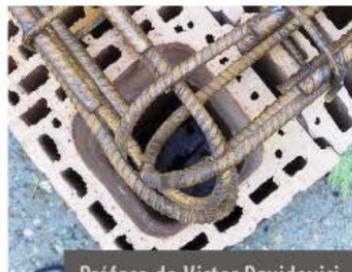
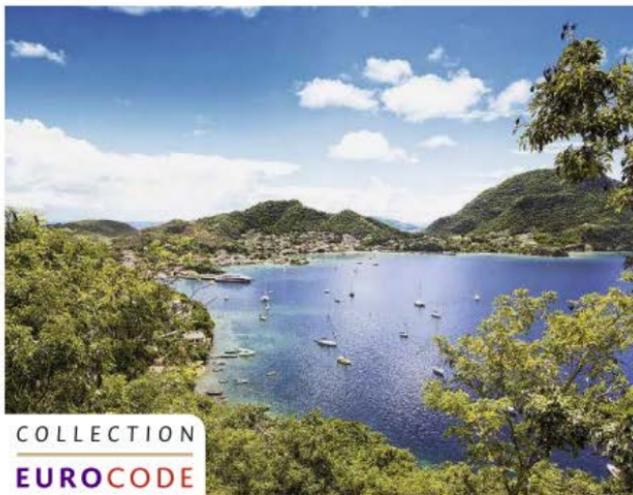


Claude Saintjean

Introduction aux règles de construction parasismique

Applications courantes de l'EC 8
à la conception des bâtiments



Préface de Victor Davidovici

COLLECTION
EUROCODE

afnor
EDITIONS

EYROLLES

Claude Saintjean

Introduction aux règles de construction parasismique

« Les préoccupations de notre milieu professionnel concernant les effets des séismes sur les constructions ont accéléré la mise au point des techniques de calcul. Maîtrisant ces techniques depuis leur apparition, Claude Saintjean a en suivi le développement tout au long de leur évolution.

C'est assurément le seul qui, en France, a pratiqué tous les logiciels dédiés au calcul dynamique des structures. Il est capable de comprendre leur architecture et leurs limites d'application, d'apprécier la facilité et la pertinence de la modélisation proposée et, bien sûr, d'examiner la validité et la fiabilité des résultats. Cette démarche est d'autant plus méritoire que l'action sismique, entièrement aléatoire, nous contraint de connaître les limites des procédures de calcul dont nous pouvons disposer.

Claude Saintjean est capable d'étudier tous les aspects du calcul dynamique, tant sous l'angle théorique que pratique; les conseils dont il accompagne les projets sont toujours très bien accueillis par les bureaux d'études. Les méthodes de calcul qu'il mentionne sont d'ailleurs celles qu'on y utilise généralement. Il y ajoute toutefois des remarques personnelles très pertinentes qu'il illustre ici de deux exemples de bâtiments: l'un contreventé par portiques, l'autre par voiles. Capable d'aborder les problèmes théoriques les plus pointus, Claude Saintjean entend néanmoins que ce soient le bon sens et les ordres de grandeur qui gouvernent la démarche calculatoire.

Les nombreux exemples de calcul illustrent parfaitement bien l'impérieuse nécessité de vérifier les conditions d'équilibre, tant statique que sismique, tandis que la toute nouvelle approche de calcul en "poussée progressive" fait l'objet d'un chapitre distinct et comporte un exemple simple d'application qui en facilite la compréhension. »

Victor Davidovici, Président d'honneur de l'Association française de génie parasismique

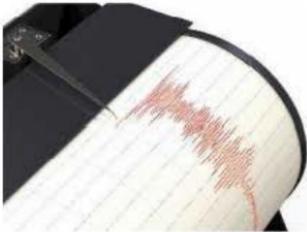
Sommaire

1. Textes réglementaires • 2. Commentaires sur les textes réglementaires • 3. L'Eurocode 8 - partie 1 - Chapitres 1 à 4 • 4. L'Eurocode 8 - partie 1 - Chapitre 5 • 5. Tableau de correspondance entre les articles des PS92 et ceux de l'EC8-1 • 6. Méthode modale spectrale • 7. Bâtiment en béton armé contreventé par des portiques • 8. Bâtiment en béton armé contreventé par des voiles • 9. Modélisation des bâtiments • 10. Interaction sol-structure (IS) • 11. Analyse modale spectrale - Superposition des réponses modales • 12. Analyse en "poussée progressive" • 13. Calculs pseudo-statiques • 14. Prise en compte du soulèvement des fondations • 15. Prise en compte du séisme sur les murs de soutènement et les parois d'infrastructure

Ingénieur spécialiste des calculs dynamiques et responsable de l'analyse des constructions en zone sismique à la Direction technique de Socotec, **Claude Saintjean** - qui fut notamment professeur à l'ESTP et à l'ESITC de Cachan ainsi qu'au Centre des hautes études de la construction (CHEC) - appartient à la commission de Normalisation des règles parasismiques (CN/PS) ainsi qu'au Groupe d'études et de propositions pour la prévention du risque sismique (GEPPI).

Son expérience des animations de stages parasismiques à destination des entreprises et des bureaux d'études le désignait comme l'auteur d'un manuel destiné aux professionnels, qu'ils soient en exercice ou en formation.

En couverture, de gauche à droite et de haut en bas:
Sismographe enregistrant un tremblement de terre © Cico. Village alpestre © Evgeny Murzola. Chantier d'une construction aux normes parasismiques, à la Guadeloupe © Club sismo de Pointe-Noire. Immeuble en construction © Mriaciophol. Terre-de-Haut, îles des Saintes, archipel de la Guadeloupe © Oliver Hoffmann. Détail d'une construction parasismique © Capeb



Publics
Techniciens, ingénieurs, formateurs,
enseignants et étudiants chargés de la
conception, du calcul et du dimension-
nement des bâtiments en zone sismique

Couverture: Christophe Picaud

COLLECTION
EUROCODE

afnor
EDITIONS

EYROLLES

www.editions-eyrolles.com

www.boutique-livres.afnor.org

Claude Saintjean

Introduction aux règles de construction parasismique

Applications courantes de l'EC8
à la construction des bâtiments

EYROLLES



afnor
EDITIONS

ÉDITIONS EYROLLES

61, bd Saint-Germain
75240 Paris Cedex 05
www.editions-eyrolles.com

AFNOR ÉDITIONS

11, rue Francis de Pressensé
93571 La Plaine Saint-Denis Cedex
www.boutique-livres.afnor.org

Le programme des Eurocodes structuraux comprend les normes suivantes, chacune étant en général constituée d'un certain nombre de parties :

- EN 1990 Eurocode 0 : Bases de calcul des structures
- EN 1991 Eurocode 1 : Actions sur les structures
- EN 1992 Eurocode 2 : Calcul des structures en béton
- EN 1993 Eurocode 3 : Calcul des structures en acier
- EN 1994 Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton
- EN 1995 Eurocode 5 : Calcul des structures en bois
- EN 1996 Eurocode 6 : Calcul des structures en maçonnerie
- EN 1997 Eurocode 7 : Calcul géotechnique
- EN 1998 Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes
- EN 1999 Eurocode 9 : Calcul des structures en aluminium

Les normes Eurocodes reconnaissent la responsabilité des autorités réglementaires dans chaque État membre et ont sauvegardé le droit de celles-ci de déterminer, au niveau national, des valeurs relatives aux questions réglementaires de sécurité, là où ces valeurs continuent à différer d'un État à un autre.

En application de la loi du 11 mars 1957, il est interdit de reproduire intégralement ou partiellement le présent ouvrage, sur quelque support que ce soit, sans l'autorisation de l'Éditeur ou du Centre Français d'exploitation du droit de copie, 20, rue des Grands Augustins, 75006 Paris.

© Afnor et Groupe Eyrolles, 2014
ISBN Afnor : 978-2-12-465459-8
ISBN Eyrolles : 978-2-212-13835-1

Sommaire

CHAPITRE 1	Les textes réglementaires	1
CHAPITRE 2	Commentaires sur les textes réglementaires	21
CHAPITRE 3	L'Eurocode 8 – partie 1 - Chapitres 1 à 4	29
CHAPITRE 4	L'Eurocode 8 – partie 1 - Chapitre 5	63
CHAPITRE 5	Tableau de correspondance entre les articles des PS92 et de l'Eurocode 8 – partie 1	87
CHAPITRE 6	La méthode modale spectrale	99
CHAPITRE 7	Bâtiment en béton armé contreventé par des portiques	125
CHAPITRE 8	Bâtiment en béton armé contreventé par des voiles	143
CHAPITRE 9	Méthodes de superposition des réponses modales	173
CHAPITRE 10	Calculs pseudo-statiques	193
CHAPITRE 11	Modélisation des bâtiments – problèmes fréquemment rencontrés	207
CHAPITRE 12	Analyse en « poussée progressive »	235
CHAPITRE 13	Interaction sol-structure (ISS)	255
CHAPITRE 14	Prise en compte du soulèvement des fondations	277
CHAPITRE 15	Prise en compte du séisme sur les murs de soutènement et les parois d'infrastructure	285

Table des matières

<i>Préface</i>	xi
CHAPITRE 1 Les textes réglementaires	1
1.1 Les textes réglementaires	1
1.2 Les décrets du 22 octobre 2010	2
1.2.1 Décret n°2010-1254	2
1.2.2 Décret n°2010-1255	3
1.3 L'arrêté du 22 octobre 2010	4
1.3.1 Article 2	4
1.3.2 Article 3	6
1.3.3 Article 4	9
1.3.4 Article 5	11
1.4 L'arrêté du 19 juillet 2011	11
1.5 L'arrêté du 25 octobre 2012	12
1.6 Projet d'arrêté modificatif à l'arrêté du 22 octobre 2010	12
1.6.1 Modifications prévues	12
1.6.2 Insertion réglementaire du guide concernant les éléments non structuraux	12
1.7 L'arrêté du 24 janvier 2011 et son modificatif	14
1.7.1 Article 9	14
1.7.2 Article 10	14
1.7.3 Article 11	14
1.7.4 Article 12	14
1.7.5 Article 14	16
1.8 L'arrêté du 13 septembre 2013	16
1.9 L'arrêté du 10 mai 2000	17
CHAPITRE 2 Commentaires sur les textes réglementaires	21
2.1 Catégorie d'importance des bâtiments	21
2.1.1 Classement des crèches	21
2.1.2 Classement des centres de formation	21
2.1.3 Classement des établissements d'enseignement supérieur ou d'adultes	22
2.1.4 Classement des maisons de retraite	22
2.1.5 Classement des prisons	22
2.1.6 Changement de destination d'un bâtiment	22

2.1.7	Bâtiment constitué de plusieurs parties.....	22
2.1.8	Destination modifiée en cours de construire.....	23
2.2	Hauteur des bâtiments.....	23
2.3	Extension d'un bâtiment existant.....	23
2.4	Bâtiments modulaires.....	23
2.5	Hôpitaux.....	24
2.6	Suppression des planchers.....	24
2.7	Modification de surfaces.....	24
2.8	Bâtiments des centres de production collective d'énergie.....	24
2.9	Contrôle technique.....	25
2.9.1	Contrôle technique obligatoire.....	25
2.9.2	Attestations sismiques.....	26
2.9.3	Travaux lourds sur existants.....	26
2.9.4	Éléments non structuraux.....	26
2.10	Non-aggravation du comportement sismique.....	27
CHAPITRE 3	L'Eurocode 8 – partie 1 - Chapitres 1 à 4.....	29
3.1	Les Eurocodes.....	29
3.2	L'Eurocode 8.....	30
3.2.1	Partie 1.....	31
3.2.2	Partie 2.....	32
3.2.3	Partie 3.....	33
3.2.4	Partie 4 – dimensionnement des bâtiments.....	43
CHAPITRE 4	L'Eurocode 8 – partie 1 – Chapitre 5.....	63
4.1	Généralités.....	63
4.2	Murs.....	63
4.3	Systèmes de contreventement [EC8-1/5.1.2]	65
4.3.1	Murs couplés.....	65
4.3.2	Systèmes structuraux [EC8-1/5.2.2.1(2)].....	67
4.3.3	Rigidité à la torsion [EC8-1/5.2.2.1(4)P].....	67
4.4	Principes de dimensionnement.....	67
4.5	Coefficient de comportement (DCM et DCH).....	68
4.5.1	Coefficient de comportement q_0	68
4.5.2	Coefficient k_w [EC8-1/5.2.2.2(11)P et EC8-1/5.2.2.2(12)].....	69
4.6	Critères de dimensionnement [EC8-1/5.2.3]	70
4.7	Dimensionnement en ductilité moyenne (DCM) [EC8-1/5.4]	70
4.7.1	Propriétés des matériaux.....	70
4.7.2	Dimensionnement des murs de grandes dimensions en béton peu armé.....	71

4.7.3	Dimensionnement des poutres primaires	74
4.7.4	Dimensionnement des poteaux primaires	79
4.7.5	Nœuds poteau-poutre	83
4.7.6	Recouvrement des armatures dans les éléments primaires	85
CHAPITRE 5 Tableau de correspondance entre les articles		
	des PS92 et de l'Eurocode 8 – partie 1	87
5.1	Détermination des efforts sismiques	87
5.1.1	Définition de l'action sismique	87
5.1.2	Spectre de dimensionnement/spectre de calcul	88
5.1.3	Classification des sols	88
5.1.4	Accélération du sol	88
5.1.5	Classe de risque des ouvrages	88
5.1.6	Coefficient correcteur d'amortissement	88
5.1.7	Coefficient de comportement des structures en béton armé	89
5.1.8	Actions sismiques – masses à prendre en compte	89
5.1.9	Critères de régularité en plan et en élévation	90
5.1.10	Méthode forfaitaire – calcul des périodes	90
5.1.11	Méthode forfaitaire – forces statiques équivalentes	91
5.1.12	Combinaisons des effets des composantes du mouvement sismique – bâtiments irréguliers	92
5.1.13	Combinaisons des actions	92
5.2	Dispositions constructives minimales des poutres	92
5.3	Dispositions constructives minimales des poteaux	94
5.4	Dispositions constructives des nœuds poteaux-poutres	96
5.5	Dispositions constructives minimales des murs de grandes dimensions en béton peu armé	96
CHAPITRE 6 La méthode modale spectrale		
6.1	Oscillateur simple	99
6.1.1	Définition	99
6.1.2	Oscillations libres	100
6.2	Cas du séisme	101
6.2.1	Calcul du déplacement relatif	101
6.2.2	Calcul de la pseudo-accelération	102
6.3	Spectres de réponse	102
6.3.1	Spectre de déplacement	102
6.3.2	Spectre de pseudo-accelération	103
6.3.3	Spectre élastique normalisé	104
6.4	Oscillateur multiple	104
6.4.1	Définition	104
6.4.2	Oscillations libres	105
6.4.3	Oscillations forcées	106

6.4.4	Cas du séisme	107
6.4.5	Exemple numérique	111
CHAPITRE 7 Bâtiment en béton armé contreventé par des portiques		
		125
7.1	Hypothèses	125
7.1.1	Géométrie du bâtiment	125
7.1.2	Matériaux	126
7.1.3	Charges appliquées	126
7.1.4	Hypothèses sismiques	126
7.2	Résistance de calcul des matériaux	126
7.2.1	Béton	126
7.2.2	Acier	127
7.3	Descente de charges	127
7.3.1	Planchers	127
7.3.2	Poutres des planchers	127
7.3.3	Poteaux	127
7.3.4	Charges par niveau	128
7.4	Détermination des efforts sismiques globaux – méthode des forces latérales	128
7.4.1	Masse totale du bâtiment	128
7.4.2	Périodes du bâtiment	129
7.4.3	Coefficient de comportement	129
7.4.4	Accélération spectrales	129
7.4.5	Efforts tranchants à la base du bâtiment	130
7.4.6	Distribution des forces sismiques horizontales	130
7.4.7	Prise en compte de la torsion	130
7.4.8	Détermination des efforts dans les éléments	131
7.5	Détermination des efforts sismiques globaux – méthode modale spectrale	139
7.5.1	Périodes propres du bâtiment	139
7.5.2	Application du spectre de calcul	140
7.5.3	Efforts tranchants à la base du bâtiment	140
7.5.4	Détermination des efforts dans la poutre étudiée	140
7.5.5	Détermination des efforts dans le poteau étudié	142
CHAPITRE 8 Bâtiment en béton armé contreventé par des voiles		
		143
8.1	Hypothèses	143
8.1.1	Géométrie du bâtiment	143
8.1.2	Matériaux	144
8.1.3	Charges appliquées	144
8.1.4	Hypothèses sismiques	144
8.2	Examen de la géométrie du bâtiment	144
8.2.1	Vues en plan	144

8.2.2	Élévations files alphabétiques (plan XZ)	146
8.2.3	Élévations files numériques (plan YZ)	150
8.3	Dimensionnement en ductilité moyenne – critères à respecter	152
8.3.1	Détermination des voiles primaires et des voiles secondaires	153
8.3.2	Descente de charges par voiles	155
8.3.3	Conclusion	156
8.4	Résistance de calcul des matériaux	156
8.4.1	Béton	156
8.4.2	Acier	156
8.5	Détermination des efforts sismiques globaux – méthode des forces latérales	157
8.5.1	Descente de charges	157
8.5.2	Détermination des efforts sismiques globaux	158
8.5.3	Détermination des efforts dans les éléments	161
8.6	Détermination des efforts sismiques globaux – méthode modale spectrale	161
8.6.1	Calcul des modes propres	161
8.6.2	Coefficient de comportement	162
8.6.3	Application du spectre de calcul	162
8.6.4	Torseurs à la base du bâtiment	163
8.6.5	Calcul du ferrailage des voiles	163
CHAPITRE 9	Méthodes de superposition des réponses modales	173
9.1	Superposition quadratique SRSS	173
9.2	Superposition quadratique CQC	174
9.3	Signature des modes	176
9.3.1	Cas où le mode prépondérant représente plus de 60 % de la masse totale	176
9.3.2	Cas où l'extraction modale ne montre pas de mode prépondérant significatif	184
9.4	Réflexion sur les résultats des combinaisons quadratiques	187
9.4.1	Présentation du bâtiment	187
9.4.2	Calcul des modes propres	188
9.4.3	Application du spectre	189
9.4.4	Édition des torseurs à la base du voile 1	189
CHAPITRE 10	Calculs pseudo-statiques	193
10.1	Calcul modal (voir § 8.6.1)	193
10.2	Application du spectre de calcul et détermination des efforts tranchants par niveau	194
10.2.1	Application du spectre de calcul (voir § 8.6.3)	194
10.2.2	Détermination des efforts tranchant par niveau et par direction de séisme	195

10.3 Détermination des accélérations par niveau et par direction de séisme	196
10.4 Injection des accélérations dans le modèle 3D	196
10.5 Comparaison des efforts tranchants	198
10.6 Correction des accélérations	198
10.7 Calcul des efforts dans le voile	200
10.7.1 Efforts de coupure à la base	201
10.7.2 Calcul des ferrailages	202
10.8 Calcul des efforts dans le voile sans effectuer le calage des efforts tranchants	203
10.8.1 Efforts de coupure à la base	204
10.8.2 Calcul des ferrailages	204
CHAPITRE 11 Modélisation des bâtiments – problèmes fréquemment rencontrés	207
11.1 Modélisation selon les axes principaux	207
11.1.1 Description du bâtiment	208
11.1.2 Hypothèses sismiques	208
11.1.3 Calcul du bâtiment non parallèle aux axes du repère	209
11.1.4 Calcul du bâtiment parallèle aux axes du repère	210
11.1.5 Conclusion	211
11.2 Exploitation des résultats par groupe de voiles	211
11.2.1 Exploitation voile par voile	212
11.2.2 Exploitation du groupe de voiles	219
11.3 Exploitation des résultats sur un voile composé de deux panneaux	220
11.3.1 Description du voile	220
11.3.2 Résultats au milieu de chaque panneau	221
11.3.3 Résultats au milieu du panneau unique	224
11.3.4 Conclusion	224
11.4 Influence de la taille du maillage sur la valeur des efforts dans les voiles	225
11.4.1 Voile étudié	225
11.4.2 Maillages adoptés	225
11.5 Conclusion	234
CHAPITRE 12 Analyse en « poussée progressive »	235
12.1 Méthodologie des calculs	236
12.2 Exemple	236
12.2.1 Détermination de la période propre du mode fondamental	237
12.2.2 Détermination de l'accélération spectrale	238

12.2.3	Calcul des efforts dans le voile	238
12.2.4	Calcul des déplacements et rotations à chaque niveau pour le chargement sismique	239
12.2.5	Calcul du voile en poussée progressive sous chargement « modal »	241
12.2.6	Calcul du voile en poussée progressive sous chargement proportionnel aux masses	248
CHAPITRE 13	Interaction sol-structure (ISS)	255
13.1	Prise en compte de l'ISS	255
13.1.1	Dans les méthodes forfaitaires	255
13.1.2	Dans les modélisations informatiques	257
13.2	Détermination des caractéristiques des sols sous l'action sismique	258
13.2.1	Lois de corrélation	258
13.2.2	Comportement non linéaire du sol	260
13.3	Détermination des ressorts dans les modélisations informatiques	260
13.3.1	Fondations superficielles	261
13.3.2	Fondations profondes	273
CHAPITRE 14	Prise en compte du soulèvement des fondations	277
14.1	Cas de charges initiaux	278
14.2	Calcul des soulèvements	278
14.3	Calcul des efforts dans le voile	282
14.3.1	Efforts de coupure à la base	282
CHAPITRE 15	Prise en compte du séisme sur les murs de soutènement et les parois d'infrastructure	285
15.1	Murs de soutènement	285
15.1.1	Poussée statique	285
15.1.2	Poussée dynamique	286
15.1.3	Annexe E de l'Eurocode 8, partie 5	288
15.2	Parois d'infrastructure	289
15.2.1	Formules générales	289
15.2.2	Annexe E de l'Eurocode 8, partie 5	290
15.2.3	Exemple	290

Préface

Les préoccupations de notre milieu professionnel concernant les effets des séismes sur les constructions ont accéléré la mise au point des techniques de calcul. Claude Saintjean maîtrise ces techniques depuis leur apparition et il a en suivi le développement tout au long de leur évolution.

C'est assurément le seul qui, en France a pratiqué tous les logiciels dédiés au calcul dynamique des structures. Il est capable de comprendre leur architecture et leurs limites d'application, d'apprécier la facilité et la pertinence de la modélisation proposée et, bien sûr, d'examiner la validité et la fiabilité des résultats. Cette démarche est d'autant plus méritoire que l'action sismique, entièrement aléatoire, nous contraint de connaître les limites des procédures de calcul dont nous pouvons disposer.

Il a par ailleurs enrichi son expérience en qualité d'ancien professeur à l'École spéciale des travaux publics et au CHEC d'une part et, de l'autre, comme membre actif de la Commission de normalisation des règles parasismiques Eurocode 8. La publication de ce livre lui permet aujourd'hui d'en faire profiter le milieu professionnel.

De ce fait, le présent ouvrage s'adresse aussi bien aux jeunes diplômés des écoles d'ingénieurs qu'aux ingénieurs confirmés exerçant dans les bureaux d'études ; ces derniers y trouveront des idées intéressantes mais aussi de précieux renseignements.

On verra que la première partie de l'ouvrage est consacrée à la présentation et aux commentaires des textes réglementaires, y compris ceux qui concernent les installations classées.

Les chapitres suivants explicitent les chapitres 1 à 5 de l'Eurocode 8 (partie 1). Reposant sur son expérience, les commentaires de Claude Saintjean excluent toute ambiguïté. En voici un exemple : ... *En clair « il convient » doit être interprété comme « il faut » si on veut appliquer directement l'Eurocode 8, sans se lancer dans des justifications annexes...*

Spécialiste des calculs dynamiques et responsable de l'analyse des ouvrages en zone sismique à la Direction technique de la SOCOTEC, Claude Saintjean est doté d'un esprit curieux, capable d'étudier tous les aspects du calcul dynamique, tant sous l'angle théorique que pratique ; les conseils dont il accompagne les projets sont toujours très bien accueillis par les bureaux d'études. Les méthodes de calcul qu'il mentionne sont d'ailleurs celles qu'utilisent généralement les bureaux d'études. Il y ajoute toutefois des remarques personnelles très pertinentes, qu'il illustre ici de deux exemples de bâtiments : l'un contreventé par portiques, l'autre par voiles.

Bien qu'il soit capable d'aborder les problèmes théoriques les plus pointus, Claude Saintjean insiste pour que ce soient le bon sens et les ordres de grandeur qui gouvernent la démarche calculatoire. Ainsi, dans différents chapitres où il présente les problèmes fréquemment rencontrés dans les simulations numériques, il y adjoint la solution la mieux adaptée.

La toute nouvelle approche de calcul en « poussée progressive » fait l'objet d'un chapitre distinct et comporte un exemple simple d'application qui en facilite la compréhension.

Les autres chapitres traitent de l'interaction sol-structure et de la prise en compte du soulèvement des fondations, avant qu'un dernier chapitre ne soit enfin consacré à la prise en compte du séisme sur les murs de soutènement.

Les nombreux exemples de calcul illustrent parfaitement bien l'impérieuse nécessité de vérifier les conditions d'équilibre, tant statique que sismique.

Dans la formation actuelle des ingénieurs, l'approche informatique occupe une place trop importante, au détriment d'une démarche de bon sens, celle qui caractérise l'ingénieur. Cette démarche demeure indispensable à la mise au point d'un projet de construction fiable.

En bref, nous remercions Claude Saintjean pour l'utile contribution qu'il apporte à notre profession avec cet ouvrage extrêmement pratique et de bon sens, mettant ainsi la richesse d'une expérience acquise tout au long de sa carrière à la disposition de tous.

Victor Davidovici

Président d'honneur de l'Association française de génie parasismique

Les textes réglementaires

Depuis ses débuts, il y a une soixantaine d'années, la réglementation parasismique française a beaucoup évolué. La dernière évolution date des débuts des années 2000, où la puissance publique, en vue de l'application prochaine des différents Eurocodes, a lancé l'étude d'un nouveau zonage sismique. Cette étude était devenue nécessaire pour mettre le zonage sismique de la France en adéquation avec le vocabulaire et la philosophie probabiliste de l'Eurocode 8.

La conséquence première de ce nouveau zonage est l'augmentation sensible des communes où le risque sismique doit être pris en compte dans la conception et le calcul des ouvrages. Le nombre de communes soumises à la réglementation sismique est passé d'un peu moins de 6 000 à plus de 21 000, ce qui représente environ 60 % du nombre total de communes.

Un certain nombre de textes réglementaires sont parus depuis octobre 2010 pour définir ce zonage et les textes normatifs à appliquer.

Une phase de transition, où les PS92 et l'Eurocode 8 pouvaient être utilisés indifféremment par les bureaux d'études, avait été prévue jusqu'au 31 octobre 2012. Cette phase s'est avérée trop courte pour que tous les documents techniques soient mis à jour vis-à-vis de l'Eurocode 8 ; par conséquent, elle a été prolongée jusqu'au 31 décembre 2013.

Les bâtiments dont la date de dépose du permis de construire est postérieure au 31 décembre 2013 sont à justifier avec l'Eurocode 8 uniquement ; cela entraîne obligatoirement l'application des autres Eurocodes.

1.1 Les textes réglementaires

Les textes réglementaires parus depuis le 22 octobre 2010 sont les suivants :

- l'arrêté du 4 octobre 2010 relatif à la prévention des risques accidentels au sein des installations classées pour la protection de l'environnement soumises à autorisation ;
- le décret n° 2010-1254 du 22 octobre 2010 relatif à la prévention du risque sismique ;

- le décret n° 2010-1255 du 22 octobre 2010 portant délimitation des zones de sismicité du territoire français ;
- l'arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal » ;
- l'arrêté du 24 janvier 2011 fixant les règles parasismiques applicables à certaines installations classées + modificatif ;
- l'arrêté du 19 juillet 2011 modifiant l'arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal » ;
- l'arrêté du 26 octobre 2011 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux ponts de la classe dite « à risque normal » ;
- l'arrêté du 25 octobre 2012 modifiant l'arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal » ;
- l'arrêté du 13 septembre 2013 modifiant l'arrêté du 4 octobre 2010 relatif à la prévention des risques accidentels au sein des installations classées pour la protection de l'environnement soumises à autorisation.

1.2 Les décrets du 22 octobre 2010

Le nouveau zonage sismique de la France est défini dans deux décrets en date du 22 octobre 2010.

1.2.1 Décret n°2010-1254

Le premier (n° 2010-1254) modifie certains paragraphes du Code de l'environnement pour donner les grands principes de la protection parasismique française :

1.2.1.1 Classification des bâtiments

- I.** – La classe dite « à risque normal » comprend les bâtiments, équipements et installations pour lesquels les conséquences d'un séisme demeurent circonscrites à leurs occupants et à leur voisinage immédiat.
- II.** – Ces bâtiments, équipements et installations sont répartis entre les catégories d'importance suivantes :
 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.

La réglementation française distingue :

- les bâtiments « à risque normal », c'est-à-dire tous les bâtiments courants (habitations, bureaux, établissements recevant du public, établissements scolaires, hôpitaux...) ; ils font l'objet de l'arrêté du 22 octobre 2010 (voir § 1.3) ;
- les bâtiments « soumis à autorisation » tels que les installations dites Seveso ; ils font l'objet de l'arrêté du 24 janvier 2011 (voir § 1.7).

1.2.1.2 Zonage sismique

Pour l'application des mesures de prévention du risque sismique aux bâtiments, équipements et installations de la classe dite « à risque normal » et aux bâtiments soumis à autorisation, le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante :

1. zone de sismicité 1 (très faible) ;
2. zone de sismicité 2 (faible) ;
3. zone de sismicité 3 (modérée) ;
4. zone de sismicité 4 (moyenne) ;
5. zone de sismicité 5 (forte).

Ce décret modifie également le vocabulaire employé dans l'ancienne réglementation. Le mot « classe » est remplacé par « catégorie d'importance » et la dénomination des zones sismiques est modifiée :

Tableau 1.2.1.1 Correspondance des zones sismiques (ancien et nouveau zonages)

	Ancienne réglementation	Nouvelle réglementation
Zone	Ia	2 (faible)
Zone	Ib	3 (modérée)
Zone	II	4 (moyenne)
Zone	III	5 (forte)

1.2.1.3 Date d'entrée en vigueur de la réglementation

L'article 4 stipule que « les dispositions du Code de l'environnement et du Code de la construction et de l'habitation dans leur rédaction issues des articles 1^{er} à 3 entreront en vigueur le premier jour du septième mois suivant la publication du présent décret », c'est-à-dire le 1^{er} mai 2011.

1.2.2 Décret n°2010-1255

Le second décret (n° 2010-1255) indique, par département, la zone sismique dans laquelle se trouve chaque commune. Ce décret est, malheureusement, difficile à déchiffrer car il mélange communes et cantons. Pour plus de clarté, il est préférable de se référer au site www.plansisme.fr. Ce site, outre la carte du zonage, permet de télécharger, à la rubrique « zonage sismique », un fichier Excel donnant la zone sismique de toutes les communes classées par département.

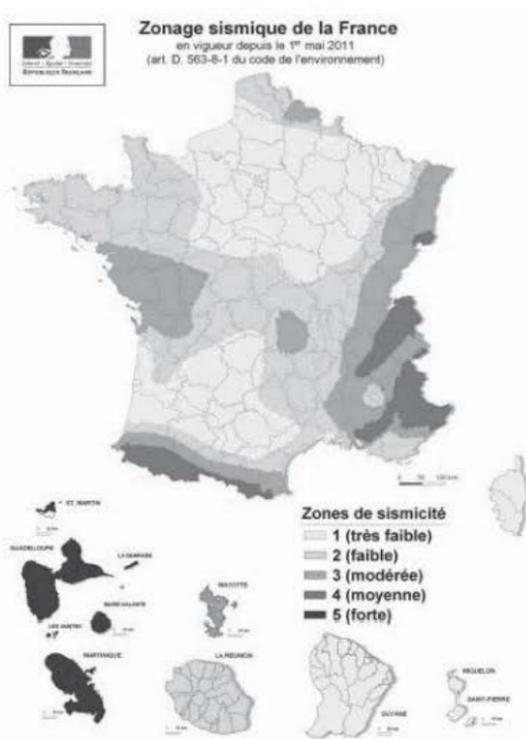


Figure 1.2.2.1 Carte du zonage sismique de la France

Il est également possible de télécharger, sur le site du plan séisme, les cartes sismiques de chaque région.

1.3 L'arrêté du 22 octobre 2010

L'arrêté du 22 octobre 2010 est le texte de base de la réglementation sismique française. Il est à noter qu'il a été amendé plusieurs fois, le dernier amendement datant du 25 octobre 2012.

1.3.1 Article 2

L'article 2 détaille la classification des bâtiments selon les quatre catégories d'importance décrites dans le décret n° 2010-1254. Il est précisé que « pour les bâtiments constitués de diverses parties relevant de catégories d'importance différentes, c'est le classement le plus contraignant qui s'applique à leur ensemble ».

Tableau 1.3.1.1 Catégories d'importance des bâtiments

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 catégories du présent article
II	<p>les bâtiments d'habitation individuelle ;</p> <p>les établissements recevant du public des 4^e et 5^e catégories au sens des articles R. 123-2 et R. 123-19 du Code de la construction et de l'habitation, à l'exception des établissements scolaires ;</p> <p>les bâtiments dont la hauteur est inférieure ou égale à 28 mètres ;</p> <ul style="list-style-type: none"> - bâtiments d'habitation collective ; - bâtiments à usage commercial ou de bureaux et 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 ; <p>les bâtiments destinés à l'exercice d'une activité industrielle pouvant accueillir simultanément un nombre de personnes au plus égal à 300 ;</p> <p>les bâtiments abritant les parcs de stationnement ouverts au public.</p>
III	<p>les établissements scolaires ;</p> <p>les établissements recevant du public des 1^{re}, 2^e et 3^e catégories au sens des articles R. 123-2 et R. 123-19 du Code de la construction et de l'habitation ;</p> <p>les bâtiments d'habitation collective dont la hauteur dépasse 28 mètres ;</p> <p>les bâtiments à usage de bureaux dont la hauteur dépasse 28 mètres ;</p> <p>les autres bâtiments pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes appartenant notamment aux types suivants :</p> <ul style="list-style-type: none"> - 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 ; <p>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 (voir § 1.6.1) 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 catégorie d'importance IV ci-dessous ;</p> <p>les bâtiments des centres de production collective d'énergie quelle que soit leur capacité d'accueil (voir § 1.6.2).</p>
IV	<p>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 :</p> <ul style="list-style-type: none"> - 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 ; <p>les bâtiments contribuant au maintien des communications, et comprenant notamment ceux :</p> <ul style="list-style-type: none"> - 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 ; <p>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 4 C, 4 D et 4 E suivant l'organisation de l'aviation civile internationale (OACI) ;</p> <p>les bâtiments des établissements de santé au sens de l'article L. 711-2 du Code de la santé publique (voir § 1.6.1) qui dispensent des soins de courte durée ou concernant des affections graves pendant leur phase aiguë en médecine, chirurgie et obstétrique ;</p> <p>les bâtiments de production ou de stockage d'eau potable ;</p> <p>les bâtiments des centres de distribution publique de l'énergie ;</p> <p>les bâtiments des centres météorologiques.</p>

Le contenu de ces « catégories d'importance » est identique à celui des « classes » de l'ancien arrêté en date du 29 mai 1997, à l'exception des établissements scolaires, qui sont maintenant tous rangés en « catégorie III ».

À chaque catégorie d'importance correspond un coefficient d'importance γ_I ; ce coefficient permet la détermination de l'accélération de calcul a_g à partir de l'accélération maximale de référence du sol a_{gR} (voir § 1.3.3.3) : $a_g = \gamma_I \times a_{gR}$.

Tableau 1.3.1.2 Coefficients d'importance des bâtiments

Catégorie d'importance	Coefficient d'importance γ_I
I	0,8
II	1
III	1,2
IV	1,4

1.3.2 Article 3

Cet article permet de savoir s'il y a obligation ou non d'appliquer la réglementation parasismique pour les bâtiments, selon leur catégorie d'importance et selon la zone sismique où ils se situent. Il est clair à la lecture du premier alinéa qu'il n'y a aucune obligation de construire parasismique pour les bâtiments de catégorie II situés en zone 2.

Les règles [...] s'appliquent :

1. à la construction de bâtiments nouveaux des catégories d'importance III et IV dans la zone de sismicité 2 définie par l'article R. 563-4 du Code de l'environnement ;
2. à la construction de bâtiments nouveaux des catégories d'importance II, III et IV dans les zones de sismicité 3, 4 et 5 définies par l'article R. 563-4 du Code de l'environnement.

Le troisième alinéa de cet article concerne les bâtiments existants. Il est scindé en deux parties. La première concerne les « conditions générales » et la seconde les « conditions particulières » ; celles-ci précisent, pour un certain nombre de types de travaux, les justifications qu'il faut apporter, selon la catégorie d'importance du bâtiment et la zone sismique où celui-ci est situé.

Les conditions générales sont au nombre de quatre :

1. la catégorie d'importance à considérer pour l'application des dispositions constructives est celle qui résulte du classement du bâtiment après travaux ou changement de destination ;
2. les extensions de bâtiments désolidarisées par un joint de fractionnement respectent les règles applicables aux bâtiments neufs telles qu'elles sont définies à l'article 4 ;
3. les travaux, de quelque nature qu'ils soient, réalisés sur des bâtiments existants ne doivent pas aggraver la vulnérabilité de ceux-ci au séisme ;
4. en cas de travaux visant uniquement à renforcer le niveau parasismique d'un bâtiment, le niveau de dimensionnement de ce renforcement au sens de la norme NF-EN 1998-3 décembre 2005 « évaluation et renforcement des bâtiments » à savoir quasi-effondrement, dommage significatif ou limitation des dommages relève du choix du maître d'ouvrage.

La condition (2) montre qu'en cas d'extension il est préférable de désolidariser celle-ci du bâtiment existant par un joint de fractionnement de largeur suffisante : seule l'extension est à justifier au séisme et cela évite ainsi d'entreprendre des travaux de renforcements sur la partie existante.

Une largeur de 4 centimètres minimum est recommandée dans la dernière version de l'Annexe nationale de l'EC8-1 [EC8-1/AN/4.4.2.7(2) Note].

La condition (3) est très générale et ne permet pas de déterminer le seuil à partir duquel on considère que les travaux entrepris aggravent le comportement sismique du bâtiment. Le « flou » laissé par cette phrase est grand, non seulement sur la définition du seuil mais également sur les catégories d'importance et les zones sismiques concernées. Le document « Évaluation de l'incidence de travaux sur la vulnérabilité au séisme d'un bâtiment existant » rédigé par l'AFPS permet de préciser ces différents points.

La condition (4) fait le distinguo entre deux situations devant lesquelles le maître d'ouvrage peut se trouver :

1. soit il entreprend des travaux qui entrent dans le champ d'application de l'article 3 ; il a donc obligation de justifier son bâtiment au séisme à partir de la partie 1 de l'Eurocode 8 mais avec des accélérations minorées par rapport à celles des bâtiments neufs ;
2. soit il désire améliorer le comportement sismique de son bâtiment ; il a alors la possibilité de fixer lui-même le seuil d'amélioration et devra justifier son bâtiment sur la base de la partie 3 de l'Eurocode 8.

La suite de l'alinéa concerne les conditions particulières :

1. le remplacement ou l'ajout d'éléments non structuraux (voir § 1.6.3 et § 1.6.5) ;
2. l'augmentation de la SHON initiale de plus de 20 % ou de 30 %, selon la zone sismique ;
3. la suppression de plus de 30 % de la surface d'un plancher à un niveau donné ;
4. la suppression de plus de 20 % du contreventement vertical à un niveau donné ;
5. la mise en place d'équipements lourds en toiture.

Les obligations de justification sismique dépendent de la zone sismique et de la catégorie du bâtiment (II, III ou IV). L'arrêté fait une distinction entre les bâtiments, de catégorie II, relevant des règles parasismiques simplifiées, dites « règles PS-MI » pour la métropole (zones 2 à 4) ou « CP-MI Antilles » pour les Antilles (zone 5), et les bâtiments relevant de l'Eurocode 8.

Tableau 1.3.2.1 Catégories d'importance concernées par le remplacement ou l'ajout d'éléments non structuraux

Zone de sismicité	Catégories concernées
2	III et IV
3	II, III et IV
4	II, III et IV
5	II, III et IV

Tableau 1.3.2.2 Catégories d'importance concernées par l'augmentation de la SHON

Zone de sismicité	Bâtiment, de catégorie II, relevant des règles simplifiées	Bâtiment relevant de l'Eurocode 8
2		IV (30 %)
3	Dispositions constructives PS-MI de la zone 2 (30 %)	II, III et IV (30 %)
4	Dispositions constructives PS-MI de la zone 3 (30 %)	II (30 %), III (20 %) et IV (20 %)
5	Dispositions constructives CP-MI de la zone 5 (30 %)	II (20 %), III (20 %) et IV (20 %)

Tableau 1.3.2.3 Catégories d'importance concernées par la suppression de plus de 30 % d'un plancher

Zone de sismicité	Bâtiment, de catégorie II, relevant des règles simplifiées	Bâtiment relevant de l'Eurocode 8
2		IV
3	Dispositions constructives PS-MI de la zone 2	II, III et IV
4	Dispositions constructives PS-MI de la zone 3	II, III et IV
5	Eurocode 8	II, III et IV

Tableau 1.3.2.4 Catégories d'importance concernées par la suppression de plus de 20 % du contreventement vertical

Zone de sismicité	Bâtiment, de catégorie II, relevant des règles simplifiées	Bâtiment relevant de l'Eurocode 8
2		
3		
4		III et IV
5	Eurocode 8	II, III et IV

Curieusement, la notion de suppression de contreventement vertical n'intervient qu'à partir de la zone 4, alors qu'elle peut affaiblir dangereusement un bâtiment, quelles que soient la zone et la catégorie du bâtiment, par exemple la suppression de voiles au rez-de-chaussée d'un bâtiment d'habitation lors de la création d'un local commercial. C'est alors à l'ingénieur de se substituer à la réglementation pour juger du danger éventuel créé par cette suppression de contreventements.

Tableau 1.3.2.5 Catégories d'importance concernées par la mise en place d'équipements lourds en toiture

Zone de sismicité	Bâtiment, de catégorie II, relevant des règles simplifiées	Bâtiment relevant de l'Eurocode 8
2		
3		
4		III
5		III et IV

1.3.3 Article 4

1.3.3.1 Normes applicables

Cet article fixe les règles de construction applicables aux bâtiments cités à l'article 3 ; il s'agit des parties 1, 3 et 5 de l'Eurocode 8, accompagnées de leur Annexe nationale respective :

- norme NF EN 1998-1 et NF EN 1998-1/NA ;
- norme NF EN 1998-3 et NF EN 1998-3/NA ;
- norme NF EN 1998-5 et NF EN 1998-5/NA.

1.3.3.2 Autres textes de référence

Il est précisé que « *les dispositifs constructifs non visés dans les normes précitées font l'objet d'avis techniques ou d'agrément techniques européens* ».

Cette phrase a posé de nombreux problèmes à la profession et notamment aux contrôleurs techniques car elle exclut, de fait, tous les autres textes techniques et procédures (notamment les ATex) employés couramment pour justifier les procédés non traditionnels.

Il est à signaler toutefois que les contrôleurs techniques acceptent les ATex de type b (spécifiques à un chantier) pourvu qu'elles ne soient pas instruites avec pour seul objectif le respect des dispositions parasismiques. Par contre, les ATex de type a (génériques) sont refusées.

1.3.3.3 Définition du mouvement sismique

Le mouvement dû au séisme en un point donné de la surface du sol, à partir duquel les règles de construction doivent être appliquées, est représenté par un spectre de réponse élastique en accélération, dénommé par la suite « spectre de réponse élastique ». La forme de ce spectre dépend de plusieurs paramètres.

1.3.3.3.1 Accélération horizontale maximale de référence du sol a_{gR}

Tableau 1.3.3.3.1.1 Accélération horizontale maximale de référence

Zone de sismicité	a_{gR} (m/s ²)
2	0,7
3	1,1
4	1,6
5	3,0

Ces accélérations sont données au niveau d'un sol rocheux (classe de sol A dans l'Eurocode 8).

1.3.3.3.2 Paramètres de sol

La nature du sol est prise en compte par l'intermédiaire du coefficient de sol S. Les valeurs de S pour la métropole sont différentes de celles pour les Antilles.

Tableau 1.3.3.3.2.1 Coefficient de sol S

Classe de sol	S (zones 2 à 4)	S (zone 5)
A	1	1
B	1,35	1,2
C	1,5	1,15
D	1,6	1,35
E	1,8	1,4

Attention : les valeurs données pour les zones 2 à 4 dans l'arrêté sont différentes de celles données au paragraphe 3.2.2.2(2)P de l'Eurocode 8. Ce sont celles de l'arrêté qu'il faut impérativement utiliser.

1.3.3.3.3 Autres paramètres du spectre de réponse élastique.

Pour les composantes horizontales du séisme, les valeurs (exprimées en secondes) T_B et T_C (respectivement limite inférieure et supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante) et T_D (valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant) sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau 1.3.3.3.3.1 Paramètres du spectre

Classe de sol	Zones 2 à 4			Zone 5		
	T_B	T_C	T_D	T_B	T_C	T_D
A	0,03	0,20	2,50	0,15	0,40	2,00
B	0,05	0,25	2,50	0,15	0,50	2,00
C	0,06	0,40	2,00	0,20	0,60	2,00
D	0,10	0,60	1,50	0,20	0,80	2,00
E	0,08	0,45	1,25	0,15	0,50	2,00

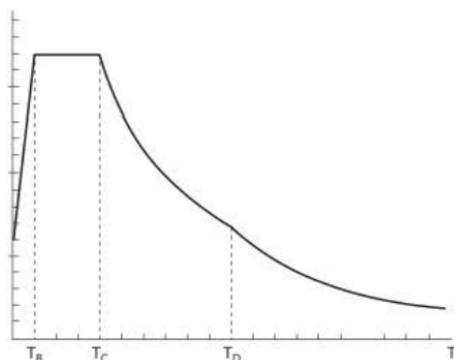


Figure 1.3.3.3.3.1 Allure du spectre élastique

Les valeurs à utiliser pour la composante verticale du séisme sont différentes de celles données pour les composantes horizontales.

Tableau 1.3.3.3.2 Paramètres du spectre vertical

Zone sismique	a_{vg} / a_g	T_B	T_C	T_D
2 à 4	0,90	0,03	0,20	2,50
5	0,80	0,15	0,40	2,00

Attention : les valeurs du rapport a_{vg} / a_g données dans le tableau ci-dessus sont celles de l'arrêté du 19 juillet 2011 et non celles indiquées initialement dans l'arrêté du 22 octobre 2010.

Cette modification entre les deux versions de l'arrêté a une conséquence importante sur la prise en compte de la composante verticale du séisme dans les calculs (voir 3.2.4.11). La dernière version rend obligatoire la prise en compte cette composante uniquement pour les bâtiments de catégories III et IV, situés en zone 5.

1.3.4 Article 5

Cet article fixe la date d'application de l'arrêté au 1^{er} mai 2011 par référence celle donnée dans le décret n° 2010-1254 (voir § 1.2.1.3). Il autorise également une phase de transition jusqu'au 31 octobre 2012, où les PS92 et l'Eurocode 8 peuvent être utilisés indifféremment par les bureaux d'études.

Cette phase, s'étant avérée trop courte pour que tous les documents techniques soient mis à jour vis-à-vis de l'Eurocode 8, a été prolongée jusqu'au 31 décembre 2013 par l'arrêté du 25 octobre 2012.

Durant cette phase de transition, les accélérations données, pour l'utilisation des règles PS92, dans l'ancien arrêté du 29 mai 1997 ont été légèrement modifiées.

Tableau 1.3.4.1 Accélération nominale pour l'utilisation des règles PS92

Zone sismique	Catégorie d'importance II	Catégorie d'importance III	Catégorie d'importance IV
2	1,1	1,6	2,1
3	1,6	2,1	2,6
4	2,4	2,9	3,4
5	4,0	4,5	5

1.4 L'arrêté du 19 juillet 2011

Cet arrêté modifie celui du 22 octobre 2010 (voir § 1.3) ;

- il corrige quelques coquilles typographiques ;
- il modifie les valeurs du rapport a_{vg} / a_g (voir § 1.3.3.3.3) ;

- il corrige une erreur rédactionnelle de l'article 3 concernant les bâtiments situés en zone 5 ; la référence erronée aux règles PS-MI est remplacé par la référence au document CP-MI Antilles.

1.5 L'arrêté du 25 octobre 2012

Cet arrêté porte la date de la fin de la phase de transition PS92 – EC8 au 31 décembre 2013.

1.6 Projet d'arrêt modificatif à l'arrêté du 22 octobre 2010

1.6.1 Modifications prévues

Cet arrêté modifierait un certain nombre de clauses de l'arrêté du 22 octobre 2010 :

- suppression de la référence à l'article L. 711-2 du Code de la santé publique ;
- ajout de précisions sur les centres de production collective d'énergie ;
- modification des clauses concernant l'ajout ou le remplacement des éléments non structuraux dans les bâtiments existants ;
- modification de la clause faisant référence aux avis techniques ;
- insertion réglementaire du guide concernant les éléments non structuraux (voir § 1.6.2) ;
- suppression du recours aux règles PS-MI pour les établissements scolaires situés en zone 2.

1.6.2 Insertion réglementaire du guide concernant les éléments non structuraux

Le futur arrêté donnerait un statut réglementaire au « guide de dimensionnement parasismique des éléments non structuraux du cadre bâti » mis en ligne sur le site du ministère de l'Écologie, du Développement durable et de l'Énergie (MEDDE) : www.developpement-durable.gouv.fr/Elements-non-structuraux-du-cadre.html.

Le paragraphe de l'EC8-1 concernant les éléments non structuraux [EC8-1/4.3.5] ne permet de dimensionner que les attaches de ces éléments à la structure. Aussi, ce guide décrit les principes de dimensionnement et de vérification au séisme propres à ces éléments.



Figure 1.6.5.1 Guide de dimensionnement parasismique des éléments non structuraux du cadre bâti

Les éléments non structuraux du cadre bâti visé par le guide sont listés en préambule dans le tableau reproduit ci-dessous :

Tableau 1.6.5.1 Famille d'éléments non structuraux du cadre bâti au sens du guide

Typologies d'éléments non structuraux visés	Familles d'éléments non structuraux visés
Éléments assurant la fonction de clos et couvert	<ul style="list-style-type: none"> - Éléments de façade (a) - Menuiseries extérieures (b) - Éléments de couverture (c)
Éléments intérieurs sur façades verticales et horizontaux	<ul style="list-style-type: none"> - Cloisons - Doublages - Plafonds suspendus - Planchers surélevés
Autres	<ul style="list-style-type: none"> - Éléments rapportés n'ayant pas de fonction portante (d) - Souches de cheminées maçonnées (e) - Éléments maçonnés : acrotères, balustres, garde-corps

Pour plus de précision sur les familles faisant l'objet d'un renvoi dans ce tableau, il est indispensable de se référer au texte complet du guide.

1.7 L'arrêté du 24 janvier 2011 et son modificatif

Cet arrêté fait référence à l'arrêté paru le 4 octobre 2010 relatif à la prévention des risques accidentels au sein des installations classées pour la protection de l'environnement soumises à autorisation. Il y ajoute la section II « Dispositions relatives aux règles parasismiques applicables à certaines installations ». Cette section comporte sept articles numérotés de 9 à 15.

1.7.1 Article 9

Cet article indique que :

- les dispositions de l'article 11 (voir § 1.7.3) s'appliquent à l'ensemble des installations classées soumises à autorisation ;
- les dispositions des articles 12 à 15 (voir § 1.7.4 et 1.7.5) ne s'appliquent qu'aux seuls équipements au sein des installations classées soumises à l'arrêté du 10 mai 2000 (voir § 1.9) susceptibles de conduire, en cas de séisme, à un ou plusieurs phénomènes dangereux dont les zones des dangers graves pour la vie humaine au sens de l'arrêté ministériel du 29 septembre 2005 susvisé dépassent les limites du site sur lequel elles sont implantées, sauf si les zones de dangers graves ainsi déterminées pour ces équipements ne concernent, hors du site, que des zones sans occupation humaine permanente.

1.7.2 Article 10

La date du 1^{er} janvier 2013 permet de distinguer les « installations nouvelles », dont l'autorisation d'exploitation a été accordée après cette date, des « installations existantes », dont l'autorisation d'exploitation a été accordée avant cette date.

1.7.3 Article 11

Cet article renvoie, pour les installations mentionnées à l'article 9 (voir § 1.7.1) à la réglementation des bâtiments de la catégorie dite « à risque normal », c'est-à-dire à l'arrêté du 22 octobre 2010 (voir § 1.3).

1.7.4 Article 12

Cet article impose à l'exploitant de l'installation classée :

1. d'établir, pour son site, « *les spectres de réponse élastique (verticale et horizontale) en accélération représentant le mouvement sismique d'un point à la surface du sol au droit de son site* ». Pour cela, il doit se référer au décret du 22 octobre 2010 pour déterminer la zone de sismicité où se situe son installation ;
2. de déterminer les « *accélérations de calcul au niveau d'un sol de type rocheux (classe A au sens de la norme NF EN 1998-1, version de septembre 2005)*, selon que son installation est nouvelle ou existante.

Tableau 1.7.4.1 Accélération pour les installations nouvelles

Zone de sismicité	Accélération horizontale de calcul (m/s ²)	Accélération verticale de calcul (m/s ²)
1	0,88	0,70
2	1,54	1,23
3	2,42	1,94
4	3,52	3,17
5	6,60	5,94

Les accélérations horizontales données dans ce tableau sont celles de l'arrêté du 22 octobre 2010 (voir § 1.3.3.3.1), multipliées par un coefficient d'importance γ_i égal à 2,2. Par exemple, pour la zone 3, on peut retrouver la valeur 2,42 en multipliant l'accélération horizontale maximale de référence du sol a_{gR} égale à 1,1 m/s² par le coefficient d'importance égal à 2,2 : $2,42 = 1,1 \times 2,2$.

Les accélérations verticales sont déduites des accélérations horizontales en les multipliant par 0,8 pour les zones 1 à 3 et par 0,9 pour les zones 4 et 5. Ces tableaux ne tiennent pas compte de la modification apportée par l'arrêté du 13 septembre 2013, paru ultérieurement (voir § 1.8).

Tableau 1.7.4.2 Accélération pour les installations existantes

Zone de sismicité	Accélération horizontale de calcul (m/s ²)	Accélération verticale de calcul (m/s ²)
1	0,74	0,59
2	1,30	1,02
3	2,04	1,63
4	2,96	2,66
5	5,55	5,00

L'article définit ensuite les paramètres permettant de définir le « spectre de réponse élastique » (voir § 1.3.3.3) pour les composantes horizontales.

Tableau 1.7.4.3 Coefficient de sol S

Classe de sol	S (zones 1 à 3)	S (zone 4 et 5)
A	1	1
B	1,35	1,2
C	1,5	1,15
D	1,6	1,35
E	1,8	1,4

Tableau 1.7.4.4 Paramètres du spectre horizontal

Classe de sol	Zones 1 à 3			Zones 4 et 5		
	T_B	T_C	T_D	T_B	T_C	T_D
A	0,03	0,20	2,50	0,15	0,40	2,00
B	0,05	0,25	2,50	0,15	0,50	2,00
C	0,06	0,40	2,00	0,20	0,60	2,00
D	0,10	0,60	1,50	0,20	0,80	2,00
E	0,08	0,45	1,25	0,15	0,50	2,00

Ce tableau tient compte de l'arrêté modificatif en date du 24 janvier 2011, concernant la ligne du sol D pour les zones 4 à 5.

Pour la composante verticale, les paramètres sont :

Tableau 1.7.4.5 Paramètres du spectre vertical

Zone sismique	T_B	T_C	T_D
1 à 3	0,03	0,20	2,50
4 et 5	0,15	0,40	2,00

1.7.5 Article 14

Pour les équipements des installations nouvelles, l'exploitant doit :

1. produire une étude permettant de déterminer les moyens techniques nécessaires à leur protection parasismique au plus tard lors du dépôt du dossier de demande d'autorisation d'exploiter ;
2. mettre en œuvre ces moyens techniques au plus tard à la mise en service de l'installation.

Pour les équipements des installations anciennes, l'exploitant doit produire l'étude au plus tard le 31 décembre 2015 et, avant le 31 décembre 2016, le préfet fixe par arrêté l'échéancier de mise en œuvre des moyens techniques, sans dépasser le 1^{er} janvier 2021.

1.8 L'arrêté du 13 septembre 2013

L'objet de cet arrêté est de modifier les valeurs des accélérations verticales de calcul définies dans la section II de l'arrêté du 4 octobre 2010 et données dans l'arrêté du 24 janvier 2011 (voir § 1.7.4).

C'est, en fait, la conséquence de la modification des accélérations verticales données dans l'arrêté du 19 juillet 2011 (voir § 1.3.3.3.3).

Tableau 1.B.1 Accélération modifiées pour les installations nouvelles

Zone de sismicité	Accélération horizontale de calcul (m/s ²)	Accélération verticale de calcul (m/s ²)
1	0,88	0,79
2	1,54	1,39
3	2,42	2,18
4	3,52	2,82
5	6,60	5,28

Tableau 1.B.2 Accélération modifiées pour les installations existantes

Zone de sismicité	Accélération horizontale de calcul (m/s ²)	Accélération verticale de calcul (m/s ²)
1	0,74	0,67
2	1,30	1,17
3	2,04	1,84
4	2,96	2,37
5	5,55	4,44

Les accélérations verticales sont déduites des accélérations horizontales en les multipliant par 0,9 pour les zones 1 à 3, et par 0,8 pour les zones 4 et 5

1.9 L'arrêté du 10 mai 2000

Cet arrêté est relatif à la prévention des accidents majeurs impliquant des substances ou des préparations dangereuses présentes dans certaines catégories d'installations classées pour la protection de l'environnement soumises à autorisation.

Cet arrêté s'applique :

- aux établissements comportant au moins une installation visée en annexe I de l'arrêté et ne comprenant aucune installation figurant sur la liste prévue au IV de l'article L. 515-8 du Code de l'environnement ;
- aux établissements comportant au moins une installation soumise à autorisation au titre de l'une des rubriques figurant en annexe I de l'arrêté, dès lors que la condition définie en annexe II de l'arrêté est satisfaite, et ne comprenant aucune installation figurant sur la liste prévue au IV de l'article L. 515-8 du Code de l'environnement ;
- aux établissements comportant au moins une installation figurant sur la liste prévue au IV de l'article L. 515-8 du Code de l'environnement.

L'annexe II de l'arrêté donne les règles d'addition lorsqu'une installation renferme plusieurs substances ou préparations dangereuses :

Le IV de l'article L. 515-8 du Code de l'environnement stipule qu' « un décret en Conseil d'État, pris après avis du Conseil supérieur de la prévention des risques technologiques, fixe la liste

des catégories, et éventuellement les seuils de capacité, des installations dans le voisinage desquelles ces servitudes peuvent être instituées ».

Note

La liste des catégories est la « Nomenclature des installations classées ». Celle-ci est publiée au *Journal officiel* et reprise dans la brochure n° 1001 des journaux officiels. Elle peut être consultée auprès des chambres de commerce et d'industrie, des préfetures (bureau chargé des installations classées) ou des DREAL (directions régionales de l'Environnement, de l'Aménagement et du Logement).

Le ministère de l'Écologie édite également une brochure, mise à jour régulièrement.

L'arrêté spécifie, dans le même article, que « sur proposition de l'inspection des installations classées et en tant que de besoin, le préfet peut fixer des dispositions plus sévères que celles prescrites dans le présent arrêté ».

En annexe I à cet arrêté figure la liste des installations classées visées à l'article 9 de l'arrêté du 24 janvier 2011 (voir § 1.7.1) dans lesquelles la quantité de substances dangereuses stockée est supérieure à un certain seuil.

Tableau 1.9.1 Substances dangereuses listées dans l'arrêté du 10 mai 2000

Rubriques	Substances ou mélanges concernés	Seuils
1110	Substances ou mélanges très toxiques tels que définis à la rubrique 1000, à l'exclusion des substances et mélanges visés explicitement ou par famille par d'autres rubriques de la nomenclature et à l'exclusion de l'uranium et de ses composés, et du brome et du fluor	5 t
1111	Fluor	10 t
	Brome	20 t
1115	Dichlorure de carbonyle (phosgène)	300 kg
1116		
1130	Substances ou mélanges toxiques tels que définis à la rubrique 1000, à l'exclusion des substances et mélanges visés explicitement ou par famille par d'autres rubriques de la nomenclature ainsi que du méthanol	50 t
1131		
1135	Ammoniac	50 t
1136		
1137	Chlore	10 t
1138		
1140	Formaldéhyde de concentration supérieure ou égale à 90 %	5 t
1141	Chlorure d'hydrogène anhydre liquéfié	25 t
1150-1	Substances ou mélanges toxiques particuliers	0,5 t
1151-1		
1150-5	Dichlorure de soufre	1 t
1151-5		
1150-6	Hydrogène arsénié (trihydruure d'arsenic ou arsine), hydrogène phosphoré (trihydruure de phosphore ou phosphine)	200 kg
1151-6		
1150-7	Acide arsénique et ses sels, pentoxyde d'arsenic	1 t
1151-7		

Rubriques	Substances ou mélanges concernés	Seuils
1150-8 1151-8	Éthylèneimine	10 t
1150-9 1151-9	Dérivés alkylés du plomb (plomb alkyls)	5 t
1150-10 1151-10	Disocyanate de toluène	10 t
1156	Oxydes d'azote autres que l'hémioxyde d'azote	5 t
1157	Trioxyde de soufre	15 t
1171 1172	Substances ou mélanges dangereux pour l'environnement à l'exclusion des substances visées explicitement ou par famille par d'autres rubriques :	
1173	1. très toxiques (A) pour les organismes aquatiques	100 t
	2. toxiques (B) pour les organismes aquatiques	200 t
1200	Substances ou mélanges comburants tels que définis à la rubrique 1000, à l'exclusion des substances visées explicitement ou par famille par d'autres rubriques	50 t
1211 1212	Peroxydes organiques	10 t
1220	Oxygène	200 t
1230	Engrais composés à base de nitrate de potassium :	
	1. constitués de nitrate de potassium sous forme de granules et de microgranules	5 000 t
	2. constitués de nitrate de potassium sous forme cristalline	1 250 t
1311	Produits explosifs	
	Dans les cas suivants :	
	1. produits qui relèvent de la division 1.4 de l'accord ADR (Nations unies)	50 t
	2. produits qui relèvent de l'une des divisions suivantes de l'accord ADR : 1.1, 1.2, 1.3, 1.5 ou 1.6 ou relèvent des phrases de risque R2 ou R3	10 t
	Note : Lorsqu'une substance ou une préparation fait l'objet à la fois d'une classification au titre de l'accord ADR et de l'attribution d'une phrase de risque R2 ou R3, la classification au titre de l'accord ADR prévaut sur l'attribution de la phrase de risque	
1310 1313 1320 1321	Produits explosifs, substances et préparations explosibles, à l'exclusion des poudres et explosifs et des substances visées explicitement ou par famille par d'autres rubriques	10 t
1330	Nitrate d'ammonium et préparations à base de nitrate d'ammonium dans lesquelles la teneur en azote due au nitrate d'ammonium est :	
	a. comprise entre 24,5 % et 28 % en poids et qui contiennent au plus 0,4 % de substances combustibles	350 t
	b. supérieure à 28 % en poids et qui contiennent au plus 0,2 % de substances combustibles	350 t
	Solutions aqueuses de nitrate d'ammonium dans lesquelles la concentration en nitrate d'ammonium est supérieure à 80 % en poids	350 t

Rubriques	Substances ou mélanges concernés	Seuils
1331	Engrais solides simples et composés à base de nitrate d'ammonium correspondant aux spécifications du règlement européen n° 2003/2003 ou à la norme française équivalente NFU 42-001	
	I. Engrais composés susceptibles de subir une décomposition auto-entretenu dans lesquels la teneur en azote due au nitrate d'ammonium est :	
	a. comprise entre 15,75 % et 24,5 % en poids et qui soit contiennent au maximum 0,4 % de matières organiques ou combustibles au total, soit satisfait aux conditions de l'annexe III-2 du règlement européen n° 2003/2003	5 000 t
	b. de 15,75 % en poids ou moins sans limitation de teneur en matières combustibles, et qui sont susceptibles de subir une décomposition auto-entretenu	5 000 t
	II. Engrais simples et composés à base de nitrate d'ammonium et qui satisfont aux conditions de l'annexe III-2 du règlement européen n° 2003/2003 dans lesquels la teneur en azote due au nitrate d'ammonium est :	
	a. supérieure à 24,5 % en poids, à l'exception des mélanges d'engrais simples à base de nitrate d'ammonium avec de la dolomie, du calcaire et/ ou du carbonate de calcium, dont la pureté est d'au moins 90 %	1 250 t
	b. supérieure à 15,75 % en poids pour les mélanges de nitrate d'ammonium et de sulfate d'ammonium	1 250 t
	c. supérieure à 28 % en poids pour les mélanges d'engrais simple à base de nitrate d'ammonium avec de la dolomie, du calcaire et/ ou du carbonate de calcium, dont la pureté est d'au moins 90 %	1 250 t
1332	Nitrate d'ammonium : matières hors spécifications ou produits non conformes	10 t
1410	Gaz inflammables	50 t
1411	Gazomètres et réservoirs de gaz comprimés renfermant des gaz inflammables, à l'exclusion des gaz visés explicitement par d'autres rubriques :	
	– pour le gaz naturel	50 t
	– pour les autres gaz	10 t
1412	Gaz inflammables liquéfiés (stockage en réservoir manufacturé), à l'exception de ceux visés explicitement par d'autres rubriques de la nomenclature	50 t
1415	Hydrogène	5 t
1416		
1417	Acétylène	5 t
1418		
1419	Oxyde d'éthylène ou de propylène	5 t
1420	Amines inflammables liquéfiées	50 t
1431	Liquides inflammables :	
1432	– catégorie A (liquides extrêmement inflammables)	10 t
1433	– catégories B (liquides facilement inflammables)	2 500 t
	– catégorie C (liquides inflammables)	2 500 t
	– méthanol	500 t
1612	Acide chlorosulfurique, oléums	100 t
1810	Substances ou mélanges réagissant violemment au contact de l'eau, à l'exclusion des substances et mélanges visés explicitement ou par famille par d'autres rubriques de la nomenclature	100 t
1820	Substances ou mélanges dégageant des gaz toxiques au contact de l'eau, à l'exclusion des substances et mélanges visés explicitement ou par famille par d'autres rubriques de la nomenclature	50 t
2255	Alcools de bouche d'origine agricole, eaux-de-vie et liqueurs	5 000 t

Commentaires sur les textes réglementaires

L'interprétation des différents textes réglementaires est quelquefois assez difficile ; aussi, une foire aux questions (FAQ) a été mise à disposition sur le site www.planseisme.fr. Ce site est géré par le BRGM avec le concours du ministère en charge du Développement durable. Il est recommandé de le consulter régulièrement car cette FAQ est mise périodiquement à jour et s'étoffe progressivement des réponses aux questions les plus fréquentes posées à l'Administration.

Seul le contenu des questions/réponses (Q/R) du site du ministère présente un caractère officiel. Les interprétations ci-dessous sont de la seule responsabilité de l'auteur.

2.1 Catégorie d'importance des bâtiments

2.1.1 Classement des crèches

Les crèches sont à classer en catégorie d'importance III, non pas en tant qu'établissement scolaire mais en tant qu'établissement sanitaire et social.

2.1.2 Classement des centres de formation

Les centres de formation d'apprentis sont à classer en catégorie d'importance III en tant qu'établissement scolaire.

2.1.3 Classement des établissements d'enseignement supérieur ou d'adultes

Le public des établissements d'enseignement supérieur ou d'adultes n'est pas considéré comme « vulnérable », comme l'est celui des établissements d'enseignement primaire et secondaire.

Par conséquent, les bâtiments d'enseignement supérieur ou d'adultes sont classés en fonction des autres critères définis dans l'arrêté du 22 octobre 2010 : catégorie d'ERP limite des 300 personnes ou des 28 mètres de hauteur.

2.1.4 Classement des maisons de retraite

Pour la sécurité incendie, la distinction entre maisons de retraite et ERP s'effectue d'après le niveau de dépendance des personnes hébergées. Cette distinction est reprise pour la réglementation parasismique. De ce fait, une maison de retraite, considérée comme un ERP de type J, est à considérer comme un établissement sanitaire et social et donc à classer en catégorie d'importance III.

2.1.5 Classement des prisons

Pour les nouvelles constructions de centres pénitentiaires (maisons d'arrêt, maisons centrales, centres de détention), les constructions à l'intérieur du mur d'enceinte sont classées en catégorie IV ; tous les bâtiments hors enceinte sont classés en catégorie II.

2.1.6 Changement de destination d'un bâtiment

Ce point n'est pas évoqué dans l'article 3 de l'arrêté du 22 octobre 2010. Par conséquent, un changement de destination d'un bâtiment, sans travaux sur la structure ni ajout ou remplacement d'éléments non structuraux, n'entraîne pas une obligation de sa mise aux normes parasismiques.

L'Administration recommande néanmoins qu'en cas d'augmentation de la catégorie d'importance du bâtiment le maître d'ouvrage missionne un bureau d'études pour réaliser un diagnostic de vulnérabilité du bâtiment et en améliorer le comportement sismique.

2.1.7 Bâtiment constitué de plusieurs parties

Une première Q/R reprend le texte de l'article 3.1 de l'arrêté : « pour les bâtiments constitués de diverses parties relevant de catégories d'importance différentes, c'est le classement le plus contraignant qui s'applique à leur ensemble ». Par exemple, la présence d'une crèche située au rez-de-chaussée d'un bâtiment d'habitation entraîne le classement de tout l'immeuble en catégorie III.

À la lecture de cette Q/R, on pourrait penser que lorsqu'un bâtiment comporte plusieurs établissements recevant du public (ERP) de moins de 300 personnes chacun, donc tous classés en catégorie II, il doit être classé en catégorie II, cette catégorie étant la plus « contraignante ».

En fait, l'Administration considère, dans une autre Q/R rédigée ultérieurement, que c'est la somme de l'effectif des différents ERP qui fait foi. En conséquence :

- si la somme de l'effectif des ERP reste inférieure à 300 personnes, le bâtiment est classé en catégorie d'importance II ;
- si la somme de l'effectif des ERP est supérieure à 300 personnes, le bâtiment est classé en catégorie d'importance III.

Il faut également tenir ce raisonnement dans le cas de logements et d'ERP dans un même bâtiment.

C'est l'interprétation de la seconde Q/R qui doit être prise en compte ; il faut donc « oublier » les conclusions de la première.

2.1.8 Destination modifiée en cours de permis de construire

Lorsqu'il y a un changement de destination en cours de chantier, par exemple une création de crèche non prévue lors du permis de construire initial, il est du ressort du maître d'ouvrage de prendre en compte la nouvelle catégorie d'importance du bâtiment.

2.2 Hauteur des bâtiments

La hauteur limite pour classer un bâtiment d'habitation ou de bureaux en catégorie d'importance II est de 28 mètres. Cette hauteur fait référence à la sécurité incendie et correspond donc à la différence de hauteur entre le sol et le niveau du dernier plancher accessible par l'échelle des pompiers.

2.3 Extension d'un bâtiment existant

Lorsqu'on crée une extension dont la surface est supérieure à 20 % (zones 4 et 5) ou 30 % (zones 2 et 3) de la surface de planchers existante, il est obligatoire de vérifier la non-aggravation du comportement sismique de la partie existante.

Afin de ne pas avoir à justifier l'ensemble (partie existante + extension) au séisme, il est primordial de créer un joint parasismique entre les deux parties. Ainsi, seule l'extension est à justifier comme un bâtiment neuf.

2.4 Bâtiments modulaires

L'arrêté, dans la définition des catégories d'importance, ne fait pas intervenir la durée d'exploitation ou le caractère temporaire des bâtiments. Les bâtiments modulaires sont donc soumis à l'arrêté du 22 octobre 2010 et à l'Eurocode 8.

Pour les bâtiments modulaires de faible hauteur (rez-de-chaussée ou R+1), lorsque le cas de charges prépondérant est le vent, l'article 4.4.1(2) de l'EC8-1 permet de s'affranchir, pour les bâtiments de catégories II et III, de la vérification de la tenue au séisme dans le cas où l'effort tranchant total à la base du bâtiment dû au séisme, calculé avec le coefficient de comportement égal à 1,5 (DCL), est inférieur à celui dû au vent.

Dans les cas où le séisme est dimensionnant, les bâtiments modulaires, en tant que procédés non courants, doivent faire l'objet d'un avis technique.

2.5 Hôpitaux

Au sens de l'EC8-1, la continuité de fonctionnement ne signifie ni l'absence de dommages, ni l'obligation d'un comportement élastique.

L'objectif est que le bâtiment abritant des fonctions stratégiques continue d'être utilisable pour gérer une crise sismique qu'il aurait lui-même subi. Cet objectif est assuré par la prise en compte du coefficient d'importance γ_G , égal à 1,4.

Toutefois, certains experts recommandent, pour le plateau technique notamment, de prendre un coefficient de comportement égal à 1.

2.6 Suppression des planchers

La suppression de plancher s'entend comme une suppression effective de plancher avec création de trémie et non comme un remplacement d'une partie ou de la totalité d'un plancher.

2.7 Modification de surfaces

Pour le calcul de la modification de surface des planchers, chaque corps de bâtiment fractionné par un joint parasismique doit être considéré individuellement.

2.8 Bâtiments des centres de production collective d'énergie

Deux Q/R concernent le sujet.

La première indique que :

Les bâtiments des centres de production collective d'énergie, quelle que soit leur capacité d'accueil, ne visent que les bâtiments dont la fonction première est la production collective d'énergie. Ainsi, cette catégorie de bâtiments ne s'applique qu'aux centrales photovoltaïques, électriques, éoliennes, réseaux de chaleur, etc., à l'exception des ICPE qui sont soumises à l'arrêté du 24/01/11 fixant les règles parasismiques applicables à certaines installations classées.

La seconde spécifie que :

- les bâtiments de centres de production collective d'énergie quelle que soit leur capacité d'accueil ne correspondent qu'aux bâtiments dont la fonction première est la production collective d'énergie ;
- les bâtiments techniques associés aux éoliennes, centrales électriques et photovoltaïques, réseaux de chaleur..., dont l'endommagement empêcherait le fonctionnement du centre de production, sont des bâtiments de catégorie d'importance III ;

- par contre, les équipements eux-mêmes (l'éolienne par exemple ou la centrale photovoltaïque) ne sont pas l'objet de l'arrêté bâtiment.

Il en résulte donc que, dans les centrales photovoltaïques ou dans les parcs d'éoliennes, seuls les bâtiments techniques sont concernés par la réglementation sismique ; les panneaux photovoltaïques et les éoliennes en sont exclus.

2.9 Contrôle technique

2.9.1 Contrôle technique obligatoire

Dans le cadre de sa mission de contrôle d'un bâtiment soumis à la réglementation sismique, le contrôleur technique doit proposer au maître d'ouvrage la mission parasismique, dite mission « PS ».

Toutefois, cette mission revêt un caractère obligatoire uniquement dans le cadre des alinéas 4 et 5 de l'article R. 111-38 du Code de la construction et de l'habitation. On peut constater à la lecture de cet article que les bâtiments de catégorie II en zone 3 ne sont pas soumis au contrôle technique obligatoire.



Sous-section 2 : Contrôle technique obligatoire.

Article R111-38

Modifié par Décret n°2010-1254 du 22 octobre 2010 - art. 3

Sont soumises obligatoirement au contrôle technique prévu à l'article L. 111-23 les opérations de construction ayant pour objet la réalisation :

1° D'établissements recevant du public, au sens de l'article R. 123-2, classés dans les 1re, 2e, 3e et 4e catégories visées à l'article R. 123-19 ;

2° D'immeubles dont le plancher bas du dernier niveau est situé à plus de 28 mètres par rapport au niveau du sol le plus haut utilisable par les engins des services publics de secours et de lutte contre l'incendie ;

3° De bâtiments, autres qu'à usage industriel :

Comportant des éléments en porte à faux de portée supérieure à 20 mètres ou des poutres ou arcs de portée supérieure à 40 mètres, ou

Comportant, par rapport au sol naturel, des parties enterrées de profondeur supérieure à 15 mètres, ou des fondations de profondeur supérieure à 30 mètres, ou

Nécessitant des reprises en sous-œuvre ou des travaux de soutènement d'ouvrages voisins, sur une hauteur supérieure à 5 mètres ;

4° Lorsqu'ils sont situés dans les zones de sismicité 4 ou 5 délimitées conformément à l'article R. 563-4 du code de l'environnement, des immeubles dont le plancher bas du dernier niveau est situé à plus de 8 mètres par rapport au niveau du sol ;

5° Lorsqu'ils sont situés dans les zones de sismicité 2, 3, 4 ou 5, délimitées conformément à l'article R. 563-4 du code de l'environnement, des bâtiments appartenant aux catégories d'importance III et IV au sens de l'article R563-3 du même code et des établissements de santé, lorsqu'ils n'y sont pas déjà soumis au titre d'une autre disposition du présent article ;

6° D'éoliennes dont la hauteur du mât et de la nacelle au-dessus du sol est supérieure ou égale à 12 mètres.

2.9.2 Attestations sismiques

Depuis le 1^{er} octobre 2007, un arrêté, en date du 10 septembre 2007, impose au contrôleur technique, uniquement dans le cadre du contrôle technique obligatoire en zone sismique (voir § 2.9.1), de fournir deux attestations au maître d'ouvrage :

- la première au niveau du permis de construire ;
- la seconde au niveau de la déclaration d'achèvement des travaux.

Dans la première attestation, le contrôleur technique atteste qu'il a fait connaître au maître d'ouvrage son avis relatif à la prise en compte des règles parasismiques sur la base des documents du projet établis en phase de dépôt du permis de construire suivants :

- le dossier de permis de construire ;
- les éléments géotechniques faisant apparaître la classe de sol et le site sismique ;
- les informations permettant le classement de l'ouvrage vis-à-vis de la réglementation parasismique applicable ;
- une notice explicative portant sur le cheminement des charges verticales et horizontales et sur le principe de fondations et de soutènement.

Dans la seconde, le contrôleur technique atteste que le maître d'ouvrage a tenu compte de ses avis relatifs au respect des règles de construction parasismique.

2.9.3 Travaux lourds sur existants

Seules les opérations de construction ayant pour objet la réalisation de bâtiments neufs sont concernées dans l'article R. 111-38 du Code de la construction et de l'habitation. Il ne s'agit pas de travaux sur l'existant (y compris travaux sur la structure du bâtiment), même s'ils font l'objet d'un permis de construire. En cas de travaux lourds sur la structure comme définis dans les conditions particulières de l'arrêté du 22 octobre 2010 (modifié par l'arrêté du 19 juillet 2011), le contrôle technique incluant la mission PS n'est pas obligatoire. Cependant, le maître d'ouvrage peut toujours demander un contrôle technique.

Par conséquent, le contrôleur technique n'a pas à fournir les attestations de prise en compte des règles de construction parasismique (obligatoire pour les cas 4^o et 5^o de l'article R. 111-38 du Code de la construction et de l'habitation), ni au dépôt de permis de construire, ni à l'achèvement des travaux.

2.9.4 Eléments non structuraux

La réglementation parasismique en vigueur (arrêté du 22 octobre 2010 modifié) impose des dispositions spécifiques aux éléments non structuraux sur les bâtiments neufs comme sur les bâtiments existants.

Les articles R. 111-38 et R. 111-39 du Code de la construction et de l'habitation définissent le champ du contrôle technique obligatoire et des missions qu'il comprend. Ces missions sont en lien avec les référentiels réglementaires et la mission PS doit donc intégrer des vérifications relatives aux éléments non structuraux.

Par contre, en cas d'ajout ou de remplacement d'un élément non structuré sur un bâtiment existant (tel que visé par les conditions particulières de l'article 3 de l'arrêté du 22 octobre

2010 modifié), il n'y a pas obligation de contrôle technique incluant la mission PS et donc, de fait, pas d'obligation de contrôle technique sur les éléments non structuraux. Il peut cependant y avoir un contrôle technique demandé par le maître d'ouvrage.

2.10 Non-aggravation du comportement sismique

Il est écrit dans l'article 3 de l'arrêté que « *les travaux, de quelque nature qu'ils soient, réalisés sur des bâtiments existants ne doivent pas aggraver la vulnérabilité de ceux-ci au séisme* ». Ce principe est un principe de base « garanti » par les seuils de travaux, décrits dans les conditions particulières, à partir desquels il faut appliquer les règles de construction avec une action sismique réduite par rapport aux exigences relatives au bâti neuf.

Cependant, afin de mieux définir la non-aggravation et d'aider le professionnel à évaluer l'incidence des travaux sur la vulnérabilité du bâtiment, un guide méthodologique est en cours d'élaboration visant à caractériser le caractère aggravant de travaux et, le cas échéant, à le compenser. Pour une application pratique, des fiches « travaux » donneront des exemples concrets de travaux « aggravant » la vulnérabilité d'un bâtiment (ajout d'un étage, création de transparences ou de commerces au rez-de-chaussée...).

L'Eurocode 8 – partie 1 – chapitres 1 à 4

3.1 Les Eurocodes

L'élaboration des Eurocodes a été un très long travail commencé au milieu des années 1970 à l'initiative de la Commission européenne. À l'époque, celle-ci avait fait le constat que l'existence de règles de calculs, très hétérogènes, propres à chaque pays empêchait toute possibilité d'arriver rapidement à une harmonisation.

De ce fait, la Commission européenne a décidé de s'orienter vers l'élaboration de nouvelles règles communes, les Eurocodes. À la fin des années 1980, elle confie au Comité européen de normalisation (CEN) le travail de rédaction de ces règles.

Les Eurocodes, au nombre de dix, sont édités sous la forme de normes européennes (EN) dans le but de se substituer progressivement aux normes nationales. Les versions françaises de ces normes (NF EN) sont éditées par l'AFNOR.

