Ce type de murs correspond aux murs décrits par les PS-92. Les quelques différences entre les PS-92 et l'EC8 sont levées par l'Annexe Nationale.

Les règles définies ci-après par les PS-92 sont donc utilisables.

Zones critiques

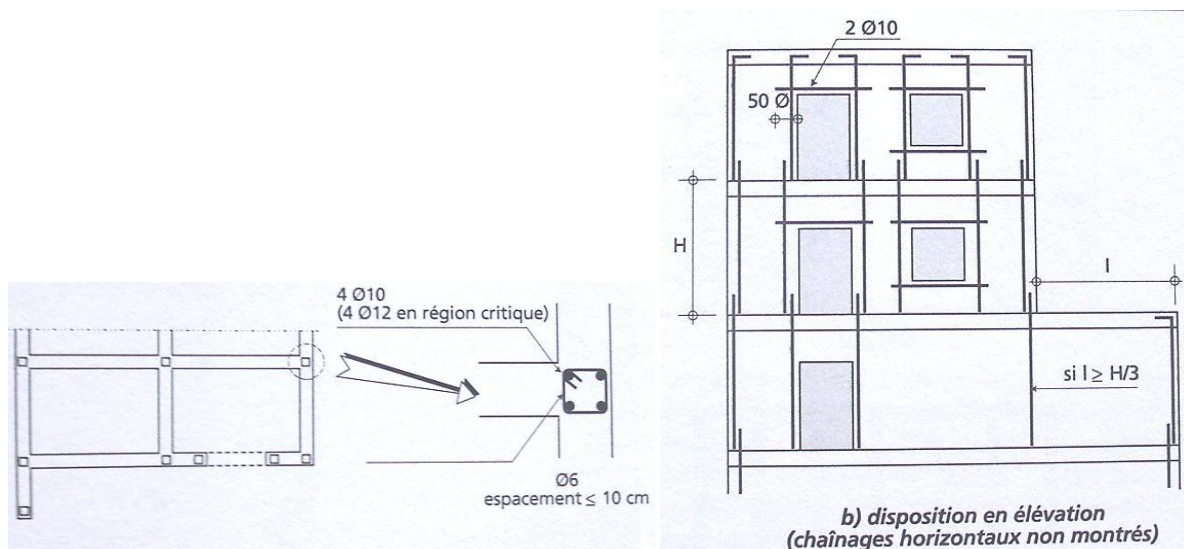
Est considérée comme zone critique, le bas de chaque mur et sur une hauteur d'étage ainsi que pour le niveau situé au dessus d'un retrait, de l'extrémité d'un mur par rapport à celle du mur sous jacent, de plus de 1 m. N-B : Pour les immeubles de 7 niveaux et plus, la zone critique est étendue aux deux premiers niveaux.

Chaînage des voiles

Le chaînage des voiles en zone sismique respecte les règles générales pour le béton armé (EC2) et les suivantes au minimum.

- Chaînages verticaux continus : à chaque extrémité des murs, chaque ouverture, chaque intersection.
- Chaînages horizontaux : continus à la périphérie de tous les planchers.
- Recouvrement des armatures longitudinales majoré de 50%.

- Armatures des linteaux : ancrés de 50 diamètres dans le mur de part et d'autre.
- Chaînages verticaux d'extrémité du mur à tous les niveaux : minimum 4 HA 12 avec des cadres en diamètre 6 mm espacés d'au plus 10 cm
- Chaînages verticaux en zone courante : minimum 4 HA 10, cadres de 6 mm espacés de 10 cm maximum.
- Chaînages verticaux en zone critique : minimum 4 HA 12, cadres de 6 mm espacés de 10 cm maximum.
- Chaînage horizontal périphérique de chaque plancher : au moins 3 cm²



(Figures extraites de « Construire parasismique, Ed. Parenthèses, Milan Zacek). Représentation schématique de l'implantation des chaînages réglementaires



Exemple de mur en béton « faiblement armé » avec chaînage périphérique en cours de réalisation. Toutes les règles de mise en place et d'enrobage des armatures devraient être respectées. (Photo P. Balandier)

23. Structures poteaux – dalles

L'absence de poutre exclut la liaison ductile effective entre le poteau et la dalle. Pas d'effet de portique, pas de dimensionnement en capacité possible : ruptures fragiles assez systématiques en tête de poteau. Le coefficient q de base ne peut être majoré.

Il est souhaitable d'assurer le contreventement par d'autres éléments que les poteaux (ajout de murs afin d'améliorer la ductilité d'ensemble).

Il est donc préférable d'éviter ce système constructif en zone de sismicité élevée.

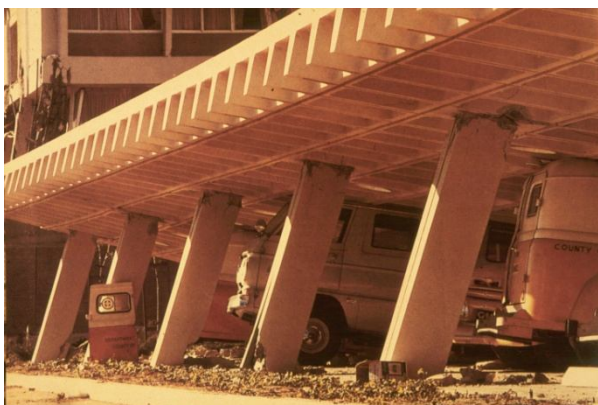
Les images suivantes illustrent bien la problématique.



Rupture caractéristique d'une structure poteau-dalle. (Document X – EERI – USA). L'appel de ductilité n'a pu se faire que dans le poteau. (Séisme d'Adana – Ceyhan, Turquie, 1998)



Rupture caractéristique d'une structure poteau-dalle. (Document X) (Séisme d'Adana, Turquie, 1999)



Rupture caractéristique d'une structure poteau-dalle. (Document X) (Séisme de Loma Prieta, Californie, 1989)

24. Les coefficients de comportement

Les conditions d'utilisation des coefficients de comportement des structures en béton armé sont indiquées ci-dessous pour information. (données principales partielles)

A l'exception des systèmes à noyau, les bâtiments en béton peuvent être classés selon un type de système structural dans une direction horizontale et selon un autre dans l'autre direction horizontale.

Coefficients de comportement de l'EC8 pour les actions sismiques horizontales

Tableau 5.1 — Valeurs de base du coefficient de comportement q_0

Type structural	DCM	DCH
Système à ossature, système à contreventement mixte, système de murs couplés	$3,0 \alpha_w/\alpha_1$	$4,5 \alpha_w/\alpha_1$
Système de murs non couplés	3,0	$4,0 \alpha_w/\alpha_1$
Système à noyau	2,0	3,0
Système en pendule inversé	1,5	2,0

Pour les bâtiments qui ne sont pas réguliers en élévation, il convient de réduire la valeur de q_0 de 20%.

Le coefficient multiplicateur α_w/α_1 défini de façon précise par l'EC8 indique le rapport entre la résistance élastique à la flexion et la limite ultime. Il doit être évalué par le calcul, mais pour les bâtiments réguliers en plan, les valeurs approximatives de α_w/α_1 ci-après peuvent être utilisées :

Système à ossature ou système à contreventement mixte équivalent à une ossature :

- bâtiments d'un étage : $\alpha_w/\alpha_1 = 1,1$
- systèmes à ossatures à une travée de plusieurs étages : $\alpha_w/\alpha_1 = 1,2$
- systèmes à ossatures ou systèmes à contreventement mixte équivalents à des ossatures à plusieurs travées de plusieurs étages : $\alpha_w/\alpha_1 = 1,3$

Systèmes à contreventement mixte de murs ou équivalents à des murs :

- systèmes de murs avec uniquement deux murs non couplés par direction horizontale : $\alpha_w/\alpha_1 = 1,0$
- autres systèmes de murs non couplés : $\alpha_w/\alpha_1 = 1,1$
- systèmes à contreventement mixte équivalents à des murs ou systèmes de murs couplés : $\alpha_w/\alpha_1 = 1,2$

La valeur maximale de α_w/α_1 qui peut être utilisée dans les calculs est égale à 1,5, même lorsque l'analyse donne des valeurs supérieures.

Plan de Système Qualité

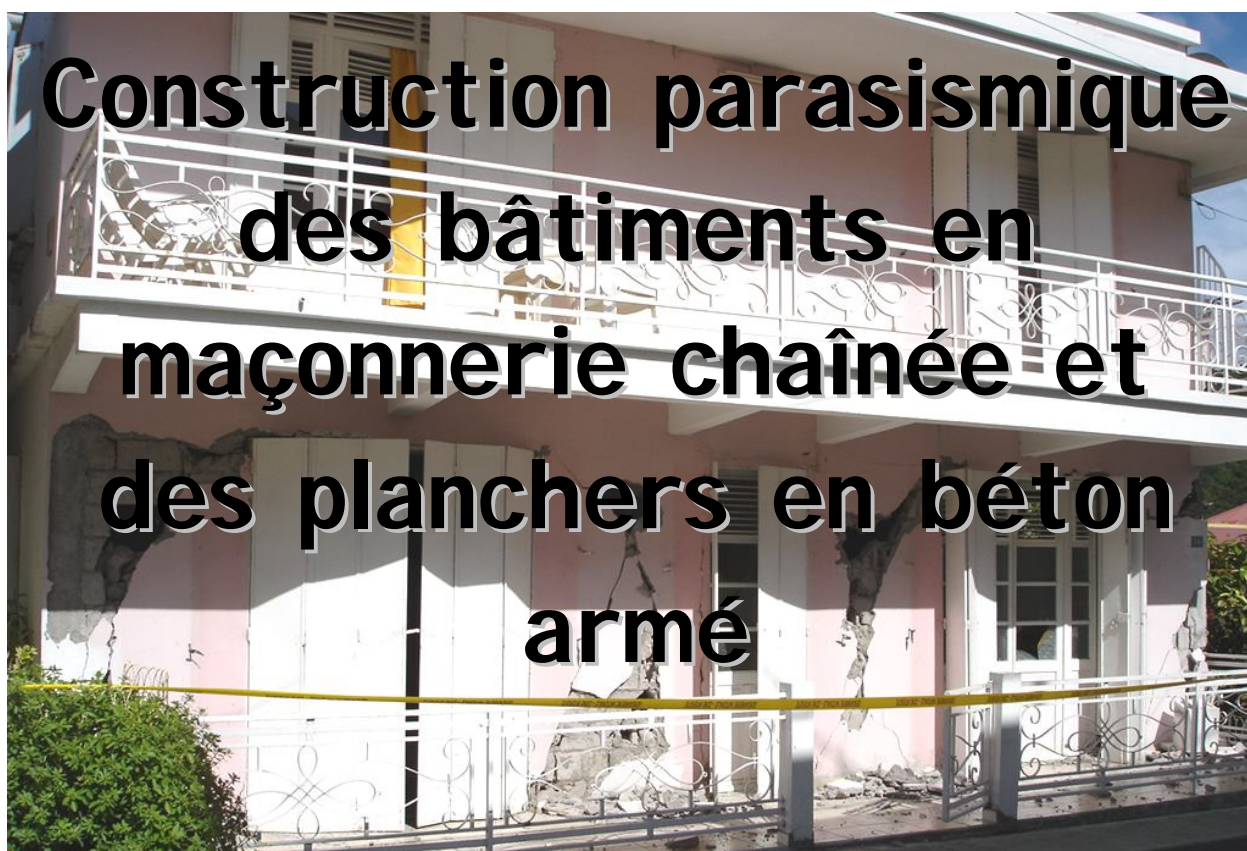
Si un Plan de Système Qualité particulier et formel est appliqué à la conception, au dimensionnement, aux achats et à la construction, en complément aux procédures normales de maîtrise de la qualité, des valeurs plus élevées de q_0 peuvent être admises. Ces valeurs augmentées ne peuvent toutefois pas dépasser de plus de 20 % les valeurs indiquées dans le Tableau 5.1.



Plan Séisme Antilles

Programme de formation en construction parasismique
***Module pédagogique pour les responsables de
réalisation des bâtiments***

Brochure d'accompagnement du cours n° 4/9



2° Edition - 2010

Rédaction Patricia BALANDIER

Objectifs et contenu du cours n° 4

Le volume traite des règles de mise en œuvre de la maçonnerie chaînée en zone sismique selon l'EC n°8. Il rappelle aussi les spécificités des planchers en béton armé.

Les chapitres d'introduction synthétisent les questions d'ordre général sur les matériaux et leur comportement sous séisme.

Puis les concepts généraux concernant les règles de mise en œuvre ductile des constructions en maçonnerie chaînée sont détaillés : qualité des matériaux employés, règles d'enrobage, rôle des armatures, etc.

La maçonnerie armée n'est pas décrite dans ce volume car non pratiquée en Guadeloupe. L'Eurocode n°8 la décrit, on s'y réfèrera.

Remerciements pour le cours n°4

L'auteur adresse ses remerciements, pour leur contribution active à divers titres, à :

- Milan Zacek, ENSA Marseille

Illustration de couverture : Séisme des Saintes du 21 novembre 2004 – Cette construction en maçonnerie chaînée a conservé sa stabilité malgré des dommages graves qui traduisent les contraintes élevées au rez-de-chaussée. Ceux-ci auraient pu être minimisés si un système de chaînages avait été correctement réalisé. Cliché Patricia Balandier.

25. Informations générales sur les matériaux utilisés pour la maçonnerie chaînée

25.1. Rappel de la notion de maçonnerie chaînée

La maçonnerie chaînée est un système constructif de murs porteurs en blocs à maçonner confinés par un réseau de chaînages verticaux et horizontaux coulés en place après le montage des murs. C'est un système fondamentalement différent des ossatures en béton armé possédant des remplissages en maçonnerie pour lesquelles ce sont les poteaux et les poutres qui sont porteurs, et où la maçonnerie n'est que très rarement mise en œuvre pour présenter une cohésion parfaite avec le béton armé (voir problèmes divers cours n°2).

25.2. Rappel des caractéristiques des blocs à maçonner

Les règles de construction parasismique autorisent, pour la réalisation de murs de contreventement en maçonnerie, l'utilisation de tous les blocs normalisés (dont la résistance est connue) et possédant plus de deux parois verticales longitudinales s'il ne s'agit pas de blocs pleins.

L'EC 8 se réfère à la classification des blocs de l'EC6 (maçonnerie) qui considère 4 groupes de blocs définis par des paramètres caractérisant la proportion de vides et l'épaisseur des parois. Les blocs du groupe 1 sont assimilés à des blocs pleins.

Tableau 3.1 — Prescriptions géométriques relatives aux Groupes d'éléments de maçonnerie

	Matériaux et limites applicables aux éléments de maçonnerie							
	Groupe 1 (tous matériaux)		Groupe 2		Groupe 3		Groupe 4	
		Éléments	Alvéoles verticales				Alvéoles horizontales	
Volume de toutes les alvéoles (% du volume brut)	≤ 25	terre cuite	> 25 ; ≤ 55		≥ 25 ; ≤ 70		> 25 ; ≤ 70	
		silico-calcaire	> 25 ; ≤ 55		non utilisé		non utilisé	
		Béton ^{b)}	> 25 ; ≤ 60		> 25 ; ≤ 70		> 25 ; ≤ 50	
Volume de n'importe quelle alvéole (% du volume brut)	≤ 12,5	terre cuite	chacune des alvéoles multiples ≤ 2 trous de préhension jusqu'à un total de 12,5		chacune des alvéoles multiples ≤ 2 trous de préhension jusqu'à un total de 12,5		chacune des alvéoles multiples ≤ 30	
		silico-calcaire	chacune des alvéoles multiples ≤ 15 trous de préhension jusqu'à un total de 30		non utilisé		non utilisé	
		béton ^{b)}	chacune des alvéoles multiples ≤ 30 trous de préhension jusqu'à un total de 30		chacune des alvéoles multiples ≤ 30 trous de préhension jusqu'à un total de 30		chacune des alvéoles multiples ≤ 25	
Valeurs déclarées des épaisseurs des parois internes (ou cloison) et externes (mm)	Pas de prescription		paroi interne	paroi externe	paroi interne	paroi externe	paroi interne	paroi externe
		terre cuite	5	8	3	6	6	8
		silico-calcaire	5	10	non utilisé		non utilisé	
		béton ^{b)}	15	18	15	15	20	20
Valeur déclarée de l'épaisseur cumulée ^{a)} des parois internes et externes (% de la largeur totale)	Pas de prescription	terre cuite	≥ 16		≥ 12		≥ 16	
		silico-calcaire	≥ 20		non utilisé		non utilisé	
		béton ^{b)}	≥ 18		≥ 15		≥ 45	

Tableau 3.1 de l'EC6. Il définit les critères géométriques de la classification des blocs à maçonner. Pour l'application en France de la norme européenne EN 1998-1-1, il n'y a pas de restriction d'emploi pour les éléments des groupes 1, 2, 3 et 4 dans des éléments sismiques secondaires et pour des éléments des groupes 1 et 4 dans des éléments sismiques primaires. Les éléments des Groupes 2 et 3 doivent comporter une cloison interne porteuse pour être utilisés dans des éléments sismiques primaires. Cette cloison interne de tous les éléments constitutifs d'un même panneau sismique primaire doit alors se situer dans un même plan vertical commun.

L'EC6 (construction en maçonnerie) et les Euronormes ayant valeur de Norme Française fixent les critères de classification des briques et des blocs en béton, ainsi que les résistances réglementaires correspondantes en compression verticale. L'EC8 ajoute, pour les sollicitations d'origine sismique, le critère de la résistance en compression dans le sens horizontal.

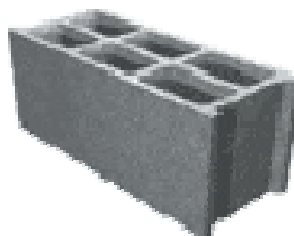
En ce qui concerne leur utilisation pour la réalisation des murs de contreventement, L'EC8 fixe les règles suivantes :

- Tous les blocs à alvéoles verticales ou horizontales (groupes 2, 3 et 4) d'épaisseur inférieure à 20 cm sont interdits pour la réalisation de murs de contreventement.
- Ils doivent en outre comporter au moins trois parois longitudinales.

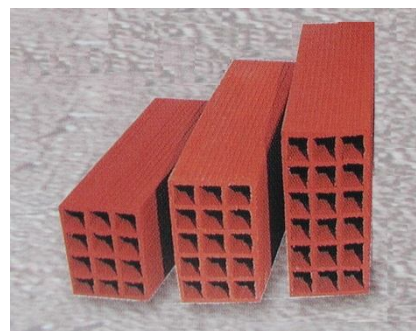
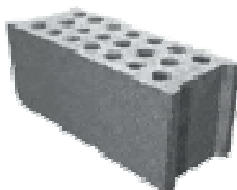
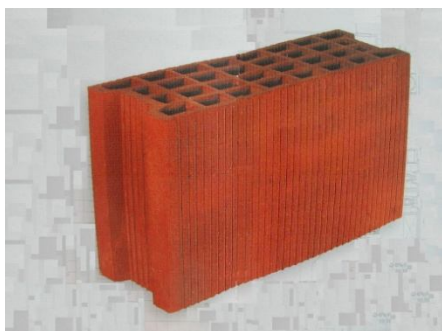
Pour éviter les confusions, seuls les blocs à trois parois devraient alimenter les chantiers. Les ouvriers ne sont pas toujours à même de distinguer les éléments structuraux principaux, et l'encadrement peut s'avérer complexe.



Les blocs perforés à deux parois sont interdits pour la réalisation de murs de contreventement. L'endommagement d'une paroi, pendant le séisme ou pendant le chantier, génère une perte de résistance du bloc inacceptable



Les blocs perforés à trois parois conformes aux normes NF peuvent être utilisés pour la réalisation de murs de contreventement à condition que leur épaisseur soit au moins égale à 20 cm (ce qui n'est pas le cas sur le cliché de gauche). Ils appartiennent aux groupes 3 ou 4 de la classification de l'EC6



*Pour mémoire : Les PS-92 et les Normes Françaises retiennent l'appellation de **blocs perforés** pour les briques et blocs en béton à perforations verticales (clichés de gauche et du centre) et de **blocs creux** pour les briques à perforations horizontale (cliché de droite). L'EC6 parle d'alvéoles verticales pour les groupes 1 (au centre) ou 2 (à gauche) ou d'alvéoles horizontales (groupe 4 à droite).*

Résistance des blocs

L'EC8 introduit, pour les sollicitations d'origine sismique, le critère de la résistance en compression dans le sens horizontal, qui complète la résistance en compression verticale.

EC8, §9.2.2 Résistance minimale des blocs de maçonnerie :

Excepté dans les zones de faible sismicité, il convient que la résistance normalisée à la compression des blocs de maçonnerie, évaluée conformément à l'EN 772-1, ne soit pas inférieure aux valeurs minimales suivantes :

- perpendiculairement à la face de pose $f_{b,min}$
- parallèlement à la face de pose dans le plan du mur $f_{bh,min}$

Annexe nationale:

Pour l'application en France de la norme européenne EN 1998-1-1, les valeurs retenues sont

- $f_{b,min} = 4 \text{ N/mm}^2$ et $f_{bh,min} = 1,5 \text{ N/mm}^2$.

25.3. Rappel des spécifications pour le mortier

L'EC8 précise la résistance requise pour le mortier :

EC8, § 9.2.3 Mortier

Une résistance minimale, $f_{m,min}$, est requise pour le mortier, qui dépasse généralement la résistance minimale spécifiée dans l'EN 1996.

NOTE La valeur devant être attribuée à $f_{m,min}$ à utiliser dans un pays peut être trouvée dans l'annexe nationale au présent document. La valeur recommandée est $f_{m,min} = 5 \text{ N/mm}^2$ pour la maçonnerie non armée ou chaînée et $f_{m,min} = 10 \text{ N/mm}^2$ pour la maçonnerie armée.

EC8, § 9.2.4 Jointoiement de la maçonnerie

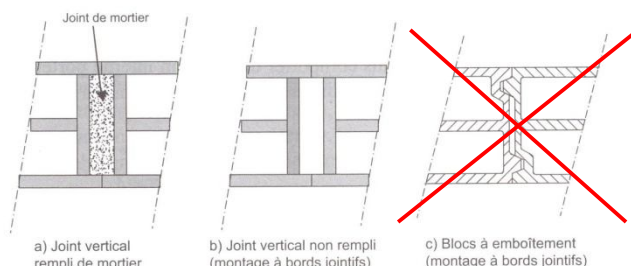
(1) Il existe trois classes de joints pour les blocs de maçonnerie :

- les joints entièrement remplis de mortier,
- les joints non remplis,
- les joints non remplis avec dispositif d'emboîtement mécanique entre blocs de maçonnerie.

Annexe nationale :

Pour l'application en France de la norme européenne EN 1998-1-1, les classes de joints à utiliser sont les suivantes :

- les joints entièrement remplis de mortier peuvent être utilisés sans restriction.
- les joints non entièrement remplis, c'est à dire ceux dont le remplissage constitue l'équivalent d'un noyau central qui n'atteint pas toujours les faces extérieures brutes du mur, peuvent être utilisés sans restriction d'emploi.
- Les joints non remplis peuvent être utilisés sans restriction d'emploi sous réserve d'une procédure de validation du mode de pose en fonction des blocs utilisés.
- les joints non remplis avec dispositif d'emboîtement mécanique effectif sont exclus du champ du présent texte.

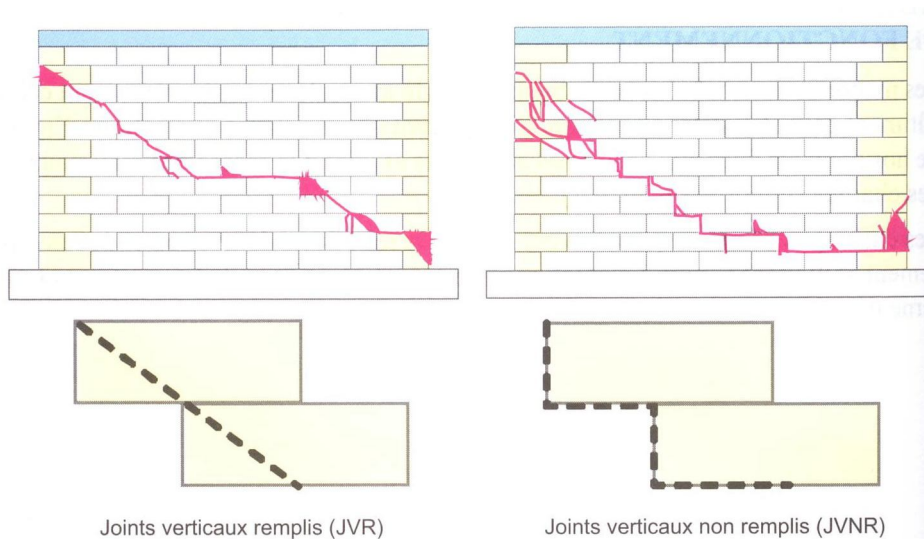


Types de joints verticaux envisagés par l'EC8 (Illustration du Guide des dispositions constructives parasismiques de l'AFPS)

Le remplissage ou non des joints verticaux conditionne le mode de fissuration du panneau de contreventement.

- en cas de remplissage, l'endommagement (donc les fissures) concerne plutôt les blocs
- en cas de non remplissage, l'endommagement concerne davantage le mortier horizontal.

Les performances des murs dont les joints verticaux sont remplis ou partiellement remplis sont meilleures et il est préférable d'adopter ce type de mise en œuvre.



Représentation schématique de la localisation des fissures selon que les joints verticaux sont remplis ou non de mortier. (Illustration du Guide des dispositions constructives parasismiques de l'AFPS)

25.4. Rappel des caractéristiques du béton armé des chaînages

Les exigences relatives au béton et aux armatures des chaînages sont celles du béton armé. On se référera aux indications du cours n°3 relatif aux *constructions en béton armé*. Le positionnement des armatures dans le béton des chaînages fait l'objet de spécifications exposées plus loin.

25.5. Résistance caractéristique de la maçonnerie

L'EC6 distingue :

- les maçonneries hourdées au mortier courant,
- les maçonneries hourdées au mortier-colle,
- les joints verticaux remplis ou non remplis. **La résistance à la compression** de la maçonnerie est fonction de celle des matériaux :
 - de la résistance à la compression des blocs,
 - de la résistance à la compression du mortier.

La résistance au cisaillement de la maçonnerie est fonction :

- de la résistance au cisaillement à vide,
- de la contrainte de compression verticale appliquée.

Les valeurs de résistance utilisées pour le calcul sont données par l'EC6.

26. Observations post-sismiques sur la maçonnerie en général

26.1. Généralités

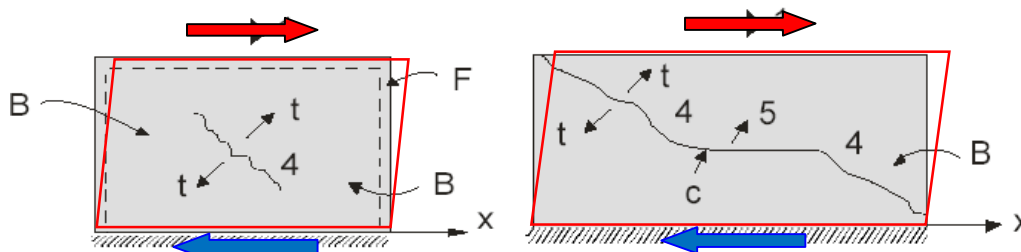
La maçonnerie est le type de structure qui comprend le plus grand nombre de liaisons (mortier entre les blocs). La résistance aux charges verticales est bonne.

Soumis à des efforts à composante horizontale générant un cisaillement, les lits de mortier sont le lieu de ruptures fragiles, sauf dispositions constructives s'y opposant. Les matériaux ont également une faible résistance aux efforts en traction qui peuvent survenir pendant les déformations.

Si ces faiblesses ne sont pas compensées par des chaînages s'opposant aux déformations, la dislocation partielle ou totale de la construction peut survenir pour des intensités locales assez faibles (VII-VIII MSK).

Les photos de ce chapitre illustrent les principaux défauts de la maçonnerie. Il faut noter que la maçonnerie chaînée conforme aux règles de construction parasismique répond parfaitement aux besoins de sécurité de son domaine d'application : les bâtiments de faible hauteur.

26.2. Déformations des murs dans leur plan



La déformation en losange des murs sollicités dans leur plan génère des fissures qui suivent globalement les diagonales, l'une étant sollicitée en compression, l'autre en traction.

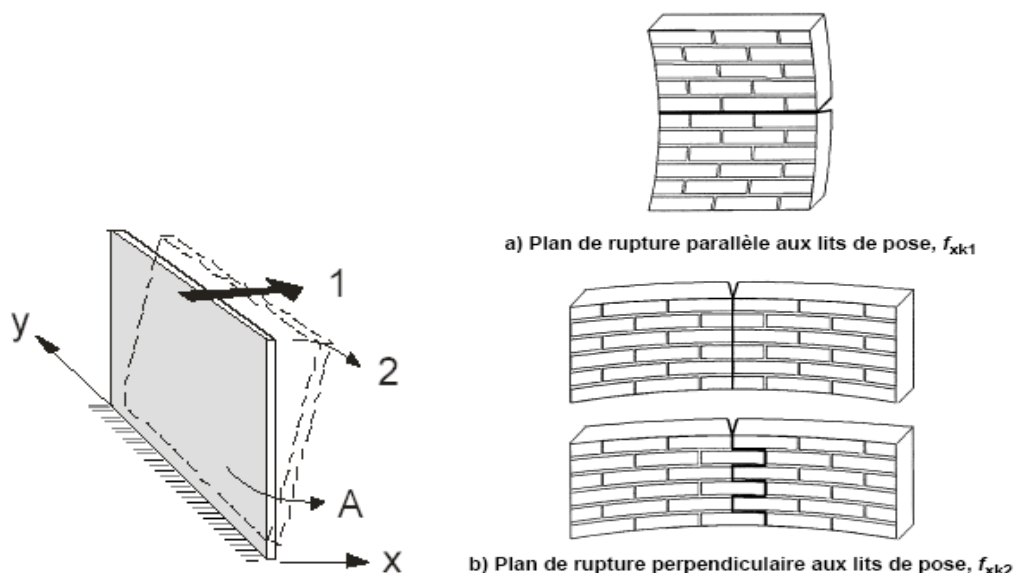
Selon les résistances relatives des matériaux utilisés et la présence ou non de mortier dans les joints verticaux, la rupture se propage en suivant les joints entre les blocs ou dans les blocs.

Les murs de grande longueur, dont la diagonale est très inclinée, favorisent le cisaillement sur les lits de mortier horizontaux.



Tests de murs maçonnés en blocs d'adobe, non renforcés, sur table vibrante (Université Catholique du Pérou). A gauche, une première phase avec des secousses modérées. A droite, après secousses fortes. La rupture des joints suit les diagonales des murs.

26.3. Déformations hors plan des murs



Les déformations hors plan (renversement ou flexion) des murs non confinés génèrent rapidement une dislocation totale de la maçonnerie. Dans le cas de murs lourds, en pierres ou en blocs pleins par exemple, c'est un mode de ruine fréquent.



Ruine par manque de résistance hors plan des murs de maçonnerie non chaînée. A gauche, Séisme du Pérou, 1994 (Documents X) A droite, Séisme d'Ombrie-Marches, Italie, 1997 (Document X pour EERI)



Séisme des Saintes. Terre-de-Bas. A gauche, basculement hors plan complet d'un pignon en maçonnerie de pierres. A droite, amorce de basculement de la façade principale à l'étage. (Photos P. Balandier)

26.4. Problématique des concentrations localisées de contraintes

Les angles des bâtiments sont les lieux de concentration de contraintes. Dans le cas de la maçonnerie non chaînée on observe des dislocations d'angles caractéristiques de ce type de construction.



Dislocation caractéristique d'un angle de maçonnerie non chaînée, (Documents X)

Les baies sont des zones de déformations importantes. Les angles des baies subissent des contraintes. Elles sont des lieux d'où se propagent les dislocations de la maçonnerie.



Séisme des Saintes, Terre-de-Bas. Ruptures des murs de maçonnerie au départ des angles des baies. A gauche Club du 3^e âge, A droite, l'église (Photo P. Balandier).

26.5. Pré-conclusions

La très grande vulnérabilité potentielle de la maçonnerie peut efficacement être compensée, pour les bâtiments de dimensions modérées (à comportement raide) par la présence de chaînages dans les trois directions créant des murs de contreventement bien répartis, et protégeant les grandes baies.

Le domaine d'application est celui des constructions basses au comportement rigide dont il convient de réduire la complexité afin de leur conférer une réponse la plus homogène possible aux sollicitations sismiques (efforts alternés).

Confiner correctement la maçonnerie dans les trois directions (conception et résistance mécanique) en localisant des murs pleins bien dimensionnées et bien répartis en plan et en élévation, suffira en général à résister aux sollicitations du séisme.

Dans ce domaine d'application, les recommandations de l'EC8 sont très efficaces.

27. Notions générales sur le comportement dynamique des structures en maçonnerie chaînée

27.1. Préambule

Les règles qui visent la construction parasismique en maçonnerie autorisent la construction :

- en maçonnerie non armée considérée comme non ductile (à éviter hors des zones de faible sismicité)
- en maçonnerie chaînée (objet du présent fascicule)
- et en maçonnerie armée (non traitée ici en raison du coût de la main d'œuvre qui lui fait préférer le béton armé).

27.2. Distinction entre les murs de maçonnerie porteurs et les murs de remplissage des ossatures

Les murs porteurs de maçonnerie chaînée et les ossatures de béton armé remplies ensuite par de la maçonnerie ont des comportements dynamiques distincts.

Ceci est lié au fait que, bien qu'utilisant le même type de matériaux, leur conception et leur réalisation sont très différentes.

Dans le cas des murs porteurs en maçonnerie chaînée le domaine d'application est celui des petits bâtiments (le plus souvent R+1 ou R+2 maxi). D'un point de vue technique, la maçonnerie est mise en œuvre avant le béton armé des chaînages, ce qui assure une bonne cohésion entre les deux éléments.

- Avant le séisme, les descentes de charges statiques sont réalisées par l'ensemble des murs.
- Pendant le séisme, les charges dynamiques horizontales sont acheminées par les panneaux de maçonnerie pleins (sans ouverture) qui assurent le contreventement de la construction. A ce titre leur localisation, superposée, doit évidemment tenir compte des règles de régularité pour éviter le phénomène de torsion d'axe vertical. Le comportement global de ces bâtiments est raide.

Les structures dont les éléments principaux verticaux sont des murs de maçonnerie chaînée utilisent la résistance en compression des blocs à maçonner et la reprise des efforts en traction, et de renversement des murs, par le système de chaînages en trois dimensions.



Mise en place de la maçonnerie autour des attentes des chaînages. (Document Socotec Guadeloupe). Le béton sera coulé après la mise en place des chaînages. N-B : On peut déplorer la présence des fourreaux électriques dans les chaînages qui nuisent à la résistance du béton et à la cohésion béton – armatures.

Dans le cas des ossatures de béton armé avec remplissage de maçonnerie, le béton armé de l'ossature est réalisé et ensuite certains panneaux sont remplis de maçonnerie. La cohésion de l'interface entre les panneaux et l'ossature est très difficile à obtenir par les méthodes traditionnelles de remplissage des joints au mortier.

- Avant le séisme, les descentes de charges statiques sont réalisées par l'ossature porteuse dont les dimensions de section et la nature des armatures n'ont rien à voir avec celles des chaînages,
- Pendant le séisme, l'ossature doit pouvoir travailler en flexion alors que les panneaux de remplissage sont rigides dans leur plan. Ils empêchent l'ossature de se déformer librement et sont susceptibles d'exercer des contraintes locales préjudiciables au fonctionnement projeté de la structure. Il est techniquement très difficile d'assurer effectivement le raidissage des ossatures par des panneaux de maçonnerie, bien que l'EC8 y consente avec un coefficient q pénalisant.



L'ossature en béton armé assure la fonction porteuse et a priori la transmission des efforts sismiques. La raideur de la maçonnerie doit être prise en considération. N-B : Noter sur ce bâtiment, les poteaux de sections différentes (raideurs différentes) et le potentiel de torsion. (Document P. Balandier)

Rappelons que la tolérance réglementaire pour les remplissages de maçonnerie des ossatures de béton armé est due au fait que les règles concernent aussi bien les zones de faible sismicité que celles où les accélérations élevées sont possibles.

