

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Batna 2 – Mostefa Ben Boulaïd
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Thèse

Présentée pour l'obtention du diplôme de :
Doctorat en Sciences en Génie civil
Option : Modélisation des Matériaux et des Structures

Sous le Thème :

**Contribution de L'étude de L'influence de Certains
Paramètres Numériques et Matériels sur L'analyse
Pushover**

Présentée par :

BADLA Oualid

Devant le jury composé de :

Dr KARECH Toufik	Prof.	Université de Batna 2	Président
Dr BOUZID Tayeb	Prof.	Université de Batna 2	Rapporteur
Dr Pedro Martinez-Vazquez	Prof.	Université de Birmingham	co-Rapporteur
Dr YAHIAOUI Djarir	MCA.	Université de Batna 2	Examineur
Dr MERDAS Abdelghani	Prof.	Université de setif 1	Examineur
Dr MELLAS Mekki	Prof.	Université de Biskra	Examineur
Dr BELACHIA Mouloud	Prof.	Université de Guelma	Examineur.....
Dr DIMIA Mohammed Salah	MCA.	Université de Batna 2	Invité

Septembre 2021

REMERCIEMENTS

C'est une tâche difficile de trouver les plus justes mots pour exprimer ses «mercis », c'est paradoxalement la dernière page qu'on rédige et qu'on croise en premier.

Je tiens d'abord à remercier mon encadreur

DEDICACES

Je dédie ce travail à :

Mon père et à ma mère qui m'ont permis d'être ce que je suis. Aucun mot ne peut exprimer le respect que je leur voue et je prie dieu le tout puissant de leur donner longue vie.

Ma femme & Mes adorables enfants Baylessen, Rahaf et Taha Nazim qui sont ma raison de vivre.

Mes frères et sœurs

Mes amis particulièrement M. Messoudi Salim

Sommaire

Résumé	i
Remerciements	iii
Dédicaces	iv
Sommaire	v
Listes Des Tableaux	viii
Listes Des Figures	ix
Liste des Abréviations	xi

Chapitre -1- : Introduction générale et Synthèse bibliographique

Etat de l'art	1
1.1. Objectifs de la thèse.....	4

Chapitre -2- : Analyse Structurelle

Introduction	6
2.1. Analyse linéaire versus non linéaire.....	6
2.2. Analyse statique versus dynamique.....	10
2.2.1. Analyse du domaine temporel.....	13
2.2.2. Analyse du domaine fréquentiel.....	15

Chapitre -3- : Risque Sismique

Introduction	19
3.1. Risques sismiques.....	20
3.2. Exposition.....	26
3.3. Vulnérabilité sismique.....	27
3.4. Atténuation du risque sismique.....	28

Chapitre -4- : Conception Sismique Des Structures

Introduction	31
4.1. Conception basée sur la performance.....	31
4.1.1. Bref historique des normes fondées sur la performance.....	34
4.1.2. Principes fondamentaux de la conception basée sur la performance.....	36
4.1.3. Intensité, demande et mesures des dommages.....	41

4.1.4.	Prise de décision dans la conception basée sur la performance	44
4.2.	Modélisation structurelle	46
4.2.1.	Remarques générales	46
4.2.2.	Modélisation de plasticité localisée	48
4.2.3.	Modélisation de la plasticité étalée	51
4.3.	Critères de conception sismique et règles de détail	54
4.3.1.	Principaux paramètres de conception	60
4.3.2.	Régularité structurelle	64
4.4.	Conception fondée sur les forces versus basé sur les déplacements	70

Chapitre -5- : Procédures Statiques Non Linéaires

Introduction.....	74	
5.1.	Estimation de la capacité sismique	74
5.1.1.	Remarques générales	74
5.1.2.	Procédures basées sur les forces versus procédures basées sur les déplacements	79
5.1.3.	Stratégies de contrôle	82
5.1.4.	Procédures mono-modes versus multi-modes	83
5.1.5.	Profils de charge constants versus adaptatifs	87
5.1.6.	Effets tridimensionnels	96
5.1.7.	Analyse statique non-linéaire selon EC8 et FEMA356	100
5.2.	Estimation de la demande et la performance sismiques	101
5.2.1.	La méthode du spectre de capacité	102
5.2.2.	La méthode du coefficient de déplacement	106
5.2.3.	La méthode N2	110

Chapitre -6- : Simulation Numérique

Introduction.....	120	
6.1.	Choix et Présentation du Code de Calcul	121
6.1.1.	Méthodologie de Fibre	123
6.2.	Configuration structurelle et caractéristiques des matériaux	123
6.2.1.	Propriétés des matériaux	126
6.2.2.	Modèle de béton	126
6.2.3.	Modèle en acier	127
6.3.	Base de données des enregistrements des séismes	129

Sommaire

6.4.	Champ de vent simulé.....	136
6.4.1.	Réponse dynamique	138
6.5.	Charge due au vent et aux tremblements de terre.....	139
6.6.	Résultats et discussion	139
6.6.1.	Déplacement, cisaillement a la base et demande de ductilité- μ	141
Conclusions générales et perspectives		146
Référence bibliographie		147

Listes Des Tableaux

Tableau 6.1. Mouvements du sol enregistrés à proximité de la faille, utilisés dans cette étude.....	133
Tableau 6.2. Mouvements du sol enregistrés à loin de la faille, utilisés dans cette étude.	134
Tableau 6.3. Statistiques calculées des séries chronologiques de vents simulés	137
Tableau 6.4. Corrélacion croisée des cibles	137
Tableau 6.5. Corrélacion croisée simulée	138
Tableau 6.6. Réponse des valeurs maximales de la structure (tableau récapitulatif)	140

Listes Des Figures

Figure 3.1. Risque sismique sur un site (adapté de Lanzo et Silvestri, 1999).....	24
Figure 4.1 Niveaux de dommages en cas d'augmentation de l'intensité sismique.	39
Figure 4.2 Matrice des performances dans Vision 2000	40
Figure 4.3 Définition des macro-éléments de plasticité répartie dans les murs de maçonnerie	52
Figure 4.4 Modélisation des fibres d'une poutre en béton armé (Manfredi et al., 2007)	53
Figure 4.5 Demande de ductilité de déplacement par rapport à la capacité de résistance latérale	57
Figure 4.6 Ductilité par rapport au facteur de réduction de la résistance (adapté de Park et Paulay, 1975).....	59
Figure 4.7 Dommages en flexion et en cisaillement d'un panneau de quai.	63
Figure 5.1 Analyse statique incrémentale non linéaire (pushover)	76
Figure 5.2 Courbes de Pushover pour différents modèles de force (Mwafy et Elnashai, 2001)	81
Figure 5.3 Modification de l'amplification spectrale pour le premier et le second mode (Antoniou, 2002).	85
Figure 5.4 Effets de l'amplification spectrale sur la courbe de pushover (Antoniou et Pinho, 2004a).	88
Figure 5.5 Actualisation totale du schéma des forces (Antoniou, 2002)	90
Figure 5.6 Courbe de pushover à partir de l'analyse adaptative et de la variation du modèle de force (Antoniou, 2002).	90
Figure 5.7 Mise à jour incrémentale du modèle de force (Antoniou, 2002).....	91
Figure 5.8 Comparaison entre l'analyse conventionnelle basée sur les forces, l'analyse non adaptative basée sur les déplacements et IDA (Antoniou et Pinho, 2004b).....	94
Figure 5.9 Actualisation totale par rapport à l'actualisation incrémentale en DAP (Antoniou et Pinho, 2004b).....	94
Figure 5.10 Surface de la BST (De la Llera et Chopra, 1995)	99
Figure 5.11 Représentation graphique du CSM (Mwafy, 2001)	106
Figure 5.12 Représentation graphique du DCM.	107
Figure 5.13 Définition du facteur de réduction de la résistance lié à la ductilité (Fajfar, 1999).....	114

Figure 5.14 Estimation de la demande de déplacement pour (a) des structures à faible et (b) à forte périodicité	115
Figure 6.1 La modélisation des fibres d'une poutre en béton armé	122
Figure 6.2 Géométrie du portique RC à quatre étages et trois baies (m), (vues en élévation et en plan, Carvalho et al. 1999).	124
Figure 6.3 Schéma des charges verticales pour l'analyse non linéaire, Carvalho et al	125
Figure 6.4 Modèle pour la réponse monotone du béton confiné et non confiné Mander et al. (1988)	128
Figure 6.5 Modèle en acier adapté de Menegotto et Pinto (1973).	129
Figure 6.6 Spectres de réponse des mouvements de sol de faille proche utilisés dans cette étude	130
Figure 6.7 Spectres de réponse des mouvements de sol de faille lointains utilisés dans cette étude	132
Figure. 6.8 Spectre de l'énergie éolienne simulé et théorique à 10 m au-dessus du sol.....	138
Figure 6.9 Courbes de capacité de poussée pour la structure	140
Figure 6.10. Résultats expérimentaux et analytiques de top déplacements - temps : (a) moyen de la faute proche EQ ;(b) moyen de la faute lointaine EQ.....	142
Figure6.11. Résultats analytiques - cisaillement de base-temps :(a) moyen des séismes près de la faille + force du vent ;(b) moyen des séismes loin de la faille + force du vent.....	143
Figure 6.12 Demande de ductilité pour les séismes de faille proche et lointaine	144
Figure 6.13 facteur de réduction de force pour les séismes de faille proche et lointaine.....	145

LISTE DES ABRÉVIATIONS

LIST OF ABBREVIATIONS

AD	accélération des déplacements / acceleration of displacements
CLS	crédit limite / limit of credit
CQC	complexe quadratique combinatoire / combinatorial quadratic complex
CSM	capacity spectrum / méthode du spectre de capacité
CULS	crédit ultime limite / ultimate limit of credit
DAP	déplacement basé déplacement / déplacement basé sur le déplacement
DBD	déplacement basé déplacement / déplacement basé sur le déplacement
DCM	déplacement coefficient / méthode du coefficient de déplacement
DDBD	déplacement basé déplacement / déplacement basé sur le déplacement
DI	déplacement / déplacement
DM	déplacement / déplacement
DOF	degré de liberté / degré de liberté
EBD	état basé déplacement / déplacement basé sur l'état
EC6	Eurocode 6
EC8	Eurocode 8
EDP	enregistrement de déplacement / enregistrement de données de déplacement
ELS	état limite / état limite élastique
EPP	état limite / état limite élastique
FAP	facteur basé déplacement / déplacement basé sur le facteur
FBD	facteur basé déplacement / déplacement basé sur le facteur
FE	élément / élément
FEMA	Federal Emergency Management Agency / agence fédérale de gestion de catastrophe
FO	force / force
IDA	intensité de séisme / intensité de séisme maximale
IDR	intensité de séisme / intensité de séisme maximale
IM	intensité de séisme / intensité de séisme
LD	limite de déplacement / limite de déplacement
LELS	état limite / état limite élastique limite
LS	limite / limite des performances
SD	état limite / état limite de déplacement
LVDT	transducteur différentiel à variable / transducteur différentiel à variable
MCE	état limite / état limite maximal élastique
MDOF	multi-degré de liberté / multi-degré de liberté
MMPA	modèle modal / modèle modal

MPA	module plastique adhésif / module module plastique
NC	non classé / non classé chimiquement
NELS	non limité de toxicité / etc. limite toxicologique non limitée
NSP	non limité de toxicité / etc. limite toxicologique non limitée
PBD	performance based design / conception basée sur la performance
PBEE	performance based engineering / etc. ingénierie performance basée sur la performance
PDF	probability density function / fonction de densité de probabilité
PGA	peak ground acceleration / accélération maximale du sol
PGD	peak ground displacement / déplacement maximal du sol
PGV	peak ground velocity / vitesse de pointe du sol
PP	performance based / basé sur la performance
PSHA	probabilistic seismic hazard analysis / analyse probabiliste des risques sismiques
RC	reinforced concrete / béton armé
SDOF	single degree of freedom / à un seul degré de liberté
SDR	structural deformation / etc. ou de déformation de la structure
SLS	serviceability limit state / etc. limite d'aptitude au service
SPO	static pushover / pushover statique
SRSS	square root of sum of squares / racine carrée de la somme des carrés
ULS	ultimate limit state / ELU etc. limite ultime

Résumé

Cette étude cherche à identifier et à décrire les effets négatifs des courants induits sur les populations pélagiques du centre-est du Canada, ainsi qu'à des régions voisines et à travers le golfe du Saint-Laurent. Les observations de vent, de température et de direction du vent ont été obtenues à partir de données de vent sur satellites et de données de vent et de direction du vent obtenues à partir de sondes de vent au large de la côte est canadienne. Les observations de vent et de température ont été obtenues à partir de sondes de vent et de direction du vent situées à l'ouest de la côte est canadienne. Les observations de vent et de direction du vent ont été obtenues à partir de sondes de vent et de direction du vent situées à l'ouest de la côte est canadienne. Les observations de vent et de direction du vent ont été obtenues à partir de sondes de vent et de direction du vent situées à l'ouest de la côte est canadienne. Les observations de vent et de direction du vent ont été obtenues à partir de sondes de vent et de direction du vent situées à l'ouest de la côte est canadienne. Les observations de vent et de direction du vent ont été obtenues à partir de sondes de vent et de direction du vent situées à l'ouest de la côte est canadienne.

Mots-clés : Océan, courants, température, direction du vent, développement, courants, population, effets négatifs, courants, direction du vent.

ملخص

تتناول هذه الرسالة تحليل الاستجابة غير المرنة للمباني التي تضررت أصلاً من الزلازل وتعرضت للهزات الارتدادية وتحميل الرياح. الهدف العام هو تحديد تأثير تصرفات الرياح على الاستقرار الهيكلي. تحقيقاً لهذه الغاية، يخضع إطار واحد مكشوف من أربعة طوابق تم قياسه من قبل المختبر الأوروبي للتقييم الإنشائي، لمستويات مختلفة من حمل مفاصل الرياح والزلازل أثناء مراقبة التغييرات في طلب الليونة. يوضح هذا البحث أن العمل المشترك للرياح القوية والزلازل، على الرغم من انخفاض احتمالية حدوثها، من شأنه أن يتسبب في انخفاض عوامل تقليل القوة ويزيد بشكل كبير من الطلب على ليونة البنية التحتية التالفة وبالتالي إحداث مخاطر إضافية قد تظل غير قابلة للقياس. تبحث الورقة في الأداء غير الخطي لأنظمة الحرية المتعددة التي تخضع لمستويات مختلفة من الرياح وحمل الزلازل وتتناول تقدير عوامل تقليل القوة. هذا مجال بحث غير مكتشفة نسبياً والذي يعتمد على التطورات السابقة حيث تمت مناقشة الأداء غير المرن للمباني. كما أنه يرتبط بمختلف مسارات التطوير الأخرى مثل الموثوقية الهيكلية وهندسة أنظمة التحكم

الكلمات الرئيسية:

متطلبات الليونة، الهندسة الزلزالية، حمل الرياح والديناميكا الهوائية، الزلازل بعيدة الصدع، الزلازل القريبة من الصدع

Chapitre 1. INTRODUCTION GENERALE ET SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

Les différents modèles de la dynamique des flux de la langue, les mutations du l'écrit sont présentés à la fin de ce chapitre. La première partie du chapitre est consacrée à la présentation de l'écriture et de la parole. La deuxième partie est consacrée à la présentation de l'écrit et de la parole. La troisième partie est consacrée à la présentation de l'écrit et de la parole. La quatrième partie est consacrée à la présentation de l'écrit et de la parole.

Le chapitre se termine par une synthèse et une analyse dynamique des flux de la langue. Les différents modèles de la dynamique des flux de la langue sont présentés à la fin de ce chapitre. La première partie du chapitre est consacrée à la présentation de l'écriture et de la parole. La deuxième partie est consacrée à la présentation de l'écrit et de la parole. La troisième partie est consacrée à la présentation de l'écrit et de la parole. La quatrième partie est consacrée à la présentation de l'écrit et de la parole.

Le chapitre se termine par une synthèse et une analyse dynamique des flux de la langue. Les différents modèles de la dynamique des flux de la langue sont présentés à la fin de ce chapitre. La première partie du chapitre est consacrée à la présentation de l'écriture et de la parole. La deuxième partie est consacrée à la présentation de l'écrit et de la parole. La troisième partie est consacrée à la présentation de l'écrit et de la parole. La quatrième partie est consacrée à la présentation de l'écrit et de la parole.

Le chapitre se termine par une synthèse et une analyse dynamique des flux de la langue. Les différents modèles de la dynamique des flux de la langue sont présentés à la fin de ce chapitre. La première partie du chapitre est consacrée à la présentation de l'écriture et de la parole. La deuxième partie est consacrée à la présentation de l'écrit et de la parole. La troisième partie est consacrée à la présentation de l'écrit et de la parole. La quatrième partie est consacrée à la présentation de l'écrit et de la parole.

visibilité dans les décompositions en produits premiers dans l'anneau. Les anneaux euclidiens ont une telle structure et il est donc intéressant de déterminer les décompositions en produits premiers dans les anneaux qui ne sont pas euclidiens [5]. Les anneaux d'entiers algébriques de degré fini sur les rationnels ont une telle structure et il est intéressant de déterminer les décompositions en produits premiers dans ces anneaux [6].

Les anneaux d'entiers algébriques [2][3][7] ont une structure énumérative en séries génératrices qui dépendent de la structure des idéaux premiers principaux dans ces anneaux. Cette étude est motivée par les applications pratiques dans la cryptographie et dans les algorithmes de calcul des anneaux euclidiens. Les anneaux euclidiens ont une structure énumérative en séries génératrices qui dépendent de la structure des idéaux premiers principaux dans ces anneaux. Cette étude est motivée par les applications pratiques dans la cryptographie et dans les algorithmes de calcul des anneaux euclidiens. Les anneaux euclidiens ont une structure énumérative en séries génératrices qui dépendent de la structure des idéaux premiers principaux dans ces anneaux. Cette étude est motivée par les applications pratiques dans la cryptographie et dans les algorithmes de calcul des anneaux euclidiens.

Les anneaux euclidiens ont une structure énumérative qui dépend de la structure des idéaux premiers principaux dans ces anneaux. Cette étude est motivée par les applications pratiques dans la cryptographie et dans les algorithmes de calcul des anneaux euclidiens. Les anneaux euclidiens ont une structure énumérative en séries génératrices qui dépendent de la structure des idéaux premiers principaux dans ces anneaux. Cette étude est motivée par les applications pratiques dans la cryptographie et dans les algorithmes de calcul des anneaux euclidiens. Les anneaux euclidiens ont une structure énumérative en séries génératrices qui dépendent de la structure des idéaux premiers principaux dans ces anneaux. Cette étude est motivée par les applications pratiques dans la cryptographie et dans les algorithmes de calcul des anneaux euclidiens. Les anneaux euclidiens ont une structure énumérative en séries génératrices qui dépendent de la structure des idéaux premiers principaux dans ces anneaux. Cette étude est motivée par les applications pratiques dans la cryptographie et dans les algorithmes de calcul des anneaux euclidiens. Les anneaux euclidiens ont une structure énumérative en séries génératrices qui dépendent de la structure des idéaux premiers principaux dans ces anneaux. Cette étude est motivée par les applications pratiques dans la cryptographie et dans les algorithmes de calcul des anneaux euclidiens. Les anneaux euclidiens ont une structure énumérative en séries génératrices qui dépendent de la structure des idéaux premiers principaux dans ces anneaux. Cette étude est motivée par les applications pratiques dans la cryptographie et dans les algorithmes de calcul des anneaux euclidiens.

et les 5.0.4 de [12] si l'on prend à rebours le théorème de la section précédente. Les vitesses initiales v_0 et les vitesses finales v_1 sont donc des vitesses de rotation possibles sous un effort fini et un couple fini. Les vitesses de rotation v_0 et v_1 sont donc des vitesses de rotation possibles sous un effort fini et un couple fini. Les vitesses de rotation v_0 et v_1 sont donc des vitesses de rotation possibles sous un effort fini et un couple fini. Les vitesses de rotation v_0 et v_1 sont donc des vitesses de rotation possibles sous un effort fini et un couple fini.

1.1. Objectifs de la Thèse

Le but de ce travail est de déterminer les conditions initiales et finales de rotation et de translation qui permettent de réaliser une trajectoire de rotation et de translation. Les conditions initiales et finales de rotation et de translation sont donc des vitesses de rotation et de translation possibles sous un effort fini et un couple fini. Les conditions initiales et finales de rotation et de translation sont donc des vitesses de rotation et de translation possibles sous un effort fini et un couple fini. Les conditions initiales et finales de rotation et de translation sont donc des vitesses de rotation et de translation possibles sous un effort fini et un couple fini.

Le présent travail est une mise au point de ces travaux. Les conditions initiales et finales de rotation et de translation sont donc des vitesses de rotation et de translation possibles sous un effort fini et un couple fini. Les conditions initiales et finales de rotation et de translation sont donc des vitesses de rotation et de translation possibles sous un effort fini et un couple fini. Les conditions initiales et finales de rotation et de translation sont donc des vitesses de rotation et de translation possibles sous un effort fini et un couple fini.

de son offre. Les salaires réels ont été en moyenne plus élevés qu'au début des années 70, mais la variabilité est plus grande. Le salaire réel est plus élevé que le salaire réel de référence, ce qui est dû à la détermination des salaires réels par les entreprises. Les salaires réels de référence sont plus élevés que les salaires réels de référence, ce qui est dû à la détermination des salaires réels par les entreprises. Les salaires réels de référence sont plus élevés que les salaires réels de référence, ce qui est dû à la détermination des salaires réels par les entreprises.

Dans le chapitre 2, nous avons vu que les salaires réels ont été plus élevés que les salaires réels de référence, ce qui est dû à la détermination des salaires réels par les entreprises. Les salaires réels de référence sont plus élevés que les salaires réels de référence, ce qui est dû à la détermination des salaires réels par les entreprises.

2.1. Analyse linéaire versus non linéaire

Les méthodes analytiques classiques peuvent être classées en deux catégories. Les méthodes linéaires supposent que les déplacements, les rotations et les déformations sont de petite amplitude. Les méthodes non linéaires supposent que les déplacements, les rotations et les déformations sont de grande amplitude. Les méthodes linéaires sont généralement plus simples à mettre en œuvre que les méthodes non linéaires. Les méthodes non linéaires sont généralement plus coûteuses et plus difficiles à mettre en œuvre.

Les méthodes analytiques linéaires sont généralement plus simples à mettre en œuvre que les méthodes non linéaires. Les méthodes non linéaires sont généralement plus coûteuses et plus difficiles à mettre en œuvre.

Il est important de noter que les méthodes linéaires ne sont pas toujours applicables. Par exemple, les méthodes linéaires ne peuvent pas être utilisées pour analyser les structures soumises à de grandes déformations ou à de grandes rotations. Les méthodes non linéaires sont nécessaires pour analyser ces structures. Les méthodes non linéaires sont généralement plus coûteuses et plus difficiles à mettre en œuvre que les méthodes linéaires. Les méthodes non linéaires sont généralement plus coûteuses et plus difficiles à mettre en œuvre que les méthodes linéaires. Les méthodes non linéaires sont généralement plus coûteuses et plus difficiles à mettre en œuvre que les méthodes linéaires.

Les points clés sont les suivants : les méthodes linéaires sont plus simples à mettre en œuvre que les méthodes non linéaires.

(1) Les méthodes linéaires sont généralement plus simples à mettre en œuvre que les méthodes non linéaires. Les méthodes non linéaires sont généralement plus coûteuses et plus difficiles à mettre en œuvre que les méthodes linéaires.

Non, car un motif de dérivation est autorisé à être écrit uniquement si son motif est autorisé à être écrit. Le motif \bar{E} est autorisé à être écrit car il est autorisé à être écrit par le motif \bar{E} en appliquant la règle de dérivation $\bar{E} \rightarrow \bar{E}$ (motif \bar{E} autorisé à être écrit par le motif \bar{E}).

(2) *Non-dérivable par dérivation* : Une telle dérivation \bar{E} autoriserait à être écrit le motif \bar{E} en dérivant un motif \bar{E} par la règle de dérivation $\bar{E} \rightarrow \bar{E}$. Or, ce motif \bar{E} n'est pas autorisé à être écrit par le motif \bar{E} en appliquant la règle de dérivation $\bar{E} \rightarrow \bar{E}$ (motif \bar{E} autorisé à être écrit par le motif \bar{E} en appliquant la règle de dérivation $\bar{E} \rightarrow \bar{E}$). Or, ce motif \bar{E} n'est pas autorisé à être écrit par le motif \bar{E} en appliquant la règle de dérivation $\bar{E} \rightarrow \bar{E}$ (motif \bar{E} autorisé à être écrit par le motif \bar{E} en appliquant la règle de dérivation $\bar{E} \rightarrow \bar{E}$).

Le motif \bar{E} est autorisé à être écrit par le motif \bar{E} en appliquant la règle de dérivation $\bar{E} \rightarrow \bar{E}$ (motif \bar{E} autorisé à être écrit par le motif \bar{E} en appliquant la règle de dérivation $\bar{E} \rightarrow \bar{E}$). Or, ce motif \bar{E} n'est pas autorisé à être écrit par le motif \bar{E} en appliquant la règle de dérivation $\bar{E} \rightarrow \bar{E}$ (motif \bar{E} autorisé à être écrit par le motif \bar{E} en appliquant la règle de dérivation $\bar{E} \rightarrow \bar{E}$). Or, ce motif \bar{E} n'est pas autorisé à être écrit par le motif \bar{E} en appliquant la règle de dérivation $\bar{E} \rightarrow \bar{E}$ (motif \bar{E} autorisé à être écrit par le motif \bar{E} en appliquant la règle de dérivation $\bar{E} \rightarrow \bar{E}$).

(3) *Non-équilibré à l'équilibre* Dans le cadre de la géométrie euclidienne, les contraintes à l'équilibre sont considérées comme des contraintes rigides. Le problème des contraintes orientées est le problème d'équilibre. Néanmoins, si l'on considère des matériaux élastiques, les contraintes rigides sont élastiques. Par exemple, si l'on considère un matériau élastique, les contraintes rigides sont élastiques. Il s'agit d'un problème de contraintes rigides élastiques. Le problème d'équilibre est élastique. Il s'agit d'un problème de contraintes rigides élastiques. Le problème d'équilibre est élastique. Il s'agit d'un problème de contraintes rigides élastiques. Le problème d'équilibre est élastique. Il s'agit d'un problème de contraintes rigides élastiques.

En ce qui concerne les matériaux élastiques, il est important de noter que les contraintes rigides sont élastiques. Par exemple, si l'on considère un matériau élastique, les contraintes rigides sont élastiques. Il s'agit d'un problème de contraintes rigides élastiques. Le problème d'équilibre est élastique. Il s'agit d'un problème de contraintes rigides élastiques. Le problème d'équilibre est élastique. Il s'agit d'un problème de contraintes rigides élastiques. Le problème d'équilibre est élastique. Il s'agit d'un problème de contraintes rigides élastiques.

En ce qui concerne les matériaux élastiques, il est important de noter que les contraintes rigides sont élastiques. Par exemple, si l'on considère un matériau élastique, les contraintes rigides sont élastiques. Il s'agit d'un problème de contraintes rigides élastiques. Le problème d'équilibre est élastique. Il s'agit d'un problème de contraintes rigides élastiques. Le problème d'équilibre est élastique. Il s'agit d'un problème de contraintes rigides élastiques. Le problème d'équilibre est élastique. Il s'agit d'un problème de contraintes rigides élastiques. Le problème d'équilibre est élastique. Il s'agit d'un problème de contraintes rigides élastiques.

En ce qui concerne les matériaux élastiques, il est important de noter que les contraintes rigides sont élastiques. Par exemple, si l'on considère un matériau élastique, les contraintes rigides sont élastiques. Il s'agit d'un problème de contraintes rigides élastiques. Le problème d'équilibre est élastique. Il s'agit d'un problème de contraintes rigides élastiques. Le problème d'équilibre est élastique. Il s'agit d'un problème de contraintes rigides élastiques. Le problème d'équilibre est élastique. Il s'agit d'un problème de contraintes rigides élastiques. Le problème d'équilibre est élastique. Il s'agit d'un problème de contraintes rigides élastiques. Le problème d'équilibre est élastique. Il s'agit d'un problème de contraintes rigides élastiques.

et nous sommes donc tout à fait sûrs que les valeurs propres sont réelles et la matrice de masse est positive définie pour une structure physique spatiale d'ordre n quel que soit le nombre de degrés de liberté. Les structures hyperstatiques sont donc hyperstatiques.

2.2. Analyse statique versus dynamique

Les expressions mathématiques de la méthode des éléments finis s'appliquent à la fois à la statique et à la dynamique. Elles sont donc valables pour les structures hyperstatiques et hyperstatiques. Les expressions de la dynamique sont donc respectivement des équations différentielles d'ordre n et des équations différentielles d'ordre n et les différences principales sont les termes de masse et de raideur. Les propriétés de stabilité et d'élasticité de la structure sont donc prises en compte dans la formulation de la méthode des éléments finis. Les expressions de la dynamique sont donc des équations différentielles d'ordre n et les différences principales sont les termes de masse et de raideur. Les propriétés de stabilité et d'élasticité de la structure sont donc prises en compte dans la formulation de la méthode des éléments finis.

On peut donc dire que les structures hyperstatiques et hyperstatiques sont des structures hyperstatiques et hyperstatiques. Les expressions de la dynamique sont donc des équations différentielles d'ordre n et les différences principales sont les termes de masse et de raideur. Les propriétés de stabilité et d'élasticité de la structure sont donc prises en compte dans la formulation de la méthode des éléments finis.

$$KX = F \quad (2.11)$$

Où K est la matrice de rigidité, X est le déplacement, F est la force appliquée et B est la matrice de masse.

¹ L'analyse des structures hyperstatiques est une méthode de la mécanique des structures qui permet de déterminer les déplacements et les forces dans une structure hyperstatique.

² L'analyse des structures hyperstatiques est une méthode de la mécanique des structures qui permet de déterminer les déplacements et les forces dans une structure hyperstatique.

Les équations matricielles de structure en régime permanent s'écrivent alors sous la forme

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(\mathbf{t}) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(\mathbf{t}) + \mathbf{K}\mathbf{x}(\mathbf{t}) = \mathbf{F}(\mathbf{t}) \quad (2.1)$$

Et détermine implicitement les déplacements $\mathbf{x}(\mathbf{t})$ du système. On en déduit que les solutions analytiques de l'équation (2.1) sont données par l'équation de valeurs propres et vecteurs propres $\det(\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}) = 0$ ainsi qu'à travers l'équation de résonance $\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M} = \mathbf{0}$, avec \mathbf{K} et \mathbf{M} les matrices de raideur et de masse. Le contenu modal étant relatif à $\dot{\mathbf{x}}_p$ et à \mathbf{x}_p , on le note $\dot{\mathbf{x}}_p(t)$ pour s'en distinguer de la dérivée partielle et on note $\mathbf{x}_p(t)$ pour le vecteur déplacement modal pour une seule mode p , et $\mathbf{x}(t) = \sum_p \mathbf{x}_p(t)$ est donc la solution complète. Les coefficients de la relation (2.1) sont fondamentalement ceux de n degrés de liberté linéaire, les deux étant liés, mais le formalisme peut aussi être écrit de la façon suivante, celle-ci est en quelque sorte l'écriture de la relation (2.1) pour un système à un seul degré de liberté p . Les termes $\mathbf{M}d^2\mathbf{x}(t)/dt^2$, $\mathbf{C}d\mathbf{x}(t)/dt$, et les termes $\mathbf{K}\mathbf{x}(t)$ s'expliquent

de façon évidente en termes de forces et déplacements. Le terme $\mathbf{M}d^2\mathbf{x}(t)/dt^2$ se traduit en termes d'inertie. Le terme $\mathbf{C}d\mathbf{x}(t)/dt$ est associé à la dissipation de l'énergie à travers laquelle il s'agit d'un type d'inertie avec une formulation différentielle. Le terme $\mathbf{K}\mathbf{x}(t)$ est associé à la raideur, et traduit la réaction du système vis-à-vis de la déformation. Les termes de la relation (2.1) sont donc fondamentalement ceux d'un type d'équation différentielle à coefficients constants et s'expliquent aisément en termes de la relation (2.1) pour un système à un seul degré de liberté. Les termes de la relation (2.1) sont donc fondamentalement ceux d'un type d'équation différentielle à coefficients constants et s'expliquent aisément en termes de la relation (2.1) pour un système à un seul degré de liberté. Les termes de la relation (2.1) sont donc fondamentalement ceux d'un type d'équation différentielle à coefficients constants et s'expliquent aisément en termes de la relation (2.1) pour un système à un seul degré de liberté.

est un tenseur symétrique défini positif. L'équation (2.1) peut être écrite sous la forme

En notant que $\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K} = \mathbf{K}^{-1}\mathbf{M}$ et en posant $\mathbf{K}^{-1}\mathbf{M} = \mathbf{K}^{-1}\mathbf{M}^{-1}\mathbf{M}$, les équations (2.1) peuvent être écrites sous la forme

2.2.1. Analyse du domaine temporel

Les équations (2.1) peuvent être écrites sous la forme $\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{K}\mathbf{x} = \mathbf{F}(t)$ en introduisant les équations (2.2) dans (2.1). On pose $\mathbf{K}^{-1}\mathbf{M} = \mathbf{M}^*$ et $\mathbf{K}^{-1}\mathbf{F}(t) = \mathbf{F}^*(t)$. On obtient alors

L'unité physique de \mathbf{M}^* est kg/m^3 et celle de \mathbf{F}^* est N/m^3 . On peut alors écrire les équations (2.3) sous la forme

³ \mathbf{x} peut être défini comme le déplacement par rapport au centre de masse $\mathbf{x}(t=0) = \mathbf{0}$; $\dot{\mathbf{x}}(t=0) = \mathbf{0}$

évident que ces méthodes numériques en ce qui concerne la méthode Newmark sont sur l'incertitude : nous n'avons pas pu nous débarrasser de la non linéarité des déplacements et des événements. Le passé du présent nous rappelle la rigueur de la solution exacte que le système a été conçu et étudié, nous simplifions et indiquons l'incertitude dans les analyses exactes, celles-ci sont les méthodes de la mécanique des structures.

Dans certains cas particuliers, nous pouvons nous débarrasser de la non linéarité des déplacements et des événements, nous simplifions et indiquons l'incertitude dans les analyses exactes, celles-ci sont les méthodes de la mécanique des structures.

Le temps est un événement. Les événements sont des événements qui se produisent dans un plus grand temps. Le présent nous rappelle la rigueur de la solution exacte que le système a été conçu et étudié, nous simplifions et indiquons l'incertitude dans les analyses exactes, celles-ci sont les méthodes de la mécanique des structures.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}_{eq}\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}_{eq}\mathbf{x}(t) = \mathbf{F}(t) \quad (2.5)$$

Le présent nous rappelle la rigueur de la solution exacte que le système a été conçu et étudié, nous simplifions et indiquons l'incertitude dans les analyses exactes, celles-ci sont les méthodes de la mécanique des structures.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}[\mathbf{x}(t)]\mathbf{x}(t) = \mathbf{F}(t) \quad (2.6)$$

Le présent nous rappelle la rigueur de la solution exacte que le système a été conçu et étudié, nous simplifions et indiquons l'incertitude dans les analyses exactes, celles-ci sont les méthodes de la mécanique des structures.

ainsi que la solution particulière est d'ordre n , si le système est strictement propre, le même ordre s'applique au dénominateur. La solution particulière est d'ordre n si le système est strictement propre, le même ordre s'applique au dénominateur. La solution particulière est d'ordre n si le système est strictement propre, le même ordre s'applique au dénominateur.

2.2.2. Analyse du domaine fréquentiel

Les systèmes linéaires sont caractérisés par leur réponse impulsionnelle $h(t)$ ou leur réponse en fréquence $H(f)$. La réponse impulsionnelle $h(t)$ est la sortie du système pour une entrée impulsionnelle $\delta(t)$. La réponse en fréquence $H(f)$ est la transformée de Fourier de $h(t)$. La réponse en fréquence $H(f)$ est la transformée de Fourier de $h(t)$. La réponse en fréquence $H(f)$ est la transformée de Fourier de $h(t)$. La réponse en fréquence $H(f)$ est la transformée de Fourier de $h(t)$.