Tableau 3.1.1 Liste des Eurocodes

Eurocode 0	NF EN 1990	EC0	Bases de calcul
Eurocode 1	NF EN 1991	EC1	Actions sur les structures
Eurocode 2	NF EN 1992	EC2	Calcul des structures en béton
Eurocode 3	NF EN 1993	EC3	Calcul des structures en acier
Eurocode 4	NF EN 1994	EC4	Calcul des structures mixtes acier-béton
Eurocode 5	NF EN 1995	EC5	Calcul des structures en bois
Eurocode 6	NF EN 1996	EC6	Calcul des structures en maçonnerie
Eurocode 7	NF EN 1997	EC7	Calcul géotechnique
Eurocode 8	NF EN 1998	EC8	Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes
Eurocode 9	NF EN 1999	EC9	Calcul des structures en alliages d'aluminium

Les Eurocodes 0, 1, 7 et 8 constituent le tronc commun du corpus normatif. Les autres Eurocodes (2, 3, 4, 5, 6 et 9) concernent les méthodes spécifiques à chaque matériau.

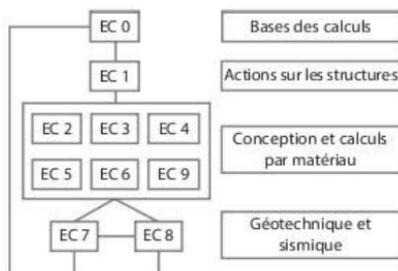


Figure 3.1.1 Organigramme des Eurocodes

Pour arriver à une adoption plus rapide des Eurocodes par l'ensemble des pays concernés, il figure dans chaque norme un certain nombre d'éléments paramétrables dont les valeurs peuvent être fixées par chaque pays dans leurs annexes nationales respectives. En France, chaque Annexe nationale, qui est également une norme française, a la même référence que celle de la norme correspondante, complétée par l'indication « NA » : par exemple, l'Annexe nationale de la partie 1 de l'Eurocode 8, NF EN 1998-1, a pour référence NF EN 1998-1/NA. Les éléments paramétrables sont en nombre limité et sont signalés dans un tableau situé dans l'avant-propos de chaque partie d'Eurocode. L'Annexe nationale reprend ce tableau dans son avant-propos et définit ensuite les valeurs des éléments paramétrables. L'Annexe nationale fournit également des « commentaires non contradictoires » pour faciliter l'application de la partie de l'Eurocode concernée.

Les clauses définissant les éléments paramétrables sont encadrées dans le texte de l'Annexe nationale, alors que les commentaires non contradictoires ne le sont pas.

Il y a autant d'annexes nationales que de parties d'Eurocode.

Pour travailler en France, il est obligatoire de prendre en compte les valeurs des paramètres données dans l'Annexe nationale française.

3.2 L'Eurocode 8

L'Eurocode 8 se compose de six parties :

Tableau 3.2.1 Liste des parties de l'Eurocode 8

Partie	Contenu
1	Généralités
2	Dispositions spécifiques aux ponts
3	Dispositions pour l'évaluation et la mise à niveau parasismiques des bâtiments
4	Dispositions spécifiques aux silos, réservoirs et réseaux de tuyauteries
5	Dispositions spécifiques aux fondations, ouvrages de soutènement et aux aspects géotechniques
6	Dispositions spécifiques aux tours, mâts et cheminées

La partie 1 concerne « les règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments » ; elle est complétée par la partie 5 « dispositions spécifiques aux fondations, ouvrages de soutènement et aux aspects géotechniques ».

Dans toute la suite de l'ouvrage, la partie 1 est nommée EC8-1, la partie 3 EC8-3 et la partie 5 EC8-5.

Lors de la lecture de l'Eurocode 8, il faut distinguer deux types d'articles :

- les articles principaux auxquels il est interdit de déroger ; ils sont suivis de la lettre « P », par exemple 4.2.3.1(1)P ;
- les autres, non suivis de « P », constituent plutôt des règles d'application de ces principes.

La version anglaise utilise « *shall* » (doit) dans les principes et « *should* » (il convient de) dans les règles d'application. Dans la version française, l'expression « il convient » semblerait indiquer un conseil plutôt qu'une obligation.

Pour lever toute ambiguïté, la CN/PS a émis la règle suivante :

- si on suit à la lettre ce qui est écrit dans les règles d'application, on est considéré avoir satisfait aux principes ;
- on peut toutefois retenir d'autres règles d'application, mais il faut alors expliquer en quoi ces règles satisfont aux principes pour être considérées comme conforme à la clause et engager sa responsabilité sur ces explications.

En clair, « il convient » doit être interprété comme « il faut » si on ne veut appliquer directement l'Eurocode 8 sans se lancer dans des justifications annexes.

3.2.1 Partie 1

3.2.1.1 Domaine d'application de l'Eurocode 8 [EC8-1/1.1.1]

Le paragraphe 1.1 fixe le domaine d'application de l'Eurocode 8.

L'EN 1998 s'applique au dimensionnement et à la construction de bâtiments et d'ouvrages de génie civil en zone sismique. Son but est d'assurer qu'en cas de séisme :

- les vies humaines sont protégées ;
- les dommages sont limités ;
- les structures importantes pour la protection civile restent opérationnelles.

Il exclut de son domaine les bâtiments à risque spécial tels que les centrales nucléaires, les structures en mer et les grands barrages et rappelle qu'il ne contient que les dispositions devant être respectées pour la conception des structures en zone sismique, en plus des dispositions contenues dans les autres Eurocodes. Il vient donc en complément des autres Eurocodes.

3.2.1.2 Domaine d'application de l'Eurocode 8 – partie 1 [EC8-1/1.1.2]

La partie 1 est divisée en dix chapitres ; les premiers (1 à 4) concernent le dimensionnement des bâtiments, les suivants (5 à 9) définissent les règles propres aux différents matériaux applicables pour les bâtiments et le dernier (10) a pour sujet l'isolation à la base des bâtiments.

Tableau 3.2.1.2.1 Liste des chapitres de l'EC8-1

Article	Contenu
1	Généralités
2	Exigences de performance de base et critères de conformité applicables aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil en zone sismique
3	Règles de représentation des actions sismiques et de leur combinaison avec d'autres actions
4	Règles de calcul générales spécifiquement applicables aux bâtiments
5	Règles spécifiques pour les bâtiments en béton
6	Règles spécifiques pour les bâtiments en acier
7	Règles spécifiques pour les bâtiments mixtes acier-béton
8	Règles spécifiques pour les bâtiments en bois
9	Règles spécifiques pour les bâtiments en maçonnerie
10	Exigences fondamentales et d'autres aspects pertinents de dimensionnement et de sécurité relatifs à l'isolation à la base des structures et, spécifiquement, pour l'isolation à la base des bâtiments

3.2.2 Partie 2

3.2.2.1 Exigences fondamentales [EC8-1/2.1(1)P]

L'exigence fondamentale est le non-effondrement (local ou général) de la structure ; celle-ci doit être « conçue et construite pour résister à l'action sismique de calcul sans subir d'effondrement local ou global, en conservant une capacité portante résiduelle après le séisme ».

L'autre exigence est la limitation des dommages. Elle est traitée au paragraphe 4.4.3 de l'EC8-1 (voir § 3.2.4.17) et définit un coefficient de réduction v qui tient compte d'une plus petite période de retour plus courte que celle prise en compte pour l'exigence de non-effondrement.

La valeur de v , égale à 0,4 pour toutes les catégories d'importance des bâtiments, est définie à l'article 2 de l'arrêté du 22 octobre 2010.

3.2.2.2 Exigences fondamentales [EC8-1/2.1(3)P et EC8-1/2.1(4)]

« La différenciation de la fiabilité est obtenue en classant les structures en diverses catégories d'importance. Un coefficient d'importance γ_1 est attribué à chaque catégorie. » Les valeurs de ce coefficient sont définies à l'article 2 de l'arrêté du 22 octobre 2010 (voir tableau 1.3.1.2).

« Les différents niveaux de fiabilité sont obtenus en multipliant les actions sismiques de référence (accélération horizontale maximale de référence du sol a_{gR}) par ce coefficient d'importance » :

$$a_g = \gamma_1 \times a_{gR}$$

3.2.2.3 États limites ultimes et classes de ductilité [EC8-1/2.2.1(1)P et EC8-1/2.2.2(2)]

Pour justifier un bâtiment, il faut prendre en compte deux types d'états limites :

- les états limites ultimes (non-effondrement) ;
- les états limites de limitation des dommages.

Aux états limites ultimes, sous l'action sismique de calcul, il faut vérifier que la structure reste stable vis-à-vis du renversement et du glissement et que le comportement des éléments non structuraux ne présente pas de risque pour les personnes.

Pour justifier son bâtiment aux états limites ultimes, le calculateur peut lui conférer une capacité à dissiper de l'énergie plus ou moins grande lors d'un séisme.

Cette capacité à dissiper de l'énergie est prise en compte, dans les calculs, par l'intermédiaire du coefficient de comportement (q). La valeur du coefficient de comportement est d'autant plus élevée que la demande de dissipation est grande.

L'EC8-1 distingue trois classes de ductilité et définit, pour chaque matériau, les dispositions constructives correspondant à chacune de ces classes :

- DCL : ductilité limitée ;
- DCM : ductilité moyenne ;
- DCH : ductilité haute.

Il est à noter que :

- pour la DCL, la valeur maximum du coefficient de comportement est de 1,5 pour les structures en béton armé et de 2 pour les structures en charpente métallique ;
- le champ d'application de la DCL est sujet à interprétation (voir § 3.2.3.1) ;
- la DCH n'est pas adaptée au niveau sismique de la France ; il est donc conseillé de ne l'utiliser que pour la zone 5 et dans de très rares cas où le choix des autres classes de ductilité conduit à une impasse dans le dimensionnement du bâtiment.

Les valeurs du coefficient de comportement figurent dans les chapitres propres à chaque matériau.

3.2.2.4 Dispositions particulières [EC8-1/2.2.4]

L'EC8-1 recommande de diviser, par des joints, un bâtiment de forme complexe en plusieurs blocs indépendants et de formes régulières en plan et en élévation. Il ne donne pas de largeur minimale, mais la CN/PS recommande une largeur minimale de 4 centimètres, quelle que soit la zone sismique. En référence aux règles PS92, une valeur de 4 centimètres, en zones 2 et 3, et une valeur de 6 centimètres, en zones 4 et 5, semblent être plus logiques.

Un des grands principes de l'EC8 est le « dimensionnement en capacité ». Le principe est d'éviter les ruptures fragiles d'effort tranchant, ainsi que l'apparition de déformations plastiques en dehors des zones « dissipatives » prévues par le calculateur.

3.2.3 Partie 3

Cette partie définit les conditions de sol et les actions sismiques correspondantes. L'identification des sols se fait par l'intermédiaire de sept classes de sol : A, B, C, D, E, S1 et S2.

Tableau 3.2.3.1 Description des classes de sol

Classe de sol	Description
A	Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant
B	Dépôts raides de sable, de gravier ou d'argile surconsolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur
C	Dépôts profonds de sable de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres
D	Dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant une majorité de sols cohérents mous à fermes
E	Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs de v_s de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5 m environ et 20 m, reposant sur un matériau plus raide avec $v_s > 800$ m/s
S1	Dépôts contenant une couche d'au moins 10 m d'épaisseur d'argiles molles/vases avec un indice de plasticité élevé ($PI > 40$) et une teneur en eau importante
S2	Dépôts de sols liquéfiables d'argiles sensibles ou tout autre profil de sol non compris dans les classes A à E ou S1

Ce tableau donne des indications sur la classe de sol mais il est indispensable que, pour tous les bâtiments concernés par la réglementation parasismique, le rapport du géotechnicien mentionne explicitement cette classe et, éventuellement, le risque de liquéfaction, s'il existe.

Comme avec les règles PS92, à chaque classe de sol (A à E) correspond des paramètres permettant de définir le spectre de calcul. Par contre, pour les classes S1 et S2, l'EC8 demande d'effectuer des « études particulières » pour définir l'action sismique. Cela peut donc poser des problèmes pour certaines opérations car le surcoût engendré pour la détermination d'un spectre spécifique peut être important.

Il est à noter que l'article 4 de l'arrêté du 22 octobre 2010 spécifie que l'analyse de la liquéfaction n'est pas requise en zone 2.

3.2.3.1 Action sismique [EC8-1/3.2]

L'EC8-1 renvoie la définition des zones sismiques et les « accélérations maximales de référence au niveau d'un sol de classe A, a_{gR} » à l'Annexe nationale de chaque pays.

En France, cette définition étant du domaine de la puissance publique, l'Annexe nationale renvoie vers les textes réglementaires : c'est donc l'arrêté du 22 octobre 2010 qui fournit les paramètres nécessaires à l'établissement des spectres de calcul (voir § 1.3.3).

Dans ce paragraphe, l'EC8-1 indique qu'« en cas de faible sismicité, des procédures de dimensionnement sismique réduites ou simplifiées pour certains types ou catégories de structure peuvent être utilisées » et que « le choix des catégories de structure, des classes de sol et des zones sismiques dans un pays pour lesquelles les dispositions de faible sismicité s'appliquent peut être trouvé dans son Annexe nationale. Il est recommandé de considérer comme sismicité faible les cas pour lesquels l'accélération de calcul au niveau d'un sol de classe A, a_g , n'est pas supérieure à 0,08 g (0,78 m/s²) ou les cas pour lesquels le produit $a_g S$ n'est pas supérieur à 0,1 g (0,98 m/s²). Le choix de l'utilisation de la valeur de a_g ou du produit $a_g S$ dans un pays pour définir le seuil des cas de faible sismicité peut être trouvé dans son Annexe nationale ».

Cette rédaction a provoqué une importante ambiguïté par rapport à la définition de la zone de faible sismicité (zone 2) qui figure dans l'arrêté du 22 octobre 2010 et, par conséquent, sur le champ d'application de la classe de ductilité limitée (DCL). Aussi, la nouvelle version de l'Annexe nationale, parue en décembre 2013, clarifie la situation.

La rédaction de la clause 5.3.1(1) est la suivante :

- La DCL, définie par les clauses de la section 5.3 de l'EN 1998-1, est applicable aux bâtiments de catégorie d'importance III en zone de faible sismicité (zone 2 du territoire français).
- La DCL peut être étendue aux bâtiments de catégories d'importance II et III et à la zone de sismicité modérée (zone 3) moyennant en complément le respect, pour les éléments participant au contreventement (éléments primaires), des exigences des clauses suivantes :
 - murs de grande dimension en béton peu armé : clause 5.4.3.5.3(4).
 - poteaux primaires des ossatures poutres-poteaux en béton : clause 9.5.3(3) de la NF EN 1992-1-1 en retenant $s_{cl,max} = \min(20 \text{ cm} ; 10d_L)$, d_L étant le diamètre minimal des armatures longitudinales, et en prolongeant les cadres dans le nœud de l'ossature ;
 - structures horizontales supportant des éléments verticaux interrompus : clause 5.4.1.2.5(1)P de la présente norme ;
 - poutres des ossatures primaires : clauses 5.4.1.2.1 et 5.6.1(2)P de la NF EN 1998-1.
- La catégorie d'importance IV est exclue du champ d'application de la DCL.

Pour la charpente métallique, la clause 6.1.2(1)P Note 2 spécifie que « les conditions d'application de la classe de ductilité DCL sont définies dans le document n° CNC2M-N0035, du 31/03/2013, édicté par le BNCM et intitulé « recommandations pour le dimensionnement parasismique des structures en acier et mixtes non ou faiblement dissipatives ». Ce document est paru dans la revue *Construction métallique* sous le numéro 1-2013.



Figure 3.2.3.1.1 Document de la CNC2M

3.2.3.2 Définition du spectre élastique horizontal [EC8-1/3.2.2.2]

Le spectre élastique horizontal ne sert pas directement à la détermination des efforts sismiques car il s'accompagne d'un coefficient de comportement unitaire ($q = 1$) alors que l'esprit de l'EC8 est de dimensionner les ouvrages en permettant une incursion, plus ou moins grande, des matériaux dans le domaine plastique ($q > 1$) ; en fait, il sert de base à la détermination du spectre de calcul (voir § 3.2.3.4).

Pour les deux composantes horizontales, le spectre élastique est défini par les équations suivantes :

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

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

$$T_C \leq T \leq T_D : S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \frac{T_C}{T}$$

$$T_D \leq T \leq 4 \text{ s} : S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \frac{T_C T_D}{T^2}$$

Les valeurs des paramètres T_B , T_C , T_D et S sont définies à l'article 4 de l'arrêté du 22 octobre 2010 (voir § 1.3.3.3).

Attention ! Les valeurs du tableau 3.3 de l'EC8-1 définissant les valeurs des paramètres pour le spectre de « type 2 » (zones 2 à 4) ont été invalidées par l'arrêté du 22 octobre 2010 qui les a remplacées par des valeurs plus appropriées aux caractéristiques géotechniques de la France métropolitaine.

Tableau 3.2.3.2.1 Paramètres du spectre

Classe de sol	Zones 2 à 4			Zone 5		
	T_B	T_C	T_D	T_B	T_C	T_D
A	0,03	0,20	2,50	0,15	0,40	2,00
B	0,05	0,25	2,50	0,15	0,50	2,00
C	0,06	0,40	2,00	0,20	0,60	2,00
D	0,10	0,60	1,50	0,20	0,80	2,00
E	0,08	0,45	1,25	0,15	0,50	2,00

Tableau 3.2.3.2.2 Coefficient de sol S

Classe de sol	S (zones 2 à 4)	S (zone 5)
A	1	1
B	1,35	1,2
C	1,5	1,15
D	1,6	1,35
E	1,8	1,4

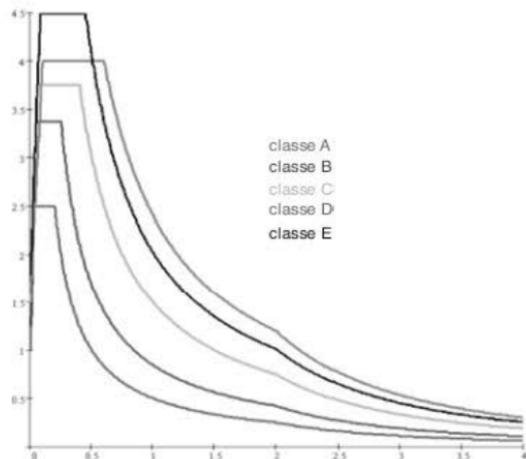


Figure 3.2.3.2.1 Spectre élastique horizontal

3.2.3.3 Définition du spectre élastique vertical [EC8-1/3.2.2.3]

Le spectre élastique vertical est défini par les équations suivantes :

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

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

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

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

Les valeurs des paramètres T_B , T_C , T_D , S et a_{vg} sont définies à l'article 1^{er} de l'arrêté du 19 juillet 2011 (voir § 1.3.3.3). Elles sont indépendantes de la classe de sol.

Tableau 3.2.3.3.1 Accélération de calcul verticale

Class e de sol	a_{vg}/a_g	T_B	T_C	T_D
Zones 2 à 4	0,9	0,03	0,20	2,50
Zone 5	0,8	0,15	0,40	2,0

Ces valeurs invalident celles du tableau 3.4 de l'EC8-1.

Les spectres sont donnés pour un amortissement visqueux de 5 % et, par conséquent, le coefficient de correction d'amortissement η est égal à 1. Si l'amortissement du matériau diffère de cette valeur, le coefficient η vaut :

$$\eta = \max \left(\sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} ; 0,55 \right)$$

L'EC8-1 renvoie aux chapitres concernant les matériaux pour connaître la valeur de l'amortissement visqueux ; il semble que ce renvoi n'aboutit sur aucun paragraphe précis. Dans le cas exclusif de l'utilisation du spectre élastique, il est donc conseillé, faute de mieux, de se référer aux valeurs données au paragraphe 6.2.3.4 des PS92 :

Tableau 3.2.3.3.2 Amortissement des matériaux

Matériau	Amortissement ξ (%)
Acier soudé	2
Acier boulonné	4
Béton non armé	3
Béton armé	4
Béton précontraint	2
Bois lamellé collé	4
Bois boulonné	4
Bois cloué	5
Maçonnerie armée	6
Maçonnerie chaînée	5

Exemple :

$$\text{Béton armé : } \xi = 4 \% \rightarrow \eta = \max \left(\sqrt{\frac{10}{5+4}} ; 0,55 \right) = 1,05$$

3.2.3.4 Définition du spectre de calcul horizontal [EC8-1/3.2.2.5]

Pour les deux composantes horizontales, le spectre de calcul est défini par les équations suivantes :

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \left[1 + \frac{T}{T_B} \left(\frac{25}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = \max \left(a_g \cdot S \frac{2,5 T_C}{q T} ; \beta a_g \right)$$

$$T_D \leq T \leq 4 \text{ s} : S_d(T) = \max \left(a_g \cdot S \frac{2,5 T_C T_D}{q T^2} ; \beta a_g \right)$$

Les valeurs des paramètres T_B , T_C , T_D et S sont les mêmes que celles définies pour le spectre élastique (§ 3.2.3.2). La valeur de β est fixée à 0,2 par l'Annexe nationale de l'EC8-1.

Les valeurs du coefficient de comportement q sont indiquées dans la partie de l'EC8-1 correspondant à chaque matériau (béton, acier, bois, maçonnerie). Elles incluent l'influence d'amortissements visqueux différents de 5 % (coefficient η figurant dans les équations du spectre élastique).

Contrairement aux règles PS92, où le coefficient de comportement devait être le même pour tout le bâtiment, l'EC8 permet d'adopter une valeur par direction. Toutefois, la classe de ductilité choisie doit rester la même.

Il est à noter que les sols de mauvaise qualité (D et E) sont pénalisés avec l'Eurocode 8 par rapport aux règles PS92, avec lesquelles les spectres correspondant aux bons sols (S0 et S1) comportaient un palier plus haut que celui des mauvais sols (S2 et S3).

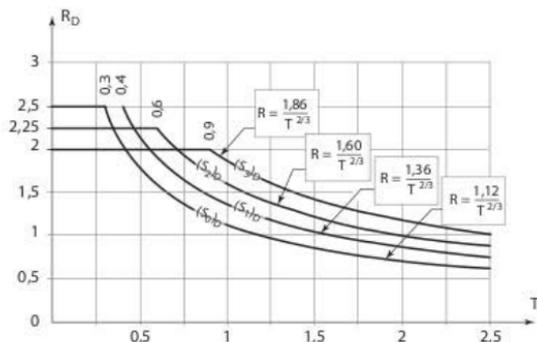


Figure 3.2.3.4.1 Spectre de dimensionnement des règles PS92

Exemple 1 : Bâtiment d'habitation de 5 étages :

- situé à Grenoble : zone Ib selon l'ancien zonage ($a_N = 1,5 \text{ m/s}^2$ pour un bâtiment de classe B) et zone 4 ($a_g = 1,6 \text{ m/s}^2$ pour un bâtiment de catégorie II) selon le nouveau ;
- construit sur un mauvais sol : S2 selon les PS92 et D selon l'EC8-1 ;
- la période de son mode principal correspond au palier des spectres de l'EC8-1 et des PS92 ;
- amortissement égal à 5 %.

Tableau 3.2.3.4.1 Comparaison EC8/PS92 exemple 1

	Ancien zonage/PS92	Nouveau zonage/EC8
Situé à Grenoble	Zone Ib	Zone 4
Accélération	$a_N = 1,5 \text{ m/s}^2$	$a_{gR} = 1,6 \text{ m/s}^2$
Coefficient d'importance		$\gamma_I = 1$
Palier du spectre	2,25	$S = 1,6$
Accélération	$R(T) = 1,5 \times 2,25 = 3,4 \text{ m/s}^2$	$S_L(T) = 1,6 \times 1,6 \times 2,5 = 6,4 \text{ m/s}^2$

On peut constater une augmentation de l'accélération de 90 % entre les deux normes.

Il faut, néanmoins, tenir compte de la valeur du coefficient de comportement : la valeur « moyenne » pour les PS92 est de 1,6 fois plus faible que la valeur moyenne de 2 pour l'EC8-1. Cela réduit un peu la différence entre les deux normes. Cette différence peut être encore légèrement atténuée en considérant le fait qu'il faut diviser la raideur du bâtiment par 2 dans les calculs EC8. La période est alors multipliée par 1,414 et peut donc échapper au palier du spectre.

En conclusion, la valeur d'accélération reste néanmoins beaucoup plus forte avec l'EC8 qu'avec les PS92.

Exemple 2 : Bâtiment d'habitation de 5 étages :

- situé à Clermont-Ferrand : zone Ib selon l'ancien zonage ($a_N = 1,5 \text{ m/s}^2$ pour un bâtiment de classe B) et zone 3 ($a_g = 1,1 \text{ m/s}^2$ pour un bâtiment de catégorie II) selon le nouveau ;
- construit sur du rocher : S0 selon les PS92 et A selon l'EC8-1 ;
- la période de son mode principal correspond au palier des spectres de l'EC8-1 et des PS92 ;
- amortissement égal à 5 %.

Tableau 3.2.3.4.2 Comparaison EC8/PS92 exemple 2

	Ancien zonage/PS92	Nouveau zonage/EC8
Situé à Clermont-Ferrand	Zone Ib	Zone 4
accélération	$a_N = 1,5 \text{ m/s}^2$	$a_{gR} = 1,1 \text{ m/s}^2$
Coefficient d'importance		$\gamma_I = 1$
Palier du spectre	2,5	$S = 1$
accélération	$R(T) = 1,5 \times 2,5 = 3,75 \text{ m/s}^2$	$S_L(T) = 1,1 \times 1 \times 2,5 = 2,75 \text{ m/s}^2$

On peut constater une diminution de l'accélération d'environ 30 % entre les deux normes. Comme précédemment, il faut tenir compte de la valeur du coefficient de comportement : dans ce cas, cela accentue l'écart entre les PS92 et l'EC8-1.

Cette différence peut être légèrement atténuée en considérant le fait qu'il faut diviser la raideur du bâtiment par 2 dans les calculs EC8.

En conclusion, la valeur d'accélération reste néanmoins plus forte avec les PS92 qu'avec l'EC8-1.

3.2.3.5 Définition du spectre de calcul vertical [EC8-1/3.2.2.6]

Les équations de la composante verticale se déduisent de celles des composantes horizontales en prenant $S = 1$ et en remplaçant a_g par a_{vg} .

Pour cette direction, la valeur du coefficient de comportement doit être prise, au maximum, égale à 1,5.

3.2.3.6 Combinaisons des actions [EC8-1/3.2.4]

Les masses à prendre en compte pour déterminer les efforts sismiques sont déduites de la combinaison d'actions :

$$\sum G_{k,j} + \sum \Psi_{E,j} \cdot Q_{k,j}$$

$$\Psi_{E,j} = \phi \cdot \Psi_{2,j}$$

Les valeurs de ϕ sont données au paragraphe 4.2.4 de l'EC8-1 :

Tableau 3.2.3.6.1 Valeurs du coefficient ϕ

Type d'action variable	Étage	ϕ
Catégories A à C	Toit	1,0
	Étages à occupations corrélées	0,8
	Étages à occupations indépendantes	0,5
Catégories D à F et archives		1,0

Les catégories d'usages (A à F) sont définies dans la partie 1-1 de l'Eurocode 1.

Tableau 3.2.3.6.2 Définition des catégories d'usages

Catégorie	Usage spécifique	Exemples
A	Habitation, résidentiel	Pièces des bâtiments et maisons d'habitation ; chambres et salles des hôpitaux ; chambres d'hôtels et de foyers ; cuisines et sanitaires
B	Bureaux	
C	Lieux de réunion (à l'exception des surfaces des catégories A, B et D)	C1 : Espaces équipés de tables, etc., par exemple : écoles, cafés, restaurants, salles de banquet, salles de lecture, salles de réception C2 : Espaces équipés de sièges fixes, par exemple : églises, théâtres ou cinémas, salles de conférence, amphithéâtres, salles de réunion, salles d'attente C3 : Espaces ne présentant pas d'obstacles à la circulation des personnes, par exemple : salles de musée, salles d'exposition, etc., et accès des bâtiments publics et administratifs, hôtels, hôpitaux, gares C4 : Espaces permettant des activités physiques, par exemple : dancings, salles de gymnastique, scènes C5 : Espaces susceptibles d'accueillir des foules importantes, par exemple : bâtiments destinés à des événements publics tels que salles de concert, salles de sport y compris tribunes, terrasses et aires d'accès, quais de gare
D	Commerces	D1 : Commerces de détail courants D2 : Grands magasins
E1	Surfaces susceptibles de recevoir une accumulation de marchandises, y compris aires d'accès	Aires de stockage, y compris stockages de livres et autres documents
E2	Usage industriel	
F	Aires de circulation et de stationnement pour véhicules légers (PTAC \leq 30 kN et nombre de places assises \leq 8, non compris le conducteur)	Garages, parcs de stationnement, parkings à plusieurs étages

Les valeurs de ψ_2 sont données dans l'annexe A1 de l'Eurocode 0.

Tableau 3.2.3.6.3 Valeurs du coefficient ψ_2

Catégorie d'usages	ψ_2
Catégorie A : habitations, zones résidentielles	0,3
Catégorie B : bureaux	0,3
Catégorie C : lieux de réunion	0,6
Catégorie D : commerces	0,6
Catégorie E : stockage	0,8
Catégorie F : aires de circulation et de stationnement pour véhicules légers	0,6

3.2.4 Partie 4 – dimensionnement des bâtiments

Cette partie définit, pour tous les types de bâtiments :

- les principes de base de la conception parasismique ;
- les méthodes d'analyse de la structure ;
- les méthodes d'analyse des éléments non structuraux ;
- les vérifications de sécurité.

3.2.4.1 Principes de base de la conception parasismique [EC8-1/4.2.1]

Les principes de base sont tout d'abord rappelés en début de chapitre :

- simplicité de la structure ;
- uniformité, symétrie et hyperstaticité ;
- résistance et rigidité dans les deux directions ;
- résistance et rigidité vis-à-vis de la torsion ;
- action des diaphragmes au niveau des planchers ;
- fondations appropriées.

L'EC8-1 recommande :

1. d'adopter un cheminement « clair et direct » des efforts sismiques afin de minimiser les incertitudes dans les calculs et de faciliter la mise en œuvre des dispositions constructives. Cette recommandation se traduit, pour les bâtiments en béton armé, par les exigences du paragraphe 5.4.1.2.5 (voir § 4.7.2.1) ;
2. de donner au bâtiment une rigidité suffisante pour limiter les mouvements dus à la torsion, en privilégiant la répartition des éléments de contreventement sur la périphérie du bâtiment ;
3. de donner aux planchers une rigidité suffisante pour qu'ils jouent leur rôle de diaphragme, répartiteur des efforts sismiques dans les contreventements verticaux ;
4. de prévoir des fondations susceptibles d'assurer une répartition uniforme du mouvement sismique dans l'ensemble du bâtiment ;
5. en cas de fondations isolées, de les relier par une dalle ou des longrines, selon les deux directions principales du bâtiment.

3.2.4.2 Éléments primaires et secondaires [EC8-1/4.2.2]

Les éléments primaires sont ceux qui interviennent dans la résistance aux efforts sismiques ainsi qu'à la transmission de ceux-ci dans le bâtiment. Ils forment le « contreventement » du bâtiment.

Les autres éléments sont classés comme « secondaires ». Toutefois, leur raideur latérale totale ne doit pas être trop importante par rapport à celle des éléments primaires. L'article 4.2.2(4) de l'EC8-1 indique qu'« *il convient que la contribution de tous les éléments sismiques secondaires à la raideur latérale ne dépasse pas de plus de 15 % celle de tous les éléments sismiques primaires* ».

Certains experts estiment que ce seuil de 15 % peut être dépassé : ils considèrent les 15 % comme une limite associée au respect de la règle consistant à négliger dans le calcul la rigidité des éléments secondaires et non pas comme une limite interdite à franchir.

Toutefois, cela amène à faire, impérativement, un double calcul : l'un avec la raideur de ces éléments et l'autre sans. La méthode conseillée est, malheureusement, quasiment impossible à réaliser avec les logiciels de calculs utilisés par les bureaux d'études français :

1. étape 1 : on calcule les efforts sismiques sur un modèle comportant les éléments secondaires ;
2. étape 2 : on effectue des coupures en pied des éléments secondaires pour déterminer le torseur des efforts ;
3. étape 3 : on injecte ces efforts, dans le modèle sans éléments secondaires, au droit des coupures.

C'est l'étape 2 qui pose problème car les efforts sismiques obtenus en pied d'élément sont issus de combinaisons quadratiques ; sauf très rares cas où il est possible de signer les combinaisons (voir § 11.3), ces efforts sont tous positifs et cela n'a pas de sens de les injecter dans le second modèle ; il faudrait donc faire les coupures, mode par mode, injecter les efforts correspondants dans le second modèle puis effectuer, en final, les superpositions quadratiques. Cela est quasiment impossible à réaliser lorsque la limite des 90 % (voir § 3.2.4.9) nécessite de calculer un grand nombre de modes.

3.2.4.3 Régularité des bâtiments [EC8-1/4.2.3]

L'EC8-1 classe les bâtiments en deux classes de régularité :

1. bâtiments réguliers ;
2. bâtiments irréguliers.

Contrairement aux PS92, l'EC8-1 fait le distinguo entre régularité en plan et régularité en élévation.

Cela permet de traiter les bâtiments irréguliers en plan mais réguliers en élévation par la méthode des forces latérales (voir § 3.2.4.6). Celle-ci présente l'avantage de ne pas avoir recours aux superpositions quadratiques pour la détermination des efforts sismiques et, par conséquent, d'éviter la perte des signes. La valeur du coefficient de comportement à prendre en compte est la valeur de référence q_0 .

Pour les bâtiments non réguliers en élévation, la valeur du coefficient de comportement est réduite à 80 % de la valeur de référence.

Il est donc à noter que, contrairement aux règles PS92, l'EC8 ne pénalise pas l'irrégularité en plan par une réduction de la valeur du coefficient de comportement mais uniquement par le recours obligatoire à une modélisation 3D.

Tableau 3.2.4.3.1 Conséquences de la régularité sur l'analyse sismique

Régularité		Simplifications admises		Coefficient de comportement
Plan	Élévation	Modèle	Analyse	
Oui	Oui	Plan	Forces latérales	valeur de référence
Oui	Non	Plan	Modale	$0,8 \times$ valeur de référence
Non	Oui	Spatial	Forces latérales	valeur de référence
Non	Non	Spatial	Modale	$0,8 \times$ valeur de référence

3.2.4.3.1 Régularité en plan [EC8-1/4.2.3.2]

Pour classer un bâtiment comme régulier en plan, l'EC8-1 exige que le bâtiment remplisse un certain nombre de conditions :

Conditions qualitatives :

1. le bâtiment doit être « approximativement symétrique en plan » par rapport à ses deux directions principales ;
2. « la raideur en plan des planchers doit être suffisamment importante, comparée à la raideur latérale des éléments verticaux de structure, pour que la déformation du plancher ait peu d'effet sur la distribution des forces entre les éléments verticaux de structure ».

Conditions quantitatives :

1. « la configuration en plan doit être compacte, c'est-à-dire qu'elle doit être délimitée pour chaque plancher par un contour polygonal curviligne : la surface comprise entre le plancher et le contour polygonal convexe du plancher doit être inférieure à 5 % de la surface du plancher » ;

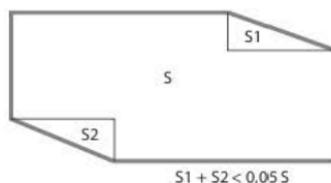


Figure 3.2.4.3.1.1 Définition du contour polygonal convexe

2. le rapport entre les dimensions en plan (L_x et L_y) du bâtiment doit être inférieur à 4 ;
3. à chaque niveau, et pour chaque direction de calcul, l'excentricité structurale doit vérifier :

$$e_{0x} \leq 0,30 \cdot r_x \text{ et } r_x \geq \ell_s$$

$$e_{0y} \leq 0,30 \cdot r_y \text{ et } r_y \geq \ell_s$$

e_{0x} : distance entre le centre de rigidité et le centre de gravité, mesurée suivant la direction x perpendiculaire à la direction de calcul considérée ;

e_{0y} : distance entre le centre de rigidité et le centre de gravité, mesurée suivant la direction y perpendiculaire à la direction de calcul considérée ;

r_x : racine carrée du rapport de la rigidité de torsion à la rigidité latérale dans la direction x ;

r_y : racine carrée du rapport de la rigidité de torsion à la rigidité latérale dans la direction y ;

I_s : rayon de giration massique du plancher en plan.

3.2.4.3.2 Régularité en élévation [EC8-1/4.2.3.3]

Conditions qualitatives

Pour classer un bâtiment comme régulier en élévation, l'EC8-1 exige que le bâtiment remplisse un certain nombre de conditions :

1. tous les éléments de contreventement, comme les noyaux centraux, les murs ou les portiques, doivent être continus depuis les fondations jusqu'au sommet du bâtiment ou, lorsqu'il existe des retraits à différents niveaux, jusqu'au sommet de la partie concernée du bâtiment ;
2. la raideur latérale et la masse de chaque niveau doivent demeurer constantes ou sont réduites progressivement, sans changement brutal, entre la base et le sommet du bâtiment considéré ;
3. dans les bâtiments à ossature, le rapport entre la résistance effective de chaque niveau et la résistance exigée par le calcul ne doit pas varier de manière disproportionnée d'un niveau à l'autre.

Conditions quantitatives

Lorsque l'ouvrage présente des retraits, les dispositions suivantes s'appliquent :

1. dans le cas de retraits successifs maintenant une symétrie axiale, le retrait à un niveau quelconque ne doit pas être supérieur à 20 % de la dimension en plan du niveau inférieur dans la direction du retrait ;

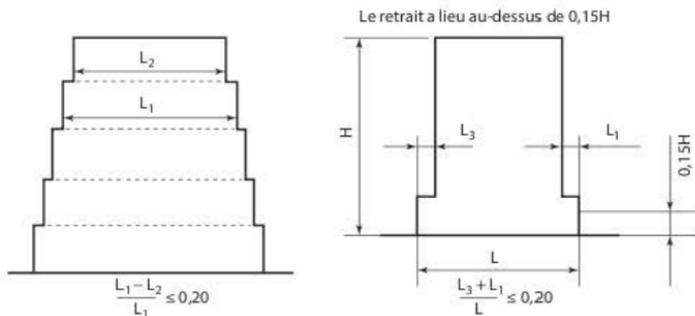


Figure 3.2.4.3.2.1 Critères en élévation (1)

2. dans le cas d'un seul retrait situé dans les 15 % inférieurs de la hauteur totale du système structural principal, le retrait ne doit pas être supérieur à 50 % de la dimension en plan du niveau inférieur. Dans ce cas, il convient de concevoir la structure de la partie inférieure,

située à l'intérieur de la projection verticale des étages supérieurs, de manière à résister à au moins 75 % de l'effort tranchant horizontal qui agirait à ce niveau dans un bâtiment semblable n'ayant que la largeur réduite ;

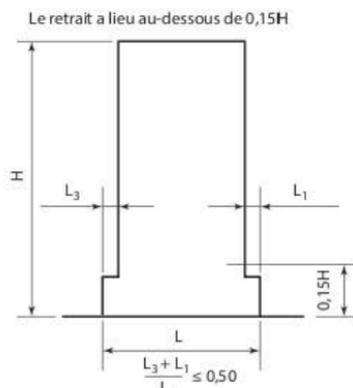


Figure 3.2.4.3.2.2 Critères en élévation (2)

3. dans le cas de retraits non symétriques, de chaque côté, la somme des retraits de tous les niveaux ne doit pas être supérieure à 30 % de la dimension en plan au premier niveau au-dessus des fondations ou au-dessus du sommet d'un soubassement rigide et chaque retrait ne doit pas excéder 10 % de la dimension en plan du niveau inférieur.

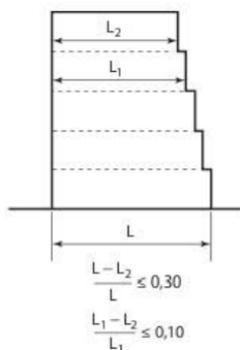


Figure 3.2.4.3.2.3 Critères en élévation (3)

3.2.4.4 Rigidité des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie [EC8-1/4.3.1(6) et EC8-1/4.3.1(7)]

Pour les bâtiments en béton armé ou en maçonnerie, l'EC8-1 demande de tenir compte de la fissuration ; pour cela, dans les calculs, le module d'élasticité du matériau doit être divisé par 2.

En se référant au tableau 3.1 de l'Eurocode 2, cela conduit à adopter les valeurs suivantes :

Tableau 3.2.4.4.1 Valeurs du module instantané du béton

$E_{cm} = 22\,000 \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0.3}$, f_{ck} et E_{cm} exprimés en MPa		
f_{ck}	E_{cm}	$E_{cm}/2$
16	28 600	14 300
20	30 000	15 000
25	31 500	15 750
30	32 800	16 400
35	34 000	17 000
40	35 200	17 600

3.2.4.5 Méthodes d'analyse des bâtiments [EC8-1/4.3.3]

Plusieurs méthodes d'analyse sont proposées par l'EC8-1, mais seules deux d'entre elles sont applicables facilement :

1. la méthode simplifiée, dite « méthode des forces latérales », pour les bâtiments réguliers en élévation ;
2. la méthode modale spectrale (indiquée comme méthode de référence).

Ces deux méthodes sont fondées sur un comportement élastique linéaire de la structure.

Parmi les autres méthodes figurent l'analyse en poussée progressive (voir chapitre 12) ; c'est une méthode statique non linéaire utilisable uniquement sur des structures peu soumises à la torsion.

Elle est peu adaptée aux types de bâtiments construits en France, notamment aux bâtiments contreventés par des voiles imbriqués les uns dans les autres. En outre, son utilisation est très délicate à mettre en œuvre dans les logiciels couramment utilisés.

3.2.4.6 Méthode d'analyse par force latérale [EC8-1/4.3.3.2]

Cette méthode est utilisable pour les bâtiments réguliers en élévation, même s'ils présentent des irrégularités prononcées en plan (voir § 3.2.4.3). Une condition supplémentaire est que, dans chaque direction horizontale, la période du mode fondamental soit inférieure au minimum entre $4T_C$ et 2 secondes.

En se référant au tableau donnant les paramètres permettant de définir le spectre de calcul :

- pour la métropole, la plus petite valeur de T_C étant égale à 0,2 s, $4T_C$ est supérieure ou égale à 0,8 s ;
- pour les Antilles, la plus petite valeur de T_C est égale à 0,4 s, $4T_C$ est supérieure ou égale à 1,6 s.

Ce critère n'est donc pas restrictif pour les bâtiments contreventés par des voiles en béton, dont la période du mode fondamental est comprise, le plus souvent, entre 0,1 et 0,5 seconde.

Tableau 3.2.4.6.1 Valeurs de la période T_c

Classe de sol	Zones 2 à 4			Zone 5		
	T_B	T_C	T_D	T_B	T_C	T_D
A	0,03	0,20	2,50	0,15	0,40	2,00
B	0,05	0,25	2,50	0,15	0,50	2,00
C	0,06	0,40	2,00	0,20	0,60	2,00
D	0,10	0,60	1,50	0,20	0,80	2,00
E	0,08	0,45	1,25	0,15	0,50	2,00

3.2.4.6.1 Période du mode fondamental

Plusieurs méthodes sont données pour calculer la valeur de la période du mode fondamental. Deux méthodes sont fondées sur des calculs effectués sur un modèle simplifié à barres, censé représenter le comportement dynamique du bâtiment étudié :

1. la méthode de Rayleigh ;
2. une méthode donnant la période (T_1) en fonction du déplacement (d) en tête du bâtiment, soumis aux charges gravitaires appliquées horizontalement : $T_1 = 2\sqrt{d}$.

Ces méthodes donnent des résultats très proches de ceux obtenus par des modèles beaucoup plus sophistiqués à la condition expresse, toutefois, que la raideur du modèle simplifié soit correctement évaluée. Cela représente un temps d'ingénieur assez long et est donc incompatible avec le côté forfaitaire de la méthode.

Il semble préférable de se référer aux formules forfaitaires données par l'EC8-1, en fonction de la hauteur H du bâtiment :

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$$

La valeur du coefficient C_t est donnée selon le type de contreventement du bâtiment :

Tableau 3.2.4.6.2 Valeurs du coefficient C_t

Contreventement	C_t
Portiques spatiaux en acier	0,085
Portiques spatiaux en béton	0,075
Triangulations excentrées en acier	0,075
Autres structures	0,05
Murs de contreventement en béton ou en maçonnerie	$C_t = 0,075 / \sqrt{A_c}$ <p>avec</p> $A_c = \sum A_i \left[0,2 + \left(\min \left(\frac{\ell \cdot w_i}{H} ; 0,9 \right) \right)^2 \right]$

Pour les murs de contreventement en béton ou en maçonnerie :

1. la formule donnant A_c dans la première édition de l'EC8-1 est fautive ; elle est à remplacer par la formule donnée dans le tableau ci-dessus ;
2. A_c est l'aire totale des sections des murs de contreventement au premier niveau du bâtiment ; elle s'exprime en m^2 ;
3. A_i est l'aire effective de la section transversale du mur de contreventement, dans la direction de séisme considérée, au premier niveau du bâtiment ; elle s'exprime en m^2 ;
4. ℓ_{wi} est la longueur du mur de contreventement au premier niveau dans la direction parallèle aux forces appliquées ; elle s'exprime en m ;
5. l'EC8-1 semble laisser le choix entre le coefficient forfaitaire de 0,05 (autres structures) et le coefficient tenant compte de la géométrie réelle du bâtiment (dernière ligne du tableau). Il est recommandé d'utiliser cette dernière option.

Exemple : Bâtiment de hauteur 12 mètres (4 étages), contreventé par des voiles en béton armé d'épaisseur 20 centimètres.

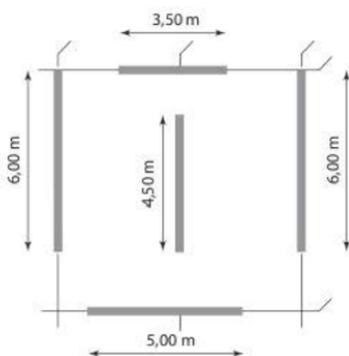


Figure 3.2.4.6.1.1 Vue en plan du bâtiment

1. La période est calculée par la formule : $A_c = \sum A_i \left[0,2 + \left(\min \frac{\ell_{wi}}{H} ; 0,9 \right)^2 \right]$

Dans le sens X :

$$A_c = 0,2 \times 5,00 \times \left[0,2 + \left(\frac{5}{12} \right)^2 \right] + 0,2 \times 3,50 \times \left[0,2 + \left(\frac{3,5}{12} \right)^2 \right] = 0,573 \text{ m}^2$$

$$C_i = \frac{0,075}{\sqrt{0,573}} = 0,099$$

$$T_1 = 0,099 \times 12^{0,75} = 0,64 \text{ s}$$

Dans le sens Y :

$$A_c = 2 \times 0,2 \times 6,00 \times \left[0,2 + \left(\frac{6}{12} \right)^2 \right] + 0,2 \times 4,50 \times \left[0,2 + \left(\frac{4,5}{12} \right)^2 \right] = 1,387 \text{ m}^2$$

$$C_i = \frac{0,075}{\sqrt{1,387}} = 0,0637$$

$$T_i = 0,0637 \times 12^{\frac{3}{4}} = 0,41 \text{ s}$$

3.2.4.7 Prise en compte de la torsion [EC8-1/4.3.2(1)P et EC8-1/4.3.3.2.4(1)]

En règle générale [EC8-1/4.3.2(1)P], les effets de torsion accidentels doivent être pris en compte, dans les modèles 3D, en déplaçant, dans chaque direction horizontale et à chaque niveau i , le centre de gravité de chaque plancher d'une « excentricité accidentelle additionnelle e_{ai} » égale à :

$$e_{ai} = \pm 0,05 L_i$$

L_i étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

Lorsqu'on se trouve dans le cas d'une répartition symétrique de la raideur latérale et de la masse [EC8-1/4.3.3.2.4(1)], il est possible de prendre en compte les effets de la torsion en multipliant les effets des actions dans chaque élément de contreventement par le coefficient δ donné par la formule :

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e}$$

x : distance en plan de l'élément considéré au centre de masse du bâtiment en plan, mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée ;

L_e : distance entre les deux éléments de contreventement extrêmes, mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

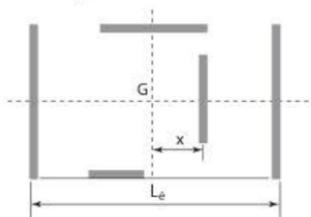


Figure 3.2.4.7.1 Prise en compte de la torsion

Si l'analyse est effectuée à l'aide de deux modèles plans, un pour chaque direction horizontale principale, il faut, soit doubler la valeur e_{ai} , soit remplacer 0,6 par 1,2.

3.2.4.8 Cas des bâtiments de moins de 10 m [EC8-1/4.3.3.1(8) et EC8-1/4.3.3.1(9)]

L'EC8 permet d'étudier les bâtiments de moins de 10 mètres de haut et de catégorie II ou III, en utilisant deux modèles plans, un pour chaque direction horizontale principale, même si les

critères de régularité en plan ne sont pas respectés, sous réserve que toutes les conditions suivantes soient respectées :

1. le bâtiment doit avoir des éléments de façade et des cloisons bien répartis et relativement rigides ;
2. la rigidité en plan des planchers doit être suffisamment importante comparée à la rigidité latérale des éléments verticaux de la structure ;
3. les centres de rigidité latérale et de gravité doivent être chacun approximativement sur une ligne verticale et, dans les deux directions horizontales d'analyse, respectent les conditions :

$$r_x^2 \geq l_x^2 + e_{0x}^2 \text{ et } r_y^2 \geq l_y^2 + e_{0y}^2$$

Ce dernier critère nécessite des calculs assez complexes alors qu'on est en présence d'un calcul forfaitaire. Aussi, il est préférable de s'affranchir de ces calculs en multipliant, comme le permet l'EC8-1, les efforts sismiques par un coefficient égal à 1,25.

3.2.4.9 Méthode modale spectrale [EC8-1/4.3.3.3]

Cette méthode est la plus couramment utilisée car très peu de bâtiments sont réguliers en élévation du fait de la présence de sous-sol ou de rez-de-chaussée qui présentent une raideur bien inférieure aux étages courants.

Elle nécessite l'utilisation de logiciels spécifiques. Ceux-ci permettent de calculer un nombre de modes suffisant pour répondre au critère demandé par l'Eurocode 8 : la somme des masses modales effectives pour les modes considérés doit atteindre au moins 90 % de la masse totale de la structure.

Il est à noter que ce critère est très difficile à atteindre, dans les directions horizontales pour certains modèles et quasiment impossible à atteindre dans la direction verticale pour tous les modèles. Aussi, il est judicieux d'avoir recours, comme le recommandaient les règles PS92, au « mode résiduel » ou « pseudo-mode ».

Dans chacune des directions d'excitation étudiées, le calcul des modes de vibration doit être poursuivi jusqu'à la fréquence de 33 Hz (période de 0,03 s). La suite des modes peut être interrompue si le cumul des masses modales ΣM_i dans la direction de l'excitation considérée atteint 90 % de la masse vibrante totale M du système ; dans ce cas, les effets des modes non retenus peuvent être négligés.

Deux cas peuvent se présenter :

1. Si à la fréquence de 33 Hz (période de 0,03 s) le cumul des masses modales dans la direction de l'excitation n'atteint pas 90 % de la masse totale vibrante, il doit être tenu compte des modes négligés par toute méthode scientifiquement établie et sanctionnée par l'expérience ; en particulier, il peut être considéré un mode résiduel affecté d'une masse égale à la masse vibrante négligée : $M - \Sigma M_i$.
2. La suite des modes peut également être interrompue avant la fréquence de 33 Hz (période de 0,03 s) à condition que la somme des masses modales ΣM_i représente au moins 70 % de la masse totale vibrante M ; dans ces conditions, le mode résiduel doit être calculé en appliquant au modèle l'accélération spectrale du dernier mode retenu, et en l'affectant du facteur multiplicateur défini ci-dessus.

Les PS92 offraient également une troisième possibilité : à défaut de procéder au calcul d'un mode résiduel, il faut majorer toutes les variables d'intérêt (forces, déplacements, contraintes, etc.) obtenues par la combinaison des réponses modales par le facteur $M/\Sigma M_i$.

Cette possibilité est plus simple que les deux précédentes, mais elle a l'inconvénient de majorer très nettement les efforts sismiques. On la retrouve au paragraphe 4.2.1.2(3) de l'Eurocode 8, partie 2, concernant les ponts.

3.2.4.10 Prise en compte de la composante verticale du séisme [EC8-1/4.3.3.5.2]

L'EC8-1 n'exige la prise en compte de la composante verticale du séisme que si l'accélération verticale a_{vg} est supérieure à 0,25 g.

L'arrêté du 19 juillet 2011 (voir § 1.4) donne la valeur du rapport a_{vg}/a_g en fonction des zones sismiques :

Tableau 3.2.4.10.1 Paramètres du spectre vertical

Zone sismique	a_{vg}/a_g	T_B	T_C	T_D
2 à 4	0,90	0,03	0,20	2,50
5	0,80	0,15	0,40	2,00

Pour les zones 2 à 4, l'accélération maximale verticale a_{vg} est obtenue pour un bâtiment de catégorie IV, situé en zone 4, soit $0,9 \times 1,4 \times 1,6 = 2 \text{ m/s}^2 = 0,2 \text{ g}$. Cette valeur étant inférieure à 0,25 g, on peut donc en conclure que l'accélération verticale n'est pas à prendre en compte pour les zones sismiques métropolitaines.

Pour la zone 5 (Antilles), pour un bâtiment de catégorie II, l'accélération verticale est égale à $0,8 \times 1 \times 3 = 2,4 \text{ m/s}^2 = 0,24 \text{ g}$. On peut également en conclure que l'accélération verticale n'est pas à prendre en compte pour cette catégorie de bâtiment.

Par contre, en zone 5, pour les bâtiments de catégories III et IV, l'accélération verticale est égale respectivement à $0,8 \times 1,2 \times 3 = 2,9 \text{ m/s}^2$ et $0,8 \times 1,4 \times 3 = 3,4 \text{ m/s}^2$. Il faut donc prendre en compte la composante verticale du séisme dans les cas suivants :

1. éléments de structure horizontaux ou presque horizontaux de 20 m de portée ou plus ;
2. éléments horizontaux ou presque horizontaux en console de plus de 5 m de long ;
3. éléments précontraints horizontaux ou presque horizontaux ;
4. poutres supportant des poteaux ;
5. structures sur appuis parasismiques.

Les cas où il faut prendre en compte la composante verticale du séisme sont donc très restreints. Cela « tombe bien » car, comme indiqué précédemment (§ 3.2.4.9), le critère des 90 % de masse restituée est quasiment impossible à atteindre dans les modélisations informatiques.

La composante verticale peut être également négligée lorsque le bâtiment est calculé en poussée progressive.

3.2.4.11 Composition des directions de séisme [EC8-1/4.3.3.5.2(4)]

Les directions de séisme (deux horizontales et une – éventuellement – verticale) doivent être prises en compte selon les « combinaisons de Newmark » :

$$\begin{aligned} & \pm E_X \pm 0,3 E_Y \pm 0,3 E_Z \\ & \pm 0,3 E_X \pm E_Y \pm 0,3 E_Z \\ & \pm 0,3 E_X \pm 0,3 E_Y \pm E_Z \end{aligned}$$

Ces combinaisons sont au nombre 24. Dans les cas courants où la composante verticale n'est pas prise en compte, leur nombre est réduit à 8 :

$$\begin{aligned} & \pm E_X \pm 0,3 E_Y \\ & \pm 0,3 E_X \pm E_Y \end{aligned}$$

L'ensemble de ces combinaisons constitue le cas de charges sismique « A_{Ed} ». Les masses à prendre en compte pour la détermination de ce cas de charges sont déterminées à partir de la combinaison $\sum G_{k,j} \pm \Psi_{E,i} Q_{E,i}$, le coefficient $\Psi_{E,i}$ étant déterminé comme indiqué au paragraphe 4.2.4 de l'EC8-1 (§ 3.2.3.6).

Le cas de charges correspondant aux actions sismiques « A_{Ed} » s'ajoute ensuite aux cas de charges statiques selon la combinaison donnée au paragraphe 6.4.3.4 de l'Eurocode 0 concernant les combinaisons d'actions pour les situations de projet sismiques.

$$\sum G_{k,j} + A_{Ed} \pm \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

3.2.4.12 Calcul des déplacements [EC8-1/4.3.4]

Le coefficient de comportement étant pris en compte dans les équations du spectre de calcul (voir § 3.2.3.3), il est nécessaire, pour obtenir les valeurs des déplacements d_s « réelles » dans la structure, de multiplier les déplacements obtenus dans les calculs d_e par la valeur du coefficient de comportement q .

$$d_s = q \cdot d_e$$

Il est à noter que, quasiment tous les logiciels de modélisation des structures font cette opération automatiquement.

3.2.4.13 Calcul des éléments non structuraux [EC8-1/4.3.5]

Ce paragraphe permet de calculer, de façon forfaitaire, les forces auxquelles sont soumis les éléments non structuraux. Il exclut les éléments non structuraux de grande importance ou particulièrement dangereux qui doivent faire l'objet de méthodes de calculs plus précises telles que les « méthodes de transfert de spectre ». Ces méthodes consistent à calculer les équipements et leurs attaches à partir d'un spectre transféré au niveau du plancher support.

La rédaction de l'EC8-1 laisse toutefois un certain flou sur les éléments structuraux concernés. En effet, dans le paragraphe 4.3.5.1(1)P, sont cités les garde-corps, les antennes, les éléments mécaniques secondaires et équipements, les murs-rideaux, les cloisons et les clôtures. Mais, plus loin dans le texte, le tableau ci-dessous, donnant les valeurs du coefficient de comportement q_s , cite un certain nombre d'autres éléments non structuraux.

Tableau 3.2.4.13.1 Tableau des éléments non structuraux de l'EC8

Types d'éléments non structuraux	q_a
Garde-corps ou ornements Signalisations et panneaux d'affichage Cheminées, mâts et réservoirs sur poteaux se comportant en consoles non contreventées sur plus de la moitié de leur hauteur totale	1,0
Murs de façade et intermédiaires Cloisons et façades Cheminées, mâts et réservoirs sur poteaux se comportant en consoles non contreventées sur moins de la moitié de leur hauteur totale, ou contreventées ou haubanées à la structure au niveau ou au-dessus de leur centre de gravité Éléments de fixations des meubles lourds et des bibliothèques supportés par les planchers Éléments de fixations des faux plafonds et autres dispositifs légers de fixation	2,0

Ce problème a été finalement résolu par la parution du « guide de dimensionnement parasismique des éléments non structuraux du cadre bâti » (voir § 1.6.5) qui liste les éléments visés par la réglementation sismique française.

Pour les dispositions spécifiques pour l'ancrage des fixations des éléments non structuraux dans le béton, l'EC8-1 renvoie au paragraphe 2.7 de l'Eurocode 2 « Exigences relatives aux fixations ». Pour le dimensionnement des fixations, ce paragraphe renvoie lui-même à la spécification technique « Méthode de dimensionnement des fixations utilisées dans le béton », qui est en cours d'élaboration.

La force sismique F_a , à laquelle est soumis un élément non structural de poids W_a , est égale à :

$$F_a = \frac{S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a}{q_a}$$

γ_a et q_a sont respectivement le coefficient d'importance et le coefficient de comportement de l'équipement.

Le coefficient d'importance est égal à 1, sauf pour :

- les éléments d'ancrage de machines et d'équipements nécessaires au fonctionnement des réseaux vitaux ;
- les réservoirs et récipients contenant des substances toxiques ou explosives, présentant des risques pour la sécurité publique.

Il est à noter que ce deuxième alinéa est en complète contradiction avec le fait que la méthode forfaitaire ne peut s'appliquer aux éléments non structuraux de grande importance ou particulièrement dangereux [EC8-1/4.3.5.1(2)P].

Le coefficient S_a est donné par la formule :

$$S_a = \max \left(\frac{a_g}{g} S \left[\frac{3 \left(1 + \frac{z}{H} \right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1} \right)^2} - 0,5 \right]; \frac{a_g}{g} S \right)$$

S : paramètre du sol (voir § 3.2.3.2) ;

T_a : période fondamentale de vibration de l'élément non structural ;

T_1 : période fondamentale de vibration du bâtiment dans la direction appropriée ;

z : hauteur de l'élément non structural au-dessus du niveau d'application de l'action sismique (au-dessus du niveau des fondations ou du sommet d'un soubassement rigide) ;

H : hauteur du bâtiment depuis les fondations ou le sommet d'un soubassement rigide.

Cette formule prend en compte la position de l'élément non structural dans le bâtiment (rapport z/H) et le phénomène d'une résonance éventuelle entre la vibration de l'élément et celle du bâtiment (rapport T_a/T_1). A priori, cette formule paraît plus précise que celle utilisée au chapitre 7 des règles PS92, mais, en réalité :

- il est très rare de connaître la période de l'élément non structural : il faut donc se placer dans le cas le plus défavorable, c'est-à-dire à la résonance, et prendre $T_a = T_1$;
- très souvent, les éléments non structuraux, tels les éléments de façade comme les pierres attachées, sont disposés sur toute la hauteur du bâtiment et il est peu judicieux de calculer leurs attaches à chaque niveau ; il est préférable de simplifier les calculs et les dispositions sur chantier en prenant le cas le plus défavorable, c'est-à-dire $z = H$.

La formule donnant S_a peut donc se simplifier :

$$S_a = \frac{5,5a_g}{g} S$$

Il peut être également nécessaire de dimensionner les attaches des éléments non structuraux sans connaître la classe de sol. Ainsi, on peut adopter $S = 1,8$ pour la métropole et $S = 1,4$ pour les Antilles.

Pour la majorité des éléments non structuraux, le coefficient d'importance et le coefficient de comportement sont égaux à 1 ; la force sismique F_a vaut $S_a \times W_a$:

- Métropole : $S_a = 9,9 a_g/g$
- Antilles : $S_a = 7,7 a_g/g$

Tableau 3.2.4.13.2 Valeurs de S_a

Zone	Catégorie d'importance		
	II	III	IV
2		0,85	0,99
3	1,11	1,33	1,55
4	1,61	1,94	2,26
5	2,35	2,83	3,30

Il est toujours possible d'obtenir des valeurs du coefficient S_a moins fortes en calculant avec précision les paramètres de la formule.

Pour les éléments pour lesquels le coefficient de comportement est pris égal à 2, il convient de diviser les valeurs du tableau ci-dessus par 2.

Les valeurs du tableau sont à rapprocher de celles du coefficient $\sigma = K \cdot a_N / g$ données au chapitre 7 « actions locales » des règles PS92. Les valeurs de a_N sont définies à l'article 5 de l'arrêté du 22 octobre 2010 (voir § 1.3.4).

À titre comparatif, pour le calcul des attaches à la structure d'un élément non structural pour lequel $K = 2$, les valeurs de σ (majorées par 1,5 comme exigé par les PS92) sont égales à :

Tableau 3.2.4.13.3 Valeurs du coefficient σ des PS92

Zone	Catégorie d'importance		
	II	III	IV
2	0,34	0,49	0,64
3	0,49	0,64	0,80
4	0,73	0,89	1,04
5	1,22	1,38	1,53

Le tableau ci-dessous donne le facteur multiplicateur des efforts sismiques entre les deux normes : on peut constater que l'application de l'EC8-1 entraîne une multiplication des efforts par environ 2 pour les éléments dont le coefficient de comportement est égal à 1. Pour les éléments dont le coefficient de comportement est égal à 2, les efforts sont quasiment identiques entre les deux normes.

Tableau 3.2.4.13.4 Rapport entre coefficients sismiques ECB/PS92

Zone	Catégorie d'importance		
	II	III	IV
2	2,06	1,73	1,55
3	2,27	2,08	1,94
4	2,21	2,18	2,17
5	1,93	2,05	2,16

3.2.4.14 Calcul des ossatures avec remplissage en maçonnerie [EC8-1/4.3.6]

Le retour d'expérience montre que le comportement, lors d'un séisme, des ossatures comportant des remplissages en maçonnerie est très mauvais. Il est donc primordial d'étudier ce type de structure avec beaucoup d'attention.

Sont concernés par l'EC8-1 les bâtiments dont les remplissages :

1. sont construits après le décoffrage de l'ossature en béton ou l'assemblage de l'ossature en acier ;
2. sont au contact de l'ossature, c'est-à-dire sans joints de séparation particuliers, mais sans liaison structurale avec l'ossature.

Les remplissages sont généralement considérés comme des éléments non structuraux.

Les prescriptions données par l'EC8-1 ne sont obligatoires que pour les bâtiments à ossatures conçus suivant la ductilité haute (DCH) ; toutefois, l'EC8-1 recommande également ces prescriptions pour les bâtiments à ossature conçus en ductilité limitée (DCL) ou moyenne (DCM), mais sans les rendre obligatoires.

Les prescriptions de l'EC8-1 ne s'appliquent pas :

1. aux systèmes de murs ;
2. aux systèmes de contreventement mixte équivalents à des murs ;
3. aux systèmes triangulés en acier ou mixtes acier-béton.

Sont exclus également de ces prescriptions les remplissages en maçonnerie structuraux qui constituent une partie du système de contreventement ; leurs justifications doivent être menées selon la partie du chapitre 9 qui concerne les maçonneries chaînées.

Les exigences de l'EC8-1 concernent essentiellement :

1. la prise en compte de l'irrégularité en plan et en élévation produite par les remplissages ;
2. la variabilité des propriétés mécaniques des matériaux constituant les remplissages ;
3. les conditions d'appui des remplissages sur l'ossature ;
4. les possibilités de rupture des poteaux par effort tranchant dû aux remplissages.

D'autres exigences, comme les éventuelles modifications de la configuration des remplissages durant la vie du bâtiment, sont demandées, mais le nombre de configurations géométriques dues aux « ajouts/suppressions » de remplissages peut devenir rapidement trop important pour être pris intégralement dans les calculs.

Les panneaux de remplissage comportant des ouvertures doivent être négligés dans les calculs. Pour interpréter cette consigne, on peut se rapprocher des schémas suivants :

Sur les deux schémas ci-dessous, la trace de la bielle de compression, représentée par la flèche, traverse les ouvertures. Le cheminement des efforts ne peut se faire et le panneau doit être négligé.

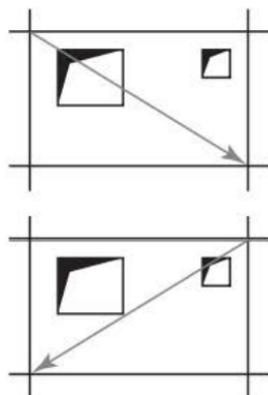


Figure 3.2.4.14.1 Trace de la bielle de compression dans un panneau de maçonnerie

Dans le schéma ci-dessous, la trace de la bielle de compression, représentée par la flèche, ne traverse pas l'ouverture circulaire, représentée par le cercle noir ; toutefois, pour pouvoir tenir compte du panneau, il faut que l'ouverture ne soit pas trop près de la trace. En effet, la bielle de compression ne se réduit pas à une simple ligne mais plutôt à un fuseau ; on peut considérer que le cheminement des efforts ne peut se faire que si la distance d est supérieure à 30 centimètres ; ceux-ci correspondent à la largeur maximum du fuseau.

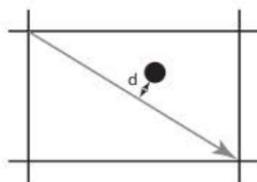


Figure 3.2.4.14.2 Trace de la bielle de compression dans un panneau de maçonnerie

3.2.4.15 Vérifications de sécurité [EC8-1/4.4]

1. Pour tous les types de bâtiments :

- tous les éléments structuraux participant au contreventement sismique doivent avoir une résistance R_d supérieure à la valeur de l'action sismique E_d à laquelle ils sont soumis ;
- les planchers, pour pouvoir transmettre, avec une sur-résistance suffisante, les effets de l'action sismique aux divers contreventements verticaux auxquels ils sont reliés, doivent être calculés à l'effort tranchant avec un coefficient de sur-résistance égal à 1,3 et, en flexion, avec un coefficient de sur-résistance égal à 1,1 ;
- sauf si les calculs ont été effectués en ductilité limitée (DCL), les fondations doivent être dimensionnées « en capacité » en tenant compte d'éventuelles surrésistances, sans que les efforts ne soient supérieurs à ceux obtenus en calcul élastique ($q = 1$).

Pour les fondations des murs et des poteaux, les efforts sismiques $E_{F,d}$ doivent être calculés selon l'expression :

$$E_{F,d} = E_{E,G} + \gamma_{R,d} \Omega \cdot E_{F,E}$$

$\gamma_{R,d}$: coefficient de surrésistance égal à 1,0 si $q \leq 3$ ou égal à 1,2 dans les autres cas ;

$E_{E,G}$: effet dû aux actions non sismiques incluses dans la combinaison d'actions pour la situation sismique de calcul ;

$E_{F,E}$: effet de l'action issu de l'analyse pour l'action sismique de calcul ;

Ω : valeur minimum entre le coefficient de comportement q et le rapport R_{di}/E_{di} de la zone dissipative ou de l'élément i de la structure qui a l'influence la plus importante sur l'effet E_F considéré ;

R_{di} : résistance de calcul de la zone ou de l'élément i ;

E_{di} : valeur de calcul de l'effet de l'action sur la zone ou l'élément i pour la situation sismique de calcul.

Pour le dimensionnement proprement dit des fondations, il faut se référer au chapitre 5 de la partie 5 de l'Eurocode 8.

2. Pour les bâtiments à ossatures :

- on peut négliger les effets du second ordre, dits effets $P-\Delta$, lorsque la condition suivante est vérifiée, à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_{tot}}{V_{tot}} \cdot \frac{d_r}{h} \leq 0,10$$

P_{tot} : charge gravitaire totale due à tous les étages situés au-dessus de l'étage considéré, y compris celui-ci ;

V_{tot} : effort tranchant sismique total au niveau considéré ;

d_r : déplacement relatif de calcul entre les deux niveaux considérés ;

h : hauteur de l'étage entre les deux niveaux.

- si les effets du second ordre sont modérés, c'est-à-dire que θ est compris entre 0,1 et 0,2, les effets du second ordre peuvent être pris en compte forfaitairement en multipliant les efforts sismiques par $1 / (1 - \theta)$.

- c. pour éviter au maximum la formation des rotules plastiques à un seul niveau dans les bâtiments à plusieurs étages, il convient de vérifier, à tous les nœuds de la structure, sauf à ceux du dernier étage, pour chaque direction de séisme, l'inégalité :

$$\sum M_{Rc} \geq 1,30 \sum M_{Rb}$$

$\sum M_{Rc}$: somme des valeurs de calcul des résistances à la flexion des poteaux connectés au nœud ;

$\sum M_{Rb}$: somme des valeurs de calcul des résistances à la flexion des poutres connectées au nœud.

Ce principe, très souvent appelé « poteaux forts - poutres faibles », figurait au paragraphe 11.8.1.3 des règles PS92, le coefficient 1,25 remplaçant le coefficient 1,30.

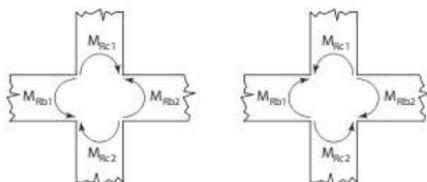


Figure 3.2.4.15.1 Repérage des moments résistants des poteaux et des poutres

3.2.4.16 Largeur des joints parasismiques [EC8-1/4.4.2.7]

Une distance minimale doit être prévue entre deux bâtiments adjacents afin de se prémunir contre leur entrechoquement :

- pour les bâtiments qui n'appartiennent pas à la même propriété, la distance entre le bâtiment et la ligne de séparation doit être supérieure au déplacement horizontal maximal du bâtiment ;
- pour les bâtiments qui appartiennent à la même propriété, la distance entre eux doit être supérieure à la racine carrée de la somme des carrés des déplacements horizontaux maximaux des deux bâtiments ; si les niveaux des planchers des deux bâtiments sont identiques, la distance peut être réduite en appliquant un coefficient égal à 0,7.

La largeur minimale des joints est donc plus faible que celle donnée dans les PS92 : 4 centimètres en zones 2 et 3, 6 centimètres en zones 4 et 5. L'inconvénient est qu'elle ne repose que sur les calculs ; néanmoins, rien n'empêche de prévoir, au niveau de la conception, une largeur minimale. La CN/PS recommande d'adopter une largeur minimale de 4 centimètres, quelle que soit la zone sismique.

3.2.4.17 Limitation des déplacements entre étages [EC8-1/4.4.3.2]

Le déplacement de calcul d_r , entre deux niveaux consécutifs de hauteur h , doit être inférieur à :

- pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux composés de matériaux fragiles fixés à la structure :

$$d_r \cdot v \leq 0,005 h$$

b. pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux ductiles :

$$d_r \cdot v \leq 0,0075 h$$

c. pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux fixés de manière à ne pas interférer avec les déformations de la structure ou n'ayant pas d'éléments non structuraux :

$$d_r \cdot v \leq 0,010 h$$

La valeur du coefficient v est fixée par l'arrêté du 22 octobre 2010 et est égale à 0,4.

Dans le cas (a), pour un bâtiment dont les hauteurs d'étages sont de 3 mètres, le déplacement différentiel est limité à 3,8 centimètres. Le déplacement maximum est porté à 5,6 centimètres dans le cas (b) et à 7,5 centimètres dans le cas (c).

Ces valeurs sont à rapprocher de celles données au paragraphe 8.3.1 de l'amendement A2 des règles PS92 pour lesquelles le déplacement de calcul entre deux niveaux consécutifs de hauteur h doit être inférieur à :

a. $h/100$ lorsqu'il y a des éléments non structuraux constitués de matériaux fragiles et participant pleinement à la déformation de la structure ;

b. $1,5 h/100$ lorsqu'il y a des éléments non structuraux constitués de matériaux fragiles mais ne participant pas à la déformation de la structure du fait de la souplesse des liaisons.

Ce qui conduit, dans l'exemple, à 3 centimètres dans le cas (a) et 4,5 centimètres dans le cas (b).

Il est à noter que les valeurs plus laxistes de l'EC8-1 peuvent poser des problèmes aux façadiers.

L'Eurocode 8 – partie 1 – chapitre 5

4.1 Généralités

Ce chapitre concerne la conception et le dimensionnement des bâtiments en béton armé. Il vient en complément des règles édictées par l'Eurocode 2. Attention, la section 12 de l'Eurocode 2 « structures en béton non armé ou faiblement armé » ne peut pas s'appliquer pour les bâtiments relevant de l'Eurocode 8.

Comme les règles PS92, l'EC8-1 fait la distinction entre :

1. « poutre » et « poteau » par l'intermédiaire de la valeur de l'effort normal réduit v_d :

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_{Ed} : effort normal issu de l'analyse sismique ;

A_c : aire de la section de l'élément ;

f_{cd} : contrainte de calcul du béton en compression.

Si v_d est inférieur à 0,1, l'élément est considéré comme une « poutre » ; si v_d est supérieur à 0,1, l'élément est considéré comme un « poteau ».

2. « poteau » et « mur » :

b_w : épaisseur de l'élément ;

ℓ_w : longueur de l'élément.

Si ℓ_w/b_w est inférieur à 4, l'élément est considéré comme un « poteau » ; si ℓ_w/b_w est supérieur à 4, l'élément est considéré comme un « mur ».

4.2 Murs

L'EC8-1 fait ensuite la distinction entre « mur ductile » et « mur de grandes dimensions en béton peu armé ».

Un « mur ductile » est un mur fixé à sa base de sorte que la rotation relative de sa base par rapport au reste du système structural est empêchée ; il est dimensionné et conçu pour dissiper l'énergie dans une zone de rotule plastique de flexion. En outre, il ne présente pas d'ouverture juste au-dessus de sa base.

Un « mur de grandes dimensions en béton peu armé » est un mur tel que sa longueur est supérieure au minimum entre 4 mètres et les 2/3 de sa hauteur. Il est ainsi supposé développer une fissuration limitée et un comportement non élastique dans la situation sismique de calcul.

La notion de « mur de grandes dimensions en béton peu armé » est particulièrement adaptée à la culture de construction française (voir DTU 23.1). Dans les bâtiments, les murs sont très souvent connectés les uns aux autres, ce qui écarte la possibilité de formation de rotules plastiques à leur base et donc empêche d'avoir recours aux « murs ductiles ». Aussi, dans la suite du livre, seuls les murs de grandes dimensions en béton peu armé sont traités.

Toutefois, l'EC8-1 impose un certain nombre d'obligations pour qu'un système de murs soit classé comme un système de murs de grandes dimensions en béton peu armé :

- dans chaque direction horizontale, il doit comprendre au moins deux murs dont la longueur est supérieure au minimum entre 4 mètres et les 2/3 de leur hauteur ;
- ces deux murs doivent porter collectivement au moins 20 % de la charge gravitaire totale ;
- ces deux murs, supposés encastrés à leur base, doivent avoir une période fondamentale inférieure ou égale à 0,5 seconde.

Il est possible qu'il n'y ait qu'un seul mur respectant les conditions ci-dessus dans une des deux directions ; dans ce cas, le coefficient de comportement dans cette direction doit être divisé par 1,5.

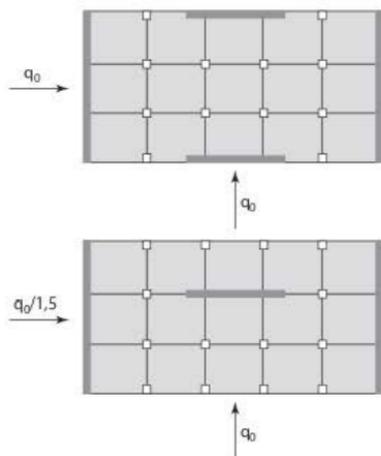


Figure 4.2.1 Valeurs du coefficient de comportement

Il est à noter que l'EC8-1 emploie l'expression « système de murs » ; cela signifie que si les quatre (ou trois) murs vérifient les conditions ci-dessus, tous les murs du bâtiment doivent être considérés comme des murs de grandes dimensions en béton peu armé.

4.3 Systèmes de contreventement [EC8-1/5.1.2]

L'EC8-1 définit un certain nombre de types de contreventement.

Tableau 4.3.1 Les différents types de contreventement selon l'EC8-1

Type de contreventement	Définition
Murs couplés	Élément de structure composé de deux murs isolés ou plus, liaisonnés de façon régulière par des 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	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.
Système à ossature	Système de structure dans lequel la résistance aux charges verticales ainsi qu'aux charges latérales est assurée principalement par des ossatures spatiales 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.
Système à contreventement mixte	Système de structure dans lequel le transfert des charges verticales est assuré principalement par une ossature spatiale et le contreventement est assuré en partie par l'ossature et en partie par des murs couplés ou non.
Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature	Système à contreventement mixte dans lequel la résistance à l'effort tranchant de l'ossature, à la base du bâtiment, est supérieure à 50 % de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.
Système à contreventement mixte, équivalent à des murs	Système à contreventement mixte dans lequel la résistance à l'effort tranchant des murs, à la base du bâtiment, est supérieure à 50 % de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.
Système à noyau	Système à contreventement mixte ou système de murs dont la rigidité à la torsion n'atteint pas une valeur minimale.
Système en pendule inversé	Système dans lequel 50 % ou plus de sa masse est située dans le tiers supérieur de la hauteur de la structure ou dans lequel l'essentiel de la dissipation de l'énergie a lieu à la base d'un élément unique du bâtiment.

4.3.1 Murs couplés

En ce qui concerne les murs couplés, la CN/PS a rédigé un commentaire, extrêmement pertinent, venant compléter la définition de l'Eurocode 8 :

« La définition donnée par l'Eurocode 8 est fondée sur l'idée suivante développée dans le cas d'un mur constitué de deux trumeaux identiques liés par des linteaux :

- soit les linteaux sont très souples et ne peuvent de ce fait jouer qu'un rôle de buton-tirant. Alors le moment en pied dû aux actions sismiques se ventile par moitié entre les deux trumeaux fonctionnant en console ;

- soit les linteaux ont une certaine rigidité en flexion. Alors le fonctionnement correspond pour une part, comme ci-dessus, à celui de la juxtaposition des deux trumeaux fonctionnant en console et pour une autre part à celui d'un fonctionnement d'ensemble dans lequel le moment en pied se décompose pour l'essentiel en un effort normal de traction dans un trumeau et de compression antagoniste dans l'autre.

Par convention, l'EC8-1 définit comme murs couplés le 2^e cas, c'est-à-dire les deux trumeaux liés par des linteaux suffisamment rigides pour que le moment en pied dans chacun des trumeaux soit réduit de 25 % par rapport à celui obtenu dans le 1^{er} cas.

Si cette condition n'est pas réalisée, on reste dans l'hypothèse de deux murs non couplés bien que l'effet des linteaux doive être pris en compte. Il est cependant aisé de constater que la condition exprimée ci-dessus n'est pas suffisante pour définir convenablement le domaine des murs couplés.

Envisageons le même mur comportant les deux trumeaux identiques reliés par une file d'ouvertures :

- si la file d'ouvertures est constituée par des petites ouvertures surmontées par des linteaux rigides, le mur conserve son comportement d'un mur unique, ce n'est donc pas un mur couplé. Cependant, le moment en pied de chaque trumeau est inférieur à 75 % du moment de chaque trumeau fonctionnant seul ;
- si la file d'ouverture est constituée par des grandes ouvertures surmontées par des linteaux déformables bien que possédant une certaine rigidité, le mur a un comportement de portique, ce n'est donc pas un mur couplé. Cependant, le moment en pied de chaque trumeau est inférieur à 75 % du moment de chaque trumeau fonctionnant seul.

On voit bien que, en fonction des dimensions des ouvertures et des rigidités des linteaux en regard des trumeaux, il y a un continuum de fonctionnement allant du mur complet au portique.

L'EC8-1 permet la distinction entre murs couplés et portiques par le seul fait que les trumeaux des murs couplés respectent le critère de définition des murs (longueur supérieure à 4 fois l'épaisseur) alors que les montants des portiques respectent le critère de définition des poteaux (longueur inférieure à 4 fois l'épaisseur).