27.3. Objectifs de fonctionnement de la maçonnerie chaînée en zone sismique

La dissipation d'énergie par dommages doit pouvoir se faire sans rupture fragile, de manière à ce que la capacité portante des éléments de la construction soit préservée. Or la maçonnerie est par nature un mode de construction qui comporte un grand nombre de liaisons à mode de rupture fragile entre les blocs et le mortier de liaison.

Par ailleurs, les petits bâtiments de maçonnerie, raides par définition, excluent de jouer sur la réponse spectrale pour réduire les forces d'inertie. Ainsi c'est la résistance mécanique et l'endommagement non fragile qui assureront la protection contre les séismes des constructions en maçonnerie.

La résistance aux séismes est assurée par des murs pleins (structure primaire) compris entre deux chaînages verticaux et deux chaînages horizontaux. Les murs porteurs comportant des baies sont des éléments de la structure secondaire.

Le rôle du béton est d'assurer la transmission des efforts entre la maçonnerie qui résiste en compression et les armatures qui résistent en traction, ce qui n'implique que des volumes relativement limités et économiques.

Le choix de corps creux de haute résistance présente l'intérêt d'une réduction de la masse.

Les bielles sont des zones de largeur modérée, suivant les diagonales des panneaux de maçonnerie, considérées comme résistant aux efforts en compression. Elles ne doivent pas être trop horizontales pour que la composante verticale de la compression limite le cisaillement des lits horizontaux de mortiers et la flexion hors plan, ni trop verticales pour que le panneau ne soit pas sollicité en flexion dans son plan. ($\frac{1}{2} \leq H_{\text{mur}}/L_{\text{mur}} \leq 2$)

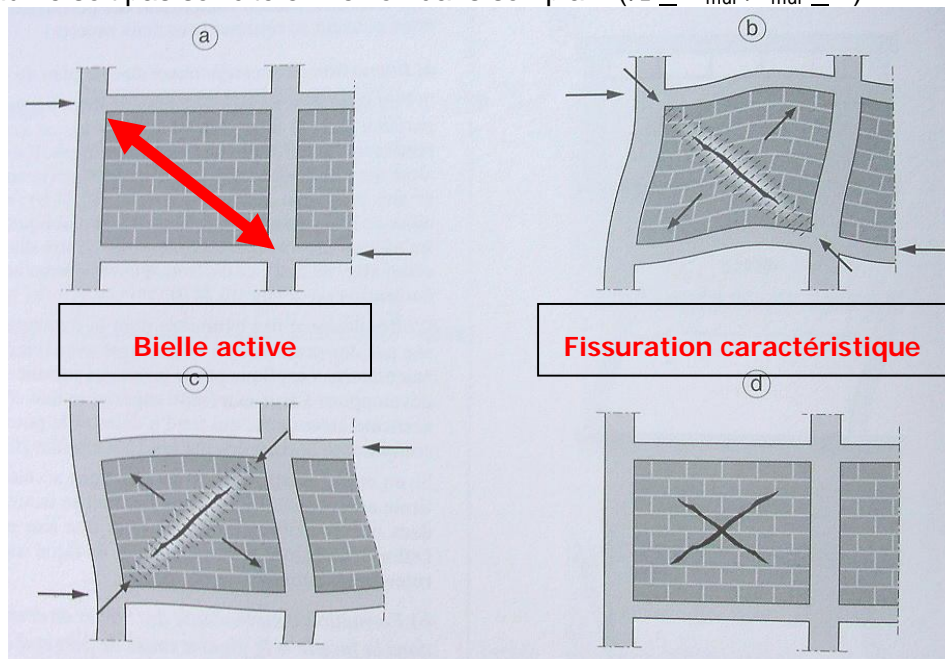


Illustration extraite de « Les constructions en zone sismique », (Victor Davidovici, Editions du Moniteur). La largeur retenue par la réglementation pour la vérification des bielles de compression est égale à la plus petite des deux valeurs $d/6$ et $4e$, soit, par exemple pour un panneau de blocs perforés de 20 cm et de diagonale 7,8m : 1,30m et 0,80m, donc 0,80m

L'EC8 impose la vérification du comportement à la flexion en plus de la compression et du cisaillement, et propose une évaluation forfaitaire de la perte de rigidité suite à la fissuration. Il accepte la prise en compte de la résistance des impostes maçonnées confinées entre le linteau et le chaînage du plancher.

27.4. Les règles de conception globale

Il est préjudiciable d'associer la maçonnerie chaînée (rigide) à une ossature en béton armé dans une structure mixte, comme par exemple les constructions sur pilotis.



La conception d'un bâtiment obéit à une logique globale. Les dispositions constructives complètent la démarche. La présence de trumeaux de contreventement, même correctement réalisés, à l'étage ne compense pas une erreur grave de conception au rez-de-chaussée. (Document P. Balandier)

Le système de murs de contreventement en murs de maçonnerie chaînée, décrit plus haut, fonctionne bien en cas de diaphragme rigide.

Pour des raisons économiques et esthétiques, il est fréquent que les maisons individuelles soient couvertes par des systèmes de toiture (charpentes traditionnelles ou fermettes) dont le contreventement n'assure pas une plus grande rigidité que celle des murs de maçonnerie chaînée.

Dans ce cas, en raison des déformations du diaphragme, les sollicitations hors plans des murs (sous l'effet de leur propre masse et de la poussée du diaphragme) sont moins bien reprises par les murs perpendiculaires s'ils sont distants. Le projet doit en tenir compte, et les transmissions d'efforts directes ou indirectes entre les murs des deux directions être justifiées. Il est toutefois préférable d'avoir un diaphragme rigide sur chaque niveau.



Renversement hors plan d'un mur de maçonnerie chaînée (Document X). L'absence de diaphragme rigide et de dispositions constructives compensatoires n'a pas permis la reprise des efforts de renversement par les murs perpendiculaires. (Séisme d'El Salvador, 2001)



Renversement de murs de façade incorrectement confinés sur trois côtés d'une maison (Séisme des Saintes 2004)

Le confinement de la maçonnerie, une approche historique

Avant même que la pratique du béton armé soit généralisée, l'idée d'intégrer des tirants en bois ou en métal dans la maçonnerie pour la renforcer a été mise en pratique.

Deux exemples parmi d'autres.



Construction de conception parasismique empirique (Turquie, début XX^e siècle). Sa « réponse spectrale » n'était sans doute pas très élevée, mais d'autres constructions en maçonnerie non renforcées dans le même quartier se sont effondrées. On observe quatre chaînages horizontaux en bois par étage et un renforcement du chaînage sur l'angle du plancher (à défaut de chaînage vertical). Les chaînages en bois sont des sortes « d'échelles » posées à plat dans l'épaisseur du mur. N-B : Lors de l'ouverture a posteriori des baies, la lisse externe du chaînage « gênant » a été préservée, ce qui démontre un maintien de la culture de la vulnérabilité aux séismes dans cette région. (Adana, Séisme de Ceyhan-Misis Turquie, 1998). (Document P. Balandier)



Dans Fort-de-France, de nombreux bâtiments postérieurs au séisme de 1839 et antérieurs au développement du béton armé sont réalisés en maçonnerie renforcée par la présence de tirants métalliques comme la Cathédrale, la Bibliothèque Schœlcher, la CCI ou, comme ici deux maisons urbaines. (Document P. Balandier)

28. Exigences réglementaires de l'EC8 pour la mise en œuvre des structures en maçonnerie chaînée

28.1. Les murs de contreventement et les autres murs porteurs

Les **murs de contreventement** sont les panneaux du système de maçonnerie qui sont dépourvus de baies et compris entre 2 chaînages verticaux et, bien entendu entre les chaînages inférieur et supérieur de l'étage.

Les règles encadrent les dimensions des panneaux : hauteur, longueur et épaisseur.

- Ils ne doivent pas être trop grands pour rester assez rigides hors plan
- Ils ne doivent pas être trop long pour que leurs diagonales ne soient pas trop inclinées
- Ils ne doivent pas être trop étroits pour ne pas fléchir dans leur plan.

Les **autres murs** peuvent comporter des baies encadrées.

Les règles générales de dimensions entre les chaînages concernent les murs pleins et les murs à baies.

Les préconisations des règles, qui répondent à une logique de confinement de chaque panneau de maçonnerie et des diaphragmes en en limitant les dimensions, sont très satisfaisantes pour le domaine d'application des petits bâtiments.



Cette façade de la construction comprend un grand nombre de chaînages verticaux sans pour autant posséder un seul panneau de contreventement. Une conception correcte de la structure n'aurait pas demandé davantage de matériaux ni de mise en œuvre (Document P . Balandier)



Sur ce bâtiment, en dehors de la vulnérabilité du soubassement sur pilotis, l'implantation des trumeaux aux angles et au milieu des façades constitue un contreventement effectif du niveau d'habitation. Il aurait été nécessaire en outre qu'il n'y ait pas de fourreaux électriques dans les chaînages. (Document Milan Zacek)

28.2. Dimensions des murs entre les chaînages

Epaisseur

La résistance au cisaillement et à la flexion hors plan dépendent de l'épaisseur du mur.

La règle est d'utiliser des **blocs de 20 cm minimum** avec dérogation à 15 cm pour les blocs du groupe 1.

Longueur, hauteur et surface des panneaux

La hauteur entre deux chaînages horizontaux est plafonnée à 4 m et entre la distance entre deux chaînages verticaux à 5 m.

Une condition de rapport Hauteur / Epaisseur du mur existe. L'Annexe Nationale le limite à 20, ce qui confirme la hauteur maximum de 4 m pour un mur de 20 cm d'épaisseur.

Il n'est pas précisé de longueur forfaitaire maximum de la diagonale ou de surface maximum en complément de ces valeurs, mais la résistance à la flexion doit être vérifiée. (N-B : les PS-92 limitaient la dimension de la diagonale d'un panneau à 25 épaisseurs dans le cas général et à 40 épaisseurs pour les blocs assimilés pleins (actuel groupe 1))

La longueur minimale des murs de contreventement encadrant les baies est définie par un rapport Longueur du mur / Hauteur des baies adjacentes qui est limité à 0,4 par l'Annexe Nationale, soit un mur plein de 0,9 m minimum de chaque côté d'une porte de 2,2 m de haut.

N-B : Les murs de contreventement non conformes aux exigences géométriques minimales du présent paragraphe peuvent être considérés comme des éléments sismiques secondaires.

28.3. Localisation des chaînages

Les Chaînages verticaux sont obligatoires :

- aux bords libres de chaque mur,
- de chaque côté des ouvertures pratiquées dans les murs, dont la surface est supérieure à 1,5 m²,
- si nécessaire à l'intérieur du mur pour que l'espacement entre les chaînages ne dépasse pas 5 m,
- à chaque intersection entre les murs de structure, lorsque les chaînages imposés par les règles ci-dessus sont distants de plus 1,5 m.

N-B : les baies de surface inférieure à 1,5 m² ont un cadre simple.

Les Chaînages horizontaux sont obligatoires :

- au niveau de chaque plancher,
- en aucun cas avec un espacement vertical supérieur à 4 m.
- au niveau des fondations (armatures du réseau de longrines ou des semelles filantes)
- en couronnement des combles.

N-B : On peut se dispenser de réaliser le chaînage au niveau des fondations lorsque celui du plancher sur vide sanitaire est situé au plus à 1,20 m au dessus du niveau d'assise des fondations.

28.4. Les règles relatives à la réalisation des chaînages

Les chaînages horizontaux et verticaux doivent être liés entre eux par des barres de recouvrement assurant leur continuité.

Afin d'obtenir une adhérence effective entre les chaînages et la maçonnerie, le béton des chaînages doit être coulé après exécution de la maçonnerie.

Les armatures et le béton respectent les caractéristiques générales exposées au cours n°3 sur le béton armé.

Section du coffrage

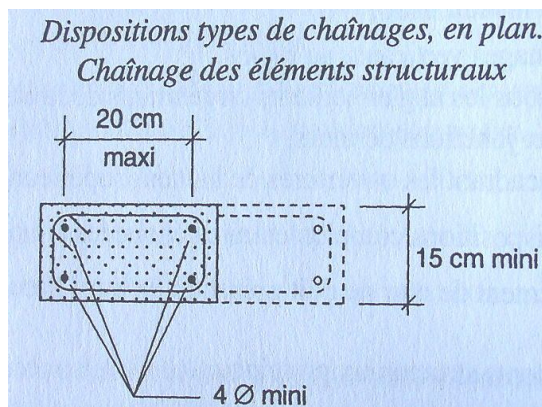
La règle (EC8) est que les chaînages horizontaux et verticaux

- se développent sur toute l'épaisseur du mur
- et que l'autre dimension ne pas soit inférieure à 15 cm.

Toutefois, les règles PS-92 toléraient une réduction aux 2/3 de l'épaisseur des murs suffisamment épais (ceci permet de placer un parement (pour éviter les ponts thermiques ou pour dissimuler le chaînage des maçonneries de pierre ou de briques pleines non enduites).

Armatures longitudinales

- 4 barres, une dans chaque angle en respectant les règles d'enrobage,
- espacées de 20 cm maximum (si mur épais, ajouter une troisième barre intermédiaire)



Une troisième barre sur chaque lit d'armature des chaînages doit être ajoutée lorsque l'épaisseur des murs implique un espacement des barres d'angles supérieur à 20 cm (Document Milan Zacek)

L'EC8 précise des valeurs minimum qui, en Guadeloupe sont largement majorées par le calcul sismique ou, en respectant son domaine d'application, par les tableaux du guide CP-MI (voir § 5).

Recouvrements des armatures longitudinales

- 60 diamètres des barres minimum.

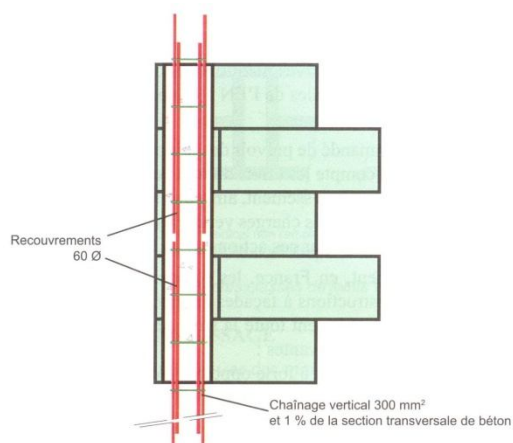
Armatures transversales (cadres)

- 5 mm de diamètre au minimum,
- ancrage dans le béton par retour à 135° et 10 diamètres (voir cours n°3),
- 15 cm d'espacement maximum entre deux cadres.

(N-B : la notion de zone critique ne s'applique pas pour les chaînages puisque leur jonction ne constitue pas des encastremements et qu'ils ne travaillent qu'en traction)

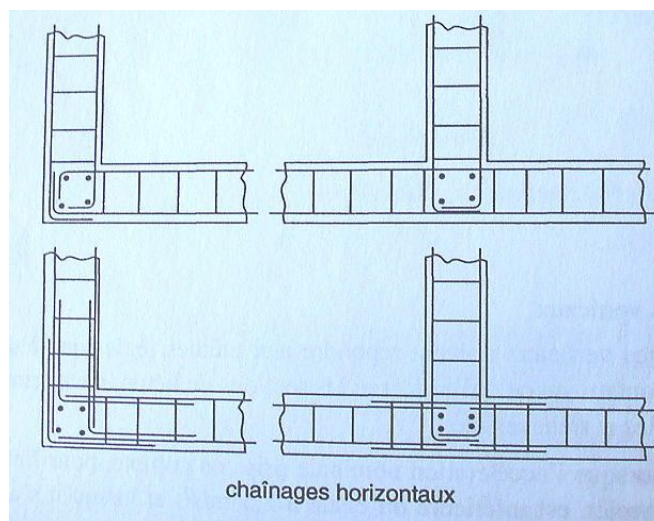
Schémas : continuité des réseaux d'armatures des chaînages

La continuité des armatures longitudinales du réseau continu des chaînages doit être assurée dans les trois directions par une longueur de recouvrement de 60 diamètres.

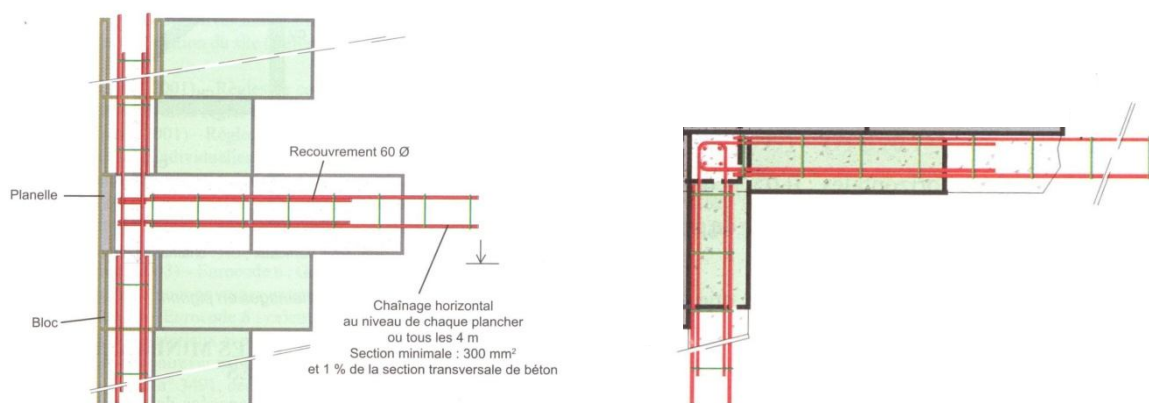


Recouvrement des armatures longitudinales selon l'EC8 : 60 diamètres. (Document AFPS)

Plusieurs solutions sont envisageables aux jonctions entre les chaînages horizontaux et verticaux.



Exemples de liaisons conformes entre chaînages horizontaux et verticaux (Document PS-92). En haut par cintrage des barres. En bas par ajout d'équerres d'angle (au nombre de 3 pour prévenir la poussée au vide).



Une solution simple et efficace pour la liaison des chaînages d'angle consiste en la pose de « U » (Document AFPS). C'est la solution la plus simple à mettre en œuvre sur chantier.

28.5. Harpage de la maçonnerie au bord des chaînages verticaux

Les règles recommandent le harpage des blocs et des chaînages. Le but est simplement de créer des aspérités pour claveter le béton et les blocs, et prévenir leur dissociation pendant les déformations. Un décalage modéré ou les aspérités des alvéoles ouvertes lors du sciage des blocs remplissent ce rôle.



Exemple de harpage réalisé avec soin. « Montage à l'italienne ». (Document Socotec Guadeloupe)

29. Les règles simplifiées pour les petits bâtiments

29.1. Règles issues de l'EC8

L'article 9.7. de l'EC8 propose des règles forfaitaire pour les petits bâtiments. Il repose sur des exigences de domaine d'application irréalistes dans le climat antillais et propose un dimensionnement beaucoup plus onéreux que ceux qui résultent du calcul au cas par cas.

29.2. Guide CP-MI Antilles

Les maisons individuelles peuvent être construites en Guadeloupe et en Martinique en respectant les règles de dimensionnement forfaitaire du guide CP-MI réalisé par l'AFPS (édition révisée en 2004). Ce guide couvre la plupart des bâtiments courants. Une fois identifiées les caractéristiques du bâtiment, des tableaux indiquent les dimensionnements à adopter.

30. Les coefficients de comportement

Pour l'application en France de la norme européenne EN 1998-1-1, les coefficients de comportement retenus sont les suivants

- Maçonnerie non armée conforme à l'EN 1996 $q = 1,5$
- Maçonnerie non armée conforme à l'EN 1996 et à l'EN 1998-1 $q = 2,0$
- **Maçonnerie chaînée, joints verticaux remplis ou non $q = 2,5$**
- Maçonnerie armée $q = 3,0$

Si le bâtiment n'est pas régulier en élévation, il convient de réduire de 20% les valeurs de q , sans qu'il soit nécessaire de les prendre inférieures à $q = 1,5$.

31. Réalisation des planchers en béton armé

31.1. Objectifs généraux

Quel que soit le système porteur, il faut veiller à la rigidité effective des diaphragmes et à la qualité de leurs liaisons avec les palées pour contreventer efficacement le bâtiment. Sauf en cas de trémie importante ou de géométrie défavorable, les planchers traditionnels dont les liaisons aux chaînages sont renforcées satisfont les exigences des diaphragmes rigides.

En règle générale, les planchers de béton armé doivent respecter les règles des ouvrages en béton armé.

Les différents types de planchers et toitures « plaques » ne constituent un « diaphragme rigide » que dans le respect de certaines dispositions constructives qui assurent un comportement dynamique satisfaisant.

- Rigidité effective dans leur plan (géométrie et mise en œuvre).
- Solidarisation impérative avec les chaînages périphériques et poutres qui assurent la liaison avec les palées de stabilité.
- Renforcement des bords des trémies dont les dimensions doivent être limitées (sinon, dispositions compensatrices).
- Si la « plaque » est constituée de plusieurs couches, liaisons entre les couches par des coutures assurant un comportement dynamique homogène sans dislocation (type poutrelles et entrevous ou prédalles, avec dalle de compression).
- Couler le béton sans reprise entre la dalle et les chaînages, poutres, chapiteaux...



Séisme des Saintes, décollement de la sous-face d'un plancher en dalle pleine de béton armé, dont les armatures corrodées ont foisonné. Les planchers en béton armé coulé sur pré-dalles et sur poutrelles préfabriquées et entrevous, garantissent une meilleure réalisation de la couche inférieure (Cliché P. Balandier).

31.2. Prescriptions de l'EC8 et recommandations

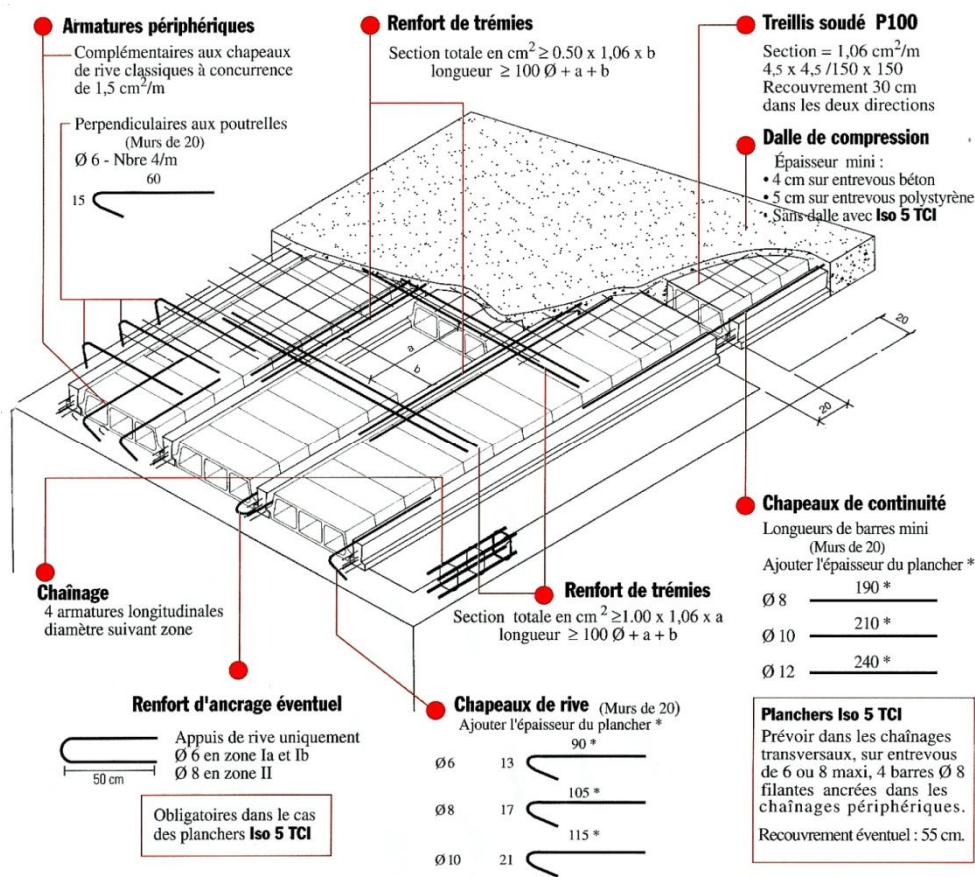
Une dalle de béton armé rigide peut servir de diaphragme si elle présente une épaisseur minimale de 70 mm et est **armée dans les deux directions horizontales** avec les armatures minimales spécifiées dans l'EN 1992-1-1:2004.

La résistance aux forces de traction est assurée par des chaînages en acier disposés sur le périmètre du diaphragme. Dans tous les cas, il y a lieu que ces chaînages forment un système continu d'armatures dans tout le diaphragme et soient reliées à tous les éléments de contreventement.

Pour les **planchers sur éléments préfabriqués** (pré-dalles ou poutrelles et entrevous) la dalle de compression en béton armé appropriée coulée en place intervient dans la rigidité du diaphragme. Il convient que l'épaisseur de cette **chape ne soit pas inférieure à 40 mm** si la portée entre les appuis est inférieure à 8 m, ni inférieure à 50 mm pour des portées plus importantes ; il y a lieu que ses armatures en treillis soient reliées aux éléments résistants verticaux situés en dessous et au-dessus.

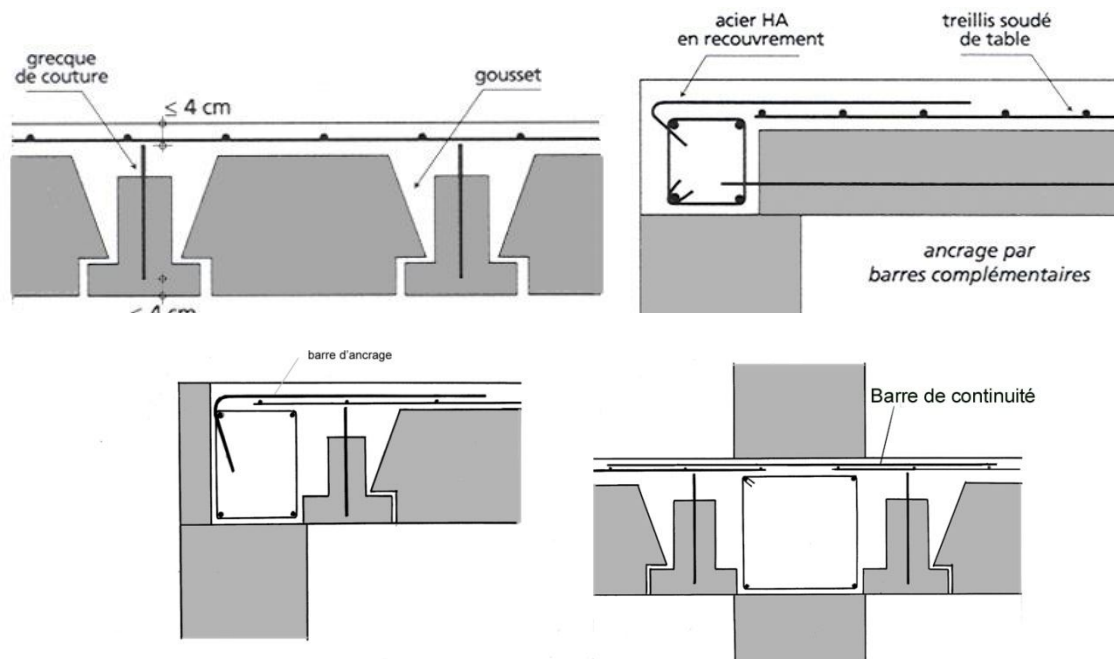
Cas des planchers sur poutrelles et entrevous

Les entrevous ne participent « pas » à la résistance dynamique du plancher, et les poutrelles ont un rôle de « nervures » pour la dalle de compression. Il est capital que les liaisons entre les nervures et la dalle soient effectives pour un comportement dynamique cohérent. La dalle de compression elle-même doit être calculée avec un minimum de 4 cm (5 cm pour les entrevous de polystyrène, néanmoins préférables aux rehausses isolantes sur entrevous).



Principes de mise en œuvre des planchers sur poutrelles et entrevous

Ces « planchers nervurés » ont l'avantage d'avoir une masse réduite (Réduction des forces d'inertie) pour une bonne résistance mécanique (au regard des dalles coulées en place).

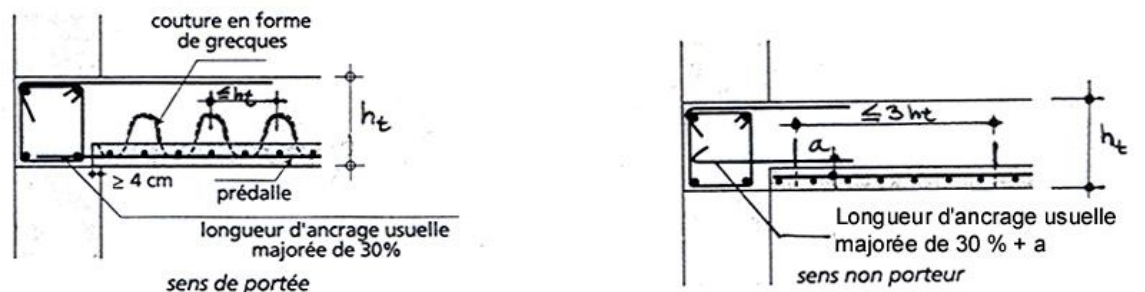


Principes de mise en œuvre des planchers sur poutrelles et entrevous

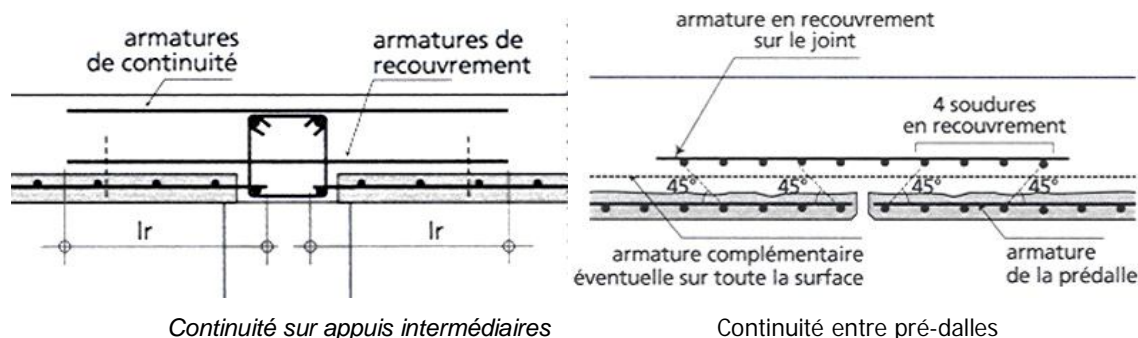
Les liaisons entre les poutrelles et la dalle de compression et celle du plancher avec les chaînages horizontaux doivent être soignées. De plus en plus de fabricants proposent des produits adaptés aux zones sismiques (poutrelles, aciers).

Cas des planchers sur pré-dalles

Si le plancher est constitué de dalles sur pré-dalles ou de dalles sur poutrelles et entrevous, les coutures doivent permettre la continuité mécanique entre les deux éléments, même en cas de fortes secousses.



Liaisons sur chaînages



Continuité sur appuis intermédiaires

Continuité entre pré-dalles

32. Les éléments non structuraux en maçonnerie

Les PS-92 apportent quelques précisions sur la réalisation des cloisons (pour mémoire)

32.1. Les cloisons de distribution d'épaisseur inférieure ou égale à 10 cm

Les cloisons doivent respecter les dispositions suivantes :

- Pas de bord libre
- Jonction impérative à d'autres murs, cloisons ou potelets (béton armé, métal ou bois) de pleine hauteur
- Si cloison de pleine hauteur, elles doivent être solidaires des planchers pour éviter leur déversement
- Si hauteur partielle, encadrements liés au gros-œuvre
- Harpage des cloisons perpendiculaires
- $S < 14 \text{ m}^2$, H et L < 5m, d < 100 e
- Encadrement des baies (BA, métal, bois)



Séisme du Nord-Martinique. Dommages sur une cloison traversée par une poutre. La source de dommages se trouvant sur une porte, ils auraient pu blesser des personnes en cours d'évacuation. AFPA Trinité (Photo P. Balandier)

32.2. Les cloisons de distribution d'épaisseur supérieure à 10 cm

Elles doivent respecter les dispositions suivantes :

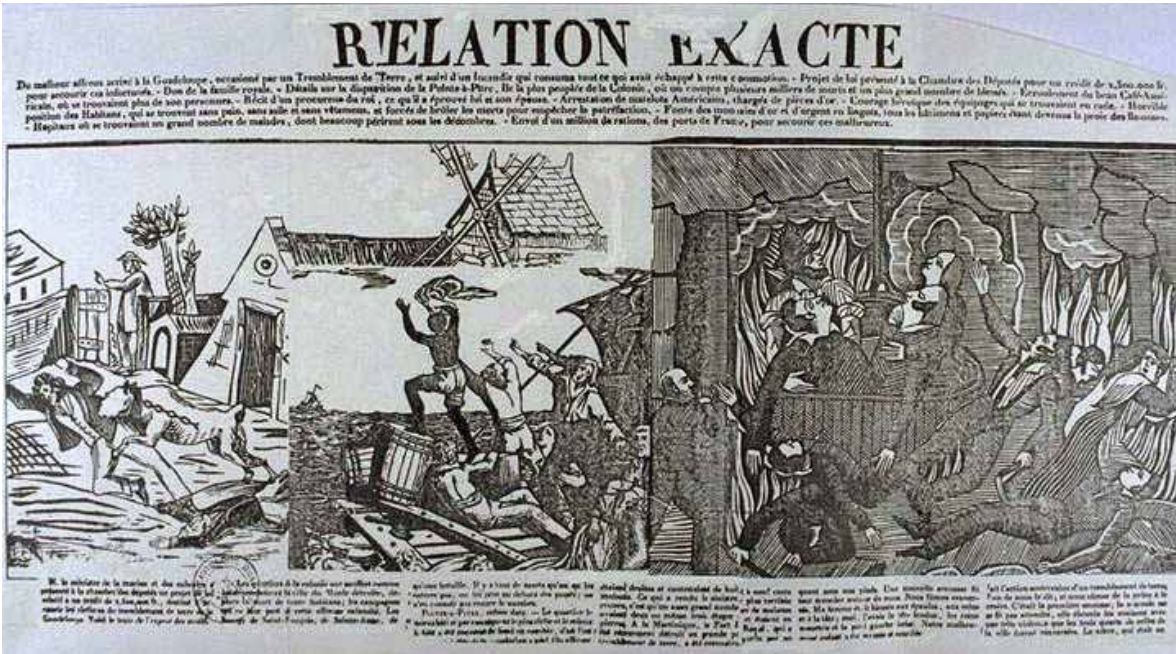
Idem cloisons précédentes et :

- Chaînages en béton armé en métal ou en bois des panneaux
- $S < 20 \text{ m}^2$, H et L < 5m, d < 50 e
- Encadrement des baies (BA, métal, bois) relié à l'ossature ou aux chaînages si type G.

Vérification de leur participation au comportement dynamique de la structure (raideurs)



L'image d'Epinal ci-dessus représente les bâtiments effondrés, l'incendie qui se propage et les victimes coincées sous les décombres. Il a été indument prétendu que la Soufrière avait eu une éruption. De violentes éruptions d'eau et de sable (liquéfaction) ont été observées près des rivages et rivières.



Cette illustration illustre la nervosité des animaux (un chien mord une personne), les gens qui fuient l'incendie par la mer sur des radeaux de fortune et des victimes de cet incendie.



Plan Séisme Antilles

Programme de formation en construction parasismique
***Module pédagogique pour les responsables de
réalisation des bâtiments***

Brochure d'accompagnement du cours n° 5/9



2° Edition - 2010

Rédaction Patricia BALANDIER

Objectifs et contenu du cours n° 5

Ce volume traite des règles de mise en œuvre des maisons à murs de bois en zone sismique.