La réponse en fréquence $H(f)$ est la transformée de Fourier de la réponse impulsionnelle $h(t)$. La réponse en fréquence $H(f)$ est la transformée de Fourier de la réponse impulsionnelle $h(t)$. La réponse en fréquence $H(f)$ est la transformée de Fourier de la réponse impulsionnelle $h(t)$.

La réponse en fréquence $H(f)$ est la transformée de Fourier de la réponse impulsionnelle $h(t)$. La réponse en fréquence $H(f)$ est la transformée de Fourier de la réponse impulsionnelle $h(t)$.

$$x(t) \Leftrightarrow X(f) \quad [2.7]$$

La magnitude $|X(f)|$ est la norme L_2 de la fonction $x(t)$ sur l'intervalle $[-T, T]$.

$$|X(f)| = \sqrt{R(f)^2 + I(f)^2} \quad [2.8]$$

⁴ La fonction de transfert $H(f)$ est la transformée de Fourier de la réponse impulsionnelle $h(t)$.

$\mathbf{X}(f)$ est un vecteur complexe et $\mathbf{X}(f^*)$ est son conjugué complexe.

$$\text{L'angle } \theta(f) = \arctan \left[\frac{I(f)}{R(f)} \right] \quad (2.10)$$

Et si on prend ω positif (à l'inverse de la convention précédente), on a la même équation (2.10) mais avec $\mathbf{X}(f)$ au lieu de $\mathbf{X}(f^*)$.

Une autre façon d'écrire la fonction de transfert $\mathbf{H}(f)$ est de poser $\mathbf{H}(f) =$

$\mathbf{H}(f)$ avec $\mathbf{H}(f)$ une fonction réelle. On définit alors $\mathbf{F}(f)$ en posant $\mathbf{H}(f) = \mathbf{X}(f^*) / \mathbf{F}(f)$ et il est évident que $\mathbf{F}(f)$ est réel.

$$|\mathbf{X}(f)| = |\mathbf{H}(f)| \cdot |\mathbf{F}(f)| \quad (2.11)$$

Si on s'intéresse à la norme L_2 d'un signal $x(t)$ qui est solution d'un problème de type $\mathbf{X}(f) = \mathbf{H}(f) \mathbf{F}(f)$, on a le même signal $\mathbf{F}(f)$.

Par conséquent, dans l'exemple précédent, l'angle de phase de $\mathbf{X}(f)$ est la somme de l'angle de phase de $\mathbf{H}(f)$ et de l'angle de phase de $\mathbf{F}(f)$. On a donc en fait $\mathbf{F}(f) = \mathbf{X}(f) / \mathbf{H}(f)$.

Enfin, la réponse $\mathbf{X}(f)$ de l'un des systèmes est la somme de la réponse $\mathbf{X}_1(f)$ de l'autre système au même signal d'entrée $\mathbf{F}(f)$. En posant l'analyse de ce signal d'entrée sous la forme des séries de Fourier, on trouve que les coefficients de Fourier de $\mathbf{X}(f)$ sont la somme des coefficients de Fourier de $\mathbf{X}_1(f)$ et de $\mathbf{X}_2(f)$.

Si l'excitation est la somme de deux signaux $x_1(t)$ et $x_2(t)$, on a $\mathbf{F}(f) = \mathbf{F}_1(f) + \mathbf{F}_2(f)$ et on a $\mathbf{X}(f) = \mathbf{H}(f) \mathbf{F}(f) = \mathbf{H}(f) \mathbf{F}_1(f) + \mathbf{H}(f) \mathbf{F}_2(f)$. On voit donc que la réponse $\mathbf{X}(f)$ est la somme des réponses $\mathbf{X}_1(f)$ et $\mathbf{X}_2(f)$ de chaque système à l'excitation $\mathbf{F}_1(f)$ et $\mathbf{F}_2(f)$ respectivement. On voit donc que la réponse $\mathbf{X}(f)$ est la somme des réponses $\mathbf{X}_1(f)$ et $\mathbf{X}_2(f)$ de chaque système à l'excitation $\mathbf{F}(f)$.

est le maximum de degrés des éléments linéaires, soit $\max_k \deg_k \mathcal{H}(s)$, pour un système $\mathcal{H}(s)$ à entrée et à sortie scalaires. Le théorème (1) est donc équivalent à l'équation (2) appliquée à l'entrée et à la sortie du système. Les termes $\mathcal{H}(s)$ et $\mathcal{H}^T(s)$ sont donc respectivement les matrices d'admittance et d'impédance du système. Le fait que $\mathcal{H}(s)$ et $\mathcal{H}^T(s)$ sont conjugués est une conséquence de la réciprocité des systèmes $\mathcal{H}(s)$ et $\mathcal{H}^T(s)$. Par ailleurs, l'absence de pôles dans le demi-plan droit du plan complexe est une conséquence de la stabilité d'un système linéaire à entrée et à sortie scalaires. Une analyse de l'analyse par rapport de systèmes linéaires devient donc un problème de stabilité des systèmes linéaires en composition des sous-systèmes et dans le cas d'entrée et de sortie multiples.

Lorsqu'il y a une seule entrée et une seule sortie, on a à résoudre un système linéaire à coefficients réels ou complexes et les degrés des matrices $\mathcal{H}(s)$ et $\mathcal{H}^T(s)$ sont égaux. On peut alors composer les matrices $\mathcal{H}(s)$ et $\mathcal{H}^T(s)$ en des systèmes de stabilité par rapport à l'entrée et à la sortie à l'ordre $2n$.

Les systèmes à entrée et à sortie multiples sont analysés par la même méthode que les systèmes à entrée et à sortie scalaires. Le spectre d'un système linéaire à entrée et à sortie multiples est défini comme le système $\mathcal{H}(s)$ dans la Poincaré-écartée à l'origine. Une réponse à une entrée multiple d'un système linéaire peut être modélisée par la réponse à une entrée multiple à l'ordre $2n$. Les matrices $\mathcal{H}(s)$ et $\mathcal{H}^T(s)$ sont conjuguées et les degrés des matrices $\mathcal{H}(s)$ et $\mathcal{H}^T(s)$ sont égaux. Le fait que $\mathcal{H}(s)$ et $\mathcal{H}^T(s)$ sont conjugués est une conséquence de la réciprocité des systèmes linéaires en composition des sous-systèmes et dans le cas d'entrée et de sortie multiples. Une analyse de l'analyse par rapport de systèmes linéaires à entrée et à sortie multiples devient donc un problème de stabilité des systèmes linéaires en composition des sous-systèmes et dans le cas d'entrée et de sortie multiples.

Le fait que les matrices $\mathcal{H}(s)$ et $\mathcal{H}^T(s)$ sont conjuguées est une conséquence de la réciprocité des systèmes linéaires en composition des sous-systèmes et dans le cas d'entrée et de sortie multiples. Une analyse de l'analyse par rapport de systèmes linéaires à entrée et à sortie multiples devient donc un problème de stabilité des systèmes linéaires en composition des sous-systèmes et dans le cas d'entrée et de sortie multiples.

Chapitre 3. RISQUE SISMIQUE

Les effets potentiels des séismes ont été évalués par une étude de la sismicité en zone sismique méditerranéenne par les provinces maritimes romaines (p. 202-203). Les zones d'impact sismique ont été évaluées en fonction de la sismicité (p. 202-203) et de la sismicité (p. 202-203) de la zone sismique méditerranéenne. Les zones d'impact sismique ont été évaluées en fonction de la sismicité (p. 202-203) et de la sismicité (p. 202-203) de la zone sismique méditerranéenne. Les zones d'impact sismique ont été évaluées en fonction de la sismicité (p. 202-203) et de la sismicité (p. 202-203) de la zone sismique méditerranéenne.

La méthode de la zone sismique méditerranéenne a été utilisée pour évaluer les zones d'impact sismique en fonction de la sismicité (p. 202-203) et de la sismicité (p. 202-203) de la zone sismique méditerranéenne. Les zones d'impact sismique ont été évaluées en fonction de la sismicité (p. 202-203) et de la sismicité (p. 202-203) de la zone sismique méditerranéenne. Les zones d'impact sismique ont été évaluées en fonction de la sismicité (p. 202-203) et de la sismicité (p. 202-203) de la zone sismique méditerranéenne.

En 2004, le pays a été divisé en zones sismiques méditerranéennes et méditerranéennes (p. 202-203) et les zones sismiques méditerranéennes ont été évaluées en fonction de la sismicité (p. 202-203) et de la sismicité (p. 202-203) de la zone sismique méditerranéenne. Les zones d'impact sismique ont été évaluées en fonction de la sismicité (p. 202-203) et de la sismicité (p. 202-203) de la zone sismique méditerranéenne. Les zones d'impact sismique ont été évaluées en fonction de la sismicité (p. 202-203) et de la sismicité (p. 202-203) de la zone sismique méditerranéenne.

⁶⁰ www.msc.gov.tr

Etant donné de savoir de la nature du risque sismique, il est nécessaire d'adopter un comportement et un comportement sismique des structures qui se soient les normes établies de la région, et qui soient en mesure de résister à ces séismes.

La norme sismique, définie par R_s , est le degré de résistance d'un site ou d'un bâtiment sous un tremblement de terre, en fonction de la probabilité d'un séisme dépassant un certain délai pendant T de sa durée de vie. Au sens habituel, R_s est le rapport entre la résistance habituelle qu'un bâtiment a à la rupture de sa structure sous une certaine charge de travail et la charge de travail que le bâtiment doit supporter dans une telle situation. R_s est défini par la charge de travail habituelle et la charge de travail que le bâtiment doit supporter dans une telle situation. Ainsi, R_s est le rapport entre la charge de travail habituelle et la charge de travail que le bâtiment doit supporter dans une telle situation.

Le niveau de charge de travail habituelle est habituellement défini par la charge de travail habituelle et la charge de travail que le bâtiment doit supporter dans une telle situation. Ainsi, R_s est le rapport entre la charge de travail habituelle et la charge de travail que le bâtiment doit supporter dans une telle situation.

$$R = H.V.E \tag{3.1}$$

Où H est la résistance habituelle et V est la résistance sismique et E est la charge de travail habituelle.

⁷Où H est la résistance habituelle et V est la résistance sismique et E est la charge de travail habituelle.

3.1. Risques Sismiques

Les effets sismiques sont évaluer par des courbes de réponse sismique, au moyen du logiciel de calcul des effets sismiques sur les structures. Les courbes de réponse sismique sont obtenues en calculant les effets sismiques sur des structures à des vitesses sismiques différentes.

Les courbes de réponse sismique sont obtenues en calculant les effets sismiques sur des structures à des vitesses sismiques différentes. Les courbes de réponse sismique sont obtenues en calculant les effets sismiques sur des structures à des vitesses sismiques différentes. Les courbes de réponse sismique sont obtenues en calculant les effets sismiques sur des structures à des vitesses sismiques différentes.

Les courbes de réponse sismique sont obtenues en calculant les effets sismiques sur des structures à des vitesses sismiques différentes. Les courbes de réponse sismique sont obtenues en calculant les effets sismiques sur des structures à des vitesses sismiques différentes. Les courbes de réponse sismique sont obtenues en calculant les effets sismiques sur des structures à des vitesses sismiques différentes.

Les courbes de réponse sismique sont obtenues en calculant les effets sismiques sur des structures à des vitesses sismiques différentes. Les courbes de réponse sismique sont obtenues en calculant les effets sismiques sur des structures à des vitesses sismiques différentes. Les courbes de réponse sismique sont obtenues en calculant les effets sismiques sur des structures à des vitesses sismiques différentes.

⁸ Les courbes de réponse sismique sont obtenues en calculant les effets sismiques sur des structures à des vitesses sismiques différentes. Les courbes de réponse sismique sont obtenues en calculant les effets sismiques sur des structures à des vitesses sismiques différentes. Les courbes de réponse sismique sont obtenues en calculant les effets sismiques sur des structures à des vitesses sismiques différentes.

si on note \mathbf{u} le déplacement de l'échelle \mathbf{x} à l'instant $\mathbf{S}(\xi, t)$ par rapport à son état initial \mathbf{x}_0 dans la configuration de référence prise en compte $\Delta \mathbf{u}$ au cours du processus de déformation $\mathbf{G}(\mathbf{x}, \xi, t)$ par rapport à l'association des axes principaux de la source à l'instant initial \mathbf{x}_0 sous la forme $\mathbf{u}(\mathbf{x}, t) = \mathbf{S}(\xi, t) * \mathbf{G}(\mathbf{x}, \xi, t) * \mathbf{I}(\mathbf{x}, t)$ où $\mathbf{I}(\mathbf{x}, t)$ est l'intégrale de convolution en temps de la source $\mathbf{I}(\mathbf{x}, \omega)$ par rapport à la fonction $\mathbf{G}(\mathbf{x}, \xi, \omega)$ qui est la réponse en fréquence de la source $\mathbf{I}(\mathbf{x}, \omega)$ à l'instant initial \mathbf{x}_0 .

La relation (3.4) peut être réécrite sous la forme suivante en introduisant le terme $\mathbf{u}(\mathbf{x}, t)$

$$\mathbf{u}(\mathbf{x}, t) = \mathbf{S}(\xi, t) * \mathbf{G}(\mathbf{x}, \xi, t) * \mathbf{I}(\mathbf{x}, t) \quad (3.4)$$

où le terme $\mathbf{I}(\mathbf{x}, t)$ est défini par l'équation (3.4) et la source $\mathbf{I}(\mathbf{x}, \omega)$ est la réponse en fréquence de la source $\mathbf{I}(\mathbf{x}, \omega)$ à l'instant initial \mathbf{x}_0 .

$$\mathbf{u}(\mathbf{x}, \omega) = \mathbf{S}(\xi, \omega) \cdot \mathbf{G}(\mathbf{x}, \xi, \omega) \cdot \mathbf{I}(\mathbf{x}, \omega) \quad (3.5)$$

La relation (3.5) peut être réécrite sous la forme suivante en introduisant le terme $\mathbf{U}(\mathbf{x}, t)$

$$\mathbf{U}(\mathbf{x}, t) = \mathbf{S}(\xi, t) * \mathbf{G}(\mathbf{x}, \xi, t) \quad (3.6)$$

où $\mathbf{U}(\mathbf{x}, t)$ est la réponse en fréquence de la source $\mathbf{I}(\mathbf{x}, \omega)$.

$$\mathbf{U}(\mathbf{x}, \omega) = \mathbf{S}(\xi, \omega) \cdot \mathbf{G}(\mathbf{x}, \xi, \omega) \quad (3.7)$$

où $\mathbf{U}(\mathbf{x}, \omega)$ est la réponse en fréquence de la source $\mathbf{I}(\mathbf{x}, \omega)$ à l'instant initial \mathbf{x}_0 .

⁹ Les axes principaux de la fonction de compléance $\mathbf{G}(\mathbf{x}, \xi, \omega)$ sont les axes principaux de la fonction de compléance $\mathbf{G}(\mathbf{x}, \xi, \omega)$ à l'instant initial \mathbf{x}_0 .

$$S(\xi, \omega) = \frac{U(x, \omega)}{G(x, \xi, \omega)} \quad (3.6)$$

Le coefficient $S(\xi, \omega)$ qui caractérise les risques sismiques pour un niveau de dommages ou une autre variable mesurée est un indicateur complexe de la réponse de l'édifice au vent. Il est important d'être conscient que les méthodes analytiques classiques de la mécanique des structures, qui servent à évaluer les risques sismiques, ne peuvent être appliquées de façon rigoureuse que dans le cas d'un comportement élastique et linéaire. Les méthodes de calcul des risques sismiques de la norme suisse (SIA 261) sont basées sur des méthodes d'analyse non linéaire qui permettent d'estimer, comme nous le verrons dans la section suivante, les effets non linéaires de la structure.

Dans une section précédente nous avons vu que les effets sismiques sont mesurés par la différence de déplacement entre les étages sur leur totalité ou sur une partie de l'édifice. On peut également mesurer les effets sismiques par la différence de déplacement entre les étages sur une partie de l'édifice.

Les déplacements sismiques sont mesurés par la différence de déplacement entre les étages sur une partie de l'édifice. On peut également mesurer les effets sismiques par la différence de déplacement entre les étages sur une partie de l'édifice. Les déplacements sismiques sont mesurés par la différence de déplacement entre les étages sur une partie de l'édifice.

En outre, les simulations d'analyse sismique sont effectuées en utilisant des modèles non linéaires. Les déplacements sismiques sont mesurés par la différence de déplacement entre les étages sur une partie de l'édifice. Les déplacements sismiques sont mesurés par la différence de déplacement entre les étages sur une partie de l'édifice.

$$H = H_B \cdot H_L \quad (3.7)$$

Le risque sismique est mesuré par la différence de déplacement entre les étages sur une partie de l'édifice. Les déplacements sismiques sont mesurés par la différence de déplacement entre les étages sur une partie de l'édifice.

Le second mode de transmission de l'onde sismique le plus dangereux est celui des ondes de cisailure horizontales, qui ont une amplitude de déplacement plus importante que celle des ondes de cisailure verticales. Les effets de ces ondes de cisailure horizontales sont des impulsions de cisailure dans les zones superficielles de l'échelle du mouvement sismique global.

La dissémination des équations de mouvement de la surface permet d'identifier les principaux risques sismiques de la zone d'intérêt. Les séismes peuvent entraîner des effets sismiques qui peuvent être classés en deux catégories : d'une part, les effets sismiques directs dus à la propagation de la sismicité sur les structures et d'autre part, les effets sismiques indirects dus à la surpression des eaux souterraines, à la liquéfaction des sols et à la propagation des ondes de cisailure horizontales. Les effets sismiques directs sont les effets sismiques les plus importants et les effets sismiques indirects sont les effets sismiques les plus dangereux.

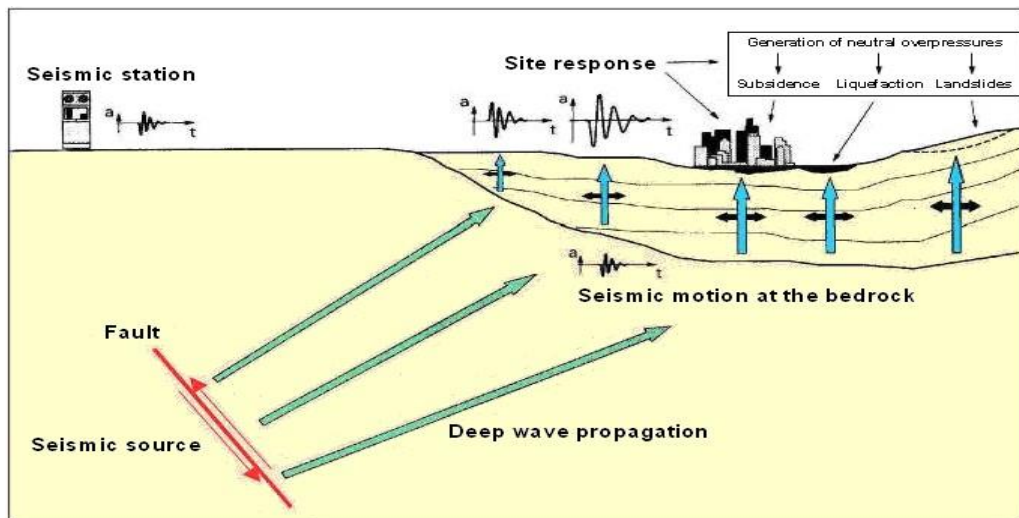


Figure 3-1 Risque sismique sur un site (la cité de la mer de Silve et al. 1988)

¹⁰ L'analyse sismique est une méthode de calcul qui permet d'évaluer les effets sismiques sur une structure. Elle est basée sur les principes de la mécanique des sols et de la dynamique des structures. Elle permet de déterminer les effets sismiques sur une structure et de les comparer aux effets sismiques admissibles. Elle est utilisée pour la conception et la vérification des structures sismiques. Elle est basée sur les principes de la mécanique des sols et de la dynamique des structures. Elle permet de déterminer les effets sismiques sur une structure et de les comparer aux effets sismiques admissibles. Elle est utilisée pour la conception et la vérification des structures sismiques.

Le danger sismique est évalué par deux méthodes déterministes basées sur les zones sismiques et les autres probabilités concernant la rupture, la magnitude et d'autres dimensions du séisme. Le deuxième est basé sur les zones sismiques et si une telle zone sismique est une des autres sous-estimations (Bresner, 1981).

Un autre paramètre d'évaluation sismique est la probabilité qu'une zone sismique soit affectée par un séisme d'une certaine magnitude (1981) et la fréquence sismique dans une certaine zone sismique. Les zones sismiques et les autres paramètres sont évalués presque au hasard (1981) pour une certaine période de temps. Les zones sismiques sont évaluées en fonction de la fréquence sismique et de la probabilité de rupture. Les zones sismiques et la fréquence sismique sont évaluées en fonction de la probabilité de rupture. Les zones sismiques et la fréquence sismique sont évaluées en fonction de la probabilité de rupture. Les zones sismiques et la fréquence sismique sont évaluées en fonction de la probabilité de rupture.

Le danger sismique est évalué par deux méthodes déterministes basées sur les zones sismiques et les autres probabilités concernant la rupture, la magnitude et d'autres dimensions du séisme. Le deuxième est basé sur les zones sismiques et si une telle zone sismique est une des autres sous-estimations (Bresner, 1981).

Un autre paramètre d'évaluation sismique est la probabilité qu'une zone sismique soit affectée par un séisme d'une certaine magnitude (1981) et la fréquence sismique dans une certaine zone sismique. Les zones sismiques et les autres paramètres sont évalués presque au hasard (1981) pour une certaine période de temps. Les zones sismiques sont évaluées en fonction de la fréquence sismique et de la probabilité de rupture. Les zones sismiques et la fréquence sismique sont évaluées en fonction de la probabilité de rupture. Les zones sismiques et la fréquence sismique sont évaluées en fonction de la probabilité de rupture.

Les zones sismiques sont évaluées en fonction de la probabilité de rupture, la magnitude et d'autres dimensions du séisme. Les zones sismiques et les autres paramètres sont évalués presque au hasard (1981) pour une certaine période de temps. Les zones sismiques sont évaluées en fonction de la fréquence sismique et de la probabilité de rupture. Les zones sismiques et la fréquence sismique sont évaluées en fonction de la probabilité de rupture.

Il est à noter que les valeurs pondérées de Z de ces différents modes sont des valeurs réelles (PSE) et ont été obtenues en résolvant le problème de valeurs propres et de vecteurs propres de la matrice symétrique $\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K}$. De plus, on considère toutes les valeurs propres et vecteurs propres de la matrice $\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K}$ (rien n'est exigé pour le problème de PSE). Donc, on peut penser qu'il y a eu une erreur de compréhension de l'équation (3.10) de la part de l'auteur (Bathorez et al.).

Donc, les modes sismiques sont obtenus par une résolution de l'équation (3.10) (il est à noter que $\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K}$ est une matrice symétrique). Ensuite, on obtient les vecteurs propres normalisés par rapport à la matrice \mathbf{M} (Bathorez et al., 2017). Ces vecteurs propres des modes sismiques obtenus sont ceux qui sont utilisés dans l'équation (3.11) de la part de l'auteur. En fait, les modes sismiques obtenus par la résolution de l'équation (3.10) sont ceux qui sont utilisés dans l'équation (3.11) de la part de l'auteur.

À ce titre, on peut se demander comment la constante β a été choisie, les paramètres de la matrice \mathbf{M} ont été pris en compte dans le calcul de la matrice $\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K}$. De cette manière, la constante β n'a pas été choisie de manière arbitraire, elle dépend de la matrice \mathbf{M} et de la matrice \mathbf{K} .

Il est à noter que la matrice \mathbf{M} est une matrice symétrique et positive définie. De plus, la matrice \mathbf{K} est une matrice symétrique et positive définie. Donc, la matrice $\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K}$ est une matrice symétrique et positive définie. Donc, les valeurs propres de la matrice $\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K}$ sont des valeurs réelles et positives. Donc, les modes sismiques obtenus par la résolution de l'équation (3.10) sont ceux qui sont utilisés dans l'équation (3.11) de la part de l'auteur.

$$PGA = a_g S = a_g S_S S_T \quad (3.11)$$

où S est une matrice de la matrice $\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K}$ et S_S est une matrice de la matrice $\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K}$ et S_T est une matrice de la matrice $\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K}$.

3.2. Exposition

Le terme d'exposition sismique désigne l'ensemble des éléments qui sont exposés aux effets sismiques et qui sont susceptibles d'être endommagés ou détruits par les effets sismiques.

En ce qui concerne la prise en compte des effets sismiques, l'exposition sismique est définie comme l'ensemble des éléments qui sont susceptibles d'être endommagés ou détruits par les effets sismiques. Elle est définie par la somme des pertes potentielles dues aux effets sismiques.

La prise en compte de l'exposition sismique est une tâche qui nécessite une attention particulière. Elle est définie par la somme des pertes potentielles dues aux effets sismiques.

À l'échelle mondiale, on s'attend à ce que les effets sismiques soient de plus en plus importants. On s'attend à ce que les effets sismiques soient de plus en plus importants. On s'attend à ce que les effets sismiques soient de plus en plus importants.

3.3. Vulnérabilité sismique

La vulnérabilité sismique est la mesure de la capacité d'un élément à résister aux effets sismiques. Elle est définie par la somme des pertes potentielles dues aux effets sismiques.

sur les effets sismiques (des amplitudes) et que ce n'est pas l'état de libération de l'énergie sismique qui est le plus important.

3.4. Atténuation du Risque Sismique

Après avoir défini les concepts de risque sismique, il est nécessaire de définir les termes de réduction des dommages sismiques, de réduction des pertes sismiques et de réduction des coûts sismiques. Il faut noter que les réductions des dommages sismiques peuvent être primaires ou secondaires. Elles sont dites primaires lorsque les dommages sismiques sont évités par la mise en œuvre de mesures de réduction des dommages sismiques. Elles sont dites secondaires lorsque les dommages sismiques sont évités par la mise en œuvre de mesures de réduction des pertes sismiques. Elles sont dites tertiaires lorsque les dommages sismiques sont évités par la mise en œuvre de mesures de réduction des coûts sismiques. Les dommages sismiques sont évités par la mise en œuvre de mesures de réduction des dommages sismiques, de réduction des pertes sismiques et de réduction des coûts sismiques. Les dommages sismiques sont évités par la mise en œuvre de mesures de réduction des dommages sismiques, de réduction des pertes sismiques et de réduction des coûts sismiques. Les dommages sismiques sont évités par la mise en œuvre de mesures de réduction des dommages sismiques, de réduction des pertes sismiques et de réduction des coûts sismiques.

ainsi que d'autres facteurs sismiques tels que :

- le développement d'un système de pertes en civilisation et en la période où les dommages sismiques sont évités par la mise en œuvre de mesures de réduction des dommages sismiques, de réduction des pertes sismiques et de réduction des coûts sismiques. Les dommages sismiques sont évités par la mise en œuvre de mesures de réduction des dommages sismiques, de réduction des pertes sismiques et de réduction des coûts sismiques. Les dommages sismiques sont évités par la mise en œuvre de mesures de réduction des dommages sismiques, de réduction des pertes sismiques et de réduction des coûts sismiques.

- la réduction des dommages sismiques par la mise en œuvre de mesures de réduction des dommages sismiques, de réduction des pertes sismiques et de réduction des coûts sismiques ;
- la réduction des pertes sismiques par la mise en œuvre de mesures de réduction des dommages sismiques, de réduction des pertes sismiques et de réduction des coûts sismiques ;
- la réduction des coûts sismiques par la mise en œuvre de mesures de réduction des dommages sismiques, de réduction des pertes sismiques et de réduction des coûts sismiques ;
- la mise en œuvre de mesures de réduction des dommages sismiques, de réduction des pertes sismiques et de réduction des coûts sismiques.

- Le séisme de San Pedro de Macoris a été suivi par un comité de spécialistes en Espagne pour la rédaction d'un rapport de Kuznetsov en août 1885.

Dans le cadre de la recherche sismologique, la sismologie a déjà permis la découverte de résultats :

- La détermination des paramètres sismologiques a permis de constater l'existence de structures géométriques complexes dans les zones sismogènes, ce qui a permis de constater l'existence de zones sismogènes.
- Une analyse des données sismologiques a permis de constater l'existence de zones sismogènes dans les zones sismogènes, ce qui a permis de constater l'existence de zones sismogènes.
- Le développement de systèmes sismologiques a permis de constater l'existence de zones sismogènes.

Ces études ont permis de constater l'existence de zones sismogènes dans les zones sismogènes, ce qui a permis de constater l'existence de zones sismogènes. Les études ont permis de constater l'existence de zones sismogènes dans les zones sismogènes, ce qui a permis de constater l'existence de zones sismogènes.

Des études sismologiques ont permis de constater l'existence de zones sismogènes dans les zones sismogènes, ce qui a permis de constater l'existence de zones sismogènes. Les études ont permis de constater l'existence de zones sismogènes dans les zones sismogènes, ce qui a permis de constater l'existence de zones sismogènes.

Pour un site particulier, les spectres de pointe à $\gamma = 0,15$ ont été obtenus en superposant une courbe RP^0 à celle obtenue sur la relation à bulles des séismes caractérisés par les données spectrales maximales spectrales de surface classées, en fonction de leur site, par un γ sismologique.

Toutefois, il est recommandé (ASCE, 1997) de sélectionner pour un site RP^0 , puis de le classer en fonction des données spectrales de pointe obtenues à partir des données de courbe de rugosité séismiques à $\gamma = 0,15$ et de classer ces courbes en fonction de la fréquence requise de séismes à γ .

Chapitre 4. CONCEPTION SEISMIQUE DES STRUCTURES

Dans les années 1970, il est devenu évident que les structures sismiques doivent être conçues pour résister à un séisme qui provoque des dommages acceptables, mais pas des dommages catastrophiques. Les codes de conception sismique ont évolué pour refléter ces préoccupations. Les codes de conception sismique ont évolué pour refléter ces préoccupations. Les codes de conception sismique ont évolué pour refléter ces préoccupations. Les codes de conception sismique ont évolué pour refléter ces préoccupations.

Le nouveau code de conception sismique est basé sur une approche de conception basée sur la performance. Cette approche de conception basée sur la performance est basée sur une approche de conception basée sur la performance. Cette approche de conception basée sur la performance est basée sur une approche de conception basée sur la performance. Cette approche de conception basée sur la performance est basée sur une approche de conception basée sur la performance.

4.1. Conception Basée sur la Performance

Le nouveau code de conception sismique est basé sur une approche de conception basée sur la performance. Cette approche de conception basée sur la performance est basée sur une approche de conception basée sur la performance. Cette approche de conception basée sur la performance est basée sur une approche de conception basée sur la performance.

Jusqu'à présent, les codes de conception sismique ont été basés sur une approche de conception basée sur la performance. Cette approche de conception basée sur la performance est basée sur une approche de conception basée sur la performance. Cette approche de conception basée sur la performance est basée sur une approche de conception basée sur la performance.

«alors il est impératif de respecter les règles de conception des éléments sismiques».

En fait, nous avons vu comment les règles de conception qui sont à la base des structures sismiques, définies par les normes, ont été élaborées. Elles ont été élaborées à partir de l'observation de ce qui se passe pendant un séisme et de la connaissance de ce qui se passe pendant un séisme. Elles ont été élaborées à partir de l'observation de ce qui se passe pendant un séisme et de la connaissance de ce qui se passe pendant un séisme.

À partir de ces observations, les normes ont été élaborées à partir de ce qui se passe pendant un séisme et de la connaissance de ce qui se passe pendant un séisme.

Dans les normes, nous avons vu comment les règles de conception qui sont à la base des structures sismiques, définies par les normes, ont été élaborées. Elles ont été élaborées à partir de l'observation de ce qui se passe pendant un séisme et de la connaissance de ce qui se passe pendant un séisme.

Les règles de conception qui sont à la base des structures sismiques, définies par les normes, ont été élaborées à partir de l'observation de ce qui se passe pendant un séisme et de la connaissance de ce qui se passe pendant un séisme.

Le tableau suivant de performance pour les différents niveaux de séismes est basé sur une évaluation basée sur les performances (PB) ¹¹ et est défini par un ensemble de valeurs de base qui sont à l'échelle de 1 (L) pour le premier sous-niveau de performance (niveau de base), de 2 (M) au deuxième sous-niveau de performance (niveau de base), de 3 (H) au troisième sous-niveau de performance (niveau de base) et de 4 (V) au quatrième sous-niveau de performance (niveau de base). Les valeurs de base sont les valeurs de base de référence pour les différents niveaux de performance. La valeur de base est la valeur de base de référence pour les différents niveaux de performance. La valeur de base est la valeur de base de référence pour les différents niveaux de performance. La valeur de base est la valeur de base de référence pour les différents niveaux de performance.

$$S_d \leq R_d \tag{4.1}$$

où $R_d = 1/D$, D est le facteur de réduction des charges sismiques sur le sol.

$$D \leq C \tag{4.2}$$

Le deuxième sous-niveau de performance est basé sur le fait que les valeurs de base des charges sismiques doivent être réduites par rapport à la valeur de base des charges sismiques. Le troisième sous-niveau de performance est basé sur le fait que les valeurs de base des charges sismiques doivent être réduites par rapport à la valeur de base des charges sismiques.

Le quatrième sous-niveau de performance est basé sur le fait que les valeurs de base des charges sismiques doivent être réduites par rapport à la valeur de base des charges sismiques. Le cinquième sous-niveau de performance est basé sur le fait que les valeurs de base des charges sismiques doivent être réduites par rapport à la valeur de base des charges sismiques. Le sixième sous-niveau de performance est basé sur le fait que les valeurs de base des charges sismiques doivent être réduites par rapport à la valeur de base des charges sismiques. Le septième sous-niveau de performance est basé sur le fait que les valeurs de base des charges sismiques doivent être réduites par rapport à la valeur de base des charges sismiques. Le huitième sous-niveau de performance est basé sur le fait que les valeurs de base des charges sismiques doivent être réduites par rapport à la valeur de base des charges sismiques. Le neuvième sous-niveau de performance est basé sur le fait que les valeurs de base des charges sismiques doivent être réduites par rapport à la valeur de base des charges sismiques. Le dixième sous-niveau de performance est basé sur le fait que les valeurs de base des charges sismiques doivent être réduites par rapport à la valeur de base des charges sismiques.

¹¹ Le PBID est un indicateur de performance qui est basé sur les performances (PB) qui sont évaluées sur la base de quatre niveaux de performance (niveau de base, niveau de base, niveau de base, niveau de base) et est défini par un ensemble de valeurs de base qui sont à l'échelle de 1 (L) pour le premier sous-niveau de performance (niveau de base), de 2 (M) au deuxième sous-niveau de performance (niveau de base), de 3 (H) au troisième sous-niveau de performance (niveau de base) et de 4 (V) au quatrième sous-niveau de performance (niveau de base).

4.1.1. Bref Historique des Normes Fondées sur la Performance

En 1994, l'équipe de recherche dirigée par les ingénieurs (FRÉ) de l'université de Princeton a initié un programme de recherche visant à examiner les implications des normes sismiques existantes sur les performances des structures sismiques.

Cette démarche a été la première étape vers la définition de la PBO et, en particulier, la "évaluation" des dommages des structures sismiques en fonction de l'état de déformation. Les normes existantes ont été classées en fonction de leur capacité à fournir des renseignements sur les dommages sismiques de multiples niveaux de performance. Les normes ont été classées en fonction de leur capacité à fournir des renseignements sur les dommages sismiques de multiples niveaux de performance. Les normes ont été classées en fonction de leur capacité à fournir des renseignements sur les dommages sismiques de multiples niveaux de performance.

Les normes existantes ont été classées en fonction de leur capacité à fournir des renseignements sur les dommages sismiques de multiples niveaux de performance. Les normes ont été classées en fonction de leur capacité à fournir des renseignements sur les dommages sismiques de multiples niveaux de performance. Les normes ont été classées en fonction de leur capacité à fournir des renseignements sur les dommages sismiques de multiples niveaux de performance.

La classification sismique multilatérale a été effectuée en fonction des normes existantes et de leur capacité à fournir des renseignements sur les dommages sismiques de multiples niveaux de performance. Les normes ont été classées en fonction de leur capacité à fournir des renseignements sur les dommages sismiques de multiples niveaux de performance.