Par contre, l'EC8-1 ne formule pas le critère qui sépare les murs couplés du mur complet fonctionnant dans son ensemble, bien que comportant des ouvertures. La distinction entre les deux cas n'intervient pour l'essentiel qu'au niveau du choix du coefficient a_u/α_1 qui peut atteindre la valeur de 1,1 ou de 1,2 dans le cas de murs couplés au lieu de 1 à 1,1 dans le cas de murs non couplés.

Et donc, dans le doute, il est loisible de retenir la valeur de 1 d'autant plus que a_u/α_1 tend vers 1 dans le cas de dimensionnement optimisé des ferraillements.

L'ingénieur garde cependant la possibilité de se rattacher à un critère séparant les murs couplés du mur complet fonctionnant dans son ensemble, bien que comportant des ouvertures :

- soit il peut se référer aux études publiées dans ce domaine, par exemple la méthode dite de Albigès et Goulet (*Annales de l'ITBTP*, n° 149 de mai 1960), qui définit un coefficient α :
 - si $\alpha \geq 10$: les ouvertures sont suffisamment petites pour que l'on puisse admettre le fonctionnement du mur dans son ensemble ;

- si $\alpha \leq 1$: les ouvertures sont suffisamment grandes pour que l'on puisse admettre le fonctionnement du mur soit comme un portique soit comme une juxtaposition de trumeaux indépendants bien que liés par des butons ;
- si $1 < \alpha < 10$: alors on est bien dans le cas de murs couplés ;
- soit il peut se référer à des critères géométriques de définition des linteaux dans le cas des murs couplés qui doivent être tels que le fonctionnement ultime de flexion précède celui d'effort tranchant. Par exemple une portée entre nus supérieure à la hauteur. »

4.3.2 Systèmes structuraux [EC8-1/5.2.2.1(2)]

À 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.

4.3.3 Rigidité à la torsion [EC8-1/5.2.2.1(4)P]

L'EC8-1 stipule que les systèmes à ossature, les systèmes à contreventement mixte (ossature ou mur) et les systèmes à murs (ductiles ou de grandes dimensions en béton peu armé) doivent présenter une certaine rigidité à la torsion ; pour cela, il faut vérifier, à chaque niveau du bâtiment, que $r_x > \ell_s$ et $r_y > \ell_s$ (voir § 3.2.4.3.1).

Les systèmes à contreventement mixte ou les systèmes de murs qui ne vérifient pas les deux inégalités ci-dessus sont à classer comme des systèmes à noyau.

Il est à noter que, par méconnaissance de cette exigence, la vérification est quasiment toujours occultée par les bureaux d'études et n'est pas demandée par les bureaux de contrôle.

4.4 Principes de dimensionnement

Pour concevoir un bâtiment, l'ingénieur a le choix entre trois classes de ductilité (voir § 3.2.2.3) :

- DCL : ductilité limitée ;
- DCM : ductilité moyenne ;
- DCH : ductilité haute.

L'utilisation de la ductilité limitée est réservée aux cas décrits dans l'Annexe nationale parue en décembre 2013.

Dans les cas où l'usage de la DCL est autorisé, l'EC8-1 impose deux contraintes [EC8-1/5.3] :

1. les aciers doivent être de classe B ou C [EC2/annexe C/tableau C.1] dans les éléments sismiques primaires ;
2. la valeur du coefficient de comportement ne doit pas excéder 1,5 quel que soit le type de structure et sa régularité.

Dans les autres cas, le concepteur a le choix entre la ductilité moyenne et la ductilité haute. Mais, comme indiqué au chapitre 3 (voir § 3.2.2.3), les exigences de la DCH ne correspondent pas à la sismicité de la métropole ; il vaut mieux réserver l'utilisation de la DCH uniquement aux Antilles et lorsque l'utilisation de la DCM n'est pas pertinente, c'est-à-dire très rarement.

Tableau 4.4.1 Classes de ductilité recommandées en fonction de la zone sismique et de la catégorie du bâtiment

Zone	Catégorie II	Catégorie III	Catégorie IV
2		DCL	DCM
3	DCL	DCL	DCM
4	DCM	DCM	DCM
5	DCM ou DCH	DCM ou DCH	DCM ou DCH

Dans les deux cas, DCM et DCH, il convient que, dans un bâtiment, les modes de rupture en flexion (rupture ductile) précèdent les modes de rupture par effort tranchant (rupture fragile).

Ce principe se retrouve dans la justification à l'effort tranchant :

- des voiles (voir § 4.7.2.2) ;
- des poutres (voir § 4.7.3.2) ;
- des poteaux (voir § 4.7.4.2).

4.5 Coefficient de comportement (DCM et DCH)

Pour les actions sismiques horizontales, la valeur du coefficient de comportement q est donnée par la relation :

$$q = \max(q_0 \cdot k_w ; 1,5)$$

4.5.1 Coefficient de comportement q_0

q_0 est la valeur de base du coefficient de comportement pour les bâtiments réguliers en élévation. Pour les bâtiments irréguliers en élévation, cette valeur de base doit être multipliée par 0,8.

Tableau 4.5.1.1 Valeurs du coefficient de comportement q_0

Type structural	Bâtiment régulier en élévation		Bâtiment irrégulier en élévation	
	DCM	DCH	DCM	DCH
Système à ossature, système à contreventement mixte, système de murs couplés	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \alpha_u / \alpha_1$	$2,4 \alpha_u / \alpha_1$	$3,6 \alpha_u / \alpha_1$
Système de murs non couplés	3	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$	$2,4$	$3,2 \alpha_u / \alpha_1$
Système à noyau	2,0	3,0	1,6	$2,4$
Système en pendule inversé			1,5	2,0

Les coefficients α_1 et α_u sont définis comme suit :

α_1 : valeur avec laquelle l'action sismique horizontale de calcul est multipliée pour atteindre, pour la première fois en un point quelconque de la structure, la résistance à la flexion d'un élément, toutes les autres actions de calcul étant constantes ;

α_u : valeur avec laquelle l'action sismique horizontale de calcul est multipliée pour obtenir la formation de rotules plastiques dans un nombre de sections suffisant pour développer une instabilité globale de la structure, toutes les autres actions de calcul étant constantes.

La détermination des coefficients α_1 et α_u étant assez complexe, l'EC8-1 propose des valeurs forfaitaires pour le rapport α_u/α_1 . Lorsque le bâtiment est irrégulier en plan, la valeur de α_u/α_1 est obtenue en faisant la moyenne entre 1 et la valeur du rapport donnée pour un bâtiment régulier.

Tableau 4.5.1.2 Valeurs du rapport α_u/α_1 pour les systèmes à ossature ou à contreventement mixte équivalent à une ossature

Système à ossature ou système à contreventement mixte équivalent à une ossature	Bâtiment régulier en plan	Bâtiment irrégulier en plan
Bâtiment d'un étage	1,10	1,05
Bâtiment à une travée de plusieurs étages	1,20	1,10
Bâtiment à plusieurs travées et plusieurs étages	1,30	1,15

Tableau 4.5.1.3 Valeurs du rapport α_u/α_1 pour les systèmes à contreventement mixte équivalent à des murs

Système à contreventement mixte équivalent à des murs	Bâtiment régulier en plan	Bâtiment irrégulier en plan
Système de murs avec uniquement deux murs non couplés par direction horizontale	1,00	1,00
Autres systèmes de murs non couplés	1,10	1,05
Système à contreventement mixte équivalent à des murs ou système de murs couplés	1,20	1,10

4.5.2 Coefficient k_w [EC8-1/5.2.2.2(11)P et EC8-1/5.2.2.2(12)]

k_w est un coefficient qui reflète le mode de rupture prédominant dans les systèmes de murs. Il vaut 1 pour les ossatures ou les systèmes à contreventement mixte équivalents à des ossatures. Pour les systèmes de murs, les systèmes à contreventement mixte équivalents à des murs et les systèmes à noyau, il vaut :

$$k_w = \frac{1 + \alpha_0}{3} \text{ et doit vérifier } 0,5 \leq k_w \leq 1$$

α_0 est le rapport de forme prédominant des murs du système structural. Si les rapports de forme h_{wi}/ℓ_{wi} de tous les murs fondés i du système structural ne diffèrent pas de manière significative, le rapport de forme prédominant α_0 est égal à :

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum \ell_{wi}}$$

Si les murs présentent des rapports de forme très différents, une solution est de se référer aux voiles les plus raides pour déterminer α_0 , comme il était d'usage, avec les PS92 (article 11.8.2.3), pour la détermination de la longueur du voile b_1 : « [à] défaut la longueur du mur de contreventement la plus défavorable ».

L'influence du coefficient k_w sur la valeur du coefficient de comportement est d'autant plus importante que les bâtiments sont peu élevés.

4.6 Critères de dimensionnement [EC8-1/5.2.3]

Un des principaux critères de dimensionnement est que, pour assurer la ductilité globale requise dans la structure, les zones où peuvent se former potentiellement des rotules plastiques doivent posséder une capacité de rotation plastique importante. Pour cela, il est nécessaire que :

- a. une ductilité en courbure suffisante existe dans toutes les zones critiques des poteaux et des poutres ;
- b. le flambement local de l'acier comprimé dans ces zones critiques soit empêché ;
- c. le béton et l'acier aient les propriétés adéquates pour assurer la ductilité locale ; ainsi, les aciers doivent être de classe B ou C dans les zones critiques des éléments primaires.

En outre, afin d'obtenir une ductilité suffisante dans les zones critiques, l'EC8-1 [EC8-1/5.2.3.4(3)] demande que le coefficient de ductilité en courbure μ_ϕ soit au moins égal aux valeurs suivantes :

Tableau 4.6.1 Valeurs du coefficient μ_ϕ en fonction de la classe des aciers

	Aciers de classe B		Aciers de classe C	
	$T_1 < T_C$	$T_1 \geq T_C$	$T_1 < T_C$	$T_1 \geq T_C$
μ_ϕ	$1,5 [1 + 2(q_0 - 1) T_C/T_1]$	$1,5 [2q_0 - 1]$	$1 + 2(q_0 - 1) T_C/T_1$	$2q_0 - 1$

T_1 : période du mode fondamental du bâtiment dans le sens du séisme considéré.

T_C : période correspondant au bout du palier du spectre de calcul (voir § 1.3.3.3.3).

4.7 Dimensionnement en ductilité moyenne (DCM) [EC8-1/5.4]

4.7.1 Propriétés des matériaux

Dans les éléments sismiques primaires, le béton doit être d'une classe supérieure ou égale à :

- a. C 16/20 [EC2/3.1.2], si le produit $a_g \cdot S$ est inférieur ou égal à 3 m/s^2 ;
- b. C 20/25 [EC2/3.1.2], si le produit $a_g \cdot S$ est supérieur à 3 m/s^2 .

Dans les zones critiques des éléments sismiques primaires :

- a. les armatures doivent être nervurées, à l'exception des cadres, des étriers et des épingles ;
- b. les armatures doivent être de classe B ou C [EC2/annexe C/tableau C.1].

L'Annexe nationale parue en décembre 2013 (voir § 3.2.3.1) a modifié ce point :

La classe A peut également être retenue pour les aciers suivants :

- les aciers qui ont un rôle d'aciens de montage tels que les cadres entourant les armatures longitudinales des chaînages ;
- les aciers des murs qui résultent de dispositions constructives minimales tels que les « aciers de peau » ou « treillis de surface », à l'exclusion des aciers de chaînage minimal dans les zones critiques de ces murs (zones telles que définies au complément non contradictoire de l'Annexe nationale de l'EC8-1 à la clause 5.4.3.5.3(4)) ;
- les aciers des dalles qui ne jouent qu'un rôle de portance sous charges gravitaires ;
- les aciers de cisaillement, à la jonction des dalles et des éléments de contreventement, pris en compte dans le fonctionnement en diaphragme, à condition de majorer de 40 % le coefficient γ_d de la clause 4.4.2.5(2) pour leur calcul.

4.7.2 Dimensionnement des murs de grandes dimensions en béton peu armé

4.7.2.1 Contraintes géométriques

1. Les murs doivent avoir une épaisseur minimale b_{w0} égale à :

$$b_{w0} \geq \max \left(0,15 \text{ m} ; \frac{h_3}{20} \right)$$

h_3 : hauteur libre d'étage, en mètres.

2. Les murs structuraux ne doivent pas être supportés (en totalité ou en partie) par des poutres ou dalles.

Les murs qui sont supportés par des poteaux placés dans leur plan ne sont donc pas concernés par cette contrainte.

L'application de cette clause a posé problème à la profession car elle remettait en cause la conception habituelle des bâtiments construits en France. C'est pourquoi l'article 5.4.1.2.5 de l'Annexe nationale parue en décembre 2013 apporte un complément sur ce point :

- (1) P Lorsqu'il est prévu des poutres-voiles ou un plancher transfert situé à un niveau où des murs constituant les éléments verticaux de contreventement, situés au-dessus du niveau considéré, sont interrompus et ne sont pas directement appuyés sur d'autres éléments verticaux, murs ou poteaux, ces poutres-voiles ou le plancher transfert doivent être dimensionnées pour une raideur et une surrésistance appropriées.

Note

Il est rappelé qu'une bonne conception des ossatures primaires consiste à éviter de prévoir des transferts généralisés sous murs et que, lorsque ce ne peut être évité, du fait de la destination des locaux et de l'organisation de l'espace, le concepteur doit veiller à privilégier les ossatures primaires présentant le moins de discontinuité de régularité en élévation et en plan et celles présentant une symétrie en plan. Les structures primaires en portiques de faible rigidité, situées sous un plancher transfert généralisé, ne sont pas recommandées compte tenu de leur comportement proche de celui en pendule inversé.

- (2) Le cas, où il serait prévu dans un même corps de bâtiment plus d'un niveau complet de poutres-voiles ou plancher transfert généralisé, n'est pas prévu dans les articles suivants.

- (3) Vis-à-vis des efforts dans le plan du plancher, celui-ci joue le rôle de diaphragme et doit être dimensionné conformément aux clauses des paragraphes 4.4.2.5 et 5.10.
- (4) Il convient d'appuyer les murs interrompus sur des poutres-voiles permettant le transfert des efforts et devant respecter l'ensemble des dispositions suivantes :
- leur rapport portée/hauteur est au plus égal à 3 ;
 - une poutre-voile de transfert est un élément de la structure primaire. Néanmoins, sauf lorsque l'ensemble de la conception ressort de la classe de ductilité DCL, elle ne doit pas constituer la poutre d'une ossature primaire, au sens du paragraphe 5.2.2.1 ;
 - pour le calcul des sollicitations auxquelles sont soumises les poutres-voiles de transfert, un coefficient γ_{Rd} est appliqué aux forces et moments qu'elles subissent de la part du mur supporté :
 - lorsque le mur interrompu est un mur ductile conformément au paragraphe 5.1.2, γ_{Rd} est pris égal au maximum entre 1,5 et $1,1 \times \Omega$ sans être supérieur au coefficient de comportement q utilisé pour la composante de séisme considérée (le coefficient Ω est défini à la clause 4.4.2.6 (4) et il concerne le rapport M_{Rd}/M_{Ed} pour le mur situé au-dessus ;
 - lorsque le mur interrompu est un mur de grandes dimensions en béton peu armé, γ_{Rd} est pris égal au maximum entre 1,5 et $(1 + q) / 2$.

Note

Il est rappelé que la transmission des charges d'un mur interrompu sur la ou les poutres-voiles qui lui servent directement d'appui doit être justifiée.

- les poutres-voiles de transfert sont dimensionnées selon un modèle poutre-cloison conformément à l'EN 1992-1-1, clause 5.3.1(3) ou selon un modèle bielle-tirant conformément à l'EN 1992-1-1, clause 5.6.4 ;
- lorsqu'une poutre-voile de transfert comporte une ou des ouvertures, il convient de vérifier que sa rigidité globale vis-à-vis de la flexion, prenant en compte la déformabilité due à l'effort tranchant, n'est pas inférieure à la rigidité correspondante d'une poutre-voile similaire sans ouverture de rapport portée/hauteur égal à 3. Les ouvertures doivent être prises en compte dans la justification de résistance.

Note

Dans le cas de poutres-voiles comportant des ouvertures, il y a lieu notamment de procéder au tracé effectif des bielles funiculaires afin de pouvoir procéder en tout point aux vérifications de contraintes associées et aux dispositions de ferrailage adaptées.

- (5) Lorsque l'ossature primaire sous le plancher transfert est un système à ossatures (clause 5.1.2(1)) et que le rapport des raideurs de translation horizontale des niveaux situés respectivement au-dessus et au-dessous du plancher transfert est supérieur à 4, la valeur du coefficient de comportement utilisée pour l'analyse globale du bâtiment est limitée à 2,0.

4.7.2.2 Détermination du ferrailage

4.7.2.2.1 Armatures longitudinales

Le calcul des armatures de chaînage se fait en respectant les dispositions de l'Eurocode 2, si besoin est, en tenant compte d'un flambement éventuel.

Lorsque le coefficient de comportement est supérieur à 2, l'article 5.4.2.5(4) de l'Eurocode 8 demande de prendre en compte la composante dynamique de l'effort normal, due notamment au soulèvement par rapport au sol ; cette composante est évaluée à 50 % de l'effort normal dû aux charges gravitaires dans la situation sismique de calcul [EC8-1/5.4.2.5(4)]. Elle doit être prise vers le haut puis vers le bas.

La rédaction de cet article peut prêter à confusion. Aussi, la clause 5.4.2.5(3)P a été modifiée dans l'Annexe nationale parue en décembre 2013 :

La vérification à effectuer consiste, pour toute section droite envisagée, à effectuer à partir du diagramme des déformations sous ses sollicitations M et N, les opérations suivantes :

- déplacer le diagramme par translation jusqu'à obtenir un effort normal modifié dans le cadre des limites précisées à la clause 5.4.2.5(4) (il résulte de cet ajustement que le moment concomitant se trouve également modifié) ;
- retenir alors le nouveau raccourcissement du béton dans le cas de l'effort normal majoré et le nouvel allongement de l'acier dans le cas de l'effort normal minoré ;
- ces valeurs sont ensuite à comparer aux limites de déformation autorisées par l'EC2-1-1 et son Annexe nationale, compte tenu de la clause 5.4.3.5.1(4) pour le béton qui permet de porter la déformation limite du béton comprimé à 0,005.

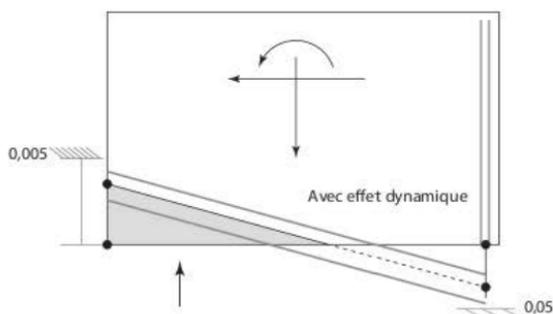


Figure 4.7.2.2.1.1 Diagramme de déformation limite

Il est à noter néanmoins que l'application de cette clause, même rendue plus explicite, est très lourde à appliquer.

4.7.2.2 Armatures transversales

La détermination des armatures transversales se fait, comme avec les règles PS92, avec un effort tranchant de calcul égal à :

$$V_{Ed} = V'_{Ed} \cdot \frac{1+q}{2}$$

V'_{Ed} : effort tranchant issu des calculs d'ensemble.

Pour le calcul des armatures d'effort tranchant, il faut comparer la valeur de l'effort tranchant V_{Ed} à la valeur de calcul de la résistance à l'effort tranchant $V_{Rd,c}$ donnée dans l'Eurocode 2 [EC2/6.2.2(1)].

Si $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$, le pourcentage minimal des armatures d'effort tranchant $\rho_{w,min}$ [EC2/9.2.2(5)] n'est pas requis.

Si $V_{Ed} \geq V_{Rd,c}$, les armatures d'effort tranchant doivent être calculées selon la base d'un modèle d'inclinaison variable du treillis [EC2/6.2.3(2)], ou d'un modèle bielle-tirant [EC2/5.6.4].

Dans le cas de l'utilisation d'un modèle bielle-tirant, il convient que la largeur de la bielle tienne compte de la présence d'ouvertures (voir § 3.2.4.14) et qu'elle ne dépasse pas le quart de la longueur du mur ou quatre fois son épaisseur.

En dernier lieu, il convient de vérifier l'état limite ultime par rapport à l'effort tranchant vis-à-vis du glissement au niveau des reprises de bétonnage horizontales [EC2/6.2.5]. La longueur d'ancrage des armatures traversant l'interface est majorée de 50 % par rapport à la longueur requise dans l'Eurocode 2.

4.7.2.3 Dispositions constructives minimales [EC8-1/AN/5.4.3.5(4)]

4.7.2.3.1 Chaînages verticaux

En zone critique (première hauteur d'étage à partir du niveau le plus bas de chaque mur) : 4 HA 12 avec des cadres de diamètre 6 mm, espacés de 10 cm maximum.

En zone courante : 4 HA 10 avec des cadres de diamètre 6 mm, espacés de 10 cm maximum.

4.7.2.3.2 Chaînages horizontaux

- Chaînage périphérique de chaque plancher : 3 cm² minimum.
- Chaînage au croisement de chaque mur et de chaque plancher : maximum entre 1,5 cm² et 0,28 L (L : distance entre deux murs adjacents).
- Chaînage bordant les ouvertures : 2 HA 10.

Il est à noter que ces dispositions minimales sont identiques à celles imposées par les règles PS92.

4.7.3 Dimensionnement des poutres primaires

4.7.3.1 Contraintes géométriques

Contrairement aux règles PS92, l'EC8-1 n'impose pas de dimensions minimales pour les poutres primaires. Par contre, afin de tirer avantage de l'effet favorable de la compression du poteau sur l'adhérence des barres horizontales passant à travers le nœud, il impose une largeur maximale [EC8-1/5.4.1.2.1(3)P] :

$$b_w \leq \min(b_c + h_w ; 2b_c)$$

b_c : plus grande dimension de la section transversale du poteau perpendiculaire à l'axe longitudinal de la poutre ;

h_w : hauteur de la poutre.

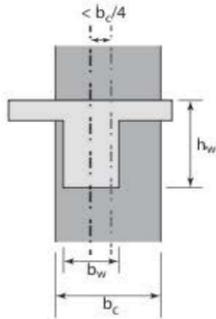


Figure 4.7.3.1.1 Excentrement poteau-poutre

4.7.3.2 Détermination du ferrillage

Le calcul des aciers longitudinaux se fait à partir des moments fléchissants et des efforts normaux obtenus dans les calculs d'ensemble.

Par contre, la détermination des armatures transversales ne se fait pas à partir des efforts tranchants obtenus dans les calculs d'ensemble mais à partir des efforts tranchants obtenus par un dimensionnement en capacité.

Pour cela, il convient d'isoler la poutre étudiée de manière isostatique et de calculer les efforts tranchants dus :

1. aux charges permanentes et aux charges d'exploitation directement appliquées à la poutre ;

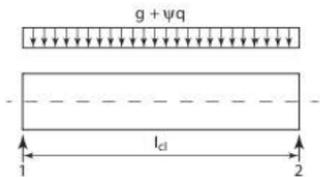


Figure 4.7.3.2.1 Chargement direct sur la poutre

2. aux moments d'extrémité $M_{1,d}$.

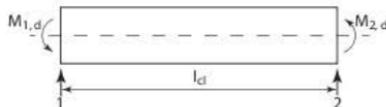


Figure 4.7.3.2.2 Moments aux extrémités de la poutre

Pour la poutre, l'effort tranchant résultant V_{Ed} est égal à :

$$V_{Ed} = V_g + V_q + \frac{|M_{1,d}| + |M_{2,d}|}{l_{cl}}$$

La valeur des moments $M_{i,d}$ est égale à :

$$M_{i,d} = M_{Rb,i} \min \left(1 ; \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right)$$

Dans la plupart des cas (voir § 3.2.4.15), sauf au dernier étage, $\sum M_{Rc}$ est supérieur ou égal à $1,3 \sum M_{Rb}$. Cela entraîne que $M_{i,d} = M_{Rb,i}$.

Si la poutre n'est pas connectée à un poteau mais est supportée par une autre poutre, le moment d'extrémité de la poutre $M_{i,d}$ peut être pris égal au moment sollicitant.

4.7.3.3 Dispositions constructives [EC8-1/5.4.3.1]

4.7.3.3.1 Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales supérieures doivent être placées dans l'épaisseur de l'âme. Seule une partie de ces armatures peut être placée en dehors de l'âme, tout en restant à l'intérieur de la largeur participante b_{eff} des membrures :

- a. pour les poutres sismiques primaires connectées aux poteaux de rive, la largeur participante b_{eff} est égale à b_c (largeur du poteau) en l'absence de poutre transversale ou, s'il existe une poutre transversale de hauteur similaire, à cette largeur augmentée de $2h_f$ de chaque côté de la poutre, h_f étant l'épaisseur de la dalle de plancher ;

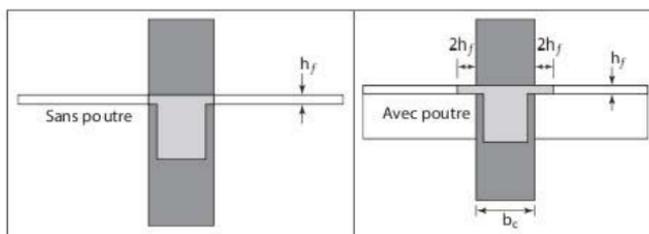


Figure 4.7.3.3.1 Largeur participante b_{eff} des membrures de poutres connectées aux poteaux de rive

- b. pour les poutres sismiques primaires connectées aux poteaux intermédiaires, les largeurs données en (a) peuvent être augmentées de $2h_f$ de chaque côté de la poutre.

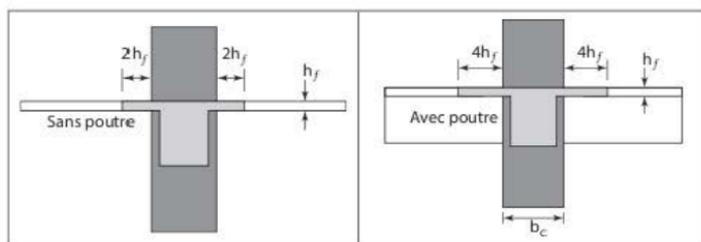


Figure 4.7.3.3.2 Largeur participante b_{eff} des membrures de poutres connectées aux poteaux intermédiaires

4.7.3.2 Zones critiques

Les zones critiques d'une poutre primaire s'étendent, à chaque extrémité, sur une longueur ℓ_{cr} égale à la hauteur h_w de la poutre.

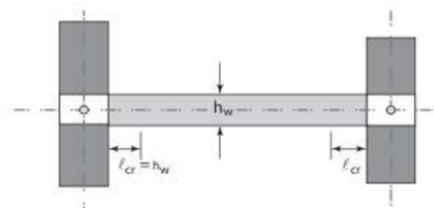


Figure 4.7.3.3.2.1 Zones critiques d'extrémité d'une poutre primaire

Les zones d'une poutre primaire supportant un poteau s'étendant sur une distance de $2h_w$ de chaque côté de ce poteau sont à considérer comme des zones critiques.

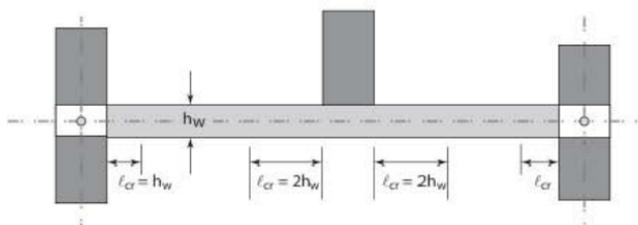


Figure 4.7.3.3.2.2 Zones critiques d'une poutre primaire supportant un poteau interrompu

4.7.3.3 Exigence de ductilité

Pour satisfaire l'exigence de ductilité locale dans les zones critiques, il faut remplir les deux conditions :

- dans la zone comprimée, la moitié de la section des armatures tendues doit être placée en complément des armatures comprimées nécessaires dans le calcul en flexion composée de la poutre ;
- dans la zone tendue, le pourcentage d'armatures ρ ne dépasse pas la valeur ρ_{\max} égale à :

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \cdot \epsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Le pourcentage d'armatures tendues doit être supérieur à ρ_{\min} :

$$\rho_{\min} = 0,5 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,5 \frac{0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}}{f_{yk}}$$

ρ : pourcentage d'armatures de la zone tendue (peut inclure la quantité d'armatures de dalle parallèles à la poutre dans la largeur effective b_{eff})

$$\rho = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d}$$

ρ' : pourcentage d'armatures de la zone comprimée

$$\rho' = \frac{A_{s2}}{b_w \cdot d}$$

b_w : largeur de la poutre ;

d : hauteur utile de la poutre ;

μ_ϕ : coefficient de ductilité en courbure (§ 4.6) ;

f_{cd} : contrainte de calcul du béton en compression ;

f_{ctm} : valeur moyenne de la résistance en traction du béton ;

f_{yk} : limite caractéristique d'élasticité de l'acier ;

f_{yd} : limite d'élasticité de calcul de l'acier ;

E_s : module d'élasticité de l'acier = 200 000 MPa ;

$\epsilon_{\text{sy,d}}$: allongement correspondant au début de la plastification de l'acier : $\epsilon_{\text{sy,d}} = f_{\text{yd}} / E_s$.

Exemple numérique :

– Hypothèses :

Bâtiment calculé avec un coefficient de comportement q_0 égal à 2 et dont la période propre T_1 est supérieure à T_C

Poutre : 50 × 70 cm

Béton : $f_{\text{ck}} = 30$ MPa

Coefficient partiel du béton : $\gamma_c = 1,3$ [EC8-1/AN/5.2.4(3)Note2]

Aciers : $f_{\text{yk}} = 500$ MPa

Aciers de classe B

Coefficient partiel de l'acier : $\gamma_s = 1$ [EC8-1/AN/5.2.4(3)Note2]

Armatures tendues : 6 HA20 (18,8 cm²)

Armatures tendues : 3 HA20 (9,4 cm²)

– Calculs :

Contrainte de calcul du béton en compression : $f_{\text{cd}} = f_{\text{ck}} / \gamma_c = 30 / 1,3 = 23,1$ MPa

Contrainte de calcul de l'acier : $f_{\text{yd}} = f_{\text{yk}} / \gamma_s = 500 / 1 = 500$ MPa

Valeur moyenne de la résistance en traction du béton : $f_{\text{ctm}} = 0,3 (30)^{2/3} = 2,9$ MPa

Allongement correspondant au début de la plastification de l'acier :

$\epsilon_{\text{sy,d}} = f_{\text{yd}} / E_s = 500 / 200\,000 = 0,0025$

Pourcentage minimal d'armatures tendues : $\rho_{\text{min}} = 0,5 f_{\text{ctm}} / f_{\text{yk}} = 0,5 \times 2,9 / 500 = 0,0029$

Coefficient de ductilité en courbure : $\mu_\phi = 1,5 \times (2 \times 2 - 1) = 4,5$

Pourcentage d'armatures tendues : $\rho = 18,8 / (50 \times 70) = 0,0054$

Pourcentage d'armatures comprimées : $\rho' = 9,4 / 50 \times 70 = 0,0027$

Pourcentage maximal d'armatures tendues :

$$\rho_{\max} = 0,0027 + [0,0018 / (4,5 \times 0,0025)] \times (23,1 / 500) = 0,010$$

La condition $\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max}$ est vérifiée.

4.7.3.4 Armatures transversales

Les armatures transversales, dans les zones critiques des poutres sismiques primaires, doivent remplir les conditions suivantes :

- leur diamètre d_{bw} doit être supérieur ou égal à 6 millimètres ;
- leur espacement doit être inférieur ou égal à $s = \min (h_w / 4 ; 24d_{bw} ; 225 \text{ mm} ; 8d_{bl})$, d_{bl} étant le diamètre minimal (en millimètres) des barres longitudinales et h_w la hauteur de la poutre (en millimètres).

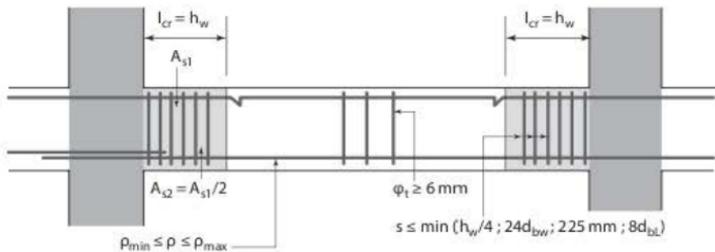


Figure 4.7.3.4.1 Ferrailage d'une poutre primaire

En outre, la première armature transversale ne doit pas être placée à plus de 50 mm de la section d'extrémité de la poutre.

4.7.4 Dimensionnement des poteaux primaires

4.7.4.1 Contraintes géométriques

Dans les cas où θ est supérieur ou égal à 0,1 (voir § 3.2.4.1.5), les dimensions transversales des poteaux primaires doivent être supérieures au maximum entre 20 centimètres et le dixième de la plus grande distance entre le point d'inflexion et les extrémités du poteau.

4.7.4.2 Détermination du ferrailage

Tout comme pour les poutres :

- le calcul des aciers longitudinaux se fait à partir des moments fléchissants et des efforts normaux obtenus dans les calculs d'ensemble ;
- la détermination des armatures transversales se fait à partir des efforts tranchants obtenus par un dimensionnement en capacité.



Figure 4.7.4.2.1 Moments aux extrémités du poteau

L'effort tranchant résultant V_{Ed} est égal à :

$$V_{Ed} = \frac{|M_{1,d}| + |M_{2,d}|}{l_d}$$

La valeur des moments $M_{i,d}$ est égale à :

$$M_{i,d} = 1,1 M_{Rc,i} \min \left(1 ; \frac{\sum M_{Rb}}{M_{Rc}} \right)$$

En supposant que $\sum M_{Rc}$ est supérieur ou égal à $1,3 \sum M_{Rb}$, on obtient :

$$M_{i,d} = 0,85 M_{Rb,i}$$

4.7.4.3 Dispositions constructives [EC8-1/5.4.3.2]

4.7.4.3.1 Armatures longitudinales

Dans les poteaux, l'effort normal réduit v_d (voir § 4.1) ne doit pas être inférieur ou égal à 0,65. Les calculs peuvent être effectués, soit en flexion déviée, soit, pour simplifier, en flexion composée pour chaque direction de séisme. Dans ce dernier cas, la résistance à la flexion doit être réduite de 30 %.

Le pourcentage total des armatures longitudinales ρ doit être compris entre 0,01 et 0,04. Dans les sections transversales symétriques, les armatures doivent être disposées symétriquement. En outre, au moins une armature intermédiaire doit être prévue entre les armatures d'angle le long de chaque face du poteau.

La longueur d'ancrage des armatures [EC8-1/5.6.2.1(1)P et (2)P] est celle spécifiée dans l'Eurocode 2 ; toutefois :

- elle ne peut être minorée lorsque la section mise en place est supérieure à la section de calcul ;
- elle doit être majorée de 50 % lorsque l'effort normal dans le poteau est une traction.

Les zones critiques d'un poteau s'étendent, à chaque extrémité, sur une longueur ℓ_{cr} égale à :

$$\ell_{cr} = \max\left(h_c ; \frac{\ell_{cl}}{6} ; 0,45 \text{ m}\right)$$

h_c : plus grande dimension de la section transversale du poteau ;

ℓ_{cl} : longueur libre du poteau.

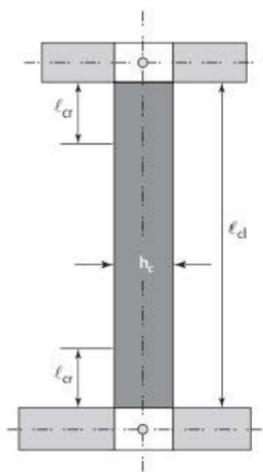


Figure 4.7.4.3.1.1 Zones critiques d'extrémité d'un poteau primaire

Si le rapport ℓ_{cl} / h_c est inférieur à 3, la hauteur totale du poteau sismique primaire doit être alors considérée comme zone critique.

Pour satisfaire l'exigence de ductilité locale dans les zones critiques, il faut remplir la condition :

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\varphi} \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

ω_{wd} : rapport mécanique en volume des armatures de confinement dans les zones critiques. Ce rapport, qui doit être supérieur à 0,08 dans la zone critique à la base du poteau, est égal à :

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume du noyau en béton}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

μ_{φ} : coefficient de ductilité en courbure (voir § 4.6) ;

ν_d : effort normal réduit ;

$\varepsilon_{sy,d}$: allongement correspondant au début de la plastification de l'acier : $\varepsilon_{sy,d} = f_{yd} / E_s$;

h_c : hauteur de la section transversale du poteau ;

h_0 : hauteur du noyau confiné ;

b_c : largeur de la section transversale du poteau ;

b_0 : largeur du noyau confiné ;

α : coefficient d'efficacité du confinement.

La valeur du coefficient d'efficacité du confinement α varie en fonction de la forme du poteau :

a. pour un poteau rectangulaire :

$$\alpha = \left[1 - \sum_{i=1}^n \frac{b_i^2}{6b_0h_0} \right] \cdot \left[\left(1 - \frac{s}{2b_0} \right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2h_0} \right) \right]$$

n : nombre total de barres longitudinales latéralement maintenues par des armatures de confinement ou des épingles ;

b_i : distance entre des barres maintenues consécutives.

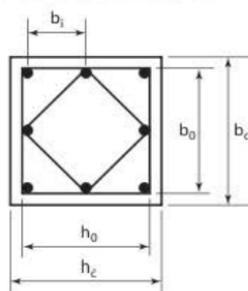


Figure 4.7.4.3.1.2 Confinement d'un poteau rectangulaire

b. pour un poteau circulaire dont le diamètre du noyau confiné est D_0 et dont les armatures transversales sont des cercles :

$$\alpha = \left(1 - \frac{s}{2D_0} \right)^2$$

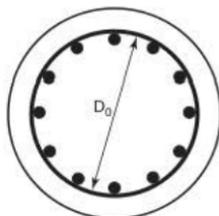


Figure 4.7.4.3.1.3 Confinement d'un poteau circulaire

c. pour un poteau circulaire dont le diamètre du noyau confiné est D_0 et dont les armatures transversales sont des spires :

$$\alpha = 1 - \frac{s}{2D_0}$$

4.7.4.3.2 Armatures transversales

Les armatures transversales, dans les zones critiques des poteaux sismiques primaires, doivent remplir les conditions suivantes :

- leur diamètre d_{bw} doit être supérieur ou égal à 6 millimètres ;
- leur espacement doit être inférieur ou égal à $s = \min (b_0/4 ; 175 \text{ mm} ; 8d_{bl})$, d_{bl} étant le diamètre minimal (en millimètres) des barres longitudinales et b_0 la dimension minimale du noyau de béton (en millimètres).

En outre, les armatures longitudinales, maintenues par les armatures transversales, ne doivent pas être distantes de plus de 200 millimètres l'une de l'autre.

4.7.5 Nœuds poteau-poutre

L'espacement des armatures transversales des poteaux doit être prolongée à l'identique dans le nœud, à l'exception du cas où les poutres sont connectées aux quatre côtés du nœud et que leur largeur correspond à au moins les trois quarts de la dimension parallèle de la section transversale du poteau ; dans ce cas, l'article 5.4.3.3(2) de l'EC8-1 permet de doubler l'espacement des armatures de confinement horizontales dans le nœud, sans toutefois que cet espacement dépasse 150 millimètres.

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.

Afin de prévenir une rupture d'adhérence, le diamètre d_{bl} des barres longitudinales des poutres ancrées dans le nœud doit être inférieur ou égal à :

- $$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 \cdot k_D} \cdot \frac{\rho'}{\rho_{max}}$$
 pour les nœuds intermédiaires ;
- $$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot v_d)$$
 pour les nœuds de rive.

h_c : hauteur de la section transversale du poteau parallèlement aux armatures ;

f_{ctm} : valeur moyenne de la résistance en traction du béton ;

f_{yd} : limite d'élasticité de calcul de l'acier ;

v_d : effort normal réduit de calcul dans le poteau, pris à sa valeur minimale pour la situation sismique de calcul ;

k_D : coefficient dépendant de la classe de ductilité ; il est égal à 2/3 pour la DCM ;

ρ' : pourcentage d'armatures comprimées de la poutre traversant le nœud ;

ρ_{max} : pourcentage d'armatures tendues maximal admissible (§ 4.7.3.3.3) ;

γ_{Rd} : coefficient d'incertitude du modèle sur les valeurs de la résistance ; il est égal à 1 pour la DCM.

Si longueur h_c du poteau parallèlement aux armatures est trop faible, les inégalités ci-dessus peuvent ne pas être satisfaites. Dans ce cas :

- a. la poutre ou la dalle peut être prolongée sous forme d'ergots extérieurs ;

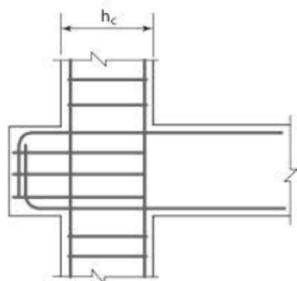


Figure 4.7.5.1 Nœud poteau-poutre de rive – ergot extérieur

- b. des armatures aboutées ou des plaques d'ancrage soudées aux extrémités des armatures peuvent être utilisées ;

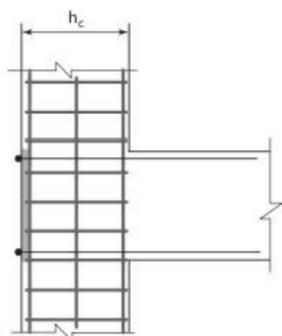


Figure 4.7.5.2 Nœud poteau-poutre de rive – plaque d'ancrage soudée

- c. 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.

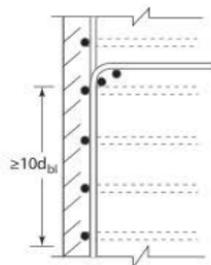


Figure 4.7.5.3 Nœud poteau-poutre de rive – Mise en place de coudes

Les armatures supérieures ou inférieures traversant les nœuds intermédiaires doivent être arrêtées dans les éléments connectés aux nœuds à une distance supérieure à la longueur de la zone critique de l'élément.

4.7.6 Recouvrement des armatures dans les éléments primaires

Dans les zones critiques, les jonctions de barres par soudure sont interdites.

Il est possible d'utiliser des coupleurs mécaniques dans les poteaux et les murs si leur fonctionnement est validé par des essais.

Les armatures transversales à prévoir sur la longueur de recouvrement doivent être calculées selon l'Eurocode 2 ; de plus, il faut respecter les prescriptions suivantes :

- si les armatures longitudinales sont disposées dans un plan parallèle aux armatures transversales, la somme des sections de toutes les armatures faisant l'objet du recouvrement doit être utilisée dans le calcul des armatures transversales ;
- si les armatures longitudinales sont disposées dans un plan perpendiculaire aux armatures transversales, la section des armatures transversales doit être calculée sur la base de la plus grande section des armatures longitudinales recouvertes ;
- l'espacement s des armatures transversales (en millimètres) à placer dans la zone de recouvrement doit être inférieur ou égal à :

$$s = \min\left(\frac{h}{4} ; 100 \text{ mm}\right)$$

h : plus petite dimension de la section transversale (en millimètres).

La section requise A_{st} des armatures transversales dans la zone de recouvrement, soit des armatures longitudinales des poteaux, soit des armatures longitudinales des éléments de rive des murs, peut être calculée par l'expression suivante :

$$A_{st} = s \cdot \frac{d_{bl}}{50} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{ywd}}$$

d_{bl} : diamètre des armatures en recouvrement ;

s : espacement des armatures transversales ;

f_{yd} : valeur de calcul de la limite d'élasticité des armatures longitudinales ;

f_{ywd} : valeur de calcul de la limite d'élasticité des armatures transversales.

CHAPITRE 5

Tableau de correspondance entre les articles des PS92 et de l'Eurocode 8 – partie 1

Le tableau donne une correspondance entre les articles des PS92 et ceux de la partie 1 de l'Eurocode 8.

Lorsqu'il n'y a pas de correspondance dans l'une ou l'autre des deux normes, la case est grisée

5.1 Détermination des efforts sismiques

5.1.1 Définition de l'action sismique

PS92		EC8	
Spectre de dimensionnement $R_D(T)$	5.2.3	Spectre de calcul $S_d(T)$	3.2.2.5
		γ_I : coefficient d'importance de l'ouvrage	4.2.5
		a_k : accélération de calcul un niveau d'un sol de classe A : $a_k = a_{gk} \times \gamma_I$	3.2.1(3)
τ : coefficient d'amplification topographique	5.2.4	ST : coefficient d'amplification topographique	Annexe A de l'EC8 partie 5
ρ : coefficient correctif d'amortissement	5.2.3.4	η : coefficient correctif d'amortissement (uniquement pour le spectre élastique)	3.2.2.2(3)
		S : coefficient de sol	Arrêté du 22 octobre 2010

5.1.2 Spectre de dimensionnement/spectre de calcul

PS92		EC8	
Le spectre de dimensionnement est fonction des paramètres R_{yB} , T_C et T_D qui sont définis en fonction du type de site.	5.2.3	Le spectre de calcul est fonction des paramètres S , T_B , T_C et T_D qui sont définis par la puissance publique.	3.2.2.5 + arrêté du 22 octobre 2010

5.1.3 Classification des sols

PS92		EC8	
Les sols sont classés en 4 groupes en fonction de leurs propriétés mécaniques : – rocher sain – groupe a – groupe b – groupe c	5.2.2	Les sols sont classés en 7 catégories en fonction de leurs propriétés mécaniques : – A, B, C, D et E – S1 et S2	3.1.2 + arrêté du 22 octobre 2010
Il est ensuite considéré 4 types de sites en fonction du groupe de sol et de son épaisseur : – site S0 – site S1 – site S2 – site S3			

5.1.4 Accélération du sol

PS92		EC8	
a_N : accélération nominale, fonction de la classe de l'ouvrage et de la zone de sismicité	Arrêté du 29 mai 1997	a_{gR} : accélération maximale de référence au niveau d'un sol de classe A a_g : accélération de calcul au niveau d'un sol de classe A : $a_g = a_{gR} \times \gamma_I$	3.2.1 + arrêté du 22 octobre 2010

5.1.5 Classe de risque des ouvrages

PS92		EC8	
Les ouvrages sont répartis en 4 classes de risques : A, B, C, D	Arrêté du 29 mai 1997	Les ouvrages sont répartis en 4 catégories d'importance : I, II, III, IV	Arrêté du 22 octobre 2010 + 4.2.5

5.1.6 Coefficient correcteur d'amortissement

PS92		EC8	
Le spectre de dimensionnement est donné pour un amortissement relatif de 5 %. Lorsque celui-ci prend une valeur différente, il faut le multiplier par le coefficient correctif d'amortissement : $\rho = \left(\frac{5}{\xi} \right)^{0,4}$ ξ : amortissement relatif en %.	5.2.3.4	Pas de coefficient correctif pour le spectre de calcul. Ce sont les valeurs du coefficient de comportement qui tiennent compte des amortissements relatifs différents de 5 %.	3.2.2.2(3)

5.1.7 Coefficient de comportement des structures en béton armé

PS92	EC8
Le coefficient de comportement q est défini en fonction du type de structure, des matériaux constitutifs et de la capacité de déformation des éléments.	

Béton armé

PS92				11.7	EC8			5.2.2.2(2)
Les valeurs du coefficient de comportement sont données dans le tableau 11.				11.8.2.3	Les valeurs du coefficient de comportement sont données dans le tableau 5.1.			Le coefficient de comportement est défini par la relation suivante : $q = \max(q_0 k_w ; 1,5)$ q_0 : valeur de base du coefficient de comportement ; k_w : reflète le mode de rupture prédominant des systèmes à murs. $k_w = 1,00$ pour les systèmes à portiques ou systèmes mixtes équivalents $k_w = (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1$ ou 1 pour les systèmes à murs ou équivalents et ceux à noyau central ; $\alpha_0 = \sum H_{wi} / \sum \ell_{wi}$ avec : H_{wi} : hauteur du voile i ; ℓ_{wi} : longueur de la section du voile i .
Type de structure	bâtiment réguliers q_1	bâtiment à régularité moyenne	bâtiment irréguliers		Type structural	DCM	DCH	
1 Structures dont le contreventement est assuré uniquement par des voiles	3,5*	0,85 q_1^*	0,7 q_1^*		Système à ossature, système à contreventement mixte, système de murs couplés	3,0 α_0 / α_1	4,5 α_0 / α_1	
2 Structures dont le contreventement est assuré uniquement par des portiques	5	0,85 q_2	0,7 q_2		Système de murs non couplés	3,0	4,0 α_0 / α_1	
3a Maçonnerie porteuse chaînée	2,5	0,85 q_3	0,7 q_3		Système à noyau	2,0	3,0	
3b Maçonnerie porteuse armée et chaînée	3	0,85 q_3	0,7 q_3		Système en pendule inversé	1,5	2,0	
3c Ossature avec remplissage à posteriori	1,5	0,85 q_3	0,7 q_3	Le coefficient de comportement est défini par la relation suivante : $q = \max(q_0 k_w ; 1,5)$				
4 Structures mixtes dont le contreventement est assuré par des voiles et des portiques ou de la maçonnerie	Interpolation entre les valeurs de 1,2 et de 3 par la formule : $\frac{1}{q} = \sqrt{\frac{\sum (V_i / q_i)^2}{\sum V_i^2}}$			q_0 : valeur de base du coefficient de comportement ; k_w : reflète le mode de rupture prédominant des systèmes à murs. $k_w = 1,00$ pour les systèmes à portiques ou systèmes mixtes équivalents $k_w = (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1$ ou 1 pour les systèmes à murs ou équivalents et ceux à noyau central ; $\alpha_0 = \sum H_{wi} / \sum \ell_{wi}$ avec : H_{wi} : hauteur du voile i ; ℓ_{wi} : longueur de la section du voile i .				
5 Structures fonctionnant en mode vertical à masses réparties prédominantes	3	0,85 q_3	0,7 q_3					
6 Structures comportant des discontinuités	sans objet	2 à 3*	1,5 à 2,5*					
Pour les structures contreventées par voiles, il faut, en fait, se référer au tableau 12. Sinon, obligation d'effectuer la « vérification de compatibilité des déformations ».								
Type de structure	bâtiment réguliers q	bâtiment à régularité moyenne	bâtiment irréguliers					
Structures dont le contreventement est assuré uniquement par des voiles	3	0,85 q_1	0,7 q_1					
	$1 + \ell/b_1$	0,85 q_1	0,7 q_1					
	2	0,85 q_1	0,7 q_1					

5.1.8 Actions sismiques – masses à prendre en compte

PS92	6.2.1	EC8	4.2.4
G + ϕ Q ϕ : coefficient de masse partielle, fonction de la nature des charges et de leur durée.		G + Ψ_{E1} Q Ψ_{E1} : coefficient de combinaison des actions variables tels que : $\Psi_{E1} = \phi \Psi_{21}$ Ψ_{21} : EC0 – annexe 1 ϕ : EC8 – 4.2.4	

5.1.9 Critères de régularité en plan et en élévation

Suivant les PS92, les bâtiments sont soit réguliers, moyennement réguliers ou irréguliers en plan et en élévation ; tandis que l'EC8 prévoit uniquement des bâtiments réguliers et irréguliers. En outre, il prend en compte séparément la régularité du bâtiment, en plan et en élévation.

PS92		EC8																																
les bâtiments sont : – réguliers ; – moyennement réguliers ; – irréguliers. Les critères en plan et en élévation sont indissociables pour déterminer la régularité d'un bâtiment.	6.6.1.2 6.6.1.3	les bâtiments sont : – réguliers ; – irréguliers. Les critères en plan et en élévation sont pris séparément pour déterminer la régularité d'un bâtiment.	4.2.3.2 4.2.3.3																															
		<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Régularité</th> <th colspan="2">Simplification admises</th> <th>Coefficient de comportement</th> </tr> <tr> <th>Plan</th> <th>Élévation</th> <th>Modèle</th> <th>Analyse élastique linéaire</th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Oui</td> <td>Oui</td> <td>Plan</td> <td>Force latérale</td> <td>Valeur de référence</td> </tr> <tr> <td>Oui</td> <td>Non</td> <td>Plan</td> <td>Modale</td> <td>Valeur minorée</td> </tr> <tr> <td>Non</td> <td>Oui</td> <td>Spatial</td> <td>Force latérale</td> <td>Valeur de référence</td> </tr> <tr> <td>Non</td> <td>Non</td> <td>Spatial</td> <td>Modale</td> <td>Valeur minorée</td> </tr> </tbody> </table>	Régularité		Simplification admises		Coefficient de comportement	Plan	Élévation	Modèle	Analyse élastique linéaire		Oui	Oui	Plan	Force latérale	Valeur de référence	Oui	Non	Plan	Modale	Valeur minorée	Non	Oui	Spatial	Force latérale	Valeur de référence	Non	Non	Spatial	Modale	Valeur minorée		
Régularité		Simplification admises		Coefficient de comportement																														
Plan	Élévation	Modèle	Analyse élastique linéaire																															
Oui	Oui	Plan	Force latérale	Valeur de référence																														
Oui	Non	Plan	Modale	Valeur minorée																														
Non	Oui	Spatial	Force latérale	Valeur de référence																														
Non	Non	Spatial	Modale	Valeur minorée																														

5.1.10 Méthode forfaitaire – calcul des périodes

5.1.10.1 Bâtiments réguliers

PS92		EC8		
Ossatures non bloquées par un remplissage ou une maçonnerie : $T = 0,10 \frac{H}{\sqrt{L}}$ Contreventement par voiles de béton armé ou contreventement mixte (voiles + portiques) : $T = 0,08 \frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{L+H}}$ Ossatures avec remplissage en maçonnerie ou palée triangulées : $T = 0,06 \frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{2L+H}}$	6.6.1.2.3	Méthode d'analyse par forces latérales $T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$ C_1 varie selon le type de structure ; H : hauteur du bâtiment ; C_1 est égal à 0,085 dans le cas des portiques spatiaux en acier, à 0,075 dans le cas des portiques spatiaux en béton et pour les triangulations excen trées en acier et à 0,050 pour les autres structures. Pour les murs de contreventement en béton ou en maçonnerie : $C_1 = \frac{0,075}{\sqrt{A_c}}$ avec $A_c = \sum \left[A_i \times \left(0,2 + \left(\frac{\ell_{mi}}{H} \right)^2 \right) \right]$	4.3.3.2	

5.1.10.2 Bâtiments moyennement réguliers

PS92	EC8	
Période calculée par la méthode de Rayleigh :	6.6.1.3.3	
$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum m_i u_i^2}{\sum m_i u_i}}$		

5.1.11 Méthode forfaitaire – forces statiques équivalentes

5.1.11.1 Bâtiments réguliers

PS92	EC8		
$\hat{f}_i = \rho_0 m_i z_i^\alpha \frac{\sum m_j z_j^\alpha R(T)}{\sum m_j z_j^{2\alpha} q}$ <p>avec $\rho_0 = :$</p> <p>contreventement par voiles</p> $\max \left[1 + 0,10 \left(\frac{T}{T_C} \right)^{3/2}, 1,10 \right]$ <p>contreventement par portiques</p> $\max \left[1 + 0,05 \left(\frac{T}{T_C} \right)^{3/2}, 1,05 \right]$	6.6.1.2.4	<p>Méthode d'analyse par forces latérales – effort tranchant à la base de la structure.</p> <p>effort tranchant sismique à la base :</p> $F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$ <p>$S_d(T_1)$: ordonnée du spectre de calcul pour la période T_1 ;</p> <p>T_1 : période fondamentale de vibration du bâtiment pour le mouvement de translation dans la direction considérée ;</p> <p>m : masse totale du bâtiment, au-dessus des fondations ou du sommet d'un soubassement rigide ;</p> <p>$\lambda = 0,85$ si $T_1 \leq 2 \cdot T_C$ et si le bâtiment a plus de deux étages</p> <p>$\lambda = 1,0$ autrement</p> $F_i = F_b \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$	4.3.3.2

5.1.11.2 Bâtiments moyennement réguliers

PS92	EC8	
$\hat{f}_i = \rho_0 m_i u_i \frac{\sum m_j u_j R(T)}{\sum m_j u_j^2 q}$ <p>avec $\rho_0 = :$</p> <p>contreventement par voiles</p> $\rho_0 = 1 + 0,05 \left(\frac{T}{T_C} \right)^{3/2}$ <p>contreventement par portiques</p> $\rho_0 = 1 + 0,05 \left(\frac{T}{T_C} \right)^{3/2}$	6.6.1.2.4	

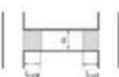
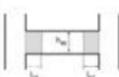
5.1.12 Combinaisons des effets des composantes du mouvement sismique – bâtiments irréguliers

PS92		EC8	
$E = \pm S_X \pm 0,3S_Y \pm 0,3S_Z$ $E = \pm 0,3S_X \pm S_Y \pm 0,3S_Z$ $E = \pm 0,3S_X \pm 0,3S_Y \pm S_Z$	6.4	Zones 2 à 4 et zone 5, catégorie II $E = \pm E_{Edk} \pm 0,3E_{EdY}$ $E = \pm 0,3E_{Edk} \pm E_{EdY}$ Zone 5, catégories III et IV : $E = \pm E_{Edk} \pm 0,3E_{EdY} \pm 0,3E_{EdZ}$ $E = \pm 0,3E_{Edk} \pm E_{EdY} \pm 0,3E_{EdZ}$ $E = \pm 0,3E_{Edk} \pm 0,3E_{EdY} \pm E_{EdZ}$	4.3.3.5.2 (4)

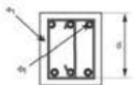
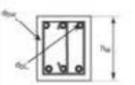
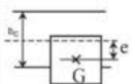
5.1.13 Combinaisons des actions

PS92		EC8	
$S = G + E + \psi_{1,j} \cdot Q_{k,j} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$ Dans les cas courants : $S = G + 0,8Q + E + 0,1N$ $S = G + E + 0,3N$ $S = G + E + 0,2N + 0,4Q$	8.1	$S = G + A_{Ed} + (\psi_{1,j} \text{ ou } \psi_{2,j}) \cdot Q_{k,j} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$ $A_{Ed} = \gamma_i \cdot A_{Ek}$ γ_i : facteur d'importance.	cf. EC1

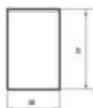
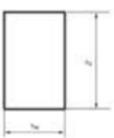
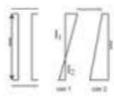
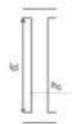
5.2 Dispositions constructives minimales des poutres

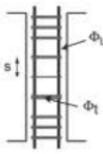
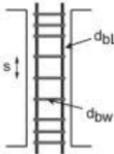
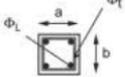
	PS92	EC8 – DCM
Dimensions minimales 	$a, b \geq 25 \text{ cm}$ section : $B > 625 \text{ cm}^2$ âme des poutres : $b_w > 15 \text{ cm}$ § 11.3.3.1	 $b_w \leq \min\{b_c + h_w ; 2b_c\}$ § 5.4.1.2.1
Longueur critique 	$l_{crit} = 1,5d$ § 11.3.4.1	 $l_{crit} = h_w$ $l_{crit} = 2h_w$ pour les poutres supportant des éléments verticaux discontinus. § 5.4.3.1.2

		PS92		EC8 – DCM
Largeur de la table		On met au plus 1/8 de la section des aciers tendus dans la table. § 11.3.4.2		Les armatures supérieures des sections d'extrémité des poutres en T sont placées principalement dans l'épaisseur de l'âme ; une partie pourra toutefois être placée à l'extérieur dans une largeur inférieure à b_{eff} . Poutre aboutissant à un nœud extérieur en l'absence de poutre transversale : $b_{eff} = b_c$ § 5.4.3.1.1
Pourcentage d'armatures disposées en face tendue		$\rho_{min} = 1,4 / f_c$ $\rho_{max} = 0,025$ § 11.3.4.2		$\rho_{min} = 0,5 f_{ctm} / f_{yk}$ § 5.4.3.1.2(5)P $\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu \phi_{eq,d}} \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$ § 5.4.3.1.2(4)
Armatures de flexion		La moitié de la section d'armatures supérieures sur appuis doit être placée en partie inférieure. $\frac{1}{4}$ de la section maxi d'armatures supérieures sur appuis doit être prolongée sur toute la longueur de la poutre. En zone critique, la section des armatures comprimées doit être au moins égale à la moitié de celle des armatures tendues. § 11.3.4.2		En zone critique, la section des armatures comprimées doit être au moins égale à la moitié de celle des armatures tendues. § 5.4.3.1.2
Armatures transversales		Diamètre minimal : $\phi_{min} = 6 \text{ mm}$ espacement maxi en zone critique : $S_t = \min \begin{cases} 24\phi \\ 8\phi \\ 0,25d \end{cases}$ § 11.3.4.3		Diamètre minimal : $d_{tw} \geq 6 \text{ mm}$ Espacement maxi en zone critique : $S_c = \min \begin{cases} h_w / 4 \\ 24d_{tw} \\ 225 \text{ mm} \\ 8d_{td} \end{cases}$ § 5.4.3.1.2(6)P

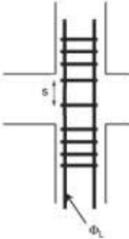
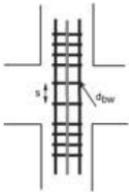
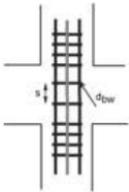
	PS92	EC8 – DCM
	 <p>En zone courante : $S_t = 0,5d$</p> <p>§ 11.3.4.3</p>	 <p>La première armature de confinement n'est pas placée à plus de 50 mm de la section d'extrémité de la poutre.</p>
Position relative des poteaux et des poutres	 <p>$c \leq c / 8$</p> <p>§ 11.3.3.2</p>	 <p>$c \leq b_c / 4$</p> <p>§ 5.4.1.2.1</p>

5.3 Dispositions constructives minimales des poteaux

	PS92	EC8 – DCM
Dimensions minimales	 <p>$a, b \geq 25 \text{ cm}$ $b > a$</p> <p>§ 11.3.3.1</p>	 <p>$b_c, h_c \geq 20 \text{ cm}$</p> <p>§ 5.4.1.2.2 + corrigendum</p>
Longueur critique	 <p>Élément tenu en tête et en pied</p> <p>Cas 1 :</p> $\ell_{cr} = \max \left\{ \begin{array}{l} 45 \text{ cm} \\ d \\ \ell_{c1} / 3 \end{array} \right.$ <p>Cas 2 :</p> $\ell_{cr} = \ell$ <p>§ 11.3.5.1.1</p>	 <p>Si $\ell_{cr} / d_c < 3$ alors $\ell_{cm} = \ell_d$</p> $\ell_{cr} = \max \left\{ \begin{array}{l} h_c \\ \ell_{cr} / 6 \\ 45 \text{ cm} \end{array} \right.$ <p>§ 5.4.3.2.2(4)</p>

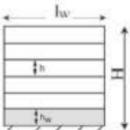
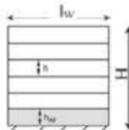
		PS92		EC8 - DCM
Armares transversales		<p>Diamètre minimal : $\phi_L = 8 \text{ mm}$ Zone critique : $S_{\max} \geq \min \begin{cases} 8\phi_L \\ 0,25a \\ 15 \text{ cm} \end{cases}$ volume minimal = 0,8% de la section béton Zone courante : $S_{\max} \geq \min \begin{cases} 12\phi_L \\ 0,5a \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$ § 11.3.5.3</p>		<p>Diamètre minimal : $d_{BW} = 6 \text{ mm}$ $d_{BW} \geq 0,35d_{bf}, \max \sqrt{\frac{f_{ydt}}{f_{tdw}}}$ $S_{\max} \geq \min \begin{cases} b_0 / 2 \\ 175 \text{ mm} \\ 8d_{bf} \end{cases}$ § 5.4.3.2.2(11) Le pourcentage mini d'armatures vaut : $\omega_{\min} = 0,08$ en zone critique à la base du poteau § 5.4.3.2.2(9)</p>
Armares longitudinales		<p>Espacement des barres longitudinales $\leq 25 \text{ cm}$ § 11.3.5.2 Le pourcentage total ρ d'armatures longitudinales vérifie : $1\% \leq \rho \leq 5\%$ § 11.3.5.2</p>	 <p>h_0 : dimension mini du noyau béton</p>	<p>Espacement des barres longitudinales $\leq 20 \text{ cm}$ § 5.4.3.2.2(11) Le pourcentage total ρ d'armatures longitudinales vérifie : $1\% \leq \rho \leq 4\%$ § 5.4.3.2.2(1)P</p>

5.4 Dispositions constructives des nœuds poteaux-poutres

	PS92		EC8 – DCM	
Armatures longitudinales		<p>On prolonge les aciers longitudinaux des éléments aboutissant à un nœud.</p>		<p>Sur chaque face du nœud, il doit être prévu au moins une armature verticale intermédiaire entre les barres d'angle du poteau.</p> <p>§ 5.4.3.3</p>
Armatures transversales		<p>On prolonge la plus importante en % volumétrique des armatures transversales des éléments comprimés.</p> <p>Elle peut être réduite dans certains cas en augmentant leur espacement qui doit cependant respecter : $S \leq (10\phi_L, 20 \text{ cm})$</p> <p>§ 11.3.7.2</p>		<p>Le confinement est horizontal.</p> <p>Les armatures de confinement horizontal sont au moins égales à celles retenues sur la longueur critique du poteau.</p> <p>§ 5.4.3.3</p>

5.5 Dispositions constructives minimales des murs de grandes dimensions en béton peu armé

	PS92		EC8 – DCM	
Dimensions minimales		<p>$e \geq 15 \text{ cm}$</p> <p>$l_w \geq 4 \cdot e$</p> <p>§ 11.4.1</p>		<p>Épaisseur de l'âme : $b_w \geq \max(15 \text{ cm} ; h_s / 20)$</p> <p>§ 5.4.1.2.3(1)</p>

	PS92		EC8 – DCM	
Longueur critique		<p>Première hauteur d'étage au niveau le plus bas de chaque mur.</p> <p>Si la section du voile subit une importante variation de section, on considère la hauteur d'étage correspondante comme zone critique.</p> <p>§ 11.4.2</p>		<p>Première hauteur d'étage au niveau le plus bas de chaque mur.</p> <p>Niveau au-dessus d'un retrait de plus de 1 mètre, de l'extrémité du mur par rapport à celle du mur sous-jacent.</p> <p>§ 5.4.3.5.3(4) de l'Annexe nationale</p>

	PS92	EC8 – DCM
Chainages minimaux en zone critique	<p><u>Chainages verticaux</u></p> <p>4 HA 12 continus sur toute la hauteur d'étage</p> <p>cadres HA 6 espacés d'au plus 10 cm</p>	<p><u>Chainages verticaux</u></p> <p>4 HA 12 continus sur toute la hauteur d'étage</p> <p>cadres HA 6 espacés d'au plus 10 cm</p>
	<p><u>Chainages des linteaux</u></p> <p>2 HA 10 ancrés de 50 diamètres</p> <p>§ 11.4.3.2</p>	<p><u>Chainages des linteaux</u></p> <p>2 HA 10 ancrés de 50 diamètres</p> <p>§ 5.4.3.5.3(4) de l'Annexe nationale</p>
	<p><u>Chainages horizontaux</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - chaînage périphérique continu d'au moins 3 cm² de section ; - chaînage au croisement de chaque élément de contreventement avec le plancher d'au moins 1,5 cm² + règle 0,28L (contreventement par voiles). <p>§ 11.5</p>	<p><u>Chainages horizontaux</u></p> <ul style="list-style-type: none"> - chaînage périphérique continu d'au moins 3 cm² de section ; - chaînage au croisement de chaque élément de contreventement avec le plancher d'au moins 1,5 cm² + règle 0,28L (contreventement par voiles). <p>§ 5.4.3.5.3(4) de l'Annexe nationale</p>

	PS92	EC8 -DCM
Chainages minimaux en zone courante	<u>Chainages verticaux</u> 4 HA10 continus sur toute la hauteur d'étage cadres HA6 espacés d'au plus 10 cm	<u>Chainages verticaux</u> 4 HA10 continus sur toute la hauteur d'étage cadres HA6 espacés d'au plus 10 cm
	<u>Chainages des linteaux</u> 2 HA10 ancrés de 50 diamètres § 11.4.3.1	<u>Chainages des linteaux</u> 2 HA10 ancrés de 50 diamètres § 5.4.3.5.3(4) de l'Annexe nationale
	<u>Chainages horizontaux</u> – chaînage périphérique continu d'au moins 3 cm ² de section ; – chaînage au croisement de chaque élément de contreventement avec le plancher d'au moins 1,5 cm ² . § 11.5	<u>Chainages horizontaux</u> – chaînage périphérique continu d'au moins 3 cm ² de section ; – chaînage au croisement de chaque élément de contreventement avec le plancher d'au moins 1,5 cm ² . § 5.4.3.5.3(4) de l'Annexe nationale

La méthode modale spectrale

La méthode modale spectrale est donnée comme méthode de référence par l'EC8-1 [EC8-1/4.3.3.1(2)P].

Le comportement de la structure étudiée est supposé élastique [EC8-1/4.3.3.1(1)] et la sollicitation sismique est décrite à l'aide d'un spectre de réponse. Dans l'EC8-1, celui-ci est appelé « spectre de calcul » [EC8-1/3.2.2.5].

Cette méthode est d'autant plus employée par les bureaux d'études que les logiciels actuels permettent une saisie interactive très performante de la géométrie et des paramètres sismiques. Les modélisations sont très précises (quelquefois trop) et engendrent un nombre de nœuds très important. Il est donc nécessaire de calculer un grand nombre de modes pour que la somme des masses modales effectives pour les modes considérés atteigne au moins 90 % de la masse totale de la structure [EC8-1/4.3.3.3.1(3)].

L'obtention des résultats sismiques (efforts, déplacements, accélérations) se fait par superposition quadratique des modes dans chaque direction [EC8-1/4.3.3.3.2]. Cette obtention se fait quasiment de façon automatique, ce qui fait que le déroulement des calculs est totalement « transparent » pour l'utilisateur du logiciel.

Ce chapitre explique, tout d'abord, les bases théoriques de la méthode, puis donne un exemple numérique complet sur un oscillateur à trois degrés de liberté. Cet exemple décrit les différentes phases de calculs effectuées par les logiciels.

6.1 Oscillateur simple

6.1.1 Définition

Un oscillateur simple est constitué d'une masse m reliée à un support par un ressort de raideur k et un amortisseur de valeur c . Il est soumis à une force variable en fonction du temps $f(t)$.

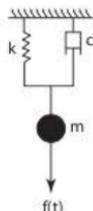


Figure 6.1.1.1 Oscillateur simple

Dans la direction de la force $f(t)$:

- le déplacement de la masse est égal à $u(t)$;
- sa vitesse à : $\dot{u} = du / dt$;
- son accélération à : $\ddot{u} = d^2u / dt^2$.

Lors de son mouvement, la masse est soumise à :

- une force de rappel due au ressort égale à : $-k \cdot u(t)$;
- une force due à l'amortisseur égale à : $-c \cdot \dot{u}$;
- la force imposée $f(t)$.

L'équation fondamentale de la dynamique permet d'écrire :

$$m \cdot \ddot{u} = -k \cdot u - c \dot{u} + f(t) \Rightarrow \ddot{u} = -\frac{k}{m} \cdot u - \frac{c}{m} \dot{u} + \frac{f(t)}{m}$$

En posant $\omega^2 = \frac{k}{m}$, on obtient :

$$\ddot{u} + \frac{c}{m} \dot{u} + \omega^2 \cdot u = \frac{f(t)}{m}$$

ω est la pulsation : elle se mesure en radian par seconde. Elle est liée à la période T (seconde) et à la fréquence f (hertz) par les relations :

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \text{ et } f = \frac{\omega}{2\pi}$$

L'étude de l'oscillateur simple se caractérise par sa pulsation (ou plus communément par sa période) et par son amortissement. La période de vibration est celle du mouvement libre pour lequel la force extérieure est nulle : $f(t) = 0$.

6.1.2 Oscillations libres

Lorsque la force extérieure est nulle, on dit que la masse oscille librement. L'équation de la dynamique s'écrit :

$$\ddot{u} + \frac{c}{m} \dot{u} + \omega^2 \cdot u = 0$$

Pour un oscillateur non amorti ($c = 0$), la solution de cette équation est de la forme $u(t) = A \cos(\omega t + \varphi)$.

A et φ sont des constantes que l'on peut déterminer à partir des conditions initiales, par exemple le déplacement et la vitesse à l'instant $t = 0$.

6.2 Cas du séisme

6.2.1 Calcul du déplacement relatif

Dans le cas du séisme, l'oscillateur est soumis à sa base à un mouvement du sol variable en fonction du temps $d_s(t)$.

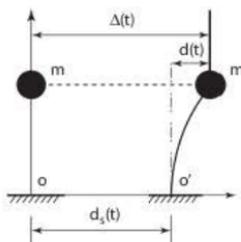


Figure 6.2.1 Déplacement relatif d'un oscillateur simple

Dans le repère absolu (origine O), le déplacement de la masse est égal à $\Delta(t)$; dans le repère relatif lié à la masse (origine O'), le déplacement est égal à $d(t)$.

En appelant $d_s(t)$ le déplacement du sol, dans le repère absolu, on peut écrire la relation entre les déplacements :

$$\Delta(t) = d_s(t) + d(t)$$

On en déduit une relation analogue entre les accélérations :

$$\ddot{\Delta}(t) = \ddot{d}_s(t) + \ddot{d}(t)$$

Comme précédemment (voir § 6.1.1), la masse est soumise, dans le repère relatif, à :

- une force de rappel due au ressort égale à $-k \cdot d(t)$;
- une force due à l'amortisseur égale à $-c \cdot \dot{d}(t)$.

Ces forces sont liées à l'accélération absolue par la relation :

$$\ddot{\Delta}(t) = -\frac{k}{m} \cdot d - \frac{c}{m} \dot{d}(t) \Rightarrow \ddot{d}_s(t) + \ddot{d}(t) = -\frac{k}{m} \cdot d - \frac{c}{m} \dot{d}(t)$$

En posant : $f(t) = -m\ddot{d}_s(t)$, l'équation s'écrit : $\ddot{d}(t) + \frac{k}{m} \cdot d + \frac{c}{m} \dot{d}(t) = \frac{f(t)}{m}$

On se ramène donc à l'étude d'un oscillateur simple, dans le repère relatif, la masse étant soumise à une force $f(t)$ proportionnelle à l'accélération du sol.

La valeur du déplacement $d(t)$ est donnée par l'intégrale de Duhamel [V. Davidovici (dir), *Pratique du calcul sismique*, Eyrolles-AFNOR, chap. 1] :

$$d(t) = -\frac{1}{\omega_D} \int_0^t \frac{d_s^2(\tau)}{dt^2} e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cdot \sin[\omega_D(t-\tau)] d\tau \text{ avec } \omega_D = \omega\sqrt{1-\xi^2} \text{ et } \xi = \frac{c}{2m\omega}$$

ω_D est appelée « pseudo-pulsation ».

La valeur du déplacement dépend uniquement de la pulsation ω , du coefficient d'amortissement ξ et de l'accélération du sol.

Les structures sont constituées de matériaux (béton, acier, bois) qui ont des amortissements ξ très faibles. On peut donc en déduire que la pseudo-pulsation est quasiment égale à la pulsation ω .

La valeur du déplacement s'écrit alors :

$$d(t) = -\frac{1}{\omega} \int_0^t \frac{d_s^2(\tau)}{dt^2} e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cdot \sin[\omega(t-\tau)] d\tau$$

6.2.2 Calcul de la pseudo-accélération

À partir de la valeur du déplacement d , on peut en déduire la force de rappel F_1 à laquelle est soumise la masse : $F_1 = -k \cdot d$.

On peut également effectuer un calcul en supposant la masse soumise à une accélération fictive, appelée « pseudo-accélération », γ égale à $\omega^2 \cdot d$. La force dans le ressort est évaluée par un calcul statique à partir de la force $m \cdot \omega^2 \cdot d$. On en déduit que la force F_2 de rappel dans le ressort est égale à $-m \cdot \omega^2 \cdot d = -k \cdot d$ puisque $\omega^2 = k/m$.

On en déduit ainsi que $F_2 = F_1$.

Dans le cas d'un oscillateur non amorti ($c = 0$), l'équation $\ddot{\Delta}(t) = -\frac{k}{m} \cdot d - \frac{c}{m} \dot{d}(t)$ s'écrit :

$$\ddot{\Delta}(t) = -\omega^2 \cdot d = -\gamma$$

La pseudo-accélération γ est donc égale, au signe près, à l'accélération absolue $\ddot{\Delta}(t)$.

6.3 Spectres de réponse

6.3.1 Spectre de déplacement

On considère un oscillateur simple (raideur k , masse m , coefficient d'amortissement ξ) soumis à un séisme : sa base se déplace avec une accélération γ , donnée par une courbe accélération/temps, appelée « accélérogramme », égale à :

$$\gamma = \frac{d_s^2(t)}{dt^2}$$

À un instant t , le déplacement $d(t)$ est égal à (voir § 6.2.1) :

$$d(t) = -\frac{1}{\omega_D} \int_0^t \frac{d_s^2(\tau)}{dt^2} e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cdot \sin[\omega_D(t-\tau)] d\tau$$

On peut donc tracer une courbe donnant le déplacement en fonction du temps ; le déplacement ne dépend que de ω et de ξ puisque γ est connue.

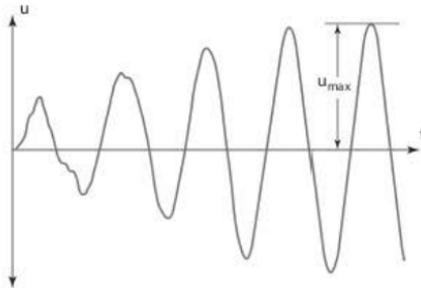


Figure 6.3.1.1 Déplacement relatif en fonction du temps

Pour chaque courbe, le déplacement U_{\max} dépend des deux paramètres ω et de ξ . Pour une valeur de ξ donnée, on peut tracer la courbe donnant U_{\max} en fonction de la période T ($T = 2\pi/\omega$). Cette courbe s'appelle « spectre de déplacement ».

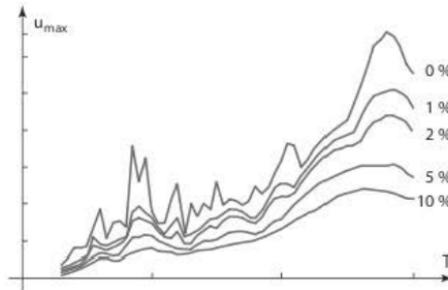


Figure 6.3.1.2 Spectre de déplacement

6.3.2 Spectre de pseudo-accelération

Pour obtenir un « spectre d'accélération », il suffit de multiplier les valeurs de U_{\max} par ω^2 (voir § 6.2.2).

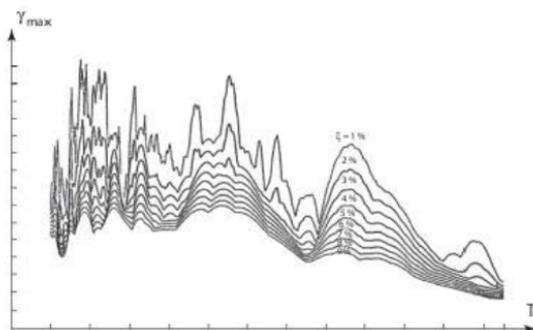


Figure 6.3.2.1 Spectre d'accélération

6.3.3 Spectre élastique normalisé

Les spectres déterminés dans le paragraphe précédent découlent d'un seul accélérogramme. Pour calculer un bâtiment, qui peut être très éloigné du site où a été enregistré l'accélérogramme, il convient d'établir un spectre de calcul qui résulte de l'enveloppe d'un certain nombre de spectres provenant d'accélérogrammes enregistrés dans des lieux où la nature du sol est comparable.

En outre, les accélérogrammes enregistrés proviennent de séismes différents ; il faut donc appliquer à ces spectres une affinité afin qu'ils correspondent tous à une même accélération de sol. On obtient ainsi des « spectres normalisés ».

L'Eurocode 8 a fait le choix de paramétrer les spectres par :

- a. des accélérations d'ancrage, notée a_g , dépendant de la zone sismique et de la catégorie d'importance du bâtiment (voir § 1.3.1) ;
- b. des classes de sol (voir § 3.2.3).

6.4 Oscillateur multiple

6.4.1 Définition

Un oscillateur multiple est composé de plusieurs masses reliées entre elles par différents éléments qui sont eux-mêmes reliés à un support. Ainsi, un bâtiment peut être représenté par des « éléments barres » ou des « éléments finis » qui relient des nœuds auxquels sont associés des masses. Certains barres et certains éléments finis sont reliés à des nœuds d'appuis, supposés représenter le sol.

L'oscillateur peut être spatial (modèle 3D) ou plan (modèle 2D).

Chaque nœud de l'oscillateur comporte six degrés de liberté dans les modèles spatiaux, trois dans les modèles plans, voire un ou deux dans les modèles à barres très simplifiés.

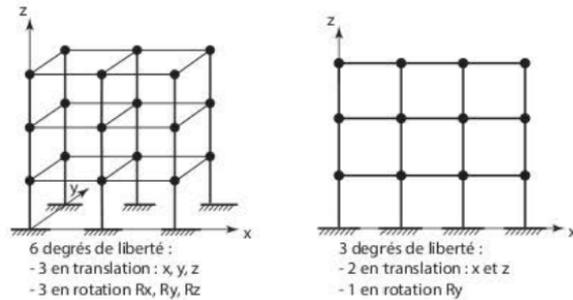


Figure 6.4.1.1 Oscillateurs multiples

L'équation fondamentale de la dynamique devient, sous forme matricielle :

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

6.4.2 Oscillations libres

Comme pour l'oscillateur simple, l'équation du mouvement d'un oscillateur multiple libre non amorti s'écrit :

$$M \cdot \ddot{U} + K \cdot U = 0$$

K : matrice de rigidité de la structure ;

M : matrice de masse de la structure ;

U : vecteur des déplacements des nœuds de la structure ;

\ddot{U} : vecteur des accélérations des nœuds de la structure.

Une solution particulière de cette équation est $U = a \cdot D \cdot \cos(\omega t + \varphi)$ où a, ω et φ sont des constantes et D un vecteur constant.