Les chapitres d'introduction traitent des caractéristiques du bois et de son comportement, qui sont conditionnés par son origine végétale. Des règles d'utilisation spécifiques, avec ou sans séisme, en découlent. Notamment dans les régions très humides comme la Martinique

Différents types de structures en bois existent (pans de bois, ossatures à assemblages semi-rigides et arcs et portiques en lamellé-collé). Seules les règles générales de construction des petits bâtiments en « pans de bois » sont traitées dans ce cours, avec deux types de contreventement : les triangulations par écharpes de bois et les voiles travaillants en contreplaqué.

Il est rappelé que la Martinique est exposée aux vents cycloniques et que dans bien des cas, le dimensionnement du contreventement des structures est plus exigeant pour le vent que pour les secousses. Même dans ce cas, les exigences propres au séisme, principalement la nature des assemblages, s'ajoutent à celles du vent.

Les règles générales de construction qui découlent de l'Eurocode n°5 sont d'abord exposées (quincaillerie des assemblages, réalisation des ossatures).

Puis chacun des dispositifs de contreventement est décrit, ainsi que les règles à adopter pour les planchers et toitures.

Une indication sur les coefficients de comportement q est fournie en fin de cours.

N-B : La publication de guides d'aide à la conception et au dimensionnement des petits bâtiments accompagne l'entrée en vigueur de l'Eurocode n°8. On s'y référera pour le dimensionnement des bâtiments en bois parasismiques et paracycloniques.

Remerciements pour le cours n°5

L'auteur adresse ses remerciements, pour leur contribution active à divers titres, à :

- Paul Quistin, Ingénieur Contrôleur technique
- Gabriel Donteveux, Ingénieur BET
- Christian Chams, Ingénieur Contrôleur technique
- Patrice Lasnier, Ingénieur Constructeur de maisons individuelles
- Guy Schapira, Ingénieur Constructeur de maisons individuelles
- Francis Audras, Technicien Supérieur DDE de Guadeloupe
- Milan Zacek, ENSA Marseille

Illustration de couverture : Ce bâtiment californien a subi des déformations en raison d'un affaissement de son soubassement en bois non contreventé. On observe que le type d'endommagement n'a pas fait perdre la stabilité d'ensemble. Moyennant quelques précautions d'exécution, les bâtiments en bois sont très adaptés aux situations sismiques – Cliché.NISEE

33. Informations générales sur le bois et les structures en bois

33.1. Rappel des caractéristiques propres au bois

Les caractéristiques déterminantes du comportement mécanique du bois sont:

- D'être composé de fibres capillaires (tubes creux) sensiblement parallèles entre elles.
- De contenir de l'eau :
 - o Libre dans les capillaires et les interstices entre les capillaires,
 - o D'imprégnation dans le tissu de cellulose des capillaires proprement dit.

Outre les qualités mécaniques exposées plus loin, le bois présente les avantages suivants :

- Bonne résistance de la cellulose aux atmosphères corrosives ;
- Réparation possible avec résines époxydiques des éléments porteurs ;
- Bon conducteur de l'eau (sensible à l'immersion) :
 - o Avantage pour les traitements par bains ;
 - o Inconvénient pour l'eau « non maîtrisée » pouvant entraîner des pourritures.

Classement mécanique des bois

Les bois sont classés selon leurs qualités mécaniques (à ne pas confondre avec le classement de résistance aux xylophages) qui dépendent notamment des défauts (nœuds préjudiciables en traction) qui abaissent leur résistance et leur rigidité. Il convient de n'utiliser que des bois de qualité supérieure pour les pièces susceptibles d'être très sollicitées.

Les classes de I à III sont de moins en moins résistantes (abaissement des modules élastique et de rupture).



Les bois comportant des nœuds ne peuvent pas travailler correctement en traction en raison des déviations des fibres. Or pour répondre aux sollicitations en flexion, la résistance en traction est nécessaire.

Vulnérabilité aux attaques extérieures

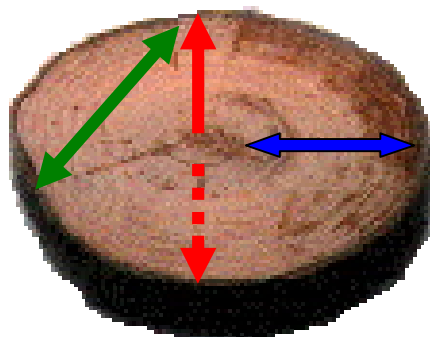
- **Les altérations biologiques des xylophages** (Insectes, champignons, bactéries, pourritures...).
- **Le feu** (progression d'un cm par quart d'heure (calcul de la tenue au feu)).
- **L'humidité excessive** (Capillarité, intempéries, humidité ambiante) qui va conditionner la « classe d'utilisation » selon l'Eurocode n°5).

L'ensemble des protections indispensables fait l'objet de réglementations et normes de traitements et mises en œuvre qui ne doivent pas faire oublier la nécessaire maintenance.

Les classes de risques d'après la norme NF EN 335-2

Classes	Situation en service	Exemples d'emplois	Risques biologiques
1	Bois sec, humidité toujours inférieure à 20 %	Menuiseries intérieures à l'abri de l'humidité: parquets, escaliers intérieurs, portes...	<ul style="list-style-type: none"> • insectes • termites, dans les régions infestées
2	Bois sec mais dont l'humidité peut occasionnellement dépasser 20 %	Charpente, ossatures correctement ventilées en service	<ul style="list-style-type: none"> • insectes • champignons de surface • termites, dans les régions infestées
3	Bois à une humidité fréquemment supérieure à 20 %	Toutes pièces de construction ou menuiseries extérieures verticales soumises à la pluie : bardages, fenêtres... Pièces abritées mais en atmosphère condensante	<ul style="list-style-type: none"> • pourriture • insectes • termites, dans les régions infestées
4	Bois à une humidité toujours supérieure à 20%	Bois horizontaux en extérieur (balcons, coursives ...) et bois en contact avec le sol ou une source d'humidification prolongée ou permanente	<ul style="list-style-type: none"> • pourriture • insectes y compris termites
5	Bois en contact permanent avec l'eau de mer	Piliers, pontons, bois immergés	<ul style="list-style-type: none"> • pourriture • insectes • térébrants marins

Qualités du travail selon le sens des fibres



Axiale (sens des fibres): bonne résistance en traction et compression, donc à la flexion. Rapport résistance/masse volumique excellent dans le sens des fibres.

Radiale (perpendiculaire aux fibres): très faible résistance en traction et en compression.

Tangentielle (aux anneaux de croissance): idem.

En général faible résistance au cisaillement (axial ou non).

N-B: En outre la résistance dépend de l'essence, de la vitesse de croissance et de la position dans le tronc de la pièce.

La conception des structures doit éviter les éventuelles sollicitations des barres en cisaillement et en traction ou compression transversales.

Fluage

Le fluage est une déformation lente et irréversible en flexion, acquise avec le temps sous charges statiques (glissement des fibres les unes par rapport aux autres). La flèche due au fluage augmente, puis se stabilise. Le fluage est fonction de l'humidité du milieu et des charges permanentes (ou prolongées). Le fluage réduit la résistance des pièces concernées. Une façon de résoudre le problème du fluage est de fabriquer des pièces avec une contre-flèche (lamellé-collé).

N-B : A charge égale, les actions alternées comme celles d'un séisme sont beaucoup mieux supportées par les pièces de bois qui n'ont pas le temps de « s'adapter ».

33.2. Produits dérivés

Le contreplaqué

Le croisement des plis (sens des fibres des feuilles de bois) et les caractéristiques de la colle permettent des performances nouvelles par rapport à la structure initiale du bois.

Les caractéristiques multidirectionnelles dans le plan sont nettement améliorées.

Ces propriétés mécaniques trouvent une application intéressante dans la réalisation de diaphragmes et de voiles travaillants (assez bonne résistance au cisaillement).

Le panneau de particules

Ses fibres, orientées au hasard dans des plans parallèles aux faces, sont agglomérées sous pression à chaud avec des résines de synthèse.

Les caractéristiques mécaniques sont intermédiaires entre celles des fibres et copeaux utilisés et celles des résines. La résistance au cisaillement dans le plan, qui dépend de la densité de la plaque, est améliorée par la présence de fibres multidirectionnelles.

Perpendiculairement au panneau la contrainte admissible en compression peut être élevée.

Le lamellé-collé

Matériau de structure très utilisé en raison de ses qualités de résistance qui permettent des portées importantes en maîtrisant le problème du fluage.

Ceci en raison de:

- L'absence de défaut des bois utilisés
- L'effet des films de colle plus résistants que le bois
- Très bon rapport résistance / masse volumique

33.3. Rappel des types de structures caractéristiques

On peut classer les structures en bois en trois grandes familles :

- Les ossatures poteaux-poutres à assemblages semi-rigides
- Les panneaux porteurs à plaques ou à écharpes
- Les arcs et portiques en lamellé collé

Le présent cours ne traite que les constructions courantes en Martinique, c'est-à-dire les structures à panneaux porteurs (pans de bois) qui sont trop souvent réalisées de façon empirique et « traditionnelle ».

Il faut signaler qu'une construction en bois doit être séparée de toute structure ou élément de structure « en dur » (maçonnerie, béton) par un joint parasismique en raison de leurs réponses dynamiques très différentes.

En résumé, les qualités à exploiter par la conception de la structure sont :

- **Masse réduite** = forces d'inertie réduites (Rapport résistance/masse volumique excellent dans le sens des fibres : traction, compression, flexion).
- **Amortissement élevé** dans les assemblages métalliques bien conçus.
- **Matériau résilient** (supporte bien les chocs et les vibrations). Rigidité et résistance des pièces de bois **peu affectées par les charges cycliques** de durée faible (25% supérieure à charge statique).

34. Observations post-sismiques

Les observations post-sismiques sur les maisons à pans de bois traditionnelles mettent en évidence les principaux facteurs de ruine suivants :

- Mauvaise implantation des contreventements (niveaux inférieurs faibles ou torsions)
- Rupture fragile des assemblages.



A gauche, Séisme du Chili (1960.). Manque de contreventement longitudinal, liaisons inappropriées entre parties du bâtiment.

A droite séisme d'Alaska (1964) Le déplacement du sol sous les fondations met en évidence la résilience de la structure bois qui a absorbé le choc.

(Photos : Karl-V. Steinbrugge et NISEE).



Séisme de Kobé (Japon 1995). Ce que l'on veut éviter: la dislocation totale par faiblesse des assemblages non ductiles. (Photo EERI)



Séisme de Northridge (Californie 1994). Les bâtiments en bois, comme les autres souffrent des variations de raideurs importantes entre deux niveaux. Effondrement d'un niveau transparent (à gauche). (Photo NISEE)

35. Qualités et défauts des structures à panneaux de bois face à l'action sismique

Généralités

Les maisons à colombage avec remplissages divers ont précédé les constructions légères en murs porteurs à ossature et enveloppe en bois. Munies d'assemblages ductiles en métal et correctement ancrées sur un soubassement rigide, ces constructions peuvent résister aux séismes les plus violents.

Problématique particulière du manque de rigidité d'ensemble

En dehors des diaphragmes, les assemblages ont un comportement semi-rigide. Il est nécessaire de s'en tenir à de faibles dimensions de bâtiments en raison du comportement des assemblages et du problème de conception – réalisation adéquate des liaisons entre les niveaux. En effet, les déformations acceptables niveau par niveau peuvent être trop grandes, cumulées sur un bâtiment de grandes dimensions aux masses importantes.

Par conséquent on recherchera:

- Un contreventement bien réparti et redondant.
- Des zones de plastification d'assemblages métalliques nombreuses

Exposé à des secousses violentes, ce type de structure permet ainsi une redistribution des efforts des éléments les plus sollicités vers les éléments voisins grâce aux déformations plastiques des assemblages.

Contreventement

Les planchers, les pans de toiture et/ou le plan des entrails de charpente doivent former des diaphragmes rigides.

Les panneaux de contreventement verticaux doivent être placés de façon symétrique, en n'omettant aucune façade, de préférence à proximité des angles. Si le plan du bâtiment est allongé ou de grandes dimensions, il est nécessaire de disposer des contreventements intermédiaires intérieurs.

Les étages ne doivent pas être plus rigides que le rez-de-chaussée.

Les palées de stabilité doivent être superposées pour que les descentes de charges sismiques soient directes.

Erreurs de conception à éviter

L'ancrage insuffisant de la structure aux fondations et la présence d'éléments de maçonnerie au comportement trop différent de celui du bois sont des facteurs de ruine notables.

Attention à l'amplification des déformations en cas de toiture lourde et aux résonances sur sol meuble dans ce cas !

La construction en bois est la seule pour laquelle on recherche l'endommagement ductile des assemblages et non celui des éléments constructifs.

36. L'EC5, l'EC8 et les exigences pour les structures à pans de bois

36.1. Classification et exigences minimales des bois et des connecteurs

36.1.1. Panneaux à base de bois autorisés

Les plaques de contreplaqué utilisées pour la réalisation de panneaux de contreventement doivent avoir une épaisseur de 12 mm minimum.

Leur densité minimale est de 540 kg/m^3 et elles sont de qualité structure selon les normes NF EN636, NF EN12369

Si elles présentent un rainurage décoratif, l'épaisseur utile est considérée

L'utilisation de panneaux de bois aggloméré pour le contreventement est a priori exclue en Martinique (climat trop humide). Elle peut être tolérée en classe de service 2 (quelques communes). Dans ce cas leur densité doit être de 650 kg/m^3 .

36.1.2. Classes d'emploi et traitements des bois autorisés

Les conditions d'exposition du bois en service déterminent la durabilité requise pour la bonne tenue des ouvrages. Les choix d'essences et de traitements des bois doivent satisfaire les exigences suivantes :

- Classe 4 exigée : Toute pièce de bois en contact avec le sol ou le soubassement en béton armé.
- Classe 3.bT exigée : Toute pièce de bois hors sol exposée aux intempéries.
- Classe 3.aT exigée : Autres pièces de bois (Hors sol et sous abri).

Seuls les produits de traitement autorisés par la réglementation en vigueur sont utilisés, dans les conditions définies par les autorités.

Les bois de durabilité naturelle équivalente et avérée sont acceptés.

36.1.3. Panneaux à base de bois autorisés

Les panneaux à base de bois autorisés pour le contreventement sont uniquement les panneaux en contreplaqué dont l'épaisseur minimale est de 12 mm ou plus dans certains cas.

Les panneaux en contreplaqué utilisés pour le contreventement ont une densité minimale de 540 kg/m^3 et sont de qualité structure selon les normes NF EN636 , NF EN12369.

N-B : Dans le cas d'utilisation d'un panneau en contreplaqué incluant un rainurage décoratif sur une face, l'épaisseur à retenir est celle mesurée en fond de rainure. Le rainurage décoratif réduit l'épaisseur de la plaque et c'est bien l'épaisseur utile qui est considérée.

36.1.4. Résistance des assembleurs

Les caractéristiques mécaniques minimales des éléments métalliques de type tiges (clous, boulons, broches...) utilisés pour les assemblages sont définies ci dessous :

- limite d'élasticité $f_y = 480 \text{ N/mm}^2$;
- résistance ultime à la traction $f_u = 600 \text{ N/mm}^2$

La Nuance d'acier minimale pour les éléments métalliques type équerres, sabots est S235.

36.1.5. Scelllements chimiques

Les scellements chimiques réalisés pour l'ancrage de la structure dans le béton armé de l'infrastructure doivent faire l'objet d'une attention particulière lors de la mise en œuvre (nettoyage des trous, profondeur adaptée au diamètre des tiges scellées). Ils ne sont utilisés que si le nettoyage du trou de forage est parfait.

36.1.6. Chevilles métalliques / tiges métalliques

Le diamètre maximum des chevilles d'ancrage ou tiges métalliques de scellement utilisées est de 16 mm (Condition de ductilité). Leurs caractéristiques mécaniques sont données par la fiche technique du fabricant et dans l'ATE.

36.1.7. Pointes

Seul l'emploi de pointes torsadées, crantées ou annelées est autorisé pour les assemblages de la structure.

Pour les éléments principaux de structure, aucun assemblage par pointes, quel que soit le type de pointe, ne doit travailler à l'arrachement / traction dans le sens du fil du bois.

- L'emploi de pointes de diamètre d supérieur à 8 mm est interdit pour les assemblages de la structure (Condition de ductilité).
- La longueur des pointes est égale ou supérieure à 50 mm ; la longueur de pénétration dans la pièce du côté de la pointe est égale ou supérieure à 6 fois leur diamètre ($6d$).
- Pour les assemblages des panneaux à base de bois des voiles travaillants et des diaphragmes, et pour la fixation des plaques métalliques d'ancrage des panneaux de contreventement (voiles travaillants et palées triangulées), le diamètre des pointes est de 2,5 mm minimum et ne doit pas excéder 3,1 mm.

36.1.8. Boulons pour assemblages bois-bois ou bois-métal

Le diamètre maximal des boulons utilisés en structure est de 12 mm (Condition de ductilité). Les boulons sont de catégorie D classe 6.8.

36.1.9. Tire-fond pour assemblages bois-bois ou métal-bois

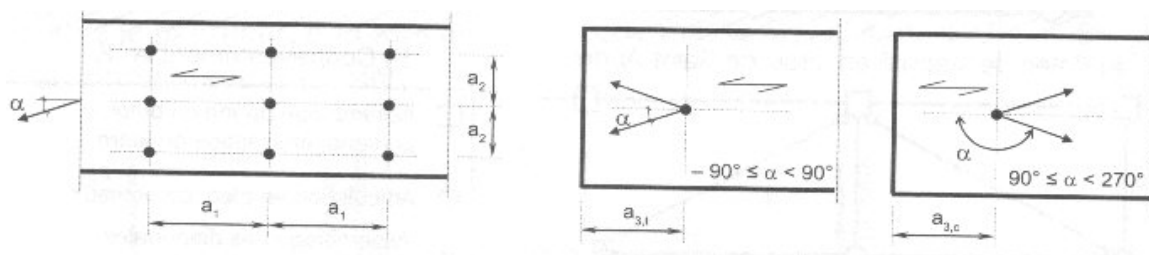
Le diamètre maximal des tire-fond utilisés est de 12 mm (Condition de ductilité).

36.1.10. Plaques métalliques type Equerres et sabot

L'épaisseur des équerres et sabots est au minimum de 2 mm.

36.2. Espacement minimum des fixations

Les distances minimales suivantes entre deux percements doivent être respectées. (d = diamètre de la pointe ou du boulon).



Règle d'espacement minimum entre deux fixations et par rapport au bord selon l'EC5

Type de bois	fixation	Espacement minimum des fixations (mm)			
		Entre fixations a1 // au fil du bois	Entre fixations a2 ⊥ au fil du bois	Au bord a3	En rive a4
Résineux	pointes	10 d	5d	15d	5d
	boulons	5d	4d	7d / 80mm	3d
	Tire-fonds	5d	4d	4d	2.5d
Feuillus durs	pointes	5 d	3d	7d	3d
	boulons	5d	4d	7d / 80mm	3d
	Tire-fonds	5d	4d	4d	2.5d

Règle d'espacement minimum entre fixations type pointes ou boulons ou tire-fonds selon l'EC5

Pour les assemblages entre des éléments d'ossature en bois et des panneaux de contreplaqué (contreventement et diaphragme), les espacements minimums entre pointes sont de :

- a1 et a2 (loin des bords) : 10d
- a3 et a4 (au bord): 3d

36.3. Notion de classe de service et protection anti-corrosion

Conformément aux obligations de la classe de service 3, les quincailleries utilisées pour les assemblages respectent les protections anti-corrosion suivantes :

- Pointes, tire-fond, boulons : Fe/Zn 25c ou Z350.
- Plaques métalliques d'épaisseur supérieure à 3 mm : Fe/Zn 25c ou Z350.
- Plaques métalliques d'épaisseur inférieure ou égale à 3 mm : acier inoxydable.

De plus, Il doit être procédé au peinturage des pièces d'assemblage situées à l'extérieur.

Conformément aux Addenda Antilles des DTU, dits « Règles Antilles », les quincailleries respectant les protections anticorrosion par galvanisation en continu Z 275 (correspondant aux obligations de la classe de service 2) peuvent être utilisées exclusivement en intérieur protégé à condition d'être peintes par une peinture riche en zinc type EPOXY ZINC

Pour les situations particulièrement corrosives, notamment pour toutes les constructions situées à moins d'un 1 km du littoral il convient d'envisager le: Fe/Zn 40 (ou Z450), ou un revêtement par galvanisation à chaud ou de l'acier inoxydable.

37. La question de la résistance aux vents cycloniques

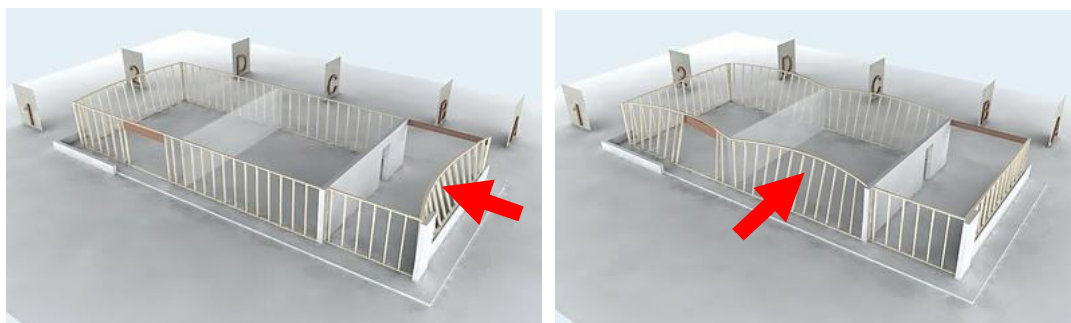
En Martinique, on ne peut concevoir un bâtiment sans prendre en compte les vents cycloniques. La valeur de vent caractéristique à retenir pour le calcul des ouvrages est 32 m/s conformément à l'AN de l'EN 1991-1-4.

Les constructions en panneaux de bois sont adaptées à ce type d'action sous réserve d'un système de contreventement approprié incluant des exigences comparables à celles du séisme et parfois plus élevées. En effet, pour les bâtiments de plain pied, les masses des constructions en bois sont très faibles et l'action sismique reste plus modérée que celle du vent cyclonique.

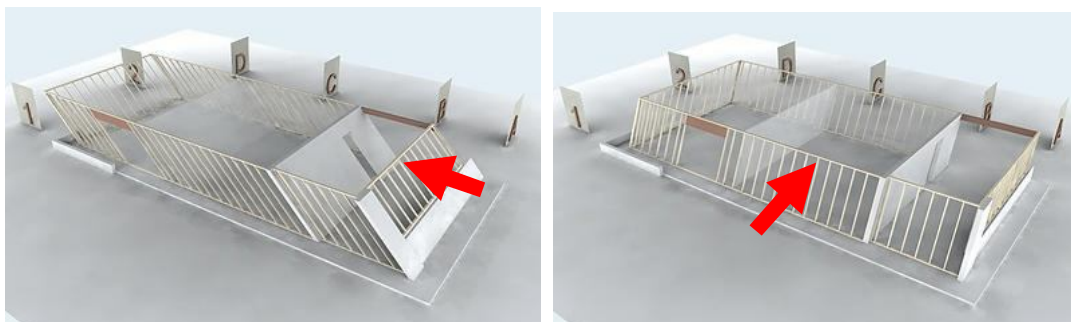
Dans certains cas l'action du vent demande des précautions particulières :

- Les bâtiments situés en zone côtière ou en haut des mornes sont plus exposés.
- Les bâtiments à longues façades et/ou avec étages offrent plus de surface à la pression du vent et nécessitent des contreventements perpendiculaires intermédiaires pour raidir les façades.

N-B : Est considérée comme zone côtière exposée au vent de mer, la zone comprise entre le littoral et une distance de 800 m au littoral. (N-B : Cette distance est issue de l'EN 1991-1-4 : zone catégorie 0 : 400 m + zone de transition : 370 m = 770 m arrondis à 800 m)



Déformation caractéristique des façades sous l'effet du vent



Déformation caractéristique des façades sous l'effet d'un séisme (Illustrations : Amicale des Professeurs de l'Enseignement Technique des métiers du Bois)

N-B : Protection contre les remontées d'eau et les eaux de pluie

En raison de la sensibilité du matériau à l'eau, il est nécessaire que le projet architectural prenne en compte la protection des bois, notamment:

- Remontée « hors eau » du soubassement de béton armé.
- Feuille étanche entre ce soubassement et la structure en bois.
- Pose de bardages en façade avec recouvrement permettant un bon écoulement des eaux de pluie.
- Débords de toiture.
- Etanchéité des éléments couvrants, etc.

38. Assemblages pour la ductilité des structures en bois

38.1. Vocabulaire

Assemblages semi-rigides

Assemblages ayant une flexibilité significative dont l'influence doit être prise en compte dans l'analyse de la structure, conformément à l'EN 1995 (par exemple, assemblages de type « tiges »).

Assemblages rigides

Assemblages dont la flexibilité est négligeable, selon l'EN 1995 (par exemple, assemblages de bois massif par collage).

Assemblages à tiges

Assemblages avec des connecteurs mécaniques de type tiges (clous, crampons, vis, broches, boulons) chargés perpendiculairement à leur axe.

Assemblages de charpentier

Assemblages traditionnels où les efforts sont transmis par l'intermédiaire de surfaces de contact et sans connecteurs mécaniques (par exemple, embrèvement, tenon, joint à mi-bois).

Comportement de structure dissipatif

Les zones dissipatives doivent être situées dans les assemblages et les connexions, alors que les éléments en bois doivent être considérés comme ayant un comportement élastique.

38.2. Matériaux et propriétés des zones dissipatives

Pour obtenir un comportement global dissipatif les exigences de base sont les suivantes :

- a) matériaux et connecteurs mécaniques métalliques aptes aux déformations cycliques.
- b) les assemblages collés doivent être considérés comme des zones non dissipatives ;
- c) les assemblages de charpentier peuvent être utilisés uniquement s'ils présentent une capacité suffisante de dissipation d'énergie, sans comporter de risque de rupture fragile en cisaillement ou en traction perpendiculaire au fil du bois. Leur utilisation doit être subordonnée à des résultats d'essai appropriés.

Les éléments en acier des assemblages doivent respecter les conditions suivantes :

- a) tous les éléments d'assemblage réalisés en acier moulé doivent respecter les exigences correspondantes de l'EN 1993 ;
- b) la conformité des propriétés de ductilité des assemblages dans les treillis et entre le matériau du voile travaillant et l'ossature en bois, pour les structures de classes de ductilité M ou H, doit être vérifiée par des essais cycliques sur la combinaison appropriée des parties assemblées et des connecteurs. (Voir 8.3)

Les boulons et les broches doivent être serrés et les trous ajustés. Des boulons ou des broches de diamètres $d > 16$ mm ne doivent pas être utilisés pour les assemblages bois-bois et acier-bois, sauf s'ils sont associés à des connecteurs en bois.

Les broches, les clous lisses et les crampons ne doivent généralement pas être utilisés sans disposition complémentaire s'opposant à leur arrachement.

En cas de traction perpendiculaire au fil du bois, il convient d'adopter des dispositions complémentaires afin d'éviter le fendage (par exemple, plaques métalliques clouées ou plaques de recouvrement clouées).

39. Règles communes pour les structures en bois

39.1. Généralités

L'ensemble des parois est à ossature bois. En façade comme à l'intérieur, l'ossature est constituée de traverses basse et haute, d'une lisse basse périphérique (ou relevé béton de 10 cm) et de montants en bois.

Les panneaux d'ossature se distinguent selon leur fonction structurale et leur emplacement dans la construction :

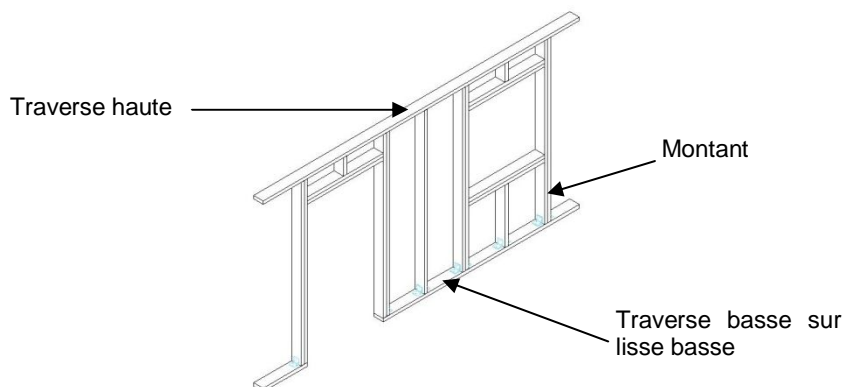
- Les murs de façades porteurs des planchers ou de la charpente de toiture reprennent les efforts du vent cyclonique appliqués perpendiculairement à leur plan. Ce sont les panneaux courants et les panneaux de contreventement résistant aux efforts horizontaux dans leur plan (séisme ou vent).
- Les murs porteurs de refend reprennent uniquement la descente de charges verticales et les efforts de soulèvement dus au vent et apportés par la toiture lorsqu'ils sont reliés à la charpente. Ils comportent des panneaux courants et des panneaux de contreventement résistant aux efforts horizontaux dans leur plan (séisme ou vent).

Le contreventement vertical pour la reprise des actions horizontales (vent, séisme) est assuré par des panneaux de murs inclus dans les murs décrits ci-dessus. Ces panneaux font l'objet de dispositions constructives particulières (voiles travaillants ou palées de stabilité triangulées par écharpes). Ils se distinguent des panneaux courants par des sections de bois d'ossature renforcées, des liaisons renforcées avec les éléments de structure adjacents (chaînages, fondations).

39.2. Conception de l'ossature des panneaux

1) Les murs courants

- a. **En façade** ils sont constitués d'une ossature et d'un bardage en bois massif.



Les montants sont espacés au plus de 60 cm et fixés à une traverse basse et une traverse haute.

La section des montants et des traverses ne doit pas être inférieure à 8x10 (ou plus dans certains cas) .

b. Les murs intérieurs de refend

La section des montants est de 8 x 10 cm. L'espacement entre axes des montants est de 1 m maximum.

2) Les panneaux de contreventement

Ces panneaux de 120 cm minimum chacun, représentant au total 30% minimum de la longueur de chaque mur, et ayant un rapport H/I maximum de 2/1 peuvent être réalisés par triangulation ou par fixation de plaques (voiles travaillants)

Ces panneaux doivent être implantés en nombre suffisant dans les deux directions horthogonales, et reliés par un chaînage horizontal (lisse continue) qui répartit les charges horizontales et verticales. Les joints de la lisse ne doivent pas se trouver à proximité des joints des traverses.

39.3. Ancrage des montants courants

L'ancrage des montants courants dans les traverses est obtenu (voir illustrations plus bas) :

- soit au moyen d'équerres métalliques renforcées ;
- soit par assemblage charpentier traditionnel complété d'un clouage.

39.4. Ancrage de la traverse et de la lisse basses

La traverse basse et la lisse basse sont fixées à l'infrastructure en béton armé au moyen de chevilles métalliques de diamètre d 10 mm minimum et 16 mm maximum, espacées de 0,6 m maximum. La longueur active de l'ancrage dans le béton est de 7 cm minimum.

L'ancrage des montants par équerres, décrit au § 8.2, et satisfaisant également les exigences d'ancrage ci-dessus est accepté.

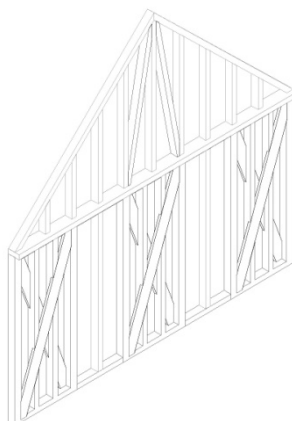


*A gauche fixation d'un montant par assemblage charpentier traditionnel complété d'un clouage.
A droite, fixation de montants au moyen d'équerres métalliques renforcées et ancrage de la traverse basse et de la lisse basse au moyen de chevilles métalliques.*

39.5. Réalisation des pignons

Les pignons sont des panneaux de murs triangulaires. Leur implantation sur le mur inférieur, nécessite la mise en œuvre, à plat, d'une poutre de section 8x20 au dessus de la lisse haute de ce mur, pour rigidifier son ossature et transmettre les efforts aux panneaux de contreventement perpendiculaires au plan du mur .

Les panneaux de contreventement perpendiculaires qui servent d'appui à cette poutre doivent être distants de 5 m au plus, ce qui correspond à la portée maximale de cette poutre.



Mur pignon

39.6. Encadrement des baies

Au droit des baies, les montants et les franchissements d'allège et d'imposte sont constitués de doubles sections assemblées sur leur longueur par un clouage espacé de 50 cm maximum.

40. Mise en œuvre des contreventements triangulés par écharpes

40.1. Principe constructif

Les palées de stabilité triangulées sont des éléments de murs qui assurent le contreventement et qui se distinguent par la présence de diagonales constituées de barres en bois dénommées par la suite « écharpes » fixées sur une ossature de bois renforcée (montants principalement).

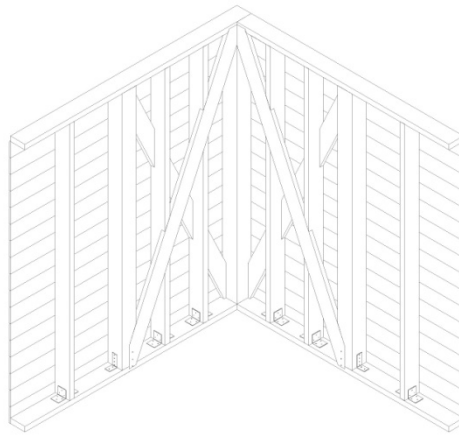
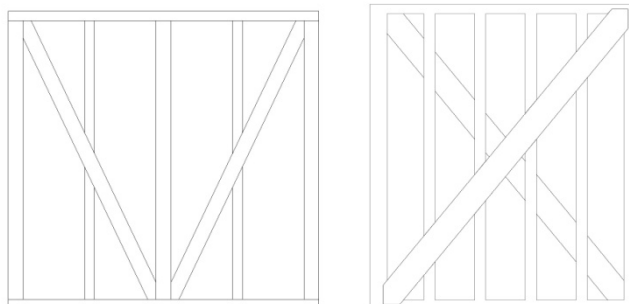


Schéma de principe de mise en place des écharpes

Une palée de stabilité triangulée est constituée par la présence de deux diagonales continues croisant les montants intermédiaires et fixées sur les montants renforcés d'extrémités.



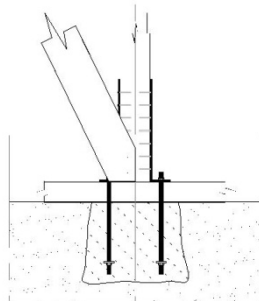
Exemples de palées de stabilité triangulées. Les écharpes des deux directions peuvent se croiser ou se succéder

40.2. Fixation des palées de stabilité du niveau 0 et ancrage dans le béton armé

Les montants d'extrémité des palées de stabilité nécessitent un dispositif d'ancrage supplémentaire dans le chaînage en béton armé de l'infrastructure, capable d'équilibrer les efforts de soulèvement et de cisaillement.

Cet ancrage est réalisé par la pose d'équerres métalliques spéciales renforcées ou de sabots renforcés d'épaisseur minimale 3 mm. Ces sabots sont fixés :

- aux faces internes des montants périphériques de la palée par le biais de pointes ou de boulons ;
- dans le béton au moyen de chevilles métalliques ou par des tiges d'ancrage métalliques de scellement traversant la lisse basse et le cas échéant le plancher bas s'il est en bois.



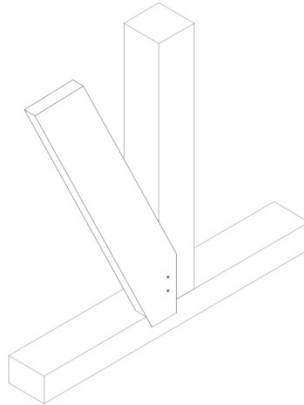
Schémas de principe de l'ancrage par tiges métalliques

Les caractéristiques mécaniques de l'assemblage (efforts admissibles de traction et/ou cisaillement, ELU_{vent} et $ELU_{sismique}$) données par la fiche technique du fabricant doivent être capables de reprendre les charges de calcul pondérées correspondant aux impératifs du projet.