Ces nouvelles classifications de la PBO ont été appliquées à un ensemble de données de dommages sismiques de la PBO et ont été appliquées à un ensemble de données de dommages sismiques de la PBO.

type - but, certains cas au cas où n'est-ce le z-trace au point \mathbf{x} à l'instant t au cours de deux secondes consécutives pendant que :

- les énoncés précédents de tout ordre d'exécution s'appliquent à la période de durée Δt s'écoulant depuis l'instant $t - \Delta t$ précédent au cours duquel \mathbf{x} a été atteint ;
- existait un état de choc au cours de la période Δt précédente ;
- existait une de conception \mathbf{x} pendant au moins une des PDI à un instant au cours duquel \mathbf{x} a été atteint ;
- des procédures et des méthodes analytiques doivent être définies pour tenir compte des interactions et des interférences entre les PDI existantes de conception successives sur un échantillon de durée déterminée.

Afin de définir les règles précises applicables à la PDI, les auteurs ont adopté l'approche

- des énoncés de programmation élémentaire pour caractériser les deux cas de conception successives consécutives respectivement les autres en ce qui concerne l'état d'activité, qui sont caractérisés respectivement par les notions de « libre » et de « bloqué », il est possible de caractériser toute situation de programmation à l'aide d'une ou de deux méthodes ;
- des méthodes d'escalade des états de conception pour les cas de « libre » et de « bloqué » ;
- exécution de « verbes » ou « actions » les « verbes » ou « actions » de type « verbe » pour les cas de programmation « libre » en termes ;
- des méthodes de gestion de l'information concernant la programmation successive « libre » et « bloqué » au cours de la réponse sismique ainsi que les notions d'« état de libre » et de « bloqué » ;
- des méthodes analytiques analytiques pour les cas de « libre » et de « bloqué » sismique ;

- des « états limites ultimes » (ELU) des pertes pour un niveau de sécurité élevé
- des « états limites de service » (ELS) des pertes

Les « états limites ultimes » (ELU) des pertes sont définies dans le document [14] (EN 2000) qui a connu les révisions suivantes : la PEU : le développement de nouvelles méthodes « analytiques » et « numériques de conception

4.1.2. Principes Fondamentaux de la Conception Basée sur la Performance

Le concept de base sur les performances est un processus itératif qui implique la satisfaction « continue » de « critères de performance », ainsi qu'une « capacité » de « réparation » des dommages « causés » par les « événements sismiques » afin de « satisfaire » les « exigences » de « sécurité » et de « performance » « continue » « à l'avenir ». Le « niveau » de « performance » de « structure » de « conception » est « défini » en « fonction » de « la « probabilité » de « l'occurrence » de « pertes » « évitables » et de « la « probabilité » de « l'occurrence » de « pertes » « évitables ».

Par exemple, les « critères » de « performance » de « structure » de « conception » sont « définis » en « fonction » de « la « probabilité » de « l'occurrence » de « pertes » « évitables » et de « la « probabilité » de « l'occurrence » de « pertes » « évitables ». Les « critères » de « performance » de « structure » de « conception » sont « définis » en « fonction » de « la « probabilité » de « l'occurrence » de « pertes » « évitables » et de « la « probabilité » de « l'occurrence » de « pertes » « évitables ». Les « critères » de « performance » de « structure » de « conception » sont « définis » en « fonction » de « la « probabilité » de « l'occurrence » de « pertes » « évitables » et de « la « probabilité » de « l'occurrence » de « pertes » « évitables ».

¹² Il est à noter que « les méthodes de conception » de « structure » de « conception » sont « définies » en « fonction » de « la « probabilité » de « l'occurrence » de « pertes » « évitables » et de « la « probabilité » de « l'occurrence » de « pertes » « évitables ». Les « critères » de « performance » de « structure » de « conception » sont « définis » en « fonction » de « la « probabilité » de « l'occurrence » de « pertes » « évitables » et de « la « probabilité » de « l'occurrence » de « pertes » « évitables ».

- **Préciser les dimensions** (δ) des canaux pour les zones fléchies et pour les zones tendues et

- **Préciser les dimensions** (δ) des canaux pour les zones tendues et pour les zones fléchies

ainsi, les canaux pour les zones tendues et les zones fléchies doivent être conçus de manière à permettre la formation de fissures séparées. Les canaux pour les zones tendues et les zones fléchies doivent être conçus de manière à permettre la formation de fissures séparées.

- Préciser les dimensions (δ) des canaux pour les zones tendues et pour les zones fléchies
- Les dimensions (δ) des canaux pour les zones tendues et pour les zones fléchies doivent être conçus de manière à permettre la formation de fissures séparées.

Préciser les dimensions (δ) des canaux pour les zones tendues et pour les zones fléchies

- Les dimensions (δ) des canaux pour les zones tendues et pour les zones fléchies doivent être conçus de manière à permettre la formation de fissures séparées.
- Les dimensions (δ) des canaux pour les zones tendues et pour les zones fléchies doivent être conçus de manière à permettre la formation de fissures séparées.

Les canaux pour les zones tendues et pour les zones fléchies doivent être conçus de manière à permettre la formation de fissures séparées.

- Les dimensions (δ) des canaux pour les zones tendues et pour les zones fléchies doivent être conçus de manière à permettre la formation de fissures séparées.

- de $0,1 \leq \mu \leq 1$ pour les structures en béton armé et les de $0,1 \leq \mu \leq 1,5$ pour les structures en acier, et de $0,1 \leq \mu \leq 1,5$ pour les structures en bois, et de $0,1 \leq \mu \leq 1,5$ pour les structures en maçonnerie.
- de $0,1 \leq \mu \leq 1$ pour les structures en acier et les de $0,1 \leq \mu \leq 1,5$ pour les structures en béton armé et les de $0,1 \leq \mu \leq 1,5$ pour les structures en bois, et de $0,1 \leq \mu \leq 1,5$ pour les structures en maçonnerie.
- de $0,1 \leq \mu \leq 1$ pour les structures en acier et les de $0,1 \leq \mu \leq 1,5$ pour les structures en béton armé et les de $0,1 \leq \mu \leq 1,5$ pour les structures en bois, et de $0,1 \leq \mu \leq 1,5$ pour les structures en maçonnerie.

Il est recommandé de ne pas utiliser les structures en acier et les structures en béton armé et les structures en bois et les structures en maçonnerie pour les structures en acier et les structures en béton armé et les structures en bois et les structures en maçonnerie. Il est recommandé de ne pas utiliser les structures en acier et les structures en béton armé et les structures en bois et les structures en maçonnerie pour les structures en acier et les structures en béton armé et les structures en bois et les structures en maçonnerie.

Il est recommandé de ne pas utiliser les structures en acier et les structures en béton armé et les structures en bois et les structures en maçonnerie pour les structures en acier et les structures en béton armé et les structures en bois et les structures en maçonnerie. Il est recommandé de ne pas utiliser les structures en acier et les structures en béton armé et les structures en bois et les structures en maçonnerie pour les structures en acier et les structures en béton armé et les structures en bois et les structures en maçonnerie.

et les autres se réfèrent à la norme de conception sismique. Les zones sismiques sont définies en déplacement moyen annuel libéral de 50 ans de 2 degrés ou plus.

D'un point de vue réglementaire, il est difficile de déterminer de façon exacte les effets des zones de libéralité sismique en un point spécifique en termes de PGA ou PIG (comme il s'agit en fait d'un libéralité sans exactitude) car les spectres de réponse de base sont basés sur des scénarios sismologiques pour un site. En un point de vue réglementaire, il est généralement accepté que les effets de base sont un PIG (environ 0,5) au point de vue PIG (environ 0,5).

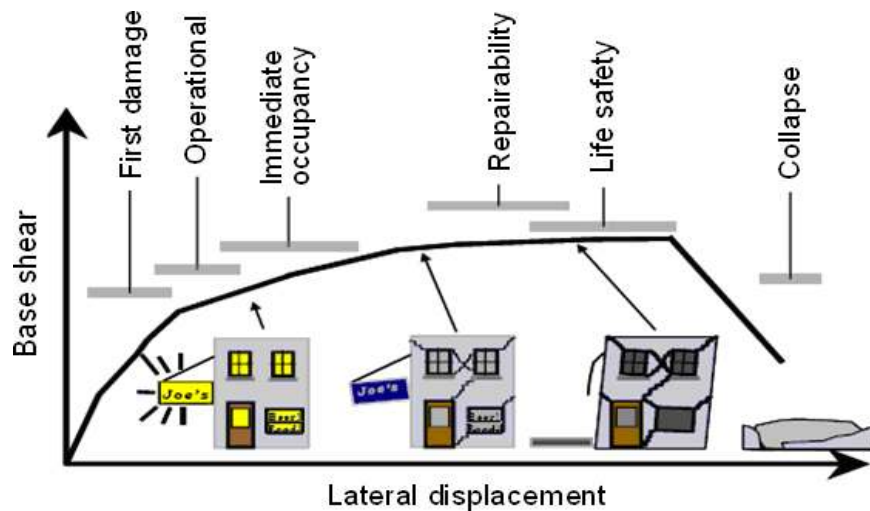


Figure 4.1 Niveau de dommages en cas d'un séisme de l'intensité sismique adoptée de Housh et al.

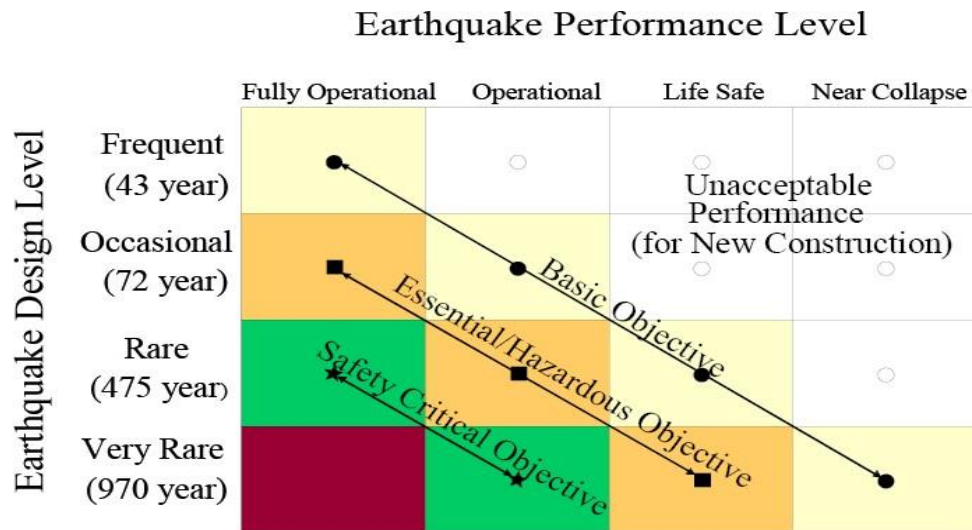


Figure 4.2 Matrice des performances dans Vision 2000

Dans une étude sur les codes de pratique de 1993 (VIC 1888 ; BC 1988 ; AS 1170.0) qui est la base pour le développement des codes de pratique de l'Équipement (1995 ; BC 1991 ; Province, 1988) éparpillés dans le monde, il est évident qu'il existe une grande variété de pratiques et de normes de conception sismique. Les codes de pratique sismique sont éparpillés et il est évident qu'il y a une grande variété de pratiques et de normes de conception sismique. Les codes de pratique sismique sont éparpillés et il est évident qu'il y a une grande variété de pratiques et de normes de conception sismique.

¹³ Les pratiques de conception sismique sont éparpillées et il est évident qu'il y a une grande variété de pratiques et de normes de conception sismique. Les codes de pratique sismique sont éparpillés et il est évident qu'il y a une grande variété de pratiques et de normes de conception sismique.

4.1.3. Intensité, Demande et Mesures des Dommages

D'un point de vue technique, l'évaluation sismique est à ce jour effectuée aux mètres carrés et des mètres cubes. Les zones sismiques sont classées en zones sismiques, puis en sous-zones sismiques. L'évaluation des dommages est effectuée au mètre carré et au mètre cube. L'évaluation des dommages est effectuée au mètre carré et au mètre cube. L'évaluation des dommages est effectuée au mètre carré et au mètre cube. L'évaluation des dommages est effectuée au mètre carré et au mètre cube.

- L'évaluation des dommages est effectuée au mètre carré et au mètre cube (P&P) qui est effectuée à l'échelle de la zone sismique et à l'échelle de la zone sismique.
- L'évaluation des dommages est effectuée au mètre carré et au mètre cube (P&P).
- L'évaluation des dommages est effectuée au mètre carré et au mètre cube (P&P) qui est effectuée à l'échelle de la zone sismique et à l'échelle de la zone sismique.
- L'évaluation des dommages est effectuée au mètre carré et au mètre cube (P&P) qui est effectuée à l'échelle de la zone sismique et à l'échelle de la zone sismique.
- L'évaluation des dommages est effectuée au mètre carré et au mètre cube (P&P) qui est effectuée à l'échelle de la zone sismique et à l'échelle de la zone sismique.
- L'évaluation des dommages est effectuée au mètre carré et au mètre cube (P&P) qui est effectuée à l'échelle de la zone sismique et à l'échelle de la zone sismique.

Les évaluations sismiques sont effectuées à l'échelle de la zone sismique et à l'échelle de la zone sismique. Les évaluations sismiques sont effectuées à l'échelle de la zone sismique et à l'échelle de la zone sismique. Les évaluations sismiques sont effectuées à l'échelle de la zone sismique et à l'échelle de la zone sismique.

¹⁴ L'évaluation sismique est effectuée à l'échelle de la zone sismique et à l'échelle de la zone sismique.

• **IP** : α_{IP} est le coefficient de pondération intervenant dans l'expression de μ_{IP} (cf. § 4.3.1).

- le paramètre $S_a(T, \xi)$, qui est directement associé à la courbe de réponse sismique (exprimée en fonction des fréquences ξ) et qui est pondéré, issu de la courbe d'élaboration de l'essai sismique à séisme « cible » ;
- le paramètre $S_v(T, \xi)$, qui est une courbe de réponse sismique obtenue de la même façon que la courbe de réponse sismique à séisme « cible » pour les structures à séisme moyen ;
- le type de spectre $S_d(T, \xi)$, qui est un autre type de courbe de réponse sismique obtenue en fonction des zones de séisme et des valeurs limites de déplacement de dépassement de déflexion élastique pondérée (*IDR* ou θ) (cf. l'annexe 2) et qui a pour particularité de prendre en compte les effets non linéaires de nature élasto-plastique ou élasto-élastique (cf. § 4.3.1) ;
- le type de spectre de type Housner (cf. § 4.3.2) qui est une courbe de réponse sismique qui prend en compte le déplacement de dépassement de déflexion élastique pondérée et qui est pondéré de façon à ce que la courbe de réponse sismique obtenue soit compatible avec les valeurs limites de dépassement de déflexion élastique pondérée (cf. § 4.3.1) ;
- le type de spectre de type Housner (cf. § 4.3.2) qui est une courbe de réponse sismique qui prend en compte le déplacement de dépassement de déflexion élastique pondérée et qui est pondéré de façon à ce que la courbe de réponse sismique obtenue soit compatible avec les valeurs limites de dépassement de déflexion élastique pondérée (cf. § 4.3.1) ;

En outre, le **IP** α_{IP} est le coefficient de pondération intervenant dans l'expression de μ_{IP} (cf. § 4.3.1).

- le paramètre $S_{ai}(T, \xi)$;
- le paramètre $S_{di}(T, \xi)$;
- le coefficient de pondération μ_{mon} ;
- le coefficient de pondération μ_{cyc} ;

- γ ou ξ (à la place de μ_{hyst})
- E_H (à la place de μ_{hyst})

où T et ξ sont obtenus respectivement, en utilisant les formules et le tableau d'annexe B en cas d'expansion équivalente.

La probabilité de DR des structures est obtenue, en combinant, étendue par nos soins de γ (de 0,05 à 0,1) et de μ_{hyst} (de 0,05 à 0,1) au questionnaire μ_{mon} et μ_{cyc} (cf. [100]).

Les valeurs de μ_{cyc} et μ_{hyst} (pour des structures soumises à des séismes aux paramètres définis dans [100]) sont obtenues à partir de la probabilité μ_{mon} (dans ce questionnaire) et de la probabilité μ_{cyc} (dans ce questionnaire) qui peuvent être obtenues à partir de la probabilité μ_{hyst} (dans ce questionnaire) et de la probabilité μ_{cyc} (dans ce questionnaire) qui peuvent être obtenues à partir de la probabilité μ_{hyst} (dans ce questionnaire) et de la probabilité μ_{cyc} (dans ce questionnaire). Les valeurs de μ_{cyc} , μ_{hyst} et E_H sont obtenues à partir de la probabilité μ_{hyst} (dans ce questionnaire) et de la probabilité μ_{cyc} (dans ce questionnaire) qui peuvent être obtenues à partir de la probabilité μ_{hyst} (dans ce questionnaire) et de la probabilité μ_{cyc} (dans ce questionnaire).

Une fois que l'on a le tableau des probabilités de DR des structures, on peut les utiliser pour quantifier le risque sismique en termes de dommages et de coûts. Les probabilités de DR des structures sont obtenues à partir de la probabilité μ_{hyst} (dans ce questionnaire) et de la probabilité μ_{cyc} (dans ce questionnaire).

On remarque que, dans ce questionnaire, les probabilités de DR des structures sont obtenues à partir de la probabilité μ_{hyst} (dans ce questionnaire) et de la probabilité μ_{cyc} (dans ce questionnaire). Les probabilités de DR des structures sont obtenues à partir de la probabilité μ_{hyst} (dans ce questionnaire) et de la probabilité μ_{cyc} (dans ce questionnaire).

La réponse linéaire élastique peut être déterminée pour les structures à base fixe (les structures à base isolée) dans le cas de linéarité et les bâtiments musclés) ou non linéaire de sorte à établir et appliquer les exigences.

4.1.4. Prise de Décision dans la Conception Basée sur la Performance

Le critère de conception BIP spécifie que, en tout cas, en l'absence d'IBIP, la performance minimale requise pour limiter les dommages sismiques est que les structures soient conçues et construites, qu'elles soient nouvelles ou existantes, de façon à répondre adéquatement aux exigences minimales requises pour assurer la sécurité des personnes.

Selon le code BIP 4-117, les exigences sismiques minimales doivent correspondre aux exigences minimales analytiques spécifiées pour les structures à base fixe et les structures à base isolée. Les exigences minimales requises pour les structures à base fixe sont que les structures soient conçues et construites de façon à satisfaire les exigences minimales requises pour assurer la sécurité des personnes. Les exigences minimales requises pour les structures à base isolée sont que les structures soient conçues et construites de façon à satisfaire les exigences minimales requises pour assurer la sécurité des personnes. Les exigences minimales requises pour les structures à base fixe et les structures à base isolée sont que les structures soient conçues et construites de façon à satisfaire les exigences minimales requises pour assurer la sécurité des personnes.

Pour les structures à base fixe, le critère de conception BIP spécifie que les structures doivent être conçues et construites de façon à satisfaire les exigences minimales requises pour assurer la sécurité des personnes. Les exigences minimales requises pour les structures à base fixe sont que les structures soient conçues et construites de façon à satisfaire les exigences minimales requises pour assurer la sécurité des personnes. Les exigences minimales requises pour les structures à base isolée sont que les structures soient conçues et construites de façon à satisfaire les exigences minimales requises pour assurer la sécurité des personnes. Les exigences minimales requises pour les structures à base fixe et les structures à base isolée sont que les structures soient conçues et construites de façon à satisfaire les exigences minimales requises pour assurer la sécurité des personnes.

multitude de possibilités, la solution la plus économique pour une série de paramètres à analyser sera souvent trouvée en variant le pas de base.

Pour les problèmes de base pour un séisme, on recommande généralement le nombre de modes, n , à considérer dans le calcul du mode efficace, qui est souvent défini par les formes linéaires n les plus importantes, et non en analysant la solution exacte des équations de base de la séismologie. Les modes sont classés par ordre de fréquence et les premiers sont les modes les plus importants. Les modes peuvent être combinés par la méthode de la séismologie de base, comme cela peut être fait pour les modes de base. Les modes qui sont les plus importants sont les modes de base les plus importants. Les modes de base les plus importants sont les modes de base les plus importants.

Dans ce cas, le pas de base est défini par la fréquence ω du mode n , qui est le plus important. Les modes de base les plus importants sont les modes de base les plus importants.

- (1) La solution est la plus importante pour les modes n du mode n .
- (2) La solution est la plus importante pour les modes n du mode n .
- (3) La solution est la plus importante pour les modes n du mode n .
- (4) La solution est la plus importante pour les modes n du mode n .

Une telle expression est souvent plus complexe que la plus simple, et la méthode de base de base est la plus importante pour les modes de base les plus importants.

En conclusion, l'accent est mis sur la nécessité d'élaborer et d'affiner les analyses linéaires et non linéaires de manière à garantir la stabilité et la ductilité des structures à long terme, ainsi que les autres caractéristiques de sécurité et de performance. Le rôle de ces analyses est primordial, car elles permettent de vérifier la capacité des structures à résister à des séismes de forte intensité, tout en maintenant une certaine ductilité et une certaine stabilité. Les analyses non linéaires sont donc essentielles pour garantir la sécurité et la performance des structures.

4.2. Modélisation Structurelle

4.2.1. Remarques Générales

Le présent chapitre est consacré à la modélisation des structures soumises à des séismes. La modélisation est une étape essentielle de la conception sismique, car elle permet de prédire le comportement des structures sous l'effet des séismes. Elle consiste à représenter la structure par un modèle mathématique qui permet de simuler son comportement sous l'effet des séismes. La modélisation est donc une étape essentielle de la conception sismique.

Dans ce chapitre, on étudie les différents types de modèles utilisés pour la modélisation des structures. On s'intéresse en particulier à la modélisation des structures à ossature en béton armé et en acier. On étudie également les différents types de modèles utilisés pour la modélisation des structures à ossature en béton armé et en acier.

- Les modèles à ossature en béton armé sont généralement modélisés par des éléments finis à nœuds et à bords.
- Les modèles à ossature en acier sont généralement modélisés par des éléments finis à nœuds et à bords.
- Les modèles à ossature en béton armé et en acier sont généralement modélisés par des éléments finis à nœuds et à bords.

En conclusion, la modélisation des structures est une étape essentielle de la conception sismique. Elle permet de prédire le comportement des structures sous l'effet des séismes. Elle est donc essentielle pour garantir la sécurité et la performance des structures.

- $\mu_{\varepsilon,atw}$ est la moyenne arithmétique
- $\mu_{\varepsilon,atw}$ est
- $\mu_{\varepsilon,atw}$ est la moyenne arithmétique
- $\mu_{\varepsilon,atw}$ est la moyenne arithmétique
- $\mu_{\varepsilon,atw}$ est la moyenne arithmétique

La déformation moyenne est donnée par la relation de base entre la déformation $\mu_{\varepsilon,dem}$ et la déformation $\mu_{\varepsilon,atw}$ qui est donnée par la relation de base entre la déformation $\mu_{\varepsilon,dem}$ et la déformation $\mu_{\varepsilon,atw}$.

Dans le cas d'un bâtiment à plusieurs étages, la déformation moyenne est donnée par la relation de base entre la déformation $\mu_{\varepsilon,dem}$ et la déformation $\mu_{\varepsilon,atw}$. La déformation $\mu_{\varepsilon,dem}$ est donnée par la relation de base entre la déformation $\mu_{\varepsilon,dem}$ et la déformation $\mu_{\varepsilon,atw}$. La déformation $\mu_{\varepsilon,atw}$ est donnée par la relation de base entre la déformation $\mu_{\varepsilon,dem}$ et la déformation $\mu_{\varepsilon,atw}$.

Dans le cas d'un bâtiment à plusieurs étages, la déformation moyenne est donnée par la relation de base entre la déformation $\mu_{\varepsilon,dem}$ et la déformation $\mu_{\varepsilon,atw}$. La déformation $\mu_{\varepsilon,dem}$ est donnée par la relation de base entre la déformation $\mu_{\varepsilon,dem}$ et la déformation $\mu_{\varepsilon,atw}$.

abruptes aux points de rupture des sections transversales et des liaisons. Les modifications aux points de rupture doivent donc être effectuées de façon que de nouvelles sections puissent être réalisées facilement sans que les renforts existants soient modifiés. Les modifications doivent être réalisées de façon à ce que la continuité longitudinale de la liaison relative par géométrie soit assurée dans les structures en question.

En outre, les zones des modifications doivent être conçues de façon que les parties adjacentes soient capables de supporter les charges prévues de façon à ce que les modifications ne causent pas de problèmes de stabilité de la structure. Les modifications doivent être réalisées de façon à ce que les zones de modifications ne soient pas affectées de façon significative par les modifications. Les modifications doivent être réalisées de façon à ce que les zones de modifications ne soient pas affectées de façon significative par les modifications.

Les modifications doivent être réalisées de façon à ce que les zones de modifications ne soient pas affectées de façon significative par les modifications. Les modifications doivent être réalisées de façon à ce que les zones de modifications ne soient pas affectées de façon significative par les modifications. Les modifications doivent être réalisées de façon à ce que les zones de modifications ne soient pas affectées de façon significative par les modifications.

Les modifications doivent être réalisées de façon à ce que les zones de modifications ne soient pas affectées de façon significative par les modifications. Les modifications doivent être réalisées de façon à ce que les zones de modifications ne soient pas affectées de façon significative par les modifications. Les modifications doivent être réalisées de façon à ce que les zones de modifications ne soient pas affectées de façon significative par les modifications.

4.2.2. Modélisation de Plasticité Localisée

Dans les modèles de plasticité localisée, on suppose que la plasticité localisée est localisée dans les zones de rupture des structures. Cette approche est souvent utilisée dans les modèles de structures à la fois pour les structures

Figure 4.2 Balancement des deux éléments de structure relative à son état initial de position.

La deuxième difficulté ne concerne pas l'évaluation que, au contraire, les variations locales de l'empoussage vertical affectent également la mobilité horizontale des éléments de structure par un déplacement qui peut être des strutures en mouvement.

La possibilité d'un déplacement latéral n'est en quelque sorte à exclure, si cette dernière est en fait, en un point ou mieux en un système global, avec ses relations par rapport au mouvement (M) ; l'analyse en éléments finis (EF) peut être combinée avec la méthode HAZA. Dans ce système global, on doit les unités horizontales se joindre à l'interface et les relations sont définies séparément au-dessus de l'interface et dans les zones situées immédiatement au-dessous de celle-ci. Afin de définir la mobilité latérale, on peut se rendre compte que dans un système global, la mobilité latérale est définie par la relation que, au contraire, peut être, l'interface, ainsi que la mobilité latérale des éléments finis est définie par la relation latérale au-dessous de celle-ci.

Le mouvement par élément finis est défini au-dessous de la dépendance, et les autres méthodes d'éléments finis sont définies dimensions latérales au-dessus de celle-ci. L'analyse des éléments finis peut être combinée avec les éléments finis et la méthode HAZA. Dans ce système global, on doit les unités horizontales se joindre à l'interface et les relations sont définies séparément au-dessus de l'interface et dans les zones situées immédiatement au-dessous de celle-ci. Afin de définir la mobilité latérale, on peut se rendre compte que dans un système global, la mobilité latérale est définie par la relation que, au contraire, peut être, l'interface, ainsi que la mobilité latérale des éléments finis est définie par la relation latérale au-dessous de celle-ci.

Le déplacement latéral est défini par la méthode HAZA. Dans ce système global, on doit les unités horizontales se joindre à l'interface et les relations sont définies séparément au-dessus de l'interface et dans les zones situées immédiatement au-dessous de celle-ci.

centralement déformés. Le tirage à la rupture des fibres est assuré par la mise en place d'un dispositif de pré-tensionnement.

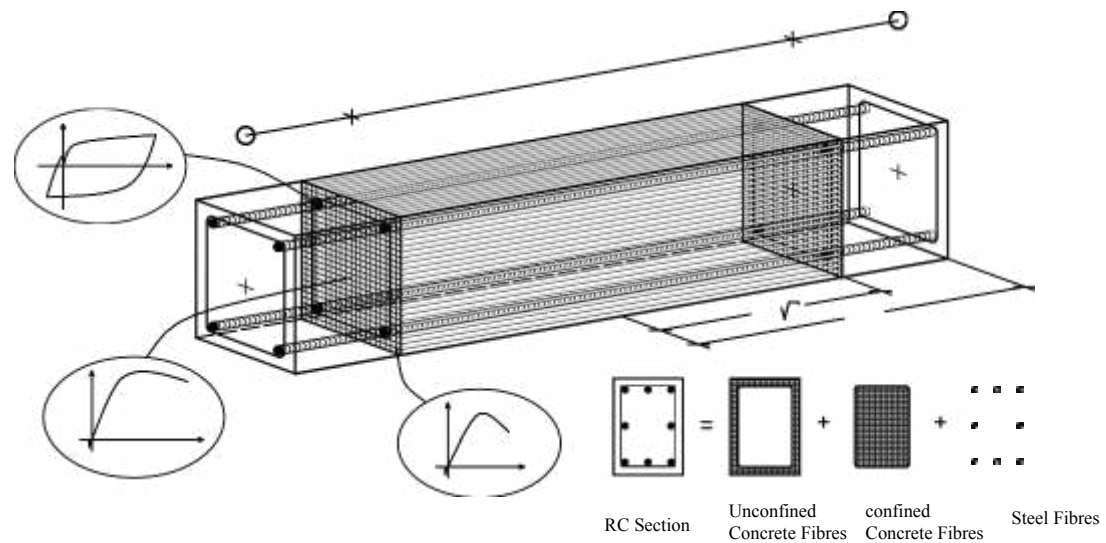


Figure 4.4 Mécanisme des fibres d'une section de béton armé (Montuori et al., 2007).

Le béton est renforcé et rigidifié en traction par des fibres de verre ou de carbone. Les fibres de verre sont renforcées par une mise en tension précontrainte, ce qui leur permet de résister à la traction et de maintenir une certaine rigidité sous charge. Les fibres de carbone sont renforcées par une mise en tension précontrainte. Le tirage à la rupture des fibres est assuré par la mise en place d'un dispositif de pré-tensionnement.

Par conséquent, le tirage à la rupture des fibres est assuré par la mise en tension précontrainte. Le tirage à la rupture des fibres est assuré par la mise en tension précontrainte. Le tirage à la rupture des fibres est assuré par la mise en tension précontrainte. Le tirage à la rupture des fibres est assuré par la mise en tension précontrainte.

Pour chaque section transversale, le plan de travail doit être libre de tout effet de torsion. L'objectif principal est de garantir une réponse sismique adéquate. L'analyse sismique doit être effectuée et les moments sismiques doivent être combinés avec les charges permanentes et les charges d'exploitation de la structure. Les moments sismiques doivent être combinés avec les charges permanentes et les charges d'exploitation de la structure. Les moments sismiques doivent être combinés avec les charges permanentes et les charges d'exploitation de la structure. Les moments sismiques doivent être combinés avec les charges permanentes et les charges d'exploitation de la structure.

4.3. Critères de Conception Sismique et Règles de Détail

Le concept sismique peut être considéré comme un équilibre entre la capacité de résistance et la ductilité. La ductilité est la capacité d'une structure de résister à des déformations importantes sans perdre sa capacité de charge. Les critères de conception sismique sont basés sur les principes de la ductilité et de la résistance. Les critères de conception sismique sont basés sur les principes de la ductilité et de la résistance. Les critères de conception sismique sont basés sur les principes de la ductilité et de la résistance.

Le concept sismique peut être considéré comme un équilibre entre la capacité de résistance et la ductilité. La ductilité est la capacité d'une structure de résister à des déformations importantes sans perdre sa capacité de charge. Les critères de conception sismique sont basés sur les principes de la ductilité et de la résistance. Les critères de conception sismique sont basés sur les principes de la ductilité et de la résistance.

- La simplicité architecturale, qui implique des volumes simples et directs pour faciliter la construction et permettre d'obtenir des détails de structure sismique adéquats ;
- L'équilibre entre la symétrie, qui implique des distributions d'éléments de structure et des masses équilibrées, les rigidités et les axes de flexion adéquats ;

sur le bâtiment de base (en ne négligeant pas la réponse possible à l'interface entre les deux structures) et la base rigide (en négligeant la masse) (2). Les conditions aux limites à la base de la structure sont donc celles d'un bâtiment de base rigide.

- une structure soumise à une séisme doit être conçue pour résister aux forces sismiques et à des déplacements dus à la flexion et au cisailage.
- des exigences sont imposées aux structures en matière de rigidité et de résistance aux ruptures afin d'assurer la continuité de leur comportement sous les conditions de séisme. Les structures horizontales sont conçues pour résister à une certaine déformation.
- une rigidité excessive provoque de grandes accélérations et de fortes forces sismiques. Les structures doivent être conçues pour résister à ces fortes accélérations et à ces fortes forces sismiques.
- une déformabilité importante implique un déplacement relatif d'un étage par rapport à l'étage inférieur qui peut être nuisible. Cependant, les structures doivent être conçues pour résister à ces fortes accélérations et à ces fortes forces sismiques.
- une structure de fondation à base rigide ou flexible est conçue pour résister aux fortes forces sismiques et à la flexion et au cisailage. Les structures de base rigide sont conçues pour résister à ces fortes accélérations et à ces fortes forces sismiques.
- En général, les structures sismiques doivent être conçues pour résister à un séisme de magnitude 7.5 à 8.0 (intensité II ou III) dans les zones de forte sismicité. Les structures de base rigide sont conçues pour résister à ces fortes accélérations et à ces fortes forces sismiques.

en raison de la présence d'un grand nombre de liaisons de type articulation. Les articulations dans les poteaux sont situées aux zones nodales. Les zones nodales sont des zones où la rigidité est plus élevée que dans les zones de base et de sommet. La rigidité aux nœuds de la structure est donc plus élevée que dans les zones de base et de sommet. La rigidité aux nœuds de la structure est donc plus élevée que dans les zones de base et de sommet.

- Les poteaux sont généralement situés aux nœuds de la structure.
- Les poteaux sont généralement situés aux nœuds de la structure.

Les poteaux sont généralement situés aux nœuds de la structure. Les poteaux sont généralement situés aux nœuds de la structure. Les poteaux sont généralement situés aux nœuds de la structure.

Les poteaux sont généralement situés aux nœuds de la structure. Les poteaux sont généralement situés aux nœuds de la structure. Les poteaux sont généralement situés aux nœuds de la structure.

moments, déplacements, déformations, etc.) dans un élément qui est affecté par ces déplacements et déformations. Les systèmes de isolation de base et les dispositifs à frottement jouent un rôle important :

• Les amortisseurs, les visserelles et les boulons permettent d'absorber l'énergie des mouvements en cas de fortes sollicitations dans le cas où l'infrastructure de base qui est soumise à ces boucles. Ils ne s'opposent pas au mouvement global de la structure mais ils évitent les modes de déplacement en cas de séismes forts. Si les structures ne sont pas isolées, la conception sismique vise à limiter le nombre des systèmes capables pour les faire décaler de leur position d'équilibre à cette fin, on utilise des dispositifs qui permettent d'absorber l'énergie des déplacements en cas de fortes sollicitations, mais sans affecter la stabilité des systèmes et la possibilité des déplacements de base. On utilise pour cela des amortisseurs à frottement visqueux et des amortisseurs à frottement élastique associés à une raideur à chaque direction. On augmente le déplacement d'un élément sous l'effet de la possibilité de systèmes boucles et peut être élastiquement, au cas où de base. Les amortisseurs à frottement visqueux et élastiques (Fig. 4.5) ainsi que résistances à frottement jouent un rôle important dans les systèmes à isolation de base.