On en déduit le vecteur vitesse $\dot{U} = -a \cdot \omega \cdot D \cdot \sin(\omega t + \varphi)$

et le vecteur accélération $\ddot{U} = -a \cdot \omega^2 \cdot D \cdot \cos(\omega t + \varphi)$

En remplaçant U et \ddot{U} par leur valeur dans l'équation $M \cdot \ddot{U} + K \cdot U = 0$, on obtient :

$$a \cdot (K - \omega^2 M) D \cdot \cos(\omega t + \varphi) = 0$$

Cette équation devant être vérifiée, quelle que soit la valeur du temps t, le terme $\cos(\omega t + \varphi)$ n'est pas toujours nul ; on en déduit :

$$(K - \omega^2 M) D = 0$$

Cette équation représente un système de n équations à n inconnues qui sont les composantes du vecteur D.

Ce système admet une solution unique si le déterminant $|K - \omega^2 M|$ est différent de 0. Cette solution est le vecteur nul $D = 0$, qui n'est pas la solution recherchée. Par conséquent, pour obtenir une solution différente du vecteur nul, il faut que le déterminant $|K - \omega^2 M|$ soit nul.

La résolution de $|\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}| = 0$ permet d'obtenir les valeurs des n pulsations relatives aux n modes de vibration de la structure : $\omega_1, \omega_2, \omega_3, \dots, \omega_n$ et les vecteurs propres $D_1, D_2, D_3, \dots, D_n$, obtenus par $(\mathbf{K} - \omega_i^2 \mathbf{M})D_i = 0$. Mais, comme le déterminant est nul, le système admet une infinité de solutions ; il faut donc se fixer arbitrairement une composante pour chaque vecteur D_i . Le déplacement $U(t)$ de la structure peut s'exprimer en fonction des différents vecteurs propres :

$$U(t) = \sum_{i=1}^n a_i \cdot D_i \cdot \cos(\omega_i t + \phi_i)$$

Les coefficients a_i et ϕ_i sont donnés par les conditions aux limites ; par exemple, si le mouvement de l'oscillateur est obtenu en le relâchant après l'avoir écarté de sa position d'équilibre d'un déplacement d_0 au temps $t = 0$, la vitesse est nulle et le déplacement vaut d_0 .

6.4.3 Oscillations forcées

Lorsque l'oscillateur est soumis à des forces extérieures F , le mouvement est défini par l'équation :

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

En décomposant le vecteur U selon les n modes qui forment une base de vecteurs.

$$\mathbf{U} = \sum_{i=1}^n y_i D_i$$

L'équation s'écrit :

$$\mathbf{M} \sum_{i=1}^n \ddot{y}_i D_i + \mathbf{C} \sum_{i=1}^n \dot{y}_i D_i + \mathbf{K} \sum_{i=1}^n y_i D_i = \mathbf{F}(t)$$

En multipliant les deux membres de l'équation par le vecteur transposé D_j^t :

$$D_j^t \cdot \mathbf{M} \sum_{i=1}^n \ddot{y}_i D_i + D_j^t \cdot \mathbf{C} \sum_{i=1}^n \dot{y}_i D_i + D_j^t \cdot \mathbf{K} \sum_{i=1}^n y_i D_i = D_j^t \cdot \mathbf{F}(t)$$

Il est possible de démontrer [A. Capra et V. Davidović, *Calcul dynamique des structures en zone sismique*, Eyrolles, annexe B] que les vecteurs propres sont orthogonaux, c'est-à-dire que, si $i \neq j$:

$$D_i^t \cdot \mathbf{K} \cdot D_j = D_i^t \cdot \mathbf{M} \cdot D_j = D_i^t \cdot \mathbf{C} \cdot D_j = 0$$

L'équation s'écrit alors :

$$D_j^t \cdot \mathbf{M} \cdot D_j \cdot \ddot{y}_j + D_j^t \cdot \mathbf{C} \cdot D_j \cdot \dot{y}_j + D_j^t \cdot \mathbf{K} \cdot D_j \cdot y_j = D_j^t \cdot \mathbf{F}(t)$$

En définissant les paramètres suivants :

$$m_j = D_j^t \cdot \mathbf{M} \cdot D_j ; k_j = D_j^t \cdot \mathbf{K} \cdot D_j ; \omega_j = \sqrt{\frac{k_j}{m_j}} ; c_j = D_j^t \cdot \mathbf{C} \cdot D_j = 2\xi_j \omega_j m_j ; f_j(t) = D_j^t \cdot \mathbf{F}(t)$$

L'équation s'écrit :

$$\ddot{y}_j + 2\xi_j \omega_j \dot{y}_j + \omega_j^2 y_j = \frac{f_j(\tau)}{m_j}$$

Cette équation est identique à celle d'un oscillateur simple (voir § 6.1.1).

La solution est donnée par l'intégrale de Duhamel :

$$y_j(t) = -\frac{1}{m_j \omega_{Dj}} \int_0^t f_j(\tau) \cdot e^{-\xi_j \omega_j (t-\tau)} \cdot \sin[\omega_{Dj}(t-\tau)] d\tau \text{ avec } \omega_{Dj} = \omega_j \sqrt{1-\xi_j^2}$$

et le vecteur déplacement U s'exprime en fonction de la base des vecteurs propres :

$$U = \sum_{j=1}^n y_j(t) D_j$$

6.4.4 Cas du séisme

6.4.4.1 Équations du mouvement

Comme pour l'oscillateur simple (§ 6.2), on peut écrire que dans le repère absolu (origine O), le déplacement de la masse m_i est égal à $\Delta_i(t)$; dans le repère relatif lié à la masse (origine O'), le déplacement est égal à $d_i(t)$.

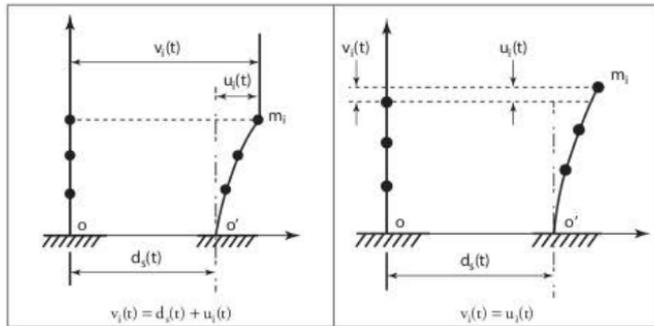


Figure 6.4.4.1 Déplacement relatif d'un oscillateur multiple

Dans la direction du mouvement du sol, on peut écrire la relation entre les déplacements :

$$v_i(t) = d_s(t) + u_i(t)$$

Dans les autres directions, les déplacements relatif et absolu sont égaux :

$$v_i(t) = u_i(t)$$

Donc, plus généralement, on peut écrire :

$$v_i(t) = \delta_i \cdot d_s(t) + u_i(t)$$

$\delta_i = 1$ pour les degrés de liberté correspondant à la direction du déplacement du sol et $\delta_i = 0$ pour les autres.

Pour l'ensemble des degrés de liberté, l'équation s'écrit sous forme matricielle :

$$V(t) = \Delta \cdot d_s(t) + U(t)$$

Les masses sont soumises, dans le repère relatif, à :

- des forces de rappel égales à $-K \cdot U$;
- des forces d'amortissement égales à $C \cdot \dot{U}$.

Ainsi, on peut écrire :

$$M \cdot \ddot{V} = -K \cdot U - C\dot{U} \quad \text{avec} \quad \ddot{V} = \Delta \cdot \ddot{d}_s(t) + \ddot{U}(t)$$

Et, par conséquent :

$$M \cdot \ddot{U} + C \cdot \dot{U} + K \cdot U = -M \cdot \Delta \cdot \ddot{d}_s(t)$$

En posant $F(t) = -M \cdot \Delta \cdot \ddot{d}_s(t)$, on retrouve l'équation fondamentale $M \cdot \ddot{U} + C \cdot \dot{U} + K \cdot U = F(t)$

Les forces auxquelles est soumis l'oscillateur sont les forces d'inertie qui agirait sur lui s'il se déplaçait comme la base, sans subir de déformation.

La résolution de l'équation matricielle d'ordre n peut se décomposer en la résolution de n équations différentielles découplées.

Le vecteur déplacement U s'écrit :

$$U = \sum_{j=1}^n u_j(t) \Phi_j$$

u_j étant donné par l'intégrale de Duhamel :

$$u_j(t) = -\frac{1}{m_j \omega_{Dj}} \int_0^t \ddot{d}_s(\tau) \cdot e^{-\xi_j \omega_j (t-\tau)} \cdot \sin[\omega_{Dj}(t-\tau)] d\tau$$

Φ_j est un vecteur proportionnel au vecteur propre D_j .

Par conséquent, le calcul de la réponse de l'oscillateur multiple selon le mode j revient à celui d'un oscillateur simple de pulsation ω_j et de coefficient d'amortissement ξ_j .

Si on utilise un spectre d'accélération, comme dans les règles PS92 ou l'EC8-1, le vecteur Γ_j des pseudo-accélérations à prendre en compte est égal à $\Gamma_j = \gamma_j \Phi_j$.

γ_j est l'accélération lue sur le spectre ; elle est égale à $\gamma_j = \omega_j^2 u_j$.

6.4.4.2 Coefficient de participation

Le coefficient de participation a_j du mode j est défini par l'expression :

$$a_j = \frac{D_j^i \cdot M \cdot \Delta}{D_j^i \cdot M \cdot D_j}$$

La composante i du vecteur D_j étant désignées par d_j^i et celle du vecteur D étant égale à 1, le coefficient de participation s'écrit :

$$a_j = \frac{\sum_{i=1}^n m_i d_j^i}{\sum_{i=1}^n m_i (d_j^i)^2}$$

6.4.4.3 Masse modale

Une autre façon de quantifier la participation des modes est de prendre en compte la notion de « masse modale ». Pour chaque mode j , la masse modale m_j^* est définie par l'expression :

$$m_j^* = \frac{(D_j^t \cdot M \cdot \Delta)^2}{D_j^t \cdot M \cdot D_j}$$

Si les vecteurs propres sont normalisés par rapport à la matrice de masse ($D_j^t \cdot M \cdot D_j = 1$), le carré du coefficient de participation est égal à la masse modale : $a_j^2 = m_j^*$.

Il est possible de démontrer que la somme des masses modales de tous les modes est égale à la masse totale M_{tot} de la structure sollicitée dans la direction du vecteur Δ .

$$M_{\text{tot}} = \Delta^t \cdot M \cdot \Delta = \sum_{j=1}^n m_j^*$$

6.4.4.4 Superposition des modes

Le spectre de réponse permet d'obtenir le maximum de la réponse pour chaque mode. Les périodes des modes étant différentes, les maxima ne sont pas atteints en même temps ; il est donc très défavorable de sommer la réponse pour chaque mode.

Dans les normes récentes, il est habituel d'utiliser la combinaison quadratique complète CQC qui exprime la réponse sous la forme :

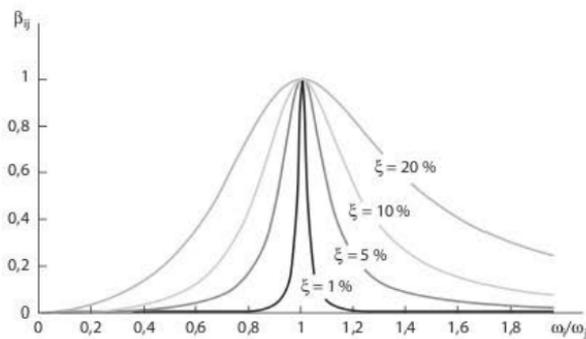
$$S = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \beta_{ij} S_i S_j}$$

β_{ij} est un coefficient de corrélation dont l'expression est égale à :

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

Cette expression se simplifie lorsque les amortissements des modes sont tous égaux, comme avec l'EC8-1 où, pour le spectre de calcul, la valeur de l'amortissement est incluse dans celle du coefficient de comportement (voir § 3.2.3.3).

$$\beta_{ij} = \frac{8\xi^2 \cdot \left(1 + \frac{\omega_i}{\omega_j}\right) \left(\frac{\omega_i}{\omega_j}\right)^{\frac{3}{2}}}{\left(1 - \left(\frac{\omega_i}{\omega_j}\right)^2\right)^2 + 4\xi^2 \cdot \frac{\omega_i}{\omega_j} \cdot \left(1 + \frac{\omega_i}{\omega_j}\right)^2}$$

Figure 6.4.4.1 Valeurs du coefficient β_{ij} en fonction du rapport ω_i/ω_j

Sur la figure 6.4.4.1, on voit que si les modes ont la même période, le coefficient de corrélation β_{ij} est égal à 1.

Lorsque l'amortissement est faible (ce qui est le cas pour les structures en béton armé, en charpente métallique et en bois) et que les périodes sont distinctes ($\beta_{ii} = 1$ et β_{ij} est voisin de 0), on aboutit alors à la combinaison SRSS (*square root of the sums of the squares*) :

$$S = \sqrt{\sum_{i=1}^n S_i^2}$$

6.4.4.5 Sélection des modes

Dans les modélisations informatiques, le nombre de nœuds est très important et, par conséquent, le nombre de modes total très élevé (en règle générale, trois fois le nombre de nœuds). Il convient donc de limiter le nombre de modes à calculer, du fait de la durée des calculs et surtout parce que les modes qui ont des fréquences élevées traduisent mal le comportement réel des bâtiments.

Dans les normes parasismiques (PS92 et EC8-1), il est admis que le nombre de modes retenus est correct dès que la somme des masses modales (voir § 3.2.4.9) atteint 90 % de la masse totale. Néanmoins, cette limite des 90 % peut être insuffisante pour obtenir le comportement local de certaines parties du bâtiment.

En outre, à partir d'une certaine plage de fréquences (33 hertz en règle générale), la réponse d'un oscillateur simple n'est plus amplifiée.

Dans l'équation $\ddot{d}_s(t) + \dot{d}(t) = -\frac{k}{m} \cdot d - \frac{c}{m} \dot{d}(t)$, les termes concernant l'accélération \ddot{d} et la vitesse \dot{d} peuvent être négligés.

On obtient alors : $\dot{d}_s(t) = -\frac{k}{m} \cdot d = -\omega^2 \cdot d$ soit $d = -\frac{1}{\omega^2} \cdot \dot{d}_s$

Cela revient à étudier un oscillateur lié rigidement à son support et soumis à l'accélération du sol. À partir de cette fréquence, qu'on appelle « fréquence de coupure », les modes sont dits « modes rigides ».

On peut exprimer la réponse du système, notamment le déplacement U , en séparant les modes amplifiés (1 à k) des modes rigides ($k+1$ à n).

$$U = \sum_{i=1}^k a_i D_i u_i(t) + \sum_{i=k+1}^n a_i D_i u_i(t) = \sum_{i=1}^k a_i D_i u_i(t) - \ddot{d}_s(t) \sum_{i=k+1}^n \frac{a_i}{\omega_i^2} D_i$$

On peut en déduire que la déformée statique X de l'oscillateur soumis à une accélération unitaire $\ddot{d}_s(t) = -1$ vaut :

$$X = \sum_{i=1}^k \frac{a_i}{\omega_i^2} D_i + \sum_{i=k+1}^n \frac{a_i}{\omega_i^2} D_i = \sum_{i=1}^k a_i D_i u_i(t) - \ddot{d}_s(t) \sum_{i=k+1}^n \frac{a_i}{\omega_i^2} D_i$$

Puis :

$$U = \sum_{i=1}^k a_i D_i u_i(t) - \ddot{d}_s(t) \left(X - \sum_{i=k+1}^n \frac{a_i}{\omega_i^2} D_i \right)$$

La réponse de l'oscillateur se compose :

- d'un premier terme égal à la somme des réponses des modes à réponse dynamique ;
- d'un second terme proportionnel à l'accélération du sol $\ddot{d}_s(t)$.

Les combinaisons modales s'effectuent comme indiqué précédemment (voir § 6.4.4.4) en assimilant le second terme à un mode, appelé soit « pseudo-mode », soit « mode résiduel ».

Lorsque le pourcentage de masse modale pris en compte dans les calculs n'atteint pas les 90 % exigés par l'EC8-1, il est donc possible d'ajouter le pseudo-mode à la combinaison des modes afin de pallier le déficit de masse modale.

6.4.5 Exemple numérique

Le modèle représente une tour radar, en béton armé, comportant trois niveaux :

- le fût, de hauteur totale L , est représenté par une barre d'inertie I ;
- à chaque niveau, la masse représente la masse de la plateforme ainsi que celle du fût.

Le but de l'exemple est de déterminer les modes propres dans la direction horizontale puis les efforts sismiques.

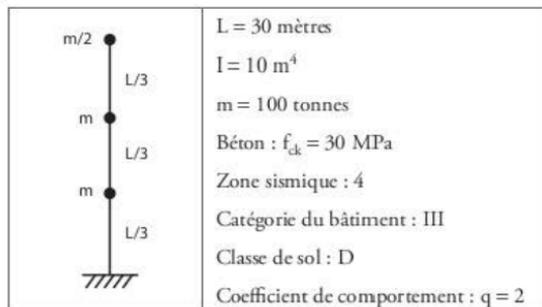


Figure 6.4.5.1 Exemple numérique : hypothèses

L'équation du mouvement est $M \cdot \ddot{U} + K \cdot U = 0$.

Pour déterminer les pulsations propres, puis les périodes propres, il faut calculer les racines du déterminant $|K - \omega^2 M| = 0$.

La détermination de la matrice de rigidité K se fait en établissant tout d'abord, à l'aide d'un formulaire de résistance des matériaux, la matrice de souplesse S .

Ensuite, les vecteurs propres se déduisent du système d'équations $(K - \omega^2 M)D = 0$.

Les différentes étapes du calcul sont donc :

1. détermination de la matrice de souplesse S ;
2. détermination de la matrice de rigidité K ;
3. établissement de la matrice de masse M ;
4. détermination des pulsations propres en résolvant $|K - \omega^2 M| = 0$;
5. détermination des vecteurs propres en résolvant $(K - \omega^2 M)D = 0$;
6. détermination des coefficients de participation.

6.4.5.1 Matrice de souplesse S

Un formulaire de résistance des matériaux permet d'obtenir la déformée y d'une poutre-console, de longueur L , soumise à une force concentrée F .

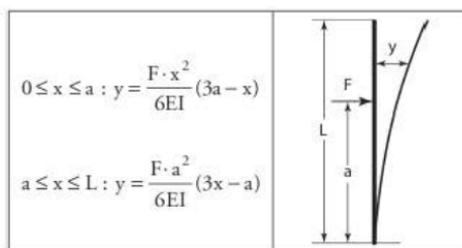


Figure 6.4.5.1.1 Formulaire de RDM : déformée d'une console soumise à une charge concentrée

En appliquant une force F_3 au troisième niveau, on obtient :

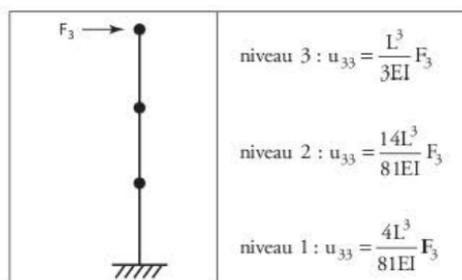


Figure 6.4.5.1.2 Console : déplacements sous charge au 3^e niveau

En appliquant une force F_2 au deuxième niveau, on obtient :

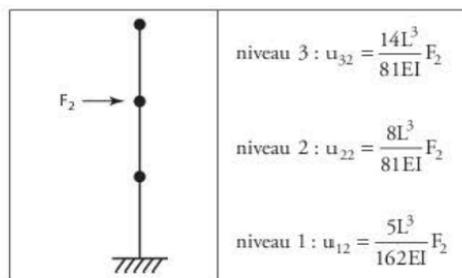


Figure 6.4.5.1.3 Console : déplacements sous charge au 2^e niveau

En appliquant une force F_1 au premier niveau, on obtient :

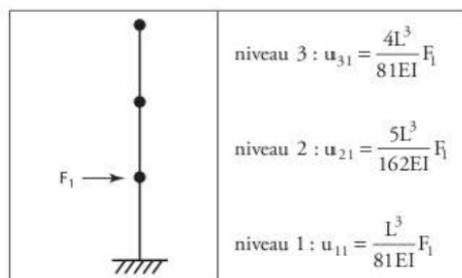


Figure 6.4.5.1.4 Console : déplacements sous charge au 1^{er} niveau

Le déplacement total de la console soumise au trois forces F_1 , F_2 et F_3 s'écrit matriciellement en cumulant les déplacements calculés ci-dessus :

$$\begin{pmatrix} u_3 \\ u_2 \\ u_1 \end{pmatrix} = \frac{L^3}{81EI} \begin{pmatrix} 27 & 14 & 4 \\ 14 & 8 & 2,5 \\ 4 & 2,5 & 1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} F_3 \\ F_2 \\ F_1 \end{pmatrix}$$

Soit :

$$U = S \cdot F \text{ avec } S = \frac{L^3}{81EI} \begin{pmatrix} 27 & 14 & 4 \\ 14 & 8 & 2,5 \\ 4 & 2,5 & 1 \end{pmatrix}$$

S est la « matrice de souplesse » de la structure.

6.4.5.2 Matrice de rigidité K

La matrice de rigidité K est l'inverse de la matrice de souplesse S.

$$K = S^{-1} = \frac{8IEI L^3}{13L^3} \begin{pmatrix} 7 & -16 & 12 \\ -16 & 44 & -46 \\ 12 & -46 & 80 \end{pmatrix}$$

Il est à noter que les matrices de souplesse et de rigidité sont des matrices symétriques.

6.4.5.3 Matrice de masse M

La matrice de masse M est diagonale du fait qu'on considère que les masses sont concentrées aux nœuds et que, par conséquent, il n'y a pas de masse répartie entre les nœuds. Ainsi, l'accélération d'une masse ne génère une force d'inertie que sur cette masse et pas sur les autres.

$$M = \begin{pmatrix} m/2 & 0 & 0 \\ 0 & m & 0 \\ 0 & 0 & m \end{pmatrix}$$

6.4.5.4 Déterminant $|K - \omega^2 M| = 0$

La résolution de $|K - \omega^2 M| = 0$ permet d'obtenir les valeurs des trois pulsations propres :

$$\omega_1 = 1,93 \sqrt{\frac{EI}{mL^3}}, \quad \omega_2 = 10,90 \sqrt{\frac{EI}{mL^3}} \quad \text{et} \quad \omega_3 = 27,15 \sqrt{\frac{EI}{mL^3}}$$

Les paragraphes 4.3.1(6) et 4.3.1(7) de l'EC8-1 demandent de prendre en compte la fissuration du béton, en divisant la raideur par 2. Le module instantané du béton est égal, selon l'Eurocode 2, à :

$$E_{cm} = 22 \cdot \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0,3} = 22 \cdot \left(\frac{30 + 8}{10} \right)^{0,3} = 32,8 \text{ GPa} = 32\,800 \text{ MPa}$$

On en déduit, en adoptant $E = 16\,400 \text{ MPa}$:

$$\omega_1 = 1,93 \sqrt{\frac{EI}{mL^3}} = 1,93 \sqrt{\frac{16\,400 \times 10^3 \times 10}{100 \times 30^3}} = 15,04 \Rightarrow T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = 0,42 \text{ s}$$

$$\omega_2 = 10,90 \sqrt{\frac{EI}{mL^3}} = 10,90 \sqrt{\frac{16\,400 \times 10^3 \times 10}{100 \times 30^3}} = 84,95 \Rightarrow T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} = 0,074 \text{ s}$$

$$\omega_3 = 27,15 \sqrt{\frac{EI}{mL^3}} = 27,15 \sqrt{\frac{16\,400 \times 10^3 \times 10}{100 \times 30^3}} = 211,60 \Rightarrow T_3 = \frac{2\pi}{\omega_3} = 0,03 \text{ s}$$

Dans les applications numériques, il faut toujours veiller à l'homogénéité des unités : la masse m étant exprimée en tonne, il faut obligatoirement exprimer le module d'élasticité en kPa et non en MPa. Ici, $E = 16\,400 \text{ MPa} = 16\,400 \cdot 10^3 \text{ kPa}$.

6.4.5.5 Détermination des vecteurs propres

À chaque valeur de pulsation propre ω_i calculée ci-dessus correspond un vecteur propre D_i selon la relation $(K - \omega_i^2 M)D_i = 0$.

1^{er} mode (mode « fondamental ») : $\omega_1 = 15,04$ rad/s

On se fixe $d_1^1 = 1$.

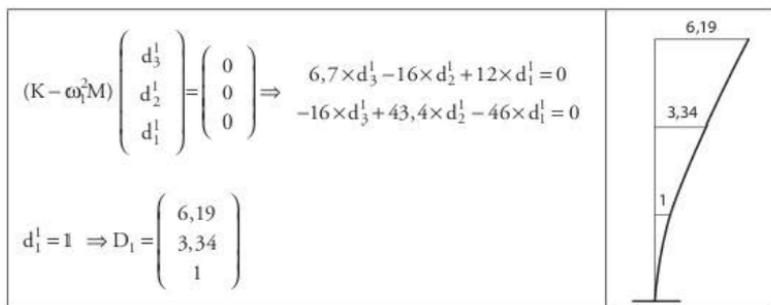


Figure 6.4.5.5.1 Console – 1^{er} mode de vibration

2^e mode : $\omega_2 = 84,95$ rad/s

On se fixe $d_1^2 = 1$.

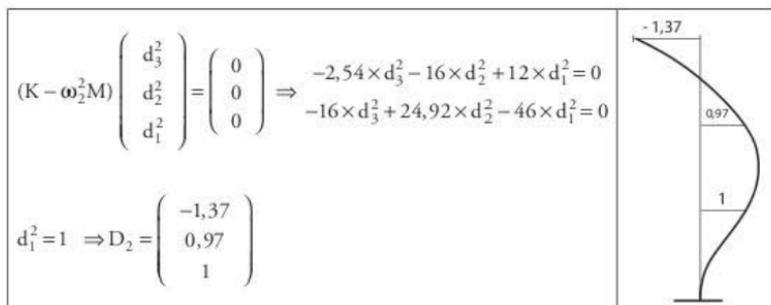


Figure 6.4.5.5.2 Console – 2^e mode de vibration

3^e mode : $\omega_3 = 211,60 \text{ rad/s}$

On se fixe $d_1^3 = 1$.

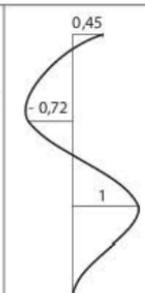
$(K - \omega_3^2 M) \begin{pmatrix} d_3^3 \\ d_2^3 \\ d_1^3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \Rightarrow \begin{cases} -52,16 \times d_3^3 - 16 \times d_2^3 + 12 \times d_1^3 = 0 \\ -16 \times d_3^3 + 74,32 \times d_2^3 - 46 \times d_1^3 = 0 \end{cases}$	
$d_1^3 = 1 \Rightarrow D_3 = \begin{pmatrix} 0,45 \\ -0,72 \\ 1 \end{pmatrix}$	

Figure 6.4.5.3 Console – 3^e mode de vibration

6.4.5.6 Détermination des coefficients de participation

Les coefficients de participation de chaque mode se calculent à partir des composantes de chaque vecteur propre.

1^{er} mode :

$$a_1 = \frac{\sum_{i=1}^3 m_i d_i^1}{\sum_{i=1}^3 m_i (d_i^1)^2} = \frac{50 \times 6,19 + 100 \times 3,34 + 100 \times 1}{50 \times 6,19^2 + 100 \times 3,34^2 + 100 \times 1^2} = 0,2374$$

2^e mode :

$$a_2 = \frac{\sum_{i=1}^3 m_i d_i^2}{\sum_{i=1}^3 m_i (d_i^2)^2} = \frac{50 \times (-1,37) + 100 \times 0,97 + 100 \times 1}{50 \times (-1,37)^2 + 100 \times 0,97^2 + 100 \times 1^2} = 0,4463$$

3^e mode :

$$a_3 = \frac{\sum_{i=1}^3 m_i d_i^3}{\sum_{i=1}^3 m_i (d_i^3)^2} = \frac{50 \times 0,45 + 100 \times (-0,72) + 100 \times 1}{50 \times 0,45^2 + 100 \times (-0,72)^2 + 100 \times 1^2} = 0,3118$$

Il est à noter que la valeur des coefficients de participation dépend entièrement des composantes des vecteurs propres. Avec le choix fait ici (première composante des vecteurs propres égale à 1), la somme des coefficients de participation de tous les modes est égal à 1.

6.4.5.7 Détermination des masses modales

En fait, dans les logiciels informatiques, la « participation » de chaque mode est mesurée par le pourcentage de masse modale restituée (voir § 6.4.4.3)

Pour cela, il faut que les vecteurs propres sont normalisés par rapport à la matrice de masse ($D_i^T \cdot M \cdot D_i = 1$) ; cela revient à choisir les composantes des vecteurs propres de telle façon que les dénominateurs des coefficients de participation soient égaux à 1.

Le dénominateur du coefficient de participation du mode 1 est égal à :

$$50 \times 6,19^2 + 100 \times 3,34^2 + 100 \times 1^2 = 3\,131 = (55,96)^2$$

En divisant les composantes du vecteur D_1 par 55,96, on obtient un « nouveau » vecteur propre D'_1 :

$$D'_1 = \frac{1}{55,96} \begin{pmatrix} 6,19 \\ 3,34 \\ 1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0,1106 \\ 0,0597 \\ 0,0179 \end{pmatrix}$$

Le coefficient de participation associé est égal à :

$$a'_1 = \frac{50 \times 0,1106 + 100 \times 0,0597 + 100 \times 0,0179}{50 \times 0,1106^2 + 100 \times 0,0597^2 + 100 \times 0,0179^2} = \frac{13,290}{1} = 13,290$$

De même, pour les coefficients de participation des modes 2 et 3 :

Le dénominateur du coefficient de participation du mode 2 est égal à :

$$50 \times (-1,37)^2 + 100 \times 0,97^2 + 100 \times 1^2 = 288 = (16,97)^2$$

En divisant les composantes du vecteur D_2 par 16,97, on obtient un « nouveau » vecteur propre D'_2 :

$$D'_2 = \frac{1}{16,97} \begin{pmatrix} -1,37 \\ 0,97 \\ 1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -0,0807 \\ 0,0572 \\ 0,0589 \end{pmatrix}$$

Le coefficient de participation associé est égal à :

$$a'_2 = \frac{50 \times (-0,0807) + 100 \times 0,0572 + 100 \times 0,0589}{50 \times (-0,0807)^2 + 100 \times 0,0572^2 + 100 \times 0,0589^2} = \frac{7,575}{1} = 7,575$$

Le dénominateur du coefficient de participation du mode 3 est égal à :

$$50 \times 0,45^2 + 100 \times (-0,72)^2 + 100 \times 1^2 = 288 = (12,73)^2$$

En divisant les composantes du vecteur D_3 par 12,73, on obtient un « nouveau » vecteur propre D'_3 :

$$D'_3 = \frac{1}{12,73} \begin{pmatrix} 0,45 \\ -0,72 \\ 1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0,0353 \\ -0,0566 \\ 0,0786 \end{pmatrix}$$

Le coefficient de participation associé est égal à :

$$a'_3 = \frac{50 \times 0,0353 + 100 \times (-0,0566) + 100 \times 0,0786}{50 \times 0,0353^2 + 100 \times (-0,0566)^2 + 100 \times 0,0786^2} = \frac{3,965}{1} = 3,965$$

La masse modale est alors égale au carré du coefficient de participation (voir § 6.4.4.3) :

$$m_1^* = a_1'^2 = 13,290^2 = 176,6 \text{ t}$$

$$m_2^* = a_2'^2 = 7,575^2 = 57,4 \text{ t}$$

$$m_3^* = a_3'^2 = 3,965^2 = 15,7 \text{ t}$$

On vérifie que la somme des masses modales est égale à la masse totale du bâtiment :
 $176,6 + 57,4 + 15,7 = 250$ tonnes

La masse modale du premier mode représente 70,6 % de la masse totale, celle du deuxième mode 23 % et celle du troisième mode 6,4 %.

6.4.5.7.1 Détermination des accélérations spectrales

La lecture spectrale donne les accélérations suivantes :

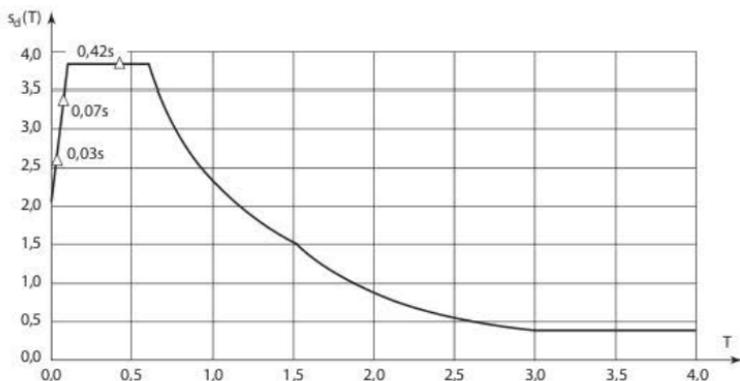


Figure 6.4.5.7.1.1 Spectre de calcul de l'EC8-1

Mode 1 :

$$T = 0,42 \text{ s} \Rightarrow S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} = 1,6 \times 1,2 \times 1,6 \times \frac{2,5}{2} = 3,84 \text{ m/s}^2$$

Mode 2 :

$$\begin{aligned} T = 0,074 \text{ s} \Rightarrow S_d(T) &= a_g \cdot S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \\ &= 1,6 \times 1,2 \times 1,6 \times \left[\frac{2}{3} + \frac{0,074}{0,10} \left(\frac{2,5}{2} - \frac{2}{3} \right) \right] \\ &= 3,37 \text{ m/s}^2 \end{aligned}$$

Mode 3 :

$$\begin{aligned} T = 0,03 \text{ s} \Rightarrow S_d(T) &= a_g \cdot S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \\ &= 1,6 \times 1,2 \times 1,6 \times \left[\frac{2}{3} + \frac{0,03}{0,10} \left(\frac{2,5}{2} - \frac{2}{3} \right) \right] \\ &= 2,60 \text{ m/s}^2 \end{aligned}$$

6.4.5.8 Détermination des vecteurs « accélérations »

Mode 1 :

$$\Gamma_1 = a_1 \times S_d(T_1) \times D'_1 = 13,29 \times 3,84 \times \begin{pmatrix} 0,1106 \\ 0,0597 \\ 0,0179 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 5,64 \\ 3,05 \\ 0,91 \end{pmatrix} \text{ m/s}^2$$

Mode 2 :

$$\Gamma_2 = a_2 \times S_d(T_2) \times D'_2 = 7,575 \times 3,37 \times \begin{pmatrix} -0,0807 \\ 0,0572 \\ 0,0589 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -2,06 \\ 1,46 \\ 1,50 \end{pmatrix} \text{ m/s}^2$$

Mode 3 :

$$\Gamma_3 = a_3 \times S_d(T_3) \times D'_3 = 3,965 \times 2,60 \times \begin{pmatrix} 0,0353 \\ -0,0566 \\ 0,0789 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0,36 \\ -0,58 \\ 0,81 \end{pmatrix} \text{ m/s}^2$$

6.4.5.9 Détermination des vecteurs « déplacements »

Les vecteurs « déplacements » se déduisent des vecteurs « accélérations » en divisant les composantes de ceux-ci par le carré de la pulsation (voir § 6.4.4.1). Il ne faut pas oublier de multiplier les résultats par la valeur du coefficient de comportement (ici, $q = 2$).

Mode 1 : $\omega_1 = 15,04 \text{ rad/s}$

$$D_1 = q \times \frac{\Gamma_1}{\omega_1^2} = 2 \times \frac{1}{15,04^2} \begin{pmatrix} 5,64 \\ 3,05 \\ 0,91 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0,050 \\ 0,027 \\ 0,008 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Mode 2 : $\omega_2 = 84,95 \text{ rad/s}$

$$D_2 = q \times \frac{\Gamma_2}{\omega_2^2} = 2 \times \frac{1}{84,95^2} \begin{pmatrix} -2,06 \\ 1,46 \\ 1,50 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -0,571 \\ 0,404 \\ 0,416 \end{pmatrix} 10^{-3} \text{ m}$$

Mode 3 : $\omega_3 = 211,60 \text{ rad/s}$

$$D_3 = q \times \frac{\Gamma_3}{\omega_3^2} = 2 \times \frac{1}{211,6^2} \begin{pmatrix} 0,36 \\ -0,58 \\ 0,81 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 16,1 \\ -25,9 \\ 36,2 \end{pmatrix} 10^{-6} \text{ m}$$

6.4.5.10 Détermination des vecteurs « forces »

Les vecteurs « forces » se déduisent de la multiplication de la matrice de masses par les vecteurs « accélérations ».

Mode 1 :

$$\vec{F}_1 = M \cdot \Gamma_1 = \begin{pmatrix} 50 & 0 & 0 \\ 0 & 100 & 0 \\ 0 & 0 & 100 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 5,64 \\ 3,05 \\ 0,91 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 282 \\ 305 \\ 91 \end{pmatrix} \text{ kN}$$

Mode 2 :

$$\vec{F}_2 = M \cdot \Gamma_2 = \begin{pmatrix} 50 & 0 & 0 \\ 0 & 100 & 0 \\ 0 & 0 & 100 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} -2,06 \\ 1,46 \\ 1,50 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -103 \\ 146 \\ 150 \end{pmatrix} \text{ kN}$$

Mode 3 :

$$\vec{F}_3 = M \cdot \Gamma_3 = \begin{pmatrix} 50 & 0 & 0 \\ 0 & 100 & 0 \\ 0 & 0 & 100 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 0,36 \\ -0,58 \\ 0,81 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 18 \\ -58 \\ 81 \end{pmatrix} \text{ kN}$$

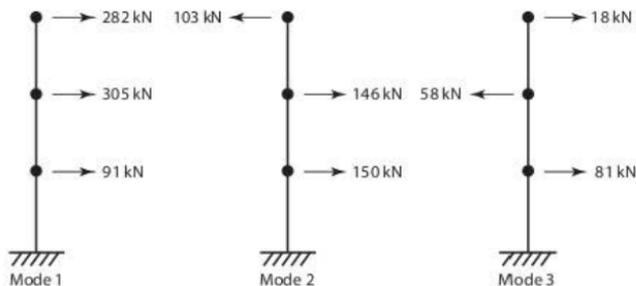


Figure 6.4.5.10.1 Console – efforts sismiques par mode

6.4.5.11 Détermination de l'effort tranchant en pied

Pour calculer l'effort tranchant en pied, il faut tout d'abord calculer l'effort tranchant pour chaque mode puis en faire la superposition quadratique.

$$\text{Mode 1 : } V_1 = 282 + 305 + 91 = 678 \text{ kN}$$

$$\text{Mode 2 : } V_2 = -103 + 146 + 150 = 193 \text{ kN}$$

$$\text{Mode 3 : } V_3 = 18 - 58 + 81 = 41 \text{ kN}$$

L'effort tranchant sismique résultant est égal à :

$$V = \sqrt{V_1^2 + V_2^2 + V_3^2} = \sqrt{678^2 + 193^2 + 41^2} = 706 \text{ kN}$$

La superposition utilisée est la superposition SRSS car les périodes des trois modes ne sont pas proches (c'est quasiment toujours le cas dans ce type de modèle à barres). C'est donc inutile de compliquer les calculs en utilisant la superposition quadratique CQC, qui donnerait exactement les mêmes résultats.

Il est à noter que, quelle que soit la superposition quadratique adoptée (SRSS ou CQC), celle-ci ne doit intervenir que pour déterminer la valeur recherchée, ici, celle de l'effort tranchant en pied.

Une erreur communément répandue est de faire des superpositions quadratiques sur des valeurs intermédiaires pour ensuite calculer une valeur. Dans le cas présent, cette erreur s'illustre en faisant la démarche de calculs suivante :

Dans un premier temps, calcul, par superposition quadratique, de l'effort sismique par niveau à partir des efforts de chaque mode.

$$\text{Niveau 3 : } V_3 = \sqrt{282^2 + 103^2 + 18^2} = 301 \text{ kN}$$

$$\text{Niveau 2 : } V_2 = \sqrt{305^2 + 146^2 + 58^2} = 343 \text{ kN}$$

$$\text{Niveau 1 : } V_1 = \sqrt{91^2 + 150^2 + 81^2} = 193 \text{ kN}$$

Dans un second temps, calcul de l'effort tranchant en pied :

$$V = 301 + 343 + 193 = 837 \text{ kN}$$

On obtient donc 837 kN au lieu de 706 kN, soit environ 20 % de plus. Cette méthode, non licite, majore toujours les efforts du fait que la perte des signes se situe dès la première phase de calculs et non dans la dernière.

6.4.5.12 Traitement de l'exemple par le logiciel Hercule

NUMERO DU MODE	PERIODE	FREQUENCE	MASSES // X	EFFECTIVES // Y	NUMERO DU CAS
1	0.4214	2.3731	70.6	0.0	101
2	0.0746	13.3959	22.9	0.0	102
3	0.0300	33.3575	6.4	0.0	103
TOTAL			100.0	0.0	

Figure 6.4.5.12.1 Tableau des modes propres

Effort tranchant à la base (en tonnes), déplacements (m) et accélérations (m/s^2) :

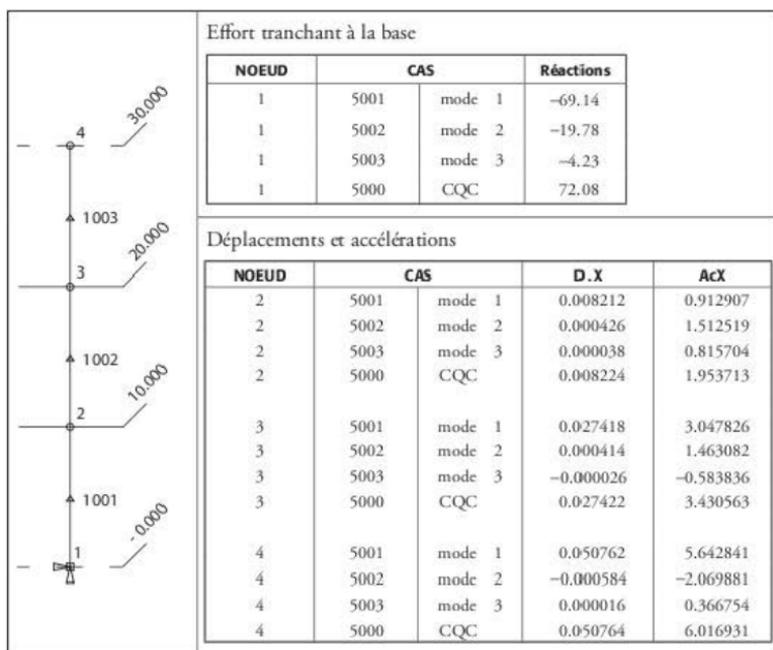


Figure 6.4.5.12.2 Tableau des résultats

6.4.5.13 Traitement de l'exemple par le logiciel Robot

La modélisation Robot de l'exemple ci-dessus conduit aux résultats suivants.

Périodes propres :

Mode	Fréquence	Période	% Masse	Cumul % masse	Masse totale
1	2.4	0.42	70.65	70.65	250.09
2	13.52	0.07	22.93	93.58	250.09
3	33.68	0.03	6.42	100	250.09

Figure 6.4.5.13.1 Tableau des modes propres

Effort tranchant à la base (kN) et déplacements (m) :

	Effort tranchant à la base		Déplacements		
	Mode	Réaction (kN)	Nœud	Mode	UX [m]
4	1	-678,45	1	1	0.0000
	2	-193,40	1	2	0.0000
	3	-41,46	1	3	0.0000
	CQC	707,17	1	CQC	0.0000
3			2	1	0.0081
			2	2	0.0004
			2	3	0.0000
			2	CQC	0.0081
2			3	1	0.0269
			3	2	0.0004
			3	3	0.0000
			3	CQC	0.0269
2			4	1	0.0498
			4	2	-0.0006
			4	3	0.0000
			4	CQC	0.0498
1					

Figure 6.4.5.13.2 Tableau des résultats (combinaison CQC)

Le logiciel effectue une superposition quadratique selon la méthode CQC. Il est possible d'effectuer une superposition SRSS, comme dans le calcul manuel. Les comparaisons entre les deux méthodes montrent bien que les résultats sont identiques du fait que les périodes propres ne sont pas proches (§ 6.4.5.11)

Effort tranchant à la base		Déplacements		
Mode	Réaction (kN)	Nœud	Mode	UX [m]
SRSS	706,69	1	SRSS	0.0000
CQC	707,17	1	CQC	0.0000
		2	SRSS	0.0081
		2	CQC	0.0081
		3	SRSS	0.0269
		3	CQC	0.0269
		4	SRSS	0.0498
		4	CQC	0.0498

Figure 6.4.5.13.3 Tableau des résultats (combinaison SRSS)

6.4.5.14 Traitement de l'exemple par le logiciel Advance Design

La modélisation Advance Design de l'exemple ci-dessus conduit aux résultats suivants :

<i>Grandeurs des modes propres</i>						
Mode N°	Pulsation (rad/s)	Période (s)	Fréquence (Hz)	Énergie (J)	Masses modales	Amortissement (%)
					XT (%)	
1	14.96	0.42	2.38	111.93	177.48 (70.97)	5.00
2	81.45	0.08	12.96	3317.15	57.90 (23.15)	5.00
3	189.85	0.03	30.22	18020.99	14.71 (5.88)	5.00
résiduel					-0.00 (-0.00)	
Total				21450.07	250.09 (100.00)	

Figure 6.4.5.14.1 Tableau des modes propres

Le logiciel effectue une superposition quadratique selon la méthode CQC. À la date de rédaction de ce chapitre, il n'est pas possible d'effectuer une superposition SRSS dans le logiciel.

<i>Somme des actions aux appuis et blocages des nœuds (repère global)</i>						
Cas	Centre de poussée			Forces résultantes		
N°	X (m)	Y (m)	Z (m)	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)
3 (CQC)	0.00	0.00	0.00	-711.46	0.00	0.00

Figure 6.4.5.14.2 Effort tranchant à la base

<i>Déplacements des nœuds par cas de charges (repère global)</i>		
Cas de charges	N°	DX(cm)
3 (CQC)	1	0.00
	2	0.83
	3	2.74
	4	5.04
Min(n° élément)		0.00 (1)
Max(n° élément)		5.04 (4)
3 (Mode : 1)	1	0.00
	2	-0.82
	3	-2.74
	4	-5.04
Min(n° élément)		-5.04 (4)
Max(n° élément)		0.00 (1)
3 (Mode : 2)	1	0.00
	2	-0.04
	3	-0.04
	4	0.06
Min(n° élément)		-0.04 (2)
Max(n° élément)		0.06 (4)
3 (Mode : 3)	1	0.00
	2	0.00
	3	0.00
	4	0.00
Min(n° élément)		0.00 (1)
Max(n° élément)		0.00 (1)

Figure 6.4.5.14.3 Déplacements

Bâtiment en béton armé contreventé par des portiques

Ce chapitre traite l'exemple d'un bâtiment de bureaux contreventé par des portiques en béton armé. La détermination des efforts est faite de deux manières différentes :

- la méthode des forces latérales (voir § 3.2.4.6) ;
- la méthode modale spectrale (voir § 3.2.4.9).

7.1 Hypothèses

7.1.1 Géométrie du bâtiment

- Hauteur totale du bâtiment : $H = 18,50$ m
- Hauteur du rez-de-chaussée : $h_{\text{RdC}} = 3,50$ m
- Hauteur des étages : $h_{\text{étage}} = 3$ m
- Longueur totale du bâtiment : $L_x = 20$ m
- Largeur totale du bâtiment : $L_y = 15$ m
- Épaisseur des planchers : $e_{\text{plancher}} = 20$ cm
- Dimensions des poteaux : 40×50 cm
- Dimensions des poutres : 40×50 cm (épaisseur plancher incluse)

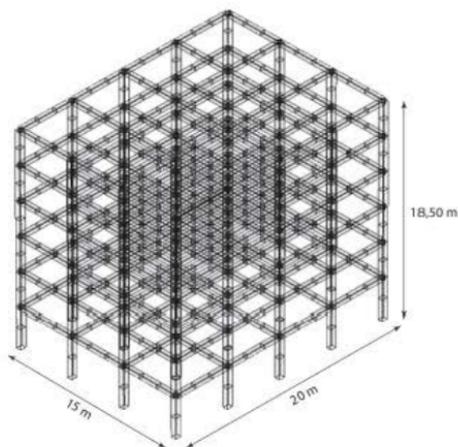


Figure 7.1.1.1 Géométrie du bâtiment

7.1.2 Matériaux

- Béton : $f_{ck} = 30$ MPa
- Acier : $f_{yk} = 500$ MPa (acier de classe B)

7.1.3 Charges appliquées

- Poids propre
- Charges permanentes : $G = 2$ kN/m²
- Charges d'exploitation : $Q = 3$ kN/m² pour les étages courants et $Q = 0,75$ kN/m² pour la terrasse

7.1.4 Hypothèses sismiques

- Zone de sismicité : 4
- Catégorie d'importance du bâtiment : III
- Classe de sol : D

7.2 Résistance de calcul des matériaux

7.2.1 Béton

La résistance de calcul du béton en compression est égale à :

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,3} = 23 \text{ MPa}$$

La valeur moyenne de la résistance en traction directe du béton est égale à :

$$f_{ctm} = 0,3 (f_{ck})^{2/3} = 0,3 (30)^{2/3} = 2,9 \text{ MPa}$$

7.2.2 Acier

La résistance de calcul de l'acier est égale à :

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,0} = 500 \text{ MPa}$$

7.3 Descente de charges

7.3.1 Planchers

Niveau	Surface (m ²)	Poids propre	G au m ²	Total PP + G	Q au m ²	Total Q
1	300	5 kN/m ²	2 kN/m ²	2 100 kN	3 kN/m ²	900 kN
2	300	5 kN/m ²	2 kN/m ²	2 100 kN	3 kN/m ²	900 kN
3	300	5 kN/m ²	2 kN/m ²	2 100 kN	3 kN/m ²	900 kN
4	300	5 kN/m ²	2 kN/m ²	2 100 kN	3 kN/m ²	900 kN
5	300	5 kN/m ²	2 kN/m ²	2 100 kN	3 kN/m ²	900 kN
6	300	5 kN/m ²	2 kN/m ²	2 100 kN	0,75 kN/m ²	225 kN
Total				12 600 kN		4 725 kN

7.3.2 Poutres des planchers

Niveau	Section de la retombée (m ²)	L _x (m)	Nombre // X	L _y (m)	Nombre // Y	Total
1	0,12	20	4	15	5	465 kN
2	0,12	20	4	15	5	465 kN
3	0,12	20	4	15	5	465 kN
4	0,12	20	4	15	5	465 kN
5	0,12	20	4	15	5	465 kN
6	0,12	20	4	15	5	465 kN
Total						2 790 kN

7.3.3 Poteaux

Niveau	Section (m ²)	Hauteur	Nombre	Total
	0,20	18,5	20	1 850 kN

7.3.4 Charges par niveau

Niveau	PP + G (kN) planchers	G (kN) poutres	G (kN) poteaux	Total (kN) PP + G	Q (kN) planchers
0	0	0	175	175	
1	2 100	465	325	2 890	900
2	2 100	465	300	2 865	900
3	2 100	465	300	2 865	900
4	2 100	465	300	2 865	900
5	2 100	465	300	2 865	900
6	2 100	465	150	2 715	225
Total	12 600	2 790	1 850	17 240	4 725

7.4 Détermination des efforts sismiques globaux – méthode des forces latérales

Le bâtiment étant régulier en élévation, il peut être calculé par la méthode des forces latérales.

7.4.1 Masse totale du bâtiment

La masse totale du bâtiment soumise au séisme est égale la masse totale correspondant aux charges permanentes (PP + G) et à une partie des charges d'exploitation (Q). Le coefficient à utiliser pour déterminer cette part des charges d'exploitation est le coefficient ψ_E (voir § 3.2.3.6).

$$\psi_E = \phi \times \psi_2$$

Le bâtiment étant destiné à un usage de bureaux, il est de catégorie B, selon l'Eurocode 1, partie 1-1 ; le coefficient ϕ donc est égal à 0,3 et le coefficient ψ_2 à 0,8 pour les étages courants et à 1 pour la terrasse.

La masse totale m du bâtiment est égale à :

$$m = \frac{17\,240 + 0,24 \times 4\,500 + 0,30 \times 225}{9,81} = 1\,875 \text{ t}$$

Par niveau, la répartition des masses est la suivante :

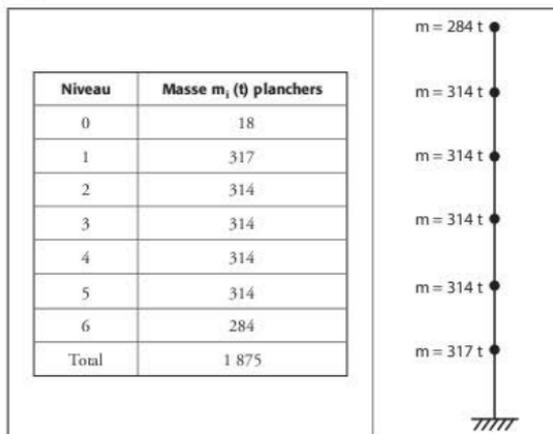


Figure 7.4.1.1 Répartition des masses

7.4.2 Périodes du bâtiment

La période « forfaitaire » du bâtiment est donnée par l'EC8-1 (voir § 3.2.4.6.1).

$$T_1 = C_1 \times H^{3/4}$$

Pour les portiques en béton armé, le coefficient C_1 vaut 0,075.

$$T_1 = 0,075 \times (18,50)^{3/4} = 0,67 \text{ s}$$

7.4.3 Coefficient de comportement

Le coefficient de comportement est égal à (voir § 4.5) : $q = \max(q_0 \cdot k_w ; 1,5)$.

Le bâtiment est un système à ossature et il est régulier en plan et en élévation :

$$q_0 = 3,0 \times \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 3,0 \times 1,3 = 3,90$$

Pour les portiques, le coefficient k_w a pour valeur 1.

On adopte donc $q = 3,9$ dans les deux directions horizontales.

7.4.4 Accélération spectrales

Connaissant les périodes dans chaque sens, on peut déterminer, à partir du spectre de calcul, les accélérations spectrales dans les deux directions horizontales ; pour un sol de classe D, la période T_C est égale à 0,60 seconde :

$$T_1 \geq T_C \Rightarrow S_d(T_1) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \frac{T_C}{T_1} = 1,6 \times 1,2 \times 1,6 \times \frac{2,5}{3,9} \times \frac{0,60}{0,67} = 1,76 \text{ m/s}^2$$

7.4.5 Efforts tranchants à la base du bâtiment

L'effort tranchant sismique F_b à la base du bâtiment est égal à :

$$F_b = S_d(T_1) \times m \times \lambda = 1,76 \times 1875 \times 0,85 = 2\,805 \text{ kN}$$

Le bâtiment ayant plus de deux étages et les périodes dans chaque direction horizontale étant supérieures à $2T_c$, $\lambda = 0,85$.

7.4.6 Distribution des forces sismiques horizontales

La force statique équivalente au niveau i est donnée par :

$$F_i = F_b \times \frac{z_i \times m_i}{\sum z_j \times m_j}$$

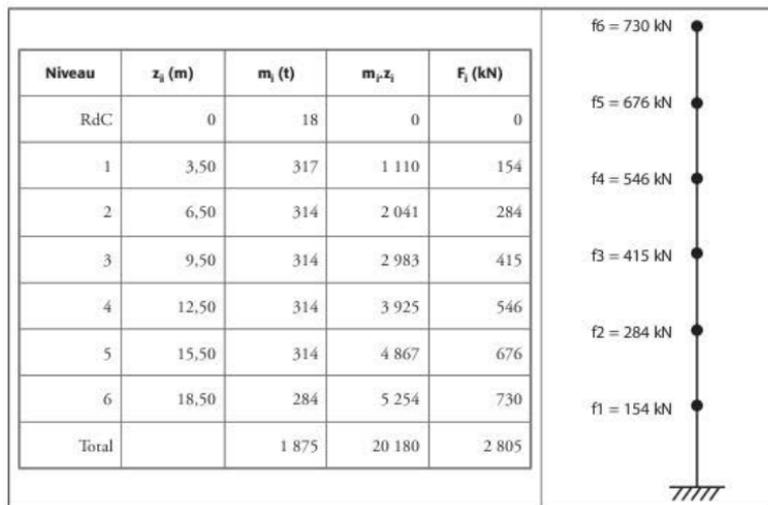


Figure 7.4.6.1 Répartition des forces sismiques

7.4.7 Prise en compte de la torsion

Les forces statiques équivalentes de calcul sont supposées agir au centre de gravité G des masses de l'étage considéré.

Les effets de torsion accidentels (voir § 3.2.4.7) peuvent être pris en compte en multipliant les effets des actions dans chaque élément de contreventement par le coefficient δ :

$$\delta = 1 + 1,2 \frac{x}{L_c}$$

Sens X ($L_e = 15$ m) :

Tableau 7.4.7.1 Excentrements – séisme sens X

File	$x_i = y_i - y_c $	i
1	7,50	1,60
2	2,50	1,20
3	2,50	1,20
4	7,50	1,60

Sens Y ($L_e = 20$ m) :

Tableau 7.4.7.2 Excentrements – séisme sens Y

File	$x_i = x_i - x_c $	i
1	10,00	1,60
2	5,00	1,30
3	0,00	1,00
4	5,00	1,30
5	10,00	1,60

7.4.8 Détermination des efforts dans les éléments

La répartition des efforts sismiques dans les différents portiques est déterminée en injectant dans un modèle 3D Hercules les efforts sismiques obtenus précédemment.

Les efforts obtenus dans le modèle sont ensuite multipliés par la valeur de δ correspondant à chaque file.

Le bâtiment étant situé en zone 4, son dimensionnement est effectué en ductilité moyenne (DCM).

7.4.8.1 Étude de la poutre 1

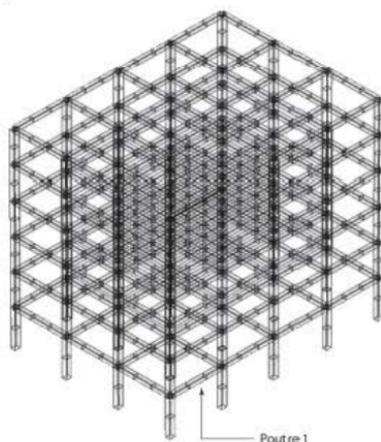


Figure 7.4.8.1.1 Repérage de la poutre étudiée

Les efforts maxi obtenus par Hercule dans la poutre repérée ci-dessus sont égaux à :

Tableau 74.8.1.1 Résultats dans la poutre étudiée sur appui de rive (kN et m·kN)

CAS	N	M
G	1.96	-24.92
Q	0.69	-7.26
séisme - sens X	-5.69	129.39

Tableau 74.8.1.2 Résultats dans la poutre étudiée en travée (kN et m·kN)

CAS	N	M
G	1.57	17.76
Q	0.49	5.89
séisme - sens X	-7.95	-51.80

Il est à noter que les efforts de compression sont comptés négativement dans Hercule.

Pour tenir compte de la torsion, il faut multiplier les efforts sismiques par le coefficient $\delta = 1,6$; on obtient alors :

- pour le séisme +X :

sur appui :

$$N_{Ed} = 1,96 + 0,3 \times 0,69 - 1,6 \times 5,69 = -7 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -24,92 - 0,3 \times 7,26 + 1,6 \times 129,39 = 180 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

en travée :

$$N_{Ed} = 1,57 + 0,3 \times 0,49 - 1,6 \times 7,95 = -11 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 17,76 + 0,3 \times 5,89 - 1,6 \times 51,8 = -63 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

- pour le séisme -X :

sur appui :

$$N_{Ed} = 1,96 + 0,3 \times 0,69 + 1,6 \times 5,69 = 11 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -24,92 + 0,3 \times 7,26 - 1,6 \times 129,39 = -234 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

en travée :

$$N_{Ed} = 1,57 + 0,3 \times 0,49 + 1,6 \times 7,95 = 14 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 17,76 + 0,3 \times 5,89 + 1,6 \times 51,8 = 102 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

74.8.1.1 Contraintes géométriques

La poutre est connectée à un « poteau de rive » ; l'EC8 [EC8-1 5.4.3.1.1(3)] indique que la largeur participante b_{eff} des membrures est égale à la largeur du poteau (b_c).

$$b_{eff} = b_c = 40 \text{ cm}$$

7.4.8.1.2 Calcul des aciers de flexion

Les efforts obtenus au paragraphe 7.4.8.1 conduisent :

- sur l'appui, à une section d'armatures supérieure égale à $11,9 \text{ cm}^2$, soit 6 HA 16 et à une section d'armatures inférieure égale à $8,9 \text{ cm}^2$, soit 6 HA 14. Il est à noter que conformément à [EC8-1/5.4.3.1.2(4)a], la section d'armatures comprimées est supérieure à la moitié de la section des armatures tendues ;
- en travée, à une section d'armatures inférieure égale à $4,9 \text{ cm}^2$ (les 6 HA 14 sont donc prolongés sur toute la longueur de la poutre) et à une section d'armatures supérieure égale à $2,8 \text{ cm}^2$ (2 HA 16 sont donc prolongés).

Le pourcentage d'armatures tendues ρ est égal à :

$$\rho = \frac{A}{b_w \times d} = \frac{12,06}{40 \times 45} = 0,0067$$

Le pourcentage d'armatures comprimées correspondantes ρ' est égal à :

$$\rho' = \frac{A'}{b_w \times d} = \frac{9,18}{40 \times 45} = 0,0051$$

7.4.8.1.3 Vérification du pourcentage minimal

Le pourcentage minimal à disposer [EC8-1 5.4.3.1.2(5)P] est égal à :

$$\rho_{\min} = 0,5 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,5 \times \frac{2,90}{500} = 0,0029$$

On vérifie bien $\rho_{\min} = 0,0029 < \rho = 0,0067$.

7.4.8.1.4 Vérification du pourcentage maximal

Le pourcentage maximal [EC8-1 5.4.3.1.2(4)] est égal à :

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\varphi} \times \epsilon_{sy,d}} \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,0051 + \frac{0,0018}{10,2 \times 0,0025} \times \frac{23}{500} = 0,0083$$

avec [EC8-1 5.2.3.4(3)] :

$$\mu_{\varphi} = 1,5 \times (2 \times g_0 - 1) = 1,5 \times (2 \times 3,9 - 1) = 10,20$$

Les aciers étant de classe B, la valeur de μ_{φ} doit être multipliée par 1,5 [EC8-1 5.2.3.4(4)].

On vérifie bien que $\rho = 0,0067 < \rho_{\max} = 0,0083$.

7.4.8.1.5 Vérification du diamètre maximal des barres

Pour un nœud poteau-poutre de rive, le diamètre maximal des barres longitudinales dans les nœuds poteau-poutre est égal à [EC8-1 5.6.2.2(2)P] :

$$d_{\max} = h_c \times \frac{7,5 \times f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \times f_{yd}} \times (1 + 0,8v_d) = 0,50 \times \frac{7,5 \times 2,90}{1,0 \times 500} \times (1 + 0,8 \times 0,0024) = 0,022$$

V_d est l'effort normal réduit de calcul dans le poteau :

$$V_d = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \times A_c} = \frac{N_{Ed}}{23 \times 0,40 \times 0,50} = \frac{0,011}{23 \times 0,40 \times 0,50} = 0,0024$$

Le diamètre maximal des barres longitudinales dans les nœuds de la structure est donc égal à 20 millimètres.

7.4.8.1.6 Résistance à l'effort tranchant

La détermination des armatures transversales doit se faire selon le paragraphe 5.4.2.2 de l'Eurocode 8 (voir § 4.7.3.2).

Le moment résistant de la poutre (calculé avec le logiciel MR de la Socotec) est égal à 250 m·kN, à l'origine et à l'extrémité. Celui du poteau connecté à la poutre est égal à 330 m·kN (voir § 7.4.8.2.5)

D'où :

$$\frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} = \frac{330}{250} = 1,32$$

Comme $\gamma_{Rd} = 1$, on en déduit que $M_{i,d} = M_{Rb,i}$

La charge appliquée (p) directement à la poutre est composée de son poids propre, du poids propre de la dalle, des charges permanentes et des charges d'exploitation supportées par la dalle, soit :

$$p = 0,40 \times 0,50 \times 25 + \frac{5 \times 0,20 \times 25}{4} + \frac{5 \times 2}{4} + 0,3 \times \frac{5 \times 3}{4} = 14,9 \text{ kN}$$

L'effort tranchant V_d est alors égal à :

$$V_d = \frac{14,9 \times 5}{2} + \frac{250 + 250}{5} = 137 \text{ kN}$$

L'effort tranchant résistant $V_{Rd,c}$ est égal à [EC2-1-1/6.2.2] :

$$V_{Rd,c} = \max \left(\left(\frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right); \frac{0,35}{\gamma_c} \cdot f_{ck}^{0,5} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d$$

avec :

$$k = \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} ; 2 \right) = \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{450}} ; 2 \right) = 1,67$$

L'effort normal dans la poutre étant une traction, $\sigma_{cp} = 0$

$$\rho_l = \min \left(\frac{A_{sl}}{b_w d} ; 0,02 \right) = \min \left(\frac{12,02}{40 \times 45} ; 0,02 \right) = 0,0067$$

On en déduit :

$$V_{Rd,c} = \max \left(\left(\frac{0,18}{1,30} \times 1,67 \times (100 \times 0,0067 \times 30)^{1/3} ; \frac{0,35}{1,30} \cdot 30^{0,5} \right) \right) \times 0,40 \times 0,45 = 265 \text{ kN}$$

L'effort tranchant V_d étant inférieur à $V_{Rd,c}$, il n'a pas lieu de disposer des armatures d'effort tranchant issues du calcul ; il convient alors d'adopter la section minimale donnée au paragraphe 9.2.2 de l'Eurocode 2 :

$$\rho_{w,\min} = \frac{0,08 \times \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \times \sqrt{30}}{500} = 0,000875$$

Soit une section d'armatures égale à :

$$\frac{A_{sw}}{S} = 0,000875 \times 40 = 3,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

7.4.8.2 Étude du poteau 1

Le poteau étudié est celui repéré sur la figure 7.4.8.2.1.

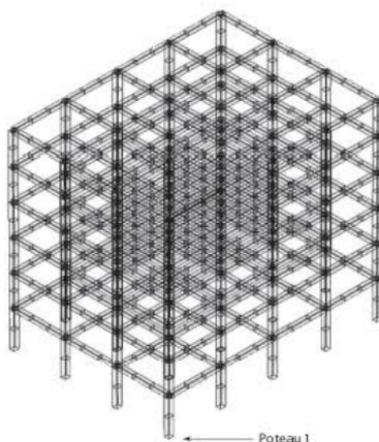


Figure 7.4.8.2.1 Repérage du poteau étudié

Les efforts maxi obtenus par Hercule dans le poteau repéré ci-dessus sont égaux à :

Tableau 7.4.8.2.1 Résultats dans le poteau étudié (kN et m·kN)

CAS	N	M
G	-484.71	-5.59
Q	-97.51	-1.77
séisme – sens X	-265.95	-169.81

Pour tenir compte de la torsion, il faut multiplier les efforts sismiques par le coefficient $\delta = 1,6$; on obtient alors :

– pour le séisme +X :

$$N_{Ed} = -484,71 - 0,3 \times 97,51 - 1,6 \times 265,95 = -940 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -5,59 - 0,3 \times 1,77 - 1,6 \times 169,81 = -278 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

– pour le séisme -X :

$$N_{Ed} = -484,71 - 0,3 \times 97,51 + 1,6 \times 265,95 = -88 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -5,59 - 0,3 \times 1,77 + 1,6 \times 169,81 = 266 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

7.4.8.2.1 Contraintes géométriques

L'article 5.4.1.2.2(1) de l'Eurocode 8 impose que les dimensions transversales du poteau soient supérieures au 1/10 de la plus grande distance entre le point d'inflexion et l'encastrement du poteau. Il est à noter qu'un corrigendum de l'EC8-1 impose, en outre, des dimensions transversales supérieures à 20 centimètres.

Les dimensions du poteau sont supérieures à cette valeur minimale.

7.4.8.2.2 Calcul des aciers de flexion

Un calcul en flexion composée avec flambement, selon l'Eurocode 2, conduit à une section d'armatures égale à 17 cm^2 , soit 10 HA 16.

Le pourcentage d'armatures ρ est égal à :

$$\rho = \frac{A}{b_w \times d} = \frac{20,10}{40 \times 45} = 0,0112$$

Le pourcentage maximal [EC8-1/5.4.3.2.2(1)P] à disposer est égal à : $\rho_{\max} = 0,04 \Rightarrow \text{OK}$.

Le pourcentage minimal [EC8-1/5.4.3.2.2(1)P] à disposer est égal à : $\rho_{\min} = 0,01 \Rightarrow \text{OK}$.

7.4.8.2.3 Effort normal réduit

L'effort normal réduit [EC8-1/5.4.3.2.1(3)P] doit être inférieur à 0,65.

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \times f_{cd}} = \frac{0,940}{0,40 \times 0,50 \times 23} = 0,20 \Rightarrow \text{OK}$$

7.4.8.2.4 Longueur critique

La longueur critique du poteau [EC8-1/5.4.3.2.2(4)] est égale au maximum entre sa hauteur (50 centimètres, le sixième de sa hauteur libre ($320 / 6 = 53$ centimètres) et 45 centimètres; on adopte la valeur arrondie de 55 centimètres.

7.4.8.2.5 Résistance à l'effort tranchant

Les armatures transversales dans un poteau sont déterminées à partir de l'effort tranchant V_d [EC8-1/5.4.2.3] :

$$V_d = \frac{|M_{1,d}| + |M_{2,d}|}{l_d}$$

Le moment résistant du poteau est égal à 330 m · kN, à l'origine et à l'extrémité.

$$\frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} = \frac{330}{250} = 1,32 \Rightarrow \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} = 0,76 \quad (\text{voir § 7.4.8.1.6}).$$

Comme $\gamma_{Rd} = 1,1$, on en déduit que $M_{i,d} = 0,85 M_{Rc,i}$.

L'effort tranchant V_d est alors égal à :

$$V_d = \frac{330 + 330}{3,20} = 206 \text{ kN}$$

L'effort tranchant résistant $V_{Rd,c}$ est égal à [EC2-1-1/6.2.2] :

$$V_{Rd,c} = \max \left(\left(\frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right) ; \frac{0,35}{\gamma_c} \cdot f_{ck}^{0,5} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d$$

avec :

$$k = \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} ; 2 \right) = \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{350}} ; 2 \right) = 1,76 ;$$

$$\sigma_{cp} = \min \left(\frac{N_{Ed}}{A_c} ; 0,2 \cdot f_{cd} \right) = \min \left(\frac{0,940}{0,40 \times 0,50} ; 0,2 \times 23,1 \right) = 4,6 \text{ MPa} ;$$

$$\rho_l = \min \left(\frac{A_{sl}}{b_w d} ; 0,02 \right) = \min \left(\frac{20,10}{40 \times 45} ; 0,02 \right) = 0,0112.$$

On en déduit :

$$V_{Rd,c} = \max \left(\left(\frac{0,18}{1,30} \times 1,76 \times (100 \times 0,0112 \times 30)^{1/3} + 0,15 \times 4,6 \right) ; \frac{0,35}{1,30} \cdot 30^{0,5} + 0,15 \times 4,6 \right) \times 0,40 \times 0,45 = 390 \text{ kN}$$

L'effort tranchant V_d étant inférieur à $V_{Rd,c}$, il n'a pas lieu de disposer des armatures d'effort tranchant issues du calcul ; il convient alors d'adopter la section minimale donnée au paragraphe 9.2.2 de l'Eurocode 2 :

$$\rho_{w,\min} = \frac{0,08 \times \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \times \sqrt{30}}{500} = 0,000875$$

Soit une section d'armatures égale à :

$$\frac{A_{sw}}{s} = 0,000875 \times 50 = 4,4 \text{ cm}^2 \cdot \text{m}^{-1}$$

Afin de respecter les paragraphes 5.4.3.2.2(10)P et 5.4.3.2.2(11) de l'Eurocode 8, on pourrait choisir un cadre + 2 épingles de diamètre 6 millimètres espacés de 12,5 centimètres. Mais, la vérification de la ductilité locale (voir § 7.4.8.2.6) n'est pas concluante avec ces valeurs. On choisit donc un cadre + 2 épingles de diamètre 10 millimètres espacés de 10 centimètres.

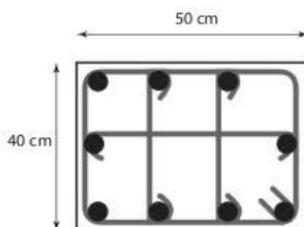


Figure 7.4.8.2.5.1 Ferrailage du poteau

7.4.8.2.6 Vérification de la ductilité locale

Le rapport mécanique en volume des armatures de confinement dans les zones critiques est égal à :

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume du noyau en béton}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Le volume des armatures de confinement, par mètre linéaire de poteau, est égal approximativement à :

$$(40 \times 3 + 4 \times 32) \times 0,785 \times 10 = 1\,946 \text{ cm}^3$$

D'où :

$$\omega_{wd} = \frac{1\,946}{32 \times 40 \times 100} \cdot \frac{500}{23} = 0,331$$

On vérifie, tout d'abord, que cette valeur est supérieure à la valeur minimale de 0,08 dans les zones critiques [EC8-1/5.4.3.2.2(9)].

Ensuite, pour que la ductilité locale dans la zone critique à la base des poteaux primaire soit vérifiée, il faut respecter l'inégalité suivante [EC8-1/5.4.3.2.2(8)] :

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} = 0,035$$

Ici :

$$\mu_{\phi} = 10,2 \text{ (voir § 7.4.8.1.4) ;}$$

$$\nu_d = 0,20 \text{ (voir § 7.4.8.2.3) ;}$$

$$b_c = 0,50 \text{ m ;}$$

$$b_0 = 0,40 \text{ m ;}$$

$$h_c = 0,40 \text{ m ;}$$

$$h_0 = 0,32 \text{ m ;}$$

$\varepsilon_{sy,d}$ est l'allongement de l'acier correspondant au début de la plastification :

$$\varepsilon_{sy,d} = \frac{500}{200\,000} = 0,0025$$

On en déduit :

$$30\mu_{\varphi} \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 = 30 \times 10,2 \times 0,20 \times 0,0025 \times \frac{0,50}{0,40} - 0,035 = 0,156$$

La valeur de α est égale à (voir § 4.7.4.3.1) :

$$\alpha = \left[1 - \sum_{i=1}^n \frac{b_i^2}{6b_0h_0} \right] \cdot \left[\left(1 - \frac{s}{2b_0} \right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2h_0} \right) \right]$$

L'espacement s étant égal à 10 cm (voir § 7.4.8.2.5), on en déduit :

$$\alpha = \left[1 - \frac{6 \times (13,3)^2 + 4 \times (16)^2}{6 \times 40 \times 32} \right] \cdot \left[\left(1 - \frac{10}{2 \times 40} \right) \cdot \left(1 - \frac{10}{2 \times 32} \right) \right] = 0,537$$

$$\alpha \cdot \omega_{wd} = 0,537 \times 0,331 = 0,178.$$

L'inégalité est donc bien vérifiée.

7.5 Détermination des efforts sismiques globaux – méthode modale spectrale

7.5.1 Périodes propres du bâtiment

Il est nécessaire de calculer cinq modes pour atteindre les 90 % de masses restituées.

Tableau 7.5.1.1 Tableau des modes propres

NUMERO DU MODE	PERIODE	FREQUENCE	MASSES			NUMERO DU CAS
			// X	// Y	// Z	
1	1.2433	0.8043	87.8	0.0	0.0	101
2	1.0999	0.9092	0.0	86.6	0.0	102
3	0.9703	1.0307	0.0	0.0	0.0	103
4	0.4100	2.4392	8.6	0.0	0.0	104
5	0.3597	2.7800	0.0	9.2	0.0	105
TOTAL			96.4	95.8	00.0	

Il est à remarquer que les périodes propres « exactes » sont nettement plus élevées que celle calculée forfaitairement ($T_1 = 0,67$ s) au paragraphe 7.4.2.

7.5.2 Application du spectre de calcul

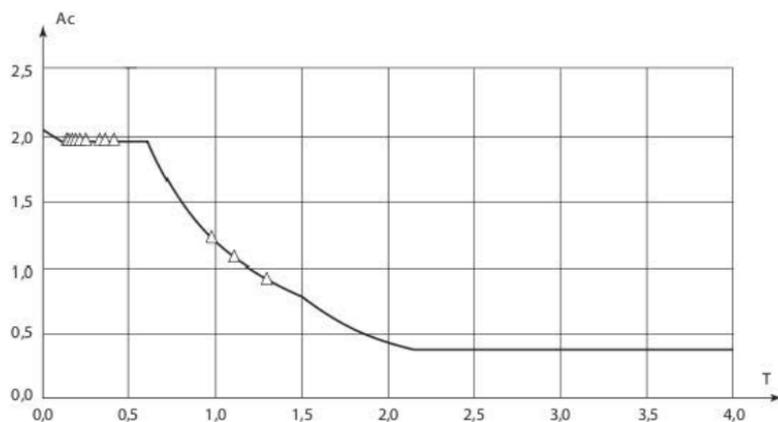


Figure 7.5.2.1 Spectre de calcul

7.5.3 Efforts tranchants à la base du bâtiment

Tableau 7.5.3.1 Efforts tranchants à la base du bâtiment

	Vx	Vy		Vx	Vy
sens X – mode 2	-1666	0	sens Y – mode 1	0	-1857
sens X – mode 5	-340	0	sens Y – mode 4	0	-363
superposition CQC	1702	0	superposition CQC	0	1894

Ces valeurs sont très nettement inférieures à celle calculée au paragraphe 7.4.5 : 2 805 kN. Cela provient, d'une part, du fait que les périodes sont plus élevées et, d'autre part, que le mode prépondérant ne représente qu'environ 85 % de la masse totale.

7.5.4 Détermination des efforts dans la poutre étudiée

La poutre étudiée est celle du paragraphe 7.4.8.1

Tableau 75.4.1 Résultats dans la poutre étudiée sur appui (kN et m-kN)

CAS	N	M
G	1.96	-24.92
Q	0.96	-7.26
séisme – sens X	4.51	119.29
séisme – sens Y	3.43	4.91
combinaison Newmark 1	7.75	93.69
combinaison Newmark 2	-1.37	-144.89
combinaison Newmark 3	5.69	90.74
combinaison Newmark 4	-3.43	-147.84
combinaison Newmark 5	6.97	13.64
combinaison Newmark 6	4.22	-57.98
combinaison Newmark 7	0.10	3.83
combinaison Newmark 8	-2.65	-67.69

Tableau 75.4.2 Résultats dans la poutre étudiée en travée (kN et m-kN)

CAS	N	M
G	1.57	17.76
Q	0.49	5.89
séisme – sens X	6.97	52.19
séisme – sens Y	4.61	3.83
combinaison Newmark 1	10.10	72.89
combinaison Newmark 2	-3.83	-31.49
combinaison Newmark 3	7.26	70.63
combinaison Newmark 4	-6.67	-33.75
combinaison Newmark 5	8.44	39.04
combinaison Newmark 6	4.32	7.75
combinaison Newmark 7	-0.78	31.39
combinaison Newmark 8	-5.00	0.10

Pour les mêmes raisons que précédemment (voir § 7.5.3), les valeurs d'efforts sont inférieures à celles obtenus au paragraphe 7.4.8.

7.5.5 Détermination des efforts dans le poteau étudié

Le poteau étudié est celui du paragraphe 7.4.8.2.

Tableau 7.5.5.1 Résultats dans le poteau étudié (kN et m·kN)

CAS	N	M
G	-484.71	-5.59
Q	-97.51	-1.77
séisme – sens X	233.87	150.98

Comme pour la poutre, les efforts obtenus par le calcul modal sont nettement plus faibles que ceux obtenus par la méthode des forces latérales.

Bâtiment en béton armé contreventé par des voiles

Ce chapitre traite l'exemple d'un bâtiment d'habitation contreventé par des voiles en béton armé. La détermination des efforts est faite de deux manières différentes :

- la méthode des forces latérales (voir § 8.5) ;
- la méthode modale spectrale (voir § 8.6).

8.1 Hypothèses

8.1.1 Géométrie du bâtiment

- Hauteur totale du bâtiment : $H = 24,50$ m
- Hauteur du rez-de-chaussée : $h_{RdC} = 3,50$ m
- Hauteur des étages : $h_{ét} = 3$ m
- Longueur totale du bâtiment : $L_x = 16,54$ m
- Largeur totale du bâtiment : $L_y = 16,50$ m
- Épaisseur des planchers : $e_{\text{plancher}} = 20$ cm
- Épaisseur des voiles : $e_{\text{voiles}} = 20$ cm
- Poteaux circulaires : diamètre 50 cm
- Poteaux rectangulaires : $0,20 \times 0,40$ m

8.1.2 Matériaux

- Béton : $f_{ck} = 30$ MPa
- Acier : $f_{yk} = 500$ MPa (aciers de classe B)

8.1.3 Charges appliquées

- Poids propre
- Charges permanentes : $G = 2$ kN/m²
- Charges d'exploitation : $Q = 2,5$ kN/m² pour le 1^{er} plancher et 1,5 kN/m² pour les autres

8.1.4 Hypothèses sismiques

- Zone de sismicité : 4
- Catégorie d'importance du bâtiment : III
- Classe de sol : D

8.2 Examen de la géométrie du bâtiment

Afin de déterminer la régularité du bâtiment, il est nécessaire d'étudier les vues en plan des planchers et les élévations des voiles. Le bâtiment est modélisé à l'aide du logiciel Hercule de la Socotec. Le modèle est constitué d'éléments finis de taille 1×1 m environ pour les voiles et les planchers et d'éléments « barres » pour les poteaux.