40.3. Assemblage d'extrémité de l'écharpe

La liaison écharpe/montant d'extrémité se fait par réalisation d'un embrèvement simple dans le montant périphérique en pied ou en tête.

Le maintien de la diagonale sur le montant se fait par 2 pointes de dimensions 3.1x70 mm.



Assemblage d'extrémité écharpe – montant. (dedans – dehors)

40.4. Assemblage d'écharpe sur un montant intermédiaire

La liaison écharpe/montant intermédiaire se fait par réalisation d'une entaille simple dans le montant. Cette entaille doit être précise aux dimensions de l'épaisseur et de la largeur de l'écharpe.

Le maintien de la diagonale sur le montant se fait par 3 pointes de dimensions 3.1x70 mm.

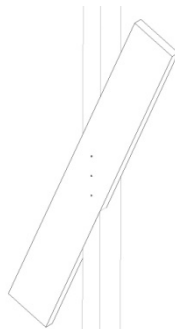


Schéma assemblage écharpe/montant intermédiaire

41. Mise en œuvre des structures à voiles travaillants

41.1. Principe constructif

Les voiles travaillants sont des panneaux de contreventement et qui sont constitués par des plaques de contreplaqué ou de CTBH clouées sur l'ossature de bois renforcée.

Chaque voile travaillant est constitué d'une ou deux plaques de bois, posées en pleine hauteur. Elles sont clouées sur tous les montants et traverses de l'ossature qu'elles recouvrent.

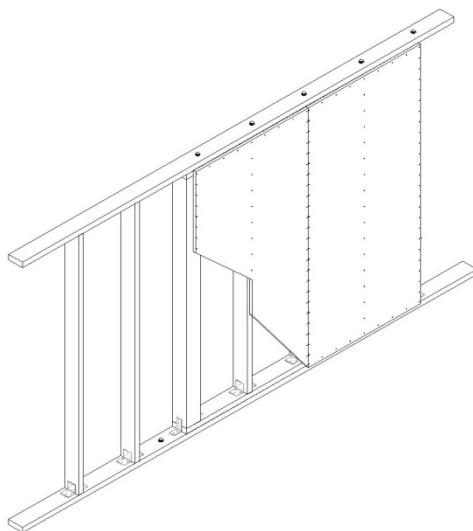


Schéma de principe panneau voile travaillant préfabriqué intégré dans un mur de façade

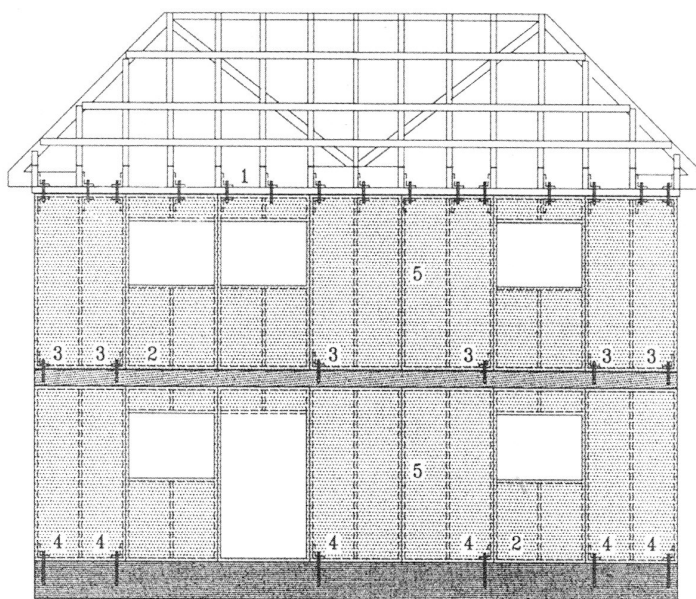


Figure 10-1 : Liaisons mécaniques d'une maison à ossature bois

1 fixation des fermettes, 2 fixation de panneaux courants, 3 liaisons de montant de panneaux de contreventement superposés, 4 ancrages de montants de panneaux de contreventement, 5 liaisons de montants de panneaux de contreventement juxtaposés

Représentation schématique d'une maison à étage contreventée par voiles travaillants.

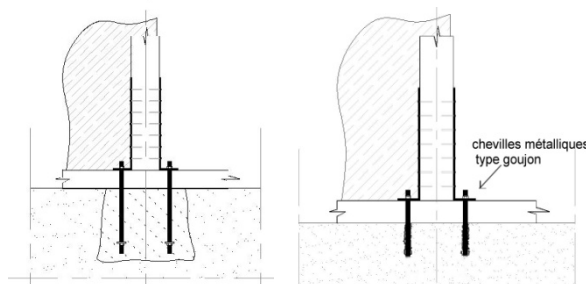
41.2. Fixation des voiles travaillants du niveau 0 et ancrage dans le béton armé

Les voiles travaillants nécessitent un dispositif d'ancrage supplémentaire dans le chaînage en béton armé de l'infrastructure, capable d'équilibrer les efforts de soulèvement et de cisaillement.

Cet ancrage est réalisé par la pose d'équerres métalliques spéciales renforcées ou de sabots renforcés d'épaisseur minimale 3 mm. Ces profilés sont fixés :

- sur les faces internes (verticales) des montants périphériques du panneau de mur voile travaillant par le biais de pointes ou de boulons ;
- dans l'infrastructure de béton (horizontale) au moyen de chevilles métalliques ou par des tiges d'ancrage métalliques de scellement traversant la lisse basse et le cas échéant le plancher bas s'il est en bois.

N-B : Dans le cas de scellement, la réservation dans le béton, pour permettre un bétonnage en 2^e phase, doit être réalisée avec un matériau pouvant être totalement retiré, préservant les armatures en place, et créant des aspérités dans le béton de 1^e phase, pour une bonne adhérence du béton de 2^e phase.



Schémas de principe de l'assemblage d'ancrage en pied de montant (armatures du béton non représentées)

41.3. Dispositions constructives particulières

Les dispositions constructives suivantes doivent être impérativement respectées :

- Le placage des voiles travaillants ne doit comporter aucune ouverture, trou ou défectuosité.
- La fixation des plaques sur les montants est réalisée par clouage des plaques sur l'ossature.
- Le clouage est réalisé à l'aide de pointes conformes aux prescriptions générales (voir § 4) et respecte les dispositions suivantes (d = diamètre de la pointe) :
 - o Les pointes sont régulièrement espacées ;
 - o leur diamètre d est inférieur au $\frac{1}{4}$ de l'épaisseur de la plaque ; la valeur d recommandée est de 3,1 mm ;
 - o leur espacement est compris entre la valeur de $13 d$ minimum et une distance maximum tel que définie par l'étude de dimensionnement du projet,
 - o un espacement de $6 d$ minimum est respecté dans le sens transversal entre 2 rangées de pointes sur un même montant, avec une distance au bord latéral de l'élément de l'ossature de $6 d$ minimum et un minimum de 1,5 cm
 - o le clouage doit être effectué à plat en atelier ou sur une aire horizontale stable du chantier. En aucun cas le clouage ne doit être réalisé en position verticale.

La liaison par colle des plaques de contreplaqué sur l'ossature, avec ou sans pointes, n'est pas autorisée sans vérification particulière.

Lors de la mise en place de panneaux de voiles travaillants préfabriqués dans la réservation faite dans l'ossature en bois des murs porteurs, la fixation de leurs montants périphériques et de leurs traverses haute et basse doit être réalisée au moyen de boulons espacés de 40 cm respectant les règles d'assemblage garantissant leur résistance.

42. Mise en œuvre des planchers

42.1. Principe constructif

Les planchers constituent des diaphragmes horizontaux qui se développent dans un plan unique. Aucun décrochement vertical n'est admis.

La structure du plancher est constituée :

- de poutres / solives courantes parallèles espacées de 0.60 m maximum. Ces solives sont supportées par les murs porteurs, intérieurs ou en façade, ou localement par des solives ou poutres maîtresses.
- d'un plancher constitué de plaques de contreplaqué ou de lames en bois fixées sur les solives.

Pour assurer la rigidité des planchers dans leur plan, il ne doit pas y avoir de changement de direction des poutres sur les appuis des murs de contreventement. Le dimensionnement des poutres est calculé pour les caractéristiques du projet.

Plancher – diaphragme constitué par des plaques de contreplaqué

- L'épaisseur minimale des plaques est 19 mm.
- Les plaques sont supportées sur toute leur périphérie par les solives ou par des entretoises perpendiculaires aux solives.
- Le calepinage des plaques est réalisé de manière ne pas aligner deux joints sur une même solive.
- Le fil du pli extérieur des plaques est perpendiculaire aux solives.
- Une largeur de joint d'environ 1 mm par mètre de longueur de panneau doit être respectée, afin d'éviter le voilement des plaques lors de leur dilatation.
- Les plaques sont fixées sur toute leur périphérie et sur les solives intermédiaires par des pointes de diamètre 3.1 mm, espacés de 15 cm maximum

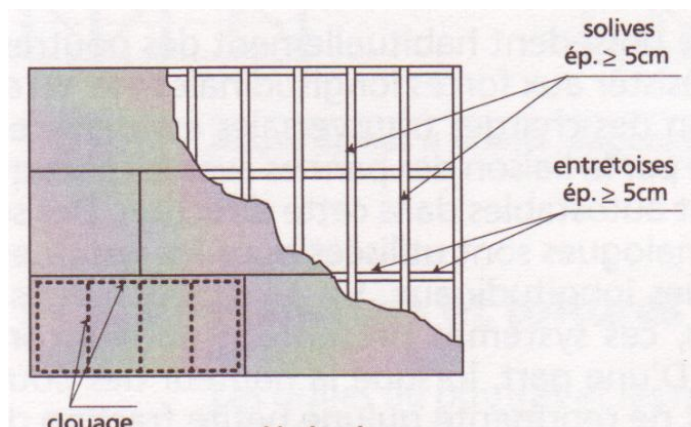


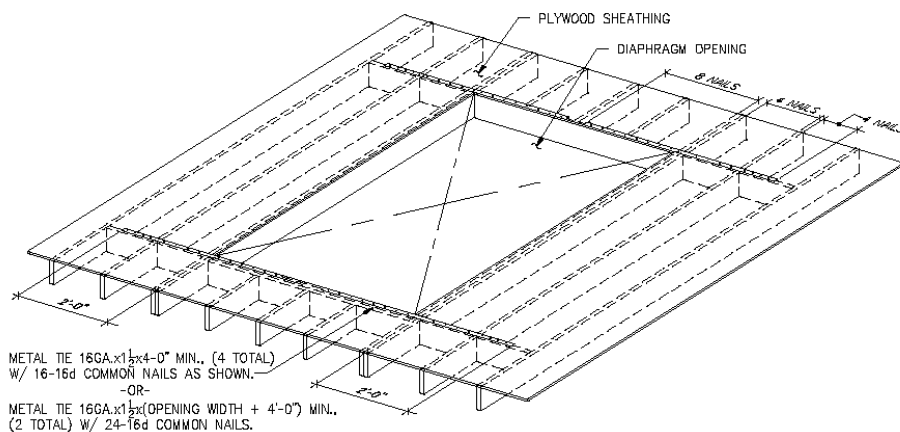
Schéma de plancher à base de plaque de bois

Plancher – diaphragme constitué par des plaques de contreplaqué et des lames de bois :

- Un diaphragme en contreplaqué de 12 mm d'épaisseur réalisé comme ci-dessus.
- Les lames ont une épaisseur de 22 mm minimum.
- Le calepinage des lames est réalisé de manière à effectuer les jointoiements sur les solives.

42.2. Réalisation de la trémie

Les bords de la trémie sont renforcés par doublage des solives et des entretoises, qui sont assemblées entre elles par clouage tous les 50 cm maximum.



Doublage des solives et entretoises sur les bords d'une trémie.

42.3. Dispositions d'ancrage et de fixation des solives et entretoises

La mise en œuvre des solives et entretoises respecte les dispositions suivantes :

- Les solives principales ou poutres maîtresses du plancher prennent appui à leurs extrémités sur la largeur totale de la lisse supérieure du niveau bas.
- Les solives principales du plancher sont fixées sur la lisse supérieure du niveau bas par des équerres d'épaisseur comprise entre 2,5 mm et 3 mm.
- Les solives courantes secondaires et les entretoises perpendiculaires aux solives sont fixées aux solives principales par l'intermédiaire de sabots d'une épaisseur comprise entre 2,5 mm et 3 mm, ou elles s'appuient sur des lambourdes/tasseaux de section 5x5 clouées sur la solive maîtresse sur 2 files en quinconce (à raison d'au moins 2 clous par solive).

42.4. Conditions de réalisation du diaphragme horizontal

Les planchers constitués par des panneaux de bois constituent le diaphragme si les dispositions suivantes sont vérifiées.

La liaison entre les plaques de contreplaqué et les solives et entretoises est réalisée à l'aide de pointes régulièrement espacées à la périphérie des plaques et respectant les conditions suivantes:

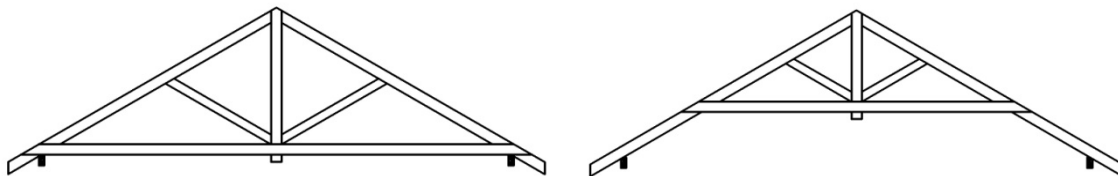
- les pointes présentent un diamètre d maximum de 3.1 mm avec $d \leq t/4$ (t étant l'épaisseur du panneau),
- un espacement entre pointes de $13d$ avec un maximum de 150 mm dans le sens longitudinal de l'élément de l'ossature,
- un espacement de $6d$ entre pointes dans le sens transversal de l'élément de l'ossature,
- une distance au bord latéral de l'élément de l'ossature de $6d$ avec un minimum de 1,5 cm,

La liaison par colle en complément du clouage est recommandée pour assurer une raideur de diaphragme supérieure à celle des contreventements verticaux.

43. Mise en œuvre des charpentes traditionnelles

43.1. Assemblage des fermes

Les fermes sont constituées d'un entrait, d'arbalétriers, de liens ou contrefiches et d'un poinçon. Les fermes supportent des pannes déversées ou des chevrons sur lesquels est fixée la couverture.

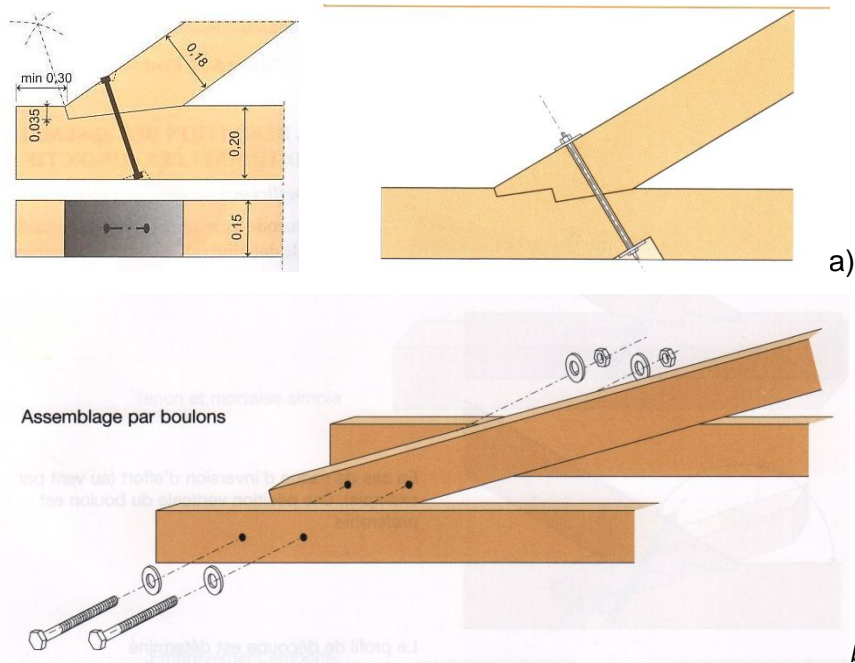


Constitution des fermes (à droite, entrait retroussé)

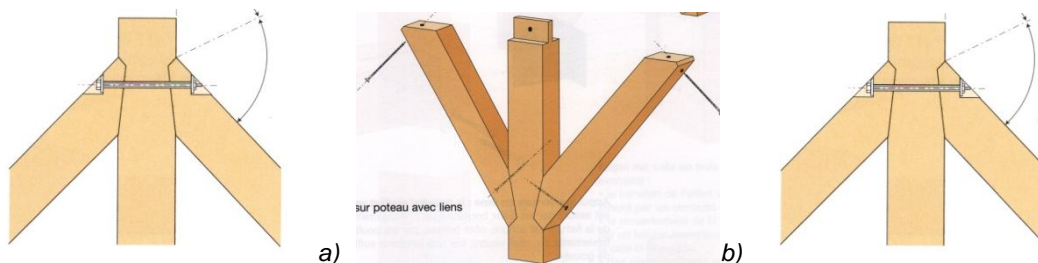
L'assemblage des fermes est effectué à plat en atelier ou sur site au sol.

Les liaisons entre les éléments de fermes sont réalisées comme suit :

- La liaison arbalétrier / poinçon est assurée par réalisation d'un embrèvement simple avec tenon, renforcé par un boulon horizontal de diamètre $d = 10 \text{ mm}$
- La liaison entrait / arbalétrier est assurée par réalisation d'un embrèvement simple avec tenon, renforcé par un boulon vertical de diamètre $d = 10 \text{ mm}$ ou dans le cas d'un entrait moisé fixation par 2 boulons
- La liaison entrait moisé / poinçon est assurée par réalisation d'un embrèvement simple, renforcé par mise en œuvre d'un boulon de diamètre $d = 8 \text{ mm}$. Cet embrèvement est limité à 3 cm .
- La liaison contrefiche / poinçon est assurée par réalisation d'un embrèvement simple renforcé par mise en œuvre d'un boulon de diamètre $d = 8 \text{ mm}$



Schémas de liaisons entre éléments de ferme : a) entrait - arbalétrier ; b) entrait moisé – arbalétrier (document AFPS)

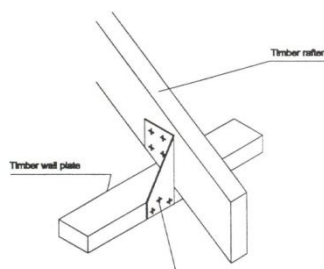


Schémas de liaison des éléments de ferme : a) poinçon - arbalétrier ; b) contrefiche - poinçon, c) contrefiche - arbalétrier

43.2. Ancrage des fermes sur les murs porteurs verticaux

La fixation de la ferme sur les éléments porteurs est réalisée comme suit :

- La fixation ferme – lisse haute (sablière) est assurée par équerres et boulons de diamètre $d = 10 \text{ mm}$
- La fixation arbalétrier - lisse haute est assurée 2 équerres métalliques fixées sur la lisse haute par un tire-fond ou boulon $d = 10$ et boulonnées sur l'arbalétrier par un boulon de diamètre $d = 10 \text{ mm}$



Schémas d'ancrage des fermes sur la lisse haute.

43.3. Assemblage et ancrage des pannes et chevrons

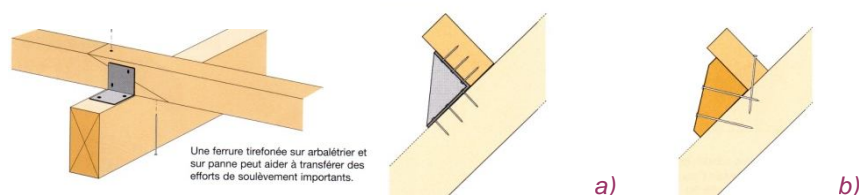
43.3.1. Ancrage des chevrons

La fixation des chevrons sur l'ossature de murs s'effectue au moyen de boulons ou tiges filetées et/ou d'équerres métalliques :

- La fixation chevron – panne faîtière est assurée par échantignolles ou cornières ou par un boulon de diamètre $d = 8 \text{ mm}$
- La fixation chevron – lisse haute : un tire-fond ou un boulon de diamètre $d = 8 \text{ mm}$
- La fixation chevron – arêtier : un tire-fond de diamètre $d = 8 \text{ mm}$ ou 2 pointes de diamètre $d = 5 \times 100 \text{ mm}$

43.3.2. Ancrage des pannes

La fixation des pannes sur l'arbalétrier de la ferme s'effectue au moyen de sabots métalliques, équerres métalliques renforcées ou par échantignolles en bois.



Schémas d'ancrage des pannes. : a) équerres métalliques ; b) échantignolles en bois

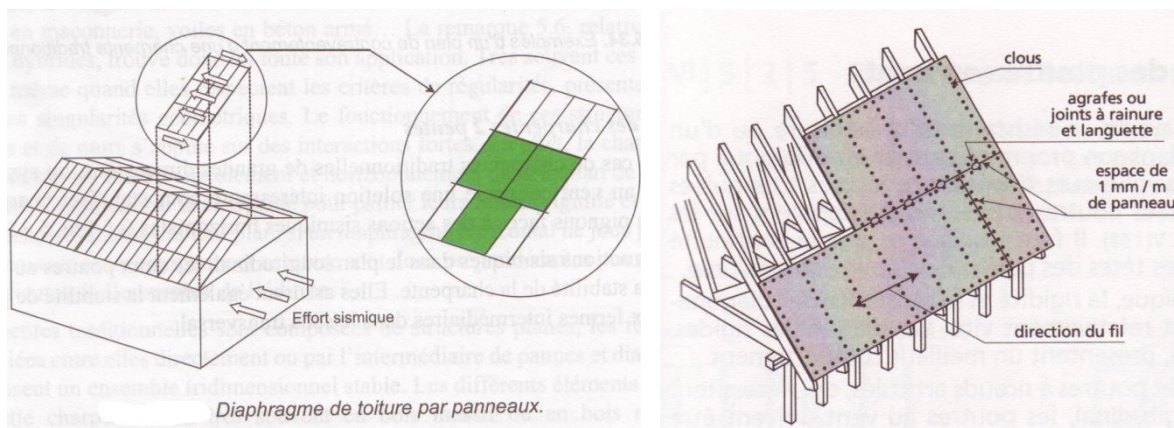
43.4. Conditions de réalisation du diaphragme de toiture

Généralités

La raideur horizontale du volume de toiture doit être suffisamment importante, comparée à la raideur latérale des palées de stabilité, pour que sa déformation ait peu d'effet sur la distribution des forces entre les contreventements verticaux de la structure.

Conception du diaphragme de toiture à deux pans

Le contreventement horizontal des fermes ou des fermettes préfabriquées est réalisé dans les plans des pentes de toiture, par la pose sur les solives de panneaux en contreplaqué, d'épaisseur minimale 12 mm utile et conformes aux différentes spécifications de réalisation d'un diaphragme par plaques du § 10 (planchers), sur toute la surface des pentes.



Constitution du diaphragme en toiture

Conception du diaphragme de toiture à quatre pans

Ce type de toiture est autostable. Les croupes composées d'arêtiers, demi-fermes ou empannons de croupe, constituent le contreventement.

La mise en œuvre de panneaux de contreplaqué réalisant la rigidité du diaphragme est exigée dans les mêmes conditions que pour la toiture à 2 pans.

43.5. Conception et réalisation des charpentes industrialisées à fermettes

43.5.1. Conception

Le concepteur du bâtiment et/ou le constructeur sous-traient la conception et la réalisation de la toiture au fabricant de charpentes industrialisées à fermettes.

Celui-ci fournit le dessin des fermettes et de leur assemblage, ainsi que le calcul structural de chacun des éléments importants de la toiture et du comportement global, incluant les parties d'ouvrage en débord de façade particulièrement sollicitées au vent. Les ancrages sont dimensionnés par le fournisseur. Ils requièrent au minimum 2 équerres par extrémité de fermette.

Le fabricant de fermettes fournit et vérifie sur chantier les caractéristiques des assemblages et des ancrages et de leur mise en œuvre.

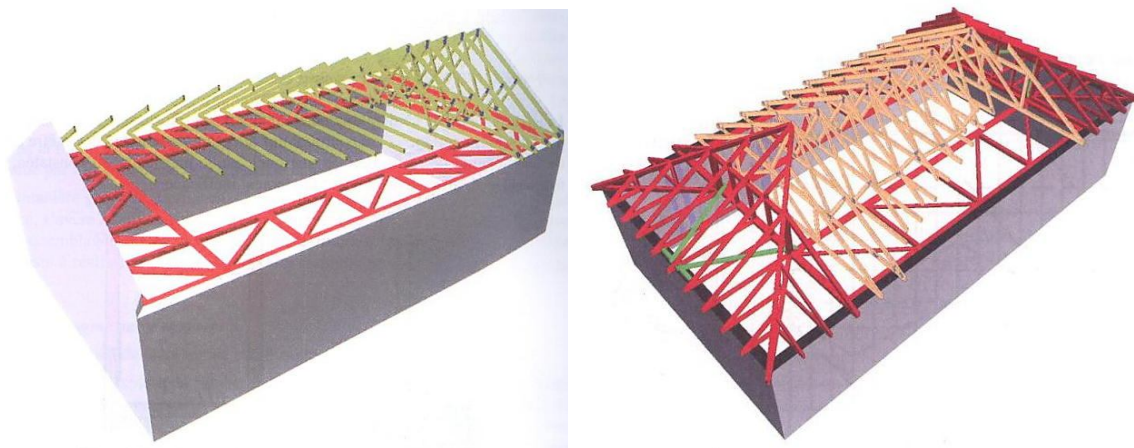
43.5.2. Conditions de réalisation du diaphragme de toiture

La raideur horizontale du volume de toiture doit être suffisamment importante, comparée à la raideur latérale des palées de stabilité, pour que sa déformation ait peu d'effet sur la distribution des forces entre les éléments verticaux de structure.

Le contreventement, qu'il soit positionné sous la membrure inférieure des fermettes (plan horizontal) ou sur les rampants (plans inclinés) doit être dimensionné pour :

- limiter les déformations sous sollicitations horizontales,
- conserver l'espacement entre les fermettes,
- résister au flambement causé par une contrainte alternée.

Les efforts horizontaux à prendre en compte pour le dimensionnement du diaphragme de toiture sont au minimum de 250 daN / m de façade.



*Contreventement d'une toiture à fermettes sous entrain. A gauche, toiture à 2 pentes. A droite, toiture à 4 pentes.
(Document AFPS)*

43.5.3. Recommandations pour l'exécution

Au moment du déchargement et du montage, les fermettes sont manipulées avec soin. Un matériel de levage approprié est utilisé.

Les fermes sont transportées en position verticale afin de prévenir les déformations et l'endommagement des connecteurs métalliques.

Le bon état des fermettes est vérifié. On surveille particulièrement les dommages permanents comme la fracture transversale dans le bois, l'absence de certaines plaques de connexion ou leur dommage, les fendillements excessifs du bois ou tout dommage qui pourrait affecter l'intégrité structurale de la ferme.

Les fermettes sont stockées en paquets sur une surface sèche et plane.

Le monteur a à sa charge le contreventement temporaire des fermettes en phase de montage.

Un contrôle d'exécution est obligatoire pour les assemblages entre les diaphragmes horizontaux et les éléments verticaux de contreventement, et pour les entretoises diagonales tendues en acier utilisées pour le contreventement.

44. Les coefficients de comportement

L'Eurocode n°8 propose les coefficients de comportement maximum suivants.

Tableau 8.1 : Principe de dimensionnement, types de structure et limites supérieures des valeurs des coefficients de comportement pour les trois classes de ductilité

Principe de dimensionnement et classe de ductilité	q	Exemples de structure
Capacité réduite à dissiper l'énergie – DCL	1,5	Consoles, poutres, arcs avec deux ou trois assemblages brochés ; treillis assemblés par connecteurs
Capacité moyenne à dissiper l'énergie – DCM	2	Panneaux de murs avec diaphragmes collés, assemblés par clous et boulons ; treillis avec assemblages brochés et boulonnés ; structures mixtes composées d'une ossature en bois (résistant aux forces horizontales) et d'un remplissage non porteur
	2,5	Portiques hyperstatiques avec assemblages brochés et boulonnés (voir 8.1.3(3)P)
Capacité élevée à dissiper l'énergie – DCH	3	Panneaux de mur cloués avec diaphragmes collés, assemblés par clous et boulons ; treillis avec assemblages cloués
	4	Portiques hyperstatiques avec assemblages brochés et boulonnés (voir 8.1.3(3)P)
	5	Panneaux de mur cloués avec diaphragmes cloués, assemblés par clous et boulons

Si le bâtiment est irrégulier en élévation, il convient de réduire les valeurs de q indiquées dans le Tableau 8.1 de 20 %, sans qu'il soit nécessaire de les prendre inférieures à $q = 1,5$.

Si certaines exigences de réalisation (non précisées ici) ne sont pas respectées, des valeurs réduites du coefficient de comportement q , indiquées dans le Tableau 8.2. doivent être utilisées.

Tableau 8.2 : Types de structure et limites supérieures réduites des coefficients de comportement

Types de structure	Coefficient de comportement q
Portiques hyperstatiques avec assemblages brochés et boulonnés	2,5
Panneaux de murs cloués avec diaphragmes cloués	4,0

Pour les structures ayant des propriétés différentes et indépendantes dans les deux directions horizontales, il y a lieu que le coefficient q à utiliser pour le calcul des effets de l'action sismique dans chacune des directions principales corresponde aux propriétés de la structure dans la direction considérée. Les coefficients à utiliser dans les deux directions peuvent être différents.

Guide de construction parasismique et paracyclonique des maisons individuelles en bois aux Antilles

Un guide de construction parasismique et paracyclonique des maisons individuelles en bois aux Antilles a été réalisé par des ingénieurs guadeloupéens et martiniquais adhérents de l'Association Française du génie ParaSismique (AFPS).

Il propose une méthode de dimensionnement et de réalisation des maisons individuelles de dimensions courantes implantées sur des sites ne présentant pas de situation aggravante des aléas.

Il s'adresse aux constructeurs professionnels de maisons en bois et a été conçu dans le respect des Eurocodes.

Le respect de ses dispositions permet d'éliminer les erreurs souvent observées.

Pour les bâtiments n'entrant pas dans le domaine d'application d'un guide de construction réalisé pour les Antilles, un calcul spécifique doit être réalisé pour le dimensionnement.



Plan Séisme Antilles

Programme de formation en construction parasismique
***Module pédagogique pour les responsables de
réalisation des bâtiments***

Brochure d'accompagnement du cours n° 6/9



2° Edition - 2010

Rédaction Patricia BALANDIER

Objectifs et contenu du cours n° 6

Le volume traite des règles générales de mise en œuvre des structures métalliques en zone sismique selon les l'Eurocode n°8.

Dans ce cours, il s'agit essentiellement de comprendre le fonctionnement mécanique ductile des différents types de structures. Les règles d'ingénierie qui encadrent le choix des profilés et les types d'assemblages sont trop complexes pour être détaillées dans un cours destiné aux réalisateurs.

Le chapitre d'introduction synthétise les caractéristiques du comportement des charpentes métalliques, en général et sous séisme.

Les objectifs de comportement ductile global des charpentes métalliques sont ensuite exposés.

Les principes de la classification des charpentes métalliques en fonction du type de contreventement et le fonctionnement visé pour chaque type font l'objet d'un chapitre.

Le fonctionnement ductile des ancrages aux soubassements, les principes généraux de réalisation des diaphragmes et les précautions relatives aux éléments non structuraux complètent le cours.

L'indication des coefficients de comportement utilisables conclut la séance.

Remerciements pour le cours n°6

L'auteur adresse ses remerciements, pour leur contribution active à divers titres, à :

- Milan Zacek, ENSA de Marseille

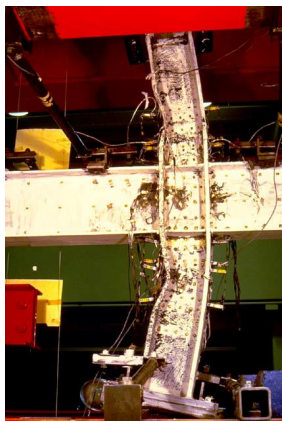
Illustration de couverture : Charpente métallique contreventée par un système triangulé excentré à l'université de Berkeley. Correctement dimensionné et mis en œuvre, ce type de structure ne subit généralement que des dommages modérés et réparables, sans risque de perte de stabilité même pendant les répliques violentes – Cliché : William Godden (NISEE).

45. Informations générales sur les constructions en métal

45.1. Résumé des caractéristiques du matériau

L'acier qui est réglementairement défini par ses nuances (critères de rigidité et résistance) doit être conforme aux normes indiquées dans l'EN 1993.

L'acier est certainement le matériau de construction dont le comportement réel peut être le plus fiable par référence au comportement projeté (moins d'incertitude sur la production et sur la mise en œuvre, sauf peut-être sur les très petits chantiers qui font l'objet de moins de vérifications).



*Ce test "Poteau faible – poutre forte » permet de visualiser la non fragilité d'une section d'acier endommagée.
(Cliché W-G Godden – NISEE).*

Qualités au regard des sollicitations sismiques

- Très bonne résistance en traction et en compression.
- Bonne résistance au cisaillement.
- Rapport résistance / masse volumique élevé (pour la résistance nécessaire, faible masse, donc forces d'inertie réduites).
 - o Acier (30,77) résistance en compression de 240 MPa pour une masse volumique de 7,8t/m³
 - o Béton (10) résistance en compression de 25 MPa pour une masse volumique de 2,5/m³
 - o Bois (20) résistance en compression de 9 MPa pour une masse volumique de 0,45 t/m³
- Résilience élevée (absorption d'énergie cinétique, bon comportement sous sollicitations alternées).
- Ductilité très élevée (sauf certains aciers spéciaux et types de sections à éviter).

Restent à maîtriser le comportement global de la structure (conception) et la résistance mécanique des assemblages (réalisation).

En outre, le fait de pouvoir réparer la structure après séisme par remplacement des éléments endommagés est un avantage complémentaire non négligeable.

Vulnérabilité propre au matériau

- Corrosion :
 - o Traitement par galvanisation, ou mieux par métallisation (cher mais permettant les interventions a posteriori avec des résultats durables).
 - o Dispositions constructives contre les remontées d'eau.
- Feu :
 - o Protection nécessaire, notamment en raison des incendies post-sismiques.

45.2. Observations post-sismiques

Même non conçues pour être parasismiques, les structures en acier réalisées dans le respect des règles de l'art arrivent rarement à l'effondrement en raison de la ductilité des éléments. Les dommages observés sont les suivants :

- **Plastification des barres:** flambage, cloquage, déversement.
- **Ruptures fragiles (notamment des assemblages) :** rupture en traction des tirants, déchirement des goussets, éclatement des soudures, ancrages insuffisants dans les fondations.



A gauche, cloquage d'un pied de poteau tubulaire (Séisme de Kobé, 1995) (Document EQIIS – USA)



A droite, plastification d'un pied de poteau de section en I (Séisme d'Anchorage, 1960) (Cliché W-G Godden – NISEE).

- Dommages aux éléments non structuraux

La conception des ossatures métalliques en fait des structures généralement flexibles, ce qui peut entraîner des dommages élevés aux éléments non structuraux rigides qui subissent des contraintes ou des chocs trop élevés. Il est souhaitable de découpler les éléments rigides de manière à ce qu'ils ne soient pas contraints par les déformations de la structure métallique.



Destruction de parois en maçonnerie armée. Séisme d'Anchorage (1964). (Photo NISEE)

46. Stratégies pour la ductilité des charpentes métalliques

46.1. Généralités

Les structures doivent être dimensionnées de manière à ce que la **localisation et l'efficacité dissipative des déformations plastiques** (comportement ductile) soient parfaitement contrôlées.