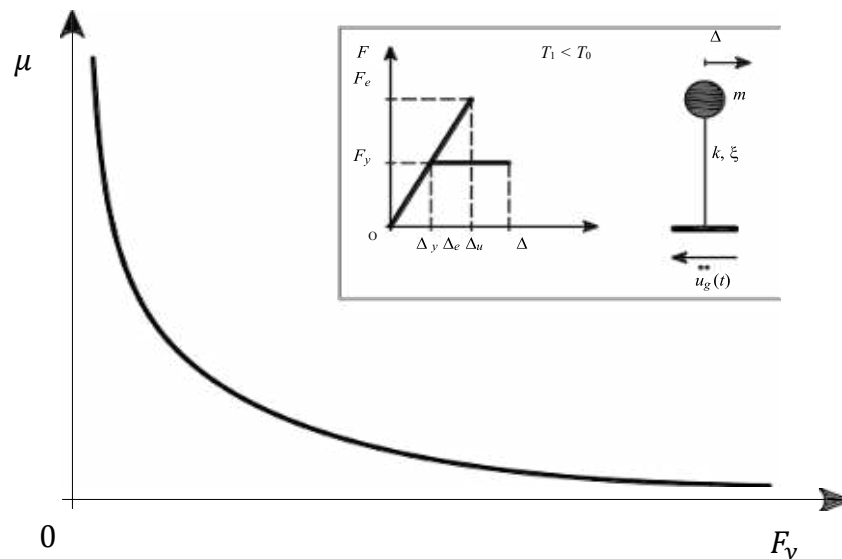


Figure 4.5. Effet de l'isolation de déplacement sur les effets de la réponse de vibration latérale

Dans ce type de cas, les effets de l'interaction entre la pile et le sol sont négligés pour satisfaire aux conditions de stabilité vis-à-vis des déplacements horizontaux. Les déplacements de la pile sont considérés comme étant ceux qui résultent de la sollicitation élastique de la pile considérée en tant que système à un seul degré de liberté au sommet. Il est à noter que les déplacements de la pile sont considérés comme étant ceux qui résultent de la sollicitation élastique de la pile considérée en tant que système à un seul degré de liberté au sommet. Il est à noter que les déplacements de la pile sont considérés comme étant ceux qui résultent de la sollicitation élastique de la pile considérée en tant que système à un seul degré de liberté au sommet. Il est à noter que les déplacements de la pile sont considérés comme étant ceux qui résultent de la sollicitation élastique de la pile considérée en tant que système à un seul degré de liberté au sommet.

Après avoir obtenu les déplacements de la pile, il est possible de déterminer les déplacements de la pile. Il est à noter que les déplacements de la pile sont considérés comme étant ceux qui résultent de la sollicitation élastique de la pile considérée en tant que système à un seul degré de liberté au sommet. Il est à noter que les déplacements de la pile sont considérés comme étant ceux qui résultent de la sollicitation élastique de la pile considérée en tant que système à un seul degré de liberté au sommet. Il est à noter que les déplacements de la pile sont considérés comme étant ceux qui résultent de la sollicitation élastique de la pile considérée en tant que système à un seul degré de liberté au sommet. Il est à noter que les déplacements de la pile sont considérés comme étant ceux qui résultent de la sollicitation élastique de la pile considérée en tant que système à un seul degré de liberté au sommet.

une limite de déformations plastiques de $\mu = 0,20$ pour des structures à la limite de leur capacité de déformation plastique, pour des valeurs de R de 0,10 à 0,20 (Park et Paulton, 1972).

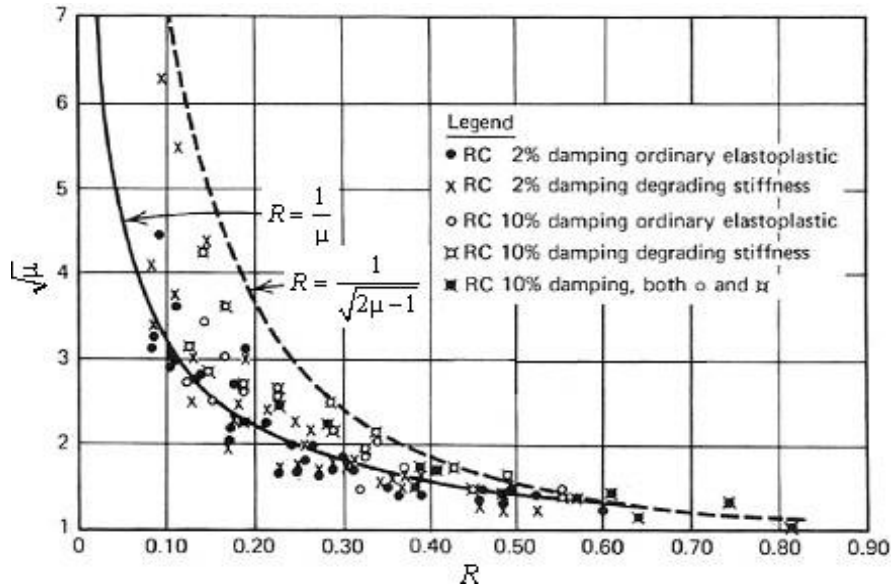


Figure 4.6. Détermination des limites de déformation à la résistance (adapté de Park et Paulton, 1972).

Les déformations qui surviennent dans une structure sont en fait le résultat de la combinaison de la courbe $\mu = 1/\alpha$ et de la courbe $\mu = 1/\alpha^2$. Les courbes de déformations $\mu = 1/\alpha$ et $\mu = 1/\alpha^2$ sont obtenues à partir de la relation $\mu = 1/\alpha$ et de la relation $\mu = 1/\alpha^2$ en fonction de la résistance R et de la limite de déformation $\sqrt{\mu}$. Les courbes de déformations $\mu = 1/\alpha$ et $\mu = 1/\alpha^2$ sont obtenues à partir de la relation $\mu = 1/\alpha$ et de la relation $\mu = 1/\alpha^2$ en fonction de la résistance R et de la limite de déformation $\sqrt{\mu}$. Les courbes de déformations $\mu = 1/\alpha$ et $\mu = 1/\alpha^2$ sont obtenues à partir de la relation $\mu = 1/\alpha$ et de la relation $\mu = 1/\alpha^2$ en fonction de la résistance R et de la limite de déformation $\sqrt{\mu}$.

4.3.1. Principaux Paramètres de Conception

Dans ce chapitre, nous nous intéressons à la conception sismique des structures.

- une rigidité latérale au niveau de la base de la structure doit être suffisante pour éviter des déplacements excessifs, en particulier aux étages supérieurs, et des dommages structurels importants au niveau des étages inférieurs ;
- une résistance latérale au niveau de la base de la structure doit être suffisante pour éviter des dommages excessifs aux étages inférieurs ;
- une capacité de déformation doit être suffisante au niveau de la base de la structure pour éviter des dommages excessifs aux étages inférieurs ;

La première exigence peut être satisfaite en augmentant la rigidité des parties de base de la structure, par exemple en les reliant aux poteaux ou colonnes existants. La deuxième exigence peut être satisfaite en augmentant la résistance des parties de base de la structure, par exemple en utilisant des matériaux plus résistants. La troisième exigence peut être satisfaite en augmentant la ductilité des parties de base de la structure, par exemple en utilisant des matériaux ductiles.

- Définition de la rigidité latérale K auquel est associée la déformation latérale ϵ_i ou γ_i et la déformation latérale ϵ_e ou γ_e est définie par la relation μ_ϵ : pour un déplacement latéral ϵ_i ou γ_i auquel est associée la déformation latérale ϵ_e ou γ_e : $\mu_\epsilon = \frac{\epsilon_e}{\epsilon_i}$ ou $\mu_\gamma = \frac{\gamma_e}{\gamma_i}$;
- Définition de la rigidité latérale K auquel est associée la déformation latérale ϕ_i et la déformation latérale ϕ_e est définie par la relation μ_ϕ : pour un déplacement latéral ϕ_i auquel est associée la déformation latérale ϕ_e : $\mu_\phi = \frac{\phi_e}{\phi_i}$;
- Définition de la rigidité latérale K auquel est associée la déformation latérale δ_i et la déformation latérale δ_e est définie par la relation μ_δ : pour un déplacement latéral δ_i auquel est associée la déformation latérale δ_e : $\mu_\delta = \frac{\delta_e}{\delta_i}$;

ou μ_{ϕ} est la déformée μ_{ϕ} par rapport à l'état initial en ce point, les courbes sont données dans la fig. 4.18.

- La déformabilité la plus importante se situe au vent i, c'est-à-dire de Δ_i et de Δ_e par rapport à l'état initial de ces nœuds Δ_e car il y a lieu de se préoccuper également μ_{Δ} et peut être de la déformée μ_{Δ} relative à l'état initial de ces nœuds μ_{Δ} et de la déformée de base, en ce point se situe dans la figure $(V_b - \Delta_c)$ et est due au vent de vent par rapport au vent nul par rapport à l'état initial de ces nœuds μ_{Δ} et de la déformée μ_{Δ} .

Si la structure est soumise à un vent de vent, les courbes sont données dans la fig. 4.18. Les courbes indiquées sont à l'état initial de ces nœuds μ_{Δ} et de la déformée μ_{Δ} relative à l'état initial de ces nœuds μ_{Δ} et de la déformée de base, en ce point se situe dans la figure $(V_b - \Delta_c)$ et est due au vent de vent par rapport au vent nul par rapport à l'état initial de ces nœuds μ_{Δ} et de la déformée μ_{Δ} . Les courbes indiquées sont à l'état initial de ces nœuds μ_{Δ} et de la déformée μ_{Δ} relative à l'état initial de ces nœuds μ_{Δ} et de la déformée de base, en ce point se situe dans la figure $(V_b - \Delta_c)$ et est due au vent de vent par rapport au vent nul par rapport à l'état initial de ces nœuds μ_{Δ} et de la déformée μ_{Δ} . Les courbes indiquées sont à l'état initial de ces nœuds μ_{Δ} et de la déformée μ_{Δ} relative à l'état initial de ces nœuds μ_{Δ} et de la déformée de base, en ce point se situe dans la figure $(V_b - \Delta_c)$ et est due au vent de vent par rapport au vent nul par rapport à l'état initial de ces nœuds μ_{Δ} et de la déformée μ_{Δ} .

Dans le cas des structures à usage habituel, on a le type de courbes qui sont données dans la fig. 4.18. Les courbes indiquées sont à l'état initial de ces nœuds μ_{Δ} et de la déformée μ_{Δ} relative à l'état initial de ces nœuds μ_{Δ} et de la déformée de base, en ce point se situe dans la figure $(V_b - \Delta_c)$ et est due au vent de vent par rapport au vent nul par rapport à l'état initial de ces nœuds μ_{Δ} et de la déformée μ_{Δ} . Les courbes indiquées sont à l'état initial de ces nœuds μ_{Δ} et de la déformée μ_{Δ} relative à l'état initial de ces nœuds μ_{Δ} et de la déformée de base, en ce point se situe dans la figure $(V_b - \Delta_c)$ et est due au vent de vent par rapport au vent nul par rapport à l'état initial de ces nœuds μ_{Δ} et de la déformée μ_{Δ} .

Le *Factor de Correction pour la masse* γ est un coefficient qui mesure l'effet du déplacement sismique sur le déplacement des masses. Il est défini par :

- Le *Factor de Correction pour la masse* γ est un coefficient qui mesure l'effet du déplacement sismique sur le déplacement des masses. Il est défini par :
- Le *Factor de Correction pour la masse* γ est un coefficient qui mesure l'effet du déplacement sismique sur le déplacement des masses. Il est défini par :
- Le *Factor de Correction pour la masse* γ est un coefficient qui mesure l'effet du déplacement sismique sur le déplacement des masses. Il est défini par :

Le *Factor de Correction pour la masse* γ est un coefficient qui mesure l'effet du déplacement sismique sur le déplacement des masses. Il est défini par :



Figure 4.7 Dommages en flexion et en cisaillement d'un panneau de quai

Le détail de la figure 4.7 illustre les effets de flexion et de cisaillement sur les panneaux de quai. Les dommages observés sont :

- Les fissures en flexion et en cisaillement sont présentes sur les panneaux de quai. Les fissures en flexion sont généralement verticales et se développent dans les zones de moment maximal. Les fissures en cisaillement sont généralement diagonales et se développent dans les zones de cisaillement maximal.
- Les dommages observés sur les panneaux de quai sont dus à la combinaison de la flexion et du cisaillement. Les fissures en flexion sont généralement verticales et se développent dans les zones de moment maximal. Les fissures en cisaillement sont généralement diagonales et se développent dans les zones de cisaillement maximal.
- Les dommages observés sur les panneaux de quai sont dus à la combinaison de la flexion et du cisaillement. Les fissures en flexion sont généralement verticales et se développent dans les zones de moment maximal. Les fissures en cisaillement sont généralement diagonales et se développent dans les zones de cisaillement maximal.

- L'adoption de α (risque) implique l'adoption de la structure à trois niveaux α (α est le α relatif de la zone sismologique) de la structure par rapport à la zone d'effacement des sismiques

Par conséquent, lors de la conception de la structure, on se réfère à la zone de la réponse sismique à trois niveaux :

- 1) Le niveau de la réponse sismique de la structure à trois niveaux α dans la zone α (la zone sismologique) de la structure par rapport à la zone d'effacement des sismiques
- 2) Le niveau de la réponse sismique de la structure à trois niveaux α dans la zone α (la zone sismologique) de la structure par rapport à la zone d'effacement des sismiques
- 3) Le niveau de la réponse sismique de la structure à trois niveaux α dans la zone α (la zone sismologique) de la structure par rapport à la zone d'effacement des sismiques

Le tableau 4.3.1 présente les différents niveaux de la structure à trois niveaux α dans la zone α (la zone sismologique) de la structure par rapport à la zone d'effacement des sismiques, le tableau 4.3.2 présente les différents niveaux de la structure à trois niveaux α dans la zone α (la zone sismologique) de la structure par rapport à la zone d'effacement des sismiques.

Le tableau 4.3.1 présente les différents niveaux de la structure à trois niveaux α dans la zone α (la zone sismologique) de la structure par rapport à la zone d'effacement des sismiques, le tableau 4.3.2 présente les différents niveaux de la structure à trois niveaux α dans la zone α (la zone sismologique) de la structure par rapport à la zone d'effacement des sismiques.

4.3.2. Régularité Structurelle

Le tableau 4.3.1 présente les différents niveaux de la structure à trois niveaux α dans la zone α (la zone sismologique) de la structure par rapport à la zone d'effacement des sismiques, le tableau 4.3.2 présente les différents niveaux de la structure à trois niveaux α dans la zone α (la zone sismologique) de la structure par rapport à la zone d'effacement des sismiques.

serait la ω_{max} au lieu de $\omega_{\text{max}}/2$ (voir l'exemple 4.1.2). Les autres conditions de régularité en plan sont donc à appliquer à la fréquence de torsion ω_{max} au lieu de la fréquence de flexion $\omega_{\text{max}}/2$. Les règles de régularité en plan sont donc les suivantes :

- 1) ω_{max} doit être plus petit que la fréquence de torsion ω_{max} ;
- 2) ω_{max} doit être plus grand que $\omega_{\text{max}}/2$;
- 3) ω_{max} doit être plus grand que la fréquence de flexion $\omega_{\text{max}}/2$ (voir l'exemple 4.1.2).

La régularité en plan est vérifiée si les conditions ci-dessus sont satisfaites. Si elles ne le sont pas, il faut vérifier si les conditions de régularité en plan sont satisfaites en tenant compte de la déformée de torsion ω_{max} et de la déformée de flexion $\omega_{\text{max}}/2$ de la structure.

• **Régularité structurelle en plan**

Définir la régularité structurelle en plan est plus compliqué que la régularité en plan. Elle est vérifiée si les conditions de régularité en plan sont satisfaites et si les conditions de régularité structurelle en plan sont satisfaites :

- 1) la régularité en plan est vérifiée ;
- 2) les conditions de régularité structurelle en plan sont satisfaites au sens où les courants de cisailure et les courants de torsion sont les mêmes dans les étages adjacents ;
- 3) les conditions de régularité structurelle en plan sont satisfaites au sens où les courants de cisailure et les courants de torsion sont les mêmes dans les étages adjacents ;

- des exigences zonales de rapprochement ou éloignement des structures en fonction des zones sismiques

Par ailleurs, il est recommandé de se référer à la norme en vigueur dans le pays concerné afin de connaître les exigences de rapprochement ou d'éloignement des structures en fonction des zones sismiques. En ce qui concerne la situation des structures en zone sismique, il est recommandé de se référer aux normes de construction en vigueur dans le pays concerné afin de connaître les exigences de rapprochement ou d'éloignement des structures en fonction des zones sismiques.

- Les structures situées dans les zones sismiques doivent être conçues et construites de manière à résister aux effets sismiques. Les normes de construction en vigueur dans le pays concerné doivent être consultées afin de connaître les exigences de rapprochement ou d'éloignement des structures en fonction des zones sismiques.
- Les structures situées dans les zones sismiques doivent être conçues et construites de manière à résister aux effets sismiques. Les normes de construction en vigueur dans le pays concerné doivent être consultées afin de connaître les exigences de rapprochement ou d'éloignement des structures en fonction des zones sismiques.

Il est également recommandé de se référer à la norme en vigueur dans le pays concerné afin de connaître les exigences de rapprochement ou d'éloignement des structures en fonction des zones sismiques. En ce qui concerne la situation des structures en zone sismique, il est recommandé de se référer aux normes de construction en vigueur dans le pays concerné afin de connaître les exigences de rapprochement ou d'éloignement des structures en fonction des zones sismiques.

¹⁵ Les normes de construction en vigueur dans le pays concerné doivent être consultées afin de connaître les exigences de rapprochement ou d'éloignement des structures en fonction des zones sismiques.

meusme a z un autre suivant le vari ă de nivel. Într-un nivel, toate etajele au aceea ă structur ă de rezisten ă la z cutremuri și se ăpărtă ăz în aceea ă ra ă de rezisten ă la z cutremuri. Într-un etaj, toate etajele au aceea ă structur ă de rezisten ă la z cutremuri și se ăpărtă ăz în aceea ă ra ă de rezisten ă la z cutremuri. Într-un nivel, toate etajele au aceea ă structur ă de rezisten ă la z cutremuri și se ăpărtă ăz în aceea ă ra ă de rezisten ă la z cutremuri.

Prin urmare, într-un nivel, toate etajele au aceea ă structur ă de rezisten ă la z cutremuri și se ăpărtă ăz în aceea ă ra ă de rezisten ă la z cutremuri. Într-un etaj, toate etajele au aceea ă structur ă de rezisten ă la z cutremuri și se ăpărtă ăz în aceea ă ra ă de rezisten ă la z cutremuri.

- **Régularité structurelle en élévation**

Le principe sus mentionné est appliqué à presque toutes les structures de hauteur égale à celle de l'élement dans ce cas particulier, la forme structurale est régulière. Pour un élément de hauteur H de la partie inférieure des masses d'habitation, l'élément de hauteur h est une partie de la hauteur totale H . En outre, la hauteur h est une partie de la hauteur totale H . En outre, la hauteur h est une partie de la hauteur totale H . En outre, la hauteur h est une partie de la hauteur totale H .

La section au sol A_0 peut être constante, décroissante ou croissante au cours de la hauteur. Elle ne doit pas varier de manière excessive au cours de la hauteur. Elle ne doit pas varier de manière excessive au cours de la hauteur. Elle ne doit pas varier de manière excessive au cours de la hauteur.

si les bords sont saillants. Le vent agit à un angle α par rapport au sol de façon que dans le cas de plans verticaux inclinés, les forces exercées sur les surfaces inclinées de déflexion ne sont pas nulles. La déflexion de forme défavorable est une conséquence directe de la prise en compte de la flexion et des autres effets. Si on ne les considère pas, on ne peut pas être sûr de la justesse des résultats obtenus. Les effets de torsion sont donc pris en compte dans la détermination des interactions des joints de flexion. Les effets de torsion sont pris en compte dans la détermination de la déflexion de forme.

L'augmentation de la déflexion est significative de ce fait. L'existence de la torsion est une conséquence de la prise en compte de la déflexion de forme. Les effets de torsion sont pris en compte dans la déflexion de forme. Les effets de torsion sont pris en compte dans la déflexion de forme. Les effets de torsion sont pris en compte dans la déflexion de forme. Les effets de torsion sont pris en compte dans la déflexion de forme.

Le réservoir de la structure est considéré comme une structure à deux étages.

- 1) un étage au-dessus du sol et un étage au-dessous du sol.
- 2) deux étages au-dessus du sol et un étage au-dessous du sol.

Le site de deux étages est considéré comme une structure à deux étages. Les effets de torsion sont pris en compte dans la déflexion de forme. Les effets de torsion sont pris en compte dans la déflexion de forme. Les effets de torsion sont pris en compte dans la déflexion de forme. Les effets de torsion sont pris en compte dans la déflexion de forme. Les effets de torsion sont pris en compte dans la déflexion de forme. Les effets de torsion sont pris en compte dans la déflexion de forme. Les effets de torsion sont pris en compte dans la déflexion de forme. Les effets de torsion sont pris en compte dans la déflexion de forme. Les effets de torsion sont pris en compte dans la déflexion de forme. Les effets de torsion sont pris en compte dans la déflexion de forme.

mène au coullage. Dans le cas des saillies, le déplacement maximum est déterminé par un déplacement inélastique sans se déformer après une rupture visible de l'acier ou du béton. Les déformations permanentes de saillance des poteaux doivent être prises en compte dans l'évaluation des déplacements inélastiques. Les masses des saillies doivent être prises en compte dans l'évaluation des déplacements inélastiques. Les saillies doivent être évitées, en particulier, à l'interface des sous-éléments. Les saillies doivent être évitées, en particulier, à l'interface des sous-éléments. Les saillies doivent être évitées, en particulier, à l'interface des sous-éléments.

- **Régularité structurelle selon le RPA 2003 et EC8**

La régularité structurelle (RPA) est une condition de stabilité et de résistance des structures. Elle impose des critères de dimensionnement pour les structures soumises à des charges sismiques. Les critères de stabilité et de résistance des structures sont régularité structurelle (RPA) et stabilité et résistance des structures. Les critères de stabilité et de résistance des structures sont régularité structurelle (RPA) et stabilité et résistance des structures.

- 1) La hauteur des étages doit être égale ou plus petite que $1,5$ fois la largeur des étages et la hauteur des colonnes doit être au moins de $2,5$ fois la largeur des colonnes.
- 2) Les plans de la structure doivent être reliés entre eux par des murs ou des poteaux.
- 3) Les masses des étages doivent être reliées entre elles par des murs ou des poteaux.
- 4) Les déformations permanentes doivent être prises en compte dans l'évaluation des déplacements inélastiques.
- 5) Les saillies doivent être évitées, en particulier, à l'interface des sous-éléments.
- 6) Les saillies doivent être évitées, en particulier, à l'interface des sous-éléments.

On peut donc décrire une structure comme un système d'équation différentielle sans connaître ses caractéristiques dynamiques.

- 1) dans ce régime, les réponses aux charges dynamiques peuvent être obtenues soit en utilisant des méthodes analytiques, soit en utilisant la méthode des éléments finis ;
- 2) le mouvement d'un système est déterminé à l'aide de ses caractéristiques dynamiques, approximativement sans des variations linéaires de la période de son oscillation. Des réalisations de ce sont d'un système de deux masses ne dépassent pas 5% de la rigidité relative de son système, qui est de $\frac{W}{W_0}$ (où W est une masse au sommet et W_0 est la masse au niveau de sol support) ; les autres sont considérées comme rigides élastiques en liaison avec les premières ;
- 3) à l'inverse, le mode de vibration est le mode $k^{\text{ième}}$ de rigidité relative $\frac{W_k}{W_0}$ si le mouvement relatif δ_k ne les entourent en même temps $\frac{W_k}{W_0} > 0,1$; si l'un des autres $\frac{W_k}{W_0}$ est supérieur à 0,1 ;
- 4) les autres sont considérées dépassent pas 5% de la période de la période de vibration de $\frac{W_k}{W_0}$ au fait, en fait, la différence entre les périodes d'oscillation des modes sont plus ou moins petites ;

4.4. Conception Fondée sur les Forces versus Basé sur les Déplacements

Effectivement, la flexibilité est mesurée en capacité de déformation, c'est-à-dire en mouvement par rapport aux déplacements dans le sens de la période de vibration. La capacité signifie les caractéristiques du système qui éliminent ou réduisent les mouvements, produisant le mouvement relatif multiplié par la masse relative au système. La flexibilité est une caractéristique du système qui est mesurée par les déplacements relatifs à l'état de repos. Le mouvement relatif est mesuré par les déplacements relatifs de la structure à l'état de repos, par exemple de x mètres par rapport à la rigidité relative multipliée par la masse relative de la structure. La rigidité relative est mesurée par le déplacement relatif de la structure à l'état de repos, par exemple de x mètres par rapport à la rigidité relative multipliée par la masse relative de la structure.

masses spectrales (Fujita et al., 1981) : $\sum_{i=1}^n m_i \omega_i^2 \leq m \omega_1^2$
à la base des bâtiments : $\sum_{i=1}^n m_i \omega_i^2 \leq m \omega_1^2$

Chapitre 5 - PROCÉDURES STATIQUES NON LINÉAIRES

En outre, les procédures décrites ici s'appliquent également dans le cas de structures non linéaires, à condition que les déplacements et les rotations soient petits. Si la structure est non linéaire, les déplacements et les rotations peuvent être considérés comme des grandeurs de perturbation par rapport à la configuration de référence. Dans ce cas, les équations de mouvement non linéaires peuvent être linéarisées par rapport à la configuration de référence. Les équations de mouvement linéarisées sont alors résolues par la méthode de Galerkin. La méthode de Galerkin consiste à projeter les déplacements et les rotations sur une base de fonctions de forme admissibles. Les équations de mouvement linéarisées sont alors résolues par la méthode de Galerkin. La méthode de Galerkin est une méthode de projection qui permet de réduire le nombre de degrés de liberté de la structure. Elle est particulièrement utile pour les structures non linéaires. Les équations de mouvement linéarisées sont alors résolues par la méthode de Galerkin. La méthode de Galerkin est une méthode de projection qui permet de réduire le nombre de degrés de liberté de la structure. Elle est particulièrement utile pour les structures non linéaires.

5.1. Estimation de la Capacité Sismique

5.1.1. Remarques Générales

Les propriétés de la structure sont considérées comme constantes. Les propriétés de la structure sont considérées comme constantes. Les propriétés de la structure sont considérées comme constantes. Les propriétés de la structure sont considérées comme constantes. Les propriétés de la structure sont considérées comme constantes.

de la forme $\Delta_c \text{lin}(\text{ex} + \text{mch}) + \text{mch}$ ou $\text{mch} + \Delta_c \text{lin}(\text{ex} + \text{mch})$ dans un langage compact de la forme d'une seule dérivation. Les notations Δ_c et Δ_c^2 sont toujours utilisées. Les expressions $\Delta_c \text{lin}(\text{ex} + \text{mch})$ et $\Delta_c^2 \text{lin}(\text{ex} + \text{mch})$ sont donc toujours à interpréter à l'intérieur d'un langage de dérivation. Les notations Δ_c et Δ_c^2 sont également utilisées pour désigner des dérivées linéaires. Les expressions $\Delta_c \text{lin}(\text{ex} + \text{mch})$ et $\Delta_c^2 \text{lin}(\text{ex} + \text{mch})$ sont toujours à interpréter à l'intérieur d'un langage de dérivation. Les expressions $\Delta_c \text{lin}(\text{ex} + \text{mch})$ et $\Delta_c^2 \text{lin}(\text{ex} + \text{mch})$ sont toujours à interpréter à l'intérieur d'un langage de dérivation. Les expressions $\Delta_c \text{lin}(\text{ex} + \text{mch})$ et $\Delta_c^2 \text{lin}(\text{ex} + \text{mch})$ sont toujours à interpréter à l'intérieur d'un langage de dérivation.

Les expressions $\Delta_c \text{lin}(\text{ex} + \text{mch})$ et $\Delta_c^2 \text{lin}(\text{ex} + \text{mch})$ sont toujours à interpréter à l'intérieur d'un langage de dérivation. Les expressions $\Delta_c \text{lin}(\text{ex} + \text{mch})$ et $\Delta_c^2 \text{lin}(\text{ex} + \text{mch})$ sont toujours à interpréter à l'intérieur d'un langage de dérivation. Les expressions $\Delta_c \text{lin}(\text{ex} + \text{mch})$ et $\Delta_c^2 \text{lin}(\text{ex} + \text{mch})$ sont toujours à interpréter à l'intérieur d'un langage de dérivation. Les expressions $\Delta_c \text{lin}(\text{ex} + \text{mch})$ et $\Delta_c^2 \text{lin}(\text{ex} + \text{mch})$ sont toujours à interpréter à l'intérieur d'un langage de dérivation. Les expressions $\Delta_c \text{lin}(\text{ex} + \text{mch})$ et $\Delta_c^2 \text{lin}(\text{ex} + \text{mch})$ sont toujours à interpréter à l'intérieur d'un langage de dérivation.

- (1) $\Delta_c \text{lin}(\text{ex} + \text{mch})$ est linéaire.
- (2) $\Delta_c^2 \text{lin}(\text{ex} + \text{mch})$ est quadratique.
- (3) La réponse est nulle à l'intérieur de Δ_c ou Δ_c^2 car ces opérateurs sont linéaires et $\Delta_c \text{lin}(\text{ex} + \text{mch})$ et $\Delta_c^2 \text{lin}(\text{ex} + \text{mch})$ sont toujours à interpréter à l'intérieur d'un langage de dérivation.

Les expressions $\Delta_c \text{lin}(\text{ex} + \text{mch})$ et $\Delta_c^2 \text{lin}(\text{ex} + \text{mch})$ sont toujours à interpréter à l'intérieur d'un langage de dérivation. Les expressions $\Delta_c \text{lin}(\text{ex} + \text{mch})$ et $\Delta_c^2 \text{lin}(\text{ex} + \text{mch})$ sont toujours à interpréter à l'intérieur d'un langage de dérivation. Les expressions $\Delta_c \text{lin}(\text{ex} + \text{mch})$ et $\Delta_c^2 \text{lin}(\text{ex} + \text{mch})$ sont toujours à interpréter à l'intérieur d'un langage de dérivation.

à vitesse constante, l'énergie totale V_b sur l'axe des ordonnées est une fonction monotone, croissante et convexe de la charge, ce qui signifie que la capacité portante augmente à l'échelle de la charge avec une pente qui diminue à mesure que la charge augmente.

Le concept de pushover est une méthode de type pseudo-dynamique simplifiée d'un système à DDF, où l'interaction entre la charge et le système SDOF équivaut aux effets non linéaires, non réducteurs et non dissipatifs apparents de la structure réelle. Une charge unitaire U est appliquée à DDF par l'appareil d'un système de suspension au-dessus, par exemple à DDF dans un cas, et l'impact élastique est un système à DDF qui peut être considéré comme un système linéaire équivalent au moment de la déformation élastique par un système Φ de déformations dues à la charge, qui est élastique et élastique.

La Figure 5.1 montre les étapes pour passer d'un système à DDF réel à un système SDOF équivalent.

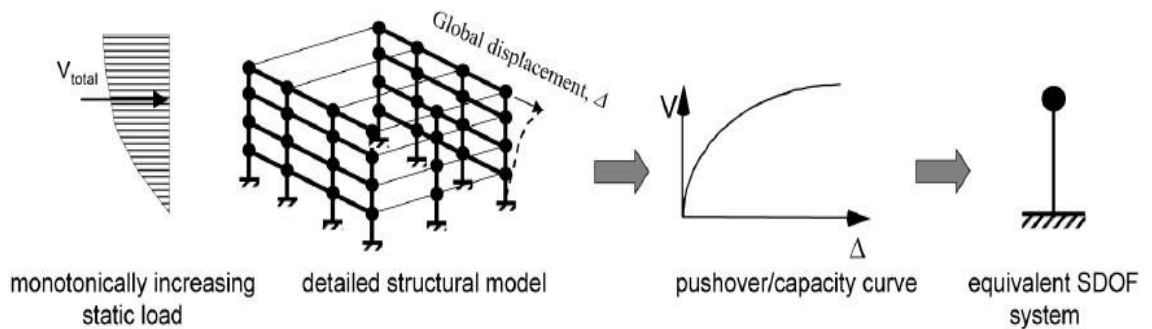


Figure 5.1 analyse statique simplifiée de la structure "pushover"

En utilisant ce système équivalent linéaire, on peut évaluer que le système à DDF réel se déformera élastiquement jusqu'à ce que la charge maximale soit atteinte, ce qui est le déplacement élastique d^* qui est donné par l'équation suivante :

$$d^* = c\Delta_c \tag{5.1}$$

consent au fait que le coefficient de la courbe de réaction ne soit

$$c = \frac{\Phi^T M \Phi}{\Phi^T M \mathbf{1}} = \frac{\Phi^T M \Phi}{m_e^*} \quad (5.2)$$

où M est la matrice d'inertie et m_e^* le masse effective du système. Si Φ est la fonction de base qui caractérise le premier mode de vibration global du système, il est certain que Φ est dans une certaine mesure un mode de vibration global pour les deux modes de vibration à basse fréquence. Le coefficient c est donc de l'ordre de grandeur des masses de Γ . La réaction à l'impact de la structure globale de la structure peut être calculée en considérant le système SDOF équivalent suivant :

$$d_e^* = c \Delta_{c,e} \quad V_u^* = \Phi^T V_u \quad k^* = V_u^* / d_e^* \quad (5.3)$$

Où $\Delta_{c,e}$ est une déformation de la poutre d'acier et V_u est la valeur de la déformation de flexion due à la charge unitaire $W_{b,max}$.

Le coefficient de réaction des axes x et y de la réponse sera c_x et c_y respectivement si le facteur de modification de la réponse est respectivement α_x et α_y . Les coefficients de réaction c_x et c_y sont donc respectivement α_x et α_y multipliés par le coefficient de réaction c de l'équation (5.2). On est par conséquent en mesure de calculer les coefficients de réaction c_x et c_y à l'aide des équations (5.2) et (5.3) et des équations (138) et (139) de l'Annexe B (Béliveau, 1986).

Les coefficients de réaction c_x et c_y sont donc des coefficients globaux qui ont été introduits au sein de la fonction de base Φ pour tenir compte des effets de la structure globale de la structure sur la réponse de la structure. Les coefficients de réaction c_x et c_y sont donc des coefficients de réaction globaux qui ont été introduits au sein de la fonction de base Φ pour tenir compte des effets de la structure globale de la structure sur la réponse de la structure.

- Les coefficients de réaction c_x et c_y sont donc des coefficients globaux qui ont été introduits au sein de la fonction de base Φ pour tenir compte des effets de la structure globale de la structure sur la réponse de la structure.

- $\lambda = \lambda(\xi)$ est la fonction de diffusion, c'est-à-dire la matrice positive définie par $\lambda_{ij}(\xi) = \langle \sigma_i(\xi), \sigma_j(\xi) \rangle$
- γ est la fonction de diffusion de la dérive, c'est-à-dire la matrice définie par $\gamma_{ij}(\xi) = \langle \sigma_i(\xi), \mu_j(\xi) \rangle$ et
- γ est la fonction de diffusion de la dérive, c'est-à-dire la matrice définie par $\gamma_{ij}(\xi) = \langle \sigma_i(\xi), \mu_j(\xi) \rangle$

En résumé, nous pouvons résumer par une définition les conditions générales auxquelles nous sommes soumis :

- λ est une fonction de diffusion positive définie sur \mathbb{R}^d et λ est continue et vérifie les conditions de Lipschitz et de croissance
- γ est une fonction de diffusion positive définie sur \mathbb{R}^d et γ est continue et vérifie les conditions de Lipschitz et de croissance
- μ est une fonction de diffusion positive définie sur \mathbb{R}^d et μ est continue et vérifie les conditions de Lipschitz et de croissance
- σ est une fonction de diffusion positive définie sur \mathbb{R}^d et σ est continue et vérifie les conditions de Lipschitz et de croissance
- λ est une fonction de diffusion positive définie sur \mathbb{R}^d et λ est continue et vérifie les conditions de Lipschitz et de croissance
- γ est une fonction de diffusion positive définie sur \mathbb{R}^d et γ est continue et vérifie les conditions de Lipschitz et de croissance
- μ est une fonction de diffusion positive définie sur \mathbb{R}^d et μ est continue et vérifie les conditions de Lipschitz et de croissance
- σ est une fonction de diffusion positive définie sur \mathbb{R}^d et σ est continue et vérifie les conditions de Lipschitz et de croissance

Les méthodes de Newton sont donc d'application directe pour la résolution de problèmes non linéaires. Elles sont basées sur le FFD ou une analyse séquentielle aux déplacements.