8.2.1 Vues en plan

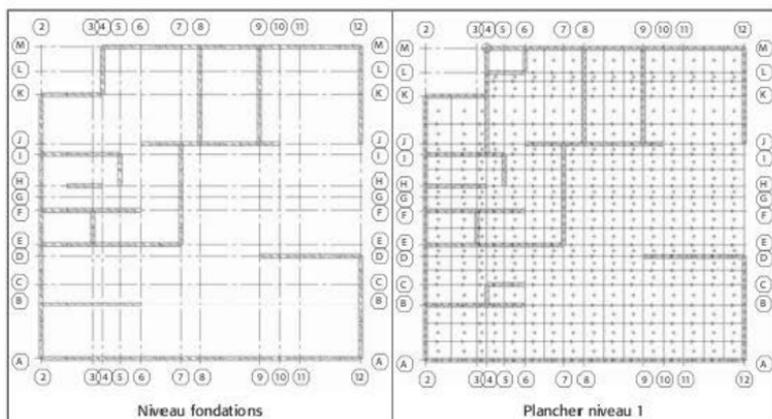


Figure 8.2.1.1 Vues en plan (1/3)

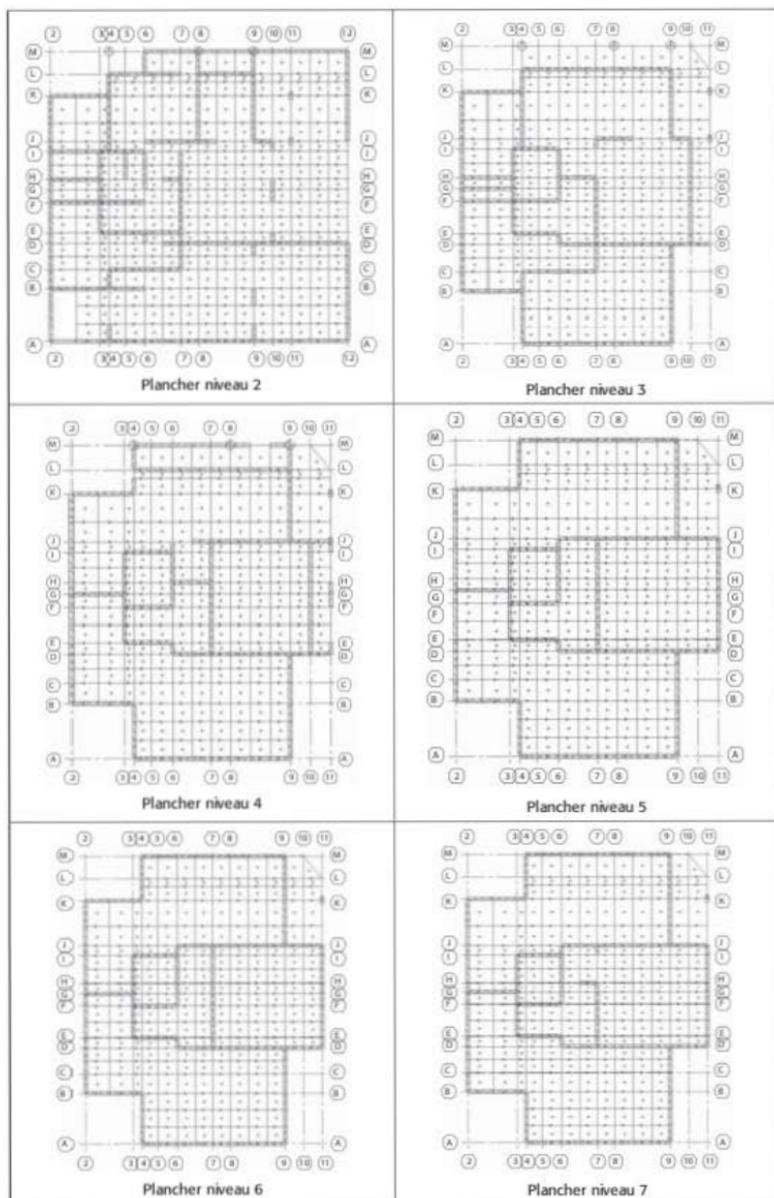


Figure 8.2.1.1 Vues en plan (2/3)

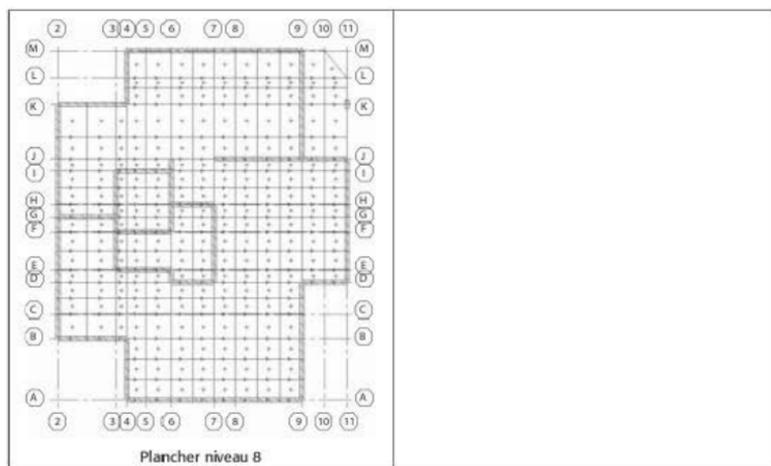


Figure 8.2.1.1 Vues en plan (3/3)

8.2.2 Élévations files alphabétiques (plan XZ)

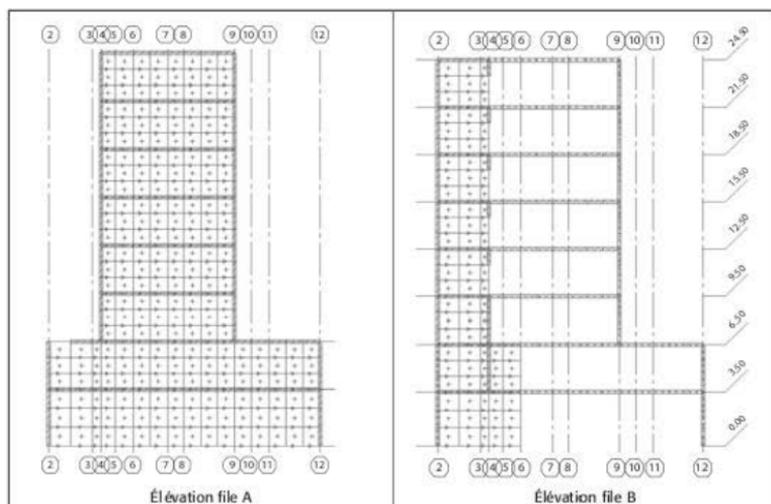


Figure 8.2.2.1 Élévation des voiles – plan XZ (1/4)

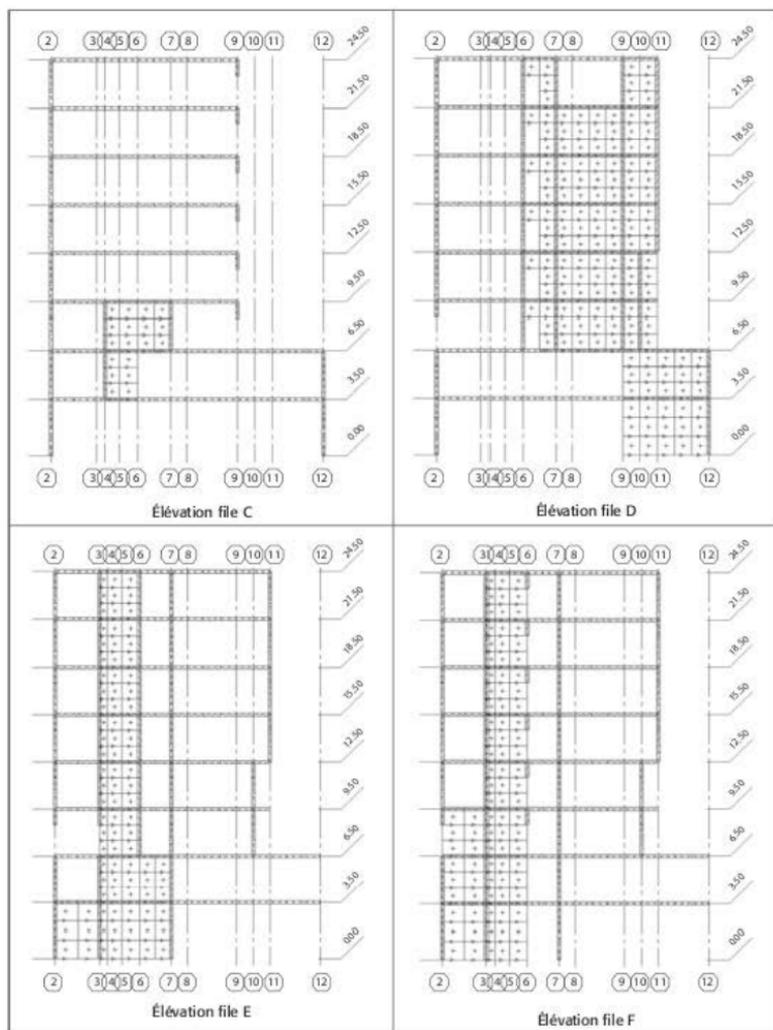


Figure 8.2.2.1 Élévation des voiles – plan XZ (2/4)

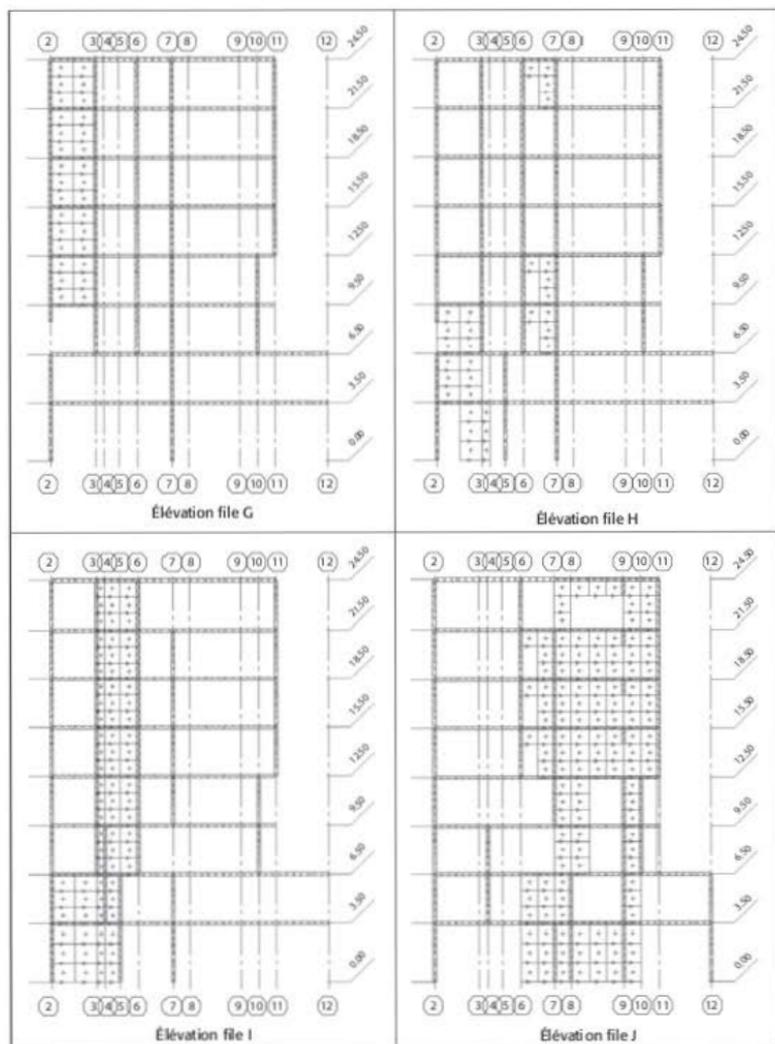


Figure 8.2.2.1 Élévation des voiles – plan XZ (3/4)

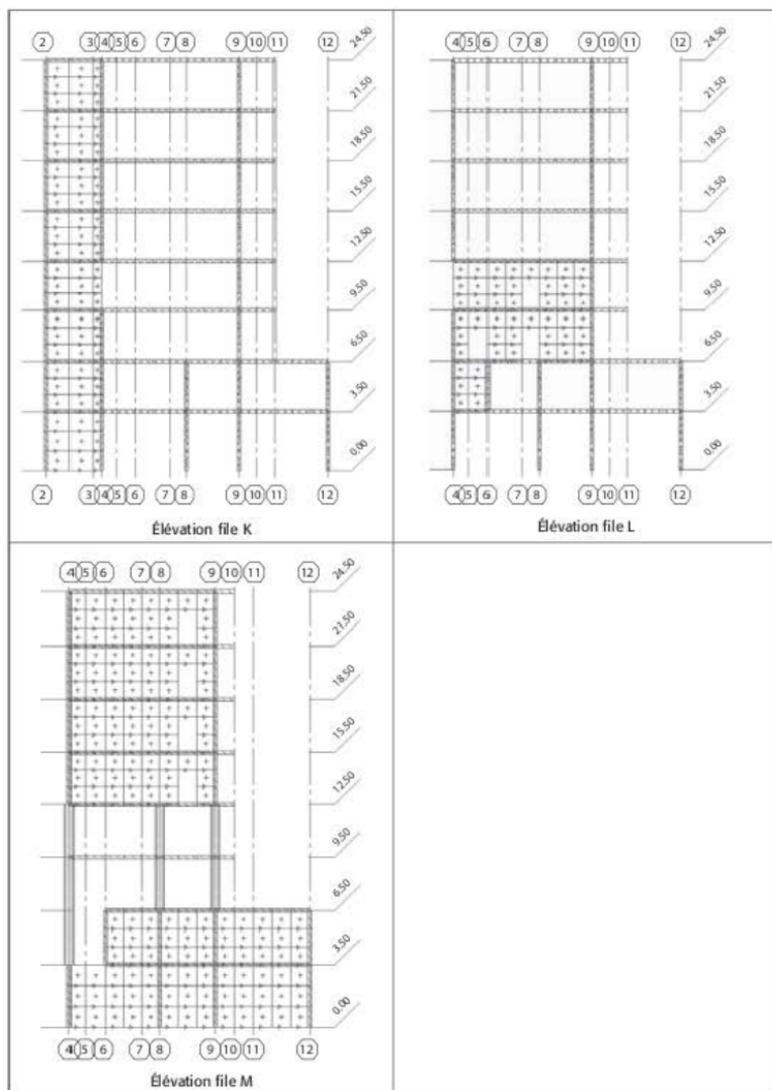


Figure 8.2.2.1 Élévation des voiles – plan XZ (4/4)

8.2.3 Élévations files numériques (plan YZ)

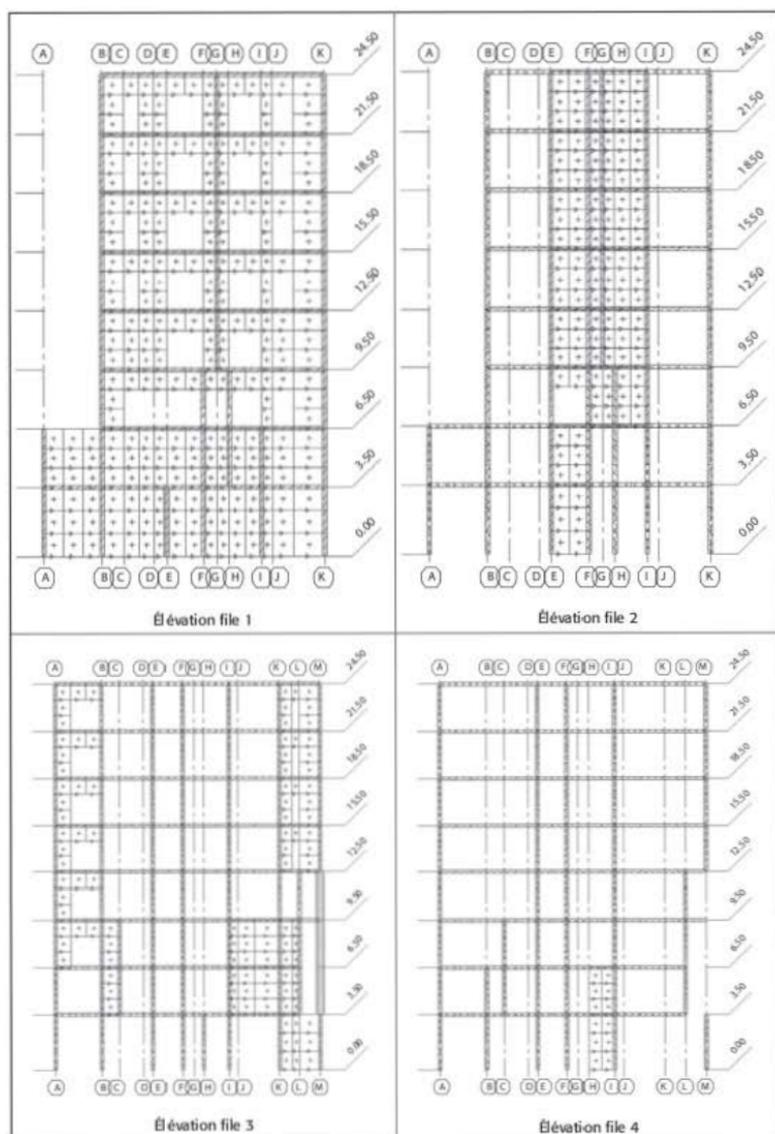


Figure 8.2.3.1 Élévation des voiles – plan YZ (1/3)

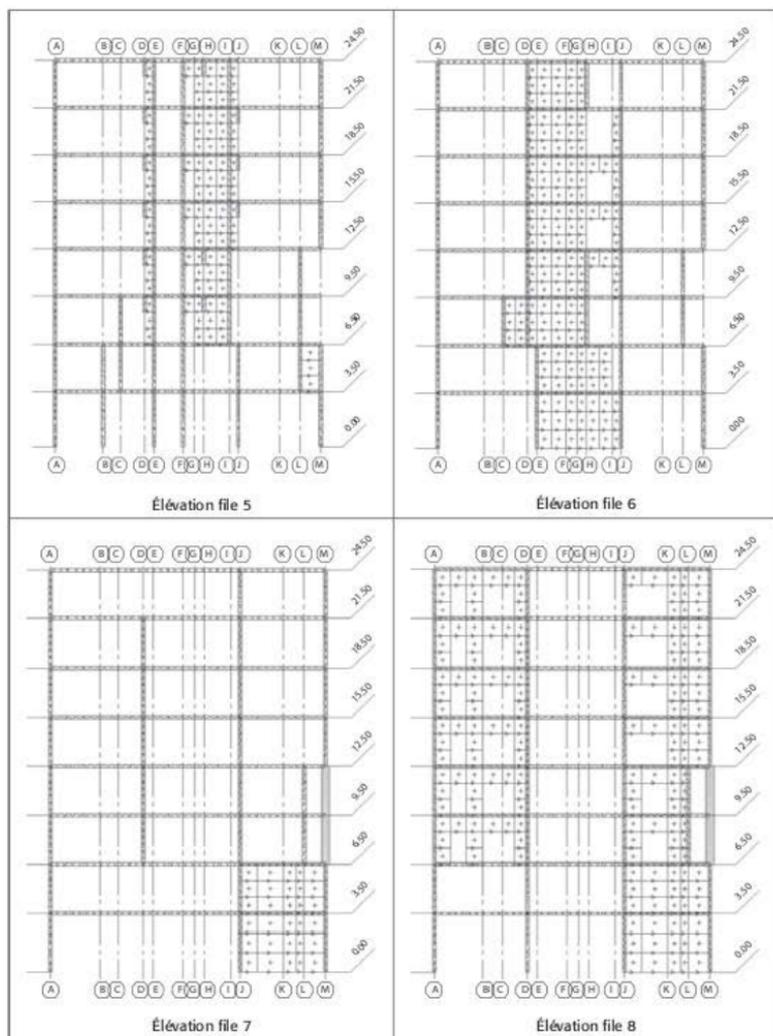


Figure 8.2.3.1 Élévation des voiles – plan YZ (2/3)

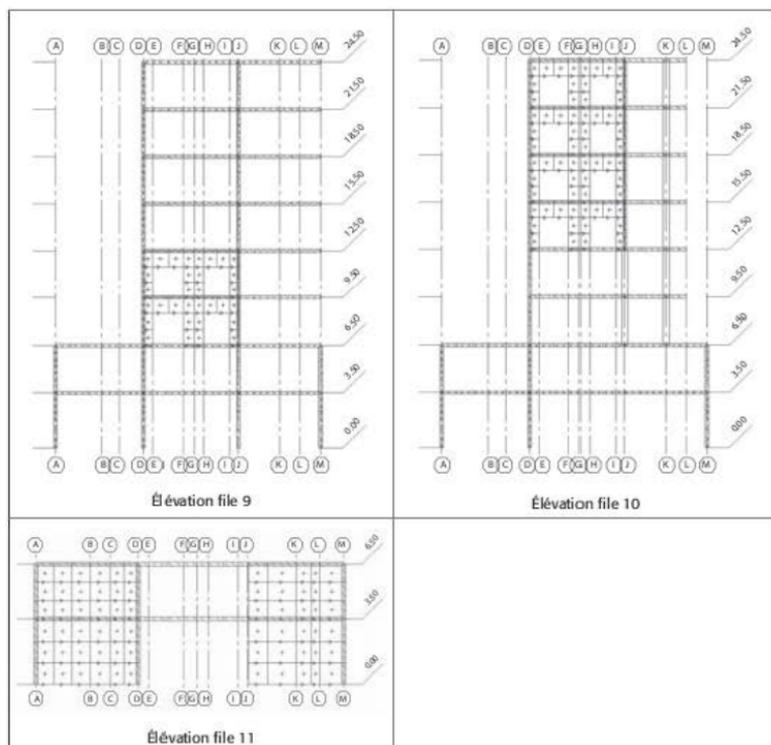


Figure 8.2.3.1 Élévations des voiles – plan YZ (3/3)

8.3 Dimensionnement en ductilité moyenne – critères à respecter

Le dimensionnement en ductilité moyenne (DCM) est obligatoire du fait que le bâtiment est situé en zone 4. On considère que les voiles font partie d'un « système de murs de grandes dimensions en béton peu armé ».

Le but de l'exemple est de respecter les prescriptions de l'EC8-1. Pour les bâtiments contreventés par des voiles en béton armé, trois articles de l'EC8-1 sont particulièrement difficiles à respecter :

1. l'article 4.2.2(4) : « Il convient que la contribution de tous les éléments sismiques secondaires à la raideur latérale ne dépasse pas de plus de 15 % celle de tous les éléments sismiques primaires » ;

2. l'article 5.2.2.1(3)P : « Un système de murs [...] comprend dans la direction horizontale considérée au moins deux murs [...] qui portent collectivement au moins 20 % de la charge gravitaire totale dans la situation sismique de calcul [...] » ;
3. l'article 5.4.1.2.5(1)P : « les murs structuraux ne doivent pas être supportés (en totalité ou en partie) par des poutres ou des dalles ».

8.3.1 Détermination des voiles primaires et des voiles secondaires

Ce paragraphe permet répertorier les voiles « primaires » qui sont continus jusqu'aux fondations et les voiles « secondaires » qui sont supportés par les planchers [EC8-1/5.4.2.5(1)P] puis de vérifier si la raideur des voiles secondaires n'excède pas 15 % de la raideur totale [EC8-1/4.2.2(4)].

L'examen des élévations des voiles permet d'aboutir à la conclusion suivante.

Foies alphabétiques (voir § 8.2.2) :

Tableau 8.3.1.1 Distinction entre voiles primaires et voiles secondaires – plan XZ

File	Voiles primaires	Voiles secondaires
A	X	
B	X	
C		X
D	X	
E	X	
F	X	
G		X
H	X (entre files 2 et 4)	X (entre files 6 et 7)
I	X	
J	X	
K	X	
L		X
M	X	

Foies numériques (voir § 8.2.3) :

Tableau 8.3.1.2 Distinction entre voiles primaires et voiles secondaires – plan YZ

File	Voiles primaires	Voiles secondaires
1	X	
2	X	
3	X (partie gauche)	X (partie droite)
4	X	
5		X
6	X	
7	X	
8	X (partie droite)	X (partie gauche)
9		X
10		X
11	X	

Il est à noter que le voile de la file M est considéré comme primaire du fait de la présence de poteaux dans le plan du voile entre les niveaux 0 et 9 mètres.

Le respect de l'article 4.2.2(4) de l'EC8-1 est à vérifier : il stipule que la raideur de tous les éléments sismiques secondaires doit être inférieure à 15 % de celle de tous les éléments sismiques primaires.

L'examen, à première vue, des élévations permet de conclure au respect de cet article.

Toutefois, une justification par le calcul est menée à titre d'exemple : une force de 1 000 kN est appliquée en tête du bâtiment dans le sens X puis dans le sens Y. Ensuite, l'effort tranchant est édité à chaque niveau et pour chaque voile.

Il est à noter que la somme des coupes effectuées n'est pas égale à 1 000 par niveau, du fait que l'effort est en partie repris par les voiles perpendiculaires.

Files alphabétiques :

Tableau 8.3.1.3 Efforts tranchants par voiles – plan XZ

File	P	S	Niveau 0,00	Niveau 3,50	Niveau 6,50	Niveau 9,50	Niveau 12,50	Niveau 15,50	Niveau 18,50	Niveau 21,50
A	X		269	257	151	163	167	168	166	166
B	X		45	39	35	48	32	28	30	58
C		X		0	78					
D	X		167	234	204	218	214	212	209	85
E	X		80	42	25	49	58	57	55	85
F	X		47	47	74	31	20	12	15	48
G		X				51	54	52	59	85
H	X (G)	X (D)	2/0	30/0	51/25	0/46				0/41
I	X		40	40	44	48	50	46	42	68
J	X		62	11	10	22	153	175	177	73
K	X		32	31	73	51	58	48	44	64
L		X		33	227	255				
M	X		243	225			183	187	191	200
Total			985	986	976	981	988	985	986	969

À l'examen de ce tableau, on peut constater que les efforts (indiqués en grisé) des voiles secondaires sont inférieurs à 15 % de l'effort tranchant total, sauf ceux du voile de la file L, qui, aux niveaux 6,50 et 9,50, représentent environ 25 % de l'effort tranchant total.

Il conviendrait donc, pour respecter l'EC8-1, de disposer des poteaux dans le plan de ce voile, entre les niveaux 0,00 et 6,50.

Files numériques :

Tableau 8.3.1.4 Efforts tranchants par voiles – plan YZ

File	P	S	Niveau 0,00	Niveau 3,50	Niveau 6,50	Niveau 9,5	Niveau 12,5	Niveau 15,50	Niveau 18,5	Niveau 21,50
1	X		313	285	109	261	229	235	246	237
2	X		26	12	86	102	99	79	77	86
3	X		65	150	294	25	43	47	57	66
4	X		14	2						
5		X		51	27	48	53	51	58	71
6	X		104	63	135	146	160	143	94	86
7	X		138	130						
8	X		117	117	212	266	274	255	267	269
9		X			75	105				
10		X					83	125	137	127
11	X		195							
Total			972	808	938	953	939	934	935	942

À l'examen de ce tableau, on peut constater que pour les niveaux 9,50 ($48 + 105 / 953 = 0,16$), 15,50 ($51 + 125 / 934 = 0,19$), 18,50 ($58 + 137 / 935 = 0,21$) et 21,50 ($71 + 127 / 942 = 0,21$), la limite des 15 % n'est pas respectée. L'examen de l'élévation de la file 10 montre qu'il semble possible de descendre le poteau de la file jusqu'aux fondations ; ainsi la raideur des voiles secondaires repassera en-dessous de la limite des 15 % pour tous les niveaux en considérant les 16 % du niveau 9,50 comme acceptables. Cette vérification montre que le respect de la limite de raideur de 15 % n'est pas facile à respecter et à démontrer ; cela est même quasiment impossible à effectuer lorsque le bâtiment étudié peut être justifié par la méthode des forces latérales : cette vérification serait plus longue à effectuer que le calcul des efforts proprement dit.

La suite de l'exemple est menée sans modifier la conception du bâtiment et, par conséquent, le modèle initial.

8.3.2 Descente de charges par voiles

La descente de charges par voile permet de vérifier si, par direction, deux voiles portent collectivement au moins 20 % de la charge gravitaire totale dans la situation sismique de calcul [EC8-1/5.2.2.1(3)P]. Bien sûr, il faut que ces voiles soient primaires, ce qui élimine les files C, G et L d'une part et 5, 9 et 10 d'autre part.

Le cas de charges pris en compte est $G + 0,3Q = 23\,260$ kN

Files alphabétiques / Files numériques :

Tableau 8.3.2.1 Descente de charges par voiles

File	Niveau	0,00	%		File	Niveau	0,00	%
A	-3	224	13,9 %		1	-2	034	8,7 %
B	-1	177	5,1 %		2		-241	1,0 %
D	-1	705	7,3 %		3		-571	2,5 %
E	-1	889	8,1 %		4		-318	1,4 %
F	-1	232	5,3 %		6		-1 397	6,0 %
H		-415	1,8 %		7		-999	4,3 %
I		-995	4,3 %		8		-1 446	6,2 %
J		-1 786	7,7 %		11		-1 090	4,7 %
K		-696	3,0 %					
M		-2 044	8,8 %					
Total		-15 163	65,2 %		Total		-8 097	34,8 %

Dans le sens X, en prenant les files extrêmes A et M, les 20 % sont atteints. Par contre, dans le sens Y, il est impossible de les atteindre, le maximum étant 14,9 % avec les files A et I.

8.3.3 Conclusion

L'exemple traité dans ce chapitre montre que certaines clauses de l'EC8-1 sont difficiles à respecter, même pour un bâtiment aux formes simples. L'expérience montrera certainement qu'il faudra amender certains articles de l'EC8 afin de pas trop « brider » la conception des bâtiments.

8.4 Résistance de calcul des matériaux

8.4.1 Béton

La résistance de calcul du béton en compression est égale à :

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,3} = 23,1 \text{ MPa}$$

La valeur moyenne de la résistance en traction directe du béton est égale à :

$$f_{ctm} = 0,3 (f_{ck})^{2/3} = 0,3 (30)^{2/3} = 2,9 \text{ MPa}$$

La contrainte de calcul en traction du béton est égale à :

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \times 0,7 \times f_{ctm}}{1,3} = \frac{1 \times 0,7 \times 2,9}{1,3} = 1,56 \text{ MPa}$$

8.4.2 Acier

La résistance de calcul de l'acier est égale à :

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,0} = 500 \text{ MPa}$$

8.5 Détermination des efforts sismiques globaux – méthode des forces latérales

Le bâtiment étant régulier en plan et en élévation, on peut utiliser la méthode des forces latérales (voir § 3.2.4.6).

8.5.1 Descente de charges

8.5.1.1 Planchers

Tableau 8.5.1.1.1 Charges appliquées par niveaux

Niveau	Surface (m ²)	Poids propre	G au m ²	Total PP + G	Q au m ²	Total Q
1	262	5 kN/m ²	2 kN/m ²	1 834 kN	2,5 kN/m ²	655 kN
2	258	5 kN/m ²	2 kN/m ²	1 806 kN	1,5 kN/m ²	387 kN
3	190	5 kN/m ²	2 kN/m ²	1 330 kN	1,5 kN/m ²	285 kN
4	190	5 kN/m ²	2 kN/m ²	1 330 kN	1,5 kN/m ²	285 kN
5	190	5 kN/m ²	2 kN/m ²	1 330 kN	1,5 kN/m ²	285 kN
6	190	5 kN/m ²	2 kN/m ²	1 330 kN	1,5 kN/m ²	285 kN
7	190	5 kN/m ²	2 kN/m ²	1 330 kN	1,5 kN/m ²	285 kN
8	190	5 kN/m ²	2 kN/m ²	1 330 kN	1,5 kN/m ²	285 kN
Total				11 620 kN		2 752 kN

8.5.1.2 Voiles et poteaux

Tableau 8.5.1.2.1 Descente de charges par voile et par poteau

Niveau	Voiles (kN)	Poteaux (kN)
0	1 010	0
1	1 880	7
2	1 500	35
3	1 220	56
4	1 200	30
5	1 230	6
6	1 230	6
7	1 230	6
8	560	3
Total	11 060	149

8.5.1.3 Charges par niveau

Tableau 8.5.1.3.1 Charges appliquées par niveaux

Niveau	PP + G (kN) planchers	G (kN) poteaux	G (kN) voiles	Total (kN) PP + G	Q (kN) planchers
0	0	0	1 010	1 010	0
1	1 834	7	1 880	3 721	655 kN
2	1 806	35	1 500	3 341	387 kN
3	1 330	56	1 220	2 606	285 kN
4	1 330	30	1 200	2 560	285 kN
5	1 330	6	1 230	2 566	285 kN
6	1 330	6	1 230	2 566	285 kN
7	1 330	6	1 230	2 566	285 kN
8	1 330	3	560	1 893	285 kN
total	11 620	149	11 060	22 829	2 752 kN

8.5.2 Détermination des efforts sismiques globaux

8.5.2.1 Masse totale du bâtiment

La masse totale du bâtiment soumise au séisme est égale à la masse totale correspondant aux charges permanentes (PP + G) et à une partie des charges d'exploitation (Q). Le coefficient à utiliser pour déterminer cette part des charges d'exploitation est le coefficient Ψ_E (voir § 3.2.3.6).

$$\Psi_E = \phi \times \psi_2$$

Le bâtiment étant destiné à un usage d'habitations, il est de catégorie A, selon l'Eurocode 1, partie 1-1 ; le coefficient ϕ donc est égal à 0,3 et le coefficient ψ_2 à 0,8.

La masse totale m du bâtiment est égale à :

$$m = \frac{22\,829 + 0,24 \times 2\,752}{9,81} = 2\,394 \text{ t}$$

Par niveau, la répartition des masses est la suivante :

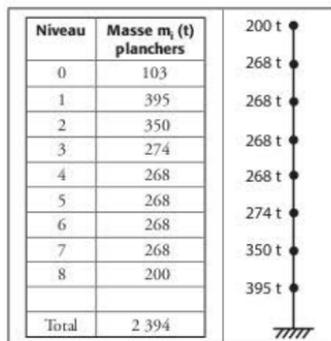


Figure 8.5.2.1.1 Répartition des masses par niveau

8.5.2.2 Périodes du bâtiment

La période « forfaitaire » du bâtiment est donnée par l'EC8-1 (voir § 3.2.4.6.1) :

$$T_1 = C_t \times H^{0,4}$$

Pour les bâtiments contreventés par des voiles en béton armé, le coefficient C_t vaut :

$$C_t = \frac{0,075}{\sqrt{\sum \left[A_i \times \left(0,2 + \left(\frac{\ell_{wi}}{H} \right)^2 \right) \right]}}$$

ℓ_{wi} représente la longueur des murs de contreventement du premier niveau dans la direction du séisme.

8.5.2.2.1 Période sens X

b_{wi} représente l'épaisseur des voiles. Dans le sens X, le bâtiment comporte dix voiles :

Tableau 8.5.2.2.1.1 Détermination du coefficient C_t – sens X

	b_{wi} (m)	ℓ_{wi} (m)	ℓ_{wi}/H	A_i (m ²)	$A_i \times \left(0,2 + \left(\frac{\ell_{wi}}{H} \right)^2 \right)$
1	0,20	16,54	0,675	3,31	2,170
2	0,20	5,20	0,212	1,04	0,255
3	0,20	5,25	0,214	1,05	0,258
4	0,20	7,20	0,294	1,44	0,413
5	0,20	5,20	0,212	1,04	0,255
6	0,20	1,85	0,076	0,37	0,076
7	0,20	4,10	0,167	0,82	0,187
8	0,20	7,14	0,291	1,43	0,407
9	0,20	3,20	0,131	0,64	0,139
10	0,20	13,34	0,545	2,67	1,327
Σ					5,487

$$C_t = \frac{0,075}{\sqrt{\sum \left[A_i \times \left(0,2 + \left(\frac{\ell_{wi}}{H} \right)^2 \right) \right]}} = \frac{0,075}{\sqrt{5,487}} = 0,032$$

La période dans le sens X est égale à :

$$T_1 = C_t \times H^{0,4} = 0,032 \times (24,5)^{0,4} = 0,35 \text{ s}$$

8.5.2.2.2 Période sens Y

Dans le sens Y, le bâtiment comporte neuf voiles :

Tableau 8.5.2.2.1 Détermination du coefficient C_i – sens Y

	b_{wi} (m)	ℓ_{wi} (m)	ℓ_{wi} / H	A_i (m ²)	$A_i \times \left(0,2 + \left(\frac{\ell_{wi}}{H} \right)^2 \right)$
1	0,20	13,95	0,569	2,79	1,461
2	0,20	1,80	0,074	0,36	0,074
3	0,20	2,55	0,104	0,51	0,108
4	0,20	1,60	0,065	0,32	0,065
5	0,20	5,25	0,214	1,05	0,258
6	0,20	5,15	0,210	1,03	0,251
7	0,20	5,15	0,210	1,03	0,258
8	0,20	5,50	0,225	1,10	0,276
9	0,20	5,15	0,224	1,03	0,258
Σ					3,009

$$C_i = \frac{0,075}{\sqrt{\sum \left[A_i \times \left(0,2 + \left(\frac{\ell_{wi}}{H} \right)^2 \right) \right]}} = \frac{0,075}{\sqrt{3,009}} = 0,043$$

La période dans le sens Y est égale à :

$$T_1 = C_i \times H^{3/4} = 0,043 \times (24,5)^{3/4} = 0,48 \text{ s}$$

8.5.2.3 Coefficient de comportement

Le coefficient de comportement est égal à (voir § 4.5) : $q = \max(q_0 \cdot k_w ; 1,5)$.

Le bâtiment est régulier en élévation : $q_0 = 3,0$.

Le bâtiment est contreventé par des voiles ; ceux-ci n'ont pas tous le même de rapport de forme h_w / ℓ_w ; il est donc préférable de prendre un voile qui, de par sa raideur, représente le mieux le comportement du bâtiment. Ce voile a un rapport h_w / ℓ_w égal à 1,40, ce qui entraîne $k_w = 0,8$ et $q = 2,4$.

On adopte cette valeur pour les deux directions horizontales.

8.5.2.4 Accélération spectrales

Connaissant les périodes dans chaque sens, on peut déterminer, à partir du spectre de calcul, les accélérations spectrales dans les deux directions horizontales ; pour un sol de classe D, la période T_C est égale à 0,60 seconde :

$$T_B < T_1 < T_c \Rightarrow S_d(T_1) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} = 1,6 \times 1,2 \times 1,6 \times \frac{2,5}{2,4} = 3,20 \text{ m/s}^2$$

8.5.2.5 Efforts tranchants à la base du bâtiment

L'effort tranchant sismique F_b à la base du bâtiment est égal à :

$$F_b = S_d(T_1) \times m \times \lambda = 3,20 \times 2\,394 \times 0,85 = 6\,512 \text{ kN}$$

Le bâtiment a plus de deux étages, les périodes, dans chaque direction horizontale, sont supérieures à $2T_C$, donc $\lambda = 0,85$.

8.5.2.6 Distribution des forces sismiques horizontales

La force statique équivalente f_i au niveau i est donnée par :

$$F_i = F_b \times \frac{z_i \times m_i}{\sum z_j \times m_j}$$

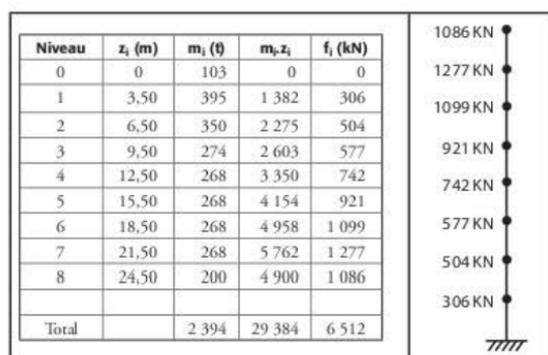


Figure 8.5.2.6.1 Répartition des forces sismiques

8.5.3 Détermination des efforts dans les éléments

La répartition des efforts sismiques dans les différents voiles est déterminée en injectant dans un modèle 3D Hercules les efforts sismiques obtenus précédemment.

Une fois les efforts injectés dans le modèle 3D, la suite des calculs est identique à celle décrite dans les paragraphes 8.6.4 et 8.6.5.

8.6 Détermination des efforts sismiques globaux – méthode modale spectrale

8.6.1 Calcul des modes propres

La masse totale prise en compte pour le calcul modale est égale à 2 322 tonnes.

Afin de restituer 90 % de la masse modale, il est nécessaire de calculer soixante modes.

Tableau 8.6.1.1 Modes propres

NUMERO DU MODE	PERIODE	FREQUENCE	MASSES			NUMERO DU CAS
			// X	// Y	// Z	
1	0.2491	4.0149	0.6	61.6	0.0	101
2	0.2178	4.5919	58.7	0.5	0.3	102
3	0.1392	7.1855	0.0	0.4	0.0	103
4	0.0984	10.1622	0.0	0.0	0.6	104
5	0.0855	11.7023	0.0	17.7	0.1	105
6	0.0845	11.8286	0.1	1.3	3.9	106
7	0.0803	12.4591	0.7	0.2	3.6	107
8	0.0769	13.0034	6.1	0.0	27.0	108
9	0.0719	13.9129	5.9	0.4	0.8	109
10	0.0713	14.0340	0.8	0.0	0.0	110
11	0.0678	14.7479	6.5	0.0	11.2	111
12	0.0676	14.8020	0.7	0.0	3.2	112
13	0.0660	15.1560	0.2	0.0	0.6	113
14	0.0646	15.4754	1.5	0.2	1.3	114
15	0.0640	15.6312	0.9	0.2	0.0	115
56	0.0347	28.8152	0.0	0.1	0.1	156
57	0.0341	29.2828	0.0	1.1	0.0	157
58	0.0329	30.3658	0.0	0.1	0.1	158
59	0.0319	31.3324	0.0	0.1	0.1	159
60	0.0305	32.7488	0.0	0.1	0.1	160
TOTAL			90.8	93.5	80.8	

Il est à noter que les périodes obtenues pour les modes fondamentaux sont très inférieures à celles obtenues par la formule forfaitaire de la méthode des forces latérales (voir § 8.5.2.2). Toutefois, dans ce cas précis, cela n'a aucune influence vu que, pour un sol de classe D, le palier du spectre s'étend de 0,1 à 0,6 seconde.

On peut constater les mêmes écarts avec les formules forfaitaires des règles PS92 :

$$T = 0,08 \times \frac{H}{\sqrt{L_x}} \times \sqrt{\frac{H}{L_x + H}} = 0,08 \times \frac{24,50}{\sqrt{16,54}} \times \sqrt{\frac{24,50}{16,54 + 24,50}} = 0,37 \text{ s}$$

C'est pourquoi, très souvent, pour les bâtiments en béton armé contreventés par des voiles, il est préférable de se placer directement sur le palier du spectre, sans effectuer une détermination précise des périodes fondamentales du bâtiment.

8.6.2 Coefficient de comportement

Le coefficient de comportement est égal à 2,4 (voir § 8.5.2.3).

8.6.3 Application du spectre de calcul

Les modes principaux dans les deux directions horizontales sont situés sur le palier du spectre.

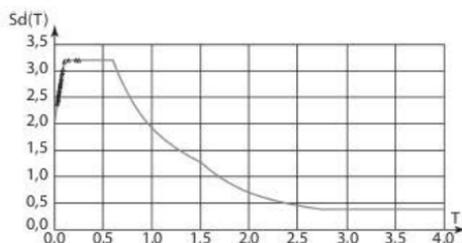


Figure 8.6.3.1 Spectre de calcul

8.6.4 Torseurs à la base du bâtiment

Cas 1 : charges permanentes

Cas 2 : charges d'exploitation

Cas 5000 : superposition quadratique CQC séisme sens X

Cas 6000 : superposition quadratique CQC séisme sens Y

Les efforts sont donnés en kN.

Tableau 8.6.4.1 Torseurs à la base du bâtiment

Cas de charges	X	Y	Z
Cas 1 – G	0	0	22 118
Cas 2 – Q	0	0	2 705
Cas 5000 – séisme X	4 602	500	1 129
Cas 6000 – séisme Y	500	4 834	243

8.6.5 Calcul du ferrailage des voiles

Les armatures des voiles doivent être déterminées selon l'Eurocode 2, à partir des torseurs édités, pour chaque niveau, en pied des voiles.

Avant de se lancer dans ces calculs, il est intéressant de connaître les zones du bâtiment les plus sollicitées en éditant les cartes d'isocontraintes de cisaillement et d'isoferrailages des voiles.

8.6.5.1 Cartes d'isocontraintes de cisaillement

Les contraintes sont données en t/m^2 .

L'édition des cartes d'isocontraintes (voir figure 8.6.5.1.1 dans le cahier hors texte) permet de visualiser les zones du bâtiment les plus sollicitées ; il est recommandé de ne pas dépasser 300 à 400 t/m^2 (3 à 4 MPa) pour les contraintes de cisaillement, sous peine soit de devoir disposer des sections d'armatures importantes, soit de devoir épaissir certains voiles, ce qui peut poser des problèmes architecturaux.

Ces contraintes ne tiennent pas compte du fait que les valeurs des efforts tranchants obtenues dans la modélisation doivent être multipliées par $(1 + q) / 2$, c'est-à-dire par 1,7 dans le cas présent.

L'examen des cartes montre que la valeur maxi de la contrainte de cisaillement est de $0,14 \cdot 10^3 t/m^2$, soit 2,4 MPa très localement entre les niveaux 3,00 et 6,00. Ailleurs, les contraintes de cisaillement ne dépassent guère 1 MPa.

Il faut toutefois remarquer que ces contraintes ne tiennent pas compte du fait que les valeurs des efforts tranchants obtenues dans la modélisation doivent être multipliées par $(1 + q) / 2$, soit 1,70, pour tenir compte que l'EC8-1 exige que la plastification en flexion précède la formation de l'état limite ultime en cisaillement [EC8-1/5.4.2.5(1)P].

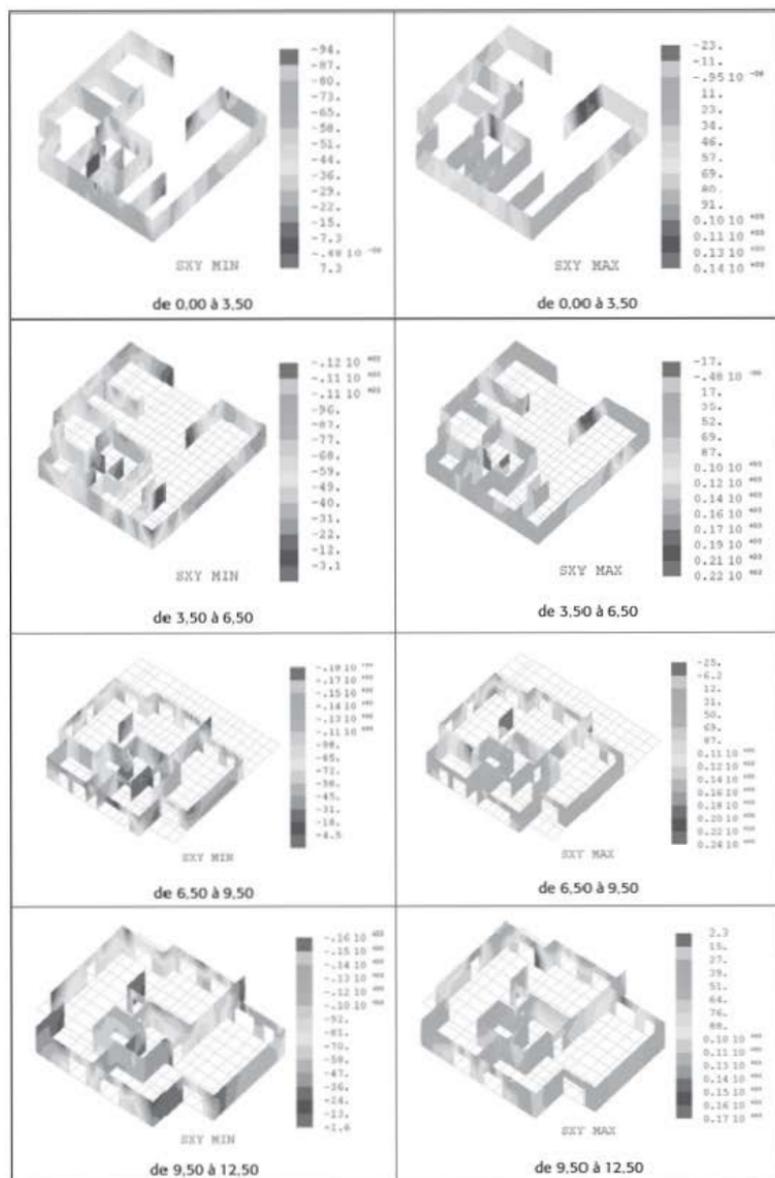


Figure 8.6.5.1.1 Cartes d'isocontraintes de cisaillement (1/2)

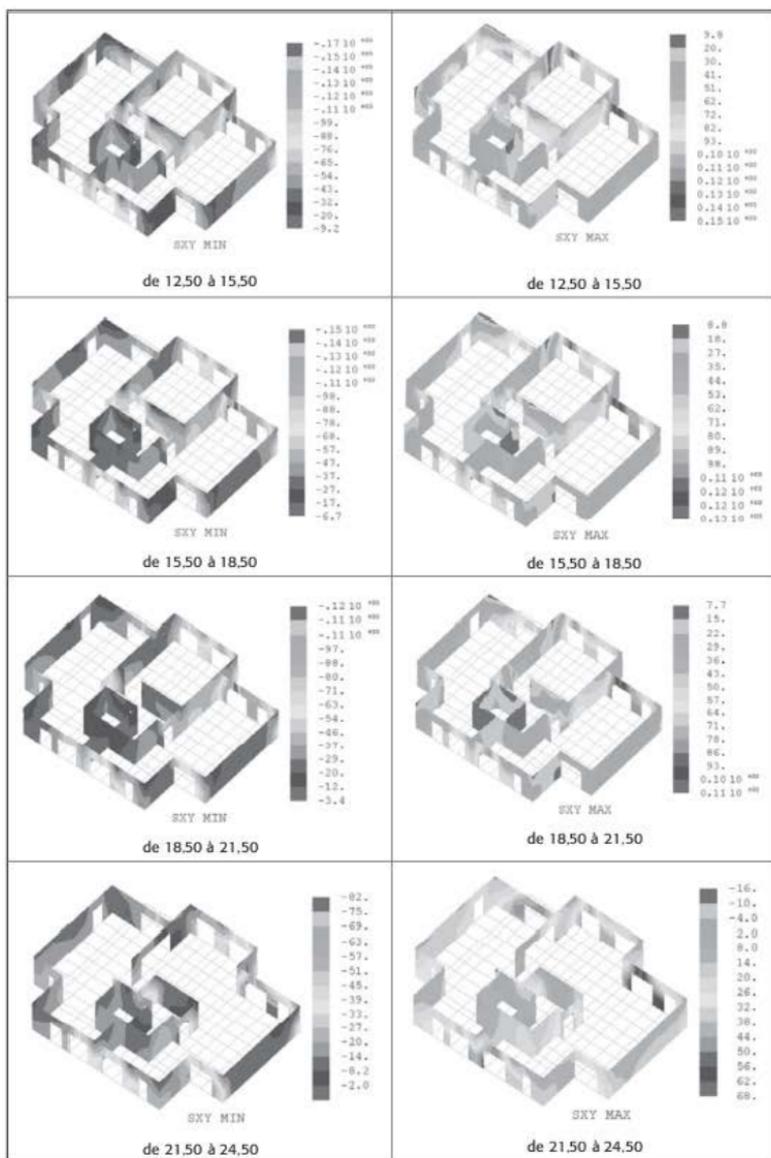


Figure 8.6.5.1.1 Cartes d'isocontraintes de cisaillement (2/2)

8.6.5.2 Cartes d'isoferrailages

Les sections de ferrailages sont données en cm^2/m .

Comme les cartes d'isocontraintes, les cartes d'isoferrailages (voir figure 8.6.5.2.1 dans le cahier hors texte) permettent de visualiser les zones du bâtiment les plus sollicitées. Les sections obtenues sont calculées à partir des contraintes dans les éléments finis, donc ne tiennent pas compte de la majoration de l'effort tranchant par $\frac{1+q}{2}$.

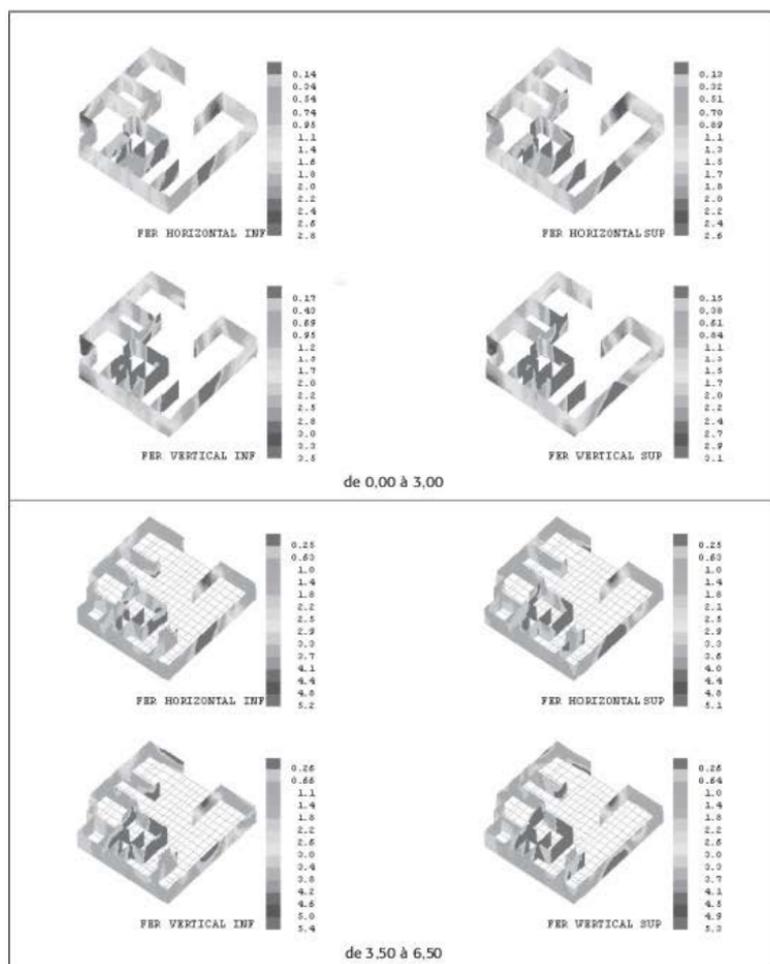


Figure 8.6.5.2.1 Cartes d'isoferrailages (1/4)

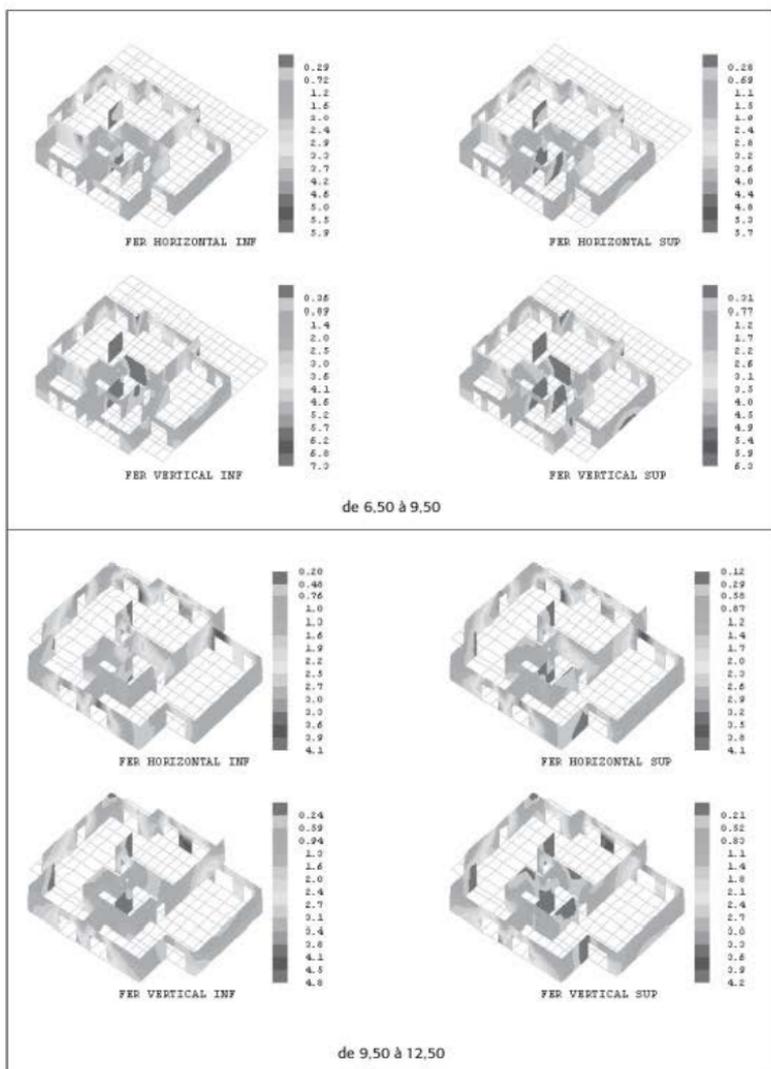


Figure 8.6.5.2.1 Cartes d'isoferraillages (2/4)

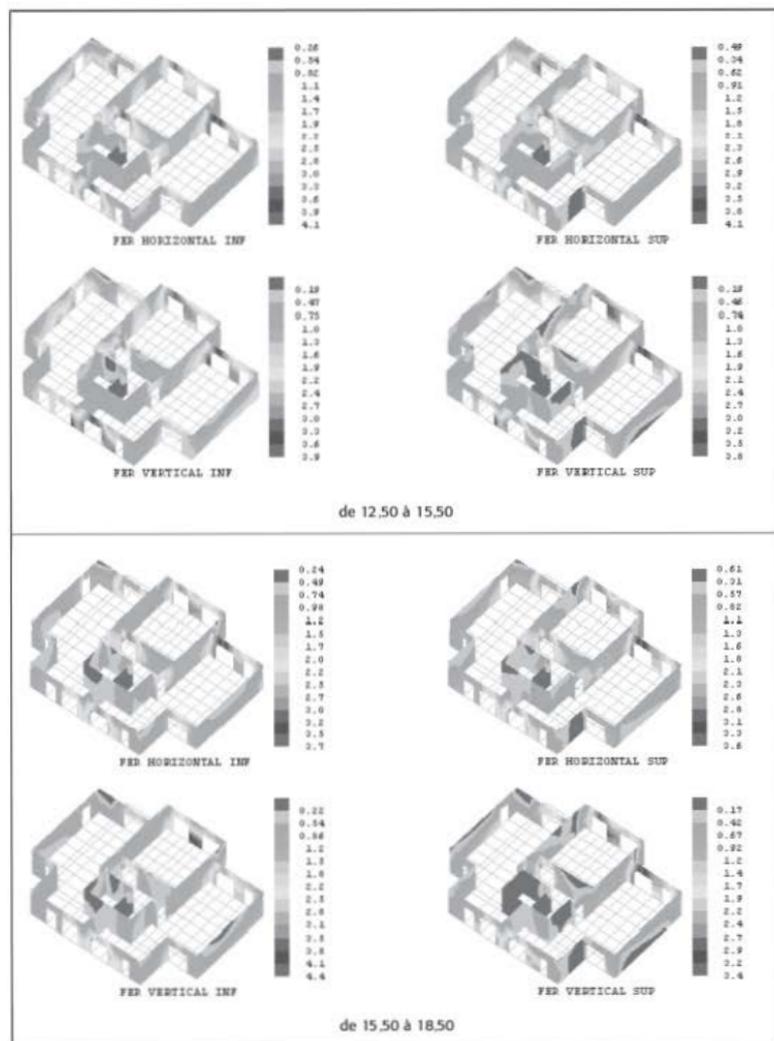


Figure 8.6.5.2.1 Cartes d'isoferraillages (3/4)

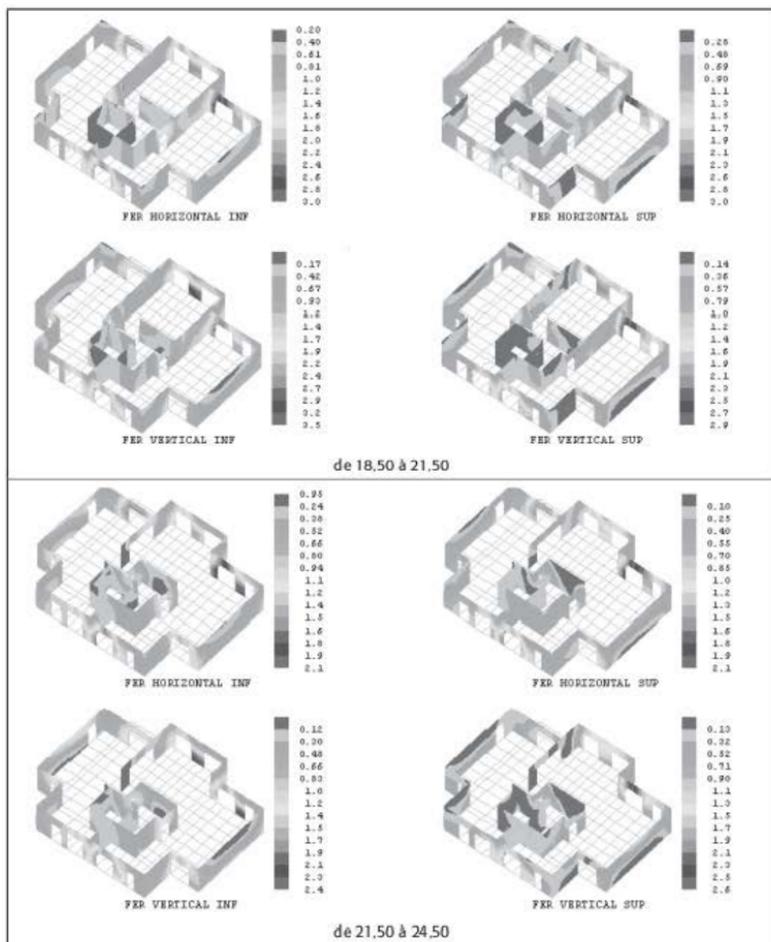


Figure 8.6.5.2.1 Cartes d'isoferrailages (4/4)

8.6.5.3 Ferrailage du voile

Le ferrailage du voile de la file 11 entre les files J et M est étudié dans le détail. Sa longueur ℓ_w est égale à 5,15 mètres et son épaisseur b_w à 0,20 mètre.

Pour optimiser les quantités de ferrailage à disposer dans les voiles, il est recommandé d'utiliser les principes donnés par l'EC8 [EC8-1/5.4.2.5] pour les voiles « de grandes dimensions en béton peu armé » et la ductilité moyenne DCM. Le ferrailage des voiles est ensuite mené selon les prescriptions de l'EC2.

8.6.5.3.1 Efforts de coupure à la base du voile (N négatif correspond à un effort de compression)

Tableau 8.6.5.3.1.1 Efforts de coupure à la base du voile (cas élémentaires)

CAS	V(kN)	N(kN)	M(m · kN)
G	11.57	-432.63	74.92
Q	5.95	-68.04	22.18
séisme X	93.02	328.82	288.63
séisme Y	383.04	353.26	1386.88

Il faut ensuite effectuer les combinaisons de Newmark [EC8-1/4.3.3.5.1(3)] et les superpositions des cas de charges décrites dans l'EC0 [EC0/6.4.3.4]. Les calculs sont menés, de façon exhaustive, pour toutes les combinaisons. Le tableau suivant donne les combinaisons correspondant à $G + 0,3 \times Q + Ed$.

Tableau 8.6.5.3.1.2 Efforts de coupure à la base du voile (combinaisons de Newmark)

CAS	V(kN)	N(kN)	M(m · kN)
comb. Newmark 1	221.29	-18.24	786.27
comb. Newmark 2	35.25	-675.88	209.01
comb. Newmark 3	-8.54	-230.20	-45.85
comb. Newmark 4	-194.57	-887.84	-623.12
comb. Newmark 5	424.30	-1.14	1555.05
comb. Newmark 6	368.49	-198.43	1381.87
comb. Newmark 7	-341.77	-707.65	-1218.71
comb. Newmark 8	-397.59	-904.95	-1391.89

8.6.5.3.2 Armatures de chaînage aux extrémités du voile

Un calcul en flexion composée selon l'EC2 conduit, pour la combinaison 5, à une section de chaînage égale à $5,70 \text{ cm}^2$. Cela conduit à disposer 6 HA12 ($6,78 \text{ cm}^2$) ; cette section est supérieure aux dispositions constructives minimales de l'EC8 (4 HA12) [EC8-1/5.4.3.5.3(2)].

8.6.5.3.3 Armatures d'effort tranchant

Les calculs des armatures d'effort tranchant sont menés selon l'EC8 [EC8-1/5.4.3.5.2] en liaison avec l'EC2.

Effort tranchant de calcul :

$$V_{Ed} = V'_{Ed} \frac{1+q}{2} = 424 \cdot \frac{1+2,4}{2} = 721 \text{ kN}$$

L'effort tranchant résistant $V_{Rd,c}$ est égal à [EC2-1-1/6.2.2] :

$$V_{Rd,c} = \max \left(\left(\frac{0,18}{\gamma_C} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} ; \frac{0,35}{\gamma_C} \cdot f_{ck}^{0,5} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \right.$$

$$k = \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} ; 2 \right) = \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{5\,000}} ; 2 \right) = 1,20$$

$$\sigma_{cp} = \min \left(\frac{N_{Ed}}{A_c} ; 0,2 \cdot f_{cd} \right) = \min \left(\frac{1,16 \cdot 10^{-3}}{0,20 \times 5,15} ; 0,2 \times 23,1 \right) = 0,0011 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \min \left(\frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} ; 0,02 \right) = \min \left(\frac{6,78}{20 \times 500} ; 0,02 \right) = 0,000678$$

On en déduit :

$$V_{Rd,c} = \max \left(\left(\frac{0,18}{1,30} \times 1,20 \times (100 \times 0,000678 \times 30)^{1/3} + 0,15 \times 0,0011 ; \right. \right.$$

$$\left. \left. \frac{0,35}{1,30} \times 30^{0,5} + 0,15 \times 0,0011 \right) \right) \times 0,20 \times 5,00 = 1,47 \text{ MN}$$

L'effort tranchant V_{Ed} étant inférieur à $V_{Rd,c}$, il n'y a pas besoin de disposer des armatures d'effort tranchant.

8.6.5.3.4 Vérification du non-glissement au niveau des reprises de bétonnage à la base du voile

Les calculs des armatures de glissement sont menés selon l'EC8 [EC8-1/5.4.3.5.2(4)] en liaison avec l'EC2 [EC2-1-1/6.2.5].

La valeur de la contrainte de cisaillement à l'interface v_{Edi} est égale à :

$$v_{Edi} = \frac{V_{Ed}}{0,9 \times d \times b_w} = \frac{0,723}{0,9 \times 5 \times 0,2} = 0,803 \text{ MPa}$$

La contrainte σ_n engendrée par la force normale externe (positive) agissant en même temps que l'effort de cisaillement est égale à :

$$\sigma_n = \min \left(0,6 \times f_{cd} ; \frac{N_{Ed}}{b_w \times x} \right) = \min \left(0,6 \times 23,1 ; \frac{1,16 \cdot 10^{-3}}{0,20 \times 0,10} \right) = 0,058 \text{ MPa}$$

x désigne la position de l'axe neutre obtenue dans le calcul en flexion composée : ici, $x = 0,1$ m. Pour calculer le pourcentage d'armatures ρ , il est possible de prendre en compte toutes les armatures traversant la zone comprimée et les armatures tendues n'ayant pas été prises en compte dans le calcul de la flexion, mais uniquement dans les zones non critiques.

C'est précisé clairement dans le projet d'Annexe nationale [EC8-1/NA/5.4.3.5.2(4)] :

Le cas d'une section droite complète n'est pas explicitement envisagé dans le paragraphe 6.2.5 de l'EC2-1-1, et la question se pose de savoir si les armatures de flexion composée (tendues et/ou comprimées) et celles des chaînages d'about des murs peuvent être prises en compte :

Les armatures citées au paragraphe précédent ne sont pas à prendre en compte dans les zones critiques des murs. En dehors de ces zones critiques, il est confirmé que l'EC8-1 fait bien renvoi à l'application stricte de l'EC2-1-1 et de son Annexe nationale.

La section de voile étudiée est en zone critique, il n'est donc pas permis d'en tenir compte ici. On suppose que la surface de reprise est lisse : cela conduit à une valeur du coefficient c égale à 0,20 et à une valeur du coefficient μ égale à 0,60. La valeur de c est divisée par 2 [EC2-1/6.2.5(5)].

La valeur de calcul de la contrainte correspondant à l'atteinte de la résistance au cisaillement de l'interface v_{Rdi} est alors égale à :

$$v_{Rdi} = \min \left(0,5 \times 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \times f_{ctd} ; \frac{c}{2} \times f_{ctd} + \mu \times \sigma_n + \rho \times f_{yd} \times \mu \right)$$

$$v_{Rdi} = \min \left(0,5 \times 0,6 \times \left(1 - \frac{30}{250} \right) \times 23,1 ; \frac{0,20}{2} \times 1,56 + 0,6 \times 0,058 \right) = 0,191 \text{ MPa}$$

La condition de non-glisement n'est pas vérifiée puisque $v_{Edi} = 0,803 \text{ MPa} > v_{Rdi} = 0,191 \text{ MPa}$.

Il faut donc ajouter des armatures traversant l'interface pour coudrer la reprise de bétonnage (la longueur d'ancrage de ces armatures devant être majorée de 50 % par rapport à la longueur requise par l'EC2 [EC8-1/5.4.3.5.2(4)]).

$$\rho_{\text{nécessaire}} = \frac{v_{Edi} - \left(\frac{c}{2} \times f_{ctd} + \mu \times \sigma_n \right)}{\mu \times f_{yd}} = \frac{0,803 - \left(\frac{0,20}{2} \times 1,56 + 0,6 \times 0,058 \right)}{0,6 \times 500} = 0,00204$$

Il faut donc ajouter :

$$A_{\text{glissement}} = \rho_{\text{nécessaire}} \times b_w \times \ell_w = 0,00204 \times 0,20 \times 5,15 = 21 \text{ cm}^2$$

Cette section est à ajouter entre les deux chaînages d'extrémité.

Méthodes de superposition des réponses modales

Ce chapitre détaille les méthodes de superposition des réponses modales utilisées couramment dans l'analyse modale spectrale.

L'analyse modale spectrale permet d'obtenir le maximum de la réponse pour chaque mode mais n'indique pas à quel moment ce maximum est atteint. Le fait de sommer les maxima, en les pondérant par 1 ou -1 , peut être donc très défavorable, surtout lorsqu'il n'existe aucun mode prépondérant. C'est pourquoi on a recours aux « superpositions quadratiques », qui tiennent compte de la non-concomitance des maxima obtenus, que ce soit des efforts ou des déplacements.

Deux types de combinaisons quadratiques sont, le plus souvent, utilisées :

- a. la superposition SRSS (*square root of the sum of the squares*) ;
- b. la superposition CQC (combinaison quadratique complète).

Si ces deux méthodes sont extrêmement simples à appliquer, elles présentent deux inconvénients majeurs :

- a. la perte des signes des efforts ;
- b. la non-concomitance des valeurs obtenues.

9.1 Superposition quadratique SRSS

C'est la méthode de superposition employée lorsque le résultat de l'extraction modale ne montre pas de modes proches. Selon l'EC8-1, deux modes sont dits « proches » lorsque le rapport de leur période respective T_j / T_i est supérieur à 0,9 [EC8-1/4.3.3.3.2(1)].

On fait l'hypothèse que les réponses modales sont indépendantes les unes des autres ; la valeur maximale de l'effet d'une action sismique E_E est alors égale à :

$$E_E = \sqrt{\sum_i E_{Ei}^2}$$

E_{Ei} est la valeur maximale de cet effet due au mode de vibration i .

Cette méthode est utilisée sur les modèles « brochettes » pour lesquels la présence de modes proches est très rare. Ce n'est pas le cas dans les modélisations 3D en éléments finis où il est préférable d'utiliser la méthode « CQC ».

Voici un exemple très simple pour illustrer le problème. Pour un bâtiment, on suppose que :

- le mode 1 a une période égale à 0,32 seconde ; l'effort tranchant correspondant, à la base du bâtiment, est égale à 10 000 kilonewtons ;
- le mode 2 a une période égale à 0,30 seconde ; l'effort tranchant correspondant, à la base du bâtiment, est égale à 3 000 kilonewtons.

L'emploi de la combinaison SRSS conduit à un effort tranchant résultant égal à :

$$V = \sqrt{\sum_i V_i^2 + V_2^2} = \sqrt{\sum_i 10\,000^2 + 3\,000^2} = 10\,440 \text{ kN}$$

La première constatation est que la superposition quadratique « écrase » le mode secondaire. Le second mode représente 30 % de la valeur du premier mode, mais, dans le résultat de la superposition quadratique, il ne représente plus qu'une augmentation de 4,4 %.

Cette superposition, en « gommant » l'effet du second mode, peut donc sous-estimer l'effort total dans le cas où les modes ont des périodes très voisines et ont, par conséquent, une forte probabilité d'avoir leur maximum respectif en même temps.

C'est pourquoi il est vivement conseillé de toujours choisir dans les logiciels la combinaison « CQC » qui :

- soit estime correctement le cumul des efforts en cas de périodes proches ;
- soit donne les mêmes résultats que la combinaison « SRSS » dans le cas où les valeurs des périodes sont éloignées les unes des autres.

9.2 Superposition quadratique CQC

Dans le cas de la superposition quadratique CQC, la valeur maximale de l'effet d'une action sismique E_E est alors égale à :

$$E_E = \sqrt{\sum_i \sum_j \beta_{ij} E_{Ei} E_{Ej}}$$

E_{Ei} et E_{Ej} sont les valeurs maximales de cet effet dues aux modes de vibration i et j .

β_{ij} est le coefficient de corrélation. Il est égal à :

$$\beta_{ij} = \frac{8 \times \sqrt{\xi_i \xi_j} \times (\rho \xi_i + \xi_j) \times \rho^{3/2}}{10^4 \times (1 - \rho^2)^2 + 4 \xi_i \xi_j \times \rho \times (1 + \rho^2) + 4 (\xi_i^2 + \xi_j^2) \times \rho^2}$$

ξ_i et ξ_j sont les amortissements modaux et ρ est le rapport des périodes : $\rho = T_j / T_i$.

Dans le cas où tous les modes ont tous le même amortissement ξ (c'est le cas le plus courant dans les modélisations), la formule donnant β_{ij} peut se simplifier :

$$\beta_{ij} = \frac{8 \times \xi^2 \times (1 + \rho) \times \rho^{3/2}}{10^4 \times (1 - \rho^2)^2 + 4 \xi^2 \times \rho \times (1 + \rho)^2}$$

En reprenant l'exemple du paragraphe précédent, à partir de $\xi = 5\%$ de $\rho = T_1 / T_2 = 0,30 / 0,32 = 0,9375$ pour le calcul de β_{12} et de $\rho = T_2 / T_1 = 0,32 / 0,30 = 1,0667$ pour le calcul de β_{21} , on obtient :

$$\beta_{11} = \beta_{22} = 1$$

$$\beta_{12} = \frac{8 \times 5^2 \times (1 + 0,9375) \times 0,9375^{3/2}}{10^4 \times (1 - 0,9375^2)^2 + 4 \times 5^2 \times 0,9375 \times (1 + 0,9375)^2} = 0,7055$$

$$\beta_{21} = \frac{8 \times 5^2 \times (1 + 1,0667) \times 1,0667^{3/2}}{10^4 \times (1 - 1,0667^2)^2 + 4 \times 5^2 \times 1,0667 \times (1 + 1,0667)^2} = 0,7055$$

On en déduit :

$$V = \sqrt{1 \times 10\,000^2 + 0,7055 \times 10\,000 \times 3\,000 + 0,7055 \times 3\,000 \times 10\,000 + 1 \times 3\,000^2} \\ = 12\,300 \text{ kN}$$

On s'aperçoit que l'effort tranchant résultant est supérieur d'environ 20 % à celui obtenu par la combinaison SRSS.

Autre hypothèse : on suppose $T_1 = 0,32$ seconde et $T_2 = 0,10$ seconde. Les modes ne sont donc pas proches puisque le rapport est égal à 3,2. Le résultat de la combinaison SRSS est inchangé ; par contre, celui de la combinaison CQC est modifié :

$$T_j / T_i = 0,10 / 0,32 = 0,3125 \text{ soit } \rho = 0,32 / 0,10 = 3,20$$

$$\beta_{11} = \beta_{22} = 1$$

$$\beta_{12} = \frac{8 \times 5^2 \times (1 + 0,3125) \times 0,3125^{3/2}}{10^4 \times (1 - 0,3125^2)^2 + 4 \times 5^2 \times 0,3125 \times (1 + 0,3125)^2} = 0,0056$$

$$\beta_{21} = \frac{8 \times 5^2 \times (1 + 3,2) \times 3,2^{3/2}}{10^4 \times (1 - 3,2^2)^2 + 4 \times 5^2 \times 3,2 \times (1 + 3,2)^2} = 0,0056$$

On en déduit :

$$V = \sqrt{1 \times 10\,000^2 + 0,0056 \times 10\,000 \times 3\,000 + 0,0056 \times 3\,000 \times 10\,000 + 1 \times 3\,000^2} \\ = 10\,456 \text{ kN}$$

L'effort tranchant résultant est donc bien quasiment identique à celui obtenu par la combinaison SRSS.

9.3 Signature des modes

Le premier inconvénient des superpositions quadratiques est la perte des signes. Dans les règlements parasismiques, rien n'est indiqué pour pallier cet inconvénient.

Par contre, la plupart des logiciels permet d'affecter aux résultats des superpositions quadratiques le signe des efforts obtenus pour le mode prépondérant. Cette méthode peut sembler, à première vue, présenter un certain avantage, mais, malheureusement, elle n'est pas toujours applicable. Dans les bâtiments à l'irrégularité très prononcée, le mode prépondérant ne correspond qu'à 30 ou 40 % de la masse totale : il y a donc un très grand nombre d'éléments pour lesquels le mode qui donne le plus d'efforts n'est pas le mode prépondérant pour l'ensemble du bâtiment : cette méthode est donc à proscrire dans ces cas.

C'est pourquoi il est conseillé de n'appliquer cette méthode que lorsque la masse participante du mode prépondérant correspond au moins à 60 % de la masse totale, et cela pour les deux directions de séisme horizontal.

9.3.1 Cas où le mode prépondérant représente plus de 60 % de la masse totale

L'exemple étudié est celui du chapitre 5 du livre *Pratique du calcul sismique* édité, sous la direction de Victor Davidovici, aux éditions Eyrolles. Les différentes étapes des calculs y sont décrites dans le détail.

9.3.1.1 Présentation du bâtiment

9.3.1.1.1 Géométrie

Les caractéristiques géométriques du bâtiment sont les suivantes :

- hauteur totale : $H = 16,00$ m (4 niveaux de 4,00 m chacun) ;
- longueur : $L_x = 18,00$ m ;
- largeur : $L_y = 11,26$ m.

Il est contreventé par des voiles en béton armé de 20 centimètres d'épaisseur. Les planchers ont une épaisseur de 18 centimètres.

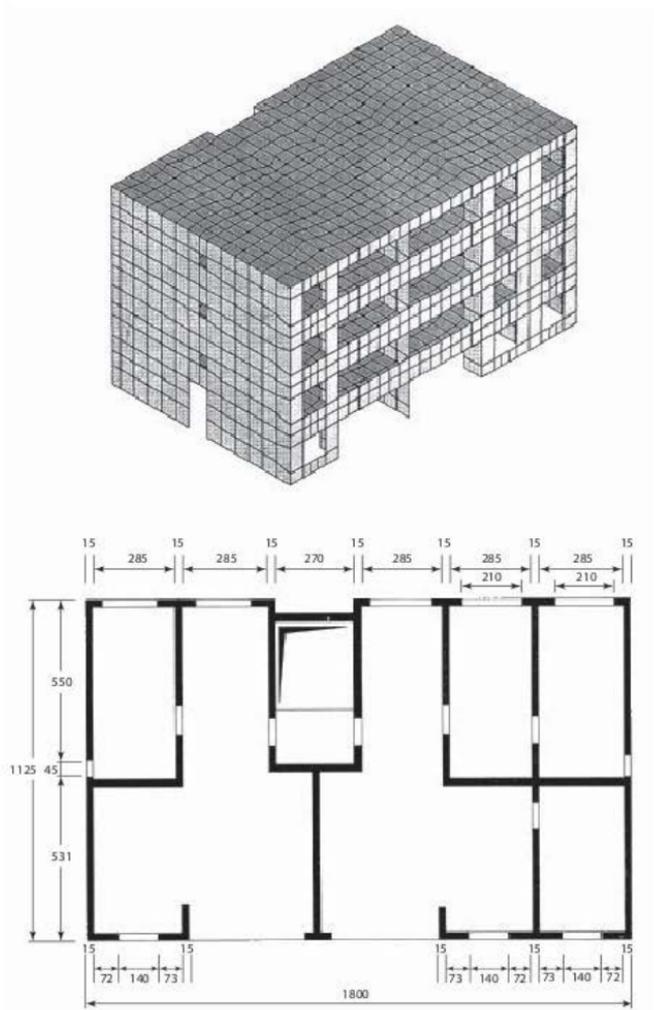


Figure 9.3.1.1.1 Perspective et vue en plan du bâtiment

9.3.1.1.2 Hypothèses sismiques

Le bâtiment est de catégorie IV et est situé en zone de sismicité 4. Le coefficient d'importance γ_I est égal à 1,4, l'accélération au rocher a_{gR} est égale à $1,6 \text{ m/s}^2$, l'accélération a_g est égale à $2,24 \text{ m/s}^2$ ($a_g = \gamma_I \times a_{gR}$) et le spectre utilisé est de type 2.

Le sol est de classe D et le coefficient S est égal à 1,6.

L'assise du bâtiment est horizontale : le coefficient de site est égal à 1.

Le coefficient de comportement q est égal à 1,9 (bâtiment irrégulier, classe de ductilité moyenne DCM et k_w estimé à 0,80 : $q = 0,8 \times k_w \times q_0 = 0,8 \times 0,8 \times 3 = 1,9$).