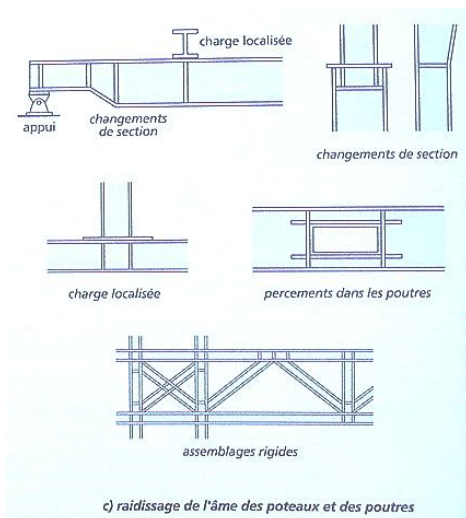
Les exigences garantissant la bonne efficacité des zones dissipatives sont relatives :

- au **matériau acier**, qui doit pouvoir plastifier correctement (l'acier des structures doit être de classe B (allongement plastique $\geq 5\%$))
- à la **stabilité de forme des éléments**, qui doivent se déformer en flexion, pas en torsion (choix des sections et des raidissages),
- à la **stabilité d'ensemble de la structure**, dont les zones dissipatives doivent être maîtrisées (maîtrise des raideurs, dimensionnement en capacité),
- au **degré de sollicitation des éléments**, par l'éviction des concentrations de contraintes mal localisées (régularité des raideurs de la structure).



A gauche : Flambement inapproprié d'un poteau d'acier enrobé de BA (Séisme d'Anchorage, 1964). Une bonne conception des structures métalliques doit assurer la maîtrise de l'emplacement des zones dissipatives hors des poteaux et des zones critiques (Document Karl – V. Steinbrugge).

A droite : Chantier du palais de Justice de Grenoble. Une zone « faible » a été organisée à l'extrémité de chaque barre de contreventement de manière à maîtriser l'emplacement d'une éventuelle rotule plastique, « zone dissipative » des règles de construction PS (Document P. Balandier).



Stabilité latérale des barres en I et H

La stabilité latérale des éléments en I ou H doit être assurée par des entretoises, plus particulièrement dans les zones critiques (les plus sollicitées).

A cet égard les poteaux tubulaires ou en caisson peuvent être préférables, car ils ont une meilleure résistance au flambement et à la torsion.

Les poutres à âme pleine se comportent mieux que les poutres ajourées (qui doivent être « pleines » à proximité des zones critiques).

Exemple de raidissage par entretoises des zones les plus sollicitées des sections pour éviter leur instabilité latérale. (Figure extraite de « construire parasismique », Milan Zacek, Editions Parenthèses)

46.2. Comportement des assemblages

Encastrement ou articulation ?

L'assemblage entre deux barres (ex : poteau et poutre) doit être conçu et dimensionné pour être soit :

- **rigide** (plastification hors de l'assemblage), il contribue directement à la stabilité d'ensemble. Les zones ductiles dans les barres doivent « fonctionner » (formation de la rotule plastique) avant que le niveau de contraintes soit trop élevé dans les assemblages.
- **articulé** (vraie articulation ou rotule plastique sur la liaison entre les éléments)

Pas d'assemblage semi-rigide pouvant changer le mécanisme « projeté » pendant le séisme : par manque de résistance, l'assemblage semi-rigide devient une articulation.



*A gauche : Chantier du palais de justice de Grenoble
Liaisons rigides sur l'ossature principale et articulées,
par faiblesse de la plaque d'assemblage qui peut
plastifier rapidement, entre les barres des croix de
Saint-André et la structure principale.*



*A droite : Articulations « vraies », ne nécessitant pas
la plastification, pour la liaison de tirants de
contreventement*

(Documents P. Balandier)

Les assemblages soudés

Les assemblages réalisés par cordon de soudure, présentent une bonne continuité mécanique et un comportement plus ductile. Mais, en cas de défaut de réalisation un risque de rupture fragile existe. Toute soudure « sensible » transmettant des efforts au sein de la zone dissipative d'un élément (par exemple, poutre de portique, barre de triangulation) doit satisfaire la même exigence de ténacité que celle du métal de la pièce. Une soudure est dite sensible lorsqu'elle est soumise à des efforts directement impliqués dans la dissipation d'énergie, aussi il est recommandé de la réaliser en usine.



*Ossature acier enrobée de BA. Rupture par cisaillement sur soudure mal réalisée entre le poteau et la poutre.
(Séisme d'Anchorage, 1964) – (Document Karl-V. Steinbrugge)*

Les assemblages boulonnés

Les règles précisent leurs conditions de résistance pour les assemblages des barres principales et de contreventement. Dans les assemblages boulonnés des structures sismiques primaires d'un bâtiment, il y a lieu d'utiliser des boulons à haute résistance des classes 8.8 ou 10.9.

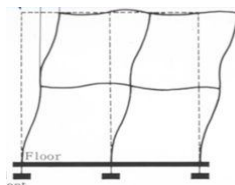
Il faut privilégier les classes de boulons ayant un allongement à la rupture $\geq 12\%$.

47. Classification et fonctionnement des charpentes métalliques

47.1. Classification

- Structures à portiques

Les nœuds d'assemblage des portiques constituent des encastremements. Les déformations élastiques, voire plastiques, se font par flexion des barres. Ce sont des **structures autostables**.



Déformation caractéristique des structures en portiques. L'assemblage poteau-poutre reste un angle droit, les barres fléchissent.

- Structures contreventées

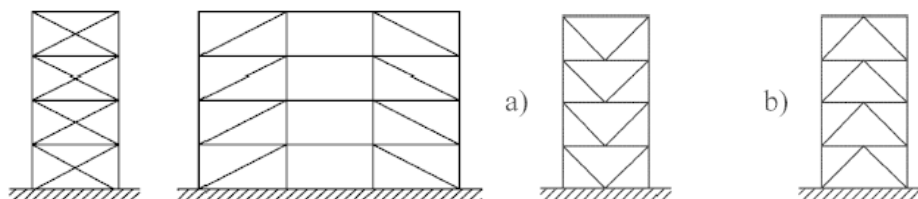
Les nœuds d'assemblage sont articulés : la formation de rotules plastiques est autorisée dans l'assemblage qui est dimensionné en conséquence. Des barres de triangulation assurent la stabilité. Le système de contreventement des ossatures « articulées » peut être « centré » ou « excentré ».

Les structures triangulées sont plus rigides que les structures à portiques. Moins déformables, elles imposent moins de dommages aux éléments non structuraux.

o Contreventement centré

Ossatures pour lesquelles les barres du système de contreventement ont leurs intersections sur les axes des poutres.

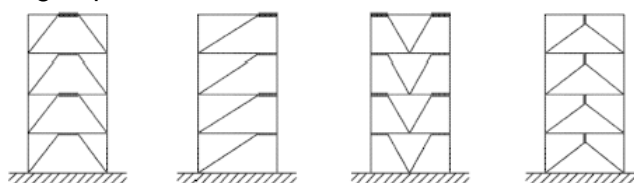
La dissipation de l'énergie sismique se fait essentiellement par plastification en traction ou en compression de ces barres. La résistance en compression n'est autorisée que pour les triangulations en V (a et b des schémas suivants).



Exemple de contreventements centrés

o Contreventement excentré

Dans ce système, les **intersections des barres de contreventement ne passent pas par les axes des poutres**. Ce qui crée des « tronçons courts » dans les poutres ou dans le système de triangulation. Dans ce cas, la dissipation d'énergie peut se faire par formation d'une rotule plastique dans le tronçon court travaillant en cisaillement, ce qui dissipe plus d'énergie qu'en flexion.



Exemples de contreventements excentrés créant des tronçons courts (surlignés)

Fonctionnement de ces structures « autostables »

Leur résistance aux séismes est assurée par la résistance en flexion des poteaux et poutres et par la résistance à la déformation des assemblages dits « rigides » (encastremements).

Dans ces structures, les zones dissipatives sont autorisées au voisinage des nœuds d'assemblage, dans les poutres ou en pied de poteaux. Les rotules plastiques fonctionnent en flexion alternée. En raison du nombre potentiellement élevé de portiques, ces structures très dissipatives ont en général un niveau élevé d'hyperstaticité.

Problématique de la flexibilité des structures à portiques

Le comportement flexible des structures en portiques peut poser problème sur des sols meubles dont le signal est potentiellement riche en basses fréquences (longues périodes) susceptibles de les mettre en résonance. Dans ce cas, il est souhaitable de les raidir par ajout de contreventements pour réduire leur période propre d'oscillation et exclure une mise en résonance sur sol meuble), et pour réduire l'amplitude des déformations.

Assemblage des zones critiques en usine (Nœuds d'ossature) Les soudures en usine sont plus fiables que les assemblages (soudés ou boulonnés) sur chantier. Ainsi il est préférable que les zones critiques soient traitées en usine, et que les assemblages sur chantier soient réalisés par boulonnage hors des zones critiques.



Chantiers aux Etats-Unis. Les poteaux et nœuds d'ossature, dont on souhaite qu'ils soient plus résistants que les poutres sont produits en usine sur deux ou trois niveaux avec les « moignons » de poutres (zones critiques). Ainsi les assemblages sur chantier se font, pour les poteaux par soudure à mi hauteur au point d'inflexion de la flexion, et pour les poutres par boulonnage au delà de chaque zone critique. (Documents USGS).

Assemblages poutre-poteau

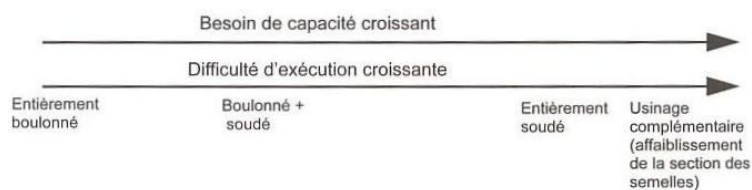
Si la structure est conçue pour dissiper l'énergie dans les poutres, il convient de dimensionner les assemblages entre poutres et poteaux pour le niveau de sur-résistance exigé, en tenant compte de la résistance à la flexion et de l'effort tranchant.

Ce guide propose aux ingénieurs une approche du choix des assemblages et leur description technique.

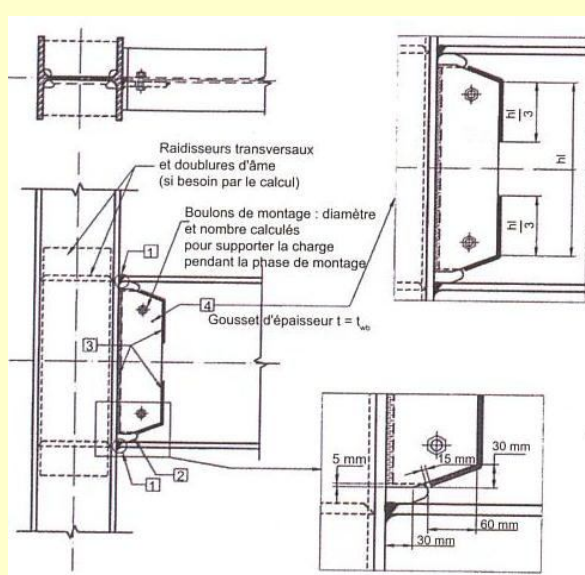
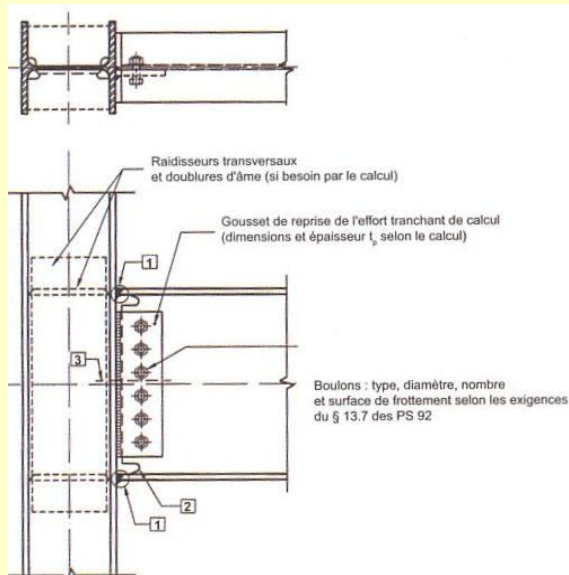
Classement des assemblages rigides des portiques

Tableau 1.4. Aide au choix des assemblages en fonction des classes de ductilité DCM et DCH.

Hauteur maxi. de la poutre (mm)	600		800		1000			
Epaisseur maxi. des semelles (mm)	20	25	20	25	25	35	40	45
Classe DCM	PB4	PB8	PB4	PB8	PB8 SSAB	PBSE	SSAS	SSAB-AF SSAS-AF
Classe DCH	PB4	PB8	PBSE	PB8 SSAS	PB8 SSAS	SSAB-AF SSAS-AF	SSAB-AF SSAS-AF	SSAB-AF SSAS-AF



Ci-dessous, exemples de dispositions décrites : A gauche, assemblage SSAB (Semelle Soudée Ame Boulonnée). A droite, SSAS (Semelle Soudée Ame Soudée)



47.3.1. Définition

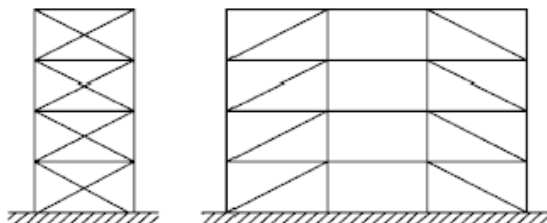
Les ossatures avec triangulation à barres centrées sont des structures dans lesquelles la résistance aux forces horizontales du séisme est assurée par des barres dont les axes se croisent sur l'axe des poteaux et des poutres. La triangulation peut appartenir à l'une des catégories suivantes.

Les éléments de triangulation doivent être placés de telle sorte que la structure présente, sous les inversions d'efforts, des caractéristiques forces/déplacements semblables à chaque étage et dans chaque sens, pour toute direction de contreventement.

47.3.2. Triangulation par diagonales

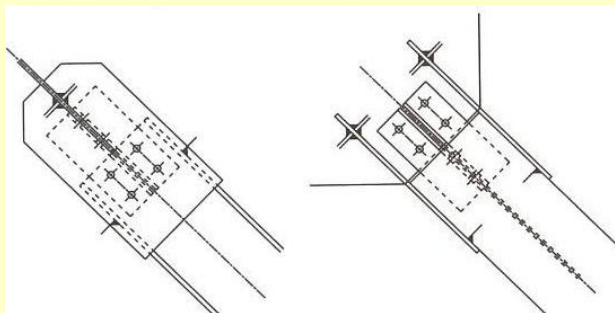
Dans le cas de la **triangulation par diagonales**, la résistance aux forces horizontales est assurée uniquement par les diagonales tendues. Leur résistance en compression exclue pour éviter les poussées dans les nœuds d'ossature.

Les barres de contreventement ont soit des sections réduites, soit des goussets d'assemblage plastifiables. Elles sont faiblement dissipatives en traction et flambent rapidement en compression pour protéger les nœuds d'ossature.



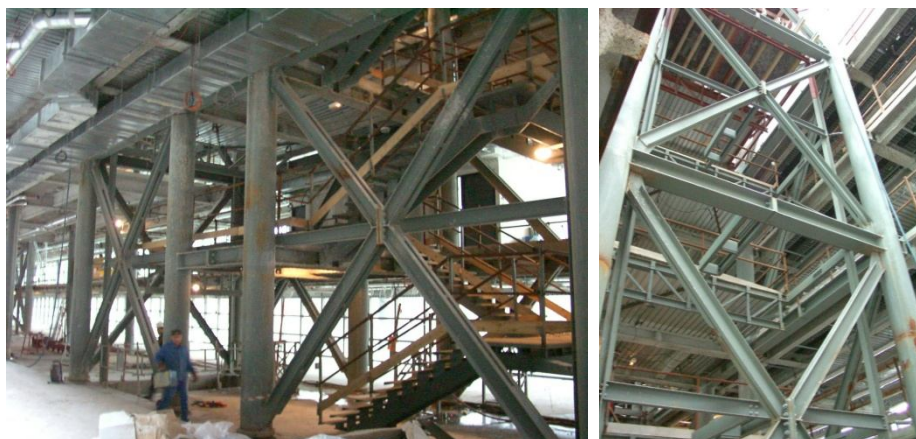
Exemple de contreventement hyperstatique sur les travées de façade. La rupture ou le flambement des diagonales de quelques travées n'a pas provoqué la ruine : le report de charges horizontales s'est fait sur les autres travées. (Document X)

Exemple assemblage des diagonales : Profilé soudé sur gousset par plats latéraux en fourchette



Vue de profil et vue de face

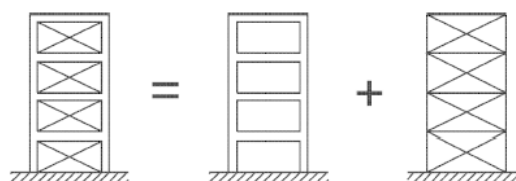
Assemblage soudé des nœuds d'ossature en usine



Palais de justice de Grenoble. Contreventement d'un noyau central du bâtiment par croix de Saint-André. Les zones critiques des poteaux, poutres et « demi-croix » de St-André ont été soudées en usine. Les demi-travées ont ensuite été boulonnées sur le chantier (Documents P. Balandier)

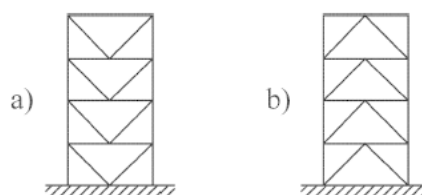
47.3.3. Ossatures en portique, combinées avec des entretoises centrées.

Cette solution mixte est généralement utilisée pour limiter les déformations des structures en portiques.



47.3.4. Triangulation en V

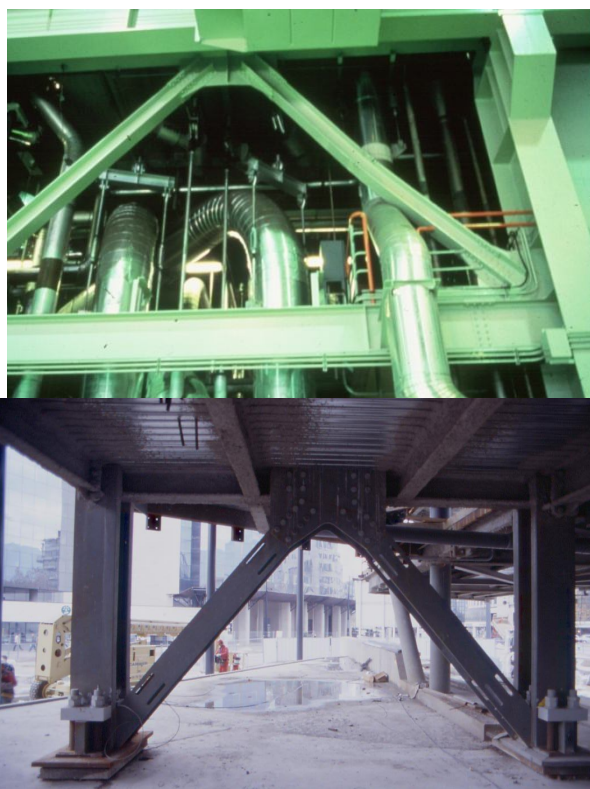
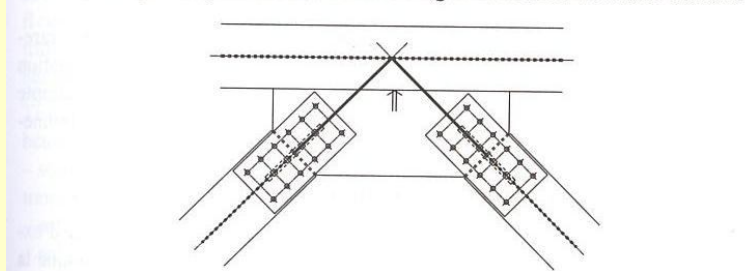
Pour la **triangulation en V**, dans laquelle la résistance aux forces horizontales peut être assurée à la fois par les barres tendues et comprimées; le point d'intersection de ces barres est situé sur la poutre.



Exemple d'assemblage des barres de triangulation sur la poutre par gousset

1.7.3.3.2. Goussets latéraux sur traverse à plat

Ceci impose que les profils de traverse et diagonales soient de même hauteur.

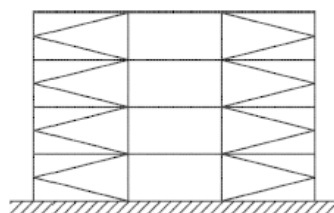


A gauche : Plastification d'une barre de contreventement en V suite à un séisme. Sa faible section au regard des autres barres a permis son endommagement prioritaire et préservé la structure porteuse (Document X).

A droite : Chantier du palais de justice de Grenoble. Exemple de contreventement en V avec localisation des zones dissipatrices par affaiblissement de la section des barres en V aux extrémités. N-B : Ces poteaux reposent sur des appuis glissants. (Document D. Grèzes)

47.3.5. Triangulation en K

Les **triangulations en K**, dans lesquels l'intersection des diagonales est située sur un poteau, ne peuvent pas être utilisées en zone sismique, afin de protéger les poteaux du poinçonnement qui peut générer une perte de stabilité de l'ouvrage.

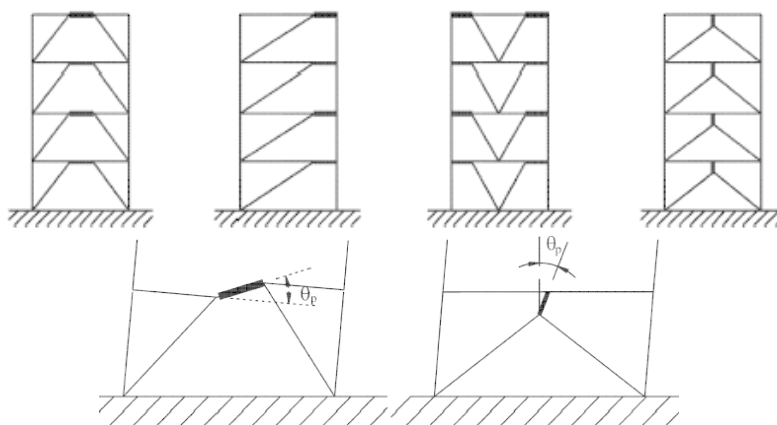


47.4. - Les Contreventements excentrés

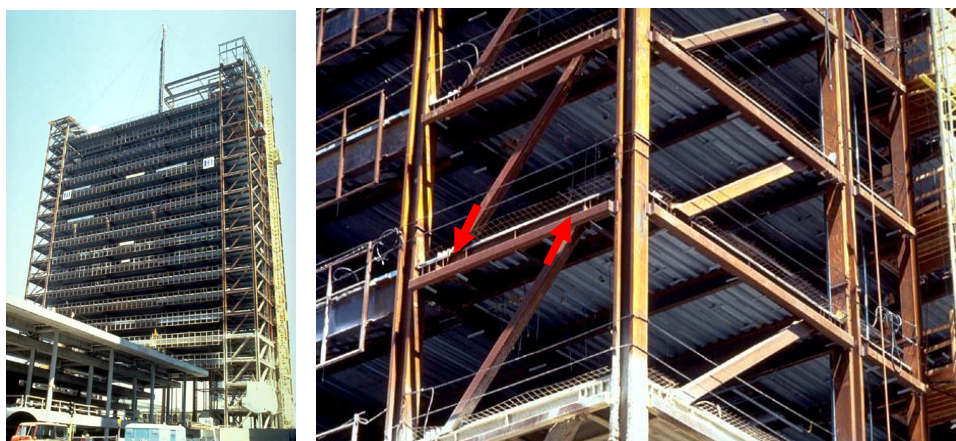
L'excentrement des barres de triangulation produit des « tronçons courts » dans les poutres ou, de préférence, dans les barres de contreventement.

Ces tronçons courts s'endommagent prioritairement et ont un rendement énergétique élevé en favorisant des efforts de cisaillement dans la rotule plastique. Il est important que l'emplacement de ces tronçons à endommager soit bien maîtrisé. Moyennant quoi, ce type de structure justifie un coefficient q très élevé. Le tronçon court doit être raidi par des entretoises entre les semelles du profilé en I ou en H.

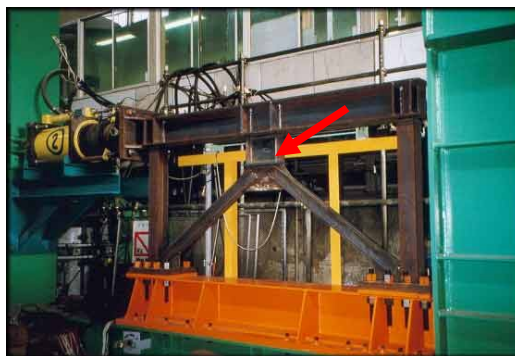
Il convient d'utiliser des configurations d'ensemble permettant de garantir un comportement dissipatif homogène de l'ensemble des tronçons courts.



L'EC8 définit les exigences relatives à ces tronçons au regard des différentes situations.



Les palées de stabilité disposées aux extrémités de cette construction ont des barres de contreventement excentrées créant des tronçons courts aux extrémités des poutres. (Documents X pour USGS)



Test en laboratoire (Document X). Exemple de contreventement excentré sur barres de contreventement en V. Ce système est préférable au précédent car la plastification se fait sur le tronçon court qui relie les barres de contreventement à la poutre, hors structure porteuse et la réparation peut se faire aisément pour un moindre coût.

48. Ancrages dans l'infrastructure

Les types d'ancrages appropriés sont décrits dans des ouvrages spécialisés. Les tiges filetées doivent être ductiles afin d'éviter la rupture fragile sous les efforts à l'arrachement, ce qui limite le diamètre unitaire à 16 mm (et augmente le nombre). Le soulèvement maîtrisé de l'ossature réduit donc les efforts. Il est alors souhaitable de prévenir l'arrachement des tiges d'ancrage par la mise en place de butées (plaques d'arrêt ou barres) dans le béton armé de l'infrastructure.



Plastification des tiges filetées d'ancrage aux fondations d'une ossature acier (Séisme du Chili, 1960) (Document Karl – V. Steinbrugge)



Pendant les secousses les soulèvements autorisés par les boulons ductiles ont entraîné des dommages sur le massif de béton, mais l'articulation créée contribue à la protection des éléments de la construction. (Photo NISEE)

Guide AFPS des dispositions constructives parasismiques EC8 (extrait)

Exemples d'ancrages de structure métallique dans l'infrastructure.

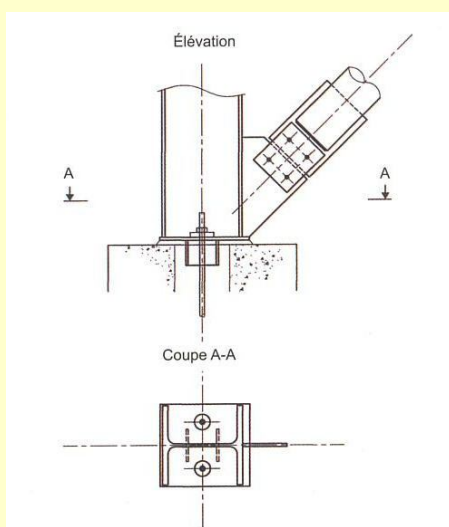


Figure 1.16. Pied de poteau articulé de palée de stabilité.

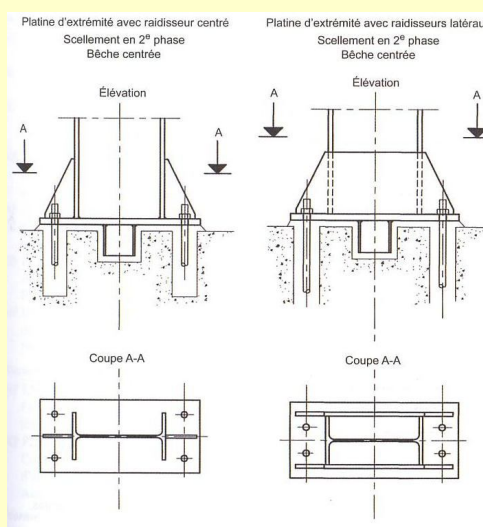


Figure 1.17. Pieds de poteaux encastrés avec platine d'extrémité.

49. Exigences pour les diaphragmes

Les règles de mise en œuvre sont celles de l'Eurocode 3 (DAN), les exigences de dimensionnement prennent en compte le séisme. On porte une attention particulière à la qualité des liaisons des diaphragmes rigides contribuant à la distribution des efforts horizontaux.

Planchers collaborants

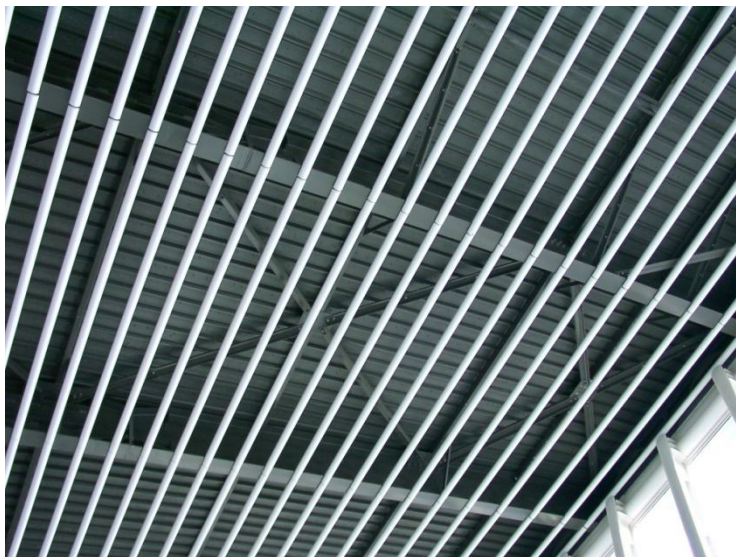
La qualité des liaisons mécaniques doit assurer la solidarisation effective du plancher avec l'ossature pour qu'il puisse jouer son rôle de diaphragme rigide.



Plancher collaborant désolidarisé de l'ossature par les secousses par manque de fixations appropriées (Séisme d'Anchorage, 1964) (Document Karl – V. Steinbrugge)

Toitures légères

La plupart des structures métalliques ont des toitures légères, ce qui est favorable au regard des forces d'inertie. Pour jouer leur rôle de diaphragme rigide elles doivent être correctement contreventées dans leur(s) plan(s).

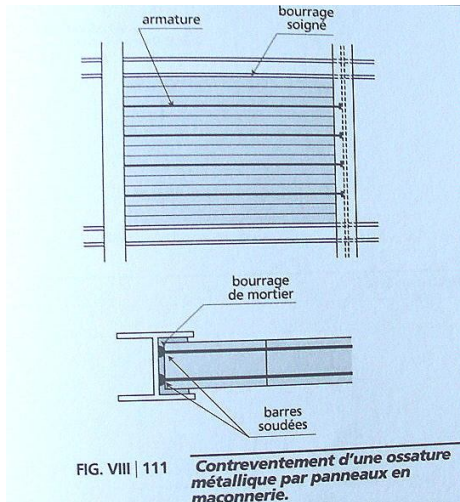


Poutre au vent : contreventement par triangulation (Document P. Balandier)

50. Les éléments non structuraux

50.1. Problématique des remplissages maçonnés.

Un peu moins pénalisants pour la stabilité d'ensemble que dans le cas des ossatures de béton armé, en raison de la plus grande résistance post-élastique (ductilité) de l'acier, les remplissages de maçonnerie doivent néanmoins être évités ou désolidarisés en raison du niveau d'endommagement qu'ils peuvent amener. S'ils sont utilisés pour raidir la structure, il faut les armer, souder les armatures sur les poteaux et soigner le garnissage des joints pour parfaire la cohésion entre les matériaux et assurer le raidissage de la structure.



A gauche : Armature des maçonneries de remplissage (Figure extraite de « construire parasismique », Milan Zacek, Editions Parenthèses)

A droite : Remplissage en maçonnerie des structures métalliques. (Document P. Balandier). Les remplissages de maçonnerie sous l'effet de leurs propres forces d'inertie entraîneront l'ossature et présentent le danger principal du bâtiment. Noter que ces remplissages partiels ne constituent pas des panneaux de contreventement (outre leur mauvaise mise en œuvre).



A gauche (séisme de Tokyo, 1923), dommages aux maçonneries de façade d'un bâtiment à structure métallique.
A droite (séisme d'Anchorage, 1964), dommages aux maçonneries intérieures. (Documents NISEE)

50.2. Fixation des bardages

Mal fixés, les bardages de façade présentent un danger réel. Leur système de fixation doit résister aux déformations de la structure et aux chutes d'objets stockés, notamment en dans les hangars.



Séisme de Coalinga, Californie, U.S.A.; 1983; chute des bardages mal fixés (Cliché W-G Godden – NISEE.)



Bardages arrachés par la chute d'objets ayant des masses importantes (Document NISEE)

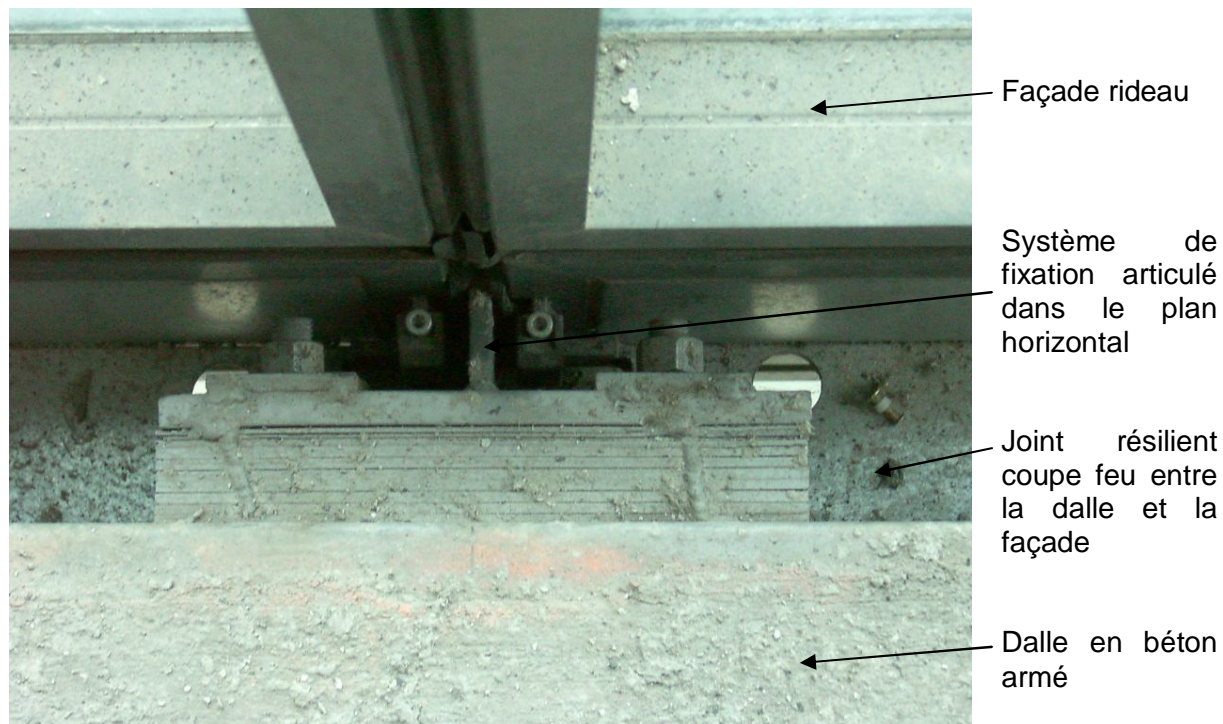
50.3. Fixation des façades rideau

La conception des façades rideau « raides » doit permettre la déformation de la structure sans dommages pour les façades (voir exemple page suivante)



La façade rideau rigide en béton armé n'a pas supporté les déformations de la structure d'acier. Séisme d'Anchorage 1964 (Document Karl – V. Steinbrugge)

Exemple de détails d'exécution parasismiques



Vu de dessus, système de découplage de la façade rideau vitrée (en haut du cliché) et de la dalle (bas du cliché). Ce système, situé entre la structure et la façade permet le déplacement relatif entre deux planchers, sans contrainte pour les vitrages. Par ailleurs, la façade rideau est fixée fermement au plancher haut et non fixée sur les poteaux. Chantier du palais de justice de Grenoble. (Document P. Balandier)



Vue en biais descendant : liaison articulée entre l'ossature principale d'un bâtiment (poteau à droite) et la cage d'escalier/ascenseur (structure à gauche). Ce dispositif permet de découpler l'ossature principale qui doit pouvoir fléchir, de la structure de la cage d'escalier raidie par les parois coupe-feu à mettre en place. Une des extrémités des barres de liaison autorise les déplacements relatifs horizontaux et l'autre les déplacements verticaux. Chantier du palais de justice de Grenoble. (Document P. Balandier)

51. Les coefficients de comportement

L'Eurocode n°8 impose des vérifications d'assemblages formels sur chantier.