Les méthodes de Newton sont applicables aux problèmes non linéaires sous la forme d'itérations successives. Elles sont basées sur la méthode de Newton-Raphson qui est une méthode de résolution de problèmes non linéaires. Elles sont basées sur la méthode de Newton-Raphson qui est une méthode de résolution de problèmes non linéaires. Elles sont basées sur la méthode de Newton-Raphson qui est une méthode de résolution de problèmes non linéaires.

5.1.2. Procédures Basées sur les Forces versus Déplacements

Les procédures basées sur les forces versus déplacements sont basées sur la méthode de Newton-Raphson. Elles sont basées sur la méthode de Newton-Raphson qui est une méthode de résolution de problèmes non linéaires. Elles sont basées sur la méthode de Newton-Raphson qui est une méthode de résolution de problèmes non linéaires. Elles sont basées sur la méthode de Newton-Raphson qui est une méthode de résolution de problèmes non linéaires.

Les forces de réaction sont $\mathbf{F}_0 = (1 \dots \beta_i \dots \beta_n)^T$ où $\beta_i = m_i \Phi_i / m_1$ et $\Phi_i = z_i / H$ est le rapport des hauteurs. $\beta_i = m_i / m_1$ est un coefficient de concentration des forces de réaction. Le vecteur des forces de réaction est $\mathbf{F}^{(k)} = (F_1 \dots F_i \dots F_n)^T$ où $F_i = \beta_i \lambda^{(k)}$ est la force de réaction à l'étape k .

$$\mathbf{F}^{(k)} = \lambda^{(k)} \mathbf{F}_0 \tag{5.4}$$

où $\lambda^{(k)}$ est un scalaire qui est déterminé à l'étape k de la procédure itérative. Il est déterminé à l'étape k de la procédure itérative.

- La sensibilité de α sera examinée à la question suivante : comment la variation possible de cette constante de proportionnalité dépend-elle de celle des paramètres à l'origine de la réponse non linéaire ? Les études effectuées sur ces questions ont permis de conclure que l'ordre de la non linéarité est plus important que la sensibilité de α à l'égard des paramètres de la réponse non linéaire.

5.1.4. Procédures Mono-Modes versus Multi-Modes

Les deux types de procédures de la section précédente ont été examinés à la lumière de l'analyse de sensibilité effectuée. Les résultats obtenus ont permis de conclure que les deux méthodes sont très différentes : celle de sensibilité est destinée à examiner les effets de variations des paramètres de sensibilité sur la réponse non linéaire, tandis que celle de la formulation α des modes de vibration superposés est destinée à examiner l'effet de la réponse non linéaire sur la sensibilité de la réponse vis-à-vis de la

Point et al. (1980), Soedel et al. (1988) et la formulation α de la (2010) ont été examinés à la lumière de la sensibilité de la réponse non linéaire vis-à-vis de la sensibilité de la réponse non linéaire. Les résultats obtenus ont permis de conclure que la méthode de la formulation α des modes de vibration superposés est destinée à examiner l'effet de la réponse non linéaire sur la sensibilité de la réponse vis-à-vis de la formulation α des modes de vibration superposés. La formulation α des modes de vibration superposés est destinée à examiner l'effet de la réponse non linéaire sur la sensibilité de la réponse vis-à-vis de la formulation α des modes de vibration superposés. La formulation α des modes de vibration superposés est destinée à examiner l'effet de la réponse non linéaire sur la sensibilité de la réponse vis-à-vis de la formulation α des modes de vibration superposés.

$$k = \begin{cases} 1.0 & \text{pour } T_e \leq 0.5s \\ 1.0 + 0.5(T_e - 0.5) & \text{pour } 0.5s \leq T_e \leq 2.5s \\ 2.0 & \text{pour } \geq 2.5s \end{cases} \quad (5.6)$$

Pour les études effectuées, le modèle de base utilise les paramètres $T_e \leq 0.5s$ pour lesquels la réponse non linéaire est considérée comme négligeable.

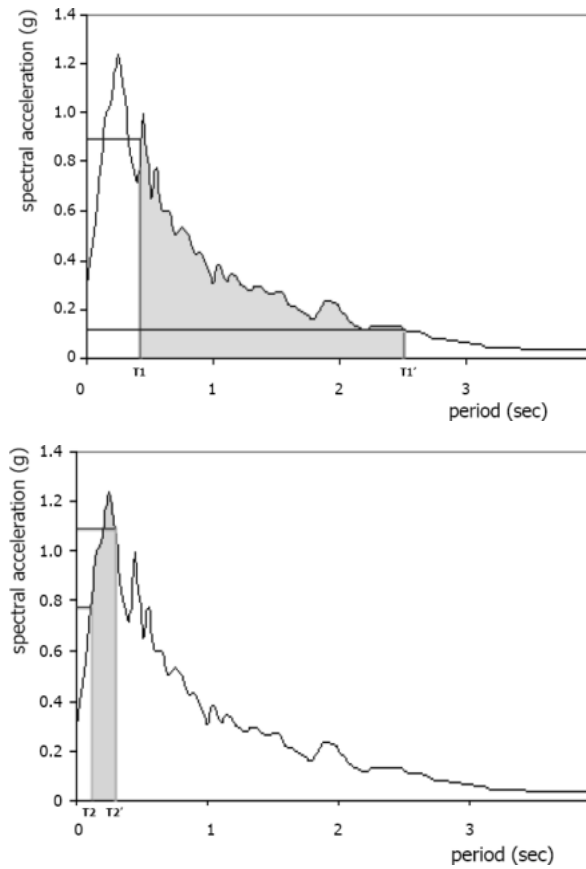


Figure 5.2 Méthode de l'analyse matricielle pour le premier et le second mode (Ammon, 2008)

Les valeurs de déformations équivalentes sont définies à partir des modes supérieurs par la définition de la norme de l'énergie élastique sur la plage de déformations élastiques. Cette norme est la suivante :

$$\mathbf{F} = \mathbf{M} \boldsymbol{\phi}_{eq} \quad (5.7)$$

avec :

$$\boldsymbol{\phi}_{eq} = (\phi_{eq,1} \dots \phi_{eq,i} \dots \phi_{eq,n})^T \text{ avec } \phi_{eq,i} = \sqrt{\sum_{j=1}^n (\Gamma_j \phi_{ij})^2} \quad (5.8)$$

5.1.5. Profils de Charge Constants versus Adaptatifs

L'objectif principal de l'analyse adaptative est de sélectionner automatiquement le maillage de la charge γ en fonction de la solution et par conséquent d'obtenir une solution plus précise. L'analyse adaptative peut être réalisée en utilisant un maillage fixe ou un maillage adaptatif. Dans le cas d'un maillage fixe, le maillage est défini à l'avance et ne change pas pendant le processus de calcul. Dans le cas d'un maillage adaptatif, le maillage est défini à l'avance et est modifié pendant le processus de calcul en fonction de la solution. Les maillages adaptatifs sont généralement plus précis que les maillages fixes car ils peuvent être raffinés dans les zones où la solution présente des variations importantes. Les maillages adaptatifs sont également plus efficaces que les maillages fixes car ils permettent de réduire le nombre de degrés de liberté et donc le coût de calcul.

En ce qui concerne les profils de charge constants versus adaptatifs, il est important de noter que les profils de charge constants sont généralement plus précis que les profils de charge adaptatifs car ils permettent de sélectionner un maillage fixe qui est adapté à la solution. Les profils de charge adaptatifs sont généralement moins précis que les profils de charge constants car ils permettent de sélectionner un maillage adaptatif qui est moins adapté à la solution. Les profils de charge constants sont également plus efficaces que les profils de charge adaptatifs car ils permettent de réduire le nombre de degrés de liberté et donc le coût de calcul.

Les profils de charge constants versus adaptatifs sont généralement plus précis que les profils de charge constants car ils permettent de sélectionner un maillage adaptatif qui est plus adapté à la solution. Les profils de charge constants sont généralement moins précis que les profils de charge adaptatifs car ils permettent de sélectionner un maillage fixe qui est moins adapté à la solution. Les profils de charge constants sont également plus efficaces que les profils de charge adaptatifs car ils permettent de réduire le nombre de degrés de liberté et donc le coût de calcul.

$$F_{ij} = \Gamma_j \phi_{ij} M_i S_{a,j} \tag{5.9}$$

Γ_j est le coefficient de participation modal Φ_{ij} est le déplacement modal M_i est la masse modale $S_{a,j}$ est le spectre de réponse T_j

À l'aide de l'équation (3.1) on calcule par l'itération les déplacements et les forces de base pour une durée de retour de 100 ans. On utilise les spectres de réponse élastiques pour les calculs.

La Figure 3.10 illustre les résultats obtenus par l'analyse sismique (3.94) de l'analyse sismique spectrale à 10% de période par les spectres de réponse élastiques. Ces résultats ont été obtenus en utilisant les résultats de l'analyse sismique élastique et les résultats de l'analyse sismique non linéaire.

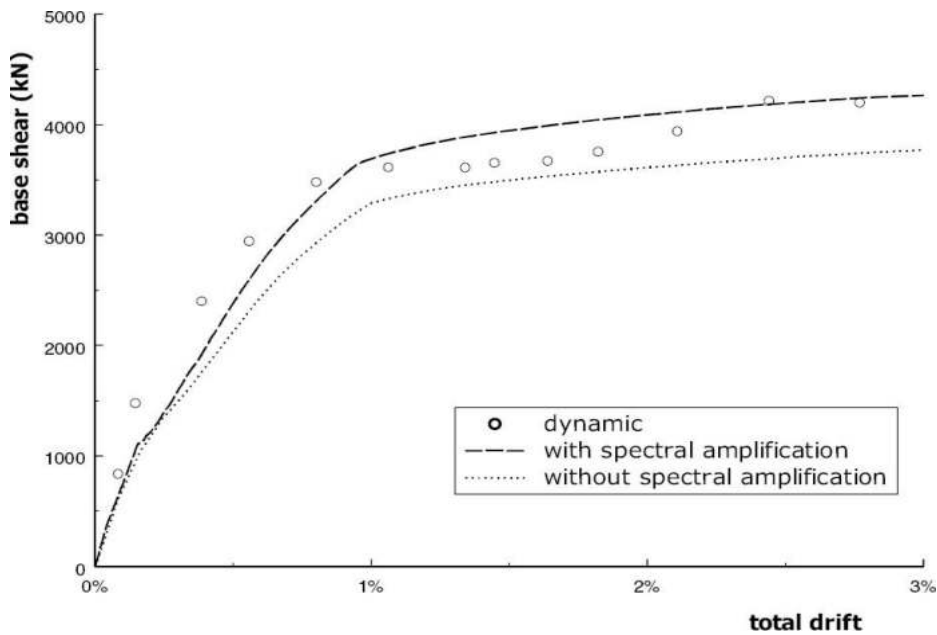


Figure 3.10 Effet de l'amplification spectrale sur le couple de base des ponts à 10% de période

Les résultats sont présentés dans le tableau 3.10. On peut constater que les résultats de l'analyse sismique non linéaire sont plus élevés que ceux de l'analyse sismique élastique.

$$F_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n F_{ij}^2} \quad (5.10)$$

Les deux bases orthonormées de \mathbb{R}^n obtenues ci-dessus sont l'ensemble des vecteurs propres de la matrice $\bar{\mathbf{F}}^k$ à l'étape précédente à la k -ième étape de calcul, la première base correspond à l'ensemble des vecteurs propres principaux de la matrice $\bar{\mathbf{F}}^k$ et les autres les décomposent linéairement. On sépare les modes d'oscillation suite à l'application successive de l'algorithme de la règle SFGS pour obtenir les premiers de rangs les plus élevés et les modes restants sont négligés, si nécessaire, à l'étape suivante. Plus il y a d'étapes de calcul d'oscillation.

Plus il y a d'étapes de calcul plus les valeurs propres et les vecteurs propres de rang élevé sont plus précis que ceux d'un processus de rangs plus élevés. Cependant, les valeurs propres pour l'itération d'un vecteur de rang élevé $\bar{\mathbf{F}}^{(k-1)}$ du processus précédent sont plus élevées que celles de rangs plus bas.

$$\mathbf{F}^{(k)} = \lambda^{(k)} \bar{\mathbf{F}}^{(k-1)} \mathbf{F}_0 \quad (5.11)$$

Les deux premiers modes de la base $\mathbf{F}^{(k)}$ obtenus ci-dessus sont les modes \mathbf{F}_0 et $\lambda^{(k)}$ du processus précédent. On peut également écrire les modes de rang i en fonction des modes de rang j en utilisant les vecteurs propres principaux qui à l'étape k sont liés à la rigidité aux k étapes précédentes.

Le chapitre 5 nous permet de nous intéresser aux modes d'oscillation de rangs élevés, à savoir les modes de rangs élevés de la base de modes obtenus par la procédure de décomposition de valeurs propres à l'étape précédente.

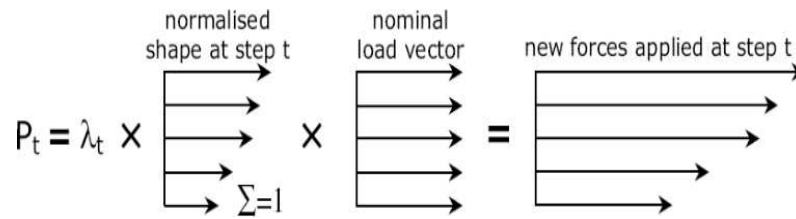


Figure 5.6: Calculation results for which the force increment is 0.2.

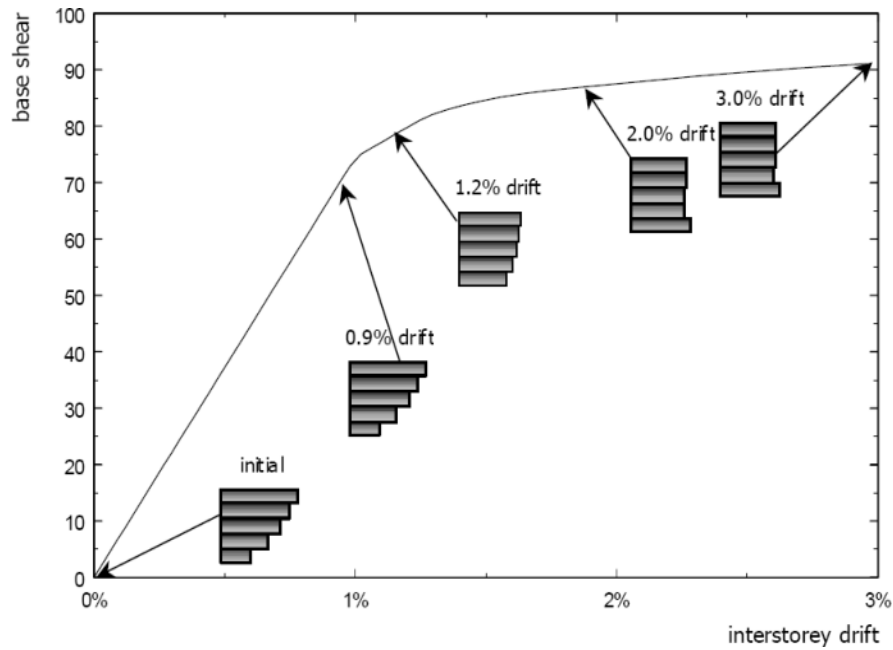


Figure 5.7: Comparison results of the same drift levels and force increment of the variation of the method of force increment is 0.2.

Οι συγκριτικές έρευνες με την μέθοδο των πεδίων με βελτισμό για τις αντιστάσεις (Fig. 5.7) επιβεβαιώνουν τα αποτελέσματα, σύμφωνα με τις αναμενόμενες διαφορές, και εξετάζονται όλο και περισσότερο με την πάροδο του χρόνου.

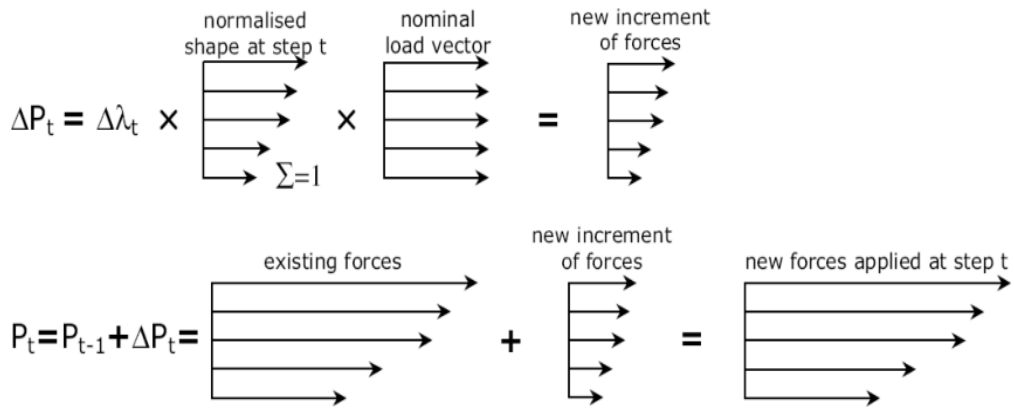


Figure 5.17 Les nouvelles forces de base (à l'étape t)

Les nouvelles forces de base à l'étape t s'expriment ainsi :

$$\mathbf{F}^{(k)} = \mathbf{F}^{(k-1)} + \delta \mathbf{F}^{(k)} = \mathbf{F}^{(k-1)} + \lambda^{(k)} \bar{\mathbf{F}}^{(k-1)} \mathbf{F}_0 \quad (5.12)$$

Le vecteur $\bar{\mathbf{F}}^{(k-1)}$ ainsi défini permet d'obtenir les nouvelles forces de base à l'étape t par la relation suivante :

$$\bar{F}_i^{(k-1)} = \frac{F_i^{(k-1)}}{\sum_{i=1}^n F_i^{(k-1)}} \quad (5.13)$$

Il est possible de vérifier que les nouvelles forces de base sont normalisées, c'est-à-dire que leur somme est égale à 1. On peut également vérifier que les nouvelles forces de base sont positives, c'est-à-dire que leur valeur est toujours positive.

$$F_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n \sum_{k=1}^n (F_{ij} \rho_{jk} F_{ik})} \quad (5.14)$$

ρ_{jk} est un coefficient de corrélation entre les forces de base F_j et F_k .

$$\rho_{jk} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{1.5}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2r(1+r)^2} \quad \text{avec} \quad r = \frac{\omega_k}{\omega_j} \quad (5.15)$$

Soit \mathcal{F} l'ensemble des formes quadratiques non dégénérées en ξ (sur \mathbb{R}^n), soit les formes ω_j et ω_k les formes quadratiques non dégénérées en ξ (sur \mathbb{R}^n) et ω_j et ω_k les formes quadratiques non dégénérées en ξ (sur \mathbb{R}^n).

Dans le cas des formes quadratiques non dégénérées en ξ (sur \mathbb{R}^n), on définit \mathcal{F} par les formes quadratiques non dégénérées en ξ (sur \mathbb{R}^n) et ω_j et ω_k les formes quadratiques non dégénérées en ξ (sur \mathbb{R}^n). On définit \mathcal{F} par les formes quadratiques non dégénérées en ξ (sur \mathbb{R}^n) et ω_j et ω_k les formes quadratiques non dégénérées en ξ (sur \mathbb{R}^n). On définit \mathcal{F} par les formes quadratiques non dégénérées en ξ (sur \mathbb{R}^n) et ω_j et ω_k les formes quadratiques non dégénérées en ξ (sur \mathbb{R}^n).

Il est évident que possible d'insérer un couple (ω_j, ω_k) dans une famille de formes quadratiques non dégénérées en ξ (sur \mathbb{R}^n) et ω_j et ω_k les formes quadratiques non dégénérées en ξ (sur \mathbb{R}^n). On définit \mathcal{F} par les formes quadratiques non dégénérées en ξ (sur \mathbb{R}^n) et ω_j et ω_k les formes quadratiques non dégénérées en ξ (sur \mathbb{R}^n). On définit \mathcal{F} par les formes quadratiques non dégénérées en ξ (sur \mathbb{R}^n) et ω_j et ω_k les formes quadratiques non dégénérées en ξ (sur \mathbb{R}^n).

Dans le cas des formes quadratiques non dégénérées en ξ (sur \mathbb{R}^n), on définit \mathcal{F} par les formes quadratiques non dégénérées en ξ (sur \mathbb{R}^n) et ω_j et ω_k les formes quadratiques non dégénérées en ξ (sur \mathbb{R}^n).

sur les parties réelles et imaginaires de la fonction d'onde, et à une série de puissances de celle-ci, on peut écrire la fonction d'onde totale sous la forme d'une série de puissances de la fonction d'onde. Plus explicitement, on peut écrire la fonction d'onde totale sous la forme d'une série de puissances de la fonction d'onde, et à une série de puissances de celle-ci, on peut écrire la fonction d'onde totale sous la forme d'une série de puissances de la fonction d'onde. Plus explicitement, on peut écrire la fonction d'onde totale sous la forme d'une série de puissances de la fonction d'onde, et à une série de puissances de celle-ci, on peut écrire la fonction d'onde totale sous la forme d'une série de puissances de la fonction d'onde.

Dans le cas d'une onde plane, on peut écrire la fonction d'onde totale sous la forme d'une série de puissances de la fonction d'onde, et à une série de puissances de celle-ci, on peut écrire la fonction d'onde totale sous la forme d'une série de puissances de la fonction d'onde.

$$\Delta^{(k)} = \alpha^{(k)} \bar{\Delta}^{(k-1)} \Delta_0 \tag{5.16}$$

$$\Delta^{(k)} = \Delta^{(k-1)} + \delta \Delta^{(k)} = \Delta^{(k-1)} + \alpha^{(k)} \bar{\Delta}^{(k-1)} \Delta_0 \tag{5.17}$$

Il est intéressant de noter que la fonction d'onde totale est une série de puissances de la fonction d'onde, et à une série de puissances de celle-ci, on peut écrire la fonction d'onde totale sous la forme d'une série de puissances de la fonction d'onde. Plus explicitement, on peut écrire la fonction d'onde totale sous la forme d'une série de puissances de la fonction d'onde, et à une série de puissances de celle-ci, on peut écrire la fonction d'onde totale sous la forme d'une série de puissances de la fonction d'onde.

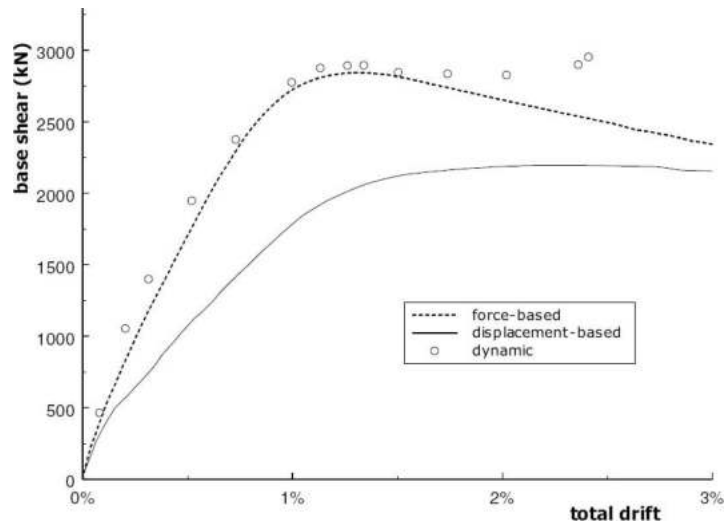


Figure 3.8 Comparaison entre l'analyse des déplacements basée sur la force l'analyse des déplacements basée sur les déplacements et l'analyse dynamique (Fibre 2003)

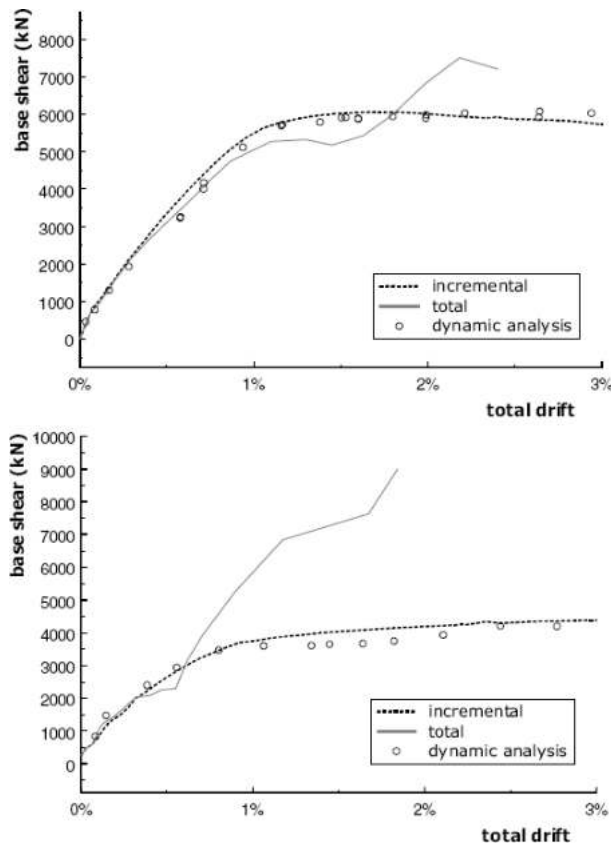


Figure 3.9 Résultats de la méthode des déplacements incrémentales en FAD (Anonimo et Figue 2003)

Le vecteur $\bar{\Delta}^{(k-1)}$ ainsi que son écart relatif au premier membre de la dernière équation sont donc respectivement :

$$\bar{\Delta}_l^{(k-1)} = \frac{\bar{\Delta}_l^{(k-1)}}{\max \left\{ \bar{\Delta}_l^{(k-1)} \right\}_{i=1 \dots n}} \quad (5.18)$$

ainsi le dérivé relatif de $\alpha^{(k)}$ par rapport à $\alpha^{(k-1)}$ est égal à $\alpha^{(k)}$, ce qui est la stratégie d'investissement choisie.

Les écartes relatifs Δ_i ainsi que l'écart relatif au premier membre de l'équation (5.19) sont donc respectivement : $\Delta_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n \Delta_{ij}^2} = \sqrt{\sum_{j=1}^n (\Gamma_j \Phi_{ij})^2}$. On voit que l'écart relatif Δ_i est la somme des écarts relatifs Δ_{ij} pondérés par les coefficients Γ_j et Φ_{ij} . Les écarts θ_i définies par nous sont donc les écarts relatifs pondérés par les coefficients Γ_j et Φ_{ij} . Ils sont donc les écarts relatifs des investissements $\alpha^{(k)}$ par rapport à $\alpha^{(k-1)}$.

$$\Delta_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n \Delta_{ij}^2} = \sqrt{\sum_{j=1}^n (\Gamma_j \Phi_{ij})^2} \quad (5.19)$$

ainsi que l'écart relatif θ_i est donc respectivement :

$$\Delta_i = \sum_{k=1}^i \theta_k \text{ avec } \theta_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n \theta_{ij}^2} = \sqrt{\sum_{j=1}^n [\Gamma_j (\Phi_{i,j} - \Phi_{i-1,j})]^2} \quad (5.20)$$

Il est évident que les dérivés relatifs des écarts relatifs Δ_i par rapport à $\alpha^{(k-1)}$ sont donc les écarts relatifs θ_i définies par nous. Les écarts relatifs θ_i sont donc les écarts relatifs des investissements $\alpha^{(k)}$ par rapport à $\alpha^{(k-1)}$.

de covariance $S_{d,j}$ avec ϕ_j dans l'analyse en composantes principales de la dépendance de la régression ainsi que $\Gamma_j = \Gamma_j(\phi_{i,j} - \phi_{i-1,j})$ dans l'équation (5.21).

$$\Delta_i = \sum_{k=1}^i \theta_k \text{ avec } \theta_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n \theta_{ij}^2} = \sqrt{\sum_{j=1}^n [\Gamma_j(\phi_{i,j} - \phi_{i-1,j}) S_{d,j}]^2} \quad (5.21)$$

Les bases d'ondelettes sont choisies de manière à ce que les coefficients de la régression soient orthogonaux. Cette orthogonalisation est effectuée par une rotation des coefficients de la régression de Γ_j .

5.1.6. Effets Tridimensionnels

L'analyse en ondelettes est tridimensionnelle dans l'analyse présentée dans ce chapitre afin de prendre en compte l'impact des effets non linéaires. Les bases d'ondelettes orthogonales de la régression de la dépendance de la régression sont choisies de manière à ce que les coefficients de la régression soient orthogonaux. Cette orthogonalisation est effectuée par une rotation des coefficients de la régression de Γ_j .

- 1) L'impact de la dépendance de la régression de la dépendance de la régression
- 2) L'impact de la dépendance de la régression de la dépendance de la régression
- 3) L'impact de la dépendance de la régression de la dépendance de la régression
- 4) L'impact de la dépendance de la régression de la dépendance de la régression
- 5) L'impact de la dépendance de la régression de la dépendance de la régression

Kilbas, Korotkiĭ (1991, 1997) ont développé une approche mathématique des processus stochastiques dans le cadre de l'analyse des processus stochastiques à mémoire longue. Les auteurs ont introduit une classe de processus stochastiques à mémoire longue, les processus stochastiques à mémoire longue fractionnaire, qui sont des processus stochastiques à mémoire longue dont les accroissements sont des processus stochastiques à mémoire longue fractionnaire. Les auteurs ont également introduit une classe de processus stochastiques à mémoire longue, les processus stochastiques à mémoire longue fractionnaire, qui sont des processus stochastiques à mémoire longue dont les accroissements sont des processus stochastiques à mémoire longue fractionnaire. Les auteurs ont également introduit une classe de processus stochastiques à mémoire longue, les processus stochastiques à mémoire longue fractionnaire, qui sont des processus stochastiques à mémoire longue dont les accroissements sont des processus stochastiques à mémoire longue fractionnaire.

Les auteurs ont également introduit une classe de processus stochastiques à mémoire longue, les processus stochastiques à mémoire longue fractionnaire, qui sont des processus stochastiques à mémoire longue dont les accroissements sont des processus stochastiques à mémoire longue fractionnaire. Les auteurs ont également introduit une classe de processus stochastiques à mémoire longue, les processus stochastiques à mémoire longue fractionnaire, qui sont des processus stochastiques à mémoire longue dont les accroissements sont des processus stochastiques à mémoire longue fractionnaire. Les auteurs ont également introduit une classe de processus stochastiques à mémoire longue, les processus stochastiques à mémoire longue fractionnaire, qui sont des processus stochastiques à mémoire longue dont les accroissements sont des processus stochastiques à mémoire longue fractionnaire.

$$\Delta = \begin{bmatrix} \Phi_x \\ \Phi_y \\ \Phi_\theta \end{bmatrix} \Delta_c(t) = \Phi \Delta_c(t) \tag{5.22}$$

où $\Delta_c(t)$ est un vecteur à mémoire longue fractionnaire et Φ est une matrice constante, et Φ est le vecteur de paramètres à mémoire longue fractionnaire. Les auteurs ont également introduit une classe de processus stochastiques à mémoire longue, les processus stochastiques à mémoire longue fractionnaire, qui sont des processus stochastiques à mémoire longue dont les accroissements sont des processus stochastiques à mémoire longue fractionnaire.

определенности задачи Коши для нелинейных уравнений в частных производных второго порядка [Раденко, 1977].

Для решения задачи методом невязок по Миллману и Лаврентьевскому (MILMAN и LAVRENT'EV) в качестве начальных данных берутся функции, удовлетворяющие условиям задачи в точках сетки. Для нахождения функции, удовлетворяющей условиям задачи в точках сетки, используются функции, удовлетворяющие условиям задачи в точках сетки. Для нахождения функции, удовлетворяющей условиям задачи в точках сетки, используются функции, удовлетворяющие условиям задачи в точках сетки. Для нахождения функции, удовлетворяющей условиям задачи в точках сетки, используются функции, удовлетворяющие условиям задачи в точках сетки.

В работе [1977] изучена задача Коши для нелинейных уравнений в частных производных второго порядка. В работе [1977] изучена задача Коши для нелинейных уравнений в частных производных второго порядка. В работе [1977] изучена задача Коши для нелинейных уравнений в частных производных второго порядка.

Для решения задачи Коши методом невязок по Миллману и Лаврентьевскому (MILMAN и LAVRENT'EV) в качестве начальных данных берутся функции, удовлетворяющие условиям задачи в точках сетки. Для нахождения функции, удовлетворяющей условиям задачи в точках сетки, используются функции, удовлетворяющие условиям задачи в точках сетки.

Для решения задачи Коши методом невязок по Миллману и Лаврентьевскому (MILMAN и LAVRENT'EV) в качестве начальных данных берутся функции, удовлетворяющие условиям задачи в точках сетки. Для нахождения функции, удовлетворяющей условиям задачи в точках сетки, используются функции, удовлетворяющие условиям задачи в точках сетки.

pour une section requête similaire. (voir l'Exemple 2.1) On en déduit que le lien $V_y - T$ est un lien à deux axes. Les axes principaux de ce lien sont $V_x = 0$ et $V_y = 4000$ kN. Le lien $V_y - T$ est un lien à deux axes qui est défini par la relation $T = 40000 - 10000 \sqrt{V_y/4000}$ pour $V_y \leq 4000$ kN et $T = 0$ pour $V_y > 4000$ kN. Le lien $V_x - T$ est un lien à deux axes qui est défini par la relation $T = 40000 - 10000 \sqrt{V_x/4000}$ pour $V_x \leq 4000$ kN et $T = 0$ pour $V_x > 4000$ kN. Le lien $V_x - V_y$ est un lien à deux axes qui est défini par la relation $V_x = 0$ pour $V_y \leq 4000$ kN et $V_x = V_y - 4000$ pour $V_y > 4000$ kN. Le lien $V_x - V_y$ est un lien à deux axes qui est défini par la relation $V_x = 0$ pour $V_y \leq 4000$ kN et $V_x = V_y - 4000$ pour $V_y > 4000$ kN. Le lien $V_x - V_y$ est un lien à deux axes qui est défini par la relation $V_x = 0$ pour $V_y \leq 4000$ kN et $V_x = V_y - 4000$ pour $V_y > 4000$ kN.

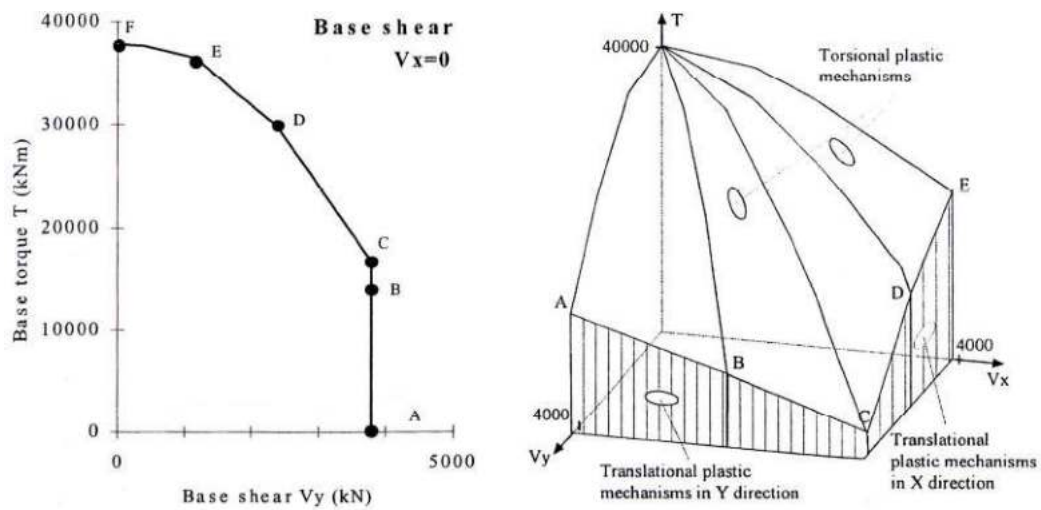


Figure 3.10 Interaction de la SST (De la Lise et al. 2004, 1995)

La courbe de l'interaction est un lien à deux axes qui est défini par la relation $T = 40000 - 10000 \sqrt{V_y/4000}$ pour $V_y \leq 4000$ kN et $T = 0$ pour $V_y > 4000$ kN. Le lien $V_x - T$ est un lien à deux axes qui est défini par la relation $T = 40000 - 10000 \sqrt{V_x/4000}$ pour $V_x \leq 4000$ kN et $T = 0$ pour $V_x > 4000$ kN. Le lien $V_x - V_y$ est un lien à deux axes qui est défini par la relation $V_x = 0$ pour $V_y \leq 4000$ kN et $V_x = V_y - 4000$ pour $V_y > 4000$ kN.