9.3.1.1.3 Hypothèses concernant les charges

- Poids propre
- Plancher étage courant : $G = 3 \text{ kN/m}^2$ et $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- Plancher terrasse : $G = 5 \text{ kN/m}^2$ et $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

9.3.1.2 Calcul des modes propres

Il est nécessaire de calculer cent vingt modes afin de restituer 90 % de la masse totale du bâtiment comme le demande l'EC8 [EC8-1/4.3.3.3.1(3)].

Tableau 9.3.1.2.1 Tableau des modes propres

NUMERO DU MODE	PERIODE	FREQUENCE	MASSES EFFECTIVES		
			// X	// Y	// Z
1	0.1817	5.5038	66.5	3.9	0.0
2	0.1489	6.7162	5.7	66.5	0.0
3	0.1006	9.9437	7.8	1.2	0.0
4	0.0686	14.5811	0.2	0.0	0.0
5	0.0648	15.4205	0.1	0.3	13.7
6	0.0591	16.9127	7.9	0.0	0.0
7	0.0579	17.2746	4.7	0.1	0.0
8	0.0567	17.6378	0.0	0.0	0.0
9	0.0564	17.7429	0.1	0.0	0.0
10	0.0552	18.1124	0.0	0.1	6.6
11	0.0524	19.0743	0.0	0.0	0.2
12	0.0519	19.2567	0.0	0.0	0.0
13	0.0484	20.6430	0.0	0.0	0.1
14	0.0456	21.9375	0.1	17.0	0.4
15	0.0448	22.3008	0.0	0.0	0.3
16	0.0447	22.3511	0.0	0.1	0.5
17	0.0444	22.5034	0.0	0.2	1.8
18	0.0437	22.8655	0.1	0.2	4.0
19	0.0433	23.1107	0.0	0.0	0.3
20	0.0425	23.5108	0.0	0.0	0.0
118	0.0244	40.9663	0.1	0.3	0.0
119	0.0243	41.1163	0.0	0.2	0.0
120	0.0242	41.3833	0.0	0.0	0.1
TOTAL			97.6	92.6	84.7

9.3.1.3 Application du spectre

Le dessin ci-dessous permet de situer les périodes propres sur le spectre utilisé.

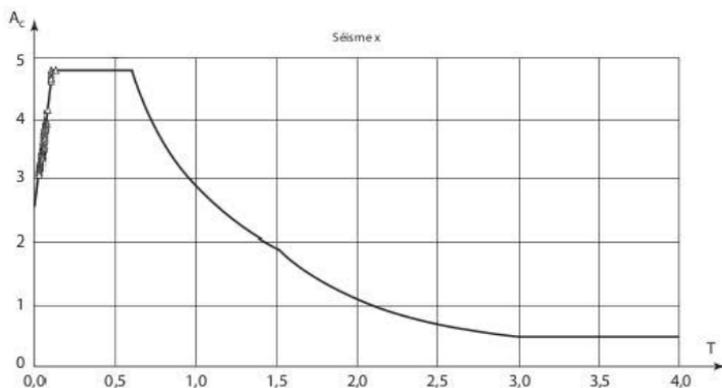


Figure 9.3.1.3.1 Spectre de calcul

9.3.1.4 Édition des torseurs à la base des voiles

Les torseurs sont édités pour le voile repéré sur la figure ci-dessous.

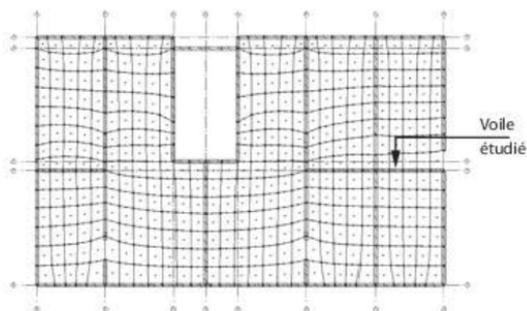


Figure 9.3.1.4.1 Repérage du voile étudié

Les résultats des cas élémentaires sont consignés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 9.3.1.4.1 Torseur des cas élémentaires à la base du voile

CAS	RX	RY	RZ	MX	MY	MZ
G	30,7	0,0	-844,9	0,2	-61,8	1,4
Q	8,5	0,0	-102,5	0,0	-16,0	-0,1
Séisme X	1008,3	4,1	401,0	6,9	4136,9	8,3
Séisme Y	510,9	7,0	211,8	10,5	987,9	2,6

9.3.1.4.1 Combinaisons de Newmark effectuées en ne signant pas les résultats des combinaisons quadratiques

Les calculs des combinaisons de Newmark et des superpositions avec les cas de charges statiques décrites dans l'EC0 [EC0/6.4.3.4] donne les résultats suivants :

Tableau 9.3.1.4.1.1 Torseur des combinaisons de Newmark à la base du voile

CAS	RX	RY	RZ	MX	MY	MZ
1001	1194,8	6,3	-411,0	10,3	4366,6	10,4
1002	-821,8	-2,0	-1213,1	-3,5	-3907,1	-6,2
1003	888,3	2,1	-538,1	4,0	3773,9	8,8
1004	-1128,4	-6,2	-1340,2	-9,9	-4499,9	-7,7
1005	846,7	8,3	-543,5	12,8	2162,3	6,4
1006	241,7	5,8	-784,1	8,7	-319,8	1,5
1007	-175,2	-5,7	-967,1	-8,2	186,6	1,2
1008	-780,2	-8,2	-1207,7	-12,4	-2295,5	-3,8

Le signe « - » pour RZ correspond à un effort de compression.

9.3.1.4.2 Calcul des ferrillages

a. Calcul des chaînages

La combinaison conduisant à la section maximum des chaînages est la combinaison 1001 :

$M = 4\,367 \text{ m} \cdot \text{kN}$ et $N = -411 \text{ kN}$.

La section obtenue est égale à $10,2 \text{ cm}^2$, soit 6 HA 16.

b. Calcul des armatures d'effort tranchant

Les calculs des armatures d'effort tranchant sont menés selon l'EC8 [EC8-1/5.4.3.5.2] en liaison avec l'EC2. Ils peuvent être résumés ci-dessous.

Effort tranchant de calcul : $V_{Ed} = V'_{Ed} \frac{1+q}{2} = 1\,195 \cdot \frac{1+1,9}{2} = 1\,733 \text{ kN}$.

Effort tranchant résistant $V_{Rd,c}$ [EC2-1-1/6.2.2].

$$V_{Rd,c} = \max \left(\frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} ; \frac{0,35}{\gamma_c} \cdot f_{ck}^{0,5} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$k = \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} ; 2 \right) = \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{5\,900}} ; 2 \right) = 1,184$$

$$\sigma_{cp} = \min \left(\frac{N_{Ed}}{A_c} ; 2 \cdot f_{cd} \right) = \min \left(\frac{0,411}{0,20 \times 6,00} ; 0,2 \times 19,2 \right) = 0,34 \text{ MPa}$$

$$\rho_l = \min \left(\frac{A_{sl}}{b_w d} ; 0,02 \right) = \min \left(\frac{12,06}{20 \times 590} ; 0,02 \right) = 0,0010$$

On en déduit :

$$V_{Rd,c} = \max \left(\left(\frac{0,18}{1,30} \times 1,184 \times (100 \times 0,001 \times 25)^{1/3} + 0,15 \times 0,34 ; \frac{0,35}{1,30} \times 25^{0,5} + 0,15 \times 0,34 \right) \right) \\ \times 0,20 \times 5,90 = 1,65 \text{ kN}$$

L'effort tranchant V_{Ed} étant supérieur à $V_{Rd,c}$, il faut disposer des armatures d'effort tranchant. Celles-ci sont calculées avec un angle d'inclinaison des bielles « classique » de 45° :

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{0,9 \times d} \times \frac{1}{f_{yd}} = \frac{1,733}{0,9 \times 5,90} \times \frac{1}{500} = 6,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

c. Vérification du non-glissement au niveau des reprises de bétonnage à la base du voile

Les calculs des armatures de glissement sont menés selon l'EC8 [EC8-1/5.4.3.5.2(4)] en liaison avec l'EC2 [EC2-1-1/6.2.5].

La valeur de la contrainte de cisaillement à l'interface v_{Edi} est égale à :

$$v_{Edi} = \frac{V_{Ed}}{0,9 \times d \times b_w} = \frac{1,733}{0,9 \times 5,90 \times 0,2} = 1,63 \text{ MPa}$$

La contrainte σ_n engendrée par la force normale externe (positive) agissant en même temps que l'effort de cisaillement est égale à :

$$\sigma_n = \min \left(0,6 \times f_{cd} ; \frac{N_{Ed}}{b_w \times x} \right) = \min \left(0,6 \times 19,2 ; \frac{0,411}{0,20 \times 0,28} \right) = 7,30 \text{ MPa}$$

x désigne la position de l'axe neutre obtenue dans le calcul en flexion composée : ici, $x = 0,28$ m. Comme indiqué au paragraphe 8.6.5.3.4, en zone critique, on ne peut tenir compte, dans le calcul du pourcentage d'armatures ρ , ni des armatures traversant la zone comprimée, ni des armatures tendues n'ayant pas été prises en compte dans le calcul de la flexion.

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \times \ell_w} = \frac{6,50 \times (6,00 - 0,40)}{20 \times 600} = 0,0030$$

On suppose que la surface de reprise est lisse : cela conduit à une valeur du coefficient c égale à 0,20 et à une valeur du coefficient μ égale à 0,60.

La valeur de c est divisée par 2 [EC2-1/6.2.5(5)].

La valeur de calcul de la contrainte correspondant à l'atteinte de la résistance au cisaillement de l'interface v_{Rdi} est alors égale à :

$$v_{Rdi} = \min \left(0,5 \times 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \times f_{cd} ; \frac{c}{2} \times f_{ctd} + \mu \times \sigma_n + \rho \times f_{yd} \times \mu \right) \\ v_{Rdi} = \min \left(0,5 \times 0,6 \times \left(1 - \frac{25}{250} \right) \times 19,2 ; \frac{0,20}{2} \times 1,38 + 0,6 \times 7,3 + 0,0030 \times 500 \times 0,6 \right) \\ = 5,2 \text{ MPa}$$

La condition de non-glissement est vérifiée puisque $v_{Edi} = 1,63 \text{ MPa} < v_{Rdi} = 5,2 \text{ MPa}$.

9.3.1.4.3 Combinaisons de Newmark effectuées en signant les résultats des combinaisons quadratiques

« Signer les combinaisons quadratiques » consiste à prendre les résultats des combinaisons CQC et de les multiplier par le signe obtenu avec les cas de charges correspondant aux modes prépondérants dans chaque direction.

Le pourcentage de masse restituée des modes prépondérants dépassant 60 % en X et en Y, il est possible de « signer » les résultats des superpositions quadratiques.

Dans le sens X, le mode 1 représente 66,5 % de la masse totale et, dans le sens Y, le mode 2 représente également 66,5 % de la masse totale.

Pour le voile étudié, les torseurs correspondant à ces deux modes sont :

Tableau 9.3.1.4.3.1 Torseurs des modes principaux à la base du voile

CAS	RX	RY	RZ	MX	MY	MZ
Séisme X – mode 1	941,4	3,9	-398,1	-6,7	4115,4	8,1
Séisme Y – mode 2	-504,0	6,4	-168,0	-9,80	-147,1	-2,0

Il en résulte les tableaux suivants :

Tableau 9.3.1.4.3.2 Torseurs des cas élémentaires à la base du voile

CAS	RX	RY	RZ	MX	MY	MZ
G	30,7	0,0	-844,9	0,2	-61,8	1,4
Q	8,5	0,0	-102,5	0,0	-16,0	-0,1
Séisme X	1008,3	4,1	-401,0	-6,9	4136,9	8,3
Séisme Y	-510,9	7,0	-211,8	-10,5	-987,9	-2,6

Tableau 9.3.1.4.3.3 Torseurs des combinaisons de Newmark à la base du voile

CAS	RX	RY	RZ	MX	MY	MZ
1001	888,3	6,2	-1340,2	-9,9	3773,9	8,9
1002	1194,8	2,0	-1213,1	-3,6	4366,7	10,5
1003	-1128,3	-2,0	-538,2	4,0	-4499,9	-7,7
1004	-821,8	-6,2	-411,1	10,3	-3907,1	-6,2
1005	-175,2	8,2	-1207,8	-12,4	186,6	1,3
1006	846,6	-5,8	-784,2	8,6	2162,4	6,5
1007	-780,1	5,8	-967,2	-8,2	-2295,6	-3,7
1008	241,7	-8,2	-543,6	12,8	-319,8	1,5

9.3.1.4.4 Calcul des ferrillages

a. Calcul des chaînages

La combinaison conduisant à la section maximum des chaînages est la combinaison 1003 : $M = 4\,500\text{ m} \cdot \text{kN}$ et $N = -538\text{ kN}$.

La section obtenue est égale à $9,5\text{ cm}^2$, soit 6 HA 16.

b. Calcul des armatures d'effort tranchant

Le cas le plus défavorable pour calculer les armatures d'effort tranchant correspond à la combinaison 1002.

$$V_{Ed} = V'_{Ed} \frac{1+q}{2} = 1\,195 \cdot \frac{1+1,9}{2} = 1\,733 \text{ kN}$$

Les calculs sont menés comme précédemment ; les valeurs des paramètres $V_{Rd,c}$, k et ρ_1 sont inchangées. Par contre, la valeur de la contrainte de compression σ_{cp} due à l'effort normal concomitant est modifiée ; elle vaut :

$$\sigma_{cp} = \min\left(\frac{N_{Ed}}{A_c} ; 0,2 \cdot f_{cd}\right) = \left(\frac{1,213}{0,20 \times 6,00} ; 0,2 \times 19,2\right) = 1,01 \text{ MPa}$$

La position de l'axe neutre est égale à $x = 0,45 \text{ m}$.

Cela conduit à une modification de la valeur de $V_{Rd,c}$:

$$V_{Rd,c} = \max\left(\frac{0,18}{1,30} \times 1,184 \times (100 \times 0,001 \times 25)^{1/3} + 0,15 \times 1,01 ; \frac{0,35}{1,30} \times 25^{0,5} + 0,15 \times 1,01\right) \\ \times 0,20 \times 5,90 = 1,77 \text{ kN}$$

L'effort tranchant V_{Ed} maintenant inférieur à $V_{Rd,c}$, il n'y a plus besoin de disposer des armatures d'effort tranchant. La note de l'article 9.2.2 de l'Annexe nationale de l'Eurocode 2 n'exige pas de pourcentage minimal.

c. Vérification du non-glissement au niveau des reprises de bétonnage à la base du voile

La vérification du non-glissement est également modifiée du fait du changement des valeurs de σ_n et ρ .

$$\sigma_n = \min\left(0,6 \times f_{cd} ; \frac{N_{Ed}}{b_w \times x}\right) = \min\left(0,6 \times 19,2 ; \frac{1,213}{0,20 \times 0,45}\right) = 11,5 \text{ MPa}$$

$\rho = 0$ (pas d'armatures d'effort tranchant mises en place)

On en déduit :

$$v_{Rdi} = \min\left(0,5 \times 0,6 \times \left(1 - \frac{25}{250}\right) \times 19,2 ; \frac{0,20}{2} \times 1,38 + 0,6 \times 11,5\right) = 5,2 \text{ MPa}$$

La condition de non glissement est vérifiée puisque $v_{Edi} = 1,63 \text{ MPa} < v_{Rdi} = 5,2 \text{ MPa}$.

9.3.1.5 Conclusion

Sur cet exemple, la différence entre les résultats, dans le cas des efforts sismiques signés par rapport à ceux non signés, entraîne une économie d'armatures grâce à :

- une diminution peu significative de la section des chaînages (toutefois, il ne faut pas en faire une règle générale, car, dans certains cas, cette diminution peut être nettement plus élevée) ;
- une non-obligation de disposer des armatures d'effort tranchant dans le cas où les superpositions quadratiques sont signées.

9.3.2 Cas où l'extraction modale ne montre pas de mode prépondérant significatif

9.3.2.1 Présentation du bâtiment

9.3.2.1.1 Géométrie

Les caractéristiques géométriques du bâtiment sont les suivantes :

- hauteur totale : $H = 18,00$ m (5 niveaux) ;
- longueur : $L_x = 29,00$ m ;
- largeur : $L_y = 17,00$ m.

Il est contreventé par des portiques en béton armé.

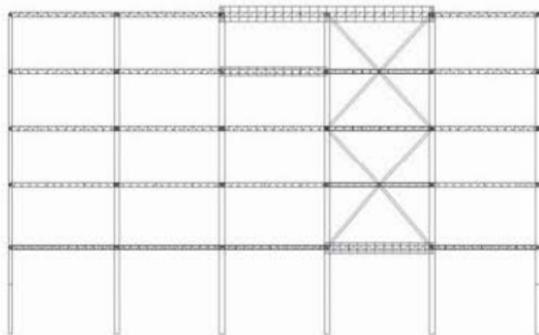


Figure 9.3.2.1.1.1 Vue en élévation du bâtiment

9.3.2.1.2 Hypothèses sismiques

Le bâtiment est de catégorie IV et est situé en zone de sismicité 2. Le coefficient d'importance γ_I est égal à 1,4, l'accélération au rocher a_{gR} est égale à $0,7$ m/s², l'accélération a_g est égale à $0,98$ m/s² ($a_g = \gamma_I \times a_{gR}$) et le spectre utilisé est de type 2.

Le sol est de classe C et le coefficient S est égal à 1,5.

L'assise du bâtiment est horizontale : le coefficient de site est égal à 1.

Le coefficient de comportement q est égal à 3 (bâtiment irrégulier, système à ossature, classe de ductilité moyenne DCM).

9.3.2.1.3 Hypothèses concernant les charges

- Poids propre
- Plancher : $G = 1$ kN/m² et $Q = 3,5$ kN/m²

9.3.2.2 Calcul des modes propres

Il est nécessaire de calculer dix modes afin de restituer 90 % de la masse totale du bâtiment comme le demande l'EC8 [EC8-1/4.3.3.3.1(3)].

Tableau 9.3.2.2.1 Tableau des modes propres

NUMERO DU MODE	PERIODE	FREQUENCE	MASSES EFFECTIVES		
			// X	// Y	// Z
1	1.3057	0.7659	28.2	35.4	0.0
2	1.1148	0.8970	39.6	51.0	0.0
3	0.8927	1.1202	25.7	7.0	0.0
4	0.3444	2.9038	4.1	0.1	0.1
5	0.3256	3.0710	0.5	3.9	0.9
6	0.2698	3.7064	0.4	1.2	0.0
7	0.2161	4.6282	0.3	0.0	9.0
8	0.1956	5.1115	0.0	0.0	13.7
9	0.1874	5.3365	0.0	0.0	1.4
10	0.1581	6.3234	0.2	0.0	2.2
TOTAL			99.0	98.6	27.3

9.3.2.3 Application du spectre

Le dessin ci-dessous permet de situer les périodes propres sur le spectre utilisé.

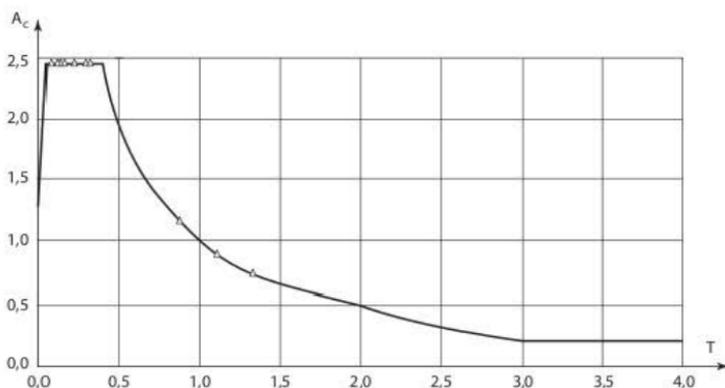


Figure 9.3.2.3.1 Spectre de calcul

9.3.2.4 Édition des efforts dans les poteaux

Les efforts sont édités pour le poteau repéré sur la figure ci-dessous.

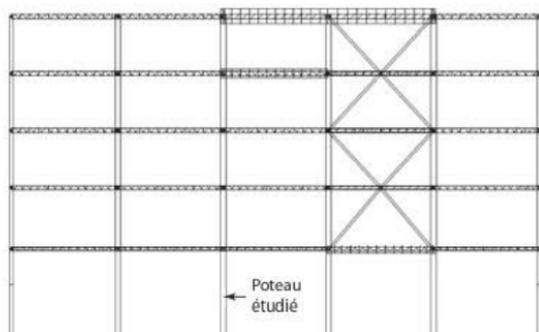


Figure 9.3.2.4.1 Repérage du poteau étudié

Les résultats des cas élémentaires sont consignés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 9.3.2.4.1 Efforts des cas élémentaires dans le poteau étudié

CAS	N	TYY	TZZ	MZZ	MYY
G	-2266,1	7,8	0,0	0,0	0,0
Q	-781,9	1,0	0,0	0,0	0,0
Séisme X	126,5	23,5	16,7	0,0	0,0
Séisme Y	131,5	32,4	13,7	0,0	0,0

Pour le séisme X, les quatre modes principaux sont les modes 1 à 4.

Tableau 9.3.2.4.2 Efforts des cas modaux pour le sens X dans le poteau étudié

CAS	N	TYY	TZZ	MZZ	MYY
mode 1	80,0	6,4	-10,8	0,0	0,0
mode 2	-35,4	-23,9	-9,2	0,0	0,0
mode 3	93,5	8,6	-0,6	0,0	0,0
mode 4	-42,3	0,1	-2,4	0,0	0,0

9.3.2.5 Conclusion

L'effort normal dû au mode 2 (mode prépondérant dans le sens X) est une compression égale à 35,4 kN, alors que le cas le plus défavorable est obtenu, pour le mode 1, avec une traction égale à 80 kN.

Le fait de signer les efforts par le signe du mode 2 conduit donc à une erreur.

Cet exemple illustre l'erreur fréquente faite lorsque les superpositions quadratiques sont systématiquement « signées » pour des bâtiments où aucun mode prépondérant ne se dégage vraiment.

9.4 Réflexion sur les résultats des combinaisons quadratiques

L'exemple traité dans ce paragraphe illustre le cas où l'effort obtenu par superposition quadratique est inférieur à celui donné par le mode prépondérant.

Cela est relativement rare mais cela peut exister dans le cas où les efforts correspondant à deux modes successifs ne sont pas très différents en valeur absolue mais de signes contraires : le produit $\beta_{ij}E_{Ei}E_{Ej}$ est négatif et vient diminuer fortement le terme $\beta_{ii}E_{Ei}^2 = E_{Ei}^2$.

9.4.1 Présentation du bâtiment

9.4.1.1 Géométrie

Les caractéristiques géométriques du bâtiment sont les suivantes :

- hauteur totale : $H = 15,00$ m (5 niveaux identiques de 3,00 m chacun) ;
- longueur : $L_x = 35,00$ m ;
- largeur : $L_y = 20,00$ m.

Il est contreventé par des voiles en béton armé de 20 cm d'épaisseur. Les planchers ont une épaisseur de 18 cm.

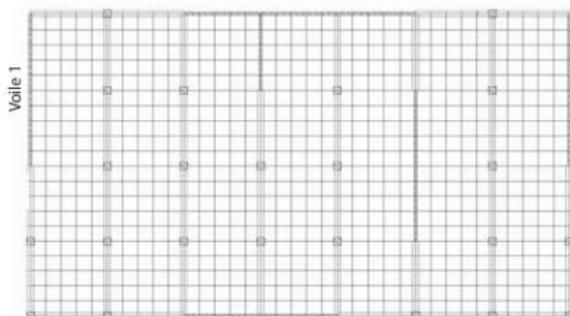


Figure 9.4.1.1.1 Vue en plan du bâtiment

9.4.1.2 Hypothèses sismiques

Le bâtiment est de catégorie II et est situé en zone de sismicité 4. Le coefficient d'importance γ_I est égal à 1, l'accélération au rocher a_{gR} est égale à $1,6 \text{ m/s}^2$, l'accélération a_g est égale à $1,6 \text{ m/s}^2$ ($a_g = \gamma_I \times a_{gR}$) et le spectre utilisé est de type 2.

Le sol est de classe C et le coefficient S est égal à 1,5.

L'assise du bâtiment est horizontale : le coefficient de site est égal à 1.

Le coefficient de comportement q est égal à 2.

9.4.1.3 Hypothèses concernant les charges

- Poids propre
- Plancher : $G = 1 \text{ kN/m}^2$ et $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

9.4.2 Calcul des modes propres

Il est nécessaire de calculer vingt modes afin de restituer 90 % de la masse totale du bâtiment.

Tableau 9.4.2.1 Tableau des modes propres

NUMERO DU MODE	PERIODE	FREQUENCE	MASSES EFFECTIVES		
			// X	// Y	// Z
1	0.2943	3.3980	61.0	9.2	0.0
2	0.2705	3.6965	10.5	64.7	0.0
3	0.1939	5.1579	5.7	0.8	0.0
4	0.0995	10.0477	0.2	0.1	31.2
5	0.0978	10.2252	4.2	0.3	0.4
6	0.0960	10.4161	9.1	0.5	3.4
7	0.0959	10.4248	1.4	0.0	13.6
8	0.0937	10.6732	0.1	0.0	0.2
9	0.0936	10.6815	1.0	0.0	3.6
10	0.0910	10.9923	0.0	0.2	0.0
11	0.0902	11.0821	0.1	0.3	0.6
12	0.0896	11.1617	0.0	4.4	1.5
13	0.0881	11.3545	0.0	0.1	0.0
14	0.0867	11.5288	0.6	6.6	0.0
15	0.0857	11.6744	0.0	0.1	2.7
16	0.0842	11.8818	0.1	2.4	0.2
17	0.0827	12.0855	0.0	0.2	0.1
18	0.0825	12.1238	0.0	0.1	0.0
19	0.0803	12.4498	0.0	0.6	0.0
20	0.0798	12.5252	0.0	0.5	0.2
TOTAL			94.0	91.1	60.4

9.4.3 Application du spectre

Le dessin ci-dessous permet de situer les périodes propres sur le spectre utilisé.

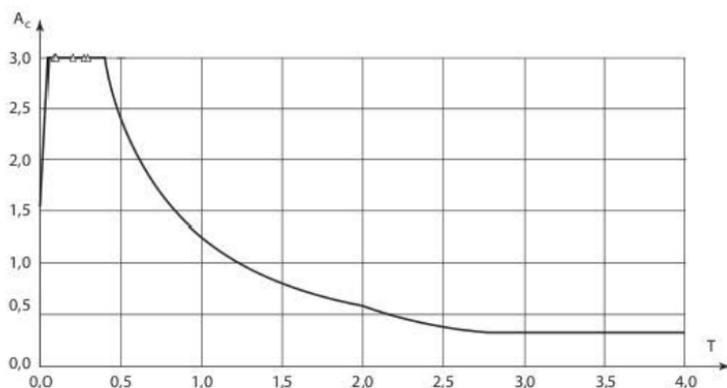


Figure 9.4.3.1 Spectre de calcul

9.4.4 Édition des torseurs à la base du voile 1

Le voile étudié est repéré sur la figure 9.4.1.1.1. Les résultats sont consignés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau 9.4.4.1 Torseur des cas élémentaires à la base du voile étudié

CAS	RX	RY	RZ	MX	MY	MZ
G	-10,89	-14,22	-1638,37	851,41	0,00	-8,04
Q	-4,81	-6,18	-372,78	384,75	0,00	-4,41
Séisme X	6,57	1388,80	124,39	13859,37	0,00	2,94
Séisme Y	1,67	2386,09	70,63	22128,52	0,00	5,49

Tableau 9.4.4.2 Torseur des cas modaux 1 à 20 (sens X) à la base du voile étudié

Mode	RX	RY	RZ	MX	MY	MZ
1	2,64	-1616,98	129,94	16284,88	0,00	2,66
2	0,62	768,10	-10,52	-7192,19	0,00	-1,68
3	0,58	398,79	-1,64	-3733,99	0,00	-1,87
4	-0,06	4,50	-10,42	-7,24	0,00	-0,14
5	0,47	-66,70	-24,81	152,45	0,00	-0,35
6	1,78	-139,38	39,23	253,29	0,00	0,53
7	0,40	-17,36	21,73	32,31	0,00	0,33
8	0,01	-2,06	0,57	4,44	0,00	0,00
9	-0,05	-3,71	-31,81	24,82	0,00	-0,53
10	0,01	2,21	0,55	-3,18	0,00	-0,05
11	-0,09	5,35	-9,01	-11,19	0,00	-0,06
12	0,03	10,32	1,68	-19,08	0,00	0,05
13	0,02	-0,31	0,02	0,54	0,00	0,02
14	0,22	60,40	-1,18	-111,89	0,00	0,28
15	-0,03	-1,37	1,61	2,50	0,00	-0,06
16	0,10	18,94	6,41	-34,46	0,00	0,12
17	0,01	-0,05	-0,01	0,07	0,00	0,01
18	0,00	-0,01	0,01	0,02	0,00	0,00
19	0,02	0,75	0,28	-1,83	0,00	0,06
20	-0,04	1,34	-2,02	-1,98	0,00	-0,04

On peut constater que les valeurs données par la combinaison quadratique CQC (voir Tableau 9.4.4.1) sont inférieures à celles obtenues pour le mode 1.

On peut vérifier manuellement ce résultat assez surprenant en faisant la superposition quadratique CQC sur les trois premiers modes pour calculer le moment MX.

Les coefficients β_{ij} (voir § 9.2) sont égaux à :

Tableau 9.4.4.3 Tableau des coefficients β_{ij}

i / j	1	2	3
1	1	0,586	0,052
2	0,586	1	0,081
3	0,052	0,081	1

Pour $i = 1$ et j variant de 1 à 3 :

$$\sum_j \beta_{1j} M_{x1} M_{xj} = 16\,285^2 - 0,586 \times 16\,285 \times 7\,192 - 0,052 \times 16\,285 \times 3\,734 = 193\,405\,871$$

Pour $i = 2$ et j variant de 1 à 3 :

$$\sum_j \beta_{2j} M_{x2} M_{xj} = -0,586 \times 16\,285 \times 7\,192 + 7\,192^2 + 0,081 \times 7\,192 \times 3\,734 = -14\,733\,215$$

Pour $i = 3$ et j variant de 1 à 3 :

$$\sum_j \beta_{3j} M_{x3} M_{xj} = -0,052 \times 16\,285 \times 3\,734 + 0,081 \times 7\,192 \times 3\,734 + 3\,734^2 = 12\,955\,979$$

Soit :

$$M = \sqrt{193\,405\,871 - 14\,733\,215 + 12\,955\,979} = 13\,843 \text{ m} \cdot \text{kN} < M_{x1} = 16\,285 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Calculs pseudo-statiques

Afin de contourner le problème de la perte des signes lors de l'établissement des superpositions quadratiques, une solution est d'avoir recours aux calculs « pseudo-statiques ».

Ces calculs consistent à :

1. effectuer un calcul modal « classique » sur le modèle 3D ;
2. déterminer les efforts tranchants par niveau et par direction de séisme, après application du spectre de calcul ;
3. déterminer les accélérations par niveau et par direction de séisme ;
4. injecter ces accélérations dans le modèle 3D afin de créer, en multipliant les masses aux nœuds par ces accélérations, des cas de charges statiques par direction de séisme ;
5. déterminer, sous ces cas de charges, les efforts tranchants par niveau et par direction de séisme ;
6. comparer les efforts tranchants obtenus dans l'étape 2 à ceux obtenus à l'étape 5 ;
7. corriger éventuellement les accélérations si les écarts constatés en 6 sont importants (ce qui est presque toujours le cas) et les injecter dans le modèle 3D ;
8. calculer les déplacements aux nœuds, les réactions d'appui et les efforts sismiques dans les différents éléments par direction de séisme ;
9. effectuer les combinaisons de Newmark et les ajouter aux cas statiques pour obtenir les déplacements, réactions et efforts sismiques finaux.

L'exemple est mené sur le bâtiment traité au chapitre 8.

10.1 Calcul modal (voir § 8.6.1)

Les résultats sont rappelés ci-dessous.

Tableau 10.1.1 Tableau des modes propres

NUMERO DU MODE	PERIODE	FREQUENCE	MASSES EFFECTIVES			NUMERO DU CAS
			// X	// Y	// Z	
1	0.2491	4.0149	0.6	61.6	0.0	101
2	0.2178	4.5919	58.7	0.5	0.3	102
3	0.1392	7.1855	0.0	0.4	0.0	103
4	0.0984	10.1622	0.0	0.0	0.6	104
5	0.0855	11.7023	0.0	17.7	0.1	105
6	0.0845	11.8286	0.1	1.3	3.9	106
7	0.0803	12.4591	0.7	0.2	3.6	107
8	0.0769	13.0034	6.1	0.0	27.0	108
9	0.0719	13.9129	5.9	0.4	0.8	109
10	0.0713	14.0340	0.8	0.0	0.0	110
11	0.0678	14.7479	6.5	0.0	11.2	111
12	0.0676	14.8020	0.7	0.0	3.2	112
13	0.0660	14.1560	0.2	0.0	0.6	113
14	0.0646	14.4754	1.5	0.2	1.3	114
15	0.0640	15.6312	0.9	0.2	0.0	115
56	0.0347	28.8152	0.0	0.1	0.1	156
57	0.0341	29.2828	0.0	1.1	0.0	157
58	0.0329	30.3658	0.0	0.1	0.1	158
59	0.0319	31.3324	0.0	0.1	0.1	160
60	0.0305	32.7488	0.0	0.1	0.1	160
TOTAL			90.8	93.5	80.8	

10.2 Application du spectre de calcul et détermination des efforts tranchants par niveau

10.2.1 Application du spectre de calcul (voir § 8.6.3)

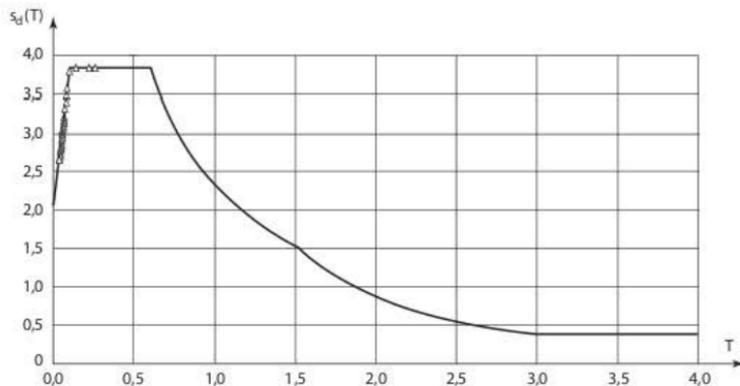


Figure 10.2.1.1 Spectre de calcul

10.2.2 Détermination des efforts tranchant par niveau et par direction de séisme

Les valeurs (en kN) sont données juste au-dessus de la ligne moyenne des planchers.

Tableau 10.2.2.1 Efforts tranchants par niveau et par cas élémentaire

Niveau fondations	CAS	X	Y	Z
	G	0	0	-22 118
	Q	0	0	-2 705
	séisme sens X	4 602	500	1 129
	séisme sens Y	500	4 834	243
Plancher niveau 1	CAS	X	Y	Z
	G	0	0	-18 100
	Q	0	0	-2 040
	séisme sens X	4 476	489	1126
	séisme sens Y	488	4 683	381
Plancher niveau 2	CAS	X	Y	Z
	G	3	-5	-13 868
	Q	0	-1	-1 561
	séisme sens X	4 226	472	973
	séisme sens Y	462	4 393	922
Plancher niveau 3	CAS	X	Y	Z
	G	6	10	-11 321
	Q	1	1	-1 284
	séisme sens X	3 913	453	899
	séisme sens Y	432	4 055	873
Plancher niveau 4	CAS	X	Y	Z
	G	2	0	-9 785
	Q	0	0	-1 119
	séisme sens X	3 456	411	779
	séisme sens Y	388	3 580	176
Plancher niveau 5	CAS	X	Y	Z
	G	2	1	-7 262
	Q	0	0	-839
	séisme sens X	2 833	343	607
	séisme sens Y	322	2 939	129
Plancher niveau 6	CAS	X	Y	Z
	G	1	1	-4 740
	Q	0	0	-559
	séisme sens X	2 046	250	-422
	séisme sens Y	233	2 432	85
Plancher niveau 7	CAS	X	Y	Z
	G	1	1	-2 247
	Q	0	0	-279
	séisme sens X	1 083	130	229
	séisme sens Y	123	1 129	43

10.3 Détermination des accélérations par niveau et par direction de séisme

Les accélérations sont données en m/s^2 .

Tableau 10.3.1 Accélération (m/s^2) par niveau et par direction de séisme

Plancher niveau 1	CAS	X	Y
	séisme sens X	1.43	
	séisme sens Y		1.31
Plancher niveau 2	CAS	X	Y
	séisme sens X	1.54	
	séisme sens Y		1.79
Plancher niveau 3	CAS	X	Y
	séisme sens X	1.96	
	séisme sens Y		2.26
Plancher niveau 4	CAS	X	Y
	séisme sens X	2.34	
	séisme sens Y		2.69
Plancher niveau 5	CAS	X	Y
	séisme sens X	2.76	
	séisme sens Y		3.05
Plancher niveau 6	CAS	X	Y
	séisme sens X	3.25	
	séisme sens Y		3.47
Plancher niveau 7	CAS	X	Y
	séisme sens X	3.86	
	séisme sens Y		4.06
Plancher niveau 8	CAS	X	Y
	séisme sens X	4.73	
	séisme sens Y		4.95

10.4 Injection des accélérations dans le modèle 3D

Cette étape consiste à injecter les accélérations moyennes obtenues par niveau dans le modèle 3D ; on crée ainsi automatiquement, en multipliant les masses aux nœuds par ces accélérations, deux cas de charges statiques par direction de séisme. La combinaison des directions est prise en compte, ensuite, par l'application des combinaisons de Newmark à ces deux cas.

La valeur des efforts tranchants par niveau est donnée dans le tableau ci-dessous.

Tableau 10.4.1 Efforts tranchants par niveau et par direction de séisme

Niveau fondations	CAS	X	Y
	G		
	Q		
	séisme sens X	5 866	0
	séisme sens Y	0	6 298

Plancher niveau 1	CAS	X	Y
	G		
	Q		
	séisme sens X	5 288	0
	séisme sens Y	0	5 768

Plancher niveau 2	CAS	X	Y
	G		
	Q		
	séisme sens X	4 728	0
	séisme sens Y	0	5 131

Plancher niveau 3	CAS	X	Y
	G		
	Q		
	séisme sens X	4 218	0
	séisme sens Y	0	4 552

Plancher niveau 4	CAS	X	Y
	G		
	Q		
	séisme sens X	3 630	0
	séisme sens Y	0	3 875

Plancher niveau 5	CAS	X	Y
	G		
	Q		
	séisme sens X	2 914	0
	séisme sens Y	0	3 080

Plancher niveau 6	CAS	X	Y
	G		
	Q		
	séisme sens X	2 070	0
	séisme sens Y	0	2 178

Plancher niveau 7	CAS	X	Y
	G		
	Q		
	séisme sens X	1 089	0
	séisme sens Y	0	1 138

10.5 Comparaison des efforts tranchants

La comparaison des efforts tranchants obtenus dans le calcul modal et de ceux obtenus dans le calcul statique conduit aux ratios suivants :

Tableau 10.5.1 Ratios efforts tranchants calcul modal/efforts tranchants calcul pseudo-statique

Niveau fondations	CAS	Calcul modal		Calcul statique		Comparaison	
		X	Y	X	Y	X	Y
	séisme sens X	4 602		5 866		1,27	
	séisme sens Y		4 834		6 298		1,30
Plancher niveau 1	CAS	X	Y	X	Y	X	Y
	séisme sens X	4 476		5 288		1,18	
	séisme sens Y		4 683		5 768		1,23
Plancher niveau 2	CAS	X	Y	X	Y	X	Y
	séisme sens X	4 226		4 728		1,12	
	séisme sens Y		4 393		5 131		1,17
Plancher niveau 3	CAS	X	Y	X	Y	X	Y
	séisme sens X	3 913		4 218		1,08	
	séisme sens Y		4 055		4 552		1,12
Plancher niveau 4	CAS	X	Y	X	Y	X	Y
	séisme sens X	3 456		3 630		1,05	
	séisme sens Y		3 580		3 875		1,08
Plancher niveau 5	CAS	X	Y	X	Y	X	Y
	séisme sens X	2 833		2 914		1,03	
	séisme sens Y		2 939		3 080		1,05
Plancher niveau 6	CAS	X	Y	X	Y	X	Y
	séisme sens X	2 046		2 070		1,01	
	séisme sens Y		2 132		2 178		1,02
Plancher niveau 7	CAS	X	Y	X	Y	X	Y
	séisme sens X	1 083		1 089		1,01	
	séisme sens Y		1 129		1 138		1,01

10.6 Correction des accélérations

À ce stade, il est possible d'effectuer deux types de calage des accélérations : soit un calage global sur la valeur des efforts tranchants en pied de bâtiment, soit un calage plus fin en comparant les efforts tranchants, niveau par niveau. C'est ce qui est fait ici, mais cela nécessite plusieurs itérations avant d'arriver à un calage satisfaisant (environ 5 % d'écarts maxi sur les valeurs).

Dans le cas présent, six itérations permettent d'aboutir aux résultats suivants :

Tableau 10.6.1 Ratios efforts tranchants calcul modal/efforts tranchants calcul pseudo-statique après corrections

		Calcul modal		Calcul statique final		Accélérations	
Niveau fondations	CAS	X	Y	X	Y	X	Y
	séisme sens X	4 602		4 896	0	0.61	
	séisme sens Y		4 834	0	5 081		0.58
Plancher niveau 1							
	CAS	X	Y	X	Y	X	Y
	séisme sens X	4 476		4 634		0.90	
	séisme sens Y		4 683		4 835		0.97
Plancher niveau 2							
	CAS	X	Y	X	Y	X	Y
	séisme sens X	4 226		4 307		1.39	
	séisme sens Y		4 393		4 477		1.48
Plancher niveau 3							
	CAS	X	Y	X	Y	X	Y
	séisme sens X	3 913		3 947		1.91	
	séisme sens Y		4 055		4 102		2.00
Plancher niveau 4							
	CAS	X	Y	X	Y	X	Y
	séisme sens X	3 456		3 468		2.46	
	séisme sens Y		3 580		3 599		2.54
Plancher niveau 5							
	CAS	X	Y	X	Y	X	Y
	séisme sens X	2 833		2 836		3.07	
	séisme sens Y		2 939		2 944		3.16
Plancher niveau 6							
	CAS	X	Y	X	Y	X	Y
	séisme sens X	2 046		2 047		3.78	
	séisme sens Y		2 132		2 131		3.95
Plancher niveau 7							
	CAS	X	Y	X	Y	X	Y
	séisme sens X	1 083		1 083		4.72	
	séisme sens Y		1 129		1 128		4.93

Il est également possible d'effectuer un calage sur le moment fléchissant ; il s'avère néanmoins difficile, dans beaucoup de cas, de faire coïncider le calage du moment fléchissant avec celui de l'effort tranchant.

À titre indicatif, les ratios sur les moments fléchissants obtenus après le calage sur les efforts tranchants donne les résultats suivants :

Tableau 10.6.2 Ratios moments fléchissants calcul modal/moments fléchissants calcul pseudo-statique après corrections sur effort tranchant

		Calcul modal		Calcul statique final		Comparaison	
Niveau fondations	CAS	MX	MY	MX	MY	MX	MY
	séisme sens X	14 881	85 100	0	81 947		0.96
	séisme sens Y	84 354	9 472	-85 115	0	-1.01	
Plancher niveau 1	CAS	MX	MY	MX	MY	MX	MY
	séisme sens X	13 997	69 752	-1 971	65 417		0.94
	séisme sens Y	62 975	8 351	-62 756	-943	-1.00	
Plancher niveau 2	CAS	MX	MY	MX	MY	MX	MY
	séisme sens X	8 549	48 929	7 239	45 506		0.93
	séisme sens Y	39 591	11 421	-38 165	-7 241	-0.96	
Plancher niveau 3	CAS	MX	MY	MX	MY	MX	MY
	séisme sens X	7 889	36 217	7 222	32 764		0.90
	séisme sens Y	27 577	9 897	-25 613	-6 937	-0.93	
Plancher niveau 4	CAS	MX	MY	MX	MY	MX	MY
	séisme sens X	7 755	30 777	314	26 579		0.86
	séisme sens Y	30 302	3 370	-27 856	-64	-0.92	
Plancher niveau 5	CAS	MX	MY	MX	MY	MX	MY
	séisme sens X	5 751	19 987	236	16 506		0.83
	séisme sens Y	19 556	2 180	-17 332	-68	-0.89	
Plancher niveau 6	CAS	MX	MY	MX	MY	MX	MY
	séisme sens X	3 836	10 925	150	8 402		0.77
	séisme sens Y	10 539	1 183	-8 845	-55	-0.84	
Plancher niveau 7	CAS	MX	MY	MX	MY	MX	MY
	séisme sens X	2 018	4 115	63	2 741		0.67
	séisme sens Y	3 803	442	-2 891	-26	-0.76	

10.7 Calcul des efforts dans le voile

Le voile étudié est le voile de la file 11 entre les files J et M (voir § 8.6.5.3).

10.7.1 Efforts de coupe à la base

Tableau 10.7.1.1 Efforts de coupe à la base du voile étudié (cas élémentaires)

CAS	V(kN)	N(kN)	M(m·kN)
G	11.57	-432.63	74.92
Q	5.95	-68.04	22.18
séisme X	-93.06	-324.39	-228.22
séisme Y	370.07	305.26	-1393.33

Tableau 10.7.1.2 Efforts de coupe à la base du voile étudié (combinaisons de Newmark)

CAS	V(kN)	N(kN)	M(m·kN)
comb. Newmark 1	31.32	-685.85	-564.64
comb. Newmark 2	217.43	-37.07	-108.20
comb. Newmark 3	-190.72	-869.01	271.36
comb. Newmark 4	-4.61	-220.23	727.22
comb. Newmark 5	355.51	-245.10	-1380.22
comb. Newmark 6	411.34	-50.46	-1243.29
comb. Newmark 7	-384.63	-855.62	1406.44
comb. Newmark 8	-328.79	-660.99	1543.38

Il est intéressant de comparer ces résultats à ceux obtenus avec le calcul modal (voir § 8.6.5.3.1). Les écarts sont minimes, sauf pour le moment fléchissant, dans le sens du séisme X. Cela provient du fait que le calage a été fait uniquement sur les valeurs d'effort tranchant.

Tableau 10.7.1.3 Comparaison des efforts de coupe

Calcul pseudo-statique				Calcul modal			
CAS	V(kN)	N(kN)	M(m·kN)	CAS	V(kN)	N(kN)	M(m·kN)
G	11.57	-432.63	74.92	G	11.57	-432.63	74.92
Q	5.95	-68.04	22.18	Q	5.95	-68.04	22.18
séisme X	-93.06	-324.39	-228.22	séisme X	93.02	328.82	288.63
séisme Y	370.07	305.26	-1393.33	séisme Y	383.04	353.26	1386.88

Comparaison calcul pseudo-statique/calcul modal

CAS	V(kN)	N(kN)	M(m·kN)
G	1.00	1.00	1.00
Q	1.00	1.00	1.00
séisme X	1.00	1.01	1.26
séisme Y	1.04	1.16	1.00

10.7.2 Calcul des ferrillages

Les méthodes de calculs des ferrillages sont celles exposées aux paragraphes 8.6.5.3.2 à 8.6.5.3.4.

Ce paragraphe permet d'étudier les évolutions éventuelles des sections d'acier, suite à la modification des efforts sismiques.

10.7.2.1 Armatures de chaînage

Un calcul en flexion composée selon l'EC2 conduit, pour la combinaison 6, à une section de chaînage égale à 4,10 cm². Cette section est inférieure au ferrillage minimum imposé par l'EC8 [EC8-1/5.4.3.5.3(2)] qui est égal à 4,52 cm² (4 HA 12).

10.7.2.2 Armatures d'effort tranchant

Effort tranchant de calcul :

$$V_{Ed} = V'_{Ed} \frac{1+q}{2} = 411 \cdot \frac{1+2,4}{2} = 699 \text{ kN}$$

L'effort tranchant résistant $V_{Rd,c}$ est égal à [EC2-1-1/6.2.2] :

$$V_{Rd,c} = \max \left(\left(\frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right) ; \frac{0,35}{\gamma_c} \cdot f_{ck}^{0,5} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$k = \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} ; 2 \right) = \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{5000}} ; 2 \right) = 1,20$$

$$\sigma_{cp} = \min \left(\frac{N_{Ed}}{A_c} ; 0,2 \cdot f_{cd} \right) = \min \left(\frac{50,46 \cdot 10^{-3}}{0,20 \cdot 5,15} ; 0,2 \times 23,1 \right) = 0,049 \text{ MPa}$$

$$\rho_l = \min \left(\frac{A_{s1}}{b_w d} ; 0,02 \right) = \min \left(\frac{4,52}{20 \times 500} ; 0,02 \right) = 0,000452$$

On en déduit :

$$V_{Rd,c} = \max \left(\left(\frac{0,18}{1,30} \times 1,20 \times (100 \times 0,000452 \times 30)^{1/3} + 0,15 \times 0,049 ; \frac{0,35}{1,30} \times 30^{0,5} + 0,15 \times 0,049 \right) \times 0,20 \times 5,00 = 1,48 \text{ MN} \right)$$

L'effort tranchant V_{Ed} étant inférieur à $V_{Rd,c}$, il n'y a pas besoin de disposer des armatures d'effort tranchant.

10.7.2.3 Vérification du non-glisser au niveau des reprises de bétonnage à la base du voile

La valeur de la contrainte de cisaillement à l'interface v_{Ed} est égale à :

$$v_{Edi} = \frac{V_{Ed}}{0,9 \times d \times b_w} = \frac{0,699}{0,9 \times 5 \times 0,2} = 0,777 \text{ MPa}$$

La contrainte σ_n engendrée par la force normale externe (positive) agissant en même temps que l'effort de cisaillement est égale à :

$$\sigma_n = \min\left(0,6 \times f_{cd} ; \frac{N_{Ed}}{b_w \times x}\right) = \min\left(0,6 \times 23,1 ; \frac{50,46 \times 10^{-3}}{0,20 \times 0,09}\right) = 2,80 \text{ MPa}$$

x désigne la position de l'axe neutre obtenue dans le calcul en flexion composée : ici, $x = 0,09$ m.

On suppose que la surface de reprise est lisse : cela conduit à une valeur du coefficient c égale à 0,20 et à une valeur du coefficient μ égale à 0,60. La valeur de c est divisée par 2 [EC2-1/6.2.5(5)].

La valeur de calcul de la contrainte correspondant à l'atteinte de la résistance au cisaillement de l'interface v_{Rdi} est alors égale à :

$$v_{Rdi} = \min\left(0,5 \times 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \times f_{cd} ; \frac{c}{2} \times f_{ctd} + \mu \times \sigma_n + \rho \times f_{yd} \times \mu\right)$$

$$v_{Rdi} = \min\left(0,5 \times 0,6 \times \left(1 - \frac{30}{250}\right) \times 23,1 ; \frac{0,20}{2} \times 1,56 + 0,6 \times 2,8\right) = 1,84 \text{ MPa}$$

La condition de non-glisser est donc vérifiée puisque $v_{Edi} = 0,777 \text{ MPa} < v_{Rdi} = 1,84 \text{ MPa}$.

10.7.2.4 Conclusion

Les calculs en pseudo-statique permettent d'économiser, du fait de la concomitance des signes, des sections de ferrailage tant pour les chaînages que les armatures de treillis.

10.8 Calcul des efforts dans le voile sans effectuer le calage des efforts tranchants

Les résultats obtenus au paragraphe 10.7 sont issus d'un calage assez précis entre les efforts du calcul pseudo-statique avec ceux du calcul modal. La phase de calage étant assez délicate est donc synonyme de « perte de temps ». Il serait tentant d'occulter cette phase et de calculer les efforts dans les voiles directement à partir des accélérations initiales (voir Tableau 10.3.1).

Ce paragraphe montre que cette simplification des calculs entraîne de fait un surdimensionnement des aciers.

10.8.1 Efforts de coupure à la base

Tableau 10.8.1.1 Efforts de coupure à la base du voile étudié (cas élémentaires)

CAS	V(kN)	N(kN)	M(m.kN)
G	11.57	-432.63	74.92
Q	5.95	-68.04	22.18
séisme X	-47.15	-321.71	-480.87
séisme Y	452.95	325.04	-1751.34

Tableau 10.8.1.2 Efforts de coupure à la base du voile étudié (combinaisons de Newmark)

CAS	V(kN)	N(kN)	M(m.kN)
comb. Newmark 1	102.09	-677.24	-924.69
comb. Newmark 2	196.39	-33.82	37.04
comb. Newmark 3	-169.68	-872.26	126.11
comb. Newmark 4	-75.38	-228.85	1087.85
comb. Newmark 5	452.16	-224.51	-1814.02
comb. Newmark 6	480.45	-31.49	-1525.50
comb. Newmark 7	-453.74	-874.59	1688.66
comb. Newmark 8	-425.45	-681.57	1977.18

10.8.2 Calcul des ferrillages

10.8.2.1 Armatures de chaînage

Un calcul en flexion composée selon l'EC2 conduit, pour la combinaison 6, à une section de chaînage égale à 5,80 cm², ce qui conduit à disposer 6 HA 12 (6,78 cm²). Cette section est supérieure au ferrailage minimum (4 HA 12) imposé par l'EC8 [EC8-1/5.4.3.5.3(2)].

10.8.2.2 Armatures d'effort tranchant :

Effort tranchant de calcul :

$$V_{Ed} = V'_{Ed} \frac{1+q}{2} = 480 \cdot \frac{1+2,4}{2} = 816 \text{ kN}$$

L'effort tranchant résistant $V_{Rd,c}$ est égal à [EC2-1-1/6.2.2] :

$$V_{Rd,c} = \max \left(\left(\frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right) ; \frac{0,35}{\gamma_c} \cdot f_{ck}^{0,5} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$k = \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} ; 2 \right) = \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{5000}} ; 2 \right) = 1,20$$

$$\sigma_{cp} = \min\left(\frac{N_{Ed}}{A_c}; 0,2 \cdot f_{cd}\right) = \min\left(\frac{31,49 \cdot 10^{-3}}{0,20 \cdot 5,15}; 0,2 \times 23,1\right) = 0,031 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \min\left(\frac{A_{s1}}{b_w d}; 0,02\right) = \min\left(\frac{6,78}{20 \times 500}; 0,02\right) = 0,000678$$

On en déduit :

$$V_{Rd,c} = \max\left(\left(\frac{0,18}{1,30} \times 1,20 \times (100 \times 0,000452 \times 30)^{1/3} + 0,15 \times 0,031; \frac{0,35}{1,30} \times 30^{0,5} + 0,15 \times 0,031\right) \times 0,20 \times 5,00 = 1,48 \text{ MN}\right)$$

L'effort tranchant V_{Ed} étant inférieur à $V_{Rd,c}$, il n'y a pas besoin de disposer des armatures d'effort tranchant.

10.8.2.3 Vérification du non-glissement au niveau des reprises de bétonnage à la base du voile

La valeur de la contrainte de cisaillement à l'interface v_{Edi} est égale à :

$$v_{Edi} = \frac{V_{Ed}}{0,9 \times d \times b_w} = \frac{0,816}{0,9 \times 5 \times 0,2} = 0,91 \text{ MPa}$$

La contrainte σ_n engendrée par la force normale externe (positive) agissant en même temps que l'effort de cisaillement est égale à :

$$\sigma_n = \min\left(0,6 \times f_{cd}; \frac{N_{Ed}}{b_w \times x}\right) = \min\left(0,6 \times 23,1; \frac{31,49 \times 10^{-3}}{0,20 \times 0,12}\right) = 1,31 \text{ MPa}$$

x désigne la position de l'axe neutre obtenue dans le calcul en flexion composée : ici, $x = 0,12$ m. On suppose que la surface de reprise est lisse : cela conduit à une valeur du coefficient c égale à 0,20 et à une valeur du coefficient μ égale à 0,60. La valeur de c est divisée par 2 [EC2-1/6.2.5(5)].

La valeur de calcul de la contrainte correspondant à l'atteinte de la résistance au cisaillement de l'interface v_{Rdi} est alors égale à :

$$v_{Rdi} = \min\left(0,5 \times 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \times f_{cd}; \frac{c}{2} \times f_{cd} + \mu \times \sigma_n + \rho \times f_{yd} \times \mu\right)$$

$$v_{Rdi} = \min\left(0,5 \times 0,6 \times \left(1 - \frac{30}{250}\right) \times 23,1; \frac{0,20}{2} \times 1,56 + 0,6 \times 1,31\right) = 0,94 \text{ MPa}$$

La condition de non-glissement est donc vérifiée puisque $v_{Edi} = 0,91 \text{ MPa} < v_{Rdi} = 0,94 \text{ MPa}$.

Modélisation des bâtiments – problèmes fréquemment rencontrés

Ce chapitre traite des problèmes courants rencontrés lors des modélisations effectuées à l'aide des logiciels utilisés par les bureaux d'études :

1. modélisation selon les axes principaux du bâtiment ;
2. exploitation des résultats par groupe de voiles ;
3. exploitation des résultats sur un voile composé de deux panneaux ;
4. influence de la taille du maillage sur la valeur des efforts dans les voiles.

11.1 Modélisation selon les axes principaux

Dans les normes, il est toujours précisé qu'un bâtiment doit être modélisé dans un repère qui correspond à ses directions principales. Cette prescription est le plus souvent remplie car les bâtiments ont une forme en plan rectangulaire et les modélisations se font dans les axes X et Y qui correspondent naturellement aux directions principales.

Quelquefois, ce n'est pas le cas, car la géométrie du bâtiment, qui fait partie d'un ensemble de plusieurs blocs, est récupérée à partir du logiciel Autocad.

C'est le cas du bâtiment traité dans ce paragraphe ; il est décrit dans le repère classique XOY, mais il est incliné d'environ 30 degrés par rapport à l'axe des abscisses. Les calculs exposés ci-dessous montrent que les résultats sont influencés fortement dans le cas où le bâtiment n'est pas décrit dans ses axes principaux.

Il est à noter que les modèles issus d'Autocad sont faciles à détecter par un contrôleur technique car les coordonnées des nœuds sont données avec un très grand nombre de chiffres après

la virgule dans un repère dont l'origine est quelquefois très éloignée du bâtiment, ce qui n'est jamais le cas lorsque le modèle est élaboré directement à partir d'un logiciel de modélisation.

Tableau 11.1.1 Exemple de coordonnées d'un modèle issu d'Autocad

NUMERO	X	Y	Z
1	-7418,8774	-971,746834	0
2	-7415,93959	-971,139144	0
3	-7416,91999	-966,399481	0
4	-7419,8578	-967,007171	0
5	-7417,73376	-966,567809	0
6	-7418,6533	-966,758018	0
7	-7417,67575	-967,188935	0
8	-7417,80134	-966,581788	0
9	-7419,30784	-969,665887	0
10	-7418,81821	-969,564605	0
11	-7418,32857	-969,463323	0
12	-7417,83894	-969,362042	0

11.1.1 Description du bâtiment

Le bâtiment est décrit avec une inclinaison de 30 degrés par rapport à l'axe X.

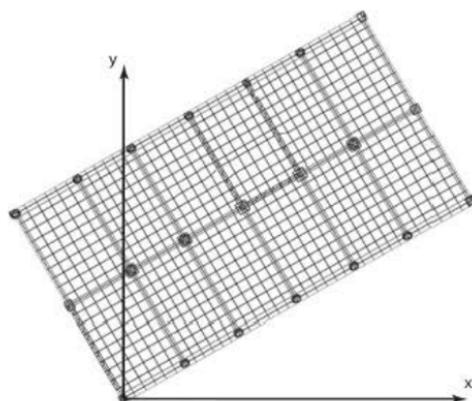


Figure 11.1.1.1 Vue en plan du bâtiment

11.1.2 Hypothèses sismiques

- Zone de sismicité : 2
- Catégorie d'importance du bâtiment : III
- Classe de sol : E

11.1.3 Calcul du bâtiment non parallèle aux axes du repère

11.1.3.1 Calcul des modes propres

Le calcul de quinze modes permet de restituer 96 % de la masse totale.

Tableau 11.1.3.1.1 Tableau des modes propres

NUMERO DU MODE	PERIODE	FREQUENCE	MASSES			NUMERO DU CAS
			// X	// Y	// Z	
1	0.7570	1.3211	33.2	14.5	0.0	101
2	0.6988	1.4311	17.8	8.2	0.0	102
3	0.5486	1.8227	23.8	52.6	0.0	103
4	0.2104	4.7534	1.3	0.7	0.0	104
5	0.1918	5.2137	10.5	4.4	0.0	105
6	0.1545	6.4732	5.4	14.4	0.0	106
7	0.1012	9.8793	3.2	1.4	0.3	107
8	0.1005	9.9469	0.0	0.0	54.4	108
9	0.0975	10.2528	0.0	0.0	4.3	109
10	0.0951	10.5205	0.2	0.0	3.1	110
11	0.0924	10.8173	0.3	0.1	0.1	111
12	0.0880	11.3611	0.1	0.0	1.8	112
13	0.0868	11.5157	0.0	0.0	0.1	113
14	0.0808	12.3796	0.0	0.0	3.3	114
15	0.0759	13.1787	0.1	0.1	4.4	115
TOTAL			96.0	96.6	71.8	

11.1.3.2 Calcul des efforts tranchants à la base du bâtiment

Les tableaux suivants donnent les efforts tranchants pour les dix premiers modes ainsi que la superposition quadratique, effectuée avec la méthode SRSS (les sept premiers modes ne sont pas « proches »).

Tableau 11.1.3.2.1 Efforts tranchants à la base du bâtiment

Séisme – sens X			Séisme – sens Y		
	Vx	Vy		Vx	Vy
sens X – mode 1	-713	-471	sens X – mode 1	-471	-311
sens X – mode 2	-415	-281	sens X – mode 2	-281	-190
sens X – mode 3	-707	1 050	sens X – mode 3	1 050	-1 561
sens X – mode 4	-47	-34	sens X – mode 4	-34	-24
sens X – mode 5	-381	-247	sens X – mode 5	-247	-161
sens X – mode 6	-196	320	sens X – mode 6	320	-521
sens X – mode 7	0	0	sens X – mode 7	0	-3
sens X – mode 8	-113	-76	sens X – mode 8	-76	-51
sens X – mode 9	0	0	sens X – mode 9	0	0
sens X – mode 10	0	0	sens X – mode 10	0	0
superposition SRSS	1 174	1 255	superposition SRSS	1 255	1 694

11.1.4 Calcul du bâtiment parallèle aux axes du repère

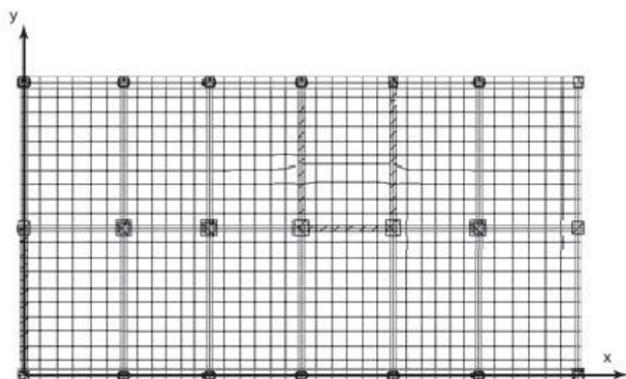


Figure 11.1.4.1 Vue en plan du bâtiment

11.1.4.1 Calcul des modes propres

Le calcul de quinze modes permet de restituer également 96 % de la masse totale.

Tableau 11.1.4.1.1 Tableau des modes propres

NUMERO DU MODE	PERIODE	FREQUENCE	MASSES EFFECTIVES			NUMERO DU CAS
			// X	// Y	// Z	
1	0.7444	1.3434	34.9	0.0	0.0	101
2	0.6988	1.4310	39.1	0.0	0.0	102
3	0.5519	1.8118	0.0	76.3	0.0	103
4	0.2106	4.7488	1.4	0.0	0.0	104
5	0.1908	5.2401	15.4	0.0	0.0	105
6	0.1549	6.4561	0.0	20.0	0.0	106
7	0.1011	9.8903	1.0	0.0	37.9	107
8	0.1005	9.9531	3.4	0.0	12.5	108
9	0.0971	10.2996	0.0	0.0	1.9	109
10	0.0968	10.3355	0.0	0.0	4.7	110
11	0.0915	10.9267	0.1	0.0	0.8	111
12	0.0902	11.0919	0.1	0.3	1.3	112
13	0.0866	11.5499	0.0	0.0	2.4	113
14	0.0777	12.8640	0.1	0.0	5.6	114
15	0.0737	13.5697	0.3	0.0	2.6	115
TOTAL			95.8	96.6	69.8	

11.1.4.2 Calcul des efforts tranchants à la base du bâtiment

Les tableaux suivants donnent les efforts tranchants pour les dix premiers modes ainsi que la superposition quadratique, effectuée avec la méthode SRSS (les huit premiers modes n'étant pas « proches »).

Tableau 11.1.4.2.1 Efforts tranchants à la base du bâtiment

Séisme – sens X			Séisme – sens Y		
	Vx	Vy		Vx	Vy
sens X – mode 1	-762	-14	sens X – mode 1	-14	0
sens X – mode 2	-910	-2	sens X – mode 2	-2	0
sens X – mode 3	0	28	sens X – mode 3	28	-2 248
sens X – mode 4	-51	-5	sens X – mode 4	-5	0
sens X – mode 5	-558	-15	sens X – mode 5	-15	0
sens X – mode 6	0	12	sens X – mode 6	12	-723
sens X – mode 7	0	0	sens X – mode 7	0	-2
sens X – mode 8	-161	-10	sens X – mode 8	-10	-1
sens X – mode 9	-1	0	sens X – mode 9	0	0
sens X – mode 10	0	0	sens X – mode 10	0	0
superposition SRSS	1 322	39	superposition SRSS	39	2 362

11.1.5 Conclusion

La comparaison des valeurs des efforts tranchants résultants montrent que si, dans le sens X, les résultats sont équivalents 1 174 kN / 1 322 kN, soit un écart de 13 %, il n'en est pas de même dans le sens Y : 1 694 kN dans le premier calcul et 2 362 kN dans le second, soit un écart de 40 %.

Cela est dû au fait que, lorsque le bâtiment est correctement décrit, la masse participante du mode principal en Y est égale à 76 % tandis que, lorsque le bâtiment est décrit avec une inclinaison de 30 degrés, il y a trois modes significatifs dans ce même sens et, par conséquent, l'effort résultant est plus faible du fait de la superposition quadratique.

11.2 Exploitation des résultats par groupe de voiles

Dans le bâtiment décrit au paragraphe précédent, l'exploitation des résultats concernant les voiles de la cage d'escalier peut être faite de deux manières différentes : la première, qui est la plus habituelle car elle peut être effectuée par tous les logiciels, est d'exploiter les résultats voile par voile ; la seconde, beaucoup moins utilisée parce que possible sur un nombre très restreint de logiciels, est de considérer l'ensemble des voiles et d'éditer le torseur des efforts à son centre de gravité.

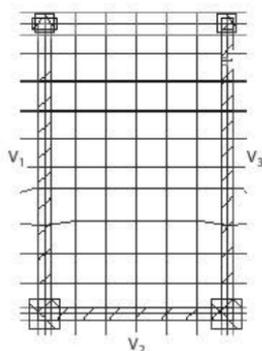


Figure 11.2.1 Vue en plan de la cage d'escalier

11.2.1 Exploitation voile par voile

11.2.1.1 Torseurs voile par voile

Les coupures sont effectuées à la base de chaque voile (efforts en kN et m·kN).

Tableau 11.2.1.1.1 Torseurs à la base du voile V1

CAS	N	V	M
G	-821	-14	-151
Q	-123	-5	-41
séisme X	943	318	104
séisme Y	244	702	2 682
combinaison Newmark 1	158	513	746
combinaison Newmark 2	-1 728	-123	538
combinaison Newmark 3	11	91	-864
combinaison Newmark 4	-1 874	-544	-1 072
combinaison Newmark 5	-331	782	2 550
combinaison Newmark 6	-897	591	2 488
combinaison Newmark 7	-820	-622	-2 814
combinaison Newmark 8	-1 385	-813	-2 876

Tableau 11.2.1.1.2 Torseurs à la base du voile V2

CAS	N	V	M
G	-808	-5	-5
Q	-124	-2	-1
séisme X	45	937	1 447
séisme Y	768	15	36
combinaison Newmark 1	-569	935	1 452
combinaison Newmark 2	-660	-939	-1 441
combinaison Newmark 3	-1 030	926	1 430
combinaison Newmark 4	-1 121	-947	-1 463
combinaison Newmark 5	-63	290	465
combinaison Newmark 6	-90	-273	-403
combinaison Newmark 7	-1 599	260	392
combinaison Newmark 8	-1 626	-302	-476

Tableau 11.2.1.1.3 Torseurs à la base du voile V3

CAS	N	V	M
G	-797	-20	-104
Q	-117	-6	-25
séisme X	915	488	480
séisme Y	233	979	2 862
combinaison Newmark 1	153	760	1 227
combinaison Newmark 2	-1 678	-217	268
combinaison Newmark 3	14	173	-490
combinaison Newmark 4	-1 817	-804	-1 450
combinaison Newmark 5	-325	1 104	2 895
combinaison Newmark 6	-874	811	2 607
combinaison Newmark 7	-790	-854	-2 830
combinaison Newmark 8	-1 339	-1 148	-3 118

11.2.1.2 Calcul du torseur au centre de gravité de la cage d'escalier (efforts en kN et m·kN)

Pour les cas statiques, il n'y a pas de problème spécifique pour le calcul du torseur au centre de gravité de la cage d'escalier. Par contre, pour les cas sismiques, il est impossible d'effectuer le transfert directement, du fait qu'ils ont été obtenus par combinaison quadratique. Il faut partir des torseurs obtenus mode par mode, en faire le transfert puis effectuer, en final et seulement en final, les superpositions quadratiques.

Tableau 11.2.1.2.1 Torseurs à la base du voile V1 transféré au centre de gravité de la cage d'escalier

CAS	N	Vx	Vy	Mx	My
G	-821	-20	-14	-619	-1 269
Q	-123	-5	-5	-111	-192
séisme X – mode 1	429	33	-121	167	692
séisme X – mode 2	586	15	-196	317	896
séisme X – mode 3	3	0	-9	37	5
séisme X – mode 4	-4	2	-22	-7	-3
séisme X – mode 5	-27	6	-96	-57	-32
séisme X – mode 6	-1	0	-3	1	-1
séisme X – mode 7	0	0	0	0	0
séisme X – mode 8	-11	0	2	-1	-16
séisme X – mode 9	0	0	0	0	1
séisme X – mode 10	0	0	0	0	0
séisme X – mode 11	-1	0	0	0	-1
séisme X – mode 12	-1	0	1	-1	-2
séisme X – mode 13	0	0	1	0	0
séisme X – mode 14	0	0	0	0	0
séisme X – mode 15	-9	-4	17	6	-17
séisme Y – mode 1	8	1	-2	3	13
séisme Y – mode 2	2	0	-1	1	2
séisme Y – mode 3	-243	-5	682	-2 820	-379
séisme Y – mode 4	0	0	-2	-1	0
séisme Y – mode 5	-1	0	-3	-2	-1
séisme Y – mode 6	32	-1	163	-33	48
séisme Y – mode 7	0	0	0	0	0
séisme Y – mode 8	-1	0	0	0	-1
séisme Y – mode 9	0	0	0	0	0
séisme Y – mode 10	0	0	0	0	0
séisme Y – mode 11	1	0	0	0	1
séisme Y – mode 12	1	0	-1	1	1
séisme Y – mode 13	0	0	-1	0	0
séisme Y – mode 14	0	0	0	0	0
séisme Y – mode 15	4	0	-22	28	7

Tableau 11.2.1.2.2 Torseurs à la base du voile V2 transféré au centre de gravité de la cage d'escalier

CAS	N	Vx	Vy	Mx	My
G	-797	22	-20	-558	1 234
Q	-117	5	-6	-92	185
séisme X – mode 1	-366	33	-306	456	596
séisme X – mode 2	-617	16	633	-942	945
séisme X – mode 3	3	0	-13	39	-4
séisme X – mode 4	1	2	-60	46	1
séisme X – mode 5	31	6	172	28	-38
séisme X – mode 6	0	0	-3	1	1
séisme X – mode 7	0	0	0	0	0
séisme X – mode 8	12	0	-4	4	-18
séisme X – mode 9	1	0	0	0	-1
séisme X – mode 10	0	0	0	0	0
séisme X – mode 11	0	0	0	0	0
séisme X – mode 12	0	0	0	0	0
séisme X – mode 13	1	0	0	1	-2
séisme X – mode 14	0	0	0	0	0
séisme X – mode 15	8	-3	-16	-8	-15
séisme Y – mode 1	-7	1	-6	9	11
séisme Y – mode 2	-2	0	2	-3	3
séisme Y – mode 3	-230	-6	961	-2 993	343
séisme Y – mode 4	0	0	-6	4	0
séisme Y – mode 5	1	0	5	1	-1
séisme Y – mode 6	25	0	181	-55	-39
séisme Y – mode 7	0	0	0	0	0
séisme Y – mode 8	1	0	0	0	-1
séisme Y – mode 9	0	0	0	0	0
séisme Y – mode 10	0	0	0	0	0
séisme Y – mode 11	0	0	0	0	0
séisme Y – mode 12	0	0	0	0	0
séisme Y – mode 13	-1	0	0	-1	2
séisme Y – mode 14	0	0	0	0	0
séisme Y – mode 15	6	0	-33	37	-8

Tableau 11.2.1.2.3 Torseurs à la base du voile V3 transféré au centre de gravité de la cage d'escalier

CAS	N	Vx	Vy	Mx	My
G	-808	-5	2	1 500	-5
Q	-124	-2	2	229	-1
séisme X – mode 1	-41	333	0	76	741
séisme X – mode 2	64	591	0	-120	805
séisme X – mode 3	-10	0	0	19	0
séisme X – mode 4	3	24	0	-6	19
séisme X – mode 5	-4	347	-1	8	184
séisme X – mode 6	1	0	0	-2	0
séisme X – mode 7	0	0	0	0	0
séisme X – mode 8	0	34	0	0	9
séisme X – mode 9	1	0	0	-1	0
séisme X – mode 10	0	0	0	0	0
séisme X – mode 11	0	0	0	0	0
séisme X – mode 12	-1	1	0	2	1
séisme X – mode 13	1	1	0	-2	0
séisme X – mode 14	0	0	0	1	0
séisme X – mode 15	0	-54	0	0	-29
séisme Y – mode 1	-1	6	0	1	14
séisme Y – mode 2	0	2	0	0	2
séisme Y – mode 3	766	5	-23	-1 415	-34
séisme Y – mode 4	0	2	0	-1	2
séisme Y – mode 5	0	9	0	0	5
séisme Y – mode 6	-58	-5	-19	117	-4
séisme Y – mode 7	0	0	0	1	0
séisme Y – mode 8	0	2	0	0	1
séisme Y – mode 9	0	0	0	0	0
séisme Y – mode 10	0	0	0	-1	0
séisme Y – mode 11	0	0	0	0	0
séisme Y – mode 12	0	0	0	-1	0
séisme Y – mode 13	-1	-1	0	2	0
séisme Y – mode 14	0	0	0	0	0
séisme Y – mode 15	-10	-1	-3	21	1

On obtient le torseur résultant au centre de gravité de la cage d'escalier en faisant la somme des valeurs données dans les trois tableaux précédents.

Tableau 11.2.1.2.4 Torseurs résultants au centre de gravité de la cage d'escalier

CAS	N	Vx	Vy	Mx	My
G	-2 426	-4	-32	323	-41
Q	-363	-2	-9	27	-8
séisme X – mode 1	23	399	-427	698	2 029
séisme X – mode 2	33	622	437	-745	2 646
séisme X – mode 3	-4	0	-21	95	1
séisme X – mode 4	0	28	-82	33	17
séisme X – mode 5	0	360	75	-21	114
séisme X – mode 6	0	0	-5	0	0
séisme X – mode 7	0	0	0	0	0
séisme X – mode 8	1	34	-3	2	-24
séisme X – mode 9	1	0	0	0	0
séisme X – mode 10	0	0	0	0	0
séisme X – mode 11	-1	0	0	-1	0
séisme X – mode 12	-2	1	1	1	-1
séisme X – mode 13	2	1	1	-2	-1
séisme X – mode 14	-1	0	0	0	0
séisme X – mode 15	-1	-61	1	-1	-61
séisme Y – mode 1	0	8	-8	13	38
séisme Y – mode 2	0	2	1	-2	7
séisme Y – mode 3	293	-6	1 621	-7 228	-70
séisme Y – mode 4	0	3	-8	3	2
séisme Y – mode 5	0	9	2	-1	3
séisme Y – mode 6	-1	-5	325	29	4
séisme Y – mode 7	-1	0	0	1	0
séisme Y – mode 8	0	2	0	0	-2
séisme Y – mode 9	0	0	0	0	0
séisme Y – mode 10	1	0	0	0	0
séisme Y – mode 11	1	0	0	1	0
séisme Y – mode 12	1	0	-1	0	0
séisme Y – mode 13	-3	-1	-1	2	1
séisme Y – mode 14	0	0	0	0	0
séisme Y – mode 15	0	-1	-58	86	-1

La dernière étape consiste à effectuer les superpositions CQC des quinze modes pour chaque direction de séisme. Le calcul manuel des superpositions CQC étant assez fastidieux, il est fait appel à un logiciel, en l'occurrence Mathcad, pour déterminer les coefficients β_{ij} (voir § 6.4.4.4).

Tableau 11.2.1.2.5 Matrice des coefficients β_{ij}

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	1	0.714	0.099	0.005	0.004	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
2	0.714	1	0.151	0.005	0.004	0.003	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
3	0.099	0.151	1	0.009	0.007	0.004	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.002	0.001	0.001
4	0.005	0.005	0.009	1	0.507	0.094	0.016	0.016	0.015	0.014	0.012	0.012	0.011	0.008	0.007
5	0.004	0.004	0.007	0.507	1	0.185	0.022	0.022	0.02	0.019	0.016	0.016	0.014	0.01	0.009
6	0.002	0.003	0.004	0.094	0.185	1	0.05	0.049	0.042	0.041	0.033	0.031	0.027	0.019	0.016
7	0.001	0.001	0.002	0.016	0.022	0.05	1	0.996	0.859	0.837	0.501	0.431	0.292	0.125	0.089
8	0.001	0.001	0.002	0.016	0.022	0.049	0.996	1	0.895	0.875	0.534	0.459	0.31	0.13	0.092
9	0.001	0.001	0.002	0.015	0.02	0.042	0.859	0.895	1	0.999	0.741	0.645	0.431	0.167	0.115
10	0.001	0.001	0.002	0.014	0.019	0.041	0.837	0.875	0.999	1	0.763	0.667	0.447	0.171	0.117
11	0.001	0.001	0.002	0.012	0.016	0.033	0.501	0.534	0.741	0.763	1	0.978	0.764	0.272	0.174
12	0.001	0.001	0.002	0.012	0.016	0.031	0.431	0.459	0.645	0.667	0.978	1	0.859	0.312	0.196
13	0.001	0.001	0.002	0.011	0.014	0.027	0.292	0.31	0.431	0.447	0.764	0.859	1	0.462	0.277
14	0.001	0.001	0.001	0.008	0.01	0.019	0.125	0.13	0.167	0.171	0.272	0.312	0.462	1	0.778
15	0.001	0.001	0.001	0.007	0.009	0.016	0.089	0.092	0.115	0.117	0.174	0.196	0.277	0.778	1

$$N = \sqrt{\sum_{i=1}^{15} \sum_{j=1}^{15} \beta_{i,j} \cdot N_i \cdot N_j} \quad N = 51 \text{ kN}$$

$$V_x = \sqrt{\sum_{i=1}^{15} \sum_{j=1}^{15} \beta_{i,j} \cdot V_{x_i} \cdot V_{x_j}} \quad V_x = 1\,024 \text{ kN}$$

$$V_y = \sqrt{\sum_{i=1}^{15} \sum_{j=1}^{15} \beta_{i,j} \cdot V_{y_i} \cdot V_{y_j}} \quad V_y = 335 \text{ kN}$$

$$M_x = \sqrt{\sum_{i=1}^{15} \sum_{j=1}^{15} \beta_{i,j} \cdot M_{x_i} \cdot M_{x_j}} \quad M_x = 548 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$M_y = \sqrt{\sum_{i=1}^{15} \sum_{j=1}^{15} \beta_{i,j} \cdot M_{y_i} \cdot M_{y_j}} \quad M_y = 4\,337 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Figure 11.2.1.2.6 Résultats des superpositions quadratiques – séisme sens X

$$N = \sqrt{\sum_{i=1}^{15} \sum_{j=1}^{15} \beta_{i,j} \cdot N_i \cdot N_j} \quad N = 293 \text{ kN}$$

$$V_x = \sqrt{\sum_{i=1}^{15} \sum_{j=1}^{15} \beta_{i,j} \cdot V_{x_i} \cdot V_{x_j}} \quad V_x = 15 \text{ kN}$$

$$V_y = \sqrt{\sum_{i=1}^{15} \sum_{j=1}^{15} \beta_{i,j} \cdot V_{y_i} \cdot V_{y_j}} \quad V_y = 1\,654 \text{ kN}$$

$$M_x = \sqrt{\sum_{i=1}^{15} \sum_{j=1}^{15} \beta_{i,j} \cdot M_{x_i} \cdot M_{x_j}} \quad M_x = 7\,228 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$M_y = \sqrt{\sum_{i=1}^{15} \sum_{j=1}^{15} \beta_{i,j} \cdot M_{y_i} \cdot M_{y_j}} \quad M_y = 79 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Figure 11.2.1.2.7 Résultats des superpositions quadratiques – séisme sens Y

11.2.2 Exploitation du groupe de voiles

La position du centre de gravité du groupe de voile est donnée sur la figure suivante :

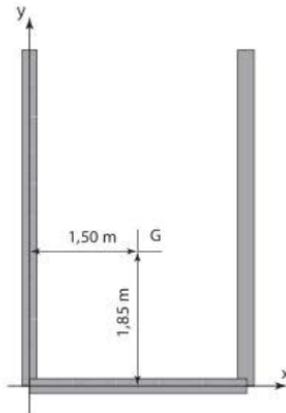


Figure 11.2.2.1 Position du centre de gravité de la cage d'escalier

Tableau 11.2.2.1 Torseurs au centre de gravité de la cage d'escalier

CAS	N	Vx	Vy	Mx	My
G	-2 426	-4	-32	318	-38
Q	-363	-2	-9	26	-8
séisme X	51	1 024	334	546	4 340
séisme Y	293	15	1 654	7 227	79
combinaison Newmark 1	-2 396	1 024	795	3 040	4 323
combinaison Newmark 2	-2 498	-1 024	128	1 947	-4 356
combinaison Newmark 3	-2 571	1 015	-197	-1 296	4 275
combinaison Newmark 4	-2 674	1 033	-865	-2 389	-4 404
combinaison Newmark 5	-2 226	318	1 720	7 717	1 340
combinaison Newmark 6	-2 257	-297	1 519	7 389	-1 264
combinaison Newmark 7	-2 812	288	-1 589	-6 738	1 183
combinaison Newmark 8	-2 843	-327	-1 789	-7 066	-1 421

Les résultats du tableau 11.2.2.1, obtenus avec le logiciel Hercule, corroborent les résultats obtenus manuellement au paragraphe 11.2.1.2

11.3 Exploitation des résultats sur un voile composé de deux panneaux

Dans la plupart des logiciels, la modélisation des voiles en éléments finis se fait par l'intermédiaire de panneaux. Il faut avoir à l'esprit, lors de la conception du modèle, que les valeurs des efforts obtenus par coupe en pied des voiles sont obtenus au milieu de chaque panneau.