Il définit pour les structures en acier résistant aux séismes grâce à un comportement dissipatif (solution à retenir en Martinique), une limite supérieure de la valeur de q en fonction de la classe de ductilité DCM ou DCH et du type de structure.

Selon la classe de ductilité, des exigences particulières relatives à un ou plusieurs des aspects suivants doivent être respectées : classe des sections en acier, capacité de rotation des assemblages, ténacité du type de soudure.

N-B : Dans les régions froides, il est tenu compte de la perte de ductilité avec l'abaissement de la température.

Pour les systèmes structuraux réguliers, il convient de prendre le coefficient de comportement q avec des limites supérieures des valeurs de référence données dans le Tableau 6.2 de l'EC8-1, sous réserve que certaines les règles soient respectées.

Tableau 6.2 : Limite supérieure de la valeur de référence du coefficient de comportement pour les systèmes réguliers en élévation.

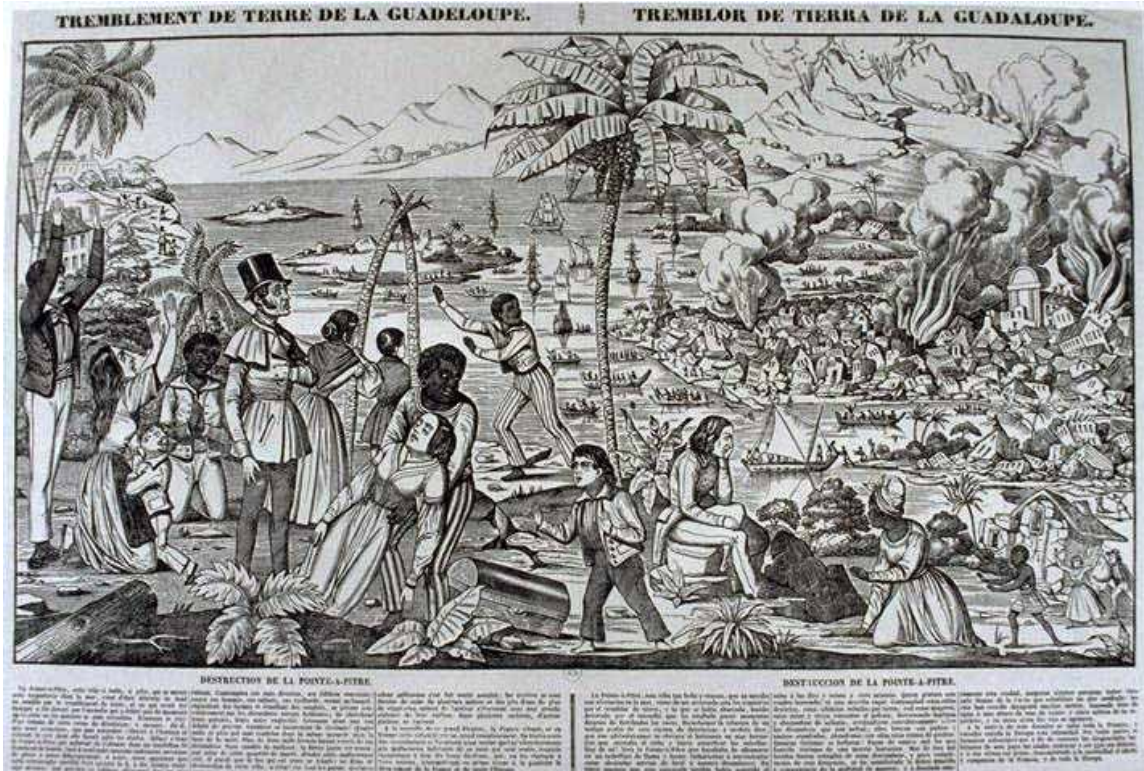
TYPE DE STRUCTURE	Classe de ductilité	
	DCM	DCH
a) Ossatures en portique	4	$5 \alpha_u / \alpha_1$
b) Ossature avec triangulation à barres centrées entretoises diagonales entretoises en V	4	4
	2	2,5
c) Ossature avec triangulation à barres excentrées	4	$5 \alpha_u / \alpha_1$
d) Pendule inversé	2	$2 \alpha_u / \alpha_1$
e) Structures avec noyaux ou murs en béton	voir Article 5	
f) Ossature en portique avec triangulation centrée	4	$4 \alpha_u / \alpha_1$
g) Ossature en portique avec remplissages Remplissages en béton ou en maçonnerie non connectés, en contact avec l'ossature Remplissages en béton armé connectés Remplissages isolés de l'ossature en portique (voir ossatures en portique)	2	2
	voir Article 7	
	4	$5 \alpha_u / \alpha_1$

Si le bâtiment est irrégulier en élévation, il convient de réduire les limites supérieures des valeurs de q indiquées dans le Tableau 6.2 de 20 %.

Un coefficient α_u / α_1 , qui représente l'aptitude à la déformation acceptable entre le début de la plastification et la perte de résistance, autorise une augmentation du coefficient q pour les structures respectant les exigences additionnelles de la haute ductilité.



Vue de la Darse et des populations qui fuient par la mer.



Vue de Pointe-à-Pitre depuis les hauteurs environnantes où se sont réfugiés des rescapés . On observe à nouveau les populations qui fuient la ville en feu par la mer.



Plan Séisme Antilles

Programme de formation en construction parasismique
***Module pédagogique pour les responsables de
réalisation des bâtiments***

Brochure d'accompagnement du cours n° 7/9



2° Edition - 2010

Rédaction Patricia BALANDIER

Objectifs et contenu du cours n° 7

Le cours n°7 est consacré aux connaissances de base relatives au comportement des sols pendant un séisme et aux stratégies et règles afférentes pour la conduite des études et des travaux.

Les spécificités propres aux possibles comportements des sols sous séisme sont d'abord rappelées (elles ont été rapidement exposées à la fin du cours n°1).

Puis ce sont les principes des études géotechniques appropriées qui sont exposés.

Différentes techniques de traitement des sols pour prévenir leur tassement, notamment sous l'effet de la liquéfaction, sont ensuite décrites et commentées.

Enfin les règles générales applicables aux fondations en zone sismique sont synthétisées et les règles propres aux fondations superficielles et profondes sont explicitées.

Remerciements pour le cours n°7

L'auteur adresse ses remerciements, pour leur contribution active à divers titres, à :

- Jean-François Heitz, ANTEA
- Pierre Mouroux, BRGM
- Jean-Michel Perrisol , Ingénieur Structure
- Alain Pecker, Géodynamique et Structure
- Geopac
- Keller
- Ménard
- Solétanche

Illustration de couverture : Port Royal, Jamaïque. Ce bâtiment militaire de la fin du XIX^e siècle a subi la liquéfaction de son site d'implantation lors du séisme de 1907 et s'est enfoncé partiellement dans le sol. Il est resté incliné de 15°. Le site de Port Royal, à l'extrémité de la presqu'île qui ferme la baie de Kingston, est exposé à ce phénomène qui l'a partiellement détruit à deux reprises durant l'époque coloniale (1692 et 1907), provoquant la relocalisation de l'activité vers Kingston. – Cliché Patricia Balandier.

52. Spécificités du comportement des sols sous séisme majeur

52.1. Généralités

Les questions spécifiques à renseigner avant de concevoir un projet de construction parasismique et son système de fondation sont les suivantes :

- Le mouvement du sol : quelles sont les caractéristiques fréquentielles (comment l'ingénieur va-t-il choisir le bon spectre de réponse) ?
- La perte éventuelle des caractéristiques mécaniques du sol sous l'action sismique :
 - Liquéfaction ?
 - Autres causes de tassement ?
 - Dislocations diverses ?
 - Glissement ou purge sur les pentes ?

52.2. Rejet des failles en surface

Nous avons vu (cours n°1) que cet aléa est très faible sur les îles de l'Est-Caraïbéen, pour les raisons suivantes.

- Les magnitudes associées aux failles intra-plaques généralement inférieures à 6,5 limitent l'amplitude des déplacements possibles en surface.
- En général, ces failles sur les terres émergées (constructibles) sont visibles en surface (escarpement inconstructible) ou couvertes de sols meubles (rejet de faille sans impact superficiel).
- Les lois de fréquence-magnitude des failles intra-plaques indiquent une faible probabilité de séismes superficiels supérieurs à 5,5 (nécessaires pour un rejet visible).

Par conséquent, les PPR renseignent sur les tracés des failles potentiellement actives sans imposer de précaution particulière aux ouvrages à risque normal à enjeu modéré.

Compte tenu des rejets modérés probables dans les cas défavorables, un bâtiment respectant l'ensemble des règles de construction parasismique, inclus les règles de fondation, qui subirait un tel déplacement modéré sous ses fondations, doit ne pas s'effondrer, même endommagé.



Séisme d'Izmit (Turquie, 1999) à Golcuk. L'immeuble jaune implanté sur la faille, a subi sous ses fondations un décrochement (déplacement en translation) de 80 cm. Il a tourné et s'est un peu incliné sans se disloquer. (Document BRGM)

Approche des sols peu cohérents

Les sols reconnus par les PPR comme pouvant tasser sous l'effet des séismes doivent faire l'objet d'attentions particulières : études préalables, évaluation des phénomènes possibles, traitement éventuel ou, si nécessaire, éviction du site.

Quel que soit le mode de fondations envisagé, les sols susceptibles de tasser devraient de préférence être traités en zone sismique.



Zone industrielle de Jarry en Guadeloupe. Le sol d'ancienne mangrove tasse sous son propre poids. Le bâtiment construit sur fondations profondes a désormais ses massifs de têtes de pieux et ses longrines hors du sol. Le jour où un séisme majeur surviendra, de nombreux bâtiments, même implantés sur des fondations réglementaires, subiront des dommages liés à la mise à nu des ouvrages de liaison de leur système de fondations profondes.
(Photo P. Balandier)

Cas des sols potentiellement liquéfiables (Voir aussi brochure n°1)

En présence de couches peu compactées de sable ou limon à grains de faibles dimensions (0.05 à 2 mm) et de granulométrie « déterminée » à proximité de la surface, la présence d'eau à saturation est un facteur de déclenchement du phénomène de « liquéfaction » en cas de secousses sismiques. La violence et la durée du séisme en sont des facteurs déterminants.

Sous l'action des ondes P, la pression d'eau interstitielle des sols granulaires augmente et leur fait perdre leur cohésion. Des jets d'eau et de sable remontent à la surface sous l'effet de cette pression et sont projetés en l'air avant de retomber sous forme de cônes de sable. Des affaissements localisés par tassement de la couche de sable, dont les grains se « réorganisent », se produisent. Les bâtiments s'enfoncent dans le sol.



A gauche - Tassement du sol sous l'effet d'un phénomène de liquéfaction. La présence de fondations descendues au bon sol a permis d'éviter le basculement de l'ouvrage (citerne). Néanmoins, le type de liaison entre les têtes de pieux et l'ouvrage le rend vulnérable à l'action horizontale d'une réplique violente. Séisme de Kôbé, 1995 (Document EERI)

A droite - Photo d'un immeuble sur radier ayant basculé sous l'effet du tassement de sol consécutif à un phénomène de liquéfaction. Dans ce cas, une couche supérieure d'argile de résistance mécanique apparemment suffisante pour un radier dissimulait une couche liquéfiable plus profonde, faute d'études de sol appropriées. Séisme de Taiwan (Document EQIIS)

Les études géotechniques permettent d'identifier les critères de susceptibilité à la liquéfaction des sols et de détecter les zones où le phénomène pourrait se produire en cas de séisme majeur.

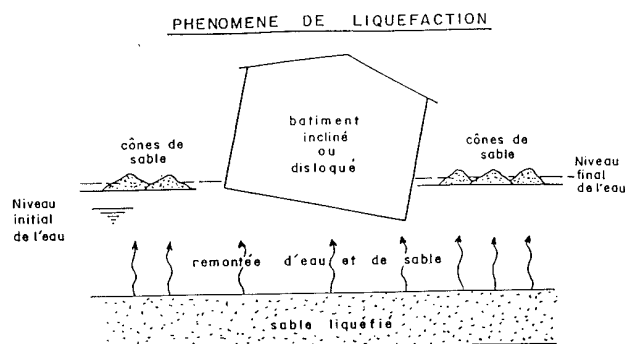
A cet égard, l'âge du dépôt, la granulométrie, la saturation d'eau, et le taux de contrainte cyclique des sols sont déterminants et bien précisés par les règles, PS-92, EC8 ou autres.

Les règles définissent formellement les trois critères à déterminer pour établir un diagnostic de sol susceptible de liquéfaction. A ce titre les études géotechniques finales avant réalisation doivent proposer un diagnostic sans équivoque.

Dans l'état actuel des choses :

- Les PPR (Plans de Prévention des Risques) signalent les zones potentiellement liquéfiables. Ces documents sont prudents en l'absence d'études précises site par site sur tous les secteurs concernés.
- Des essais réalisés pour chaque projet en site potentiellement liquéfiable mentionné par le PPR permettent de répondre objectivement à la présence ou non de l'aléa de liquéfaction.
 - o Une réponse négative peut permettre l'économie des fondations spéciales.
 - o Une réponse positive permet de préciser les caractéristiques de fondations et/ou d'envisager un traitement de sol.

Ce problème est une affaire de spécialiste.



Document BRGM

La « déstructuration » momentanée du sol par la liquéfaction peut entraîner la perte des constructions dont la superstructure est réputée parasismique. Pour résoudre le problème, il faut soit descendre les fondations au delà de la couche liquéfiable, soit traiter le sol pour lui donner les caractéristiques souhaitées, soit éviter ces sites pour l'implantation des constructions.



Séisme d'Izmit (1999) (Document AFPS). Ce bâtiment sur radier s'est enfoncé dans le sol de façon non symétrique. Lorsque le centre de gravité est sorti de la base de sustentation il a basculé. Son encastrement dans le sol a stoppé sa course. Il faut noter qu'il n'est pas disloqué et que ses vitrages sont intacts : Les ondes S qui déforment la construction ne se propagent pas dans le sol, momentanément « liquide ». Ce sont les ondes P, ondes de compression qui génèrent le phénomène de liquéfaction.



Séisme d'Izmit (Turquie, 1999), à Adapazari. Dans ce cas, le groupe de bâtiments s'est enfoncé verticalement dans le sol (Document Badoux)

Peut-on traiter ?

Le traitement des sols liquéfiables (voir plus loin) est possible. Il peut permettre des économies de fondations et permet à coup sûr de réduire l'impact du séisme sur le système de fondations et sur l'environnement (réseaux enterrés entre autres).



Liquéfaction d'une parcelle de sol non traitée (Séisme de Kobé, 1995) (Document EQIIS – USA) Le bâtiment n'a pas souffert car les fondations appropriées traversaient la couche liquéfiée, mais son environnement, dont les VRD doivent être repris.

Tassement modeste d'une parcelle de sol traité dans le même quartier (Séisme de Kobé, 1995) (Document EQIIS – USA) Le tassement est minime. Le traitement préventif a permis de limiter le tassement et de protéger la zone des dommages graves.

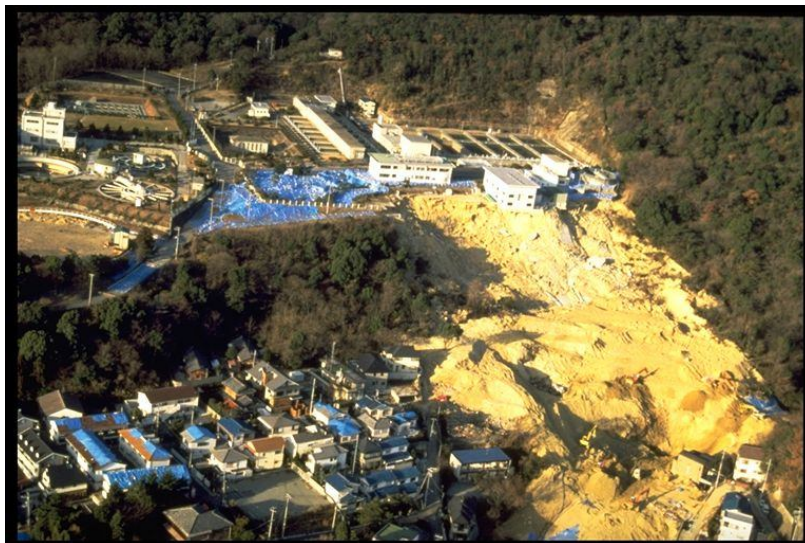
52.4. Instabilité des pentes

Topographie, nature des sols, régimes hydrauliques, accélérations possibles pour la zone, sont les éléments retenus pour les études géotechniques visant à déterminer le possible effet induit qu'est le glissement de terrain.

Il existe des solutions techniques pour le soutènement des talus potentiellement instables, mais il faut éviter de construire sur toutes les zones concernées par les mouvements de terrain de grande amplitude (proche amont, pente et aval).

Les PPR mentionnent l'aléa de glissement de terrain en impliquant (risque croissant) :

- Des précautions lors des remaniements de terrain en déblai-remblai.
- La nécessité d'un projet global d'aménagement sécurisé de la zone pour ouverture d'un droit de construire approprié.
- L'interdiction totale de construire.



Les possibles grands mouvements de terrain (Séisme de Kobé, 1995, Document EQIIS) peuvent en général être identifiés avant la catastrophe. Il ne faut plus construire sur ces zones.



Séisme des Saintes, mouvement de terrain modéré à Trois-Rivières ayant entraîné un petit bâtiment. (Photo P. Balandier)

52.5. Zones de karst et cavités (terrains rocheux fracturés)

Les sols rocheux fracturés, les sols calcaires karstiques présentant des fissures et des cavités doivent faire l'objet d'attentions particulières afin de rendre au terrain un monolithisme compatible avec l'action sismique.

Les zones karstiques sont bien identifiées par la cartographie géologique, mais la localisation des accidents du sol est totalement aléatoire et nécessite une identification précise sous chaque élément de fondation, la rupture du plafond d'une cavité ou la modification d'une fissure pouvant entraîner des déplacements de fondations inacceptables.

La détection des cavités et autres anomalies karstiques est délicate, le coût et les conséquences éventuelles peuvent être limités si, la position des fondations étant connue, il est possible de réaliser des forages systématiques sous chaque appui avant démarrage des travaux.

En Martinique, le phénomène concerne essentiellement les sites de calcaires coralliens de la presqu'île de la Caravelle. Il reste assez rare.

Mais on trouve également dans les sols volcaniques compacts des cavités liées à la présence au moment de l'éruption d'un « objet » organique décomposé ensuite (exemple : tronc d'arbre).



*Cavité karstique de plusieurs mètres de profondeur et largeur à Pointe-à-Pitre au sud des « Grands-Fonds ». Le passage d'un engin de chantier a révélé cette cavité à proximité de la surface d'un site en cours de travaux.
(Photo Francis Audras)*

52.6. Effets de site (rappel)

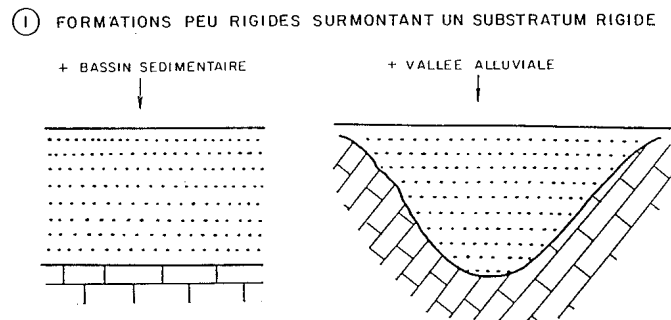
Le phénomène d'amplification locale des secousses a été présenté dans le cours n°1. Les études de sol doivent permettre d'identifier les périodes associées aux éventuels effets de site.

Effets de site topographiques

- bord de falaise
- rupture de pente

Effets de site lithologiques (géologiques)

- hétérogénéité géologique
- sols meubles de grande épaisseur



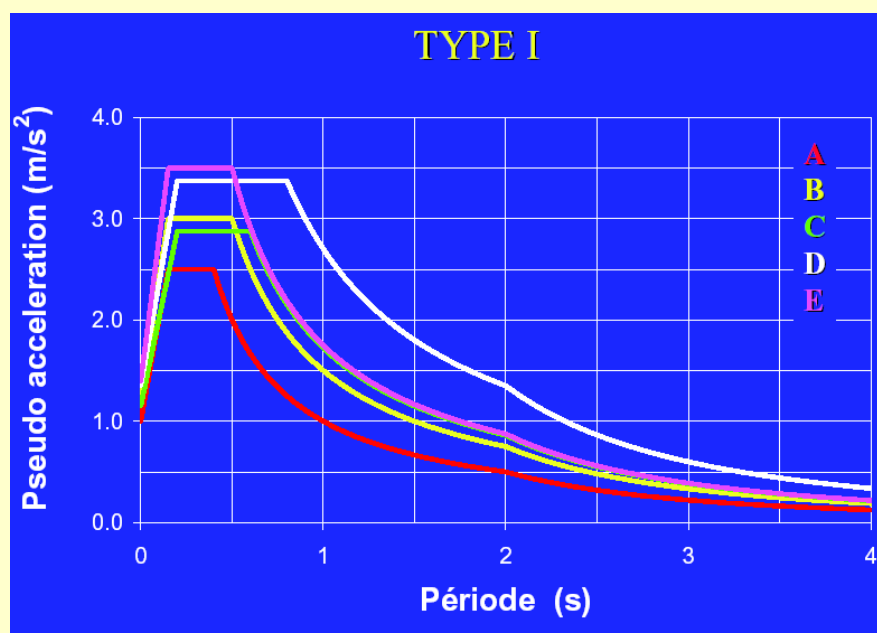
Séisme d'Izmit. Effet de site sur une zone d'alluvions à Yalova. On observe une concentration de dommages à l'avant du pointillé. Ces dommages concernent les immeubles proches de 5 niveaux dont les périodes favorisaient un phénomène de résonance. (Photo BRGM)

Classification réglementaire des sols pour l'approche des effets de site

Les règles de construction parasismique définissent les critères de classification des sols selon 2 critères : leur densité et l'épaisseur de la (des) couche(s) au dessus du rocher.

Classe	Description	Paramètres		
		$V_{S,30}$ (m/s)	N (SPT)	C_u (kPa)
A	Rocher – Au plus 5m d'alluvions	> 800	-	-
B	Sable très dense, gravier, argile raide; $h > 10$ m	360 - 800	> 50	> 250
C	Sable dense, moyennement dense; argile raide; $h = 10 - 100$ m	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Sable lâche, moyennement dense; argile ferme à molle	< 180	< 15	< 70
E	Alluvions C ou D, $h = 5 - 20$ m Surmontant rocher (A)			
S_1	Couches contenant strates $h > 10$ m Argile molle ($IP > 40$), w élevée	< 100 (indicatif)	-	10 - 20
S_2	Sites liquéfiables; tout autre type de site non référencé ci dessus			

Ce tableau de l'Eurocode n°8 permet au géotechnicien de se prononcer sur la classe d'un sol après études in situ. Pour les sols A, B, C, D, et E, un spectre de réponse forfaitaire impose les périodes des constructions pour lesquelles un niveau d'amplification donné, par résonance, doit être retenu.



Les spectres de réponse de type 1 doivent être utilisés en Martinique. Ils concernent les régions exposées à des séismes de magnitude supérieure à 5,5.

53. Les reconnaissances et études géotechniques

53.1. Généralités

Les reconnaissances et études géotechniques effectuées normalement pour les sites non sismiques sont complétées en situations sismiques pour :

- détecter les formations *a priori* suspectes de liquéfier
- détecter les zones susceptibles de tasser
- détecter les zones faillées susceptibles de se désarticuler et les cavités
- définir le classement du site pour le choix du spectre de réponse par identification des types de sols et de leurs des épaisseurs.
- retenir le cas échéant un coefficient topographique.

La norme NF P 94-500 précise le niveau d'investigations aux différentes phases d'élaboration et de réalisation d'un projet:

- Sondages et essais sur site et en laboratoire (Mission G0)
- Etudes géotechniques préalables (Missions G1)
- Etudes géotechniques de projet (Missions G2)
- Etudes géotechniques d'exécution (Mission G3)
- Supervision géotechnique d'exécution (Mission G4)
- Diagnostic géotechnique (Mission G5)

53.2. Niveaux d'investigation en fonction de l'avancement du projet

Au moment des études de faisabilité et de l'avant-projet

- Dégrossir les problèmes rencontrés, en tirer les conséquences techniques et financières induites par les traitements éventuels des sols et les techniques de travaux de terrassement, de soutènement et de fondations.
- Programme léger permettant de déterminer la configuration générale de la zone à étudier (présence d'eau, zone liquéfiable, tassements, instabilité des pentes, karsts, etc.).
- Etudes de documents existants (pour les éventuels chantiers voisins).
- Etude de cartes et documents spécialisés.
- Sondages complémentaires.

Une **étude de type G12** est appropriée pour la phase de conception du bâtiment

L'objectif de l'étude géotechnique d'avant projet, entreprise après l'étude géotechnique préliminaire de site, est de permettre la mise au point de l'avant projet de l'ouvrage en définissant les hypothèses géotechniques à prendre en compte et en identifiant les principes généraux de construction (notamment : terrassements, soutènements, fondations, risques de déformation des terrains, dispositions générales vis-à-vis des nappes et avoisinants).

Cette mission permet d'une part de compléter le modèle géologique et de préciser les hypothèses géotechniques, d'autre part de mieux sérier, en fonction du type d'ouvrage, les risques géologiques et de réduire les conséquences des risques géologiques majeurs par adaptations de l'avant projet.

Pour les chantiers importants les étapes suivantes sont nécessaires.

Au moment du Projet et du Dossier de Consultation des Entreprises

- Définir parfaitement les caractéristiques de toutes les couches de sol concernées avant d'arrêter le mode de fondations, les techniques de travaux, les traitements éventuels.

Au moment de l'exécution des travaux

- Des reconnaissances complémentaires éventuelles doivent confirmer les hypothèses des études préalables.
- Reconnaissances approfondies si des doutes subsistent sur les couches sous-jacentes surtout en cas de contraintes élevées
- Sondages destructifs systématiques sous appuis isolés sur sol rocheux.

53.3. Moyens de reconnaissance

Les campagnes de reconnaissance doivent être soigneusement préparées et évolutives. Elles ne doivent pas faire l'objet de concessions. Les reconnaissances et les conclusions sont affaires de spécialistes. Les conseils de spécialistes régionaux qui ont une connaissance expérimentale de la région sont souvent appréciés et souhaitables.

Les procédés de reconnaissance sont nombreux, le choix est fonction de l'ouvrage projeté (type, utilisation, importance, sous-sol, etc), des conditions géologiques et géotechniques, du voisinage (modes de fondations des ouvrages voisins ou mitoyens, nature et profondeur, etc.), et également du degré d'avancement du projet :

- Les essais in situ permettent de déterminer les caractéristiques des sols en place (cohésion, cisaillement, indices de vides, résistivité, etc.).
- Des prélèvements d'échantillons sont réalisés pour des essais en laboratoire dont la plasticité des argiles.

Les essais dynamiques permettent d'identifier

- Modules d'élasticité et de cisaillement dynamique.
- Taux d'amortissement critique.
- Pressions interstitielles.
- Mesure in situ de la vitesse de propagation des ondes de volume à partir de forages (crosshole, downhole, uphole).

Chaque type d'essai a son propre domaine d'application et n'a de valeur que s'il est correctement exécuté et interprété.

- Reconnaissances superficielles par sondages manuels ou à la pelle mécanique. Permettent de visualiser le sol de fondations superficielles.
- Carottages avec prise d'échantillons pour des reconnaissances plus profondes.
- Sondages destructifs avec enregistrements des paramètres (avec sondage carotté de corrélation).
- Pressiomètre. Résultats fiables à la fois pour la compacité du sol et pour le coefficient de frottement. Intéressant pour déterminer les fondations profondes.
- SPT (Standard Penetration Test), pénétromètre dynamique ou carottier. Dans les nappes d'eau les résultats peuvent être faussés par la résistance de l'eau. Ce sondage permet le prélèvement de carotte simultanée. Le refus peut être occasionné par une roche et ne signifie pas qu'on est au rocher.
- Pénétromètre statique. Plus fiable en cas de nappe d'eau en raison de l'adaptation progressive, mais également problème de refus non identifiable sur roche.
- Prospection électrique. Intéressant pour détecter les couches de faible résistance dissimulées par une couche plus superficielle raide. (Variations de résistivité)
- Sismique réfraction, Etc.

54. Les traitements des sol liquéfiabiles ou seulement médiocres

54.1. Intérêt et résultats

Dans le cas des sols potentiellement liquéfiabiles, le but des traitements de sol est d'éliminer un des trois paramètres de la liquéfaction, effets de la surpression dans la nappe d'eau, granulométrie du sol défavorable, faible densité du sol (il les faut tous pour provoquer le phénomène). Sinon, il s'agit simplement de compacter le sol. Les méthodes sont présentées très sommairement ici. Les approches et solutions dépendent des sites. Le traitement vise *in fine* l'élimination du problème de tassement.

N-B : En ce qui concerne le traitement des instabilités de pente, qui n'est pas renseigné ici, on retiendra que le soutènement des talus est encadré réglementairement dans les zones sismiques et doit faire l'objet d'une étude d'ingénierie. Par ailleurs, la sécurisation de pentes plus importantes, lorsqu'elle est possible, a un coût qui n'est envisageable que pour les grands enjeux, type viabilités (voirie par exemple).

54.2. Consolidation statique : injection

Prescription

Méthode souvent utilisée dans les terrains sableux, limoneux, ou argileux, humides ou saturés.

But

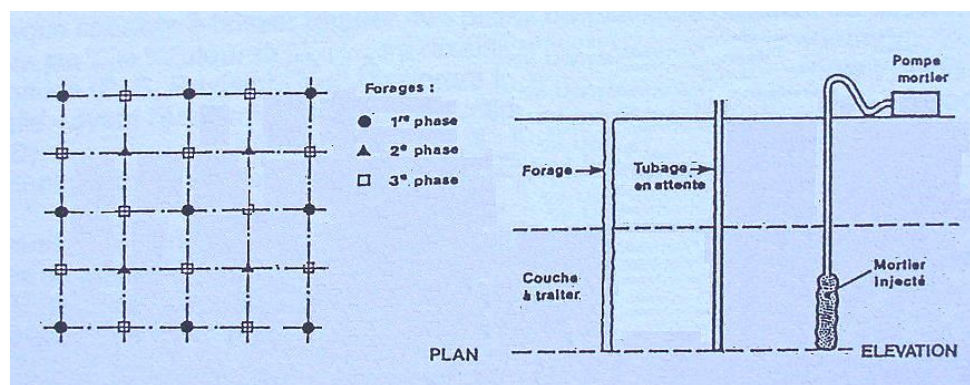
Augmenter le niveau de contrainte entre les grains du sol jusqu'à sortir le sol des critères rendant possible le phénomène de liquéfaction ou de tassement.

Technique

La technique consiste à introduire sous pression dans le sol, à partir de forages répartis selon des mailles primaires et secondaires, un « mortier » visqueux à base de ciment.

La nature du mortier injecté (plus ou moins "fluide", à base de ciment avec adjuvants éventuels) dépend de l'état préalable du terrain. Elle assure la pérennité du traitement effectué.

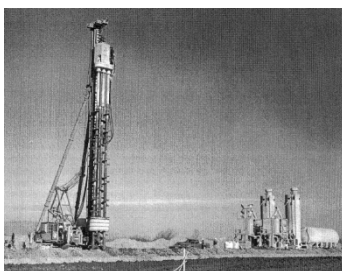
Les tubes d'injection sont équipés de pressiomètres ce qui permet de contrôler les résultats.



Phasage

- Forage de la première phase (permet une reconnaissance supplémentaire du sol)
- Injection (au moyen de tubes à manchettes) de la première phase en étudiant la réaction du terrain. Cette méthode permet de contrôler parfaitement le volume injecté pour une tranche de profondeur déterminée.

- Poursuite des injections avec surveillance géotechnique continue en évaluant le rapport d'amélioration des caractéristiques (module de déformation, pression limite, etc.) en veillant à ce que les paramètres d'injection restent toujours inférieurs au seuil de rupture.



Foreuse pour injections

L'intérêt technique de la méthode est de :

- définir à l'avance le rapport d'amélioration que l'on veut obtenir,
- pouvoir isoler précisément les tranches verticales à traiter,
- traiter le volume souhaité sans agression pour le voisinage,
- permettre un contrôle en temps réel des zones traitées et du résultat obtenu,
- permettre le traitement "a posteriori" d'un sol situé sous une construction existante,
- mettre en œuvre des moyens légers compatibles avec les milieux urbains.

L'intérêt économique réside dans la faible quantité de matériaux nécessaire pour obtenir un résultat satisfaisant (inférieur à 5% du volume de terrain traité).

54.3. Consolidation dynamique

Prescription

Cette méthode est applicable à une grande variété de sols sableux ou argilo-limoneux, notamment liquéfiables, mais pas pour tous les sites en raison des agressions vibratoires sur les environs. N-B : les sols se consolidant lentement sous l'application de charges (argiles et sols organiques), ne répondent pas favorablement au traitement sauf s'ils contiennent de l'air.

But

Provoquer le tassement sans attendre le séisme. Le traitement améliore la cohésion des sols (densification) et le cas échéant provoque la liquéfaction par anticipation.

Technique

La technique consiste à laisser tomber des pilons (8 à 50 tonnes), en chute libre d'une hauteur de 10 à 25 mètres (voire plus). Le choc engendre des trains d'ondes P qui améliorent le sol en provoquant la liquéfaction. L'énergie d'un impact au sol est mesurée en tonnes-mètres (t-m) et détermine l'amélioration obtenue.

N-B : Une autre technique consiste à forer le sol, déposer des explosifs et les actionner. Même effets vibratoires.

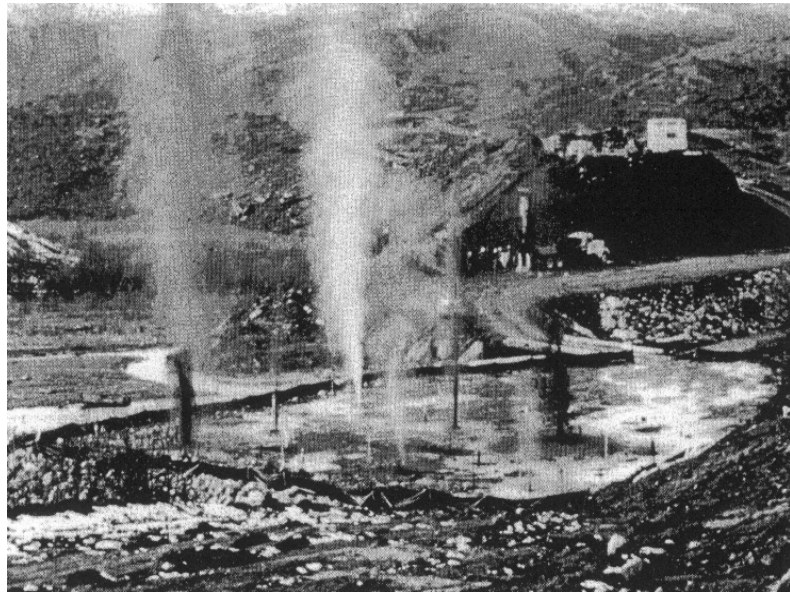
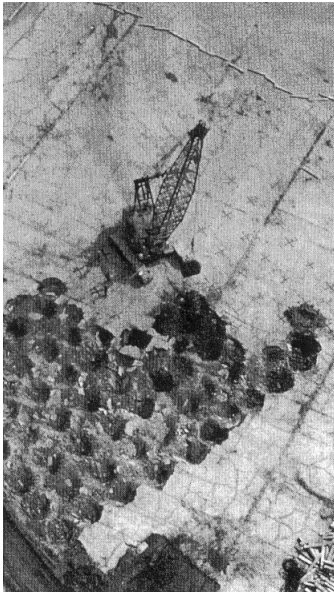
Inconvénients

L'inconvénient de cette méthode est que les trains d'ondes peuvent agir sur plusieurs centaines de mètres à la ronde, ce qui ne permet l'utilisation de cette méthode que comme traitement préventif d'espaces vastes et libres d'occupation avant aménagement ou urbanisation.