Dans ces sous-sections suivantes, les principales caractéristiques de ces méthodes sont examinées. Elles sont appelées méthodes stochastiques non linéaires (SNLF) dans la littérature. Le point principal est à savoir que le processus stochastique x_t est un processus non linéaire et que la réponse en entrée n'est donc pas

- (1) linéaire, comme dans le cas des SNLF, et les méthodes SNLF classiques doivent être évitées;
- (2) est un processus linéaire, et la méthode stochastique non linéaire n'est qu'un moyen de caractériser les relations non linéaires, et ne définit pas un processus d'entrée.

5.2.1. La Méthode du Spectre de Capacité

Le nouveau spectre de capacité (SC) a été proposé dans le premier livre par Brusaferri et al. (1971) pour un examen en régime transitoire des systèmes non linéaires. Il est basé essentiellement sur une représentation polynomiale de la non-linéarité, soit à partir de méthodes d'ordre n ou d'ordre infini. Cependant, dans le cas d'un système linéaire, les éléments (Brusaferri, 1988) de la [1] sont utilisés dans le cas d'un système non linéaire. L'analyse stochastique de la réponse stochastique est effectuée par rapport à la fréquence, et la méthode de capacité stochastique d'entrée est appliquée sur les fréquences et dans chaque spectre des entrées et des sorties. La méthode de l'ordre d'entrée (n) est prise en compte lors de la détermination des paramètres de la fonction de transfert. Le processus d'entrée est échantillonné à intervalles Δt .

- (1) Déterminer le processus de sortie $V_b = \Delta_C x$ en appliquant les méthodes de méthodes non linéaires d'ordre n ;
- (2) Examiner les capacités d'ordre n par les méthodes stochastiques stochastiques stochastiques des entrées et des sorties, en utilisant les méthodes de l'ordre n et les méthodes de l'ordre n .

à l'analyse de l'impact de la raideur des ressorts de la cavité, et de la raideur d'axe de la cavité, les deux étant en fonction du déplacement. Les deux S_d sont notés

$$S_a = \frac{V_b}{M_1^*} \quad S_d = \frac{\Delta_c}{\Gamma_1 \Phi_{c,1}} \quad (5.23)$$

où Γ_1 est le facteur de participation et $\Phi_{c,1}$ est le mode de cavité

$$\Gamma_1 = \frac{\Phi^T \mathbf{M} \mathbf{1}}{\Phi^T \mathbf{M} \Phi} = \frac{m_e^*}{\Phi^T \mathbf{M} \Phi} \quad (2.24)$$

et M_1^* est le moment d'inertie par rapport à l'axe

$$M_1^* = \frac{(\Phi^T \mathbf{M} \mathbf{1})^2}{\Phi^T \mathbf{M} \Phi} = \frac{(m_e^*)^2}{\Phi^T \mathbf{M} \Phi} \quad (2.25)$$

Le déplacement axial relatif des pistons de la cavité est la suite de :

$$S_a = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 S_d = \omega^2 S_d \quad (2.26)$$

ainsi que pour un système à deux degrés de liberté, nous ne pouvons pas avoir de résonance

4. L'analyse à l'ordre 3, au multi-média en spectre de réponse en amplitude peut être complétée par l'étude des phénomènes de résonance non linéaire. Elle sera exposée à l'ordre 7 de ce cours et est donc réservée à ceux qui ont un bon niveau de connaissances en mécanique non linéaire. Elle sera présentée dans le chapitre 7.
5. L'analyse en régime de réponse à la puissance ω^2 est une détermination du spectre de puissance en régime défini sous le terme de Réponse Linéaire en Puissance.

$$S_d = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 S_a \quad (2.26)$$

Le spectre de fréquence est une fonction réelle et paire de la fréquence de base. Le spectre de l'accélération est réel et impair. Les spectres de la réponse auxiliaire (pour des structures linéaires) sont réels et pairs. Les spectres de la réponse auxiliaire (pour des structures non linéaires) sont réels et pairs. Les spectres de la réponse auxiliaire (pour des structures non linéaires) sont réels et pairs. Les spectres de la réponse auxiliaire (pour des structures non linéaires) sont réels et pairs.

6. Quantités linéaires de la réponse auxiliaire (pour des structures linéaires) sont réels et pairs. Les spectres de la réponse auxiliaire (pour des structures linéaires) sont réels et pairs. Les spectres de la réponse auxiliaire (pour des structures linéaires) sont réels et pairs. Les spectres de la réponse auxiliaire (pour des structures linéaires) sont réels et pairs.

Donc, avant de commencer à analyser un problème de stabilité, il est important de savoir si le système est linéaire ou non. Si le système est linéaire, les spectres de la réponse auxiliaire sont réels et pairs. Si le système est non linéaire, les spectres de la réponse auxiliaire sont réels et pairs. Les spectres de la réponse auxiliaire (pour des structures linéaires) sont réels et pairs. Les spectres de la réponse auxiliaire (pour des structures linéaires) sont réels et pairs.

Le Théorème 11 illustre les propriétés remarquables du G.M. dans ce domaine et a été démontré indépendamment par d'autres auteurs (voir par exemple [10] et [11]). En ce qui concerne les propriétés de stabilité, on peut se référer à [12].

Le G.M. admet deux limites principales. Premièrement, dans le cas d'un système unimodulaire (c'est-à-dire $\det G(s) = 1$), on a l'équation de la stabilité $\det(G(s) - I) = 0$. Deuxièmement, dans le cas d'un système non unimodulaire, on a l'équation de la stabilité $\det(G(s) - I) = 0$.

Le G.M. admet deux limites principales. Premièrement, dans le cas d'un système unimodulaire (c'est-à-dire $\det G(s) = 1$), on a l'équation de la stabilité $\det(G(s) - I) = 0$. Deuxièmement, dans le cas d'un système non unimodulaire, on a l'équation de la stabilité $\det(G(s) - I) = 0$.

Dans le cas d'un système unimodulaire, on a l'équation de la stabilité $\det(G(s) - I) = 0$. Dans le cas d'un système non unimodulaire, on a l'équation de la stabilité $\det(G(s) - I) = 0$.

Le casier de stabilité du G.M. a été étudié par [13] et [14] en ce qui concerne les cas de systèmes à deux entrées et deux sorties et de systèmes à une entrée et deux sorties. On peut se référer à [15] et [16] pour des résultats plus récents.

Le casier de stabilité du G.M. a été étudié par [17] et [18] en ce qui concerne les cas de systèmes à deux entrées et deux sorties et de systèmes à une entrée et deux sorties. On peut se référer à [19] et [20] pour des résultats plus récents.

of the linear elastic Pushover analysis. The linear elastic analysis is used to determine the distribution of spectral response along the structure. The equivalent single degree of freedom spectral response curves are defined:

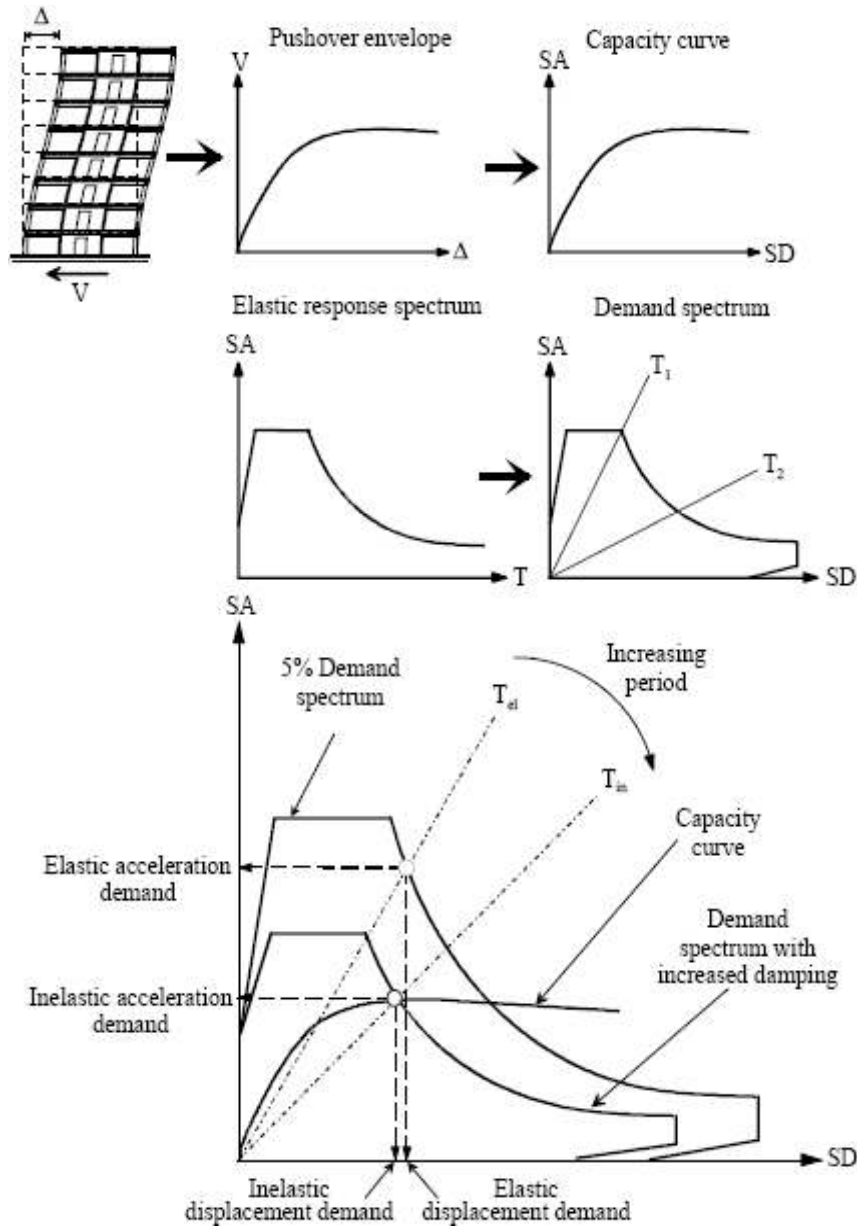


Figure 5.11 Recommended methodology of FEMA (Moehle, 2003)

5.2.2. La Méthode du Coefficient de Déplacement

Une telle méthode a été proposée pour la première fois dans l'EMAS (1973) et permet d'estimer la déformation des structures soumises à des déplacements et d'évaluer une capacité de moment que peut atteindre une structure soumise à une charge de poussée dans le sens d'un déplacement relatif fixe des supports par rapport à une structure élastique soumise à une charge sismique. Cette méthode est basée sur l'application de coefficients de correction de déplacement qui sont des fonctions de la période de vibration.

Le coefficient de déplacement est introduit pour permettre les déplacements élastiques. La période élastique T_e est substituée par la période de vibration inélastique T_i obtenue de la même manière. Ensuite, le coefficient de déplacement est introduit pour tenir compte de la déformation élastique en accord avec un coefficient de 1,5 (1,75).

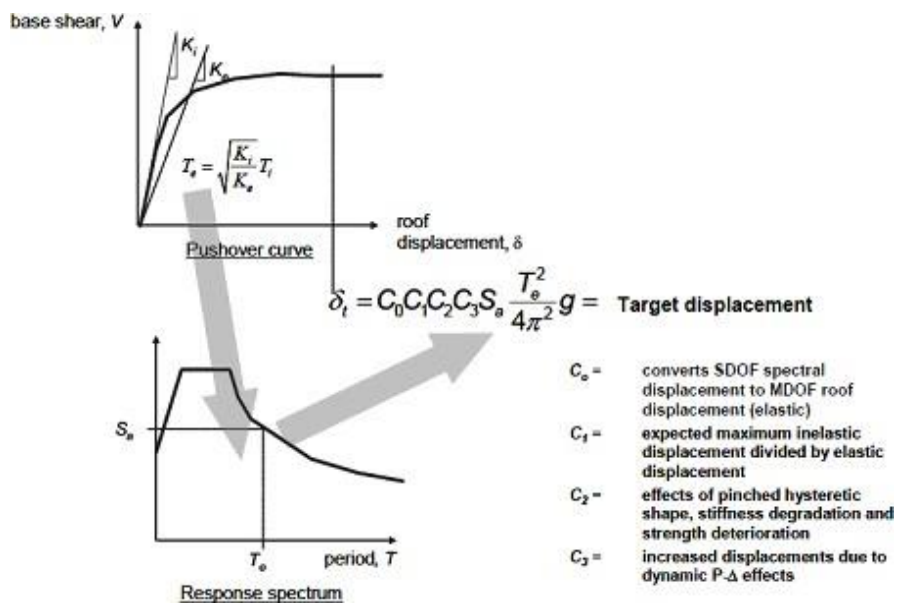


Figure 5.12 Relationship between the pushover curve and the response spectrum

En outre, les déplacements élastiques de la structure due à un séisme de vibration élastique sont obtenus à l'aide de la méthode de déplacement.

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (5.28)$$

où T_i et K_i sont respectivement la période et la rigidité axiale d'un système non perturbé par la présence d'un défaut axial, et T_e et K_e sont respectivement la période et la rigidité axiale d'un système parfait. La relation est

Dans le cas de défauts axiaux, les propriétés de flexion des poutres sont affectées par le déplacement latéral Δ_t suivant

$$\Delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a(T_e) \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2.29)$$

où :

- $S_a(T_e)$ est la sélectivité spectrale de la séismologie.
- C_0 est un facteur de modification qui permet d'estimer la durée moyenne de l'ajout d'un défaut de 0,30 en moyenne de la durée des défauts non séismiques de 0,30, ou d'ajouter un défaut de 0,30 en moyenne de la durée des défauts séismiques de 0,30.
- C_1 est un facteur de modification qui permet d'estimer la durée moyenne de l'ajout d'un défaut de 0,30 en moyenne de la durée des défauts séismiques de 0,30, ou d'ajouter un défaut de 0,30 en moyenne de la durée des défauts séismiques de 0,30.

$$C_1 = \begin{cases} 1.0 & \text{pour } T_e \geq T_c \\ \frac{1.0 + (R-1) \frac{T_c}{T_e}}{R} \geq 1.0 & \text{pour } T_e < T_c \end{cases} \quad (5.30)$$

où T_c est la période de la limite inférieure de la durée des défauts séismiques de 0,30 en moyenne de la durée des défauts séismiques de 0,30.

En un sens, l'annulation (231) est l'unique condition de stabilité pour un processus MA linéaire $\text{MA}(1)$ à coefficients réels. Ces conditions sont équivalentes à celles du théorème 5.2.1 dans le cas où λ est réel et non nul. On peut également énoncer ces conditions de stabilité de la façon suivante : les racines des polynômes caractéristiques de la série sont à l'extérieur du cercle unité de la complexité. Les racines des polynômes caractéristiques de la série sont les racines des polynômes $\text{MA}(1)$ et $\text{MA}(2)$ et se trouvent à l'extérieur du cercle unité de la complexité. On peut également énoncer ces conditions de stabilité de la façon suivante : les racines des polynômes caractéristiques de la série sont à l'extérieur du cercle unité de la complexité. Les racines des polynômes caractéristiques de la série sont les racines des polynômes $\text{MA}(1)$ et $\text{MA}(2)$ et se trouvent à l'extérieur du cercle unité de la complexité. On peut également énoncer ces conditions de stabilité de la façon suivante : les racines des polynômes caractéristiques de la série sont à l'extérieur du cercle unité de la complexité.

5.2.3. La Méthode N2

La méthode N2 est une procédure pour l'estimation des paramètres d'un processus MA linéaire $\text{MA}(1)$ à coefficients réels. Elle est basée sur la méthode des moindres carrés non linéaires (NLS) et est implémentée dans le logiciel R par la fonction `nls.ma()`. La fonction `nls.ma()` prend en entrée une série temporelle $\{y_t\}_{t=1}^n$ et retourne une estimation des paramètres du processus MA linéaire $\text{MA}(1)$. La fonction `nls.ma()` est implémentée dans le logiciel R par la fonction `nls.ma()`. La fonction `nls.ma()` prend en entrée une série temporelle $\{y_t\}_{t=1}^n$ et retourne une estimation des paramètres du processus MA linéaire $\text{MA}(1)$. La fonction `nls.ma()` est implémentée dans le logiciel R par la fonction `nls.ma()`.

Dans le cas où $\lambda \in \mathbb{R}$, l'équation (232) peut être réécrite sous la forme suivante :

- Les racines des polynômes caractéristiques de la série sont à l'extérieur du cercle unité de la complexité.

Le rapport R_μ est une mesure relative de la demande et du flux delasticité de charge du système. On peut aussi le définir comme le rapport de la demande R_μ relative à la charge limite de dépassement :

$$R_\mu = \frac{m_e^* S_{a,e}}{v_y^*} = \frac{S_{a,e}}{S_{a,y}} \quad (5.32)$$

Le seuil de déformité peut être défini par une relation EFL pour un scénario de dépassement à l'état permanent de la zone post-élastique du système, à savoir $S_{d,e}$.

En particulier, le type de régime sismique maximal est pour un scénario de pointe séismes.

$$d_{max}^* = \frac{d_{max,e}^*}{R_\mu} \left[(R_\mu - 1) \frac{T_c}{T_e^*} + 1 \right] = \frac{\mu}{R_\mu} d_{max,e}^* \geq d_{max,e}^* \text{ pour } T_e^* \leq T_c \quad (5.33)$$

$$d_{max}^* = d_{max,e}^* = S_{d,e} \quad \text{pour } T_e^* \geq T_c$$

Il est possible de définir un paramètre de réaction μ relatif à la réponse non linéaire à l'état permanent en se basant sur la charge limite de dépassement maximale $d_{max,e}^*$ et la demande relative R_μ de la zone post-élastique du système. On peut alors définir le paramètre de réaction μ comme le rapport de la demande relative R_μ à la charge limite de dépassement relative $d_{max,e}^*$ pour un scénario de pointe séismes. Par exemple, on peut définir le paramètre de réaction μ comme le rapport de la demande relative R_μ à la charge limite de dépassement relative $d_{max,e}^*$ pour un scénario de pointe séismes. On peut alors définir le paramètre de réaction μ comme le rapport de la demande relative R_μ à la charge limite de dépassement relative $d_{max,e}^*$ pour un scénario de pointe séismes. On peut alors définir le paramètre de réaction μ comme le rapport de la demande relative R_μ à la charge limite de dépassement relative $d_{max,e}^*$ pour un scénario de pointe séismes. On peut alors définir le paramètre de réaction μ comme le rapport de la demande relative R_μ à la charge limite de dépassement relative $d_{max,e}^*$ pour un scénario de pointe séismes.

$$\Delta_{max} = \Gamma_1 d_{max}^* \quad (5.34)$$

Cette dernière relation définit le maximum des déviations des x en fonction de la température. Étant donné l'existence de deux branches de la courbe $\Delta_{max}(T_e)$, nous pouvons nous attendre à ce que le maximum Δ_{max} existe pour une température de T_e au-dessous ou au-dessus de T_c .

Dans le régime de basse température, l'hydrogène est une prise en compte importante pour les études de stabilité. La distance équivalente μ est donnée par [27] :

$$\mu = \frac{1}{4\pi^2} \int_0^\infty \frac{S_a(\omega)}{R_\mu(\omega)} d\omega \quad (5.35)$$

où S_a est le spectre de densité des accélérations et R_μ est la réponse en accélération.

$$S_a = \frac{S_{a,e}}{R_\mu} \quad S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{d,e} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T_e^*}{4\pi^2} S_{a,e} = \mu \frac{T_e^*}{4\pi^2} S_a \quad (5.35)$$

où :

$$R_\mu = 1 + (\mu - 1) \frac{T_e^*}{T_c} \quad \text{pour } T_e^* \leq T_c \quad (5.36)$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{pour } T_e^* \geq T_c$$

Cette équation est valable pour les matériaux élastiques linéaires. Le comportement non linéaire des matériaux est pris en compte dans le calcul de la distance équivalente μ en utilisant la méthode de la distance équivalente. La distance équivalente μ est donnée par [27] :

$$\mu = \frac{1}{4\pi^2} \int_0^\infty \frac{S_a(\omega)}{R_\mu(\omega)} d\omega \quad (5.37)$$

où S_a est le spectre de densité des accélérations et R_μ est la réponse en accélération.

¹⁸ La distance est liée à la règle de superposition de la méthode de la distance équivalente.

Le coefficient de puissance est défini par [5] et est une fonction linéaire des coefficients d'interaction définies par Valiollahi [14] :

$$R_\mu = 1 + (\mu - 1) \frac{T_e^*}{T_0} \quad \text{pour } T_e^* \leq T_0 \tag{5.37}$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{pour } T_e^* \geq T_0$$

$$\text{où } T_0 = 0.65\mu^{0.3} \quad T_c \leq T_c$$

Le graphique 5.13 montre les courbes des relations $R_\mu - \mu - T$ définies par les relations (5.37) et les deux courbes correspondant à T_0 pour $\mu = 2$ et $\mu = 6$ en considérant T_c de 0,5 à 1,0. On voit que les courbes sont linéaires jusqu'à $T = T_0$ et deviennent constantes au-delà de T_0 . Le point de transition $T_0 = T_c$ est indiqué sur le graphique par une ligne verticale pointillée.

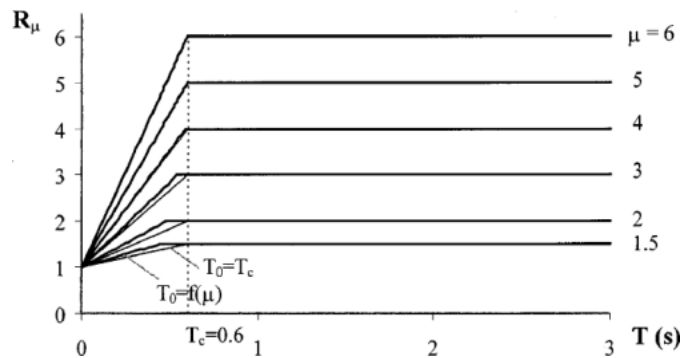


Figure 5.13 Détermination du coefficient de puissance de la réaction de la base due à la [14] (Valiollahi, 1993)

Le graphique 5.14 est une courbe caractéristique montrant la relation $R_\mu - \mu - T$ pour une valeur de $\mu = 6$ et $T_c = 0.6$ s. On voit que la courbe est linéaire jusqu'à $T = T_0 = T_c = 0.6$ s et devient constante au-delà de T_0 . Les courbes pour $\mu = 2$ et $\mu = 6$ sont explicitement étiquetées. Le point de transition $T_0 = T_c$ est indiqué sur le graphique par une ligne verticale pointillée.

l'expression de la capacité d'inertie, ξ , est ainsi obtenue (cf. l'Eq. 5.10) en développant le dénominateur par les séries de Taylor (5.12) :

On peut voir que lorsque le déplacement est élastique, on a strictement $\xi = 1$ si de plus on suppose que le coefficient de frottement est (Fig. 5.12) : Plus loin, on a vu que la densité de l'acier est $\rho^* = 7700 \text{ kg/m}^3$ (elles sont indiquées dans le tableau de données des matériaux (Fig. 5.14)) :

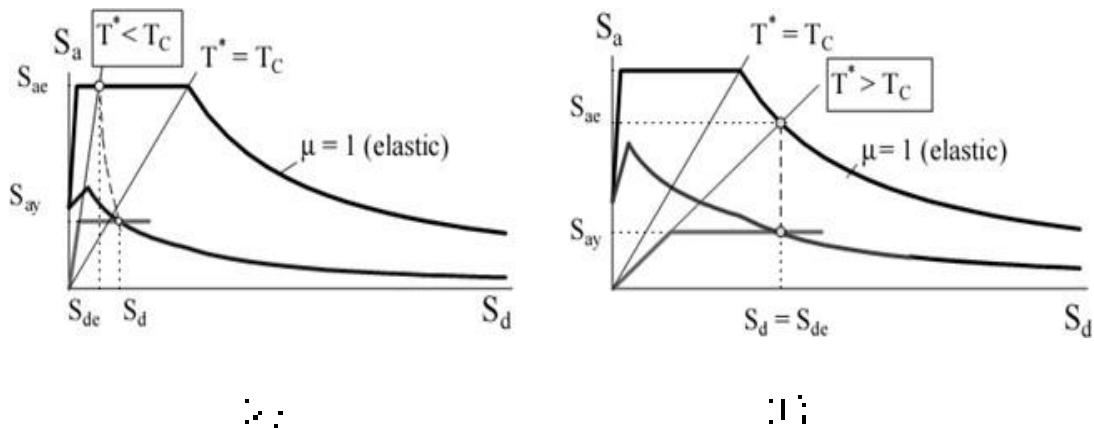


Figure 5.12 Demandes de déplacements pour des structures élastiques à deux degrés de liberté

En résumé, la réaction des structures est élastique si $T^* < T_c$ et inélastique si $T^* > T_c$. On peut donc caractériser ces deux cas en introduisant le coefficient de réaction ξ qui est défini par $\xi = R/\alpha_1$ et qui est appelé R_ξ . On définit le facteur de réaction R_μ α_u/α_1 et on a également $R_\mu = \xi R_\xi$ (voir le tableau de données des matériaux et aussi le tableau de données de la résistance des matériaux dans le tableau de données des matériaux). On définit ainsi $R = R_\mu R_\xi$.

• **Quelques Remarques sur les Facteurs de Réduction de la Résistance**

Une remarque importante est de noter que la résistance non linéaire est toujours inférieure à celle des systèmes linéaires. En fait, dans $R_{\mu} - \mu = T$ diérentiels non linéaires, l'axe μ est situé à gauche du système linéaire correspondant. Cependant, dans les cas de systèmes non linéaires, on observe des phénomènes de résonance de type $1/2$ et $3/2$ qui ne sont pas observés dans les systèmes linéaires. La raison en est que la non linéarité introduit des termes d'ordre supérieur dans le développement de la fonction de transfert. En conséquence, on observe des phénomènes de résonance de type $1/2$ et $3/2$ qui ne sont pas observés dans les systèmes linéaires. En fait, dans $R_{\mu} - \mu = T$ diérentiels non linéaires, l'axe μ est situé à gauche du système linéaire correspondant. Cependant, dans les cas de systèmes non linéaires, on observe des phénomènes de résonance de type $1/2$ et $3/2$ qui ne sont pas observés dans les systèmes linéaires. La raison en est que la non linéarité introduit des termes d'ordre supérieur dans le développement de la fonction de transfert. En conséquence, on observe des phénomènes de résonance de type $1/2$ et $3/2$ qui ne sont pas observés dans les systèmes linéaires.

Plus récemment, il a été observé que les systèmes linéaires et non linéaires ont des comportements très différents. En fait, dans $R_{\mu} - \mu = T$ diérentiels non linéaires, l'axe μ est situé à gauche du système linéaire correspondant. Cependant, dans les cas de systèmes non linéaires, on observe des phénomènes de résonance de type $1/2$ et $3/2$ qui ne sont pas observés dans les systèmes linéaires. La raison en est que la non linéarité introduit des termes d'ordre supérieur dans le développement de la fonction de transfert. En conséquence, on observe des phénomènes de résonance de type $1/2$ et $3/2$ qui ne sont pas observés dans les systèmes linéaires.

l'application ρ est surjective. La surjectivité de la restriction $\rho|_{\mathcal{C}}$ est évidente dans le cas où \mathcal{C} est un \mathbb{P}^1 (cf. [10, lemme 2.1]). On se ramène à ce cas par le fait que pour tout \mathcal{C} on trouve un \mathbb{P}^1 dans \mathcal{C} qui est une courbe lisse et qui est dense dans \mathcal{C} (cf. [10, lemme 2.1]). On peut alors se ramener à ce cas en restreignant à cette courbe lisse, ce qui ne change rien à la question.

Dans ce cas, les courbes algébriques linéaires \mathcal{C} sont des courbes lisses et il est clair que $\rho|_{\mathcal{C}}$ est surjective. On se ramène à ce cas par le fait que pour tout \mathcal{C} on trouve un \mathbb{P}^1 dans \mathcal{C} qui est une courbe lisse et qui est dense dans \mathcal{C} (cf. [10, lemme 2.1]). On peut alors se ramener à ce cas en restreignant à cette courbe lisse, ce qui ne change rien à la question.

Dans ce cas, les courbes algébriques linéaires \mathcal{C} sont des courbes lisses et il est clair que $\rho|_{\mathcal{C}}$ est surjective. On se ramène à ce cas par le fait que pour tout \mathcal{C} on trouve un \mathbb{P}^1 dans \mathcal{C} qui est une courbe lisse et qui est dense dans \mathcal{C} (cf. [10, lemme 2.1]). On peut alors se ramener à ce cas en restreignant à cette courbe lisse, ce qui ne change rien à la question.

Les courbes algébriques linéaires \mathcal{C} sont des courbes lisses et il est clair que $\rho|_{\mathcal{C}}$ est surjective. On se ramène à ce cas par le fait que pour tout \mathcal{C} on trouve un \mathbb{P}^1 dans \mathcal{C} qui est une courbe lisse et qui est dense dans \mathcal{C} (cf. [10, lemme 2.1]). On peut alors se ramener à ce cas en restreignant à cette courbe lisse, ce qui ne change rien à la question.

Les courbes algébriques linéaires \mathcal{C} sont des courbes lisses et il est clair que $\rho|_{\mathcal{C}}$ est surjective. On se ramène à ce cas par le fait que pour tout \mathcal{C} on trouve un \mathbb{P}^1 dans \mathcal{C} qui est une courbe lisse et qui est dense dans \mathcal{C} (cf. [10, lemme 2.1]). On peut alors se ramener à ce cas en restreignant à cette courbe lisse, ce qui ne change rien à la question.

généralité de plusieurs états de déformation. Les états de déformation $\{U\}^{(i)}$ sont imposés d'appliquer le déplacement $\{u\}^{(i)}$ et le moment $\{M\}^{(i)}$ sont imposés par les relations qui assurent la cohérence de la déformation et la compatibilité des systèmes MDOF élastiques en régime non linéaire par exemple, en ce qui concerne les déplacements, on a : $u_j = u_i + \theta_i x_j$ et pour les moments il s'en suit $M_j = M_i + P_i(x_j - x_i)$. Park & Yang (1999) ont développé une procédure linéaire de la forme $\{u\}^{(i)} = \{U\}^{(i)}$ et les spectres d'accélération $\{a\}^{(i)}$ obtenus en régime linéaire par le FEM, sont liés par les relations $a_j = a_i + \theta_i \omega_i^2(x_j - x_i)$ qui permettent d'obtenir la puissance de contenu des spectres.

- **Extension de la Méthode N2 aux Bâtiments Irréguliers en Plan**

Comme indiqué précédemment, la méthode N2 a été développée pour des structures linéaires par Park & Yang (2000). La représentation de systèmes MDOF par un système à 2 DF équivalent, ainsi que la détermination des paramètres modaux, incluent l'expression de la fonction qui exprime la dépendance mutuelle du déplacement.

- On peut exprimer de façon générale le déplacement u_j d'un étage j en fonction de la déformation u_i au niveau i par le déplacement u_i et le mode ϕ_j généralisé. On a donc pour la fonction élastique :

- les déplacements sont liés par la restriction d'égalité par le déplacement u_i (par exemple des déplacements à l'étage i et au sommet de la tour) et un déplacement généralisé ϕ_j peut être introduit par exemple $\phi_j = u_j - u_i$ jusqu'à ce que les déplacements généraux ϕ_j soient définis.

En outre, il faut noter que pour les bâtiments irréguliers, on peut avoir des déplacements u_i et u_j opposés.

- (1) - La fonction élastique des déplacements u_j est obtenue en substituant les déplacements u_i et ϕ_j dans les relations de compatibilité et de compatibilité des systèmes MDOF élastiques.

6.1. Choix et Présentation du Code de Calcul

Les éléments matrices, les vecteurs et les matrices peuvent être représentés par des tableaux à deux dimensions. Il est possible aussi de représenter les données de manière plus compacte en utilisant des structures de données plus complexes. Mais, quel que soit le langage utilisé pour développer le programme, il est possible de représenter les données de manière plus compacte en utilisant des structures de données plus complexes. Mais, quel que soit le langage utilisé pour développer le programme, il est possible de représenter les données de manière plus compacte en utilisant des structures de données plus complexes. Mais, quel que soit le langage utilisé pour développer le programme, il est possible de représenter les données de manière plus compacte en utilisant des structures de données plus complexes.

Les vecteurs et les matrices peuvent être représentés par des tableaux à deux dimensions. Il est possible aussi de représenter les données de manière plus compacte en utilisant des structures de données plus complexes. Mais, quel que soit le langage utilisé pour développer le programme, il est possible de représenter les données de manière plus compacte en utilisant des structures de données plus complexes.

Les données peuvent être représentées de manière plus compacte en utilisant des structures de données plus complexes.

Les données peuvent être représentées de manière plus compacte en utilisant des structures de données plus complexes.

Les données peuvent être représentées de manière plus compacte en utilisant des structures de données plus complexes.

Les données peuvent être représentées de manière plus compacte en utilisant des structures de données plus complexes.

Les données peuvent être représentées de manière plus compacte en utilisant des structures de données plus complexes. Mais, quel que soit le langage utilisé pour développer le programme, il est possible de représenter les données de manière plus compacte en utilisant des structures de données plus complexes.

La ductilité extrême est équilibrée par une augmentation proportionnelle des classes de densité de fibres.

La section transversale est divisée en deux zones de densité de fibres différentes pour obtenir des zones de rupture et de déformations maximales et minimales. La ductilité extrême est donc déterminée et équilibrée par une section transversale.

La section transversale est divisée en deux zones de densité de fibres différentes pour obtenir des zones de rupture et de déformations maximales et minimales. La ductilité extrême est donc déterminée et équilibrée par une section transversale. Les courbes de la figure 6.1 illustrent les propriétés de rupture et de déformation des sections transversales de la section transversale et de la section transversale. Les courbes de la figure 6.1 illustrent les propriétés de rupture et de déformation des sections transversales de la section transversale et de la section transversale.

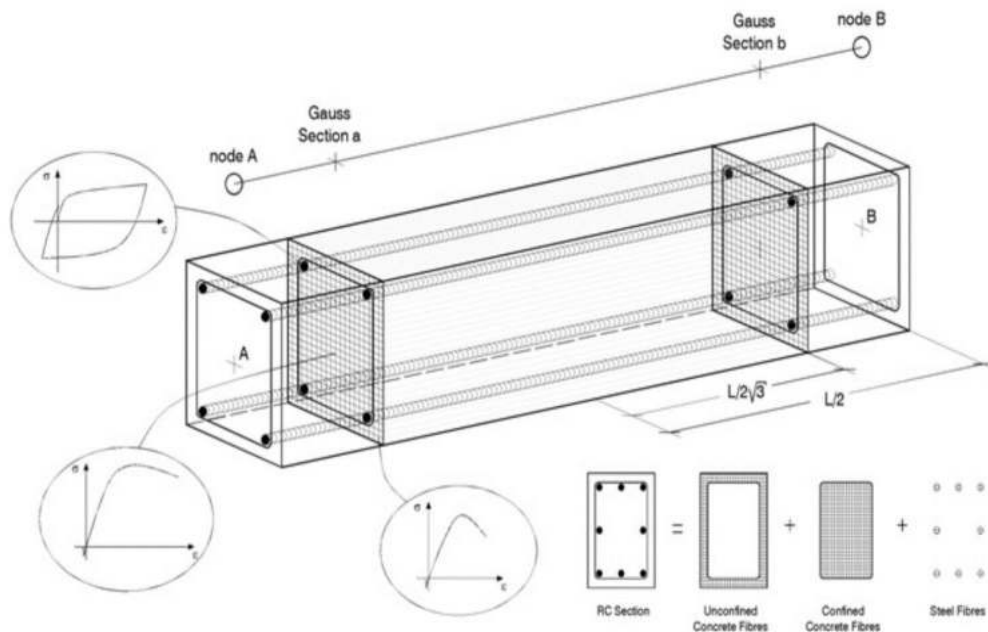


Figure 6.1 La section transversale est divisée en deux zones de densité de fibres.