Pour un voile décomposé en deux panneaux, il s'avère difficile d'obtenir les résultats au milieu des deux panneaux réunis, du fait que les résultats des cas sismiques, pour chaque panneau, sont obtenus par superposition quadratique, donc avec perte de signes des efforts.

11.3.1 Description du voile

Le voile de 7,20 mètres de long est décomposé au niveau de la modélisation en deux panneaux, le premier faisant 4,70 mètres de long et le second 2,50 mètres.

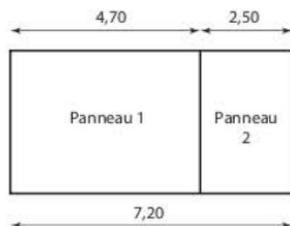


Figure 11.3.1.1 Définition du voile en deux panneaux

11.3.2 Résultats au milieu de chaque panneau

Les résultats, donnés au milieu de chaque panneau, sont consignés dans les tableaux ci-dessous :

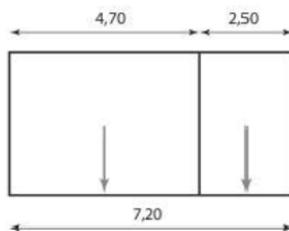


Figure 11.3.2.1 Points de calcul des résultats

Tableau 11.3.2.1 Torseurs à la base du panneau 1

panneau 1	N	T	M
PP + G	-889	-142	112
Q	-167	-38	24
séisme X	4 136	1 445	5 734
séisme Y	2 137	1 188	2 472

Tableau 11.3.2.2 Torseurs à la base du panneau 2

panneau 2	N	T	M
PP + G	-571	32	-7
Q	-120	-4	-4
séisme X	2 675	994	976
séisme Y	1 593	709	490

11.3.2.1 Résultats au milieu du voile

11.3.2.1.1 Cas statiques

- a. Pour calculer les efforts normaux et tranchants pour l'ensemble du voile, il suffit de sommer les valeurs obtenues pour chaque panneau :

Tableau 11.3.2.1.1 Efforts normaux et efforts tranchants pour les cas statiques

Cas PP + G :	Cas Q :
$N = -889 - 571 = -1\,460 \text{ kN}$	$N = -167 - 120 = -287 \text{ kN}$
$T = -142 + 32 = -110 \text{ kN}$	$T = -38 - 4 = -42 \text{ kN}$

- b. Pour le moment, il faut transférer les moments au centre du panneau unique puis en effectuer la somme :

Tableau 11.3.2.1.1.2 Moments fléchissants pour les cas statiques

Cas PP + G :	Cas Q :
Panneau 1 :	Panneau 1 :
$M = -889 \times (7,20 / 2 - 4,70 / 2) + 112 = -999$	$M = -167 \times (7,20 / 2 - 4,70 / 2) + 24 = -185$
Panneau 2 :	Panneau 2 :
$M = -571 \times (-7,20 / 2 + 2,50 / 2) - 7 = 1\,335$	$M = -120 \times (-7,20 / 2 + 2,50 / 2) - 4 = 278$
Total panneau 1 + panneau 2 :	Total panneau 1 + panneau 2 :
$M = -999 + 1\,335 = 336 \text{ m} \cdot \text{kN}$	$M = -185 + 278 = 93 \text{ m} \cdot \text{kN}$

On retrouve ainsi les valeurs données, pour les cas statiques, dans le tableau 11.3.3.1.

11.3.2.1.2 Cas sismiques

- a. Effort normal

Pour les cas sismiques, il est totalement erroné de procéder de la même façon. Par exemple, pour le cas du séisme X, en faisant la sommation des efforts normaux obtenus pour chaque panneau, on obtiendrait : $N = 4\,136 + 2\,675 = 6\,811 \text{ kN}$.

Ces valeurs, obtenues par sommation de résultats de superpositions quadratiques, sont très différentes de celles du tableau 11.3.3.1.

Pour obtenir les valeurs correctes, il faut éditer, pour chaque panneau, les efforts normaux mode par mode puis les additionner et, seulement en final, effectuer les superpositions quadratiques.

Tableau 11.3.2.1.2.1 Efforts normaux mode par mode

	Panneau 1	Panneau 2	Voile entier		Panneau 1	Panneau 2	Voile entier		Panneau 1	Panneau 2	Voile entier
Mode	N1	N2	N	Mode	N1	N2	N	Mode	N1	N2	N
1	4 059	-2 348	1 711	41	-1	1	0	81	0	0	1
2	-5	10	5	42	0	0	0	82	1	1	2
3	456	-1 174	-718	43	1	0	1	83	3	1	4
4	-3	-1	-4	44	0	0	0	84	0	-1	0
5	-351	-167	-518	45	23	12	35	85	2	1	3
6	-288	-89	-376	46	0	0	0	86	1	0	2
7	1	-2	-1	47	-1	-1	-1	87	5	4	8
8	-3	-2	-5	48	0	0	0	88	0	0	0
9	0	0	0	49	1	0	1	89	1	1	2
10	0	-1	0	50	0	0	0	90	-6	-5	-12
11	0	0	0	51	6	-4	2	91	2	-1	1
12	0	0	-1	52	8	2	10	92	0	-1	-1
13	2	1	3	53	-6	-7	-12	93	-2	-1	-3
14	4	-1	3	54	-1	0	-1	94	1	-5	-4

	Panneau 1	Panneau 2	Voile entier		Panneau 1	Panneau 2	Voile entier		Panneau 1	Panneau 2	Voile entier
Mode	N1	N2	N	Mode	N1	N2	N	Mode	N1	N2	N
15	0	0	0	55	-3	-8	-10	95	1	0	1
16	1	1	2	56	0	0	0	96	-1	0	-1
17	0	0	-1	57	3	0	3	97	1	-1	0
18	1	0	0	58	3	3	6	98	0	0	1
19	-1	-1	-2	59	0	1	2	99	3	2	4
20	0	0	0	60	-2	-7	-9	100	0	0	0
21	2	1	3	61	0	0	0	101	0	0	0
22	1	1	2	62	2	1	3	102	0	-1	-1
23	-1	0	-1	63	8	5	13	103	0	0	0
24	0	0	0	64	-5	-3	-8	104	1	-4	-3
25	0	0	0	65	1	1	2	105	0	0	0
26	-21	-19	-40	66	0	0	0	106	0	0	0
27	-8	-8	-16	67	0	0	0	107	0	0	0
28	-5	-6	-11	68	1	0	1	108	1	0	1
29	1	1	2	69	0	0	0	109	1	1	2
30	1	0	1	70	0	0	0	110	0	0	1
31	0	0	0	71	0	0	0	111	2	0	3
32	-1	-1	-2	72	0	0	0	112	2	-1	1
33	-2	-2	-4	73	1	1	2	113	1	1	2
34	0	0	0	74	0	0	0	114	5	1	6
35	0	-1	-1	75	9	5	13	115	1	1	2
36	1	0	1	76	0	0	0	116	-1	-1	-1
37	0	0	1	77	-2	-2	-4	117	0	0	0
38	9	4	13	78	0	0	0	118	0	0	0
39	7	5	11	79	0	0	0	119	0	0	1
40	1	0	1	80	-1	0	-1	120	0	0	0

La superposition quadratique CQC effectuée sur les valeurs de N conduit à 2051 kN et non à 6811 kN. On retrouve ainsi la valeur du tableau 11.3.3.1. Cet écart très important est dû à la perte des signes consécutive à la superposition quadratique qui traite de la même façon les efforts de traction et les efforts de compression. C'est l'illustration évidente de la règle de ne jamais faire d'opérations à partir de résultats de combinaisons quadratiques.

b. Moment fléchissant

Par simplification, pour le calcul du moment fléchissant résultant, seuls les modes 1, 3, 5 et 6, qui génèrent des efforts significatifs, sont conservés.

Tableau 11.3.2.1.2.2 Moments fléchissants mode par mode

Mode	Panneau 1			Panneau 2			Total voile	
	N1	M1	M	N2	M2	M	N	M
1	4 059	5 444	$4\,059 \times (7,20/2 - 4,70/2) + 5\,444 = 10\,517$	-2 349	893	$-2\,349 \times (-7,20/2 + 2,50/2) + 893 = 6\,413$	1 710	16 930
3	456	1 658	$456 \times (7,20/2 - 4,70/2) + 1\,658 = 2\,228$	-1 174	363	$-1\,174 \times (-7,20/2 + 2,50/2) + 363 = 3\,121$	-718	5 349
5	-351	-29	$-351 \times (7,20/2 - 4,70/2) - 29 = -468$	-167	29	$-167 \times (-7,20/2 + 2,50/2) + 29 = 421$	-518	-47
6	-288	-78	$-288 \times (7,20/2 - 4,70/2) - 78 = -438$	-89	10	$-89 \times (-7,20/2 + 2,50/2) + 10 = 220$	-377	-218

La superposition quadratique CQC effectuée sur les valeurs de M conduit à 17 756 m·kN légèrement inférieur à 17 897 m·kN (voir Tableau 11.3.3.1) du fait des modes négligés.

11.3.3 Résultats au milieu du panneau unique

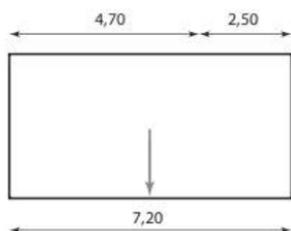


Figure 11.3.3.1 Point de calcul des résultats

Tableau 11.3.3.1 Torseurs à la base du voile

panneau unique	N	T	M
PP + G	-1 460	-110	329
Q	-287	-42	91
séisme X	2 051	2 435	17 897
séisme Y	2 478	1 894	7 834

La lecture du tableau montre que les résultats corroborent ceux obtenus au paragraphe 11.3.2.

11.3.4 Conclusion

Lorsque les modèles éléments finis sont importés de logiciels comme Autodesk Concrete Building Structures (Robot CBS) ou Arche Ossature, les panneaux sont déjà définis et il est

très difficile à l'utilisateur d'aller les modifier. Cela est pourtant très souvent nécessaire pour pouvoir exploiter correctement les résultats des modélisations.

11.4 Influence de la taille du maillage sur la valeur des efforts dans les voiles

Les logiciels couramment utilisés par les bureaux d'études permettent d'effectuer des coupes automatiques afin d'obtenir les efforts sismiques en pied de voiles. Ces coupes ne sont pas effectuées aux nœuds de liaison entre les voiles et les planchers mais à mi-hauteur de la première maille des éléments finis. Cela a pour conséquence que les résultats des coupes automatiques dépendent de la taille des éléments finis.

11.4.1 Voile étudié

Le voile étudié a une longueur de 3 mètres et une hauteur de 5 mètres. Il est soumis à une charge de 1 000 kN en tête.

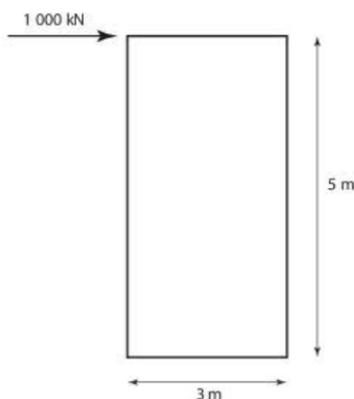


Figure 11.4.1.1 Repérage du voile et de la charge appliquée

11.4.2 Maillages adoptés

Trois maillages sont choisis :

1. maille de $0,50 \times 0,50$ m ;
2. maille de $1,00 \times 1,00$ m ;
3. 1 maille dans la longueur et 2 mailles dans la hauteur.

11.4.2.1 Calcul avec le logiciel Hercule

Hercule calcule les résultats aux nœuds ; les résultats sont donc indépendants de la taille des éléments finis.

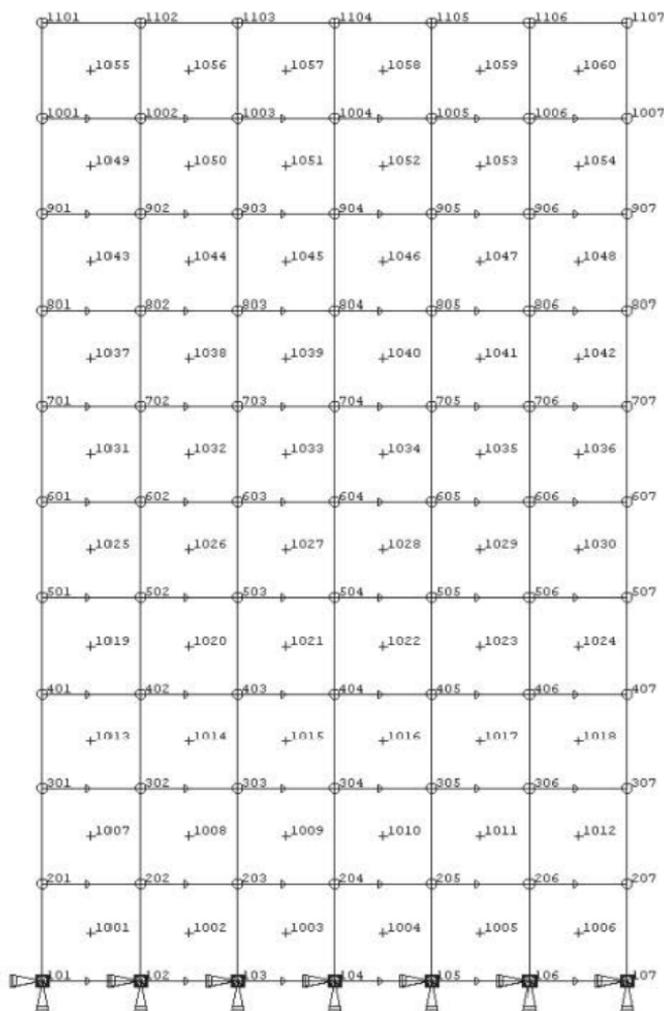


Figure 11.4.2.1.1 Maillage 50 × 50 cm

Tableau 11.4.2.1.1 Résultats - maillage 50 × 50 cm

NOEUD	CAS	R.X	R.Y	R.Z	R.MX	R.MY	R.MZ
9999999	1	1 000	0	0	0	5 000	0

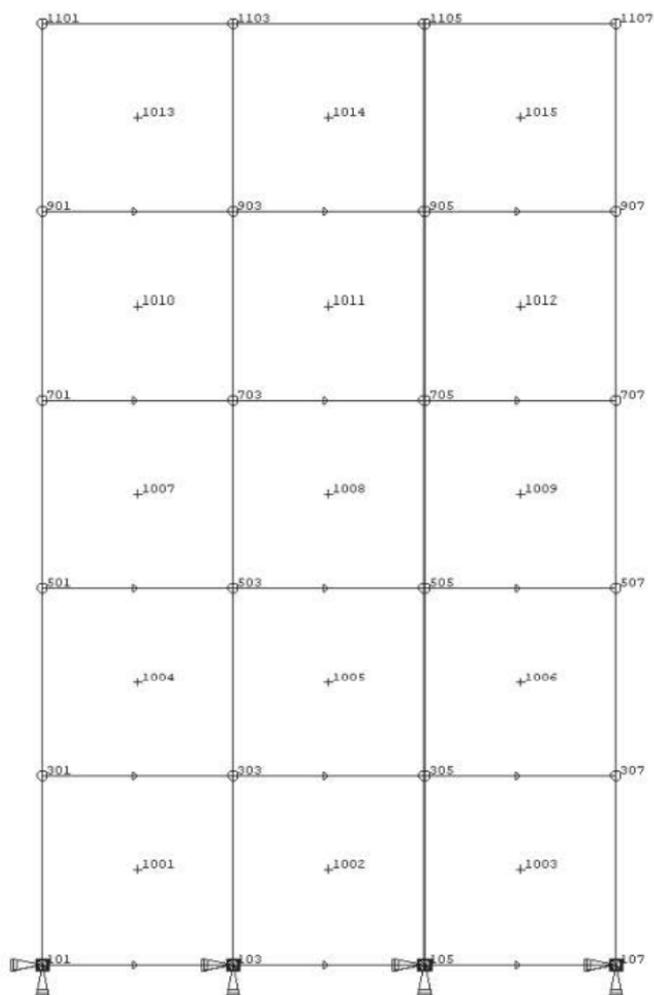


Figure 11.4.2.1.2 Maillage 50 × 50 cm

Tableau 11.4.2.1.2 Résultats - maillage 100 × 100 cm

NOEUD	CAS	R.X	R.Y	R.Z	R.MX	R.MY	R.MZ		
104	1	1 000	0	0	0	5 000	0		

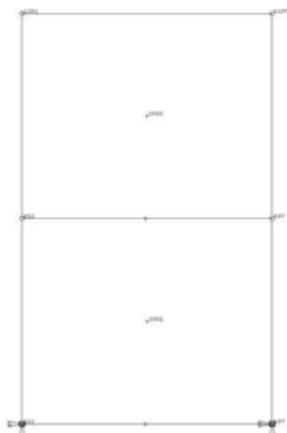


Fig 11.4.2.1.3 Maillage 300 × 250 cm

Tableau 11.4.2.1.3 Résultats - maillage 300 × 250 cm

NOEUD	CAS	R.X	R.Y	R.Z	R.MX	R.MY	R.MZ
104	1	1 000	0	0	0	5 000	0

11.4.2.2 Calcul avec le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis

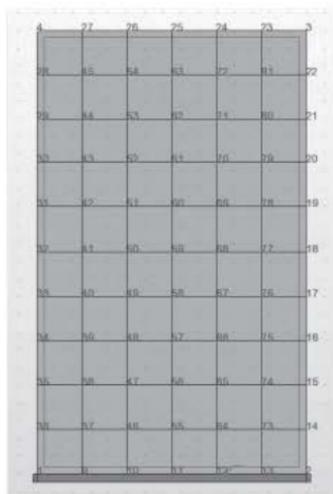


Figure 11.4.2.2.1 Maillage 50 × 50 cm

Tableau 11.4.2.2.1 Résultats - maillage 50 × 50 cm

Panneau/Coupe/Cas			NRx[kN]	MRz[kNm]	TRy[kN]
1/	1-2/	1	-0.30	-4831.99	1000.20

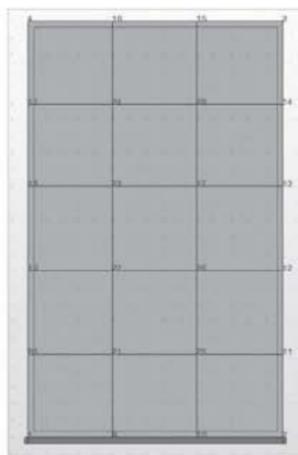


Figure 11.4.2.2.2 Maillage 100 × 100 cm

Tableau 11.4.2.2.2 Résultats - maillage 100 × 100 cm

Panneau/Coupe/Cas			NRx[kN]	MRz[kNm]	TRy[kN]
1/	1-2/	1	-1.42	-4602.81	1000.10



Figure 11.4.2.2.3 Maillage 300 × 250 cm

Tableau 11.4.2.3 Résultats - maillage 300 × 250 cm

Panneau/Coupe/Cas			NRx[kN]	MRz[kNm]	TRy[kN]
1/	1-2/	1	-35.19	-3749.99	1000.04

La valeur de l'effort tranchant est bien égale à 1 000 kN dans les trois calculs ; c'est bien sûr la valeur du moment fléchissant qui est impactée par la taille des éléments :

- dans le premier calcul, une mi-maille étant égale à 25 centimètres, le calcul devrait donner $4\,750\text{ m} \cdot \text{kN}$ et non $4\,832\text{ m} \cdot \text{kN}$;
- dans le deuxième calcul, une mi-maille étant égale à 50 centimètres, le calcul devrait donner $4\,500\text{ m} \cdot \text{kN}$ et non $4\,603\text{ m} \cdot \text{kN}$;
- dans le troisième calcul, une mi-maille étant égale à 125 centimètres, le calcul donne bien $3\,750\text{ m} \cdot \text{kN}$.

11.4.2.3 Calcul avec le logiciel Effel

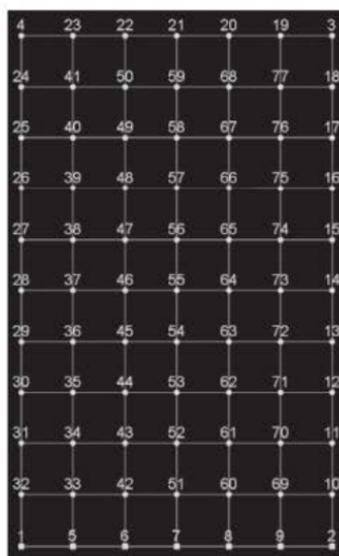


Figure 11.4.2.3.1 Maillage 50 × 50 cm

Tableau 11.4.2.3.1 Résultats - maillage 50 × 50 cm

Torseurs des voiles					
Les torseurs sont calculés par rapport au milieu de la coupe, en pied des voiles, à mi-hauteur de la première maille					
Les efforts ne sont pas lissés sur les éléments surfaciques					
Super-élément	Longueur [m]	Cas	N[kN]	T[kN]	M[kN × m]
1	3,000	1	1,386	980,892	-4587,351



Figure 11.4.2.3.2 Maillage 100 × 100 cm

Tableau 11.4.2.3.2 Résultats - maillage 100 × 100 cm

Torseurs des voiles					
Les torseurs sont calculés par rapport au milieu de la coupe, en pied des voiles, à mi-hauteur de la première maille					
Les efforts ne sont pas lissés sur les éléments surfaciques					
Super-élément	Longueur [m]	Cas	N[kN]	T[kN]	M[kN × m]
1	3.000	1	2.158	999.445	-4246.623

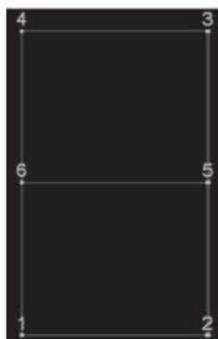


Figure 11.4.2.3.3 Maillage 300 × 250 cm

Tableau 11.4.2.3.3 Résultats - maillage 300 × 250 cm

Torseurs des voiles					
Les torseurs sont calculés par rapport au milieu de la coupe, en pied des voiles, à mi-hauteur de la première maille					
Les efforts ne sont pas lissés sur les éléments surfaciques					
Super-élément	Longueur [m]	Cas	N[kN]	T[kN]	M[kN × m]
1	3.000	1	-0.000	1000.000	-2678.571

La valeur de l'effort tranchant est très voisine de 1 000 kN dans les trois calculs ; c'est bien sûr la valeur du moment fléchissant qui est impactée par la taille des éléments :

- dans le premier calcul, une mi-maille étant égale à 25 centimètres, le calcul devrait donner 4 750 m · kN et non 4 587 m · kN ;
- dans le deuxième calcul, une mi-maille étant égale à 50 centimètres, le calcul devrait donner 4 500 m · kN et non 4 247 m · kN ;
- dans le troisième calcul, une mi-maille étant égale à 125 centimètres, le calcul devrait donner 3 750 m · kN et non 2 679 m · kN.

11.4.2.4 Calcul avec le logiciel Advance Design 2014 SP1

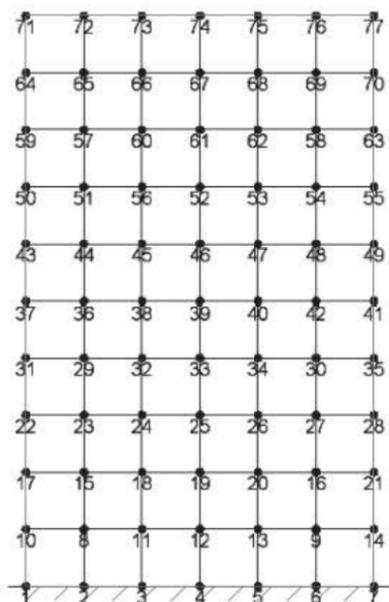


Figure 11.4.2.4.1 Maillage 50 × 50 cm

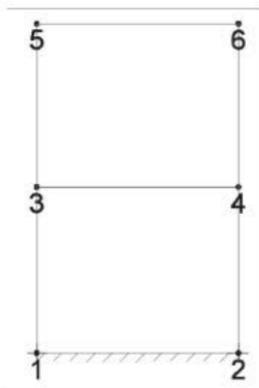
Tableau 11.4.2.4.1 Résultats - maillage 50 × 50 cm

Torseurs des voiles (repère local)				
N° élément	Cas de charges	M bas (kN × m)	N bas (kN)	Txy bas (kN)
1	1	-4676.59	0	999.56

Figure 11.4.2.4.2 Maillage 100×100 cmTableau 11.4.2.4.2 Résultats - maillage 100×100 cm

Torseurs des voiles (repère local)				
N° élément	Cas de charges	M bas (kN × m)	N bas (kN)	Txy bas (kN)
1	1	-4262.34	0	999.60

De même que précédemment, il n'est pas possible de découper le voile en un seul élément dans le sens de la longueur : le logiciel met automatiquement un nœud au milieu du voile et découpe donc le voile en 2 éléments de 1,50 m.

Figure 11.4.2.4.3 Maillage 300×250 cmTableau 11.4.2.4.3 Résultats - maillage 300×250 cm

Torseurs des voiles (repère local)				
N° élément	Cas de charges	M bas (kN × m)	N bas (kN)	Txy bas (kN)
1	1	-2750.62	0	812.99

11.5 Conclusion

On s'aperçoit très vite que les résultats issus des logiciels ne correspondent pas aux résultats théoriques qu'on attendait.

Dans cet exemple très simple, les résultats étant connus par avance ; il est donc facile de constater les « errements » des logiciels courants. Cela est beaucoup moins facile de le faire dans une modélisation à plusieurs milliers de nœuds, avec des voiles non parallèles aux axes du repère et des cas de charges dans les trois directions.

Certains logiciels comme Hercules, Ansys ou Aster permettent d'obtenir des résultats beaucoup plus fiables. Malheureusement, ils nécessitent une période d'apprentissage beaucoup plus longue.

Analyse en « poussée progressive »

Ce chapitre illustre par un exemple simple le contenu de l'annexe B de l'EC8-1. Cette annexe détaille la méthode à appliquer pour étudier un bâtiment selon la méthode du « *push-over* », nommée « poussée progressive » dans la version française de l'EC8.

L'analyse en poussée progressive est une analyse statique, non linéaire, effectuée sur un bâtiment dont on connaît le coffrage, le ferrailage et les caractéristiques des matériaux. Le bâtiment est soumis à des charges gravitaires constantes (poids propre, charges permanentes et charges d'exploitation) et des charges horizontales qui croissent de manière uniforme. Cette analyse est décrite au paragraphe 4.3.3.4.2 de l'EC8-1.

Elle peut être appliquée soit pour les bâtiments neufs, soit pour les bâtiments existants, pour les besoins suivants :

- vérifier ou revoir les valeurs du rapport de surrésistance α_u / α_1 (voir § 4.5.1) ;
- évaluer les mécanismes plastiques attendus et la distribution des dommages ;
- évaluer la performance structurale des bâtiments existants ou renforcés, pour les besoins de la partie 3 de l'Eurocode 8 ;
- comme variante au calcul basé sur une analyse élastique linéaire utilisant le coefficient de comportement q , la méthode à utiliser étant décrite dans l'annexe B de l'EC8-1.

La méthode peut être utilisée soit sur un modèle spatial, soit sur deux modèles plans en fonction de la régularité en plan du bâtiment. Il est à noter que l'utilisation sur un modèle 3D requiert une expérience certaine sur le sujet.

12.1 Méthodologie des calculs

a. Chargement latéral

L'EC8-1 [EC8-1/4.3.3.4.2.2(1)] demande de soumettre le bâtiment à deux distributions de charges latérales :

1. un schéma « uniforme », fondé sur des forces latérales proportionnelles à la masse quelle que soit la hauteur (accélération uniforme) ;
2. un schéma « modal », proportionnel aux forces latérales correspondant à la distribution des forces latérales, dans la direction considérée, déterminée dans l'analyse élastique.

b. Courbes de capacité

Pour ces deux cas de chargement, on fait croître progressivement l'intensité des forces afin de tracer la courbe de l'effort tranchant à la base du bâtiment en fonction du déplacement horizontal en tête. La valeur maximum du déplacement en tête doit être inférieur à 150 % de la valeur du « déplacement cible » donnée à l'annexe B.

12.2 Exemple

Afin de bien détailler la méthode exposée dans l'EC8, l'exemple choisi est volontairement simple pour pouvoir être traité entièrement à l'aide de calculs manuels ; il s'agit d'un voile d'épaisseur 20 centimètres, de longueur 6 mètres et de hauteur 16,20 mètres (6 étages de 2,70 mètres).

Les masses appliquées sont indiquées ci-dessous.

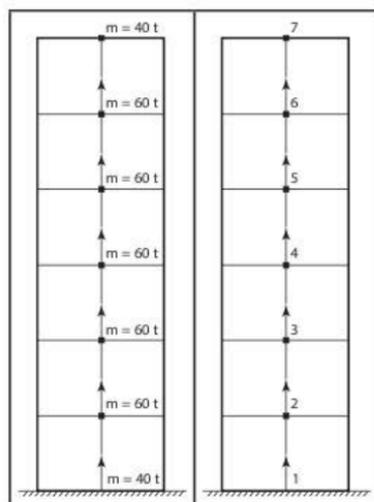


Figure 12.2.1 Repérage du voile et des masses appliquées

La contrainte f_{ck} du béton est égale à 25 MPa ($\gamma_c = 1,3$) et celle de l'acier f_{yk} à 500 MPa ($\gamma_s = 1$). La contrainte de traction du béton vaut :

$$f_{ctd} = 0,7 \times \frac{f_{ctd}}{\gamma_c} = 0,7 \times \frac{0,30 \times f_{ck}^{2/3}}{1,3} = 0,7 \times \frac{0,30 \times 25^{2/3}}{1,3} = 1,4 \text{ MPa}$$

12.2.1 Détermination de la période propre du mode fondamental

Le module E du béton est égal à 16 000 MPa pour tenir compte de la fissuration du béton.

La période du mode fondamental est déterminée à l'aide de la méthode de Rayleigh.

Le voile est placé dans un champ d'accélération constante égale à 1 m/s^2 . Le vecteur force P est donc égal à :

$$P = \begin{pmatrix} 40 \\ 60 \\ 60 \\ 60 \\ 60 \\ 60 \\ 40 \end{pmatrix} \text{ kN}$$

Les déplacements à chaque niveau sont obtenus en utilisant la formule donnant la flèche dans une section quelconque d'une console soumise à une charge concentrée.

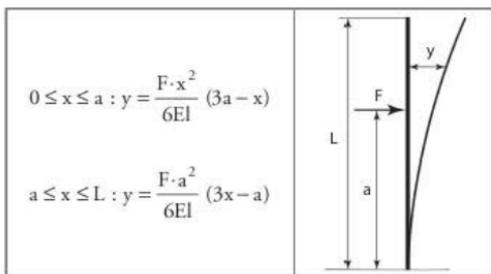


Figure 12.2.1.1 Formulaire de RdM : déformée d'une console soumise à une charge concentrée

Le tableau indique les flèches aux différents nœuds dues aux forces appliquées aux différents nœuds ; par exemple, pour la cellule grisée, la valeur correspond à la flèche au nœud 5 due à la force de 60 kN appliquée au nœud 3.

Tableau 12.2.1.1 Flèche aux différents nœuds

	Flèche au nœud 2	Flèche au nœud 3	Flèche au nœud 4	Flèche au nœud 5	Flèche au nœud 6	Flèche au nœud 7
Force nœud 2	0,000007	0,000017	0,000027	0,000038	0,000048	0,000058
Force nœud 3	0,000017	0,000055	0,000096	0,000137	0,000178	0,000219
Force nœud 4	0,000027	0,000096	0,000185	0,000277	0,000369	0,000461
Force nœud 5	0,000038	0,000137	0,000277	0,000437	0,000601	0,000765
Force nœud 6	0,000048	0,000178	0,000369	0,000601	0,000854	0,001111
Force nœud 7	0,000039	0,000146	0,000308	0,000510	0,000740	0,000984
Flèche totale	0,000175	0,000628	0,001261	0,002000	0,002791	0,003598

La valeur de la période est égale à :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^7 m_i \times u_i^2}{\sum_{i=1}^7 m_i \times u_i}} = 2\pi \sqrt{\frac{0,001346}{0,555220}} = 0,31 \text{ s}$$

avec :

Tableau 12.2.1.2 Valeurs de m et u à chaque nœud

Nœud	m_i	u_i	$m_i \times u_i$	$m_i \times u_i^2$
1	40	0		
2	60	0,000175	0,010500	0,000002
3	60	0,000628	0,037680	0,000024
4	60	0,001261	0,075660	0,000095
5	60	0,002000	0,120000	0,000240
6	60	0,002791	0,167460	0,000467
7	40	0,003598	0,143920	0,000518
Somme			0,555220	0,001346

12.2.2 Détermination de l'accélération spectrale

On considère que le bâtiment auquel appartient le voile est de catégorie II et est situé en zone 4 ($a_g = 1,6 \text{ m/s}^2$). Le sol est de classe C ($S = 1,5$) et le coefficient de comportement q est égal à 2.

La période du mode fondamental ($T = 0,31 \text{ s}$) correspond au palier du spectre.

$$S_d(T) = \frac{2,5 \times a_g \times S}{q} = \frac{2,5 \times 1,6 \times 1,5}{2} = 3 \text{ m/s}^2$$

12.2.3 Calcul des efforts dans le voile

Le coefficient de participation du mode fondamental est égal à :

$$\Delta = \frac{\sum_{i=1}^7 m_i \times u_i}{\sum_{i=1}^7 m_i \times u_i^2} = \frac{0,555220}{0,001346} = 412$$

Les efforts f_i à chaque niveau, correspondant au monde fondamental, sont égaux à :

$$f_i = m_i \times u_i \times \Delta \times S_d(T) = m_i \times u_i \times 412 \times 3 = 1\,236 \times m_i \times u_i$$

Tableau 12.2.3.1 Valeurs des efforts sismiques à chaque nœud

Nœud	m	u	$m_i \times u_i$	f_i (kN)
1	40	0		
2	60	0,000175	0,010500	13
3	60	0,000628	0,037680	47
4	60	0,001261	0,075660	94
5	60	0,002000	0,120000	148
6	60	0,002791	0,167460	207
7	40	0,003598	0,143920	178
Somme			0,555220	687

Ces efforts conduisent à un moment fléchissant égal à 8 320 m.kN en pied de voile et à une valeur d'aciers de chaînage égale à 1 cm^2 , l'effort normal associé étant égal à 3 800 kN. Il faut donc disposer la section minimum de 4 HA12 ($4,52 \text{ cm}^2$). Pour simplifier les calculs, cette section est conservée sur toute la hauteur du voile, bien que 4 HA10 suffiraient dans les étages supérieurs.

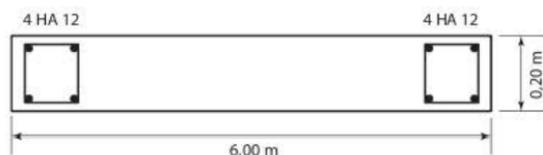


Figure 12.2.3.1 Chainages disposés dans le voile

L'effort tranchant à la base du voile est égal à 687 kN.

12.2.4 Calcul des déplacements et rotations à chaque niveau pour le chargement sismique

12.2.4.1 Formules de Bresse

Les déplacements (v) et les rotations (ω) à chaque niveau sont calculés à partir des formules de Bresse.

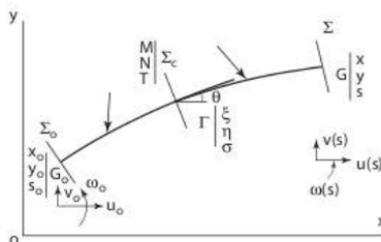


Figure 12.2.4.1.1 Notations employées dans les formules de Bresse

$$v(s) = v_0 + \omega_0 \cdot (x - x_0) + \int_{s_0}^s \left[\frac{M \cdot (x - \xi)}{E \cdot I} - \frac{N}{E \cdot S} \cdot \sin(\nu) - \frac{T}{G \cdot S_1} \cos(\theta) \right] d\sigma$$

$$\omega(s) = \omega_0 + \int_{s_0}^s \frac{M}{E \cdot I} d\sigma$$

Le problème étudié ne concerne que les déformations de flexion ; en outre, le voile est d'inertie constante. Les formules peuvent se simplifier et s'écrire, tronçon par tronçon, c'est-à-dire par étage, de la manière suivante :

$$\omega_{i+1} = \omega_i + \frac{M_{i+1}}{E \cdot I} \times (z_{i+1} - z_i) + \frac{1}{2} \frac{M_i - M_{i+1}}{E \cdot I} \times (z_{i+1} - z_i)$$

$$d_{i+1} = d_i + \omega_i \times (z_{i+1} - z_i) + \frac{1}{2} \times \frac{M_{i+1}}{E \cdot I} \times (z_{i+1} - z_i)^2 + \frac{1}{3} \frac{M_i - M_{i+1}}{E \cdot I} \times (z_{i+1} - z_i)^2$$

12.2.4.1.1 Calcul des rotations

La hauteur d'étage étant constante, la valeur de $EI / 2,70$ est égale à 21 333 333 m · kN.

La valeur de $\frac{M_{i+1}}{E \cdot I} \times (z_{i+1} - z_i)$ figure en colonne 6.

La valeur de $\frac{1}{2} \frac{M_i - M_{i+1}}{E \cdot I} \times (z_{i+1} - z_i)$ figure en colonne 7.

Tableau 12.2.4.1.1.1 Détermination des rotations des sections

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Nœud	z	f _i	Moment	M _i - M _{i+1}	Rotation 1	Rotation 2	Rotation 1 + 2	Rotation totale
1	0		8 322	1 853	0	0	0	0
2	2,70	13	6 469	1 818	0,00030323	0,00004343	0,00034666	0,00034666
3	5,40	47	4 651	1 692	0,00021802	0,00004261	0,00026063	0,00060729
4	8,10	94	2 959	1 440	0,00013870	0,00003966	0,00017836	0,00078565
5	10,80	148	1 519	1 039	0,00007120	0,00003375	0,00010495	0,00089060
6	13,50	207	480	480	0,00002250	0,00002435	0,00004685	0,00093745
7	16,20	178	0	0	0	0,00001125	0,00001125	0,00094870

12.2.4.1.2 Calcul des déplacements

La hauteur d'étage étant constante, la valeur de $EI / (2,70)^2$ est égale à 7 901 230 m · kN.

La valeur de $\omega_i \times (z_{i+1} - z_i)$ figure en colonne 5.

La valeur de $\frac{1}{2} \times \frac{M_{i+1}}{E \cdot I} \times (z_{i+1} - z_i)^2$ figure en colonne 6.

La valeur de $\frac{1}{3} \frac{M_i - M_{i+1}}{E \cdot I} \times (z_{i+1} - z_i)^2$ figure en colonne 7.

Tableau 12.2.4.1.2.1 Détermination des déplacements des sections

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Nœud	Moment	$M_1 - M_{j-1}$	ω_j	Déplacement 1	Déplacement 2	Déplacement 3	Déplacement 1 + 2 + 3	Déplacement total
1	8 322	1 853	0	0	0	0	0	0
2	6 469	1 818	0,00034666	0	0,00040936	0,00007817	0,00048753	0,00048753
3	4 651	1 692	0,00060729	0,00093582	0,00029433	0,00007670	0,00130685	0,00179438
4	2 959	1 440	0,00078565	0,00163968	0,00018725	0,00007139	0,00189832	0,00369270
5	1 519	1 039	0,00089060	0,00212126	0,00009612	0,00006075	0,00227813	0,00597083
6	480	480	0,00093745	0,00240462	0,00003038	0,00004383	0,00247883	0,00844966
7	0	0	0,00094870	0,00253112	0	0,00002025	0,00255137	0,01100103

12.2.5 Calcul du voile en poussée progressive sous chargement « modal »

Selon les prescriptions de l'EC8-1, il faut soumettre le voile à deux types de chargements. Ce paragraphe est consacré à un chargement proportionnel au chargement sismique étudié précédemment (voir § 12.2.1).

12.2.5.1 Chargement initial

On choisit un chargement « unitaire » proportionnel aux forces sismiques obtenues au paragraphe 12.2.3.

$$f_i = \frac{m_j \cdot u_j}{\sum_{j=1}^7 m_j \cdot u_j} = \frac{m_j \cdot u_j}{0,55522}$$

Tableau 12.2.5.1.1 Chargement unitaire

Nœud	m	u	$m_j \times u_j$	f_i (kN)
1	40	0	0	0
2	60	0,000175	0,010500	0,0189
3	60	0,000628	0,037680	0,0679
4	60	0,001261	0,075660	0,1363
5	60	0,002000	0,120000	0,2161
6	60	0,002791	0,167460	0,3016
7	40	0,003598	0,143920	0,2592
Somme			0,555220	1

Ces efforts conduisent à un moment fléchissant égal à 12,126 m · kN en pied de voile.

D'où les rotations et les déplacements correspondants (voir § 12.2.4.1.1 et § 12.2.4.1.2) :

Tableau 12.2.5.1.2 Détermination des rotations des sections

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Nœud	z	f_i	Moment	$M_i - M_{i-1}$	Rotation 1	Rotation 2	Rotation 1 + 2	Rotation totale
1	0		12,1264	2,7000	0	0	0,000000000	0,000000000
2	2,70	0,0189	9,4264	2,6488	0,000000442	0,000000063	0,000000505	0,000000505
3	5,40	0,0679	6,7776	2,4657	0,000000318	0,000000062	0,000000380	0,000000885
4	8,10	0,1363	4,3119	2,0978	0,000000202	0,000000058	0,000000260	0,000001145
5	10,80	0,2161	2,2141	1,5142	0,000000104	0,000000049	0,000000153	0,000001298
6	13,50	0,3016	0,6999	0,6999	0,000000033	0,000000035	0,000000068	0,000001366
7	16,20	0,2592	0	0	0	0,000000016	0,000000016	0,000001382

Tableau 12.2.5.1.3 Détermination des déplacements des sections

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Nœud	Moment	$M_i - M_{i-1}$	α_i	Déplacement 1	Déplacement 2	Déplacement 3	Déplacement 1 + 2 + 3	Déplacement total
1	12,1264	2,7000	0	0	0	0	0,000000000	0,000000000
2	9,4264	2,6488	0,000000505	0	0,000000597	0,000000114	0,000000711	0,000000711
3	6,7776	2,4657	0,000000885	0,000001364	0,000000429	0,000000112	0,000001905	0,000002616
4	4,3119	2,0978	0,000001145	0,000002390	0,000000273	0,000000104	0,000002767	0,000005383
5	2,2141	1,5142	0,000001298	0,000003092	0,000000140	0,000000089	0,000003321	0,000008704
6	0,6999	0,6999	0,000001366	0,000003505	0,000000044	0,000000064	0,000003613	0,000012317
7	0	0	0,000001382	0,000003688	0	0,000000030	0,000003718	0,000016035

12.2.5.2 Calcul des déplacements élastiques maxima en tête du voile

La section à la base du voile est étudiée, à partir du chargement initial, pour des chargements correspondant à des allongements des aciers allant de 0,1 % à 1 % puis jusqu'au maximum de l'allongement de l'acier, par pas de 0,1 %. Les chaînages d'extrémité sont égaux à 4,52 cm². Les calculs sont menés à l'aide du logiciel FLEXI de la Socotec.

Tableau 12.2.5.2.1 Détermination des déplacements en fonction de l'allongement des aciers

Allongement maxi acier	Raccourcissement maxi béton	Courbure	Mu (m·kN)	Nu (kN)	Déplacement élastique maxi en tête	Effort tranchant en pied Vu (kN)
0,001	0,00086	0,000317	8 339	3 800	0,011027	688
0,002	0,00116	0,000541	9 492	3 800	0,012555	783
0,003	0,00142	0,000755	10 073	3 800	0,013325	831
0,004	0,00164	0,000964	10 294	3 800	0,012524	849
0,005	0,00185	0,001170	10 439	3 800	0,013614	861
0,006	0,00205	0,001376	10 537	3 800	0,013934	869
0,007	0,00225	0,001581	10 605	3 800	0,014031	875
0,008	0,00244	0,001785	10 655	3 800	0,014095	879
0,009	0,00264	0,001990	10 694	3 800	0,014143	882
0,010	0,00283	0,002194	10 725	3 800	0,014175	884
0,011	0,00304	0,002400	10 740	3 800	0,014207	886
0,012	0,00324	0,002605	10 751	3 800	0,014306	887
0,013	0,00344	0,002811	10 760	3 800	0,014319	887
0,0133	0,00350	0,002873	10 762	3 800	0,014330	887

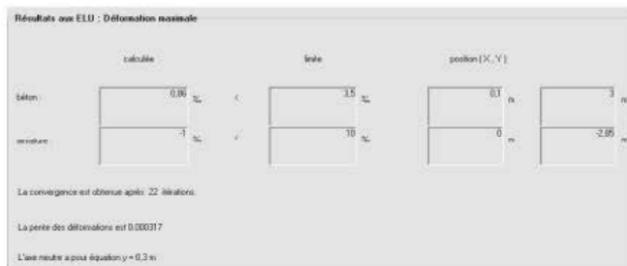


Figure 12.2.5.2.1 Calcul FLEXI pour un allongement de l'acier égal à 0,001

Le moment limite de fissuration systématique de la section est égal à :

$$M_{\text{lim}} = \frac{0,20 \times 6^2}{6} \times \left(\frac{3,8}{0,20 \times 6,00} + \frac{1,40}{1,30} \right) = 5,1 \text{ m} \cdot \text{MN}$$

D'après le paragraphe 12.2.5.1, l'effort tranchant correspondant à la base du voile est égal à
 $5\,100 / 12,126 = 421 \text{ kN}$

et le déplacement en tête de voile égal à

$$0,000016035 \times 5\,100 / 12,126 = 0,0067 \text{ m.}$$

12.2.5.3 Calcul des déplacements « béton armé » maxima en tête du voile

Les déplacements « béton armé » maxima en tête du voile sont déterminés pour chaque allongement d'acier donné dans le tableau 12.2.5.2.1.

Le calcul est détaillé pour un allongement maximum de l'acier égal à 0,001. Le voile est soumis à une force en tête égale à 688 kN.

Le tableau 12.2.5.1.1 est repris en multipliant les valeurs des moments par 688 ; on obtient :

Tableau 12.2.5.3.1 Détermination des courbures pour un allongement de l'acier égal à 0,001

Nœud	z	f _i	Mu	Nu	ε _s	ε _b	Courbure
1	0	0	8 339	3 800	0,001000	0,00086	0,000317
2	2,70	12	6 485	3 400	0,000420	0,00057	0,000170
3	5,40	43	4 663	2 800	0,000170	0,00038	0,000094
4	8,10	86	2 967	2 200	0,000040	0,00024	0,000048
5	10,80	136	1 523	1 600	0,000010	0,00014	0,000022
6	13,50	190	482	1 000	0,000002	0,00006	0,000007
7	16,20	164	0	400	0,000002	0,000002	0,000000

Les déplacements sont obtenus en effectuant une double intégration à partir des courbures précédemment déterminées. La première intégration permet d'obtenir les rotations de chaque section, la seconde permet d'obtenir les déplacements.

Cette double intégration se fait numériquement en utilisant la formule de Simpson :

$$\int_a^b f(x) \cdot dx = \frac{b-a}{6} \times \left[f(a) + 4 \times f\left(\frac{a+b}{2}\right) + f(b) \right]$$

Tableau 12.2.5.3.2 Détermination des rotations pour un allongement de l'acier égal à 0,001

Nœud	z	Courbure	$\frac{b-a}{6} \times \left[f(a) + 4 \times f\left(\frac{a+b}{2}\right) + f(b) \right]$	$\sum \frac{b-a}{6} \times \left[f(a) + 4 \times f\left(\frac{a+b}{2}\right) + f(b) \right]$
1	0	0	0,0000000	
2	2,70	0,0003170	0,0004293	0,0004293
3	5,40	0,0001700	0,0006588	0,0010881
4	8,10	0,0000940	0,0003564	0,0014445
5	10,80	0,0000480	0,0001917	0,0016362
6	13,50	0,0000220	0,0000945	0,0017307
7	16,20	0,0000070	0,0000392	0,0017699

Tableau 12.2.5.3.3 Détermination des déplacements pour un allongement de l'acier égal à 0,001

Nœud	z	Rotation	$\frac{b-a}{6} \times \left[f(a) + 4 \times f\left(\frac{a+b}{2}\right) + f(b) \right]$	$\sum \frac{b-a}{6} \times \left[f(a) + 4 \times f\left(\frac{a+b}{2}\right) + f(b) \right]$
1	0	0	0,0000000	
2	2,70	0,0004293	0,0005796	0,0005796
3	5,40	0,0010881	0,0020485	0,0026281
4	8,10	0,0014445	0,0034190	0,0060471
5	10,80	0,0016362	0,0041589	0,0102060
6	13,50	0,0017307	0,0045453	0,0147513
7	16,20	0,0017699	0,0047257	0,0194771

Le déplacement maximum, correspondant à une force appliquée en tête de 688 kN, est donc égal à 19 millimètres.

Ce raisonnement est mené ensuite pour tous les allongements des aciers de 0,002 à 0,0133. On obtient les déplacements maxima en tête ci-dessous.

Tableau 12.2.5.3.4 Détermination des déplacements BA maxi en tête en fonction de l'allongement de l'acier

Allongement maxi acier	Effort tranchant en pied	Déplacement BA maxi en tête (mm)
0,001	688	19
0,002	783	32
0,003	831	42
0,004	849	51
0,005	861	59
0,006	869	67
0,007	875	75
0,008	879	83
0,009	882	91
0,010	884	98
0,011	886	107
0,012	887	115
0,013	887	115
0,0133	887	115

On peut ainsi tracer la courbe force/déplacement :

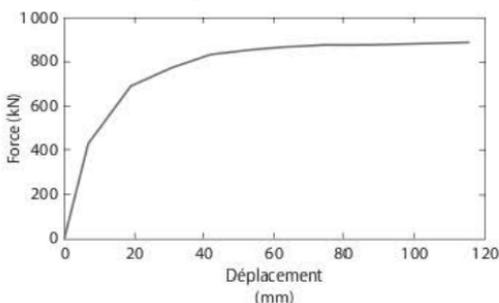


Figure 12.2.5.3.1 Courbe force/déplacement

12.2.5.4 Détermination du système équivalent à un degré de liberté

La détermination du système à un degré de liberté, équivalent au voile étudié, est menée selon les prescriptions du paragraphe B.2 de l'annexe B de l'EC8-1.

La masse m^* du système équivalent est égale à :

$$m^* = \sum_{i=1}^7 m_i \times \Phi_i$$

m_i étant la masse de l'étage i et Φ_i les déplacements normalisés (et sans dimension) obtenus à partir des déplacements calculés dans le tableau 12.2.4.1.2.1. Les déplacements normalisés sont tels que le déplacement en tête est égal à 1.

Tableau 12.2.5.4.1 Détermination de la masse m^* du système équivalent

Nœud	Déplacement total	Déplacement normalisé Φ_i	m_i	$m_i \times \Phi_i$	$m_i \times \Phi_i^2$
1	0	0,000000	40	0,000	0,000
2	0,00048753	0,044317	60	2,659	0,118
3	0,00179438	0,163110	60	9,787	1,596
4	0,00369270	0,335669	60	20,140	6,760
5	0,00597083	0,542752	60	32,565	17,675
6	0,00844966	0,768079	60	46,085	35,397
7	0,01100103	1,000000	40	40,000	40,000
m^*				151,236	101,546

$$m^* = \sum_{i=1}^7 m_i \times \Phi_i = 151,236 \text{ t}$$

Le coefficient de transformation Γ est égal à :

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum_{i=1}^7 m_i \times \Phi_i^2} = \frac{151,236}{101,546} = 1,489$$

Pour chaque valeur d'allongement d'acier étudiée au paragraphe 12.2.5.3 :

$$F^* = \frac{V_u}{\Gamma}$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma}, d_n : \text{déplacement en tête du voile}$$

$$g^* = \frac{V_u}{\Gamma \times m^*} \text{ (en pourcentage de } g \text{)}$$

Tableau 12.2.5.4.2 Détermination de F^* , d^* et g^*

Allongement maxi acier	Effort tranchant en pied V_u	F^*	Déplacement BA maxi en tête (mm)	d^* (mm)	g^* (%g)
0,001	688	462	19	13	0,311
0,002	783	526	32	21	0,354
0,003	831	558	42	28	0,376
0,004	849	570	51	34	0,384
0,005	861	578	59	40	0,390
0,006	869	584	67	45	0,393
0,007	875	588	75	50	0,396
0,008	879	590	83	56	0,398
0,009	882	592	91	61	0,399
0,010	884	594	98	66	0,400
0,011	886	595	107	72	0,401
0,012	887	596	115	77	0,402
0,013	887	596	115	77	0,402
0,0133	887	596	115	77	0,402

Le déplacement limite d_{ul} , en tête de voile, est donc égal à 0,115 mètre.

12.2.5.5 Détermination du déplacement limite d'élasticité

Le déplacement limite d'élasticité est déterminé selon le paragraphe B.3 de l'annexe B.

La rigidité initiale du système idéalisé est déterminée de telle sorte que les zones situées sous les courbes force/déformation réelle et idéalisée soient égales.

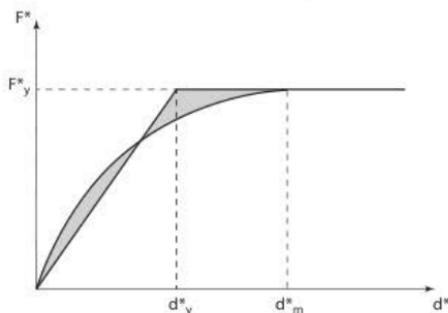


Figure 12.2.5.5.1 Détermination de la relation idéalisée force/déplacement élasto-plastique parfaite

En partant de la courbe de capacité précédemment obtenue, on obtient, pour le cas présent, en écrivant l'égalité des deux aires grisées, les courbes ci-dessous et les valeurs :

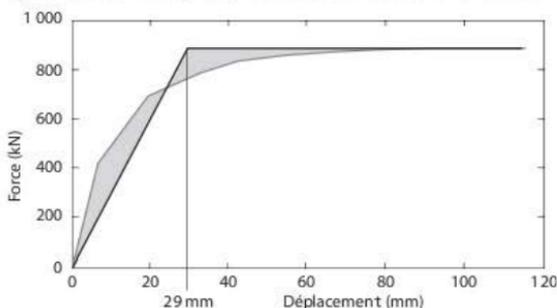


Figure 12.2.5.5.2 Détermination de d_y^* et f_y^* dans le cas de l'exemple

$$d_y = 29 \text{ mm}$$

$$F_y = 884 \text{ kN}$$

On en déduit :

$$d_y^* = \frac{d_y}{\Gamma} = \frac{0,029}{1,489} = 0,019 \text{ m et } F_y^* = \frac{F_y}{\Gamma} = \frac{884}{1,489} = 594 \text{ kN}$$

12.2.5.6 Détermination de la période du système équivalent à un seul degré de liberté idéalisé

La période T^* du système équivalent à un seul degré de liberté idéalisé est donnée par la formule :

$$T^* = 2\pi \times \sqrt{\frac{m^* \times d_y^*}{F_y^*}} = 2\pi \times \sqrt{\frac{151 \times 0,019}{594}} = 0,44 \text{ s}$$

12.2.5.7 Détermination du déplacement cible pour le système équivalent à un seul degré de liberté

Le déplacement cible d_{et}^* pour le système équivalent à un seul degré de liberté est égal à :

$$d_{et}^* = S_c(T^*) \times \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2$$

Le bâtiment étant de catégorie II et situé en zone 4 et le sol étant de classe C (voir § 12.2.2), on lit sur le spectre élastique [EC8-1/3.2.2.2] :

$$S_c(T^*) = a_g \times S \times 2,5 \times \frac{T_c}{T^*} = 1,6 \times 1,0 \times 1,5 \times 2,5 \times \frac{0,40}{0,44} = 5,45 \text{ m/s}^2$$

$$d_{et}^* = S_c(T^*) \times \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 = 5,45 \times \left[\frac{0,44}{2\pi} \right]^2 = 0,027 \text{ m}$$

D'après le paragraphe B.5, si T^* est supérieure à T_C , le déplacement cible final d_i^* est égal à d_{ei}^* :

$$d_i^* = 0,027 \text{ m}$$

12.2.5.8 Conclusion

D'après le paragraphe 4.3.3.4.2.3(1) de l'EC8-1, il faut comparer le déplacement limite $d_{ul}^* = d_{ul} / \Gamma$ à 1,5 fois le déplacement cible d_i^* .

$$d_{ul}^* = \frac{d_{ul}}{\Gamma} = \frac{0,115}{1,489} = 0,077 \text{ m et } 1,5 \times d_i^* = 1,5 \times 0,027 = 0,040 \text{ m}$$

On vérifie bien que : $1,5 \times d_i^* = 0,040 \text{ m} < d_{ul}^* = 0,077 \text{ m}$.

12.2.6 Calcul du voile en poussée progressive sous chargement proportionnel aux masses

12.2.6.1 Chargement initial

On choisit un chargement « unitaire » proportionnel aux masses de chaque étage.

Pour l'explication détaillée des calculs, il convient de se reporter au paragraphe 12.2.5.

Tableau 12.2.6.1.1 Chargement unitaire

Nœud	m	f_i (kN)
1	40	0
2	60	0,1765
3	60	0,1765
4	60	0,1765
5	60	0,1765
6	60	0,1765
7	40	0,1175
Somme		1

Ces efforts conduisent à un moment fléchissant égal à 9,05 m·kN en pied de voile.

D'où les rotations et les déplacements correspondants (voir § 12.2.4.1.1 et § 12.2.4.1.2).

Tableau 12.2.6.1.2 Détermination des rotations des sections

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Nœud	z	f_i	Moment	$M_i - M_{i-1}$	Rotation 1	Rotation 2	Rotation 1 + 2	Rotation totale
1	0		9,0529	2,7000	0	0	0,0000000000	0,0000000000
2	2,70	0,1765	6,3529	2,2235	0,00000029779	0,00000006328	0,00000036107	0,00000036107
3	5,40	0,1765	4,1294	1,7470	0,00000019357	0,00000005211	0,00000024568	0,00000060675
4	8,10	0,1765	2,3824	1,2706	0,00000011167	0,00000004095	0,00000015262	0,00000075937
5	10,80	0,1765	1,1118	0,7942	0,00000005211	0,00000002978	0,00000008189	0,00000084126
6	13,50	0,1765	0,3176	0,3176	0,00000001489	0,00000001861	0,00000003350	0,00000087476
7	16,20	0,1175	0	0	0	0,00000000744	0,00000000744	0,00000088220

Tableau 12.2.6.1.3 Détermination des déplacements des sections

1	2	3	4	5	6	7
Nœud	Moment	$M_i - M_{i+1}$	ω_i	Déplacement 1	Déplacement 2	Déplacement 3
1	9,0529	2,7000	0	0	0	0
2	6,3529	2,2235	0,00000036107	0	0,00000040202	0,00000011391
3	4,1294	1,7470	0,000000060675	0,0000009749	0,00000026131	0,00000009381
4	2,3824	1,2706	0,00000075937	0,00000163824	0,00000015076	0,00000007370
5	1,1118	0,7942	0,00000084126	0,00000205031	0,00000007035	0,00000005360
6	0,3176	0,3176	0,00000087476	0,00000227142	0,00000002010	0,00000003350
7	0	0	0,00000088220	0,00000236188	0	0,00000001340

1	8	9
Nœud	Déplacement 1 + 2 + 3	Déplacement total
1	0	0
2	0,00000051593	0,00000051593
3	0,00000133002	0,00000184595
4	0,0000018627	0,00000370865
5	0,00000217427	0,00000588292
6	0,00000232503	0,00000820795
7	0,00000237528	0,00001058323

12.2.6.2 Calcul des déplacements élastiques maxima en tête du voile

Tableau 12.2.6.2.1 Détermination des déplacements en fonction de l'allongement des aciers

Allongement maxi acier	Raccourcissement maxi béton	Courbure	Mu (m·kN)	Nu (kN)	Déplacement élastique maxi en tête	Effort tranchant en pied Vu (kN)
0.001	0,00086	0,000318	8 339	3 800	0.009747	921
0.002	0,00116	0,000541	9 492	3 800	0.011091	1 048
0.003	0,00142	0,000755	10 073	3 800	0.011768	1 112
0.004	0,00164	0,000964	10 294	3 800	0.012033	1 137
0.005	0,00185	0,001170	10 439	3 800	0.012202	1 153
0.006	0,00205	0,001376	10 537	3 800	0.012319	1 164
0.007	0,00225	0,001581	10 605	3 800	0.012392	1 171
0.008	0,00244	0,001785	10 655	3 800	0.012456	1 177
0.009	0,00264	0,001990	10 694	3 800	0.012499	1 181
0.010	0,00283	0,002194	10 725	3 800	0.012541	1 185
0.011	0,00304	0,002400	10 740	3 800	0.012551	1 186
0.012	0,00324	0,002605	10 751	3 800	0.012562	1 187
0.013	0,00344	0,002811	10 760	3 800	0.012573	1 188
0.0133	0,00350	0,002873	10 762	3 800	0.012583	1 189

12.2.6.3 Calcul des déplacements « béton armé » maxima en tête du voile

Tableau 12.2.6.3.1 Détermination des déplacements BA maxi en fonction de l'allongement de l'acier

Allongement maxi acier	Effort tranchant en pied	Déplacement BA maxi en tête (mm)
0,001	921	14
0,002	1 048	21
0,003	1 112	27
0,004	1 137	32
0,005	1 153	37
0,006	1 164	41
0,007	1 171	46
0,008	1 177	50
0,009	1 181	54
0,010	1 185	58
0,011	1 186	62
0,012	1 187	66
0,013	1 188	70
0,0133	1 189	74

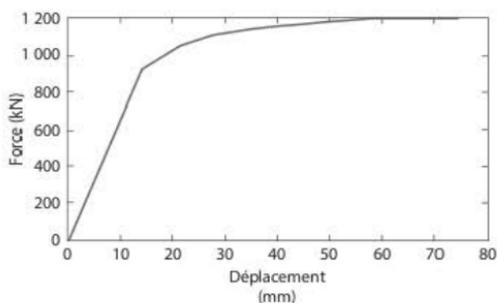


Figure 12.2.6.3.1 Courbe force/déplacement

12.2.6.4 Détermination du système équivalent à un degré de liberté

Tableau 12.2.6.4.1 Détermination de la masse m^* du système équivalent

Nœud	Déplacement total	Déplacement normalisé Φ_i	m_i	$m_i \times \Phi_i$	$m_i \times \Phi_i^2$
1	0	0,000000000	40	0,000	0,000
2	0,00000051593	0,048749604	60	2,925	0,143
3	0,00000184595	0,174422286	60	10,465	1,825
4	0,00000370865	0,350427350	60	21,026	7,368
5	0,00000588292	0,555872111	60	33,352	18,540
6	0,00000820795	0,775561887	60	46,534	36,090
7	0,00001058323	1,000000000	40	40,000	40,000
m^*				154,302	103,965

$$m^* = \sum_{i=1}^7 m_i \times \Phi_i = 154,3 \text{ t}$$

Le coefficient de transformation Γ est égal à :

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum_{i=1}^7 m_i \times \Phi_i^2} = \frac{154,302}{103,965} = 1,484$$

Pour chaque valeur d'allongement d'acier étudiée au paragraphe 12.2.6.3 :

$$F^* = \frac{V_u}{\Gamma}$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma}, d_n: \text{déplacement en tête du voile}$$

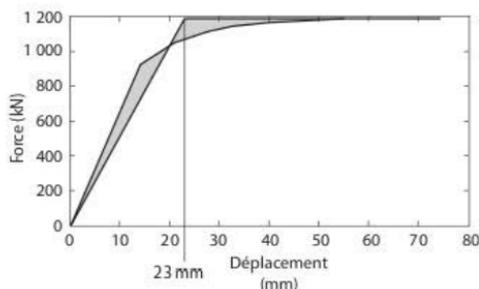
$$g^* = \frac{V_u}{\Gamma \times m^*} \text{ (en pourcentage de } g)$$

Tableau 12.2.6.4.2 Détermination de F^* , d^* et g^*

Allongement maxi acier	Effort tranchant en pied V_u	F^*	Déplacement BA maxi en tête (mm)	d^* (mm)	g^* (%)
0,001	921	621	14	9	0,406
0,002	1 048	706	21	14	0,462
0,003	1 112	749	27	18	0,490
0,004	1 137	766	32	22	0,501
0,005	1 153	777	37	25	0,508
0,006	1 164	784	41	28	0,513
0,007	1 171	789	46	31	0,516
0,008	1 177	793	50	34	0,519
0,009	1 181	796	54	36	0,520
0,010	1 185	798	58	39	0,522
0,011	1 186	799	62	42	0,523
0,012	1 187	800	66	44	0,523
0,013	1 188	800	70	47	0,523
0,0133	1 189	801	74	50	0,524

Le déplacement limite d_{ul} , en tête de voile, est donc égal à 0,074 m.

12.2.6.5 Détermination du déplacement limite d'élasticité

Figure 12.2.6.5.1 Détermination de d_y^* et f_y^*

$$d_y = 23 \text{ mm}$$

$$F_y = 1185 \text{ kN}$$

On en déduit :

$$d_y^* = \frac{d_y}{\Gamma} = \frac{0,023}{1,484} = 0,016 \text{ m} \text{ et } F_y^* = \frac{F_y}{\Gamma} = \frac{1185}{1,484} = 798 \text{ kN}$$

12.2.6.6 Détermination de la période du système équivalent à un seul degré de liberté idéalisé

La période T^* du système équivalent à un seul degré de liberté idéalisé est donnée par la formule :

$$T^* = 2\pi \times \sqrt{\frac{m^* \times d_y^*}{F_y^*}} = 2\pi \times \sqrt{\frac{154,3 \times 0,016}{798}} = 0,35 \text{ s}$$

12.2.6.7 Détermination du déplacement cible pour le système équivalent à un seul degré de liberté

Le déplacement cible d_{ei}^* pour le système équivalent à un seul degré de liberté est égal à :

$$d_{ei}^* = S_e(T^*) \times \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2$$

Le bâtiment étant de catégorie II et situé en zone 4 et le sol étant de classe C (voir § 12.2.2), on lit sur le spectre élastique [EC8-1/3.2.2.2] :

$$S_e(T^*) = a_g \times S \times 2,5 = 1,6 \times 1,0 \times 1,5 \times 2,5 = 6 \text{ m/s}^2$$

$$d_{ei}^* = S_e(T^*) \times \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 = 6 \times \left[\frac{0,35}{2\pi} \right]^2 = 0,019 \text{ m}$$

D'après le paragraphe B.5, si :

- T^* est inférieure à T_C ,
- $F_y^* / m^* < S_e(T^*)$,

alors, la réponse est non linéaire. Le déplacement cible final d_t^* est égal à :

$$d_t^* = \max \left[\frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) ; d_{et}^* \right] \text{ avec } q_u = \frac{S_e(T^*) \times m^*}{F_y^*}$$

Ici :

- $T^* = 0,35$ s est inférieure à $T_C = 0,40$ s ;
- $F_y^* / m^* = 798 / 154,3 = 5,17 < S_e(T^*) = 6$.

On peut donc en déduire :

$$q_u = \frac{S_e(T^*) \times m^*}{F_y^*} = \frac{6 \times 154,3}{798} = 1,16$$

$$d_t^* = \max \left[\frac{0,019}{1,16} \left(1 + (1,16 - 1) \times \frac{0,40}{0,35} \right) ; 0,019 \right] = 0,0194 \text{ m}$$

12.2.6.8 Conclusion

$$d_{ul}^* = \frac{d_{ul}^*}{\Gamma} = \frac{0,074}{1,484} = 0,050 \text{ m et } 1,5 \times d_t^* = 1,5 \times 0,0194 = 0,029 \text{ m}$$

On vérifie bien que : $1,5 \times d_t^* = 0,029 \text{ m} < d_{ul}^* = 0,074 \text{ m}$.

Interaction sol-structure (ISS)

13.1 Prise en compte de l'ISS

La majorité des calculs sont menés en négligeant l'interaction sol-structure (ISS) ; la réponse du bâtiment est obtenue en supposant qu'il est soit articulé, soit encastré à sa base.

Dans la plupart des cas, cette façon de procéder conduit à une majoration des efforts sismiques. Toutefois, les retours d'expérience de séismes passés ont montré que l'ISS pouvait être défavorable pour des bâtiments construits sur des sols de mauvaise qualité. Aussi, les codes de construction récents, comme l'EC8, comportent des articles spécifiques consacrés à l'ISS.

13.1.1 Dans les méthodes forfaitaires

Dans les méthodes simplifiées figurant dans les PS92 et dans l'EC8-1 (méthode des forces latérales), le bâtiment est toujours considéré comme encastré à sa base.

Dans les PS92, il est possible, lorsque le bâtiment comporte une infrastructure, de prendre en compte une hauteur de dimensionnement, en fonction des hauteurs respectives de l'infrastructure et de la superstructure et en fonction de la nature du sol [PS92/6.2.3.3b].

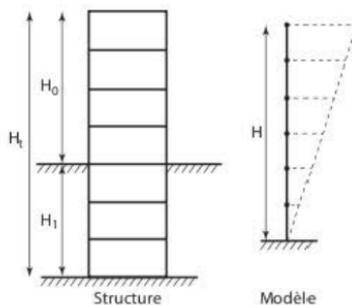


Figure 13.1.1.1 Interaction sol-structure

Mais, cette méthode est souvent très mal appliquée car les masses situées sous le niveau d'encastrement de dimensionnement sont « oubliées », alors que les PS92 précisent bien qu'il faut qu'elles soient soumises à l'accélération nominale.

L'exemple suivant décrit la méthode à appliquer.

Le bâtiment est situé sur un sol de catégorie b au sens de l'article 5.2.1 des PS92.

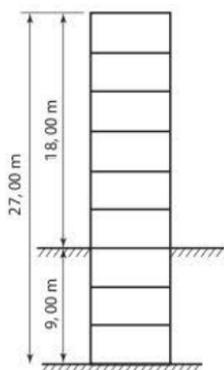


Figure 13.1.1.2 Élévation du bâtiment

Pour un bâtiment situé sur un sol de catégorie b, la hauteur de dimensionnement est égale à :

$$H = \min\left(H_0 + \frac{H_1}{2} ; 1,5H_0\right) = \min\left(18 + \frac{9}{2} ; 1,5 \times 18\right) = 22,50 \text{ m}$$

La cote de 22,5 mètres est arrondie au plancher le plus proche. On choisit $H = 24$ mètres

On utilise cette valeur pour le calcul de la période du mode fondamental du bâtiment et les efforts sismiques (voir Figure 13.1.1.3).

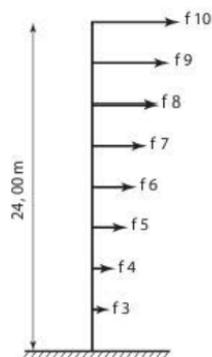


Figure 13.1.1.3 Détermination des efforts sismiques à partir de la hauteur de dimensionnement H

Les efforts sismiques des niveaux enterrés, y compris le niveau d'encastrement, sont égaux à la masse de chaque niveau multipliée par l'accélération nominale a_N . Pour dimensionner les éléments structuraux, il faut revenir au modèle complet de hauteur H (voir Figure 10.1.1.3).

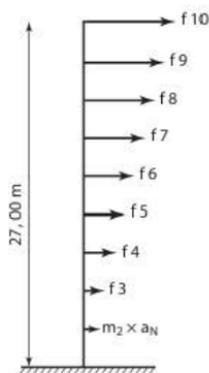


Figure 13.1.1.4 Dimensionnement des éléments structuraux à partir de la hauteur totale du bâtiment

C'est cette dernière étape qui est le plus souvent omise. Lorsqu'on applique la méthode correctement, le « gain » sur les efforts est relativement faible par rapport à la quantité de calculs supplémentaires qu'elle engendre. Il est donc conseillé de n'appliquer cette méthode que sur les modèles simplifiés des méthodes forfaitaires.

Il ne figure pas de méthode analogue dans les parties 1 et 5 de l'EC8, mais il est à noter que Victor Davidovici (*Pratique du calcul sismique* / § 2.2.15) la préconise en l'adaptant aux classes de sol définies dans l'EC8-1.

13.1.2 Dans les modélisations informatiques

Les modèles informatiques élaborés par les bureaux d'études pour les bâtiments irréguliers ne tiennent pas compte, le plus souvent, du sol et les nœuds de liaison avec le sol sont donc articulés ou encastres. Cette hypothèse simplificatrice a pour conséquence de majorer les efforts à la base des bâtiments.

Il est à noter que, dans certains cas, l'EC8-5 impose la prise en compte de l'ISS [EC8-5/6] :

- structures pour lesquelles les effets du second ordre jouent un rôle significatif ;
- structures avec fondations massives ou profondes comme les piles de ponts, les caissons offshore et les silos ;
- structures hautes et élancées, comme les tours et les cheminées ;
- structures supportées par des sols très mous, tels que des sols de classe S1.

Pour prendre en compte l'ISS, il existe plusieurs méthodes ; la plus utilisée, car la plus facile à mettre en œuvre, consiste à disposer des ressorts sous le modèle en lieu et place des nœuds articulés ou encastres.

Ce n'est pas la plus exacte, mais, à l'heure actuelle, la prise en compte de l'ISS est encore très approximative et aucune autre méthode ne fait vraiment autorité.

13.2 Détermination des caractéristiques des sols sous l'action sismique

Le paragraphe 4.2 de l'EC8-5 stipule que :

- les reconnaissances et les études des sols de fondation dans des régions sismiques doivent suivre en général les mêmes critères que ceux adoptés dans des régions non sismiques ;
- il convient d'inclure dans les reconnaissances de sol des essais de pénétration au cône, éventuellement avec des mesures de la pression interstitielle, chaque fois que cela est réalisable ;
- des reconnaissances supplémentaires, axées sur les aspects sismiques, peuvent être exigées pour des structures importantes, dans des régions de forte sismicité, en particulier dans les conditions de sols de classe D, S1 ou S2 : il convient d'utiliser des mesures in situ du profil v_s effectuées par des méthodes géophysiques en forage ;
- pour tous les autres cas, lorsque les périodes de vibration naturelle du sol doivent être déterminées, il est possible d'estimer le profil v_s par des corrélations empiriques, en utilisant la résistance à la pénétration in situ ou d'autres propriétés géotechniques, en tenant compte de la dispersion de telles corrélations.

Des essais spécifiques, tels que les essais *cross-hole*, sont très peu pratiqués en France du fait de leur coût relativement élevé. Le plus souvent, le module de sol, sous charge de courte durée, est déterminé de façon « empirique » par le géotechnicien.

13.2.1 Loïs de corrélation

Il est à noter que le guide AFPS-CFMS concernant les « procédés d'amélioration et de renforcement de sols sous actions sismiques » donne, au paragraphe 4.2.3, un tableau rassemblant les principales lois de corrélation permettant de calculer la valeur du paramètre G_{\max} à partir des résultats classiques de reconnaissances géotechniques.

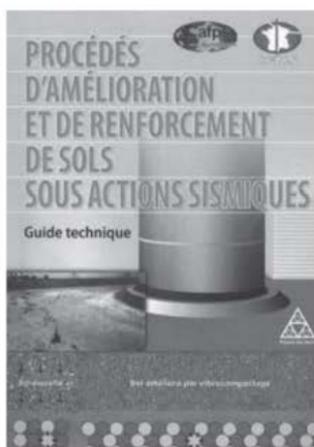


Figure 13.2.1.1 Guide AFPS-CFMS

Tableau 13.2.1.1 Lois de corrélation entre G_{\max} et les paramètres d'essais sur site

SPT

Relations et commentaires	Type de sol	Références
$G_{\max} = 20,000(N_1)_{60}^{0.333}(\sigma'_m)^{0.5}$ G_{\max} et σ'_m en lb/ft ²	Sable	Ohta et Goto (1976), Seed <i>et al.</i> (1986)
$G_{\max} = 325N_{60}^{0.68}$ G_{\max} en kips/ft ²	Sable	Imai et Tonouchi (1982)

CPT

Relations et commentaires	Type de sol	Références
$G_{\max} = 1\,634(q_c)^{0.250}(\sigma'_v)^{0.375}$ G_{\max} , q_c et σ'_v en kPa; Sur la base de tests in situ, en Italie, et de mesures en chambre d'étalonnage	Sable de quartz	Rix et Stokoe (1991)
$\sigma = \frac{N}{(2R)^2} = \frac{N}{4R^2}$ G_{\max} , q_c and σ'_v in kPa; Sur la base de tests in situ, en Italie	Sable de silice	Baldi <i>et al.</i> (1986)
$G_{\max} = 406(q_c)^{0.695}c^{-1.130}$ G_{\max} , q_c et σ'_v en kPa; Sur la base de tests in situ, dans le monde entier	Argile	Mayne et Rix (1993)

DMT

Relations et commentaires	Type de sol	Références
$G_{\max}/E_{s1} = 2.72 \pm 0.59$ Sur la base de mesures en chambre d'étalonnage	Sable	Baldi <i>et al.</i> (1986)
$G_{\max}/E_{s1} = 2.2 \pm 0.57$ Sur la base de tests in situ	Sable	Bellotti <i>et al.</i> (1986)
$G_{\max} = \frac{530}{(\sigma'_v/p_a)^{0.25}} \frac{\gamma_D/\gamma_w - 1}{2.7 - \gamma_D/\gamma_w} K_0^{0.25} (p_a \sigma'_v)^{0.5}$ G_{\max} , p_a , σ'_v sont exprimés dans les mêmes unités ; γ_D est le poids volumique du sol déduit de l'essai au dilatomètre ; sur la base de tests in situ.	Sable, limon, argile	Hryciw (1990)

PMT

Relations et commentaires	Type de sol	Références
$3.6 \leq \frac{G_{\max}}{G_{\text{circ}}} \leq 4.8$ G_{circ} est le module corrigé de déchargement-rechargement mesuré à l'essai pressiométrique cyclique PMT (pressiomètre autoforeur).	Sable	Bellotti <i>et al.</i> (1986)
$G_{\max} = \frac{1.68}{\alpha_p} G_{\text{ur}}$ G_{ur} est le module sécant de la phase déchargement-rechargement issu des essais PMG ; α_p est un facteur qui dépend des conditions de contraintes lors du déchargement-rechargement.	Sable	Byrne <i>et al.</i> (1991)

13.2.2 Comportement non linéaire du sol

La courbe ci-dessous montre que le sol a un comportement non linéaire et que, notamment, le module G varie beaucoup avec la déformée du sol.

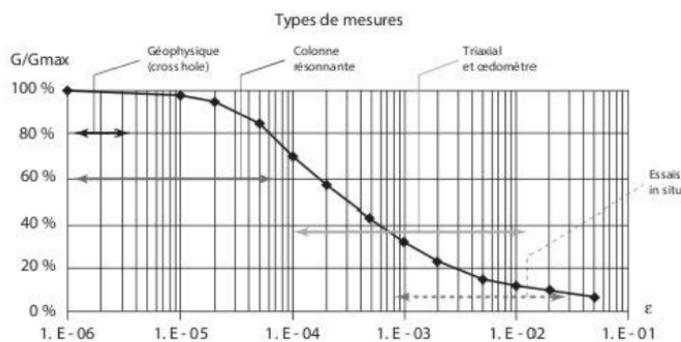


Figure 13.2.2.1 Valeurs de G en fonction de la déformée du sol

La différence entre les valeurs de G à faibles déformations, telles que celles mesurées dans des essais in situ (*cross-hole*), et les valeurs correspondant aux niveaux de déformation induits par le séisme de calcul doit être prise en compte dans les calculs.

Aussi, l'EC8-5 donne un tableau prenant en compte cette différence [EC8-5/4.2.3(3)].

Tableau 13.2.2.1 Coefficients moyens d'amortissement de sol et coefficients de réduction moyens pour la vitesse V_s des ondes de cisaillement et pour le module de cisaillement G , jusqu'à une profondeur de 20 m

Rapport d'accélération du sol $\alpha \times S$	Coefficient d'amortissement max.	$\frac{V_s}{V_{s, \max}}$	$\frac{G}{G_{\max}}$
0,10	0,03	0,90 ($\pm 0,07$)	0,80 ($\pm 0,10$)
0,20	0,06	0,70 ($\pm 0,15$)	0,50 ($\pm 0,20$)
0,30	0,10	0,60 ($\pm 0,15$)	0,36 ($\pm 0,20$)

Les valeurs de l'amortissement et de G sont données en fonction du produit $\alpha \cdot S$.

α est le rapport de la valeur de calcul de l'accélération du sol pour sol de classe A, a_g , à l'accélération de la pesanteur, g .

S est le coefficient de sol (voir Tableau 1.7.4.3).