En outre elle nécessite l'intervention d'engins lourds.

Avantages

Dans son domaine d'application, les vastes étendues pour des couches de sol de hauteur maximum d'une douzaine de mètres, le coût au m³ de terrain traité est modéré.



A gauche, Consolidation dynamique : Pilonnage (compactage SOLETANCHE)

A droite, Consolidation dynamique Explosifs : autre possibilité qui ne peut pas être utilisée n'importe où pour provoquer le tassement des sols avant aménagement de la zone.

54.4. Substitution en surface

Prescription

Lorsque la profondeur de terrain à traiter est faible, inférieure à 3 ou 4 mètres, on peut envisager de réaliser la substitution par un autre matériau.

But

Remplacer le sol problématique

Méthode

La méthode consiste à terrasser par phases à la pelle mécanique jusqu'à la profondeur voulue et à mettre en place par gravité du matériau de substitution (ballast, gros béton). Dans ce cas, le critère de liquéfaction éliminé est le sol lui-même.

Précautions

Les règles PS précisent les dispositions générales concernant les traitements par sols substitués compactés pour les remblais artificiels sur site terrestre destinés à recevoir une construction :

- choix des matériaux
- confinement des matériaux
- justificatifs, contrôles

Avantage / Inconvénient

Si le matériau de substitution est disponible à proximité et l'étendue de la zone à traiter limitée, le procédé peut rester économique, mais ce n'est pas toujours le cas.

54.5. Compactage par vibroflottation

Prescription

Méthode applicable aux sols granulaires non cohérents.

But

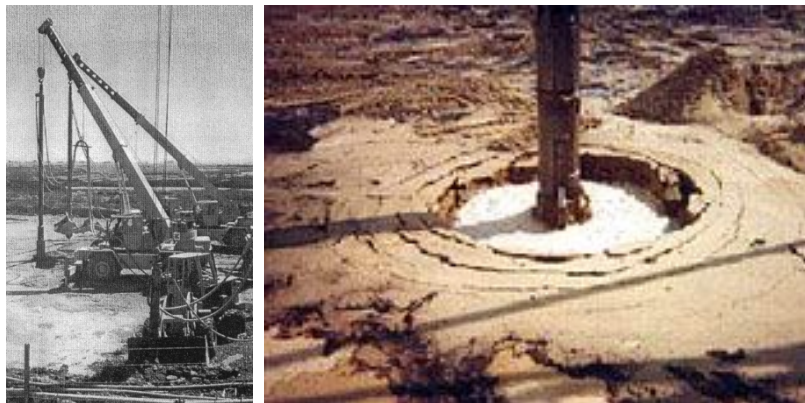
Densifier les sols et créer sur le site un maillage de colonnes de matériaux de granulométrie incompatible avec la liquéfaction, et ainsi drainer le sol de la zone qui est protégée.

Principe de l'injection de matériaux par vibroflottation

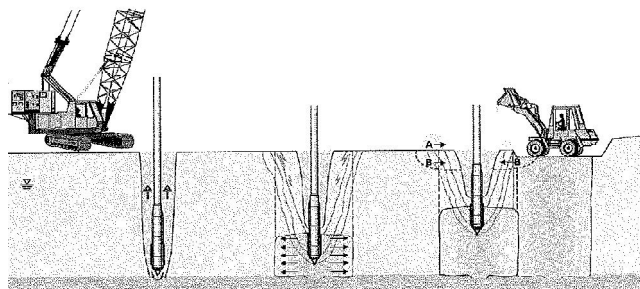
La technique consiste à descendre dans le sol un vibreur (sonde de forme tubulaire qui renferme un puissant vibreur dans sa pointe inférieure) manipulé par une grue, qui sous son propre poids, et sous l'influence d'un lançage d'eau et des vibrations, atteint les profondeurs souhaitées.

Une fois la sonde parvenue à la profondeur désirée, le vibreur est actionné et la sonde est retirée progressivement vers la surface. Les vibrations engendrent un phénomène localisé de liquéfaction sous l'effet des surpressions interstitielles. Les grains se réarrangent en un état plus dense. Le tassement du terrain en profondeur se traduit en surface par un affaissement de forme conique. On ajoute dans la cavité ainsi créée sable grossier ou gravier, sans retrait de sol.

L'opération est répétée selon un maillage prédéfini (maillage plus large que pour les injections). Le maillage des points de compactage dépend des caractéristiques initiales et des objectifs à atteindre.



Chantier de vibroflottation (clichés Ménard)



Les trois phases de la vibroflottation (Document Keller)

Avantages et inconvénients

L'avantage est la fiabilité des résultats.

L'inconvénient de cette méthode est l'intervention d'engins lourds (incompatible avec la plupart des zones urbaines). En outre, elle ne permet pas le contrôle "pas à pas" comme pour les injections ni de traiter les mauvais sols profonds (plafond de l'ordre de 20 m).

54.6. Compactage par vibrosubstitution

Prescription

Cette méthode est applicable aux terrains cohérents tels que limons et argiles lorsque la profondeur de terrain à traiter est trop importante, supérieure à 4 mètres, pour une substitution en surface.

But

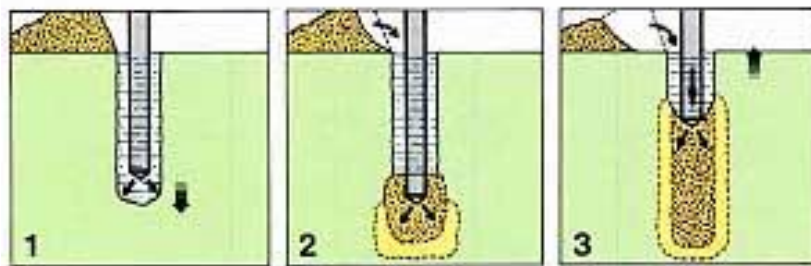
Le maillage créé sur le site par les colonnes de matériaux de granulométrie incompatible avec la liquéfaction, suffit à drainer le sol de la zone qui est protégée.

Méthode

La technique consiste à descendre dans le sol un tube muni d'un vibreur manipulé par une grue, qui sous son propre poids, et sous l'influence du lançage d'eau et des vibrations, atteint les profondeurs souhaitées.

On élimine au fur et à mesure les boues ainsi générées (qui remontent en surface) par la substitution du sol. L'introduction latérale du ballast à la base du vibreur est réalisée soit gravitairement, soit à l'aide d'une pompe à graviers. Ce remplissage est effectué par couches successives tout en maintenant la vibration afin de compacter le ballast et de continuer à refouler le sol à l'état boueux. L'ensemble de ces opérations est réalisé par passes successives de 30 à 50 cm, en remontant le vibreur pour constituer une "colonne ballastée", qui agit comme un élément porteur et comme un drain vertical.

L'opération est répétée selon un maillage prédéfini. Le maillage créé sur le site par les colonnes de matériaux de granulométrie incompatible avec la liquéfaction, suffit à drainer le sol de la zone qui est protégée.



Création d'une colonne ballastée. (Document Solétanche)

Avantages et inconvénients

L'avantage est la fiabilité des résultats.

L'inconvénient de cette méthode est l'intervention d'engins lourds (incompatible avec la plupart des zones urbaines).

Elle ne permet pas le contrôle "pas à pas" comme pour les injections.

54.7. Préchargement

Prescription

Tous les sols libres d'occupation à densifier en disposant d'un délai suffisant.

But

Tasser le sol en le chargeant.

Méthode

Importer une masse de tout venant de densité élevée (calculée en fonction des résultats visés) sur le site à traiter.

Equiper le site de jauges pour mesurer périodiquement le résultat.

Régler le sol au niveau souhaité lorsque le tassement souhaité est obtenu, en retirant l'excédent.



Préchargement d'un sol à Pointe-à-Pitre (photo P. Balandier)

Avantages et inconvénients

Le coût est modéré si le matériau est disponible. L'excédent peut être utilisé ensuite.

Le délai d'obtention du résultat peut dans certains cas être dissuasif.

54.8. Remplissage – injection des cavités rocheuses

La méthode consiste à remplir gravitairement la cavité détectée, par un gros béton jusqu'à refus, puis à venir "coller" par injection sous faible pression au coulis de ciment, l'interface rocher-gros béton.

Si la cavité est en surface, le plus simple est de détruire son plafond avant de traiter. Sinon le colmatage nécessite un forage de remplissage et un pour l'évent.

Ce traitement s'applique aux cavités vides de tous matériaux argileux. Dans le cas de cavités remplies par des matériaux argileux il est nécessaire d'injecter sous pression afin de chasser les matériaux indésirables qui pourraient avec le temps, sous l'effet des circulations d'eau dans le réseau souterrain, déstabiliser le remplissage mal réalisé.

55. Règles générales pour les fondations en zone sismique

55.1. Les sollicitations

En plus des charges verticales de pesanteur, des actions du vent, des poussées des terres, et des poussées hydrostatiques, l'action sismique engendre sur les fondations des efforts :

- horizontaux directs (efforts tranchants, composante horizontale) ;
- verticaux directs (composantes verticales) ;
- verticaux induits (moments de renversement) ;

et des déplacements imposés (tassements différentiels, mouvements de sol, poussée des terres).

Les liaisons entre les éléments de fondations qui se déplacent avec le sol et la structure porteuse qui se déforme sous l'action des forces d'inertie, doivent être dimensionnées et réalisées pour résister aux différentes actions possibles. Les fondations elles-mêmes prennent en compte les surcharges sismiques.

55.2. Choix du système de fondations

Le choix du système de fondation, moyennant quelques précautions (limitation de pente), est effectué dans les mêmes conditions qu'en situation non sismique mais en ajoutant les effets du séisme pour le dimensionnement.

55.3. Homogénéité du système de fondations

La fondation d'un ouvrage doit constituer un système homogène pour une même unité. L'action du séisme ne doit pas être aggravée par un comportement non homogène au niveau des fondations.

La problématique peut être complexe en cas de substratum rocheux à profondeur variable sous un sol alluvionnaire peu porteur. Dans ce cas il faut séparer par un joint ou un espace suffisant des unités homogènes du point de vue de leurs fondations.

EC8-5, Art. 5.2 Règles de conception et de dimensionnement

Les fondations de type mixte, par exemple l'emploi de pieux avec des fondations superficielles, ne doivent être employées que si une étude spécifique démontre le caractère adéquat d'une telle solution.

Des fondations mixtes peuvent être employées pour des entités dynamiquement indépendantes d'une même structure.

L'application de cette règle pour des grands bâtiments, même recoupés par des joints PS, peut être complexe dans certains sites de Martinique où un sol de topographie régulière peut surmonter un substratum incliné, comme à Fort-de-France, par exemple.

55.4. Solidarisation des points d'appui

Les points d'appui isolés d'un même bloc de construction (semelles superficielles, puits, pieux), sauf prise en compte des déplacements possibles par les calculs, doivent être solidarisés par un réseau bidimensionnel de longrines tendant à s'opposer à leur déplacement relatif dans le plan horizontal.

Pour les semelles isolées superficielles, il est considéré qu'un encastrement correct dans un sol rocheux assure cette solidarisation.

EC8-5. Art. 5.4.1.2 Liaisons horizontales entre fondations

Les fondations sont disposées dans le même plan horizontal et des longrines ou un dallage adéquats sont prévus en tête des semelles ou des pieux. Ces mesures ne sont pas nécessaires dans les cas suivants :

- a) pour les sols de classe A,*
- b) pour les sols de classe B en cas de faible sismicité.*



Absence de longrines entre semelles isolées révélée par un glissement de terrain en Martinique (Photo P. Balandier)

55.5. Liaisons avec la superstructure

Dans le cas de fondations profondes, sauf cas particuliers, il doit être établi entre la structure et ses fondations une liaison tendant à s'opposer à leur déplacement relatif.

56. Fondations superficielles

56.1. Dispositions générales

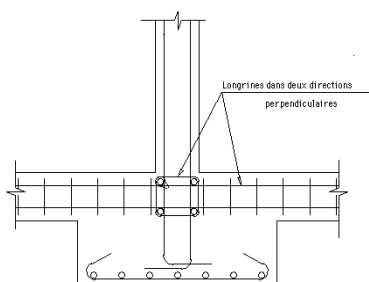
Les fondations superficielles sont employées lorsque le "bon sol", sol compact et homogène pouvant supporter la masse du bâtiment projeté, se trouve à faible profondeur par rapport au plancher le plus bas.

Ces fondations sont réalisées en béton armé selon le DTU 13.1 qui fixe les différentes modalités de calculs, d'exécution et de contrôle.

Les règles de construction parasismique rajoutent quelques prescriptions.

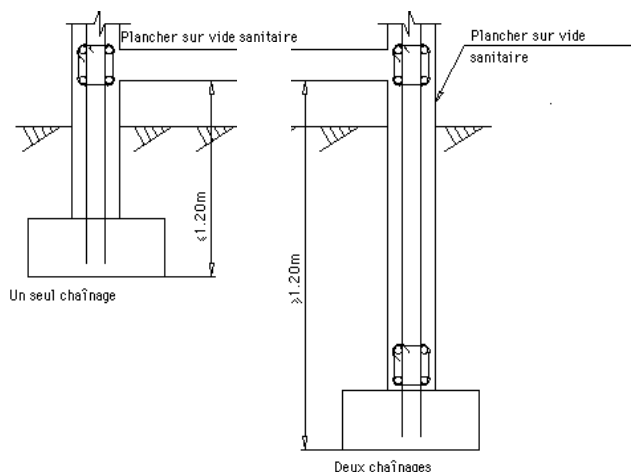
56.2. Semelles isolées - semelles filantes

Lorsque les conditions de sol permettent l'utilisation de semelles isolées sous les poteaux et/ou de semelles filantes sous les murs, les semelles sont alors reliées par un système de liaisons parasismiques (longrines, dallage renforcé).



Liaisons entre les semelles. Le réseau de liaisons PS s'oppose aux déplacements différentiels des points d'appui.

Lorsque le premier plancher est situé à moins de 1.20 m au dessus de la sous-face des semelles, il est admis qu'il assure la liaison entre les semelles.



A gauche, configuration de vide sanitaire autorisant à ne pas mettre de longrines. A droite, obligation de longrines au niveau des semelles isolées.

EC8-5. Art. 5.4.1.2 Liaisons horizontales entre fondations

Les poutres du plancher inférieur d'un bâtiment peuvent être considérées comme des longrines pour autant qu'elles soient situées à une distance de la face inférieure de la semelle ou des têtes de pieux inférieure à 1,0 m. Un dallage peut éventuellement remplacer les longrines à condition qu'il soit également situé à moins de 1 m de la face inférieure de la semelle ou des têtes de pieux

N-B : Cette valeur est portée à 1,20 m par l'Annexe Nationale

56.3. Radier général porteur

Lorsque les dimensions des fondations calculées sont relativement importantes par rapport aux distances séparant les éléments porteurs, on utilise généralement un système de radier général sous poteaux et murs.

Le calcul d'un radier en zone sismique est délicat. Par définition il est utilisé sur des sols médiocres dont le comportement peut ne pas être homogène. Les vérifications concernent la rigidité, les différentiels de charges dynamiques sous les éléments porteurs, le calcul des tassements, l'éventualité de déformations dues aux sols hétérogènes.

56.4. Précautions vis à vis des constructions avoisinantes

Attention, le système de fondations projeté ne doit pas apporter des contraintes supplémentaires aux ouvrages avoisinants existants (murs d'infrastructure, fondations) pendant le séisme.

56.5. Fondations sur sites en pente

La vérification de la stabilité du talus et des zones sollicitées, et la prescription de dispositions appropriées fait partie de la mission géotechnique G12.

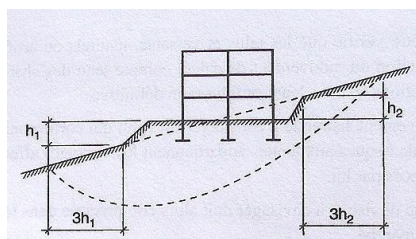
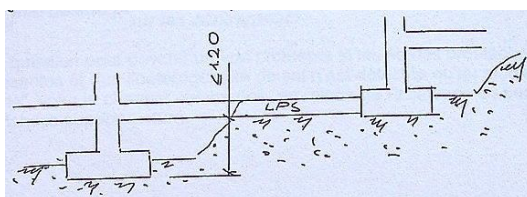


Schéma de détermination des zones d'influence pour les surfaces de glissement les plus critiques (Document PS-92)

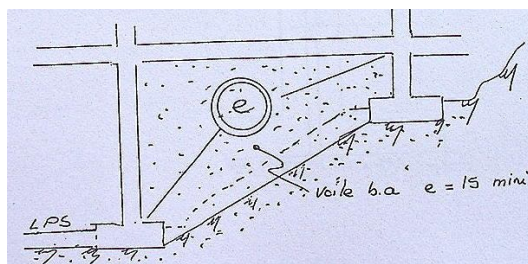
Les fondations en amont ne doivent pas solliciter les fondations à l'aval (dépendant de l'angle de pente et de la nature du sol).

Liaison des semelles isolées en cas de pente

La liaison des semelles isolées sur site en pente, conformément à ce qui a été décrit plus haut, est plus délicate à réaliser que sur un site plat ou à très faible pente. Il peut être nécessaire de recourir à un voile en béton armé dans le sens de la pente pour réaliser une liaison fiable.



Liaison des semelles situées sur des niveaux différents par des longrines si la différence de hauteur d'implantation est inférieure à 1,20 m



Liaison des semelles situées sur des niveaux différents un voile si la différence de hauteur d'implantation est supérieure à 1,20 m.

57. Règles particulières pour les fondations profondes

57.1. Généralités sur les fondations profondes

Les fondations profondes sont employées lorsque les couches superficielles du terrain sont de qualité médiocre.

Elles sont réalisées selon le DTU 13.2 qui fixe les différentes modalités de calcul, d'exécution et de contrôle.

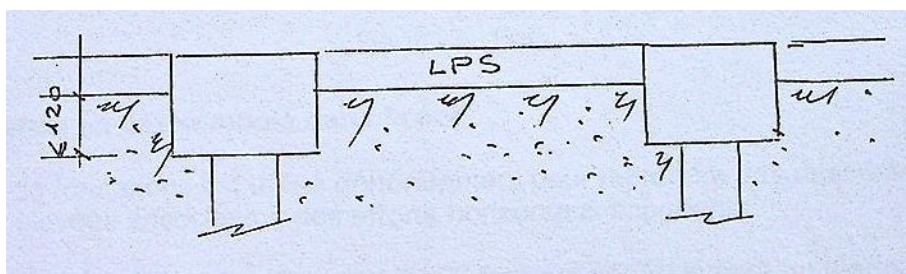
Les règles de construction parasismique rajoutent quelques prescriptions.

Suivant la géométrie de la construction, l'environnement, les descentes de charge et les caractéristiques et la profondeur du sol d'assise on utilise les types de fondations profondes suivantes :

- Puits
- Pieux et barrettes
- Micro-pieux

Longrines parasismiques

Les massifs isolés des éléments de fondations profondes doivent être reliés par un système de liaisons parasismiques (longrines, dallage renforcé) situé à moins de 1.20 m au dessus de la sous-face des massifs.



Liaison parasismique des massifs isolés en tête de fondations profondes par des longrines

57.2. Pieux

Lorsque le sol de fondation est trop peu cohérent pour avoir qu'un radier suffice à répartir la charge du bâtiment sans tassement, on a recours à des pieux.

En situation non sismique, l'ensemble des pieux oppose une résistance aux efforts verticaux liés à la pesanteur par le frottement latéral qui s'exerce de bas en haut sur la surface développée à leur périphérie. Cette surface, et donc le dimensionnement des pieux, dépend de la masse du bâtiment et de la densité du sol.

La résistance nécessaire peut être atteinte sans que la longueur des pieux permette d'atteindre le « bon sol ». Il s'agit alors de « pieux flottants ».

Sinon, les pieux sont descendus au bon sol dans lequel leur pointe est encastrée. Dans ce cas la résistance en pointe s'ajoute à la résistance de frottement.

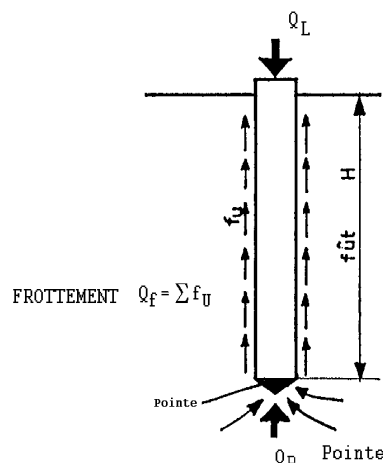
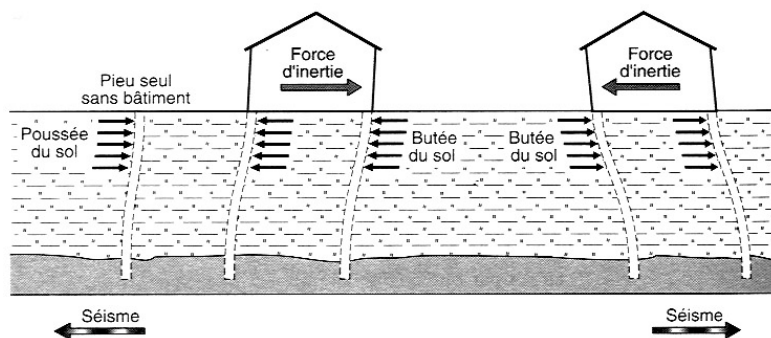


Schéma de la résistance de frottement et de la résistance en pointe d'un pieu

Pendant un séisme, les pieux subissent (dans le sens horizontal) les déformations du sol. Celles-ci s'opposent à la butée du sol alors que les forces d'inertie du bâtiment s'exercent dans le sens opposé (voir schéma suivant).



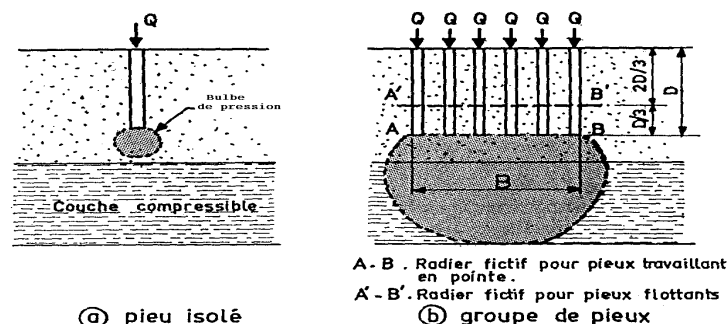
Les pieux peuvent reprendre des charges verticales élevées, mais des charges horizontales au cisaillement (en tête de pieux) modestes. Les pieux doivent pouvoir avoir un comportement flexible pour se déformer avec le sol.

Pour protéger les têtes de pieu (notamment en cas de tassement de sol) en mobilisant le plus de sol possible, il est préférable d'encastrer la superstructure dans le sol par des bèches périphériques ou par un sous-sol en caisson.

A cet égard il faut identifier la hauteur de tassement potentiel du sol afin d'en tenir compte dans les hypothèses d'encastrement. Il s'agit de réaliser entre les pieux et la superstructure un ouvrage (massifs de tête des pieux, longrines, bèches ou caisson...) se déplaçant de façon homogène en mobilisant le sol sans se déformer.

Comportement d'un groupe de pieux : Mobilisation globale du sol type radier

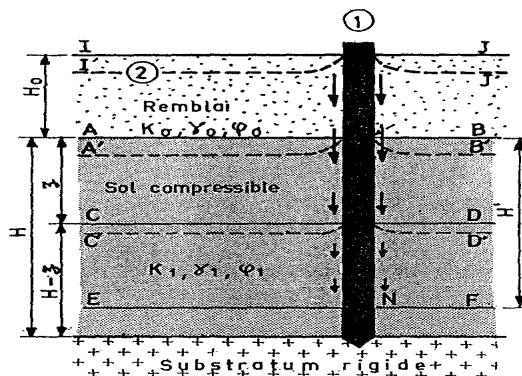
Des pieux flottants rapprochés sous un bâtiment exercent une action globale et non unitaire sur les couches de sol sous-jacentes en raison de leur densité. Il doit en être tenu compte en cas de couche compressible profonde pouvant être concernée.



Problème du frottement négatif en cas de tassement de sol

Le phénomène de tassement de sol peut être important dans certains cas de liquéfaction. La zone tassée ne contribue plus à résistance par frottement. Le pieu se trouve plus chargé qu'à l'état initial par le sol qui a tassé. On appelle ce phénomène le frottement négatif. Si le sol n'est pas traité pour prévenir le tassement, il faut en tenir compte au dimensionnement.

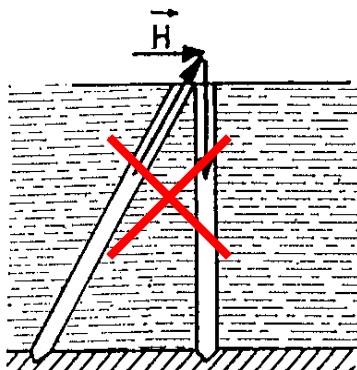
La partie des pieux qui se trouve sous la zone tassée doit être en mesure de reprendre la charge du bâtiment à laquelle s'ajoute le frottement négatif sur la zone tassée.



Question des pieux inclinés

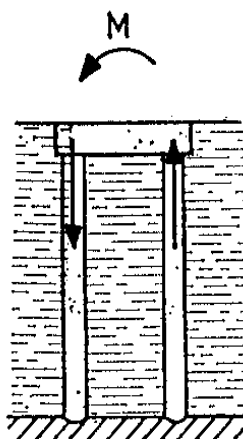
En zone sismique les pieux inclinés étaient interdits par les règles PS-92 et sont autorisés par l'Eurocode n°8 sous réserve de justifications particulières. Ce qui peut être difficile dans une région de forte sismicité avec des sols très déformables comme en Martinique.

Les pieux inclinés sont incompatibles avec la déformation des autres pieux à la flexion.



Sollicitations alternées

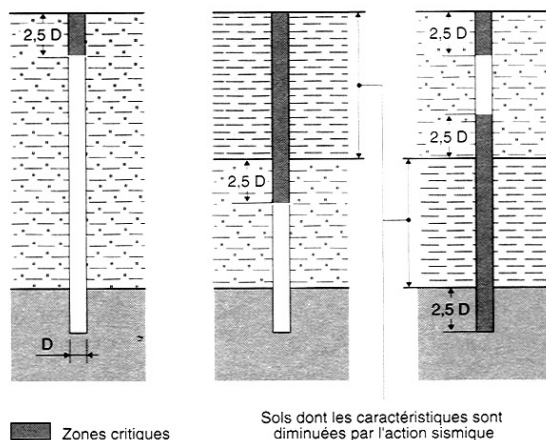
En cas de moment de renversement important dans la structure, il peut y avoir un renversement d'efforts sur les pieux périphériques, les pieux travaillant alternativement à l'arrachement ou avec un accroissement significatif de la compression.



Zones critiques des pieux

Pour les raisons exposées plus haut, les règles PS considèrent que la partie supérieure des pieux est une zone critique qui doit être traitée comme telle sur une hauteur de 2,5 fois leur diamètre.

De même les longueurs situées dans des couches de sols susceptibles de tasser sont des zones critiques auxquelles s'ajoutent une zone critique de 2,5 d supérieure et inférieure.

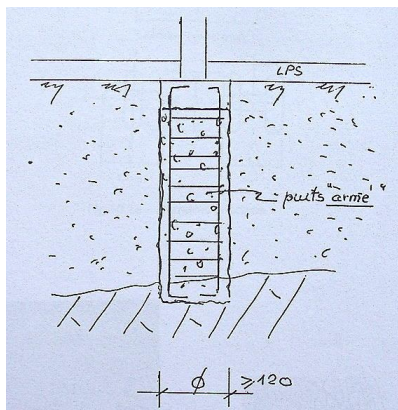


Pieu dénudé sous l'effet d'un phénomène de liquéfaction. A hauteur du niveau d'eau on voit qu'en outre les aciers longitudinaux ont flambé sous l'effet d'un effort en compression (Séisme de Kobé, 1995) (Document EQIIS USA)

57.3. Puits

Ce type de fondations n'est utilisé généralement que lorsque le sol d'assise n'est qu'à quelques mètres de profondeur. Les puits sont creusés à la pelle. Les parois du forage sont blindées. Contrairement à leur emploi en zone non sismique, les puits sont obligatoirement armés en zone sismique.

Les puits, d'élancement inférieur à 6 (longueur/diamètre), sont des fondations semi-profondes. Ils ne peuvent pas fléchir contrairement aux pieux. Les règles PS définissent des exigences pour les armatures.



En zone sismique les puits profonds sont obligatoirement armés



Plan Séisme Antilles

Programme de formation en construction parasismique
***Module pédagogique pour les responsables de
réalisation des bâtiments***

Brochure d'accompagnement des cours n° 8 et 9/9



L'entrepreneur en bâtiment en zone sismique

2° Edition - 2010

Rédaction Patricia BALANDIER

Objectifs et contenu des cours n° 8 & 9

Ces deux séances clôturent les apprentissages techniques pour les mettre dans leur contexte réglementaire et professionnel.

Ce sont des séances qui sont organisées par le formateur sans impératif chronologique.

Il y est question de :

- Dialoguer sur la place de l'entrepreneur formé à la construction parasismique face à des interlocuteurs qui sont moins exigeants que lui : clients cherchant le plus bas prix, autres corps d'état non formés, ouvriers peu enclins à changer leurs habitudes, banquiers et assureurs n'ayant pas encore souhaité valoriser une « démarche qualité ».
- Rappeler le rôle de chaque acteur de la construction.
- Situer les règles de construction parasismique dans leur contexte réglementaire.
- Situer les règles d'assurance des dommages avec ou sans séisme.
- Contrôler les acquis par l'organisation d'examens plus ou moins formels selon les objectifs de l'organisateur de la formation.
- Répondre aux questions en suspens.

Accorder deux pleines séances à ces questions n'est pas superflu !

Remerciements

L'auteur adresse ses remerciements à tous ceux qui lui ont permis de réaliser ses travaux à leurs côtés :

- Aux architectes et ingénieurs de Guadeloupe et de Martinique qui depuis plus de 10 ans se sont mobilisés pour faire progresser leurs connaissances et celles des autres professionnels du bâtiment.
- Aux experts qui ont accompagné cette démarche de formation.
- Aux organisations professionnelles régionales, à l'Ecole d'Architecture de Marseille et aux administrations qui ont permis la réalisation des divers programmes.
- A Franck et Francis qui se sont battus, chacun dans leur île, pour des actions de prévention avant qu'elles ne soient à l'ordre du jour.
- A Alfred Marie-Jeanne, qui lui a permis de continuer dans de bonnes conditions.

Illustration de couverture : Maison individuelle gravement endommagée à Terre-de-Bas suite au séisme des Saintes (2004). L'application des règles de construction parasismique permet de prévenir l'endommagement destructif et protège les occupants des bâtiments. La formation des professionnels du bâtiment est un enjeu majeur pour l'avenir de la Martinique. – Cliché P. Balandier.

58. Synthèse du cadre réglementaire

58.1. Les origines de la réglementation de la construction parasismique

58.1.1. Généralités

Alors que les premières règles de construction parasismique françaises datent de 1955, le caractère obligatoire de leur application est assez récent. Il est concrètement entré en vigueur pour les bâtiments courants en 1993 avec l'application des règles PS 69.

Les textes législatifs et réglementaires suivants encadrent la construction parasismique et la prévention du risque sismique en France.

58.1.2. Le Code de l'Environnement

Voté fin 2000, le Code de l'Environnement réunit l'ensemble de Lois de la responsabilité du Ministère en charge de l'Environnement, qui a en charge la prévention des catastrophes. Il a donc intégré les articles des Lois de 1987 et de 1995 relatives aux risques majeurs.

La Loi de 1987 a notamment défini le premier cadre légal pour la prévention du risque sismique en France, en prévision de l'application obligatoire des règles de construction parasismique dans certaines régions. La Loi de 1995 a défini le cadre légal des Plans de Prévention des Risques naturels (PPR).

58.1.3. Décret n° 91-461 du 14 mai 1991, modifié en 2010

Un premier décret a défini en 1991 le cadre d'application de la Loi de 1987, notamment :

- Un premier zonage sismique de la France en 5 zones (0, 1a, 1b, II et III) ;
- Le cadre des deux 2 futurs arrêtés pour :
 - o Les Ouvrages à Risque Normal (dont la ruine ne provoque que des atteintes de proximité immédiate) ;
 - o Les Ouvrages à Risque Spécial (dont la ruine provoque des atteintes à l'environnement au-delà du site d'implantation) : inondations, pollutions...

Un nouveau décret modifiant celui de 1991 pour adapter le contexte réglementaire aux exigences des Eurocodes redéfinit le zonage et certaines dénominations.

- Les bâtiments sont répartis en « catégories d'importance » I à IV (anciennement classes A à D)
 - « 1° Catégorie d'importance I : ceux dont la défaillance ne présente qu'un risque minime pour les personnes ou l'activité économique ;
 - « 2° Catégorie d'importance II : ceux dont la défaillance présente un risque moyen pour les personnes ;
 - « 3° Catégorie d'importance III : ceux dont la défaillance présente un risque élevé pour les personnes et ceux présentant le même risque en raison de leur importance socio-économique.
 - « 4° Catégorie d'importance IV : ceux dont le fonctionnement est primordial pour la sécurité civile, pour la défense ou pour le maintien de l'ordre public.
- Les zones de sismicité sont redéfinies de très faible (1) à forte (5)

La Martinique a vu sa zone de sismicité III renommée 5.

N-B : A la date d'édition de ce cours la parution de ce décret est attendue.

Une nouvelle exigence apparaît pour les bâtiments de catégorie IV (anciennement D) : *La continuité de fonctionnement des bâtiments, équipements et installations de catégorie IV doit être assurée en cas de séisme par des mesures préventives.* Jusqu'à présent il n'était question que de résistance de calcul de la structure majorée et pas de fonctionnalité de l'établissement.

58.1.4. Arrêté d'application des règles de construction parasismique

Un arrêté d'application du décret précité précise les conditions d'application des nouvelles règles de construction parasismique (Eurocode n°8) pour les ouvrages à risque normal. Il modifie l'arrêté du 29 mai 1997 qui précisait les conditions d'application des règles PS-92.

Le nouveau zonage sismique réglementaire actualisé de la France (la géographie et la dénomination des cinq zones a été redéfinie) est donc utilisé pour l'application des règles de construction parasismique aux ouvrages à risque normal (ORN).

Le calcul des bâtiment par l'EC8 retient des accélérations plus ou moins élevées :

- En fonction de la zone et des enjeux qu'il abrite : La zone 5, de forte sismicité ne concerne que la Guadeloupe, la Martinique, Saint-Martin et Saint-Barth. **L'accélération régionale retenue est de 3 m/s².**
- En fonction de la catégorie d'importance du bâtiment (1 à 4, d'enjeux croissants). Les valeurs des **coefficients d'importance** γ_i sont données par le tableau suivant :

Catégories d'importance de bâtiment	Coefficient d'importance γ_i
I	0,8
II	1
III	1,2
IV	1,4

- En raison de **l'éventuelle exigence de limitation des dommages** (coefficient de réduction ν)

N-B : Les ouvrages à risque spécial (ORS), dont la ruine peut nuire à l'environnement (risque industriel) font l'objet de règles spécifiques, beaucoup plus exigeantes définies par un autre décret et un autre arrêté.