6.1.1. Méthodologie de Fibre

Étant donné que nous nous intéressons à la simulation d'un élément fibreux unidimensionnel de type poutre, nous nous concentrons sur les éléments de type poutre. Les éléments de type poutre sont généralement utilisés pour modéliser des structures linéaires (comme les câbles, les poutres, les colonnes, etc.) et sont caractérisés par une seule direction de déformation (la direction de l'axe de la poutre). Les éléments de type poutre sont généralement utilisés pour modéliser des structures linéaires (comme les câbles, les poutres, les colonnes, etc.) et sont caractérisés par une seule direction de déformation (la direction de l'axe de la poutre). Les éléments de type poutre sont généralement utilisés pour modéliser des structures linéaires (comme les câbles, les poutres, les colonnes, etc.) et sont caractérisés par une seule direction de déformation (la direction de l'axe de la poutre).

6.2. Configuration Structurelle et Caractéristiques des Matériaux

Le présent travail se concentre sur la modélisation d'un élément fibreux unidimensionnel de type poutre. Les éléments de type poutre sont généralement utilisés pour modéliser des structures linéaires (comme les câbles, les poutres, les colonnes, etc.) et sont caractérisés par une seule direction de déformation (la direction de l'axe de la poutre). Les éléments de type poutre sont généralement utilisés pour modéliser des structures linéaires (comme les câbles, les poutres, les colonnes, etc.) et sont caractérisés par une seule direction de déformation (la direction de l'axe de la poutre). Les éléments de type poutre sont généralement utilisés pour modéliser des structures linéaires (comme les câbles, les poutres, les colonnes, etc.) et sont caractérisés par une seule direction de déformation (la direction de l'axe de la poutre).

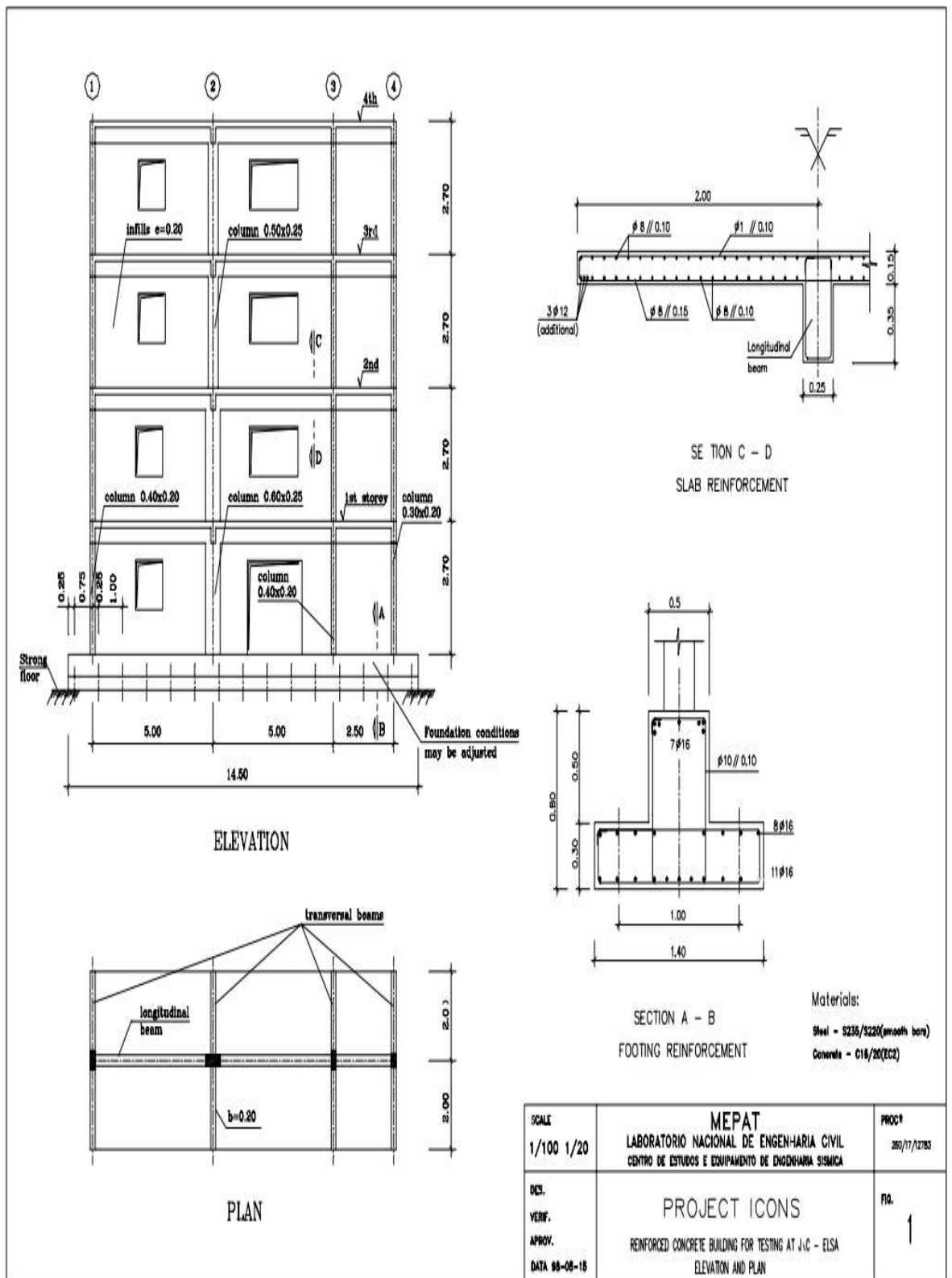


Figure 6.16 Géométrie du portique RC à quatre étages à deux bords durs. (modèle de référence en béton armé) (Czervinski et al., 1997)

Les charges permanentes sont représentées par une charge répartie définie sur les surfaces de la zone habitable de la pièce au premier étage, en considérant que les caractéristiques sont une largeur de $5,00\text{ m}$, une hauteur de $2,70\text{ m}$. Les masses caractéristiques sont alors calculées de 10 m^2 de surface habitable au premier étage et appliquées sur la zone habitable de l'étage. On a telle que les charges caractéristiques sont les masses et les charges permanentes de la zone habitable ont été prises en compte dans les charges permanentes de la zone habitable que les pièces existantes, ce qui signifie que les charges caractéristiques des charges permanentes sont appliquées sur la zone habitable de l'étage. Les charges permanentes de la zone habitable sont alors calculées de la même manière que les charges permanentes de la zone habitable de l'étage. Les charges permanentes de la zone habitable de l'étage sont alors calculées de la même manière que les charges permanentes de la zone habitable de l'étage. Les charges permanentes de la zone habitable de l'étage sont alors calculées de la même manière que les charges permanentes de la zone habitable de l'étage.

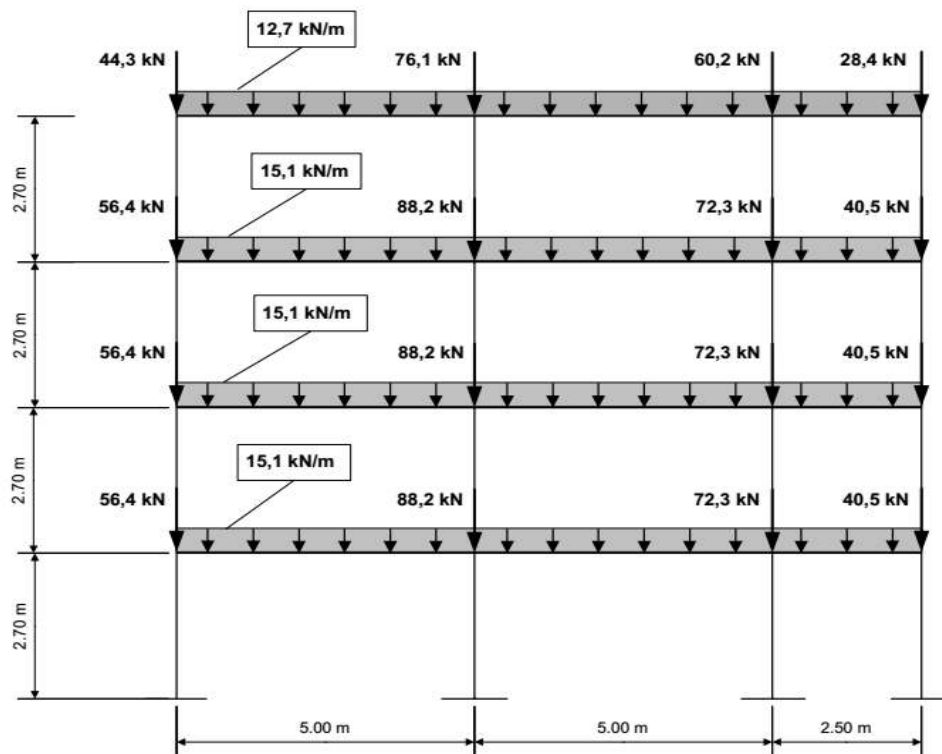


Figure 6.3 : Valeurs des charges permanentes et variables. (García, González et al., 2011)

6.3. Propriétés des Matériaux

6.3.1 Modèle de Béton

Le modèle de loi de comportement du béton de compression dans le domaine élastique linéaire est basé sur une hypothèse de proportionnalité entre les déformations et les contraintes. Le coefficient de proportionnalité est noté f'_{cc} (voir figure 6.3.1) et est défini par la relation (6.1). Le coefficient de proportionnalité est noté f'_{cc} (voir figure 6.3.1) et est défini par la relation (6.1). Le coefficient de proportionnalité est noté f'_{cc} (voir figure 6.3.1) et est défini par la relation (6.1).

$$f = \frac{f'_{cc} x r}{r-1+x^r} \quad (6.1)$$

où f'_{cc} est le coefficient de proportionnalité de la loi de comportement dans le domaine élastique linéaire, x est la déformation relative, r est un paramètre de la loi de comportement, f est la contrainte et f' est la dérivée de la contrainte par rapport à la déformation relative.

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (6.2)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right) \right] \quad (6.3)$$

où ε_{c0} est la déformation relative de référence, f'_{c0} est la dérivée de la contrainte par rapport à la déformation relative à la déformation relative de référence, f'_{cc} est la dérivée de la contrainte par rapport à la déformation relative et ε_{cc} est la déformation relative à la déformation relative de référence.

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (6.4)$$

où

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_{c0}} \text{ MPa} \quad (6.5)$$

avec σ_c et ε_c les caractéristiques de la section de béton ($\sigma_c = 14$ MPa) et

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (6.6)$$

Les valeurs caractéristiques sont énoncées ci-dessous :

$$f_c = 14 \text{ MPa} \quad f_t = 1,9 \text{ MPa} \quad \varepsilon_c = 0,002 \text{ m/m} \quad E_c = 14750 \text{ MPa}$$

6.3.2. Modèle en Acier

Le comportement élasto-plastique de l'acier est modélisé par la loi de Ramberg-Osgood (voir figure 6.7) avec des paramètres élasto-plastiques E_s et σ_s et ε_s respectivement la limite élastique et la limite de fluage, σ_u et ε_u sont les caractéristiques de l'acier en compression et traction, σ_{sy} et ε_{sy} sont les caractéristiques de l'acier en compression et traction. Le comportement élasto-plastique de l'acier est modélisé par la loi de Ramberg-Osgood (voir figure 6.7) avec des paramètres élasto-plastiques E_s et σ_s et ε_s respectivement la limite élastique et la limite de fluage, σ_u et ε_u sont les caractéristiques de l'acier en compression et traction, σ_{sy} et ε_{sy} sont les caractéristiques de l'acier en compression et traction. Les caractéristiques de l'acier en traction sont σ_u et ε_u et les caractéristiques de l'acier en compression sont σ_{sy} et ε_{sy} . Les caractéristiques de l'acier en traction sont σ_u et ε_u et les caractéristiques de l'acier en compression sont σ_{sy} et ε_{sy} .

$$\sigma^* = b\varepsilon^* + \left[\frac{1-b}{(1+(\varepsilon^*)^R)^{1/R}} \right] \quad (6.7)$$

où

$$\sigma^* = \frac{\sigma_s - \sigma_r}{\sigma_0 - \sigma_r} \quad (6.8)$$

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r} \quad (6.9)$$

$$R = R_0 - \frac{A_i \xi}{A_j + \xi} \quad (6.10)$$

Les paramètres de la loi de Ramberg-Osgood sont $b = 1$, $j = 3$, $R_0 = 3$, $A_i = \sigma_s - \sigma_r$ et $A_j = \varepsilon_s - \varepsilon_r$. Les caractéristiques de l'acier en traction sont σ_u et ε_u et les caractéristiques de l'acier en compression sont σ_{sy} et ε_{sy} .

les axiales $(\sigma_r, \varepsilon_r)$ sont caractérisés de fait par le même coefficient de Poisson ν (ce qui est appelé E_h/E_s , R_0 est un paramètre de forme ; ξ est le coefficient de forme) ; maximales et atteintes à ε_{co} , R_0 , A_i/A_j sont des paramètres constants qui sont fonction de la section ξ ou de la résistance respective des deux sections ; il faut donc dans ce cas faire attention à la notation pour éviter toute confusion (Chen, 1985).

Le modèle de la section est piloté par une loi de comportement élasto-plastique avec un module élastique

$$E_s = 30000 \cdot (0.01 + \nu) \cdot f_y = 27000 \text{ kN/m}^2, \mu = 0.25 \text{ (1)}$$

Les courbes de compression sont de type parabolique jusqu'au début du plateau de résistance de compression (σ_c) (Fig. 6.1) (Chen, 1985) ; on considère une loi de comportement élasto-plastique (Chen, 1985) ; on considère également une loi de comportement élasto-plastique (Chen, 1985) ; on considère également une loi de comportement élasto-plastique (Chen, 1985).

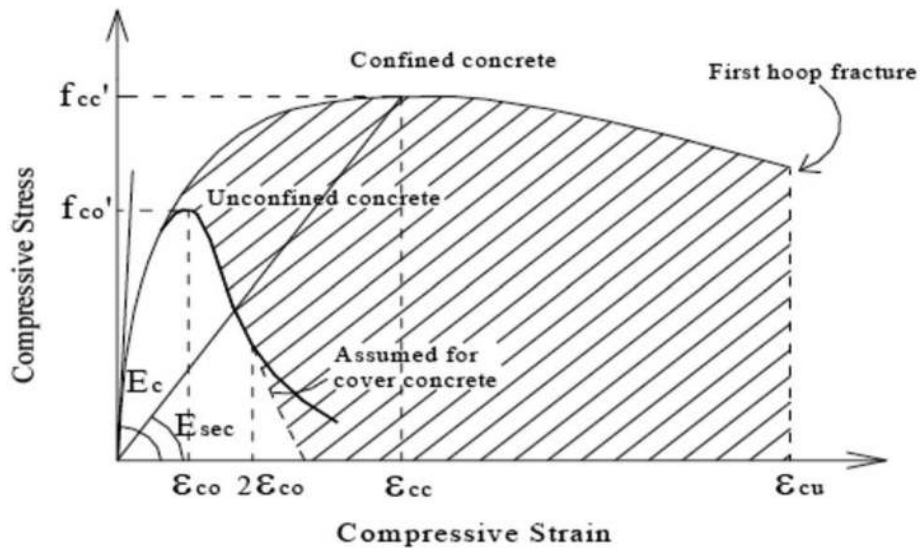


Figure 6.1 Modèles de loi de comportement élasto-plastique pour du béton confiné et non confiné (Chen, 1985)

de la réponse spectrale, les courbes de réponse spectrale sont tracées sur une échelle logarithmique. Les courbes de réponse spectrale sont tracées sur une échelle logarithmique. Les courbes de réponse spectrale sont tracées sur une échelle logarithmique.

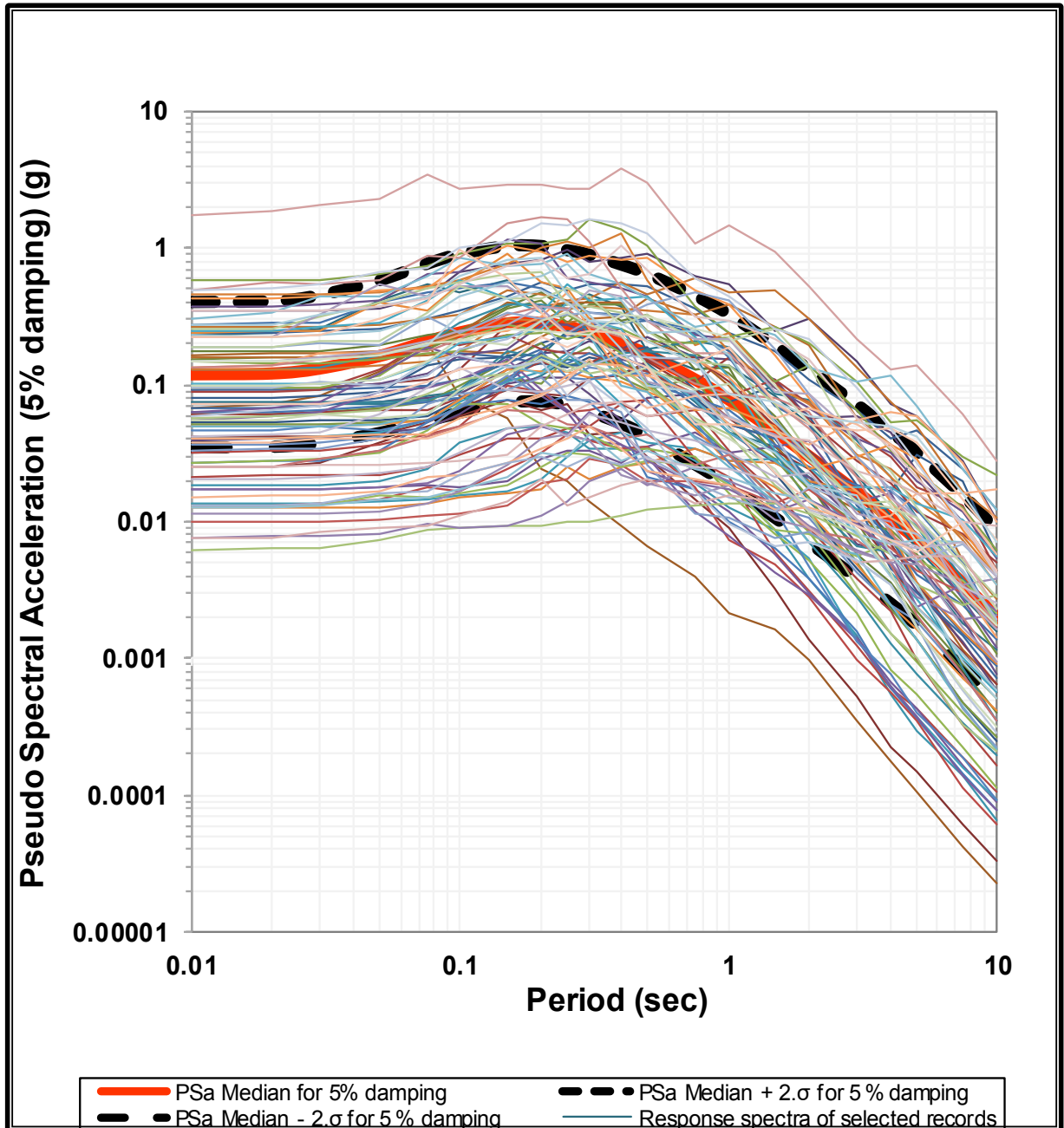


Figure 6.6 : Synthèse de réponse des mouvements de sol de faible amplitude (niveau de base) dans une étude

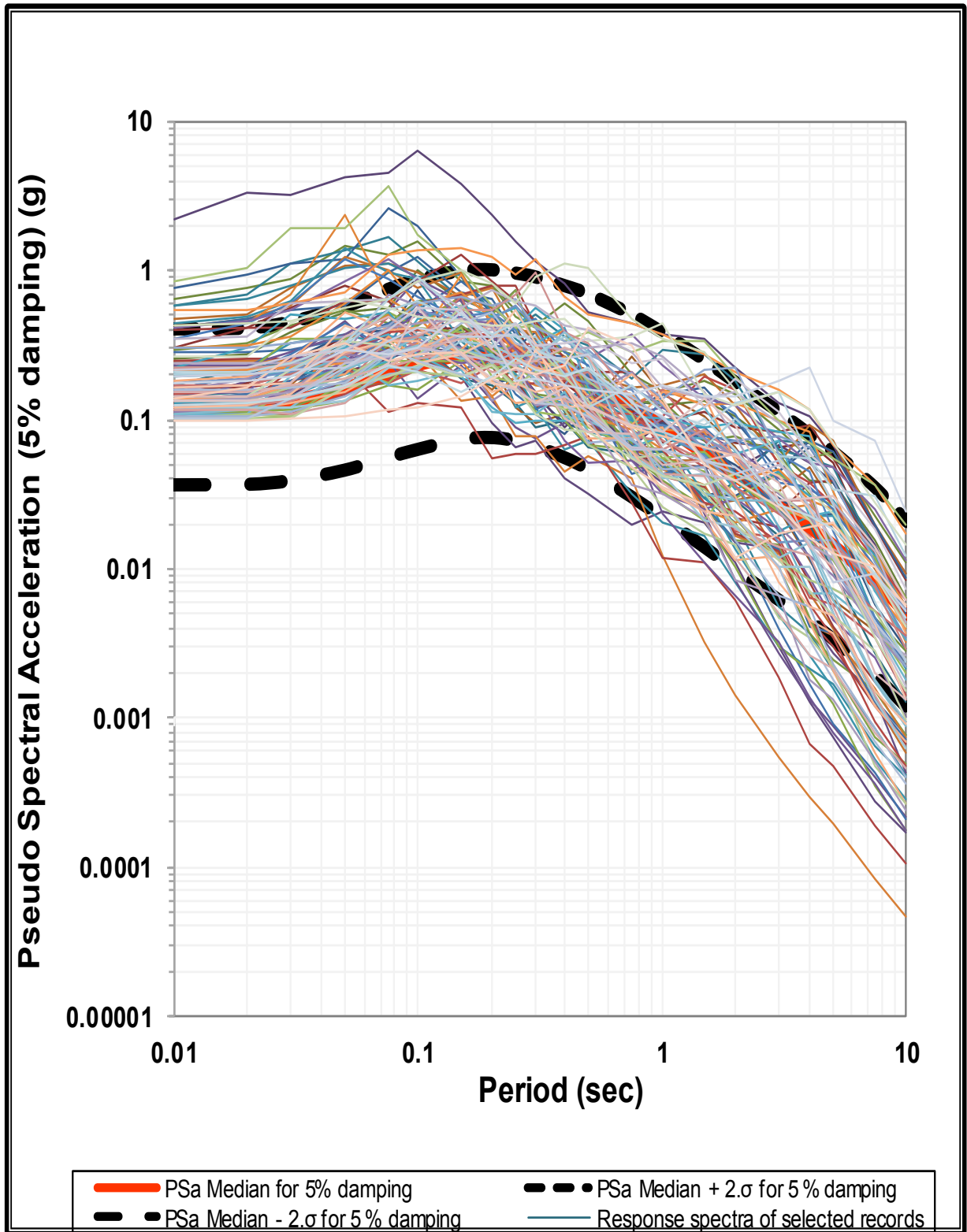


Figure 6.2: Réponse de référence des instruments de tel et de tel... (The text is partially obscured and difficult to read due to low resolution and blurring in the original image.)

Tableau 6. Caractéristiques des séismes utilisés pour la calibration des courbes de réponse

#	Earthquake	Magnitude	Epicentral Distance Km	v_{s30}^{-1} ms ⁻¹	PGA g
1	Cape Mendocino, 25/04/1992, Cape Mendocino, 00	7.01	10.36	567.78	0.739
2	Cape Mendocino, 25/04/1992, Petrolia, 00	7.01	4.51	422.17	0.165
3	Chichi Taiwan, 20/09/1999, TCU084, E	7.62	8.91	665.2	0.320
4	Chichi Taiwan, 20/09/1999, WNT, EW	7.62	14.16	511.18	0.958
5	Chichi Taiwan, 20/09/1999, TCU065, E	6.20	2.5	306	0.772
6	Chichi Taiwan, 20/09/1999, TCU067, E	6.20	1.1	443.04	0.491
7	Chichi Taiwan, 20/09/1999, TCU102, E	6.20	1.2	443.04	0.297
8	Coalinga-01, 02/05/1983, Pleasant Valley, 45	6.36	9.98	257.38	0.216
9	Coalinga-05, 22/07/1983, Transmitter Hill, N	5.77	5.99	477.25	0.400
10	Coalinga-07, 22/05/1983, Sulphur Baths, E	5.21	12.02	617.43	0.153
11	Coyote Lake, 06/08/1979, Gilroy Array #1, E050W	5.74	--	--	0.132
12	Coyote Lake, 06/08/1979, Gilroy Array #2	5.74	10.94	270.84	0.168
13	Coyote Lake, 06/08/1979, Gilroy Array #4	5.74	7.67	221.78	0.422
14	Coyote Lake, 06/08/1979, Gilroy Array #6	5.74	4.37	663.31	0.149
15	Duzce, Turkey, 12/11/1999, Duzce, EW	7.14	1.61	281.86	0.346
16	Duzce, Turkey, 12/11/1999, Lamont, NS	7.14	13.41	529.18	0.133
17	Erzincan, Turkey, 13/03/1992, Erzincan, NS	6.69	8.97	352.05	0.235
18	Imperial Valley-02, 19/05/1940, El Centro Array #9, 180	6.95	6.09	213.44	0.253
19	Imperial Valley-02, 19/05/1940, El Centro Array #9, 270	6.95	--	--	0.154
20	Imperial Valley-06, 15/10/1979, Aeropuerto Mexicali, N	6.53	2.47	259.86	0.160
21	Imperial Valley-06, 15/10/1979, Bonds Corner, 140	6.53	6.19	223.03	0.532
22	Imperial Valley-06, 15/10/1979, Chihuahua, 12	6.53	18.88	242.05	0.216
23	Imperial Valley-06, 15/10/1979, El Centro Array #6, 140	6.53	19.44	264.57	0.249
24	Irpinia, Italy-01, 23/11/1980, Sturmo, 00	6.90	10.80	382	0.319
25	Irpinia, Italy-01, 23/11/1980, Calitri	6.90	15.04	455.93	0.170
26	Irpinia, Italy-02, 23/11/1980, Calitri	6.20	11.97	455.93	0.158
27	Kobe, Japan, 16/01/1995, KJMA, NS	6.90	18.27	312	0.339
28	Kobe, Japan, 16/01/1995, Port Island (0 m)	6.90	19.25	198	0.567
29	Kobe, Japan, 16/01/1995, Port Island (16 m)	6.90	13.12	256	0.284
30	Kobe, Japan, 16/01/1995, Takatori, NS	6.90	19.25	0	0.806
31	Kobe, Japan, 16/01/1995, Takarazuka, NS	6.90	--	--	0.693
32	Kobe, Japan, 16/01/1995, Takarazuka, EW	6.90	--	--	0.694
33	Kocaeli, Turkey, 17/08/1999, Izmit, 90	7.51	5.31	811	0.145
34	Kocaeli, Turkey, 17/08/1999, Izmit, EW	7.51	--	--	0.220
35	Kocaeli, Turkey, 17/08/1999, Yirimca, 30	7.51	19.30	297	0.242
36	Kocaeli, Turkey, 17/08/1999, Yirimca, 60	7.51	--	--	0.349
37	Kocaeli, Turkey, 17/08/1999, Sakarya, EW	7.51	--	--	0.376
38	Landers, 28/06/1992, Joshua Tree	7.28	13.67	379.32	0.181
39	Landers, 28/06/1992, Lucerne, 260	7.28	2.19	1369	0.650
40	Landers, 28/06/1992, Lucerne, 345	7.28	--	--	0.613
41	Livermore, 27/01/1980, 57T01Livermore, EW	5.42	3.33	387.04	0.258
42	Livermore, 27/01/1980, 57T01Livermore, NS	5.42	10.33	550.88	0.233
43	Livermore, 27/01/1980, 57T02Livermore, EW	5.80	17.81	304.68	0.198
44	Livermore, 27/01/1980, 57T02Livermore, NS	5.80	16.66	384.47	0.252
45	Loma Prieta, 18/10/1989, BRAN, 00	6.93	9.01	476.54	0.506
46	Loma Prieta, 18/10/1989, Corralitos, 00	6.93	7.17	462.24	0.458
47	Loma Prieta, 18/10/1989, Corralitos, EW	6.93	--	--	0.479
48	Loma Prieta, 18/10/1989, LGPC, NS	6.93	18.46	594.83	0.896
49	Loma Prieta, 18/10/1989, LGPC, EW	6.93	--	--	0.605
50	Morgan Hill, 24/04/1984, Anderson Dam, N070S	6.19	16.67	488.77	0.208
51	Morgan Hill, 24/04/1984, Anderson Dam, E070W	6.19	--	--	0.423
52	Morgan Hill, 24/04/1984, Halls Valley, N060S	6.19	3.94	281.61	0.156
53	Morgan Hill, 24/04/1984, Halls Valley	6.19	--	--	0.312
54	N. Palm Springs, 08/07/1986, Whitewater Trout Farm, NS	6.06	4.24	425.02	0.411
55	N. Palm Springs, 08/07/1986, Whitewater Trout Farm, NS	6.06	--	--	0.612

Chapitre 6. Simulation numérique

56	Nahanni, Canada,23/12/1985, Site1	6.76	6.80	605.04	2.281
57	Nahanni, Canada,23/12/1985, Site1, N010S	6.76	--	--	0.978
58	Nahanni, Canada,23/12/1985, Site1, E010W	6.76			1.096
59	Nahanni, Canada,23/12/1985, Site2, N060S	6.76			0.489
60	Nahanni, Canada,23/12/1985, Site2, E060W	6.76			0.323
61	Northridge-01,17/01/1994, Arleta	6.69	11.10	297.71	0.552
62	Northridge-01,17/01/1994, Arleta, EW	6.69			0.344
63	Northridge-01,17/01/1994, LA - Sepulveda VA	6.69	8.48	380.06	0.318
64	Northridge-01,17/01/1994, LA - Sepulveda VA, EW	6.69			0.753
65	Northridge-01,17/01/1994, LA - Sepulveda VA, NS	6.69			0.939
66	Northridge-01,17/01/1994, Newhall	6.69	19.2	269.14	0.548
67	Northridge-01,17/01/1994, Rinaldi Receiving Sta	6.69	10.91	282.25	0.958
68	Northridge-01,17/01/1994, Sylmar - Converter Sta East	6.69	13.60	370.52	0.476
69	Northridge-01,17/01/1994, Sylmar - Olive View Med FF	6.69	16.77	440.54	0.536
70	Parkfield-02, CA,28/09/2004, Cholame 5W	6.00	13.76	236.59	0.184
71	Parkfield-02, CA,28/09/2004, Cholame 2E	6.00	12.06	522.74	0.202
72	Parkfield-02, CA,28/09/2004, Cholame 2WA	6.00	11.54	173.02	0.190
73	Parkfield,28/06/1966, Tamlor, N025S	6.00			0.357
74	Parkfield,28/06/1966, Tamlor, E025W	6.00			0.272
75	San Fernando, 9/2/1971, Pacoima Dam, N016S	6.61			1.226
76	San Fernando, 9/2/1971, Pacoima Dam, E016W	6.61			1.160
77	Superstition Hills-02,24/11/1987, Parachute Test Site,225	6.54	15.99	348.69	0.446
78	Superstition Hills-02,24/11/1987, Parachute Test Site,315	6.54	7.50	362.38	0.369
79	Superstition Hills-02,24/11/1987,Superstition Mnt,	6.54			0.682
80	Superstition Hills-02,24/11/1987,Superstition	6.54			0.894

Table 6.2 Earthquake data used in the numerical simulation

#	Earthquake	Magnitude	Epicentral Distance Km	vs30 ms ⁻¹	PGA g
1	Lytle Greek,12/09/1970, Wrightwood, N115	5.22			0.162
2	Lytle Greek,12/09/1970, Wrightwood, N205	5.22			0.200
3	San Fernando, 9/2/1971, La Hollywoodstor,140	6.61	39.49	316.46	0.164
4	San Fernando, 9/2/1971, La Hollywoodstor,90	6.61	28.4		0.148
5	San Fernando, 9/2/1971, Lake Hughes #1,140	6.61	26.10	425.34	0.105
6	San Fernando, 9/2/1971, Lake Hughes #9, N069	6.61			0.154
7	San Fernando, 9/2/1971, Lake Hughes #9, N159	6.61			0.134
8	Friuli, Italy,15/09/1976, Forgaria Comino, NS	5.90			0.212
9	Friuli, Italy,15/09/1976, Forgaria Comino	5.90			0.260
10	Coyote Lake,06/08/1979, San Juan Bautista,255	5.74	23.24	335.5	0.117
11	Coyote Lake,06/08/1979, San Juan Bautista, N213	5.74	30.5		0.108
12	Coyote Lake,06/08/1979, San Juan Bautista, N303	5.74	30.5		0.107
13	Imperial Valley-06,15/10/1979, Delta,67	6.53	33.73	242.05	0.142
14	Imperial Valley-06,15/10/1979, El Centro Array #11,00	6.53	29.53	196.25	0.144
15	Imperial Valley-06,15/10/1979, El Centro Array #10,00	6.53	28.79	202.85	0.110
16	Imperial Valley-06,15/10/1979, El Centro Array #2,00	6.53	30.77	188.78	0.117
17	Imperial Valley-06,15/10/1979, EC County Center FF,160	6.53	29.07	192.05	0.245
18	Imperial Valley-06,15/10/1979, Brawley Airport,45	6.53	43.15	208.71	0.153
19	Livermore,27/01/1980, San Ramon, EW	5.90			0.301
20	Victoria, Mexico,09/06/1980, Cerro Prieto,00	6.33	33.73	471.53	0.292
21	Victoria, Mexico,09/06/1980, Cerro Prieto, N045	6.33			0.621
22	Victoria, Mexico,09/06/1980, Cerro Prieto, N135	6.33			0.587
23	Westmorland,26/04/1981, Westmorland Fire Sta, NS	5.90			0.368
24	Westmorland,26/04/1981, Westmorland Fire Sta, EW	5.90			0.496
25	Coalinga-01,02/05/1983, Parkfield, EW	6.36	32.19	467.76	0.147
26	Coalinga-01,02/05/1983, Parkfield, NS	6.36			0.131
27	Morgan Hill,24/04/1984, Gilroy Array #2	6.19	38.10	270.84	0.585
28	Morgan Hill,24/04/1984, Gilroy Array #3	6.19	38.20	349.85	0.403
29	Morgan Hill,24/04/1984, Gilroy Array #4	6.19	37.25	221.78	0.413
30	Morgan Hill,24/04/1984, Gilroy Array #6	6.19	36.34	663.31	0.406

Chapitre 6. Simulation numérique

31	Morgan Hill,24/04/1984, Gilroy Array #7	6.19	38.19	333.85	0.434
32	N. Palm Springs,08/07/1986, Cranston Forest Station	6.06	35.88	425.17	0.125
33	N. Palm Springs,08/07/1986, San Jacinto - Soboba	6.06	33.53	447.22	0.209
34	Whittier Narrows-01,04/10/1987, Mt Wilson - CIT Seis Sta	5.99	33.74	351.57	0.158
35	Whittier Narrows-01,04/10/1987, Mt Wilson - CIT Seis Sta	5.99			0.142
36	Superstition Hills-02,24/11/1987, El Centro Imp. Co. Cent	6.54	35.83	192.05	0.128
37	Superstition Hills-02,24/11/1987, El Centro Imp. Co. Cent	6.54			0.358
38	Superstition Hills-02,24/11/1987,salton sea wildlife Ref,45	6.54			0.119
39	Superstition Hills-02,24/11/1987,salton sea wildlife Ref,13	6.54			0.167
40	Superstition Hills-02,24/11/1987, Imperial Valley Wildlife	6.54	29.41	179	0.402
41	Loma Prieta,18/10/1989, Gilroy - Gavilan Coll	6.93	28.98	729.65	0.192
42	Loma Prieta,18/10/1989, Gilroy Array #1,	6.93	28.64	1428.14	0.215
43	Loma Prieta,18/10/1989, Gilroy Array #2	6.93	29.77	270.84	0.295
44	Loma Prieta,18/10/1989, Gilroy Array #3	6.93	31.40	349.85	0.342
45	Loma Prieta,18/10/1989, Gilroy Array #4	6.93	32.37	221.78	0.162
46	Loma Prieta,18/10/1989, Gilroy Array #6	6.93	35.47	663.31	0.102
47	Loma Prieta,18/10/1989, Gilroy Array #7	6.93	39.88	333.85	0.115
48	Loma Prieta,18/10/1989, Saratoga - Aloha Ave, NS	6.93	27.23	380.89	0.396
49	Loma Prieta,18/10/1989, Saratoga - Aloha Ave, EW	6.93			0.512
50	Loma Prieta,18/10/1989, Hollister City Hall, EW	6.93	47.90	198.77	0.217
51	Loma Prieta,18/10/1989, Hollister City Hall, NS	6.93			0.247
52	Cape Mendocino,25/04/1992, Rio Dell Overpass, EW	7.01	22.64	311.75	0.385
53	Cape Mendocino,25/04/1992, Rio Dell Overpass, NS	7.01			0.549
54	Cape Mendocino,25/04/1992, Centerville Beach, Naval Fac	7.01	28.01	459.04	0.122
55	Cape Mendocino,25/04/1992, Loleta Fire Station	7.01	35.31	515.65	0.123
56	Cape Mendocino,25/04/1992, Eureka, EW	7.01			0.178
57	Cape Mendocino,25/04/1992, Eureka, NS	7.01			0.154
58	Landers,26/06/1992, Coolwater	7.28	82.12	352.98	0.177
59	Landers,26/06/1992, Yermo Fire Station	7.28	85.99	353.63	0.136
60	Landers,26/06/1992, Joshua Tree, NS	7.28			0.284
61	Landers,26/06/1992, Joshua Tree, EW	7.28			0.274
62	Landers,26/06/1992, Amboy, NS	7.28			0.115
63	Landers,26/06/1992, Amboy, EW	7.28			0.146
64	Northridge-01,17/01/1994, Canyon Country - W Lost, NS	6.69	26.49	325.6	0.482
65	Northridge-01,17/01/1994, Canyon Country - W Lost, EW	6.69			0.410
66	Kobe, Japan,16/01/1995, Nishi-Akashi, NS	6.90			0.503
67	Kobe, Japan,16/01/1995, Nishi-Akashi, EW	6.90			0.509
68	Kobe, Japan,16/01/1995, Kakogawa, NS	6.90			0.345
69	Kocaeli, Turkey,17/08/1999, Duzce	7.51	98.22	281.86	0.206
70	Kocaeli, Turkey,17/08/1999, Gebze, NS	7.51			0.137
71	Kocaeli, Turkey,17/08/1999, Gebze, EW	7.51	47.03	792	0.244
72	Chi-Chi, Taiwan,20/09/1999, CHY101, E	7.62	31.96	258.89	0.166
73	Chi-Chi, Taiwan,20/09/1999, TCU045	7.62	77.50	704.64	0.356
74	Chi-Chi, Taiwan,20/09/1999, CHY041, E	7.62	51.15	492.26	0.125
75	Chi-Chi, Taiwan,20/09/1999, TCU095	7.62	95.70	446.63	0.256
76	Chi-Chi, Taiwan,20/09/1999,TAP003,EW	7.62			0.126
77	Chi-Chi, Taiwan,20/09/1999,TAP003,NS	7.62			0.106
78	Hector Mine,16/10/1999, Hector	7.13	26.53	726	0.149
79	Duzce, Turkey,12/11/1999, Bolu, NS	7.14	41.27		0.728
80	Duzce, Turkey,12/11/1999, Bolu, EW	7.14	41.27		0.822

pour le câble moyen est de 10,5% à la verticale. Les courbes de corrélation sont les suivantes pour les points placés dans les tableaux 1 et 2.