13.3 Détermination des ressorts dans les modélisations informatiques

Les méthodes exposées dans ce paragraphe ont toutes pour principale hypothèse la valeur du module de sol. Afin de pallier au mieux les incertitudes sur cette valeur (variabilité spatiale des propriétés de sol, incertitudes dues aux mesures), il est conseillé, voire obligatoire, d'effectuer

au moins trois calculs en faisant varier le module du sol et d'en extraire les résultats enveloppes. Les valeurs usuelles du module à prendre sont $2/3 G_{\max}$, G_{\max} et $3/2 G_{\max}$.

Comme vu plus haut, la seule méthode utilisée actuellement pour prendre en compte l'ISS dans les modélisations informatiques est de disposer des ressorts aux nœuds de liaison avec le sol. Il existe d'autres méthodes, beaucoup plus sophistiquées, comme la modélisation du sol par des éléments finis, mais elles sont réservées à l'industrie nucléaire car très peu adaptées aux calculs des bâtiments à risque normal.

13.3.1. Fondations superficielles

Les méthodes de détermination des ressorts, pour des bâtiments à fondations superficielles, sont décrites depuis longtemps dans les ouvrages spécialisés et sont faciles d'application ; les plus utilisées sont :

- la méthode de Deleuze (voir § 13.3.1.1) ;
- la méthode de Newmark-Rosenblueth (voir § 13.3.1.2).

Il est à noter que la méthode de Deleuze présente plusieurs inconvénients :

- elle est itérative car elle nécessite la connaissance des fréquences propres du bâtiment dans chaque direction de séisme ; il faut donc effectuer des calculs itératifs jusqu'à obtenir une adéquation entre les fréquences propres et les ressorts ;
- elle n'est applicable que pour les bâtiments dont les fondations sont circulaires ou sont assimilables à des fondations circulaires ;
- elle n'est applicable que si le rayon équivalent de la fondation est suffisamment petit devant la longueur d'onde dans le sol ; cela revient à se limiter à a_0 inférieur à 2 (voir § 13.3.1.1.4)

13.3.1.1 Méthode de Deleuze

13.3.1.1.1 Rayons équivalents

Pour appliquer la méthode, il faut assimiler les fondations rectangulaires (dimensions L_X et L_Y) à des fondations circulaires de rayon r_0 ; la valeur de r_0 est différente en translation et en rotation.

En translation :

$$r_{0t} = \sqrt{\frac{L_X \times L_Y}{\pi}}$$

En rotation autour de l'axe X :

$$r_{0RX} = \sqrt[4]{\frac{L_X \times L_Y^3}{3\pi}}$$

En rotation autour de l'axe Y :

$$r_{0RY} = \sqrt[4]{\frac{L_X^3 \times L_Y}{3\pi}}$$

13.3.1.1.2 Valeurs des coefficients de raideur

G : module transversal du sol

ν : coefficient de Poisson du sol

ρ : masse volumique du sol

Les coefficients de raideur sont calculés en fonction des « coefficients de transmittance » horizontaux et verticaux (voir § 13.3.1.1.4).

Raideur verticale :

$$K_V = G \times r_{0t} \times \frac{F_{V1}}{F_{V1}^2 + F_{V2}^2}$$

Raideur horizontale, sens X et Y :

$$K_H = G \times r_{0t} \times \frac{F_{H1}}{F_{H1}^2 + F_{H2}^2}$$

Raideur en rotation autour de l'axe X :

$$K_{RX} = G \times r_{0RX}^3 \times \frac{F_{R1}}{F_{R1}^2 + F_{R2}^2}$$

Raideur en rotation autour de l'axe Y :

$$K_{RY} = G \times r_{0RY}^3 \times \frac{F_{R1}}{F_{R1}^2 + F_{R2}^2}$$

13.3.1.1.3 Valeurs des coefficients d'amortissement géométrique

L'amortissement géométrique dépend de la forme de la fondation, des propriétés du sol et de la fréquence du mouvement. Il correspond au rayonnement des ondes dans le sol.

Amortissement dans la direction verticale :

$$\eta_V = -\frac{1}{2} \times \frac{F_{V2}}{F_{V1}}$$

Amortissement dans les directions horizontales :

$$\eta_H = -\frac{1}{2} \times \frac{F_{H2}}{F_{H1}}$$

Amortissement en rotation :

$$\eta_R = -\frac{1}{2} \times \frac{F_{R2}}{F_{R1}}$$

Il a été établi que les valeurs ainsi déterminées sont trop élevées. Les valeurs des amortissements prises dans les calculs sont donc minorées et calculées selon la relation suivante :

$$\text{amortissement du ressort} = \frac{\text{amortissement géométrique}}{2} + \text{amortissement interne du sol}$$

La valeur obtenue est limitée à 30 %, l'amortissement interne du sol étant pris égal à 5 %, quelle qu'en soit sa nature.

13.3.1.1.4 Valeurs des coefficients de transmittance

Les coefficients de transmittance dépendent des rayons équivalents, des fréquences du bâtiment et des caractéristiques de sol.

Dans un premier temps, on définit les coefficients suivants :

– en translation - sens X :

$$a0_{ix} = 2\pi \times f_X \times r_{0i} \times \sqrt{\frac{\rho}{G}}$$

– en translation - sens Y :

$$a0_{iy} = 2\pi \times f_Y \times r_{0i} \times \sqrt{\frac{\rho}{G}}$$

– en translation - sens Z :

$$a0_{iz} = 2\pi \times f_Z \times r_{0i} \times \sqrt{\frac{\rho}{G}}$$

– en rotation autour de l'axe X :

$$a0_{RX} = 2\pi \times f_Y \times r_{0RX} \times \sqrt{\frac{\rho}{G}}$$

– en rotation autour de l'axe Y :

$$a0_{RY} = 2\pi \times f_X \times r_{0RY} \times \sqrt{\frac{\rho}{G}}$$

f_X , f_Y et f_Z sont les fréquences des modes principaux dans les directions X, Y et Z.

Ce sont ces coefficients qui doivent être inférieurs à 2, sous peine de ne pas pouvoir appliquer la méthode.

Tableau 13.3.1.1.4.1 Coefficients de transmittance verticale du sol

$a0_z$	$v = 0,01$		$v = 0,25$		$v = 0,50$	
	F_{V1}	F_{V2}	F_{V1}	F_{V2}	F_{V1}	F_{V2}
0,00	0,2675	0,0000	0,2026	0,0000	0,1351	0,0000
0,25	0,2533	-0,0518	0,1928	-0,0365	0,1285	-0,0258
0,50	0,2356	-0,0985	0,1818	-0,0698	0,1211	-0,0495
0,75	0,2032	-0,1355	0,1604	-0,0971	0,1066	-0,0695
1,00	0,1629	-0,1600	0,1332	-0,1165	0,0878	-0,0888
1,25	0,1202	-0,1709	0,1034	-0,1270	0,0669	-0,0935
1,50	0,0799	-0,1691	0,0743	-0,1290	0,0457	-0,0969
1,75	0,0459	-0,1570	0,0484	-0,1236	0,0259	-0,0949
2,00	0,0206	-0,1381	0,0274	-0,1128	0,0090	-0,0887

Tableau 13.3.1.1.4.2 Coefficients de transmittance horizontale du sol

a_{0_x} ou a_{0_y}	$\nu = 0,01$		$\nu = 0,25$		$\nu = 0,40$		$\nu = 0,50$	
	F_{H1}	F_{H2}	F_{H1}	F_{H2}	F_{H1}	F_{H2}	F_{H1}	F_{H2}
0,00	0,2688	0,0000	0,2364	0,0000	0,2161	0,0000	0,2026	0,0000
0,25	0,2636	-0,0404	0,2324	-0,0323	0,2127	-0,0281	0,1995	-0,0259
0,50	0,2491	-0,0779	0,2215	-0,0625	0,2034	-0,0546	0,1910	-0,0502
0,75	0,2267	-0,1099	0,2045	-0,0890	0,1889	-0,0780	0,1778	-0,0718
1,00	0,1988	-0,1346	0,1833	-0,1103	0,1707	-0,0971	0,1610	-0,0894
1,25	0,1684	-0,1520	0,1597	-0,1257	0,1504	-0,1112	0,1424	-0,1025
1,50	0,1377	-0,1590	0,1354	-0,1349	0,1294	-0,1200	0,1231	-0,1108
1,75	0,1087	-0,1596	0,1118	-0,1384	0,1089	-0,1240	0,1043	-0,1146
2,00	0,0829	-0,1542	0,0899	-0,1369	0,0897	-0,1236	0,0866	-0,1144

Tableau 13.3.1.1.4.3 Coefficients de transmittance en rotation du sol

a_{0_x} ou a_{0_y}	$\nu = 0,01$		$\nu = 0,25$		$\nu = 0,40$		$\nu = 0,50$	
	F_{R1}	F_{R2}	F_{R1}	F_{R2}	F_{R1}	F_{R2}	F_{R1}	F_{R2}
0,00	0,4280	0,0000	0,3242	0,0000	0,2594	0,0000	0,2161	0,0000
0,25	0,4361	-0,0018	0,3295	-0,0001	0,2635	-0,0008	0,2197	-0,0007
0,50	0,4587	-0,0137	0,3445	-0,0085	0,2752	-0,0063	0,2299	-0,0053
0,75	0,4874	-0,0435	0,3642	-0,0270	0,2908	-0,0202	0,2437	-0,0170
1,00	0,5128	-0,0941	0,3831	-0,0590	0,3064	-0,0445	0,2577	-0,0376
1,25	0,5252	-0,1632	0,3952	-0,1039	0,3174	-0,0788	0,2683	-0,0670
1,50	0,5160	-0,2434	0,3949	-0,1578	0,3196	-0,1208	0,2719	-0,1033
1,75	0,4801	-0,3240	0,3782	-0,2147	0,3098	-0,1664	0,1664	-0,1434
2,00	0,4177	-0,3931	0,3439	-0,2674	0,2863	-0,2102	0,2477	-0,1829

13.3.1.1.5 Exemple

On considère un bâtiment de hauteur 12 mètres et de masse 750 tonnes. Il est fondé sur un radier de dimensions $L_x = 12$ mètres et $L_y = 10$ mètres.

Les fréquences des modes fondamentaux sont :

- dans le sens X : $f_x = 6$ hertz ;
- dans le sens Y : $f_y = 4,8$ hertz ;
- dans le sens Z : $f_z = 12$ hertz.

Le sol a pour caractéristiques :

- module transversal : $G = 500$ MPa ;
- coefficient de Poisson : $\nu = 0,4$;
- masse volumique : $\rho = 1,8$ t/m³.

13.3.1.1.5.1 Rayons équivalents

En translation :

$$r_{0t} = \sqrt{\frac{L_X \times L_Y}{\pi}} = \sqrt{\frac{12 \times 10}{\pi}} = 6,18 \text{ m}$$

En rotation autour de l'axe X :

$$r_{0RX} = \sqrt[4]{\frac{L_X \times L_Y^3}{3\pi}} = \sqrt[4]{\frac{12 \times 10^3}{3\pi}} = 5,97 \text{ m}$$

En rotation autour de l'axe Y :

$$r_{0RY} = \sqrt[4]{\frac{L_X^3 \times L_Y}{3\pi}} = \sqrt[4]{\frac{12^3 \times 10}{3\pi}} = 6,54 \text{ m}$$

13.3.1.1.5.2 Valeurs des coefficients a_0

En translation - sens X :

$$a_{0_{ix}} = 2\pi \times f_X \times r_{0t} \times \sqrt{\frac{\rho}{G}} = 2\pi \times 6 \times 6,18 \times \sqrt{\frac{1,8}{500\,000}} = 0,442$$

En translation - sens Y :

$$a_{0_{iy}} = 2\pi \times f_Y \times r_{0t} \times \sqrt{\frac{\rho}{G}} = 2\pi \times 4,8 \times 6,18 \times \sqrt{\frac{1,8}{500\,000}} = 0,354$$

En translation - sens Z :

$$a_{0_{iz}} = 2\pi \times f_Z \times r_{0t} \times \sqrt{\frac{\rho}{G}} = 2\pi \times 12 \times 6,18 \times \sqrt{\frac{1,8}{500\,000}} = 0,884$$

En rotation autour de l'axe X :

$$a_{0_{RX}} = 2\pi \times f_Y \times r_{0RX} \times \sqrt{\frac{\rho}{G}} = 2\pi \times 4,8 \times 5,97 \times \sqrt{\frac{1,8}{500\,000}} = 0,342$$

En rotation autour de l'axe Y :

$$a_{0_{RY}} = 2\pi \times f_X \times r_{0RY} \times \sqrt{\frac{\rho}{G}} = 2\pi \times 6 \times 6,54 \times \sqrt{\frac{1,8}{500\,000}} = 0,468$$

Attention ! Dans les calculs ci-dessus, si ρ est exprimée en t/m^3 , il faut obligatoirement exprimer G en kN/m^2 .

13.3.1.1.5.3 Valeurs des coefficients de transmittance

a. La lecture dans le tableau 13.3.1.1.4.1 permet d'obtenir les coefficients de transmittance verticale :

- pour $\nu = 0,25$:

$$F_{V1} = 0,1604 - \frac{0,884 - 0,75}{1 - 0,75} \times (0,1604 - 0,1332) = 0,1458$$

$$F_{V2} = -0,0971 - \frac{0,884 - 0,75}{1 - 0,75} \times (0,1165 - 0,0971) = -0,1075$$

- pour $\nu = 0,50$:

$$F_{V1} = 0,1066 - \frac{0,884 - 0,75}{1 - 0,75} \times (0,1066 - 0,0878) = 0,0965$$

$$F_{V2} = -0,0695 - \frac{0,884 - 0,75}{1 - 0,75} \times (0,0888 - 0,0695) = -0,0798$$

- On en déduit que pour $\nu = 0,40$:

$$F_{V1} = 0,1458 - \frac{0,40 - 0,25}{0,50 - 0,25} \times (0,1458 - 0,0965) = 0,1162$$

$$F_{V2} = -0,1075 - \frac{0,40 - 0,25}{0,50 - 0,25} \times (0,1075 - 0,0798) = -0,0909$$

b. La lecture dans le tableau 13.3.1.1.4.2 permet d'obtenir les coefficients de transmittance horizontale :

- sens X :

$$F_{H1} = 0,2127 - \frac{0,442 - 0,25}{0,50 - 0,25} \times (0,2127 - 0,2034) = 0,2056$$

$$F_{H2} = -0,0281 - \frac{0,442 - 0,25}{0,50 - 0,25} \times (0,0546 - 0,0281) = -0,0485$$

- sens Y :

$$F_{H1} = 0,2127 - \frac{0,354 - 0,25}{0,50 - 0,25} \times (0,2127 - 0,2034) = 0,2088$$

$$F_{H2} = -0,0281 - \frac{0,354 - 0,25}{0,50 - 0,25} \times (0,0546 - 0,0281) = -0,0391$$

c. La lecture dans le tableau 13.3.1.1.4.3 permet d'obtenir les coefficients de transmittance en rotation :

- rotation autour de l'axe X :

$$F_{R1} = 0,2635 + \frac{0,342 - 0,25}{0,50 - 0,25} \times (0,2752 - 0,2635) = 0,2678$$

$$F_{R2} = -0,0008 + \frac{0,342 - 0,25}{0,50 - 0,25} \times (0,0063 - 0,0008) = -0,0028$$

– rotation autour de l'axe Y :

$$F_{R1} = 0,2635 + \frac{0,468 - 0,25}{0,50 - 0,25} \times (0,2752 - 0,2635) = 0,2737$$

$$F_{R2} = -0,0008 + \frac{0,468 - 0,25}{0,50 - 0,25} \times (0,0063 - 0,0008) = -0,0056$$

13.3.1.1.5.4 Valeurs des coefficients de raideur

Raideur verticale :

$$K_V = G \times r_{01} \times \frac{F_{V1}}{F_{V1}^2 + F_{V2}^2} = 500 \times 6,18 \times \frac{0,1162}{0,1162^2 + 0,0909^2} = 16\,497 \text{ MN/m}$$

Raideur horizontale, sens X :

$$K_{HX} = G \times r_{01} \times \frac{F_{H1}}{F_{H1}^2 + F_{H2}^2} = 500 \times 6,18 \times \frac{0,2056}{0,2056^2 + 0,0485^2} = 14\,237 \text{ MN/m}$$

Raideur horizontale, sens Y :

$$K_{HY} = G \times r_{01} \times \frac{F_{H1}}{F_{H1}^2 + F_{H2}^2} = 500 \times 6,18 \times \frac{0,2088}{0,2088^2 + 0,0391^2} = 14\,297 \text{ MN/m}$$

Raideur en rotation autour de l'axe X :

$$K_{RX} = G \times r_{0RX}^3 \times \frac{F_{R1}}{F_{R1}^2 + F_{R2}^2} = 500 \times 5,97^3 \times \frac{0,2678}{0,2678^2 + 0,0028^2} = 397\,223 \text{ m} \cdot \text{MN}$$

Raideur en rotation autour de l'axe Y :

$$K_{RY} = G \times r_{0RY}^3 \times \frac{F_{R1}}{F_{R1}^2 + F_{R2}^2} = 500 \times 6,54^3 \times \frac{0,2737}{0,2737^2 + 0,0056^2} = 510\,795 \text{ m} \cdot \text{MN}$$

Les différentes raideurs calculées ci-dessus sont des raideurs ponctuelles. Lorsque le bâtiment est fondé sur radier, deux solutions peuvent être utilisées :

1. On décrit un nœud au centre du radier ; ce nœud est relié, rigide, à tous les nœuds du radier (hypothèse d'un radier rigide) ; cette méthode permet de traduire correctement les degrés de liberté de translation et de rotation ; elle a l'inconvénient d'empêcher toute exploitation de résultats dans le radier ; il faut effectuer une modélisation spécifique pour celui-ci.
2. On répartit les ressorts sur toute la surface du radier ; on ne dispose plus que des trois degrés de liberté en translation. On est amené alors à effectuer les calculs suivants :
 - a. Les ressorts de translation ponctuels K_{HX} , K_{HY} et K_V sont transformés en ressorts de translation répartis K_{HXrep} , K_{HYrep} et K_{Vrep} :

$$K_{HXrep} = \frac{K_{HX}}{L_x \times L_y} = \frac{14\,237}{12 \times 10} = 119 \text{ MN/m}^3$$

$$K_{HYrep} = \frac{K_{HY}}{L_x \times L_y} = \frac{14\,297}{12 \times 10} = 119 \text{ MN/m}^3$$

$$K_{Vrep} = \frac{K_V}{L_x \times L_y} = \frac{16\,497}{12 \times 10} = 137 \text{ MN/m}^3$$

- b. Les ressorts de rotation ponctuels K_{RX} et K_{RY} sont transformés en ressorts de translation verticale répartis K_{VrepRX} et K_{VrepRY} ; attention, il faut tenir compte de l'inertie du radier et non de son aire.

$$K_{VrepRX} = \frac{K_{RX}}{L_x \times L_y^3} = \frac{397\,223}{12 \times 10^3} = 33 \text{ MN/m}^3$$

$$K_{VrepRY} = \frac{K_{RY}}{L_x^3 \times L_y} = \frac{510\,795}{12^3 \times 10} = 30 \text{ MN/m}^3$$

- c. Il survient alors un problème, car, dans la direction verticale, on dispose de trois valeurs de ressorts : un provenant du ressort ponctuel dans le sens vertical et deux provenant des ressorts ponctuels de rotation. À ce stade, il faut privilégier les valeurs correspondant aux ressorts ponctuels de rotation, car ils correspondent aux modes propres que l'on recherche au contraire des modes verticaux, aux fréquences très élevées, qui interviennent généralement très peu dans les efforts sismiques résultants. L'EC8-1 permet d'ailleurs de négliger la direction verticale dans la plupart des cas (voir § 3.2.4.10).

Il reste donc deux valeurs de ressorts verticaux ; il est habituel d'introduire dans le modèle 3D une valeur égale à la moyenne de K_{VrepRX} et K_{VrepRY} . Cela est d'autant plus licite que le radier est proche d'une forme carrée, comme dans l'exemple traité. Lorsque le radier est allongé, cette méthode est plus discutable mais reste souvent appliquée, sinon, il faut se lancer dans un calcul par direction, ce qui complique beaucoup le travail des bureaux d'études.

13.3.1.1.5.5 Valeurs des coefficients d'amortissement géométrique

Amortissement dans la direction verticale :

$$\eta_V = -\frac{1}{2} \times \frac{F_{V2}}{F_{V1}} = -\frac{1}{2} \times \frac{-0,0909}{0,1162} = 0,39$$

Amortissement dans les directions horizontales :

– sens X :

$$\eta_{HX} = -\frac{1}{2} \times \frac{F_{H2}}{F_{H1}} = -\frac{1}{2} \times \frac{-0,0485}{0,2056} = 0,118$$

– sens Y :

$$\eta_{HY} = -\frac{1}{2} \times \frac{F_{H2}}{F_{H1}} = -\frac{1}{2} \times \frac{-0,0391}{0,2088} = 0,094$$

Amortissement en rotation :

– autour de l'axe X :

$$\eta_{RX} = -\frac{1}{2} \times \frac{F_{R2}}{F_{R1}} = -\frac{1}{2} \times \frac{-0,0028}{0,2678} = 0,0052$$

– autour de l'axe Y :

$$\eta_{RY} = -\frac{1}{2} \times \frac{F_{R2}}{F_{R1}} = -\frac{1}{2} \times \frac{-0,0056}{0,2737} = 0,0102$$

13.3.1.1.5.6 Valeurs des amortissements introduits dans la modélisation

L'application de la formule du paragraphe 13.3.1.1.3 conduit à :

- dans la direction verticale :

$$\eta_{V\text{ressort}} = \frac{0,39}{2} + 0,05 = 0,24$$

- dans les directions horizontales :

Sens X :

$$\eta_{HX\text{ressort}} = \frac{0,118}{2} + 0,05 = 0,11$$

Sens Y :

$$\eta_{HY\text{ressort}} = \frac{0,094}{2} + 0,05 = 0,10$$

Amortissement en rotation :

- autour de l'axe X :

$$\eta_{RX\text{ressort}} = \frac{0,0052}{2} + 0,05 = 0,05$$

- autour de l'axe Y :

$$\eta_{RY\text{ressort}} = \frac{0,0102}{2} + 0,05 = 0,06$$

13.3.1.2 Méthode de Newmark-Rosenblueth

Contrairement à la méthode de Deleuze, cette méthode applicable pour toutes les formes de fondations superficielles et les résultats ne sont pas fonction des fréquences propres du bâtiment.

L'originalité de la méthode consiste à introduire une masse additionnelle de sol à la base de la structure pour mieux appréhender l'ISS dans la gamme des fréquences habituelles des bâtiments. Néanmoins, l'introduction de cette masse ne modifie pas de façon significative le comportement dynamique des bâtiments, vu qu'elle intervient en partie basse de ceux-ci. Cette option peut donc être négligée dans les calculs courants.

13.3.1.2.1 Paramètres nécessaires aux calculs

G : module transversal du sol

ν : coefficient de Poisson du sol

ρ : masse volumique du sol

M_s : masse additionnelle de sol ayant la même aire que la fondation du bâtiment ; elle est égale à $M_s = \rho \times H_s \times L_x \times L_y$

H_s : hauteur du prisme de sol (voir § 13.3.1.2.5)

I_s : inertie massique de la masse additionnelle de sol

M_b : masse du bâtiment

I_b : inertie massique du bâtiment par rapport à la fondation

13.3.1.2.2 Valeurs des coefficients de raideur

L_x et L_y sont les dimensions en plan du bâtiment et sa hauteur est H .

Les valeurs des coefficients β_x , β_z et β_ϕ sont données au paragraphe 13.3.1.2.3.

Raideur verticale :

$$K_V = \frac{G}{1-\nu} \times \beta_z \times \sqrt{L_x \times L_y}$$

Raideur horizontale, sens X et Y :

$$K_{H1} = 2 \times G \times (1 + \nu) \beta_x \times \sqrt{L_x \times L_y}$$

Raideur en rotation autour de l'axe X:

$$K_{RX} = \frac{G}{1-\nu} \times \beta_\phi \times L_x \times L_y^2$$

Raideur en rotation autour de l'axe Y:

$$K_{RY} = \frac{G}{1-\nu} \times \beta_\phi \times L_x^2 \times L_y$$

13.3.1.2.3 Valeurs des coefficients β_x , β_z et β_ϕ

Les valeurs de β_x , β_z et β_ϕ sont données par l'abaque ci-dessous.

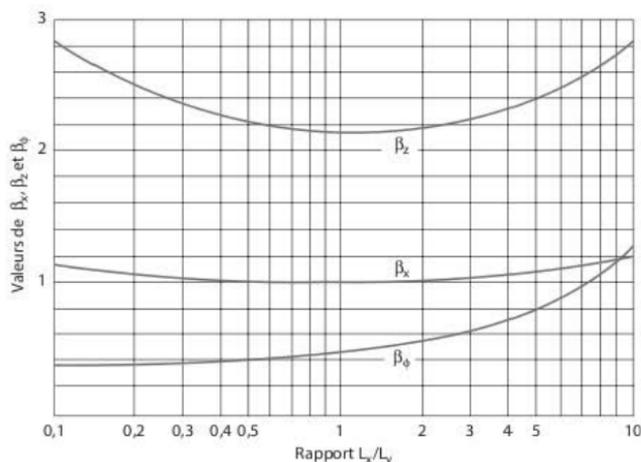


Figure 13.3.1.2.3.1 Valeurs des coefficients β en fonction du rapport L_x/L_y

13.3.1.2.4 Valeurs des coefficients d'amortissement géométrique

Amortissement géométrique dans la direction verticale :

$$\eta_V = 2,71 \times \sqrt{\frac{\rho \times H^3}{M_b + M_s}}$$

Amortissement géométrique dans les directions horizontales :

$$\eta_{H1} = 20,55 \times \sqrt{\frac{\rho \times H^3}{M_b + M_s}}$$

Amortissement géométrique en rotation :

$$\eta_R = 0,485 \times \sqrt{\frac{\rho \times H^5}{I_b + I_s}}$$

13.3.1.2.5 Valeurs de la hauteur du prisme de sol

Hauteur pour la direction verticale :

$$H_{SV} = 0,27 \times \sqrt{L_x \times L_y}$$

Hauteur pour les directions horizontales :

$$H_{SH} = 0,05 \times \sqrt{L_x \times L_y}$$

Hauteur pour les rotations :

$$H_{SR} = 0,35 \times \sqrt{L_x \times L_y}$$

13.3.1.2.6 Exemple

L'exemple traité est celui du paragraphe 13.3.1.1.5.

13.3.1.2.6.1 Valeurs des coefficients β_x , β_z et β_ϕ

$L_x = 12$ m et $L_y = 10$ m

La lecture de l'abaque 13.3.1.2.3.1 conduit à :

- en translation - sens y : $L_x / L_y = 1,20$
 $\beta_x = 1$, $\beta_z = 2,18$ et $\beta_\phi = 0,52$
- en translation - sens x : $L_y / L_x = 0,83$
 $\beta_x = 1$, $\beta_z = 2,18$ et $\beta_\phi = 0,47$

13.3.1.2.6.2 Valeurs des coefficients de raideur

Raideur verticale :

$$K_V = \frac{G}{1-\nu} \times \beta_x \times \sqrt{L_x \times L_y} = \frac{500}{1-0,4} \times 2,18 \times \sqrt{12 \times 10} = 19\,900 \text{ MN/m}$$

Raideur horizontale, sens X :

$$K_{H1} = 2 \times G \times (1+\nu) \times \beta_x \times \sqrt{L_x \times L_y} = 2 \times 500 \times (1+0,4) \times 1 \times \sqrt{12 \times 10} = 15\,340 \text{ MN/m}$$

Raideur horizontale, sens Y :

$$K_{H2} = 2 \times G \times (1+\nu) \times \beta_x \times \sqrt{L_x \times L_y} = 2 \times 500 \times (1+0,4) \times 1 \times \sqrt{12 \times 10} = 15\,340 \text{ MN/m}$$

Raideur en rotation autour de l'axe X :

$$K_{RX} = \frac{G}{1-\nu} \times \beta_\phi \times L_x \times L_y^2 = \frac{500}{1-0,4} \times 0,47 \times 12 \times 10^2 = 470\,000 \text{ m} \cdot \text{MN}$$

Raideur en rotation autour de l'axe Y :

$$K_{RY} = \frac{G}{1-\nu} \times \beta_\phi \times L_x^2 \times L_y = \frac{500}{1-0,4} \times 0,52 \times 12^2 \times 10 = 624\,000 \text{ m} \cdot \text{MN}$$

13.3.1.2.6.3 Valeurs de la hauteur du prisme de sol

Hauteur pour la direction verticale :

$$H_{SV} = 0,27 \times \sqrt{L_x \times L_y} = 0,27 \times \sqrt{12 \times 10} = 2,96 \text{ m}$$

Hauteur pour les directions horizontales :

$$H_{SH1} = 0,05 \times \sqrt{L_x \times L_y} = 0,05 \times \sqrt{12 \times 10} = 0,55 \text{ m}$$

Hauteur pour les rotations :

$$H_{SR} = 0,35 \times \sqrt{L_x \times L_y} = 0,35 \times \sqrt{12 \times 10} = 3,83 \text{ m}$$

13.3.1.2.6.4 Valeurs des coefficients d'amortissement géométrique

Amortissement géométrique dans la direction verticale :

$$\eta_V = 2,71 \times \sqrt{\frac{\rho \times H_{SV}^3}{M_b + M_s}} = 2,71 \times \sqrt{\frac{1,8 \times 2,96^3}{750 + 1,8 \times 12 \times 10 \times 2,96}} = 0,497$$

Amortissement géométrique dans les directions horizontales :

$$\eta_{H1} = 20,55 \times \sqrt{\frac{\rho \times H_{SH1}^3}{M_b + M_s}} = 20,55 \times \sqrt{\frac{1,8 \times 2,96^3}{750 + 1,8 \times 12 \times 10 \times 2,96}} = 0,382$$

Amortissement géométrique en rotation :

$$\eta_R = 0,485 \times \sqrt{\frac{\rho \times H_{SR}^5}{I_b + I_s}} = 0,485 \times \sqrt{\frac{1,8 \times 3,83^5}{\frac{750 \times 12^2}{3} + 1,8 \times 3,83 \times 12 \times 10 \times \frac{3,83^2}{3}}} = 0,093$$

13.3.1.2.6.5 Valeurs des amortissements introduits dans la modélisation

L'application de la formule du paragraphe 13.3.1.1.3 conduit à :

Dans la direction verticale :

$$\eta_{V_{ressort}} = \frac{0,497}{2} + 0,05 = 0,30$$

Dans les directions horizontales :

$$\eta_{H_{ressort}} = \frac{0,382}{2} + 0,05 = 0,24$$

Amortissement en rotation :

$$\eta_{R_{ressort}} = \frac{0,093}{2} + 0,05 = 0,10$$

13.3.2 Fondations profondes

L'effet de l'ISS sur les structures doit être pris en compte dans les cas suivants [EC8-5/6(1)P] :

- structures pour lesquelles les effets $P - \Delta$ (2^e ordre) jouent un rôle significatif ;
- structures avec fondations massives ou profondes comme les piles de ponts, les caissons offshore et les silos ;
- structures hautes et élancées, comme les tours et les cheminées ;
- structures supportées par des sols très mous, tels que des sols de classe S1.

Son effet sur les pieux doit être pris en compte pour toutes les structures [EC8-5/6(3)P].

La détermination des ressorts correspondant à des fondations profondes est complexe. Seuls quelques bureaux d'études sont équipés de logiciels pouvant tenir compte de tous les paramètres nécessaires pour appréhender correctement l'interaction réciproque du sol et des pieux.

13.3.2.1 Méthodes simplifiées

Pour étudier de façon simple l'ISS, on peut se référer au paragraphe 4.4.3.3.2 du guide méthodologique du SETRA : « Ponts en zone sismique : conception et dimensionnement selon l'Eurocode 8 ». Ce guide préconise trois méthodes :

- Dans le cas de l'utilisation d'un modèle barre avec liaisons élastoplastiques représentant le sol, le module de réaction surfacique k peut être pris égal à $1,2 E_s$. Cette valeur, exprimée en kPa/m , est à multiplier par le diamètre du pieu pour obtenir un module linéique. Cette méthode est relativement lourde car elle nécessite la modélisation des pieux sous le

bâtiment : elle accroît sensiblement le nombre de degrés de liberté du problème et par conséquent le nombre de modes à calculer.

2. On peut utiliser l'annexe C de l'EC8-5. Celle-ci fournit un tableau donnant la rigidité horizontale, la rigidité de flexion et la rigidité de couplage du pieu. On dispose alors dans le modèle des ressorts à chaque emplacement de pieux.

Tableau 13.3.2.1.1 Rigidité statique d'un pieu

Modèle de sol	$\frac{K_{HH}}{dE_s}$	$\frac{K_{MM}}{d^3E_s}$	$\frac{K_{HM}}{d^2E_s}$
$E = E_s \cdot z/d$	$0,60 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,35}$	$0,14 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,80}$	$-0,17 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,60}$
$E = E_s \sqrt{z/d}$	$0,79 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,28}$	$0,15 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,77}$	$-0,24 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,53}$
$E = E_s$	$1,08 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,21}$	$0,16 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,75}$	$-0,22 \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,50}$

En entrée de ce tableau figure le module d'Young du sol E_s . Sa valeur est liée à celle de G (voir Tableau 13.2.2.1) par la relation :

$$G = \frac{E_s}{2(1+\nu)}, \nu \text{ étant le coefficient de Poisson du sol.}$$

3. Dans la zone 2, on peut prendre les valeurs des modules, décrivant la mobilisation des efforts résistants en fonction du déplacement, égales à trois fois celles définies dans l'annexe C5 du fascicule 62 titre V. Il est à noter que :
- cette annexe n'est pas spécifiquement établie pour des sollicitations sismiques ;
 - le projet du guide AFPS pour le « dimensionnement des fondations profondes sous actions sismiques des bâtiments à risque normal » permet d'appliquer la méthode pour toutes les zones sismiques et préconise, pour obtenir un coefficient « sismique » K_f , de multiplier la valeur K_f du fascicule 62 en fonction de la zone sismique.

Tableau 13.3.2.1.2 Rapport K_f / K_f en fonction de la zone sismique

	Zone 2	Zone 3	Zone 4	Zone 5
K_s / K_f	3	2	1,5	1

Pour un pieu de diamètre B supérieur ou égal à 60 centimètres :

$$K_f = \frac{12 \times E_M}{\frac{4}{3} \times \frac{0,60}{B} \times \left(2,65 \times \frac{B}{0,60} \right)^\alpha + \alpha}$$

Pour un pieu de diamètre B inférieur à 60 centimètres :

$$K_f = \frac{12 \times E_M}{\frac{4}{3} \times 2,65^\alpha + \alpha}$$

E_M : module pressiométrique ;

α : coefficient rhéologique ;

p_f : pression de fluage nette.

Tableau 13.3.2.1.3 Valeurs de E_M/p_f et de α

Type	Tourbe		Argile		Limon		Sable		Grave	
	α	E_M/p_f	α	E_M/p_f	α	E_M/p_f	α	E_M/p_f	α	E_M/p_f
Surconsolidé ou très serré	-	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3	
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4	
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche	-	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3	-	-	

K_f est un module linéique. Pour obtenir la valeur du ressort correspondant au pieu, il faut modéliser le pieu sur appuis élastiques, soumis à une force unitaire en tête. La raideur du ressort équivalent au pieu est égale à la force unitaire appliquée, divisée par le déplacement en tête obtenu dans la modélisation.

Ces trois méthodes ne prennent pas en compte l'effet de groupe des pieux.

13.3.2.2 Exemple

Bâtiment situé en zone 2. Pieu de longueur 6 mètres et de diamètre 80 centimètres. Sol normalement consolidé ($E_M = 10$ MPa et $\alpha = 1/2$) :

1. Méthode EC8

En considérant que généralement, en statique, on a l'inégalité :

$$2 \cdot E_M \leq E_s \leq 3 \cdot E_M$$

on adopte la valeur correspondant au haut de la fourchette, c'est-à-dire :

$$E_s = 3 \cdot E_M = 3 \cdot 10 = 30 \text{ MPa}$$

En situation sismique, on multiplie la valeur de E_s par 3 pour obtenir 90 MPa.

Pour un modèle de sol correspondant à $E = E_s$, la valeur du ressort horizontal est alors égale à :

$$K_{HH} = 1,08 \times D \times E_s \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0,21} = 1,08 \times 0,80 \times 90 \times \left(\frac{30\,000}{90} \right)^{0,21} = 260 \text{ MN/m}$$

2. Méthode fascicule 62 :

$$K_f = \frac{12 \times E_M}{\frac{4}{3} \times \frac{0,60}{B} \times \left(2,65 \times \frac{B}{0,60} \right)^\alpha + \alpha} = \frac{12 \times 10}{\frac{4}{3} \times \frac{0,60}{0,80} \times \left(2,65 \times \frac{0,80}{0,60} \right)^{0,5} + 0,5} = 50 \text{ MN/m}$$

Cette valeur de K_f est à multiplier par 3 pour obtenir une raideur correspondant au cas sismique :

$$K_f = 150 \text{ MN/m}$$

La modélisation du pieu (barre sur appuis élastiques) soumis à une force unitaire en tête conduit à une flèche en tête égale à 0,0114 m et à un ressort de raideur égale à 875 MN/m.

Prise en compte du soulèvement des fondations

L'application de la méthode du calcul modal suppose qu'il existe une interface avec le sol constante. Pour certains bâtiments situés dans des zones fortement sismiques, les fondations peuvent se soulever partiellement du sol, le moment de renversement devenant supérieur au moment de stabilité. La variation de la surface d'appui induit une variation de la rigidité globale du sol et les hypothèses de l'analyse linéaire ne sont plus valables. Les calculs doivent alors être menés sur des modèles non linéaires avec calculs pas à pas dans le temps.

L'expérience issue de l'industrie nucléaire montre, d'une part, que la prise en compte du décollement entraîne une augmentation des périodes propres du bâtiment et du mouvement de rotation des fondations et, d'autre part, qu'une analyse linéaire, qui ne tient pas compte du décollement, est valable tant que celui-ci reste inférieur à 30 % de la surface de la fondation.

Dans les modélisations courantes, la prise en compte du décollement des fondations ne peut être effectuée que par l'intermédiaire d'un calcul pseudo-statique. Les différents cas de charges (statiques et dynamiques) ne pouvant être combinés après calculs ; ils doivent l'être avant d'effectuer le calcul des décollements.

Ainsi, en règle générale, il faut créer huit cas de charges initiaux correspondant aux huit combinaisons de Newmark, effectuées habituellement en fin de calculs. À ces huit cas correspondent huit calculs différents qui conduisent à des pourcentages de décollement différents ; la dernière étape consiste à effectuer l'enveloppe des efforts pour dimensionner le ferrailage des éléments.

L'exemple est mené sur le bâtiment traité au chapitre 8.

14.1 Cas de charges initiaux

Les huit cas initiaux, correspondant aux combinaisons de Newmark, sont les suivants :

Tableau 14.1.1 Combinaisons de Newmark

combinaison Newmark 1	$G + 0,3 \times Q + \text{séisme X} + 0,3 \times \text{séisme Y}$
combinaison Newmark 2	$G + 0,3 \times Q - \text{séisme X} + 0,3 \times \text{séisme Y}$
combinaison Newmark 3	$G + 0,3 \times Q + \text{séisme X} - 0,3 \times \text{séisme Y}$
combinaison Newmark 4	$G + 0,3 \times Q - \text{séisme X} - 0,3 \times \text{séisme Y}$
combinaison Newmark 5	$G + 0,3 \times Q + 0,3 \times \text{séisme X} + \text{séisme Y}$
combinaison Newmark 6	$G + 0,3 \times Q - 0,3 \times \text{séisme X} + \text{séisme Y}$
combinaison Newmark 7	$G + 0,3 \times Q + 0,3 \times \text{séisme X} - \text{séisme Y}$
combinaison Newmark 8	$G + 0,3 \times Q - 0,3 \times \text{séisme X} - \text{séisme Y}$

14.2 Calcul des soulèvements

Les huit calculs correspondant aux huit cas de charges initiaux conduisent aux soulèvements suivants (zones en noir) :

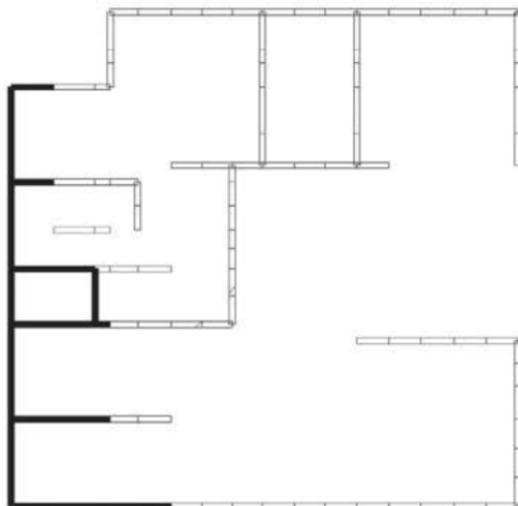


Figure 14.2.1 Soulèvements - combinaison de Newmark 1

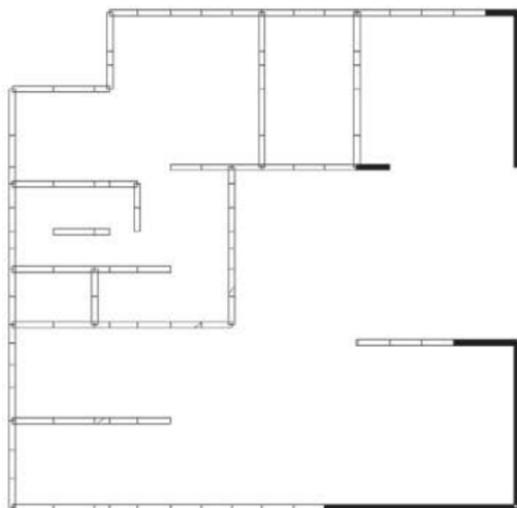


Figure 14.2.2 Soulèvements - combinaison de Newmark 2

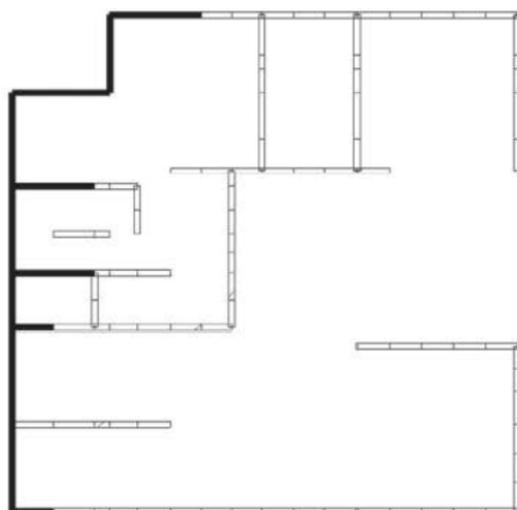


Figure 14.2.3 Soulèvements - combinaison de Newmark 3

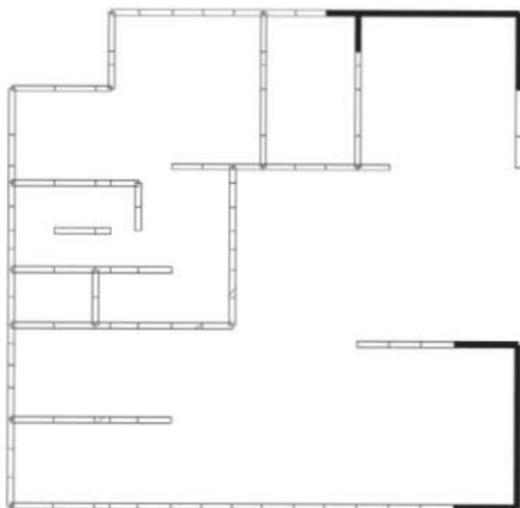


Figure 14.2.4 Soulèvements - combinaison de Newmark 4

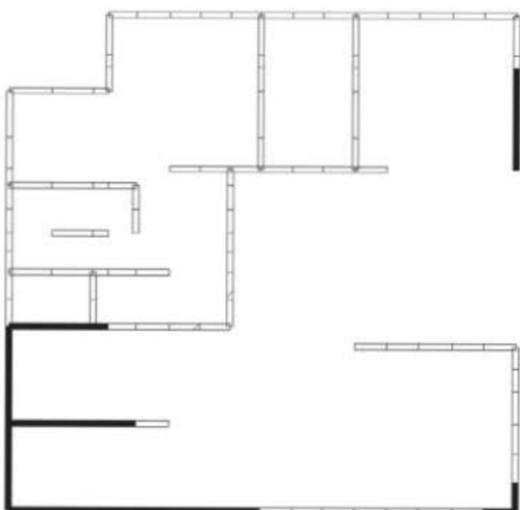


Figure 14.2.5 Soulèvements - combinaison de Newmark 5

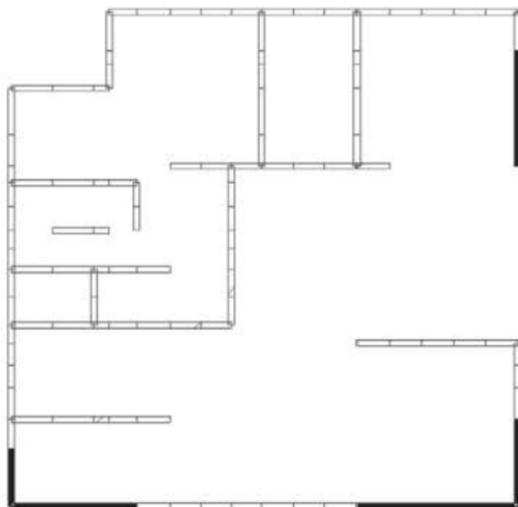


Figure 14.2.6 Soulèvements - combinaison de Newmark 6

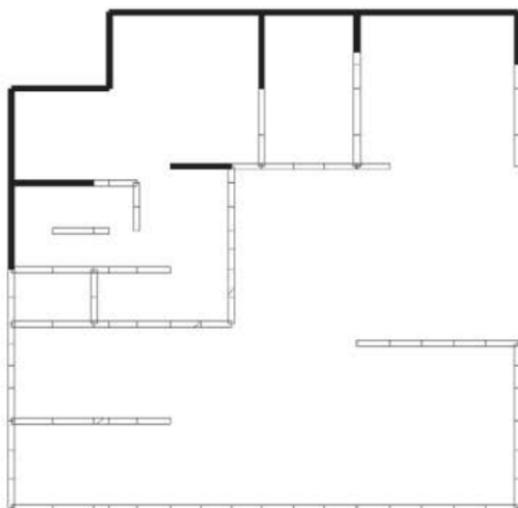


Figure 14.2.7 Soulèvements - combinaison de Newmark 7

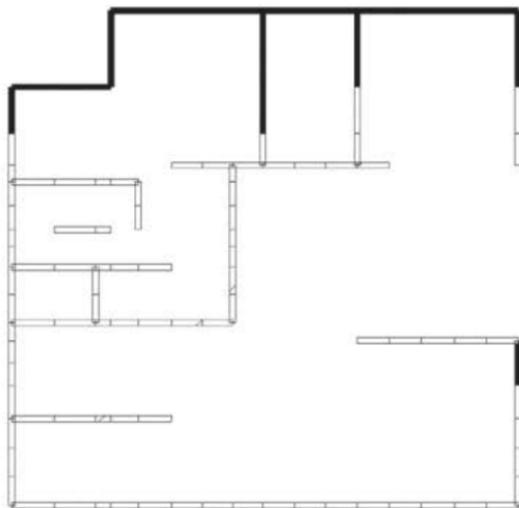


Figure 14.2.8 Soulèvements - combinaison de Newmark 8

14.3 Calcul des efforts dans le voile

Le voile étudié est le voile de la file 11 entre les files J et M (voir § 8.6.5.3).

14.3.1 Efforts de coupure à la base

Tableau 14.3.1.1 Efforts de coupure à la base du voile étudié (combinaisons de Newmark) - modèle avec soulèvements

CAS	V(kN)	N(kN)	M(m · kN)
comb. Newmark 1	63.79	-703.60	-765.25
comb. Newmark 2	223.96	-20.68	-91.05
comb. Newmark 3	-243.35	-956.77	334.64
comb. Newmark 4	101.98	-178.93	284.66
comb. Newmark 5	205.31	-268.54	-644.21
comb. Newmark 6	210.41	-114.18	-331.89
comb. Newmark 7	-449.24	-857.42	1714.66
comb. Newmark 8	-181.70	-508.19	1115.95

Ces résultats sont à comparer à ceux obtenus par le calcul modal (voir § 8.6.5.3.1) et à ceux obtenus par le calcul pseudo-statique (voir § 10.7.1).

Tableau 14.3.1.2 Efforts de coupure à la base du voile étudié (combinaisons de Newmark) - calcul modal

CAS	V(kN)	N(kN)	M(m·kN)
comb. Newmark 1	221.29	-18.24	786.27
comb. Newmark 2	35.25	-675.88	209.01
comb. Newmark 3	-8.54	-230.20	-45.85
comb. Newmark 4	-194.57	-887.84	-623.12
comb. Newmark 5	424.30	-1.14	1555.05
comb. Newmark 6	368.49	-198.43	1381.87
comb. Newmark 7	-341.77	-707.65	-1218.71
comb. Newmark 7	-397.59	-904.95	-1391.89

Tableau 14.3.1.3 Efforts de coupure à la base du voile étudié (combinaisons de Newmark) - calcul pseudo-statique

CAS	V(kN)	N(kN)	M(m·kN)
comb. Newmark 1	31.32	-685.85	-564.64
comb. Newmark 2	217.43	-37.07	-108.20
comb. Newmark 3	-190.72	-869.01	271.36
comb. Newmark 4	-4.61	-220.23	727.80
comb. Newmark 5	355.51	-245.10	-1380.22
comb. Newmark 6	411.34	-50.46	-1243.29
comb. Newmark 7	384.63	-855.62	1406.44
comb. Newmark 8	-328.79	-660.99	1543.38

On observe des différences assez importantes entre les trois séries de résultats ; cela est dû à plusieurs raisons.

1. Le calcul sismique modal a été effectué en utilisant des superpositions quadratiques CQC non signées, ce qui est la méthode usuelle dans la plupart des cas. La perte des signes sur les cas unitaires sismiques engendre des résultats nettement différents de ceux du calcul pseudo-statique.

Tableau 14.3.1.4 Comparaison des efforts de coupure

Calcul pseudo-statique				Calcul modal			
CAS	V(kN)	N(kN)	M(m·kN)	CAS	V(kN)	N(kN)	M(m·kN)
G	11.57	-432.63	74.92	G	11.57	-432.63	74.92
Q	5.95	-68.04	22.18	Q	5.95	-68.04	22.18
séisme X	-93.06	-324.39	-228.22	séisme X	93.02	328.82	288.63
séisme Y	370.07	305.26	-1393.33	séisme Y	383.04	353.26	1386.88

Dans les cas où les modes prépondérants représentent plus de 60 % de la masse totale, il est possible de « signer » les résultats des superpositions quadratiques avec ceux des modes prépondérants (voir § 9.3).

Dans le cas du bâtiment étudié, les modes prépondérants représentent, respectivement, 58,7 % en X pour le mode 2 et 61,6 % en Y pour le mode 1 (voir § 8.6.1), ce qui permet la signature des modes.

Les efforts correspondant aux modes prépondérants sont les suivants :

Tableau 14.3.1.5 Calcul modal - efforts correspondant aux modes prépondérants

CAS	V(kN)	N(kN)	M(m·kN)
sens X - mode 2	-72.02	-311.83	-292.64
sens Y - mode 1	366.90	347.54	-1321.82

On vérifie bien que les signes des efforts du mode prépondérant, par direction, sont ceux des cas sismiques du calcul pseudo-statique.

Les cas sismiques du calcul modal deviennent alors :

Tableau 14.3.1.6 Calcul modal - efforts sismiques CQC « signés »

CAS	V(kN)	N(kN)	M(m·kN)
séisme X	-93.02	-328.82	-288.63
séisme Y	383.04	353.26	-1386.88

et les combinaisons de Newmark :

Tableau 14.3.1.7 Calcul modal - combinaisons de Newmark avec CQC « signés »

CAS	V(kN)	N(kN)	M(m·kN)
comb. Newmark 1	35.25	-675.88	-623.12
comb. Newmark 2	221.29	-18.24	-45.85
comb. Newmark 3	-194.57	-887.84	209.01
comb. Newmark 4	-8.54	-230.20	786.27
comb. Newmark 5	368.49	-198.43	-1391.89
comb. Newmark 6	424.30	-1.14	-1218.71
comb. Newmark 7	-397.59	-904.95	1381.87
comb. Newmark 8	-341.77	-707.65	1555.05

Ces valeurs se rapprochent de celles obtenues dans le calcul pseudo-statique mais restent relativement éloignées de celles obtenues en prenant en compte les soulèvements.

- La prise en compte des soulèvements conduit à un cheminement des efforts dans le bâtiment très différents de celui du calcul modal ; cela montre que les résultats dans les voiles de contreventement dépendent largement des hypothèses prises en compte.
- Lorsque les soulèvements sont importants et ne peuvent être négligés, le modèle modal initial n'est d'aucune utilité : il faut obligatoirement avoir recours à une étude telle que celle décrite dans ce chapitre.

Prise en compte du séisme sur les murs de soutènement et les parois d'infrastructure

La prise en compte du séisme sur les ouvrages de soutènement et les parois d'infrastructure font l'objet du paragraphe 7 de l'EC8-5 [EC8-5/7] ainsi que de son annexe E [EC8-5/annexe E].

15.1 Murs de soutènement

15.1.1 Poussée statique

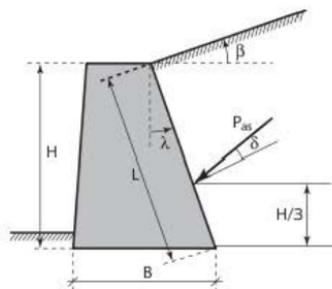


Figure 15.1.1.1 Mur de soutènement - notations

La théorie de Coulomb-Rankine permet de calculer la poussée statique active du sol derrière le mur de soutènement :

$$P_{as} = \frac{1}{2} \times \gamma \times K_{as} \times L^2 = \frac{1}{2} \times \gamma \times K_{as} \times \frac{H^2}{(\cos\lambda)^2}$$

Le coefficient K_{as} étant égal à :

$$K_{as} = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda)}{\cos(\delta + \lambda)} \times \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \times \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \lambda) \times \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2}$$

Caractéristiques géométriques du mur :

L : longueur du parement du mur ;

H : hauteur du parement du mur ;

β : angle du terre-plein avec l'horizontale ;

λ : angle du parement avec la verticale.

Caractéristiques du sol :

ϕ : angle de frottement interne du sol ;

δ : angle d'inclinaison par rapport à la perpendiculaire au mur. Il est conseillé, pour les bâtiments à risque normal, de prendre $\delta = 0$;

γ : poids volumique du sol.

15.1.2 Poussée dynamique

La poussée dynamique est obtenue par la méthode de Mononobé-Olkabé. Cette méthode est une extension directe de la méthode de Coulomb-Rankine en faisant subir au mur une rotation fictive θ égale à :

$$\theta = \text{arctg} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

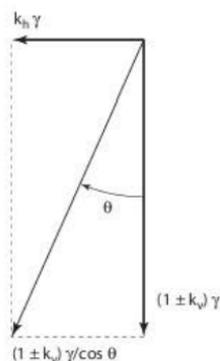


Figure 15.1.2.1 Valeurs de θ

La valeur de la poussée globale P_{ad} est égale à :

$$P_{ad} = \frac{1}{2} \times \gamma \times L^2 \times (1 \pm k_v) \times K_{ad}$$

Le coefficient K_{ad} étant égal à :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda - \theta)}{\cos \theta \times \cos(\delta + \lambda + \theta)} \times \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \times \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \lambda + \theta) \times \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2}$$

k_h : coefficient sismique horizontal ;

k_v : coefficient sismique vertical ;

K_{ad} : coefficient de poussée dynamique active ;

La valeur de K_{ad} est définie uniquement si $\phi - \beta - \theta$ est positif ou nul. La valeur de θ étant obtenue à partir des données du mouvement sismique, l'équilibre du talus n'est possible que si $\beta \leq \phi - \theta$.

La poussée supportée par le mur est donc constituée de deux termes :

- la poussée statique : P_{as} ;
- l'incrément dynamique de poussée : $\Delta P_{ad} = P_{ad} - P_{as}$.

L'incrément dynamique de poussée est égal à :

$$\Delta P_{ad} = \frac{1}{2} \times \gamma \times L^2 \times \left[(1 \pm k_v) \times K_{ad} - K_{as} \right]$$

La poussée statique P_{as} s'applique au tiers inférieur du mur et les essais ont montré que l'incrément dynamique de poussée s'applique au deuxième tiers de la hauteur du mur, à partir du bas.

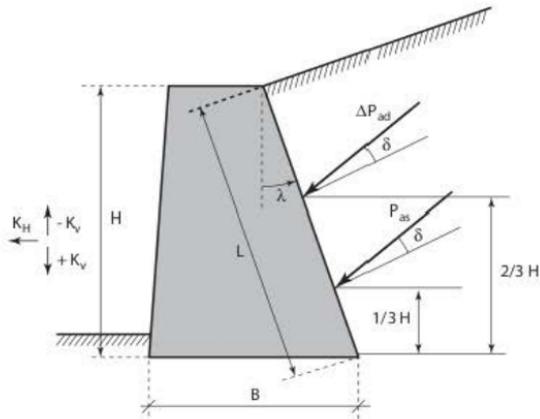


Figure 15.1.2.2 Poussée statique et incrément dynamique de poussée

Pour ces raisons, il est courant d'appliquer la poussée globale à mi-hauteur du mur.

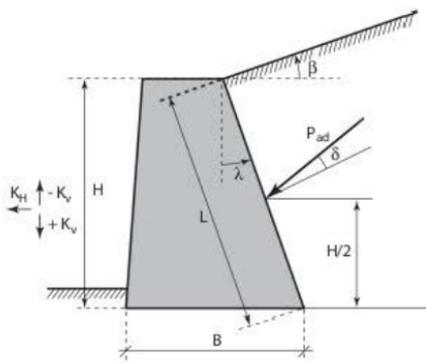


Figure 15.1.2.3 Poussée dynamique globale

15.1.3 Annexe E de l'Eurocode 8, partie 5

L'annexe E est « normative », donc d'application obligatoire pour traiter le problème de la poussée dynamique des terres. Il est à noter que les formules de cette annexe de la partie 5 de l'Eurocode 8 comportent un certain nombre d'erreurs, dans l'édition de septembre 2005. Le présent paragraphe corrige ces erreurs.

Les notations de l'annexe ne correspondent pas aux notations couramment employées dans les ouvrages et notamment dans les paragraphes précédents, mais il est très facile d'en établir la correspondance.

Attention : λ est l'angle du parement avec la verticale alors que ψ est l'angle du parement avec l'horizontale, d'où l'inversion entre « cosinus » et « sinus » dans les formules. Il est à noter que pour les parois d'infrastructure : $\psi = 90$ degrés.

La poussée totale (statique + dynamique) est égale à :

$$E_d = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times (1 \pm k_v) \times K$$

La valeur de K est égale à :

$$K = \frac{\sin^2(90 + \varphi'_d - \theta)}{\cos\theta \times \sin(90 - \delta_d - \theta)} \times \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi'_d + \delta_d) \times \sin(\varphi'_d - \beta - \theta)}{\sin(90 - \delta_d - \theta) \times \sin(90 + \beta)}} \right]}$$

avec :

$$\varphi'_d = \arctg \left(\frac{\tan(\varphi')}{\gamma_{\varphi'}} \right)$$

$$\delta_d = \arctg \left(\frac{\tan(\delta)}{\gamma_{\varphi'}} \right)$$

Le coefficient $\gamma_{0'}$ est défini à l'article 3.1(3) de l'EC8-5 [EC8-5/3.1(3)] : il vaut 1,25. Sa valeur n'a pas été modifiée dans l'Annexe nationale.

Les valeurs de k_h et k_v sont données au paragraphe 7.3.2.2(4)P de l'EC8-5 [EC8-5/7.3.2.2(4)P].

$$k_h = \frac{a_g}{g} \times \frac{S}{r}$$

$$k_v = \pm 0,50 \times k_h$$

S : paramètre de sol (voir § 1.3.3.3.2).

r est fonction du type d'ouvrage de soutènement.

Tableau 15.1.3.1 Valeur du coefficient r

Type d'ouvrage de soutènement	r
Murs-poids libres pouvant accepter un déplacement jusqu'à $d_s = 300 \alpha \cdot S$ (mm)	2
Murs-poids libres pouvant accepter un déplacement jusqu'à $d_s = 200 \alpha \cdot S$ (mm)	1,5
Murs fléchis en béton armé, murs ancrés ou contreventés, murs en béton renforcé fondés sur pieux verticaux, murs d'infrastructure encastres et culées de ponts	1

15.2 Parois d'infrastructure

15.2.1 Formules générales

Les formules du paragraphe précédent (voir § 15.1) ont été établies en supposant que le mur est déplaçable, ce qui n'est pas le cas des parois d'infrastructure composées des voiles périphériques des sous-sols des bâtiments. La poussée peut donc se trouver augmentée de 50 à 100 %. La poussée dynamique est, par conséquent, déterminée en tenant compte d'un coefficient multiplicateur égal à la différence entre le coefficient des terres au repos K_0 et le coefficient de poussée statique K_{as} .

Le coefficient K_0 étant égal à $1 - \sin\phi$, la poussée statique est égale à :

$$P_{as} = \frac{1}{2} \times \gamma \times K_0 \times H^2$$

la poussée dynamique à :

$$P_{ad} = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times (1 \pm k_v) \times (K_{ad} + K_0 - K_{as})$$

et l'incrément dynamique de poussée à :

$$\Delta P_{ad} = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times [(1 \pm k_v) \times (K_{ad} + K_0 - K_{as}) - K_0]$$

Le coefficient K_0 étant égal à $1 - \sin\phi$.

15.2.2 Annexe E de l'Eurocode 8, partie 5

Pour les parois d'infrastructures [EC8-5/annexeE/E.9], cette annexe ne tient pas compte de la majoration d'efforts de la même façon que celle décrite précédemment (voir § 15.2.1).

L'incrément dynamique de poussée est égal à :

$$\Delta P_d = \frac{a_g}{g} \times S \times \gamma \times H^2$$

avec S : paramètre de sol (voir § 1.3.3.3.2).

Il s'applique à mi-hauteur de la paroi.

15.2.3 Exemple

Bâtiment de catégorie d'importance III en zone 4

Sol de classe D

Masse volumique du sol : $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$

Angle de frottement interne du sol : $\phi = 30^\circ$

Angle d'inclinaison par rapport à la perpendiculaire au mur : $\delta = 0$

La poussée statique P_{as} est égale à :

$$P_{as} = \frac{1}{2} \times \gamma \times K_0 \times H^2 = \frac{1}{2} \times 1,8 \times (1 - \sin(30^\circ)) \times 6^2 = 16,2 \text{ t/m}$$

et l'incrément dynamique à :

$$\Delta P_d = \frac{a_g}{g} \times S \times \gamma \times H^2 = \frac{1,6 \times 1,2}{9,81} \times 1,6 \times 1,8 \times 6^2 = 20,3 \text{ t/m}$$

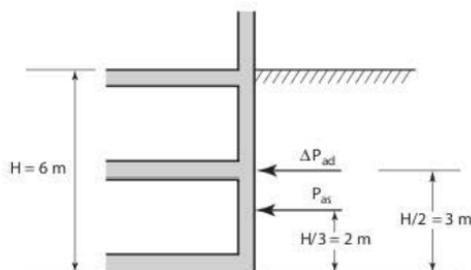


Figure 15.2.3.1 Poussées sur une paroi d'infrastructure

Pour le calcul de l'incrément dynamique de poussée ΔP_{ad} (voir 15.2.1), on obtient, successivement :

$$\varphi'_d = \arctan\left(\frac{\tan(30)}{1,25}\right) = 24,8^\circ$$

$$\delta'_d = \arctan\left(\frac{\tan(\delta)}{\gamma_{\varphi'}}$$

$$k_h = \frac{a_g}{g} \times \frac{S}{r} = \frac{1,6 \times 1,2}{9,81} \times \frac{1,6}{1} = 0,313$$

$$k_v = \pm 0,50 \times k_h = \pm 0,50 \times 0,313 = \pm 0,157$$

$$\theta = \arctg \frac{0,313}{1 \pm 0,157} \Rightarrow \theta_1 = 15,1^\circ \text{ et } \theta_2 = 20,4^\circ$$

$$K_{as} = \cos^2(30) \times \frac{1}{[1 + \sin(30)]^2} = 0,333$$

$$K_1 = \frac{\sin^2(90 + 24,8 - 15,1)}{\cos(15,1) \times \sin(90 - 15,1)} \times \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(24,8) \times \sin(24,8 - 15,1)}{\sin(90 - 15,1) \times \sin(90)}}\right]^2} = 0,647$$

$$K_2 = \frac{\sin^2(90 + 24,8 - 20,4)}{\cos(20,4) \times \sin(90 - 20,4)} \times \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(24,8) \times \sin(24,8 - 20,4)}{\sin(90 - 20,4) \times \sin(90)}}\right]^2} = 0,805$$

$$K_0 = 1 - \sin(30) = 0,50$$

$$\Delta P_{ad1} = \frac{1}{2} \times 1,8 \times 6^2 \times [(1 + 0,157) \times (0,647 + 0,50 - 0,333) - 0,50] = 14,3 \text{ t/m}$$

$$\Delta P_{ad2} = \frac{1}{2} \times 1,8 \times 6^2 \times [(1 - 0,157) \times (0,805 + 0,50 - 0,333) - 0,50] = 10,3 \text{ t/m}$$

La valeur calculée selon les instructions de l'annexe E est donc beaucoup plus forte que celles habituellement obtenues par la méthode de Mononobé-Okabé.

A

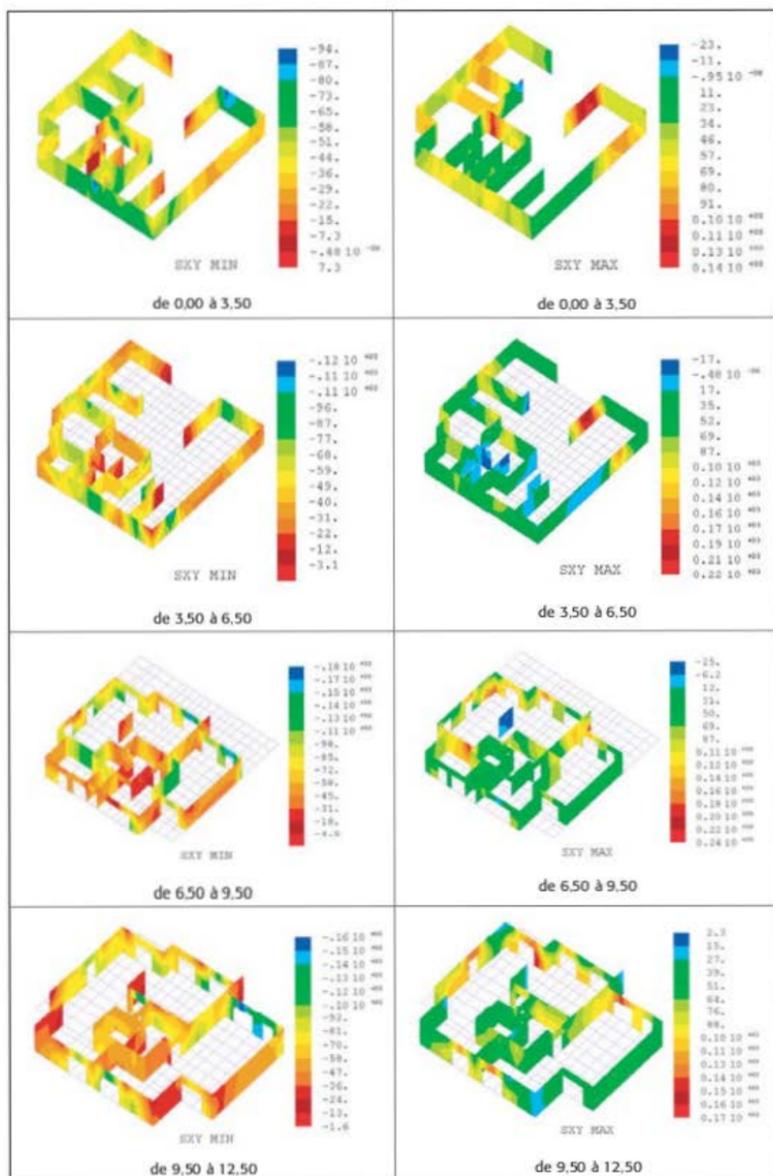


Figure 8.65.1.1 Cartes d'isocontraintes de cisaillement (1/2)

B

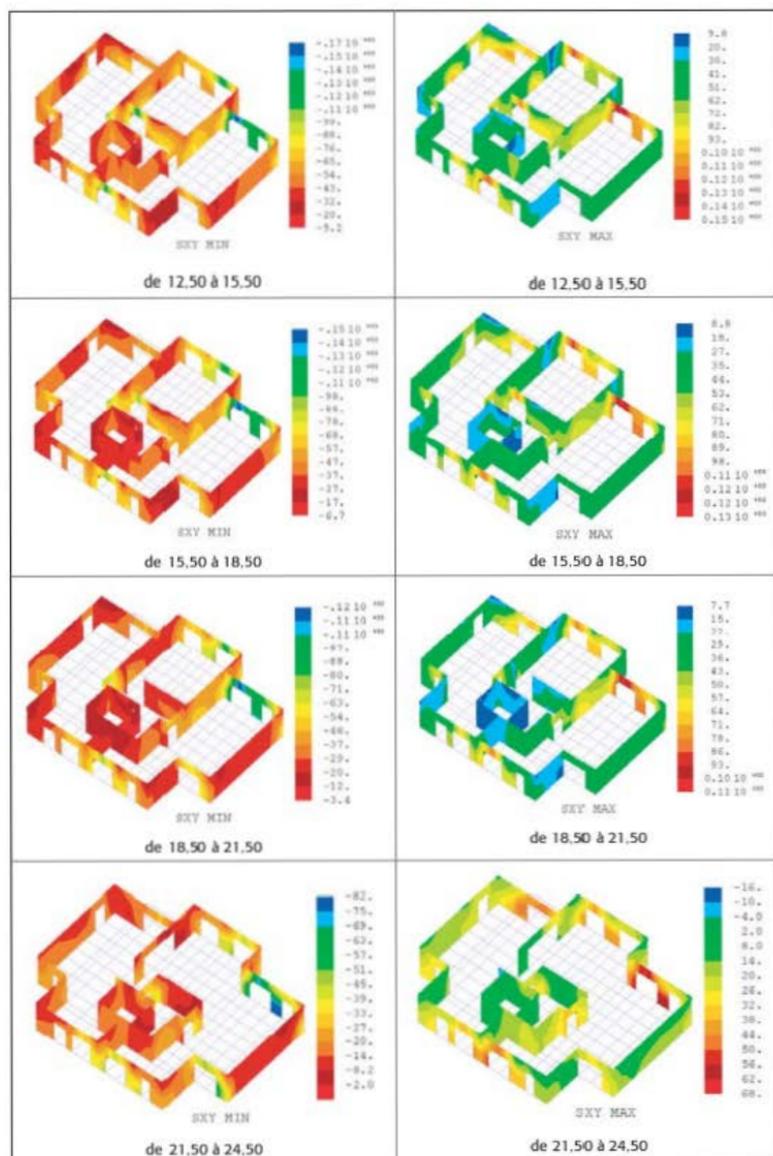


Figure 8.6.5.1.1 Cartes d'isocontraintes de cisaillement (2/2)

C

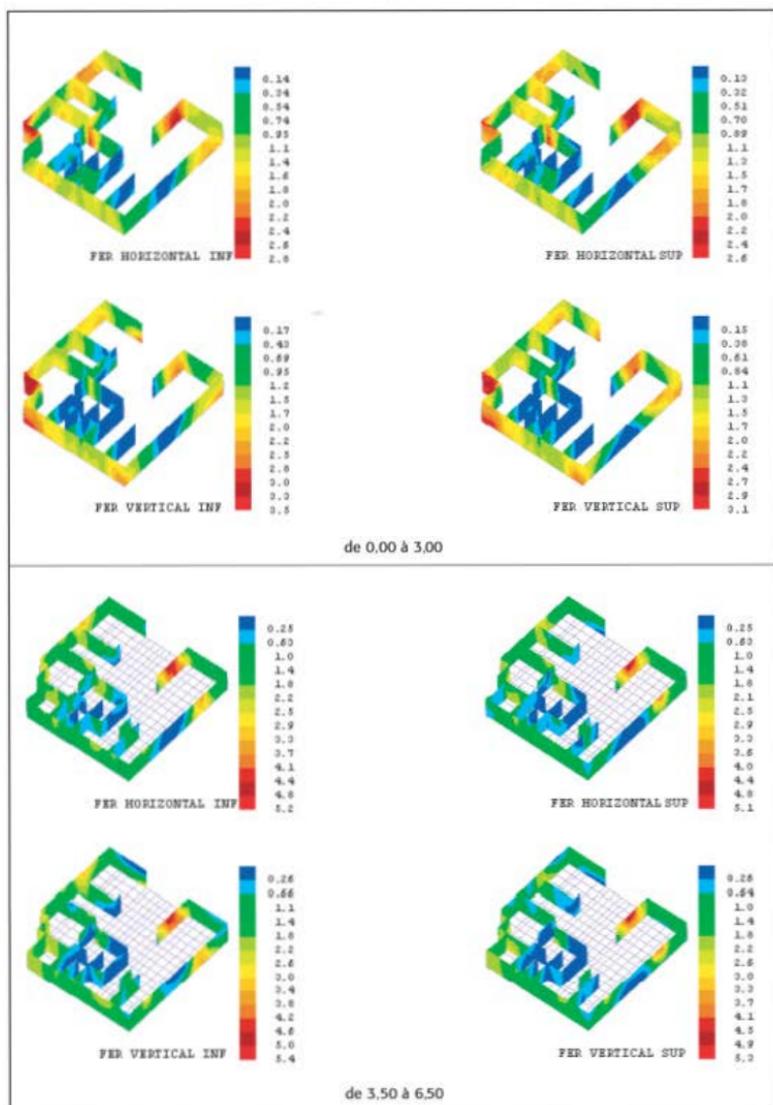


Figure 8.6.5.2.1 Cartes d'isoferrailages (1/4)

D

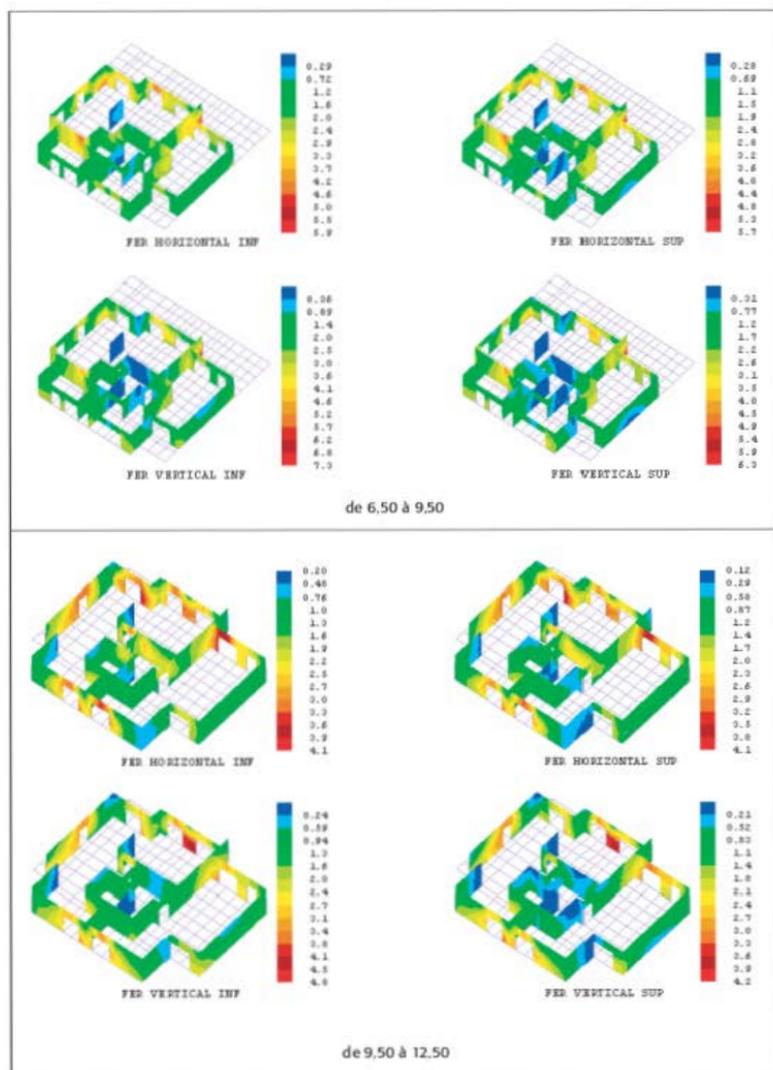


Figure 8.6.5.2.1 Cartes d'isoferrailages (2/4)

E

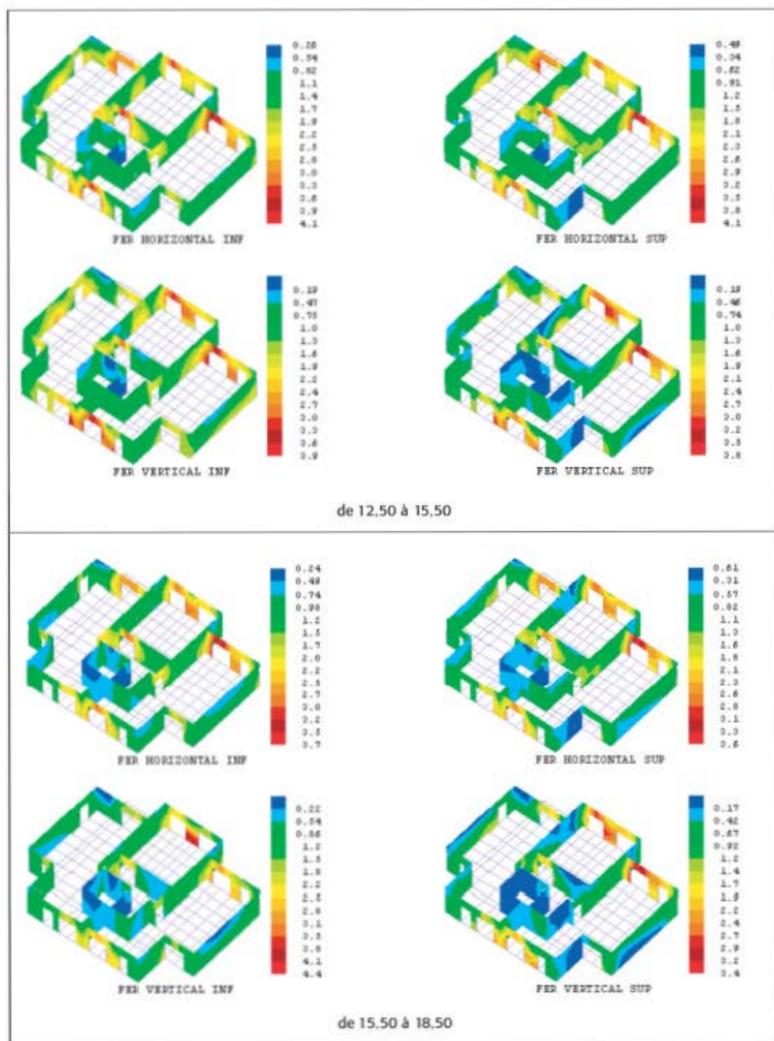


Figure B.6.5.2.1 Cartes d'isoferraillages (3/4)

F

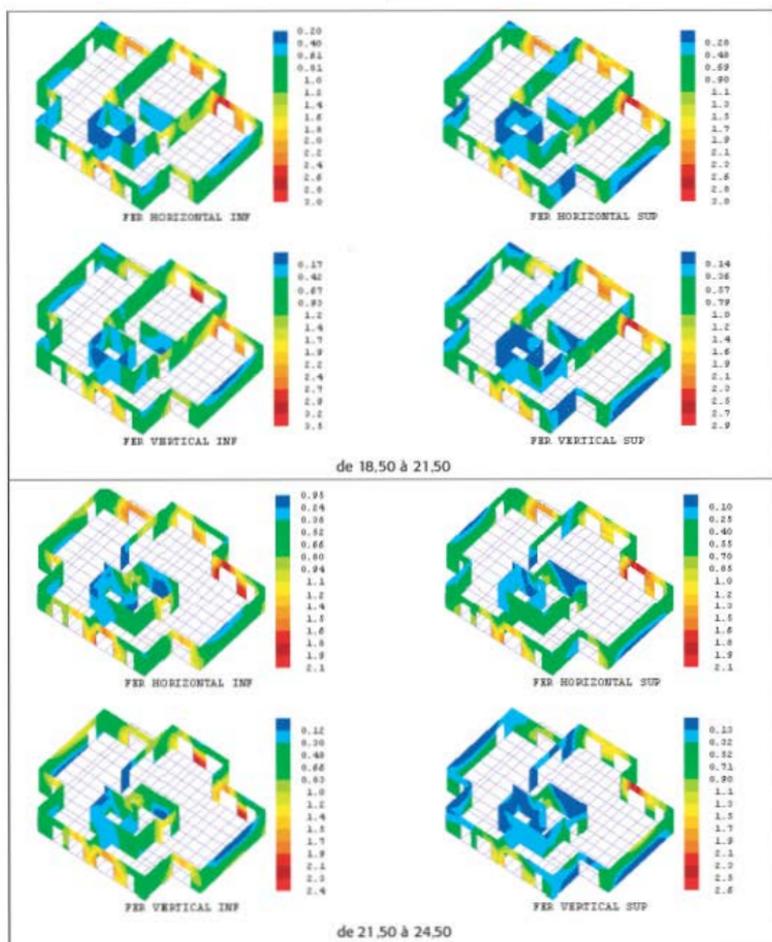


Figure 8.6.5.2.1 Cartes d'isoferrailages (4/4)

Notes personnelles

Notes personnelles