Le domaine d'application des règles pour les ouvrages à risque normal a été révisé :

- Il concerne tous les bâtiments. L'arrêté de 1997 tolérait la non application des règles pour les constructions de classe A, désormais catégorie 1. Celui de 2010 applique à cette catégorie une accélération de calcul minorée par le coefficient 0,8.
- La répartition des bâtiments appartenant aux 4 catégories a été modifiée. Il en résulte la classification suivante (les établissements scolaires ont été surclassés et les établissements commerciaux, non distingués précédemment, sont mis aux exigences des établissements de bureau) :

En Catégorie d'importance I :

- *les bâtiments dans lesquels est exclue toute activité humaine nécessitant un séjour de longue durée et non visés par les autres classes du présent article ;*

En Catégorie d'importance II :

- *les bâtiments d'habitation individuelle ;*
- *les établissements recevant du public des 4e et 5e catégories au sens de l'article R 123-19 du code de la construction et de l'habitation à l'exception des établissements scolaires ;*
- *les bâtiments dont la hauteur est inférieure ou égale à 28 mètres ;*
- *les bâtiments d'habitation collective ;*
- *bâtiments à usage **commercial ou** de bureaux, non classés établissements recevant du public au sens de l'article R. 123-2 du code de la construction et de l'habitation, pouvant accueillir simultanément un nombre de personnes au plus égal à 300 ;*
- *les bâtiments destinés à l'exercice d'une activité industrielle pouvant accueillir simultanément un nombre de personnes au plus égal à 300 ;*
- *les bâtiments abritant les parcs de stationnement ouverts au public ;*

En Catégorie d'importance III :

- **les établissements scolaires ;**
- *les établissements recevant du public des 1^{ère}, 2^{ème} et 3^{ème} catégories au sens des articles R. 123-2 et R. 123-19 du code de la construction et de l'habitation ;*
- *les bâtiments dont la hauteur dépasse 28 mètres :*
 - *bâtiments d'habitation collective ;*
 - *bâtiments à usage de bureaux ;*
- *les autres bâtiments pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes appartenant notamment aux biens suivants :*
 - *les bâtiments à usage **commercial ou** de bureaux, non classés établissements recevant du public au sens de l'article R. 123-2 du code de la construction et de l'habitation ;*
 - *les bâtiments destinés à l'exercice d'une activité industrielle ;*
- *les bâtiments des établissements sanitaires et sociaux, à l'exception de ceux des établissements de santé au sens de l'article L. 711-2 du code de la santé publique qui dispensent des soins de courte durée ou concernant des affections graves pendant leur phase aiguë en médecine, chirurgie et obstétrique et qui sont mentionnés à la classe D ci-dessous ;*
- *les bâtiments des centres de production collective d'énergie quelle que soit leur capacité d'accueil ;*

En Catégorie d'importance IV :

- *les bâtiments dont la protection est primordiale pour les besoins de la sécurité civile et de la défense nationale ainsi que pour le maintien de l'ordre public et comprenant notamment :*
 - *les bâtiments abritant les moyens de secours en personnels et matériels et présentant un caractère opérationnel ;*
 - *les bâtiments définis par le ministre chargé de la défense, abritant le personnel et le matériel de la défense et présentant un caractère opérationnel ;*
- *les bâtiments contribuant au maintien des communications, et comprenant notamment ceux :*
 - *des centres principaux vitaux des réseaux de télécommunications ouverts au public ;*
 - *des centres de diffusion et de réception de l'information ;*
 - *des tours hertziennes stratégiques ;*
- *les bâtiments et toutes leurs dépendances fonctionnelles assurant le contrôle de la circulation aérienne des aéroports classés dans les catégories A, B et C2 suivant les instructions techniques pour les aéroports civils (ITAC) édictées par la direction générale de l'aviation civile, dénommées respectivement 4C, 4D et E suivant l'organisation de l'aviation civile internationale (OACI) ;*
- *les bâtiments des établissements de santé au sens de l'article L. 711-2 du code de la santé publique qui dispensent des soins de courte durée ou concernant des affections graves pendant leur phase aiguë en médecine, chirurgie et obstétrique ;*
- *les bâtiments de production ou de stockage d'eau potable ;*
- *les bâtiments des centres de distribution publique de l'énergie ;*
- *les bâtiments des centres météorologiques.*

En outre, cet arrêté redéfinit les règles applicables, mentionnant explicitement les parties de ce qui est communément appelé Eurocode n°8, soit les normes NF EN 1998-1, NF EN 1998-3, NF EN 1998-5, ce qui ajoute des **règles pour les travaux de renforcement pour les bâtiments existants** (objet de l'EN 1998-3).

N-B : à la date d'édition de ce cours la parution de cet arrêté est attendue.

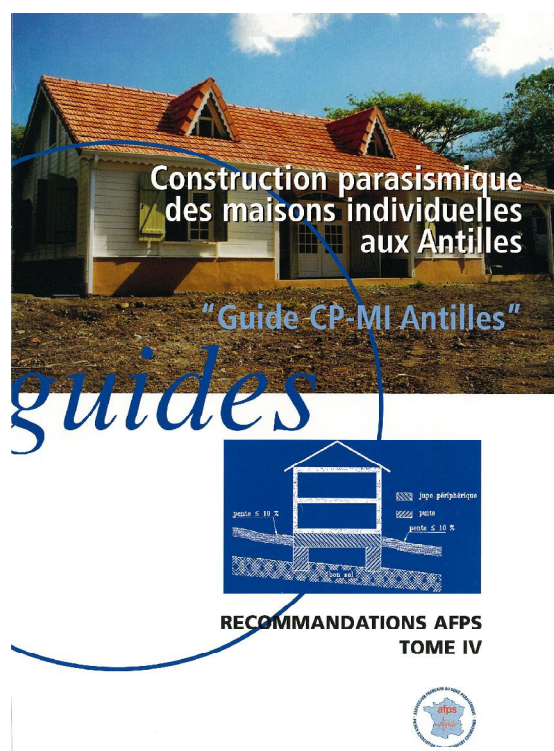
58.2. Obligations de moyens ou de résultats ?

Qu'est-ce qui lie les réalisateurs d'un bâtiment (architectes, ingénieurs, entrepreneurs et autres contractants) au maître d'ouvrage? En général, une obligation de moyens. Les moyens, définis par la réglementation comme « règles de l'art », sont censés garantir la sécurité, donc le résultat, avec un pourcentage d'échec très faible accepté comme tel par le législateur.

L'application obligatoire des règles de construction parasismique telles que définies par le cadre réglementaire exige une justification scientifique de la tenue de l'ouvrage. Il en découle deux possibilités réglementairement acceptables :

- Le projet a été conçu par des professionnels de la maîtrise d'œuvre (architecte et BET) qui appliquent lesdites règles pour le dessin, le calcul de dimensionnement et la description des dispositions constructives.
- Le projet entre dans le domaine d'application d'un guide d'application forfaitaire des règles agréé par les autorités. Dans ce cas, ses dispositions constructives doivent suivre scrupuleusement les prescriptions du guide. N-B : Cette possibilité ne concerne que les bâtiments dont les dimensions sont limitées (donc les maisons individuelles), dont l'architecture et la structure ne présentent que des irrégularités très limitées et dont les sites d'implantation ne nécessitent pas de fondations spéciales.

A la date de rédaction de ce cours, il est question que l'arrêté qui marque l'entrée en vigueur de l'Eurocode 8 accepte qu'en Guadeloupe, Martinique, Saint-Martin et Saint-Barth la construction des maisons individuelles puisse se faire en respectant les prescriptions du guide « CP-MI » pour les Antilles.



Couverture du guide CP-MI pour les Antilles.

L'assurance obligatoire fait en outre partie des moyens dus par les constructeurs au maître d'ouvrage.

59. Les acteurs de l'acte de bâtir et leurs responsabilités

59.1. Le maître d'ouvrage

Le maître d'ouvrage est une personne physique ou morale, pour le compte de laquelle est exécuté un ouvrage et qui conclut à cet effet les **contrats de louage d'ouvrage** afférents à sa conception et à la réalisation. Il peut être :

- un **particulier** faisant construire pour lui-même ;
- une **entreprise** faisant construire des locaux pour ses besoins propres ;
- un **promoteur**, généralement sous le couvert d'une société de construction – vente ;
- un **marchand de biens** qui vend des logements réhabilités ou en cours de réhabilitation ;
- un **investisseur** faisant construire à des fins locatives ;

N-B : Le particulier faisant construire pour lui-même est une personne physique, qui construit son logement pour l'occuper lui-même ou le faire occuper par son conjoint, ses ascendants, ses descendants ou ceux de son conjoint. Il est, comme les autres maîtres d'ouvrage, obligé de souscrire des assurances dommages-ouvrage et responsabilité civile, sauf à engager sa responsabilité personnelle pour faute à l'égard d'un tiers acquéreur qui serait lésé par le défaut d'assurance, ou d'un tiers subissant les conséquences d'un dommage sur l'ouvrage.

Aussi, dans la pratique, la revente d'une construction non couverte par une assurance dommages-ouvrage sera aléatoire, un **notaire** ne pouvant que déconseiller à un acquéreur de prendre un tel risque.

59.2. Le constructeur

Il s'agit de toute personne :

- qui a conclu un contrat d'entreprise (louage d'ouvrage) avec le maître d'ouvrage ;
- qui vend, après achèvement, un ouvrage qu'elle a construit ou fait construire ;
- qui, agissant par procuration (mandat) du propriétaire, accomplit une mission assimilable à celle d'un titulaire de contrat d'entreprise (locateur d'ouvrage).

Sont englobés dans cette définition,

- les architectes,
- les bureaux d'études,
- les entrepreneurs,
- les techniciens du bâtiment, métreurs et économistes,
- les fabricants (constructeurs réalisateurs) ;
- promoteurs-vendeurs,
- les sociétés civiles immobilières de construction-vente (constructeurs non réalisateurs).

N-B : Le maître d'ouvrage (par exemple le particulier faisant construire pour lui-même) qui ne délègue pas la responsabilité de constructeur par contrat endosse la responsabilité des professionnels précités. Il est responsable des qualités du bâtiment pour tout événement pouvant engager sa responsabilité (dont la vente).

Tout constructeur prend la part de responsabilité qui correspond à sa profession pour la conformité aux règles de construction parasismique.

59.3. Le constructeur de maisons individuelles

Personne qui se charge de la construction sur une parcelle de deux logements au plus d'après un plan qu'elle a proposé ou fait proposer au propriétaire d'un terrain à bâtir. Le constructeur assure sa **responsabilité civile décennale** en souscrivant un contrat dit "C.M.I."

Il doit également souscrire une assurance **dommages-ouvrage** au profit du propriétaire, sa production figurant comme condition suspensive à la conclusion du contrat de construction de maisons individuelles. Le Constructeur de Maisons individuelles est coresponsable de la conformité du bâtiment avec les constructeurs qui travaillent pour lui contractuellement.

59.4. Le concepteur

Personne physique ou morale qui **conçoit intellectuellement** une œuvre (en l'occurrence un ouvrage).

Dans la pratique, l'architecte établit la **conception architecturale** de l'œuvre alors que l'ingénieur-conseil ou le bureau d'études en assure généralement la **conception technique**.

Si le concepteur se voit confier également la direction des travaux, sa mission s'appelle une mission de **maîtrise d'œuvre**.

L'architecte et l'ingénieur ont la responsabilité de la conformité de leurs plans et de leurs prescriptions et, le cas échéant, du suivi de l'exécution.

N-B : Le maître d'ouvrage (par exemple le particulier faisant construire pour lui-même) qui ne peut fournir un contrat d'architecte et/ou d'ingénieur est considéré comme l'auteur des plans et le cas échéant responsable du suivi des travaux, pour tout événement pouvant engager sa responsabilité.

59.5. Le contrôleur technique

Personne physique ou morale qui a pour mission de contribuer à la prévention des aléas techniques susceptibles d'être rencontrés dans la réalisation d'ouvrages.

Son intervention est obligatoire pour certaines constructions qui, en raison de leur nature ou de leur importance, présentent des risques particuliers pour la sécurité des personnes (établissements recevant du public, immeubles de grande hauteur, bâtiments comportant des spécificités techniques). Elle est facultative, mais recommandée pour les autres ouvrages.

Le contrôleur technique est soumis à la **responsabilité civile décennale**, mais non à la **garantie de parfait achèvement** ni à la **garantie de bon fonctionnement**. Le contrôleur technique qui a attesté de la conformité des travaux sans réserve prend une part de responsabilité dans celle-ci. S'il émet des réserves sur la conformité aux règles de construction parasismique, le maître d'œuvre est en droit d'exiger celles-ci sans supplément de prix (le cas échéant par la reconstruction).

59.6. Le coordonnateur SPS

Dès qu'un chantier de bâtiment ou de génie civil fait intervenir au moins deux entrepreneurs ou travailleurs indépendants (en comptabilisant les sous-traitants), un coordonnateur en matière de sécurité et de protection de la santé des travailleurs doit être désigné par le maître d'ouvrage.

Pour les **opérations entreprises par un particulier en vue de son usage personnel**, la mission de coordonnateur S.P.S. est assumée :

- soit par le maître d'œuvre responsable du chantier,
- soit par l'entreprise dont la part de main d'œuvre dans l'opération est la plus élevée.

Le coordonnateur SPS doit souscrire une assurance **responsabilité civile professionnelle**. Le coordonnateur SPS n'a pas, au titre de cette activité, de responsabilité dans la conformité aux règles de construction parasismique.

59.7. Le fabricant et le négociant en matériaux de construction

Le fabricant et le négociant ont l'obligation de : délivrer un produit conformément à la commande (explicite ou implicite) ; renseigner et conseiller leur client selon l'usage projeté des matériaux. Le fabricant est tenu responsable de la garantie contractuelle des vices cachés sur le matériau et répond par ailleurs de façon solidaire avec l'entrepreneur pour des dommages affectant un matériau qu'il aura fabriqué.

Le négociant doit s'enquérir de l'usage projeté des matériaux commandés lorsque plusieurs classes ou catégories existent et que certaines sont prohibées pour certains ouvrages. Un manquement évident à une obligation de conseil engage sa responsabilité. En zone sismique, il est fortement recommandé de préciser l'usage des matériaux sur le bon de commande, par exemple : « *Blocs à maçonner (ou béton, ou armatures, etc.) pour la réalisation de la structure d'une habitation pour M. X à Gosier* ». Ainsi, le fabricant ou le négociant sera à même de proposer un produit adapté sous sa responsabilité.

Le fabricant et le négociant sont soumis à la **responsabilité civile décennale**, mais non à la **garantie de parfait achèvement**. Selon les produits, ils peuvent être tenus à la garantie de bon fonctionnement.

59.8. L'entrepreneur en bâtiment

L'entrepreneur réalise son ouvrage en respectant les plans et prescriptions qui le décrivent. En l'absence de plan signé par un auteur identifiable il est réputé être l'auteur des plans et en prend la responsabilité. Il doit donc exiger des plans signés et datés du maître d'ouvrage (plans de permis de construire et plans d'exécution de la structure et de ses fondations au minimum).

L'entrepreneur a la responsabilité directe de la partie de l'ouvrage dont il a la charge et la responsabilité éventuelle de l'endommagement des parties d'ouvrage réalisées par un autre entrepreneur.

L'entrepreneur est soumis à la **responsabilité civile décennale**, à la **garantie de parfait achèvement** et à la **garantie de bon fonctionnement**.

On ne peut exiger de l'entrepreneur la compétence de dimensionnement et de prescriptions parasismiques pour l'ouvrage dont il a la charge. Mais **il a la responsabilité d'exiger du maître d'ouvrage des plans d'exécution réalisés par un professionnel compétent**. En cas de non conformité à ces plans, le maître d'ouvrage est en droit d'exiger celle-ci sans supplément de prix (le cas échéant par la reconstruction).

N-B : Le maître d'ouvrage qui réalise lui-même ses travaux (ou les fait réaliser par des ouvriers hors d'une entreprise) doit le faire en respectant des plans d'exécution parasismique comme le ferait un entrepreneur. Il garde la pleine responsabilité légale des travaux exécutés et des conséquences liées à des manquements éventuels aux obligations réglementaires.

60. La qualification des travaux

Les travaux de bâtiment » ont pour objet de ***réaliser** ou de **modifier** les constructions élevées sur le sol à l'intérieur desquelles l'homme est appelé à se mouvoir et qui offrent une protection au moins partielle contre les agressions des éléments naturels extérieurs.*

L'assurance est obligatoire lorsqu'une construction fait appel à des techniques de travaux de bâtiment.

Les règles de construction parasismique s'appliquent à toute construction neuve et à certains travaux de modification définis par l'arrêté prescrivant ces règles.

Les travaux d'entretien courant ne sont pas soumis à l'obligation d'assurance et n'entrent pas dans le domaine d'application des règles parasismiques. Cette notion, qui est d'application stricte, comprend:

- les travaux d'entretien qui ont pour but de maintenir dans leur état initial les **ouvrages** existants, sans changer leur usage, ni la nature des prestations qu'ils peuvent offrir ;
- le petit entretien qui s'entend de travaux répétitifs sur des **ouvrages** endommagés par un usage courant.

Sont exclus des travaux d'entretien, les travaux suivants.

- **Les travaux de restauration ou de réhabilitation** qui concernent la remise en état d'un bâtiment, ou d'un ouvrage dans son état d'origine, ils sont soumis à assurance dès qu'ils concernent la structure mais pas aux règles de construction parasismique.
- **Les travaux de rénovation** concernent la reconstruction partielle d'un immeuble. Le contenu de ces travaux est à géométrie variable.

La distinction entre réhabilitation, rénovation-amélioration et rénovation-construction peut entraîner une certaine confusion. Schématiquement, on peut parler de réhabilitation quand il n'y a pas de reprise importante des structures et de rénovation dans l'autre hypothèse.

Il faut distinguer la rénovation légère (**amélioration**) et la rénovation lourde (ou **rénovation-construction**) avec intervention sur les structures de l'immeuble et/ou l'addition de construction qui peut selon les travaux projetés entraîner l'application des règles de construction parasismique. L'addition d'ouvrages est très délicate lorsqu'il s'agit de concilier l'application des règles aux parties existantes et aux ajouts. Dans ce cas, il est souhaitable de consulter un contrôleur technique pour bien définir le contexte réglementaire en fonction des travaux projetés avant d'entreprendre le projet avec un BET compétent.

La notion de règles de l'art

Les règles de l'art englobent la réglementation en vigueur, les D.T.U, et les normes établies par les organismes compétents à caractère officiel.

Un assureur peut opposer à son **assuré** une **exclusion** de garantie (et non une **déchéance**) pour inobservation volontaire et consciente, ou inexcusable des règles de l'art.

En pratique, les règles de l'art recouvrent également le « savoir faire » non écrit des entreprises.

61. Les liens contractuels entre les partenaires

61.1. Louage d'ouvrage

Contrat par lequel une personne se charge, en toute indépendance, de **réaliser** des travaux pour quelqu'un.

En matière de construction, il s'agit soit d'un acte intellectuel (architecte, BET...), soit d'un acte matériel (entrepreneur).

61.2. Locateur d'ouvrage

Personne liée avec le **maître d'ouvrage** par un contrat de **louage d'ouvrage**.

Tout locateur d'ouvrage tel que l'architecte, le bureau d'études, l'entrepreneur est un constructeur assujéti à la **responsabilité civile décennale**.

Le sous-traitant, n'étant pas lié directement au maître d'ouvrage par un contrat de louage d'ouvrage échappe à la responsabilité civile décennale vis-à-vis de celui-ci.

61.3. L'assurance obligatoire des travaux du bâtiment

Cette catégorie d'assurances a été imposée par la loi du 4 janvier 1978.

Les assurances **dommages-ouvrage** et **responsabilité civile décennale** sont des assurances obligatoires pour le maître d'ouvrage ou pour les constructeurs.

61.4. Déclarations d'ouverture de chantier et d'achèvement des travaux

Cette déclaration est établie dès l'ouverture d'un chantier par le bénéficiaire du permis de construire et doit être transmise à la mairie du ressort de l'opération.

Le maître d'ouvrage doit alors avoir souscrit une assurance **dommages-ouvrage**. Les constructeurs doivent alors fournir au maître d'ouvrage une attestation d'assurance couvrant leur **responsabilité civile décennale** en cours de validité à la date d'ouverture du chantier.

A dater de cette date, les constructeurs ont la responsabilité légale du chantier pour toute sa durée. Aucune décision de modification des ouvrages à réaliser ne peut être prise sans pièce écrite (du simple PV de chantier au permis rectificatif selon l'ampleur de la modification).

L'ouvrage est assuré au titre de chantier. Dans un délai de 30 jours à compter de **l'achèvement des travaux**, une déclaration attestant cet achèvement doit être établie par bénéficiaire du permis de construire et transmise à la mairie du ressort de l'opération.

En cas de travaux dirigés par un architecte, celui-ci est responsable de la conformité desdits travaux avec les éléments principaux du permis de construire. Sinon c'est le maître d'ouvrage sauf preuve d'un manquement lié au réalisateur.

C'est notamment un acte à caractère fiscal.

L'achèvement des travaux ne vaut pas réception et réciproquement.

61.5. Réception des travaux avec ou sans réserves

La réception est l'acte par lequel le maître d'ouvrage déclare **accepter l'ouvrage** avec ou sans réserves.

Cet acte marque le point de départ de la **responsabilité civile décennale** et des garanties (**parfait achèvement, bon fonctionnement**).

L'ouvrage n'est plus considéré comme un chantier, mais comme un bâtiment.

Au jour de la réception, le maître de l'ouvrage devient gardien de l'ouvrage. Il peut occuper les lieux qu'il doit assurer pour son usage en tant que propriétaire, et le cas échéant comme occupant (par exemple « multirisque habitation » s'il s'agit de logement(s). C'est cette assurance qui lui ouvrira un droit d'indemnisation en cas de Catastrophe Naturelle reconnue par arrêté. Les réserves sont des défauts ou vices apparents consignés dans le procès-verbal de **réception des travaux** par le **maître d'ouvrage** sur proposition de son maître d'œuvre, à l'issue de son constat de l'ouvrage achevé.

En pratique, il faut distinguer :

- les **réserves rédhibitoires** qui empêchent la réception car elles rendent l'immeuble impropre à son utilisation,
- les **réserves non rédhibitoires** qui ne permettent pas au maître d'ouvrage de refuser la réception. Dans le premier cas, l'ouvrage reste un chantier. Il est assuré comme tel et les activités qui s'y déroulent restent de la responsabilité des entrepreneurs. Le maître d'ouvrage ne peut en prendre possession et ne doit pas le règlement des ouvrages litigieux.

Dans le second cas, une retenue est faite sur le solde à régler qui ne sera libéré qu'avec la levée des réserves. Le montant de cette retenue est en relation avec celui des travaux de bon achèvement. Le maître d'ouvrage prend possession des lieux, mais ne peut en refuser l'accès à l'entrepreneur pour les travaux restants.

62. Garanties et responsabilités (définitions)

62.1. Garantie de parfait achèvement

La garantie de parfait achèvement, d'une durée d'un an à compter de la **réception** des travaux, s'étend à la réparation de tous les désordres signalés par le maître d'ouvrage, soit au moyen de réserves mentionnées dans le procès-verbal de ladite réception, soit par voie de notification écrite pour ceux révélés postérieurement.

Seul l'entrepreneur répond de la **garantie de parfait achèvement**, à l'exclusion des autres **constructeurs**.

En cas de défaillance de l'entrepreneur après mise en demeure ou non respect des délais convenus, les travaux de réparation peuvent être exécutés à ses frais et risques par le **maître d'ouvrage**.

La non intervention de l'entrepreneur a pour conséquence de permettre au maître d'ouvrage d'actionner la police dommages-ouvrage.

62.2. Garantie décennale

Cette garantie, obligatoire dans les contrats d'**assurance construction**, permet la couverture de la **responsabilité civile décennale** des constructeurs.

Il s'agit de la responsabilité pour les dommages compromettant la **solidité** de l'**ouvrage** ou le rendant impropre à sa destination, ainsi que tous les **dommages** qui affectent la solidité des éléments d'équipement indissociables du bâtiment.

Cette responsabilité, qui s'impose à tous les intervenants ayant participé à la **conception** et à la **réalisation** d'un **ouvrage**, est applicable pendant 10 ans à compter de la **réception des travaux**.

62.3. Responsabilité contractuelle

Obligation faite à la partie d'un contrat n'ayant pas exécuté ses obligations de réparer le préjudice subi par les cocontractants du fait de cette inexécution ou d'une exécution fautive. Le **constructeur** est ainsi tenu à la responsabilité civile contractuelle à l'égard du **maître d'ouvrage** :

- pour les dommages survenus pendant les travaux, du fait de son fait personnel, du fait de ses préposés et de celui de ses sous-traitants...(responsabilité dite de droit commun car issue des règles générales du code civil) ;
- pour les dommages survenus après la **réception des travaux (responsabilité civile décennale)** issue de règles spécifiques introduites dans le Code civil).

62.4. Assurance dommage ouvrages

Contrat indemnitaire de préfinancement de la réparation des dommages affectant le bâtiment assuré et relevant de la garantie décennale. La loi prévoit une procédure d'indemnisation de l'**assuré** dans des délais impératifs.

L'assureur dommages-ouvrage, une fois qu'il aura indemnisé l'assuré, se retournera contre l'assureur du/des **constructeur(s)** responsable(s) et/ou directement contre ce (ces) dernier(s) pour le montant de la **franchise**.

62.5. Garanties facultatives

Elles n'entrent pas normalement dans le champ d'obligation d'assurance.

Comme par exemple, la garantie des **dommages immatériels** (privation de jouissance, pertes d'exploitation...) consécutifs à des dommages matériels garantis.

62.6. Les défauts et dommages

Des défauts de mise en œuvre, apparents ou non, peuvent exister sans pour autant qu'un sinistre survienne. Ils engagent néanmoins les constructeurs.

Le défaut de conformité est d'une discordance, d'une divergence ou de toute différence présentée par l'ouvrage par rapport aux stipulations du contrat.

Un défaut de conformité peut être invoqué alors même que l'ouvrage est parfait au plan technique, au regard des **règles de l'art** et exempt de tout dommage matériel. Il faut distinguer les défauts de conformité dits "apparents", normalement couverts par une réception sans réserve, et les défauts de conformités dits "cachés". Toute référence à la notion de **malfaçon** a été supprimée par la loi du 4 janvier 1978 au profit de la notion de **désordre** ou **dommage**. Elle est toutefois encore usitée.

Le désordre peut être défini comme la manifestation d'une malfaçon qui a pour conséquence un dommage.

62.7. Vice de construction

C'est un défaut qui altère une construction. Les vices de construction peuvent être apparents ou cachés.

Le caractère apparent d'un **vice de construction** s'apprécie :

- soit de la connaissance que le **maître de l'ouvrage** a eue du désordre ;
- soit de l'aspect parfaitement visible de la **malfaçon**.

Pour que le vice soit considéré comme apparent, il faut qu'il ait été perçu comme tel dans toutes ses causes, étendues et conséquences dommageables par le **maître d'ouvrage**.

Vice caché

Défaut indécélable par un examen normal de l'**ouvrage** et situé dans des endroits inaccessibles ou qui ne se révèle qu'à l'usage.

Le vice caché met en jeu la **responsabilité civile décennale** et garanties légales des constructeurs.

62.8. Sinistre sans catastrophe

Les dommages apparus sur la construction ressortent soit de la garantie décennale impropriété à destination de l'ouvrage), soit de la garantie contractuelle. Ils sont réglés dans le cadre des responsabilités qui lient les partenaires de l'acte de construire.

Un sinistre implique que l'**assuré**, à partir du jour où il en a connaissance, en fasse la déclaration auprès de son assureur. Le dommage esthétique ne relève pas de la responsabilité décennale.

62.9. Absence d'ouvrage

L'absence s'entend d'un ouvrage, prévu ou non dans le descriptif des travaux, dont l'omission a provoqué un **sinistre**. Toutes les dispositions constructives découlant de l'application des règles de construction parasismique pouvant manquer entrent dans ce cas.

Se fondant sur l'absence de déclaration de l'**ouvrage** manquant dans la valeur du bien assuré, les assureurs opposent souvent une exclusion à leurs **assurés dommages-ouvrage**. Sauf dans le cas des dispositions parasismiques en raison de leur caractère obligatoire.

62.10. Solidité des ouvrages

La notion de solidité est un critère retenu pour engager la responsabilité civile décennale des constructeurs. En effet, la loi du 4 janvier 1978 a retenu trois critères essentiels :

- L'atteinte à la **solidité** de l'**ouvrage** ;
- L'**impropriété à destination** ;
- L'atteinte à la **solidité** des équipements faisant indissociablement corps avec les ouvrages de viabilité, de fondation, d'ossature, de clos et de couvert.

Un dommage, même résultant d'un vice du sol, est susceptible d'entraîner la **responsabilité civile décennale** dès lors qu'il entraîne l'impropriété à destination d'un **ouvrage** en l'affectant dans l'un de ses éléments constitutifs ou dans l'un de ces éléments d'équipement.

Il est impératif pour le maître de l'ouvrage de bien préciser la destination du bien immobilier.

62.11. Responsabilité délictuelle et quasi-délictuelle

Cette responsabilité entre en application dès que les conditions de la responsabilité contractuelle ne sont pas réunies, c'est à dire lorsque entre la victime et l'auteur du dommage il n'existe pas de contrat, ou, si le dommage subi par l'une des parties n'est pas né de l'exécution du contrat.

- La faute délictuelle est liée à un acte volontaire réalisé sciemment et cause d'un préjudice.
- La faute quasi-délictuelle résulte d'une erreur de comportement, génératrice d'un dommage, qui n'aurait pas été commise par une personne avisée.

Les plans et travaux non conformes, notamment aux règles de construction parasismique, réalisés hors contrats de louage d'ouvrage engagent ce type de responsabilité pour leurs auteurs.

62.12. Sinistre avec catastrophe naturelle

Dans ce cas, ce ne sont plus les assurances dommages des partenaires de la construction qui interviennent, mais les polices multirisques. Les contrats d'assurance de dommages doivent prévoir une garantie pour les catastrophes naturelles. La catastrophe naturelle se définit comme la survenance d'un événement imprévisible et irrésistible (tel que tempête, cyclone, inondation ou séisme...) indépendant de la volonté de l'assuré. L'état de catastrophe naturel est constaté par arrêté interministériel publié au Journal Officiel qui détermine les zones et les périodes ou de la catastrophe.

Est considéré comme conséquence d'une catastrophe naturelle un dommage motivé par l'**intensité anormale d'un agent naturel**, à condition que les mesures de sauvegarde habituelles n'aient pas pu l'empêcher.

63. Autocontrôle qualité des différentes phases du chantier

A titre d'exemple, il est proposé une check-list qui peut servir de base à tous les artisans du bâtiment dont les chantiers en zone sismique ne font pas l'objet d'une maîtrise d'œuvre.

L'équipe de constructeurs

Est-ce que tous les artisans amenés à intervenir sont correctement informés des règles en vigueur et de leurs responsabilités? Est-ce qu'une réunion technique a été organisée autour des règles parasismiques pour le bâtiment projeté? Chacun a-t-il fourni son attestation d'assurance pour la période du chantier ?

Le site d'implantation

Le site fait-il l'objet de prescriptions (voire d'interdictions) dans le PPR ? Une étude G12 prescrit-elle des spécificités pour les travaux à réaliser en terrassement et en fondation ?

Le projet architectural et technique

Est-ce que le projet de bâtiment a été réalisé par une personne compétente? Les plans sont-ils datés et signés par cette (ces) personne(s) ? Est-ce que le système de contreventement est identifié sur les plans? Est-ce que les descentes de charges se font bien sur les différents niveaux? Est-ce que le soubassement est également contreventé? La localisation des éléments contribuant au contreventement est-elle claire pour tous ? Le maître d'ouvrage inclus ?

Le chantier de fondations

Est-ce que le talus amont et les remblais éventuels sont correctement stabilisés? Est-ce que l'ensemble des semelles repose sur un bon sol homogène? Est-ce que le système de fondations répond à la réglementation ?

Le Béton armé

Est-ce que les liaisons d'armatures entre la structure et les fondations sont bien exécutées?

Si le système constructif est une ossature poteaux-poutres de béton armé, est-ce que tous les détails d'exécution ont été vérifiés par un BET? Est-ce que des maçonneries ou autres éléments constructifs peuvent bloquer les déformations ? Quelles mesures constructives sont prises ?

Est-ce que tous les détails d'exécution des armatures pour chaque partie d'ouvrage sont conformes aux règles?

Est-ce que les coffrages sont réalisés avec précision et vérifiés au fil à plomb et au niveau à bulle ?

Est-ce qu'aucun déchet n'a été oublié dans le coffrage? Est-ce que les écarteurs normalisés sont mis en place ?

Est-ce que la qualité des bétons employés répond aux normes de résistance requises?

Est-ce que la méthode pour vibrer le béton est efficace?

Est-ce que les conditions de reprise de bétonnage sont efficaces (bien localisées et bien réalisées)?

Est-ce que les ancrages et liaisons des planchers sont satisfaisants?

Etc.

La Maçonnerie

Est-ce que les blocs utilisés sont adaptés à l'usage et réglementaires?

Est-ce que tous les chaînages pourront travailler en traction (mise en place et recouvrements)?

Est-ce que les conditions d'encadrement des baies sont conformes?

Etc.

Le Métal

Est-ce que les charpentes métalliques ont été conçues par un BET compétent?

Est-ce que tous les détails d'exécution (notamment les assemblages) sont assez précis et figurent bien sur les plans d'exécution?

La mise en œuvre a-t-elle entamé la protection anticorrosion ? Des mesures efficaces ont-elles été prises pour compenser ?

Les éventuels remplissages maçonnés sont-ils conformes aux règles ? sont-ils conçus pour s'adapter aux déformations de la charpente ?

Etc.

Le Bois

Est-ce que les bois utilisés pour les charpentes et ossatures répondent à toutes les exigences réglementaires?

Les différents connecteurs métalliques sont-ils conformes à l'usage prévu ?

Les sections de bois et la résistance des connecteurs métalliques sont-elles celles qui conviennent à la situation du bâtiment et à sa géométrie ?

S'il s'agit d'une ossature poteaux-poutres, a-t-elle été conçue par un BET compétent?

Est-ce que les pièces de bois ne sont sollicitées qu'en flexion (traction – compression)?

Les diaphragmes sont-ils plus raides que les palées?

Etc.

64. Communication avec les maîtres d'ouvrage

En conclusion, l'entrepreneur formé à la construction parasismique qui ne fait aucune concession à la sécurité doit vendre son travail sans le brader (au risque de perdre la qualité). Tous les aspects techniques, juridiques et leurs incidences économiques à court et long terme doivent pouvoir être explicités lors de la négociation des contrats.

Pour mémoire, voici quelques points qui doivent être discutés avec le maître d'ouvrage, notamment face à la concurrence de l'auto-construction généralement non compétente.

La prise de risque est-elle acceptable compte tenu des sommes en jeu?

- Garanties de l'entreprise

Identification du partenaire au registre des métiers, siège d'entreprise à une adresse légale

Responsabilités légales faciles à établir car opérations réalisées dans un cadre officiel

Optimisation des coûts sans préjudice pour le respect de la réglementation et de la sécurité Formation professionnelle permanente

Equipe habituée à travailler ensemble

Equipement matériel

- Contrat de louage d'ouvrage

Description contractuelle garantissant les travaux

Montants contractuels de chaque partie d'ouvrage

Garantie de conformité couverte même pour les détails non précisés Responsabilité légale de la construction pendant la phase chantier

- Couverture des risques

Assurance responsabilité civile du chantier

Assurance responsabilité civile décennale pour la solidité de l'ouvrage pour 10 ans Une simple déclaration à faire à l'assurance

- Sécurité et protection de la santé

Couverture légale des ouvriers ayant à intervenir sur le chantier: accidents corporels et maladies du travail.

- Prêts bancaires

Etudes BET et contrats de construction conformes

Assurances requises

- Déroulement d'une opération

Vérification du projet

Préparation du chantier

Suivi du chantier

Prise de responsabilité totale de la période de chantier (louage d'ouvrage)

Réception des travaux

Une méthode de travail en équipe avec contrôle des différentes étapes du chantier

- **Valeur financière du bâtiment**

Valeur de vente sur le marché plus élevée car garanties

Valeur de couverture par les assurances

Qualité de la réalisation

CONCLUSION

Les qualités de l'entreprise compétente en construction parasismique :

- **Un concept à développer en interne.**
- **Un « produit » à promouvoir sur le marché.**