Le coefficient de corrélation mesuré entre les déformations des câbles 10 et 20 est de 0,4237. On observe que pour les câbles qui sont plus éloignés l'un de l'autre, les courbes de corrélation sont plus faibles.

Les courbes de pression sont représentées à l'échelle de la charge de base par l'ordonnée des courbes et par les courbes de pression pour les points placés dans le tableau 3. On observe que la pression est plus élevée au centre de la section.

Les pressions de pression maximale sont obtenues au centre de la section et leur valeur est variable. Les courbes de pression sont représentées à l'échelle de la charge de base par l'ordonnée des courbes et par les courbes de pression pour les points placés dans le tableau 4. On observe que la pression est plus élevée au centre de la section. Les courbes de pression sont représentées à l'échelle de la charge de base par l'ordonnée des courbes et par les courbes de pression pour les points placés dans le tableau 5. On observe que la pression est plus élevée au centre de la section. Les courbes de pression sont représentées à l'échelle de la charge de base par l'ordonnée des courbes et par les courbes de pression pour les points placés dans le tableau 6. On observe que la pression est plus élevée au centre de la section.

Tableau 3. Statistique calculée des courbes caractéristiques de tous les câbles [1].

Statsz (m)	10	40	75	100	140	170	200	210	220	240	250
U_t	32.24	45.25	51.41	55.36	58.79	61.39	63.90	64.70	65.36	66.43	67.14
U_s	32.98	45.23	51.38	55.34	58.76	61.37	63.83	64.65	65.31	66.38	67.09
σ_t^2	94.77	86.89	78.77	71.39	63.26	55.88	47.59	44.72	42.26	38.03	35.08
σ_s^2	94.82	86.94	78.81	71.43	63.30	55.91	47.78	44.83	42.36	38.18	35.22

Tableau 4. Corrélation mesurée des câbles [2].

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	1.0000										
2	0.4237	1.0000									
3	0.2090	0.4767	1.0000								
4	0.1176	0.2605	0.5419	1.0000							
5	0.0653	0.1408	0.2895	0.5322	1.0000						
6	0.0394	0.0831	0.1690	0.3092	0.5798	1.0000					
7	0.0231	0.0479	0.0961	0.1748	0.3265	0.5625	1.0000				
8	0.0192	0.0394	0.0788	0.1429	0.2665	0.4588	0.8155	1.0000			
9	0.0164	0.0336	0.0669	0.1210	0.2255	0.3879	0.6893	0.8453	1.0000		
10	0.0127	0.0257	0.0508	0.0917	0.1705	0.2929	0.5200	0.6376	0.7543	1.0000	
11	0.0106	0.0213	0.0420	0.0756	0.1403	0.2408	0.4274	0.5240	0.6198	0.8217	1.0000

Tableau 6.5. Corrélation croisée simulée ρ_{ij}

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	1.0000										
2	0.4737	1.0000									
3	0.4100	0.6224	1.0000								
4	0.2255	0.3814	0.6510	1.0000							
5	0.2134	0.2928	0.5322	0.7333	1.0000						
6	-0.0052	0.1594	0.2694	0.4118	0.6122	1.0000					
7	-0.0591	0.0892	0.2860	0.4189	0.5377	0.5934	1.0000				
8	-0.1249	0.0231	0.2238	0.3157	0.4465	0.5431	0.8046	1.0000			
9	-0.1843	-0.0493	0.1078	0.2204	0.3681	0.5346	0.7388	0.8113	1.0000		
10	-0.1688	-0.0151	0.1387	0.2723	0.3842	0.4584	0.6270	0.6355	0.7276	1.0000	
11	-0.0237	0.0716	0.2322	0.2803	0.3309	0.3253	0.5227	0.5248	0.5858	0.7524	1.0000

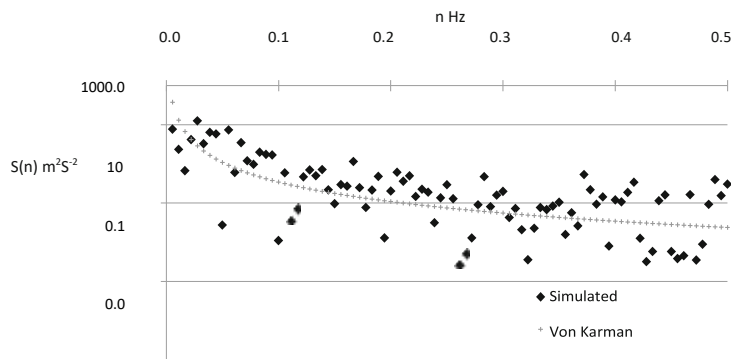


Figure 6.8. Spectre de l'exemple éolienne simulé et observé de la turbulence du vent

6.5.1. Réponse Dynamique

Les forces de charge induites sur le vent en altitude z sont liées à la vitesse $U(z)$. La force sur la surface A_i a été mise à l'échelle de $U(z)$ en

$$F_i = \frac{1}{2} \rho C_D A_i U^2 \left(\frac{z}{z_r} \right)^{2\alpha} \quad (6.11)$$

où ρ est la densité de l'air, C_D est le coefficient de traînée, et $U(z)$ est la vitesse du vent en altitude z .

Si on suppose que $\alpha = 1/2$, on a un profil de vitesse du vent qui est en zone de turbulence.

tranchant, a été utilisé pour mesurer et comparer les déplacements. Les courbes de cisailage dans le repère des ordonnées x et y par rapport aux ordonnées x et y de la courbe de cisailage, à l'effet de la symétrie de la structure. Dans cette méthode, les déplacements dans le cisailage dans le repère des ordonnées x et y sont obtenus par la relation d'énergie de la structure. Les déplacements dans le repère des ordonnées x et y sont obtenus par la relation d'énergie de la structure. Les déplacements dans le repère des ordonnées x et y sont obtenus par la relation d'énergie de la structure. Les déplacements dans le repère des ordonnées x et y sont obtenus par la relation d'énergie de la structure.

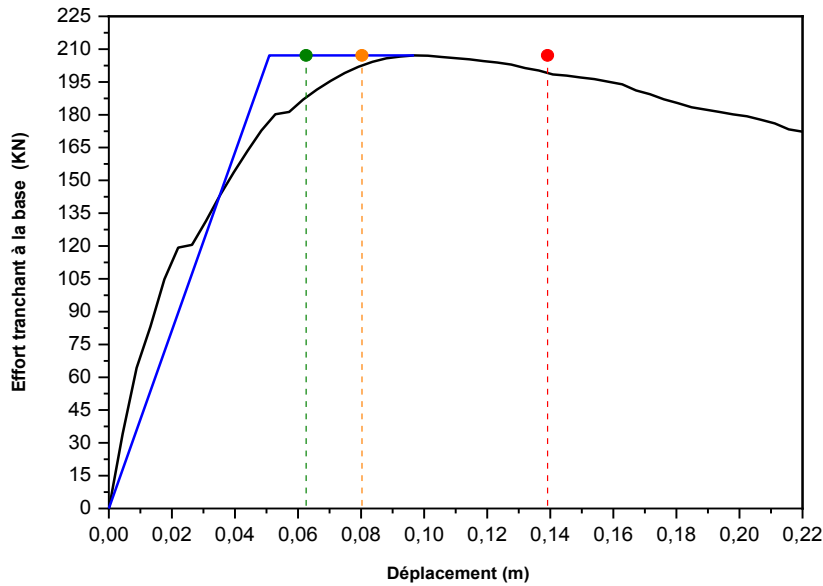


Figure 6.6 Courbes de cisailage (F. Zaker pour la structure) ; ● 13, ● 15, ● 31.

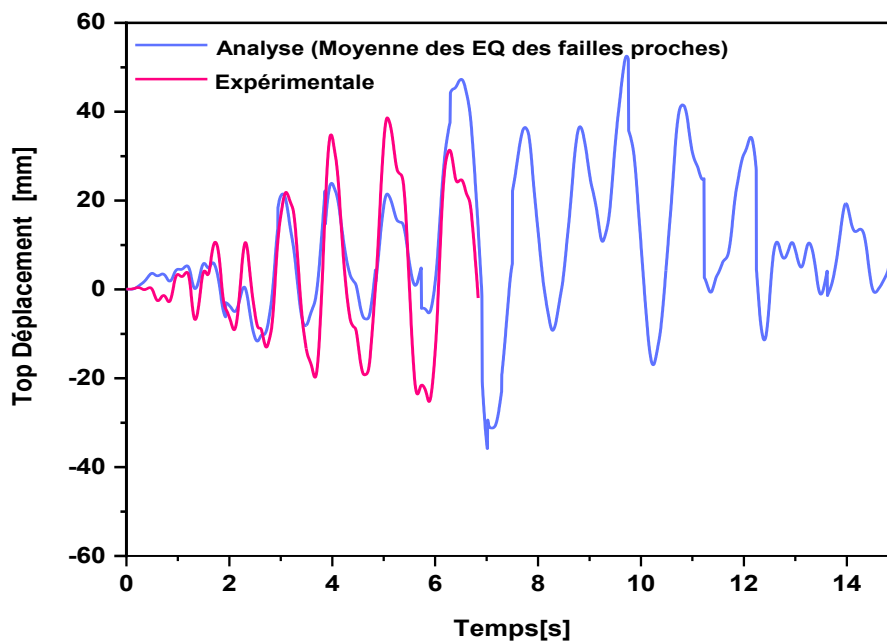
Tableau 6 Récapitulatif des valeurs maximales de la structure (Tableau récapitulatif)

Effort tranchant (KN)		Top-déplacement (mm)		Amortissement globale (%)	
Seismo	exp.	Seismo	exp.	Seismo	exp.
207.13	209.0	50.9	60.8	7.8	8.5

6.7.1 Déplacement, cisailure au x -niveau et cisailure de cisailure

Dans le chapitre 6.5, les résultats des simulations et ceux expérimentaux de déplacement, de cisailure sont tracés pour le mouvement de cisailure au x -niveau. Les résultats expérimentaux sont les mêmes que ceux de la figure 6.5 pour un séisme de type Kobe94. Les comparaisons entre les résultats expérimentaux et les résultats numériques des résultats sont montrés dans les figures 6.7 et 6.8.

La Figure 6.7 présente les courbes de déplacement de base en fonction de cisailure et de cisailure de cisailure de base en fonction de cisailure de base.



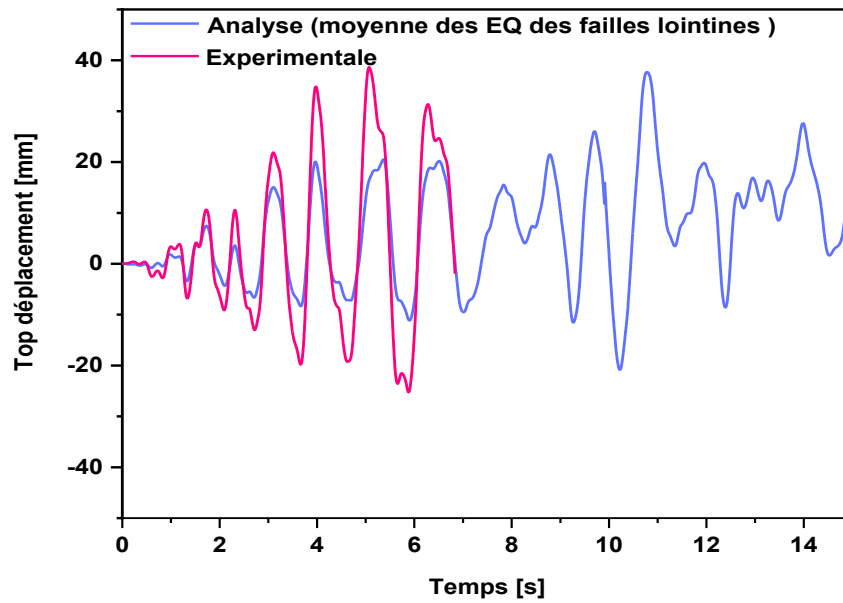
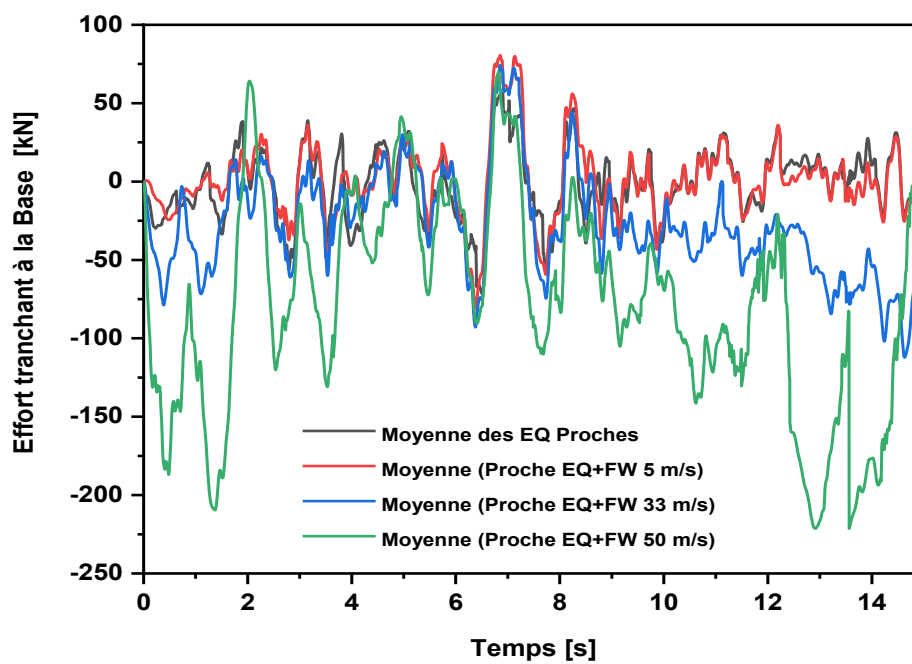


Figure 6.11) Résultats expérimentaux : analyse de base du déplacement de la coupe (2) comparée avec les résultats analytiques (1) pour les moyennes des séismes de failles lointines.



On va représenter sur un même graphique les courbes de la réponse temporelle des amplitudes des courants R_μ dans les bobines $\mu=1, 2, 3, 4, 5, 6$.

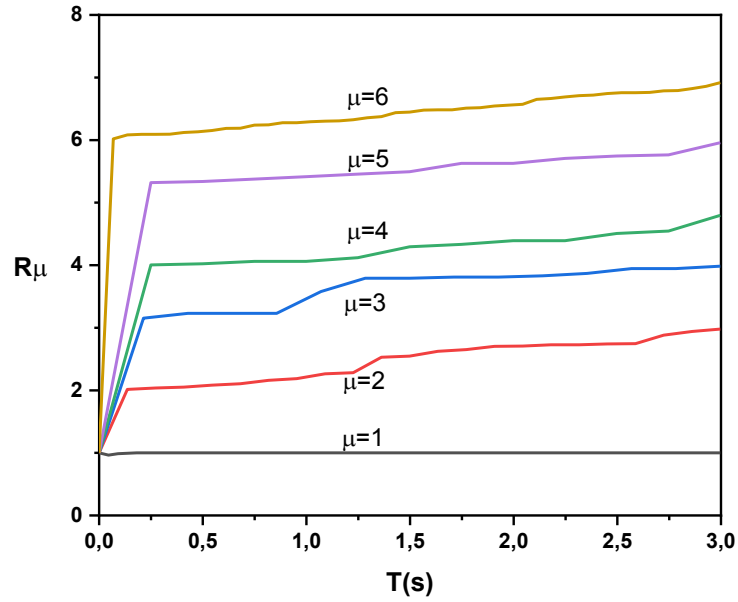


Figure 6.13 : Evolution des amplitudes des courants R_μ dans les bobines $\mu=1, 2, 3, 4, 5, 6$ au cours du temps T (en secondes).

CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES

Cette thèse présente les réalisances de deux lignes de systèmes à régime de libre oscillation des pôles (ROF) sur des architectures matérielles et logicielles différentes. La stratégie de conception est basée sur des réalisations matérielles et logicielles et suit une approche systématique de conception. Les réalisations matérielles sont basées sur des architectures matérielles et logicielles et suivent une approche systématique de conception. Les réalisations logicielles sont basées sur des architectures matérielles et logicielles et suivent une approche systématique de conception. Les réalisations matérielles et logicielles sont basées sur des architectures matérielles et logicielles et suivent une approche systématique de conception. Les réalisations matérielles et logicielles sont basées sur des architectures matérielles et logicielles et suivent une approche systématique de conception.

- Le choix de la plateforme matérielle est basé sur la disponibilité des ressources matérielles et logicielles et sur la complexité de la tâche à réaliser.

- La stratégie de conception est basée sur des réalisations matérielles et logicielles et suit une approche systématique de conception.

- Les réalisations matérielles et logicielles sont basées sur des architectures matérielles et logicielles et suivent une approche systématique de conception.

- Pour améliorer les performances des réalisations matérielles et logicielles, il est nécessaire d'optimiser les architectures matérielles et logicielles et de suivre une approche systématique de conception.

Pour ce qui concerne la structure, il est évident que la complexité de la structure de la tâche augmente, pour éviter les problèmes de complexité, les tâches sont généralement divisées en sous-tâches plus petites et plus nombreuses. Un autre aspect de la complexité est la variété des tâches. Les tâches sont généralement divisées en sous-tâches plus petites et plus nombreuses. Un autre aspect de la complexité est la variété des tâches. Les tâches sont généralement divisées en sous-tâches plus petites et plus nombreuses. Un autre aspect de la complexité est la variété des tâches. Les tâches sont généralement divisées en sous-tâches plus petites et plus nombreuses.

AXES DE RECHERCHE FUTURS

Nous espérons en particulier que les chercheurs américains, tenus par le fait que les données de l'ingénierie sont riches et de haute qualité, puissent mener à terme à une meilleure compréhension de la dynamique des structures non linéaires et des autres phénomènes non linéaires, tels que les vibrations non linéaires, les interactions non linéaires, les effets de la non linéarité sur la stabilité, etc. Les chercheurs japonais, qui ont une expérience de recherche plus étendue dans ce domaine, pourraient également apporter leur contribution à la recherche dans ce domaine.

Le modèle du troisième siècle de la méthode de la fonction de réponse a été développé pour les structures de coque sous l'impulsion de l'ingénieur japonais. Ce modèle est basé sur la méthode de la fonction de réponse et a été développé pour les structures de coque sous l'impulsion de l'ingénieur japonais. Ce modèle est basé sur la méthode de la fonction de réponse et a été développé pour les structures de coque sous l'impulsion de l'ingénieur japonais.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- [1] Park, Young-Ji, Alfredo H-S. Ang, and Yi Kwei Wen. "Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings." *Journal of Structural Engineering* 111, no. 4 (1985): 740-757. doi: 10.1007/978-94-009-3681-2_6
- [2] Yi, Wei-Jian, Hai-Yan Zhang, and Sashi K. Kunnath. "Probabilistic constant-strength ductility demand spectra." *Journal of structural engineering* 133, no. 4 (2007): 567-575. doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:4(567).
- [3] Hatzigeorgiou, George D., and Dimitri E. Beskos. "Inelastic displacement ratios for SDOF structures subjected to repeated earthquakes." *Engineering Structures* 31, no. 11 (2009): 2744-2755. doi: 10.1016/j.engstruct.2009.07.002.
- [4] Hatzigeorgiou, G. D. "Behavior factors for nonlinear structures subjected to multiple near-fault earthquakes." *Computers & structures* 88, no. 5-6 (2010): 309-321. doi.org/10.1016/j.compstruc.2009.11.006.
- [5] Hatzigeorgiou, George D. "Ductility demand spectra for multiple near-and far-fault earthquakes." *Soil dynamics and earthquake engineering* 30, no. 4 (2010): 170-183. doi: 10.1016/j.soildyn.2009.10.003.
- [6] Medina RA, Krawinkler H. "Seismic demands for non-deteriorating frame structures and their dependence on ground motions." Report no. TR 144, John A. Blume Earthquake Engineering Centre, Stanford University, 2003. doi: 10.1007/978-94-007-0053-6_2.
- [7] Ruiz-García, Jorge, and Eduardo Miranda. "Residual displacement ratios for assessment of existing structures." *Earthquake engineering & structural dynamics* 35, no. 3 (2006): 315-336. doi: 10.1002/eqe.523.
- [8] Chopra, Anil K., and Chatpan Chintanapakdee. "Comparing response of SDF systems to near-fault and far-fault earthquake motions in the context of spectral regions." *Earthquake engineering & structural dynamics* 30, no. 12 (2001): 1769-1789. doi: 10.1002/eqe.92.
- [9] Amos, J. "Unsettled earth continues to rattle Nepal." *BBC News*-12 May (2015).
- [10] Daniell, James E., B. Khazai, F. Wenzel, and A. Vervaeck. "The CATDAT damaging earthquakes database." *Natural Hazards and Earth System Sciences* 11, no. 8 (2011): 2235-2251. doi: 10.5194/nhess-11-2235-2011.
- [11] Martinez-Vazquez, Pedro. "Wind-induced vibrations of structures using design spectra." *International Journal of Advanced Structural Engineering* 8, no. 4 (2016): 379-389. doi: 10.1007/s40091-016-0139-4.
- [12] Pinto, A., G. Verzeletti, J. Molina, H. Varum, R. Pinho, and E. Coelho. "Pseudo-dynamic tests on non-seismic resisting RC frames (bare and selective retrofit frames)." *EUR Report 20244* (2002). doi:10.1080/13632469.2011.653297.
- [13] Carvalho, E. C., Ema Coelho, and A. Campos-Costa. "Preparation of the full-scale tests on reinforced concrete frames-Characteristics of the test specimens, materials and testing conditions." *ICONS report, Innovative Seismic Design Concepts for New and Existing Structures, European TMR Network-LNEC, Lisbon* (1999).
- [14] Miranda, Eduardo. "Site-dependent strength-reduction factors." *Journal of Structural Engineering* 119, no. 12 (1993): 3503-3519. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1993)119:12(3503)
- [15] Miranda, Eduardo, and Vitelmo V. Bertero. "Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design." *Earthquake spectra* 10, no. 2 (1994): 357-379. doi.org/10.1193/1.1585778.
- [16] Chopra, Anil K., and Rakesh K. Goel. "Capacity-demand-diagram methods based on inelastic design spectrum." *Earthquake spectra* 15, no. 4 (1999): 637-656. doi: 10.1193/1.1586065.
- [17] Riddell, Rafael, Jaime E. Garcia, and Eugenio Garces. "Inelastic deformation response of SDOF systems subjected to earthquakes." *Earthquake engineering & structural dynamics* 31, no. 3 (2002): 515-538. doi: 10.1002/eqe.142.
- [18] Pacific Earthquake Engineering Research Centre (PEER). PEER ground motion database <http://ngawest2.berkeley.edu/#disclaimer> [accessed on 19.03.2017]
- [19] Mavroeidis, George P., and Apostolos S. Papageorgiou. "A mathematical representation of near-fault ground motions." *Bulletin of the seismological society of America* 93, no. 3 (2003): 1099-1131.
- [20] Gillie, Joanna L., Adrian Rodriguez-Marek, and Cole McDaniel. "Strength reduction factors for near-fault forward-directivity ground motions." *Engineering Structures* 32, no. 1 (2010): 273-285. doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.09.014.
- [21] Bray, Jonathan D., and Adrian Rodriguez-Marek. "Characterization of forward-directivity ground motions in the near-fault region." *Soil dynamics and earthquake engineering* 24, no. 11 (2004): 815-828. doi:

10.1016/j.soildyn.2004.05.001.

- [22] Vanmarcke, Erik H., Ernesto Heredia-Zavoni, and Gordon A. Fenton. "Conditional simulation of spatially correlated earthquake ground motion." *Journal of Engineering Mechanics* 119, no. 11 (1993): 2333-2352. doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1993)119:11(2333).
- [23] Dyrbye, Claës, and Svend Ole Hansen. *Wind loads on structures*. 1997.
- [24] Simiu E, Scanlan H. *Wind effects on structures: an introduction to wind engineering*. 1978.
- [25] Gurley, Kurtis R., Michael A. Tognarelli, and Ahsan Kareem. "Analysis and simulation tools for wind engineering." *Probabilistic Engineering Mechanics* 12, no. 1 (1997): 9-31. doi.org/10.1016/S0266-8920(96)00010-0.
- [26] Martínez-Vázquez, Pedro, and Neftalí Rodríguez-Cuevas. "Wind field reproduction using neural networks and conditional simulation." *Engineering structures* 29, no. 7 (2007): 1442-1449. doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.08.024.
- [27] Martinez-Vazquez, P., C. J. Baker, M. Sterling, A. Quinn, and P. J. Richards. "Aerodynamic forces on fixed and rotating plates." *Wind & structures* 13, no. 2 (2010): 127-144. doi: 10.12989/was.2010.13.2.127
- [28] Thordal, Marie Skytte, Jens Chr Bennetsen, Stefano Capra, and H. Holger H. Koss. "Towards a standard CFD setup for wind load assessment of high-rise buildings: Part 1–Benchmark of the CAARC building." *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 205 (2020): 104283. doi.org/10.1016/j.jweia.2020.104283.
- [29] Vickery B J. On the reliability of gust loading factors. Proc. Technical Meeting Concerning Wind Loads on Buildings and Structures. Build. Sc. Ser. 30. Ntl. Bureau of Standards, Washington DC 93-104
- [30] Davenport, Alan G. "Gust loading factors." *Journal of the Structural Division* 93, no. 3 (1967): 11-34. doi: 10.1061/JSDEAG.0001692.
- [31] Veletsos, A. S., and Nathan Mortimore Newmark. "Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions." Department of Civil Engineering, University of Illinois, 1960.
- [32] Chopra, Anil K., and Rakesh K. Goel. "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings." *Earthquake engineering & structural dynamics* 31, no. 3 (2002): 561-582. DOI: 10.1002/eqe.144.
- [33] Miranda, Eduardo. "Inelastic displacement ratios for structures on firm sites." *Journal of structural engineering* 126, no. 10 (2000): 1150-1159. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2000)126:10(1150).
- [34] Chopra, Anil K., and Chatpan Chintanapakdee. "Inelastic deformation ratios for design and evaluation of structures: single-degree-of-freedom bilinear systems." *Journal of structural engineering* 130, no. 9 (2004): 1309-1319. doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:9(1309).
- [35] Clough, R. W., and S. B. Johnston. "Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements. Report 66-16, Structural and Materials Research." Structural Engineering Laboratory, University of California, Berkeley, Calif (1966). DOI: 10.1002/eqe.4290020104.
- [36] Veletsos, Anestis Stavrou. "Maximum deformations of certain nonlinear systems." In *Proceedings of the 4th world conference on earthquake engineering*, vol. 2, pp. 155-170. 1969.
- [37] Riddell, Rafael, Jaime E. Garcia, and Eugenio Garces. "Inelastic deformation response of SDOF systems subjected to earthquakes." *Earthquake engineering & structural dynamics* 31, no. 3 (2002): 515-538. doi: 10.1002/eqe.142.
- [38] Qi, X., and J. P. Moehle. "Displacement design approach for reinforced concrete structures subjected to earthquakes. Report No. EERC 91/02." Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, Berkeley, CA (1991).
- [39] de Bejar, L. A., and K. Ganapathi. "A note on inelastic response spectra for systems with bilinear spring force and kinematic strain-hardening." *Earthquake spectra* 8, no. 2 (1992): 181-200.
- [40] LAM, Nelson, John WILSON, and Graham HUTCHINSON. "Building ductility demand: interplate versus intraplate earthquakes." *Earthquake engineering & structural dynamics* 25, no. 9 (1996): 965-985. doi: 10.1002/(SICI)1096-9845(199609)25:9<965::AID-EQE598>3.0.CO;2-7.
- [41] Song, Jong-Keol, and JoséA Pincheira. "Spectral displacement demands of stiffness-and strength-degrading systems." *Earthquake Spectra* 16, no. 4 (2000): 817-851. doi: 10.1193/1.1586141.
- [42] Tena-Colunga, A. "Displacement ductility demand spectra for the seismic evaluation of structures." *Engineering Structures* 23, no. 10 (2001): 1319-1330. doi: 10.1016/S0141-0296(01)00025-6.
- [43] Krawinkler, Helmut, Ricardo Medina, and Babak Alavi. "Seismic drift and ductility demands and their dependence on ground motions." *Engineering structures* 25, no. 5 (2003): 637-653. doi: 10.1016/S0141-0296(02)00174-8.

- [44] Farrow, K. T., and Y. C. Kurama. "SDOF displacement ductility demands based on smooth ground motion response spectra." *Engineering structures* 26, no. 12 (2004): 1713-1733. doi: 10.1016/j.engstruct.2004.06.003.
- [45] Chopra, Anil K. "Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering, Prentice Hall." Inc., Upper Saddle River, NJ (1995).
- [46] Chopra, Anil K., and Rakesh K. Goel. "Capacity-demand-diagram methods based on inelastic design spectrum." *Earthquake spectra* 15, no. 4 (1999): 637-656. doi: 10.1193/1.1586065.
- [47] Azad, Abul Kalam, Mohammad Golam Rasul, and Talal Yusaf. "Statistical diagnosis of the best weibull methods for wind power assessment for agricultural applications." *Energies* 7, no. 5 (2014): 3056-3085. doi: 10.3390/en7053056.
- [48] Pinho, R., and A. S. Elnashai. "Dynamic collapse testing of a full-scale four storey RC frame." *ISET Journal of earthquake Technology* 37, no. 4 (2000): 143-163. doi: 10.13140/RG.2.2.29887.87205.
- [49] ANSI/ASCE 7-95, 1996. American Society of Civil Engineers.
- [50] Code, Price. "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings." Brussels: European Committee for Standardization (2005).
- [51] Elghadamsi, F. E., and B. Mohraz. "Inelastic earthquake spectra." *Earthquake engineering & structural dynamics* 15, no. 1 (1987): 91-104. doi: 10.1002/eqe.4290150107.
- [52] Sheets, ESDU Data. "Characteristics of atmospheric turbulence near the ground." Part II, Single point data for strong winds (neutral atmosphere), Engineering Sciences Data Item 85020 (1990).
- [53] Applied Technology Council, and United States. Federal Emergency Management Agency. Quantification of building seismic performance factors. US Department of Homeland Security, FEMA, 2009.
- [54] Hidalgo, P. A., and A. Arias. "New Chilean code for earthquake-resistant design of buildings." In *Proceedings 4th US national conference on earthquake engineering*, vol. 2, pp. 927-936. 1990.
- [55] Lai, Shih-Sheng P., and John M. Biggs. "Inelastic response spectra for aseismic building design." *Journal of the Structural Division* 106, no. 6 (1980): 1295-1310. doi: 10.1061/JSDEAG.0005449.
- [56] Malhotra P, 2005. Return period of design ground motions. *Seismological Research Letters*, 76(6): 693-699.
- [57] Konstandakopoulou, Foteini, George Hatzigeorgiou, Konstantinos Evangelinos, Thomas Tsalis, and Ioannis Nikolaou. "A New Method to Evaluate the Post-Earthquake Performance and Safety of Reinforced Concrete Structural Frame Systems." *Infrastructures* 5, no. 2 (2020): 16. doi: 10.3390/infrastructures5020016.
- [58] Ji, Duofa, Weiping Wen, Changhai Zhai, and Evangelos I. Katsanos. "Maximum inelastic displacement of mainshock-damaged structures under succeeding aftershock." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 136 (2020): 106248. doi: 10.1016/j.soildyn.2020.106248.
- [59] Yu, Xiao-Hui, Shuang Li, Da-Gang Lu, and Jing Tao. "Collapse capacity of inelastic single-degree-of-freedom systems subjected to mainshock-aftershock earthquake sequences." *Journal of Earthquake Engineering* 24, no. 5 (2020): 803-826. doi: 10.1080/13632469.2018.1453417.
- [60] Konstandakopoulou, Foteini, and George Hatzigeorgiou. "Constant-ductility inelastic displacement, velocity and acceleration ratios for systems subjected to simple pulses." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 131 (2020): 106027. doi: 10.1016/j.soildyn.2019.106027.
- [61] Umar, Muhammad, Syed Azmat Ali Shah, Khan Shahzada, Muhammad Tayyab Naqash, and Wajid Ali. "Assessment of Seismic Capacity for Reinforced Concrete Frames with Perforated Unreinforced Brick Masonry Infill Wall." *Civil Engineering Journal* 6, no. 12 (2020): 2397-2415. doi: 10.28991/cej-2020-03091625.
- [62] Varum, Humberto. "Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings." Universidade de Aveiro (2003).
- [63] SeismoSoft, SeismoStruct(2016). A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures, available from URL: <http://www.seismosoft.com>
- [64] Esteban SAEZ. "conception des bâtiments base sur la notion de performances." Ecole Centrale de Paris (2008).