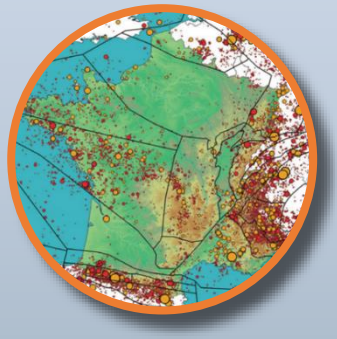
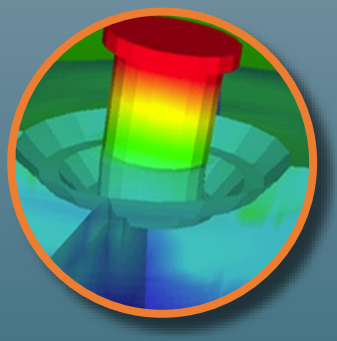
RISQUE SISMIQUE,
De la faille aux ouvrages



Résumés/plans des cours



Session 2016, Projet SINAPS@ – École de Physique des Houches

UTILISATION DES SUPPORTS DE COURS

Les supports proposés dans le cadre de la formation 2016 « Risque sismique, de la faille aux ouvrages » sont indissociables de leur(s) auteur(s) ainsi que du cadre dans lequel ils ont été élaborés. À ce titre, la transmission d'un support issu de la formation le sera dans son intégralité et sans aucune modification, en mentionnant explicitement : «Le(s) auteur(s) de cette présentation est/sont XXX, XXX, ….. Ce support de cours a été réalisé dans le cadre du projet de recherches SINAPS@ (« Séisme et Installation nucléaire : Améliorer la Sûreté », ANR-11-RSNR-0022), soutenu par le Programme d'Investissements d'Avenir. SINAPS@ est un projet de l'Institut SEISM (http://www.institut-seism.fr/en/). »

TABLE DES MATIERES

LISTE DES INTERVENANTS 2

Jour 1 – Lundi 30 Mai 3

PRÉSENTATION GÉNÉRALE DE LA FORMATION 3

SISMOTECTONIQUE POUR L'ALÉA SISMIQUE 4

CARACTÉRISTIQUES ET REPRÉSENTATIONS DU MOUVEMENT SISMIQUE : DE LA SISMOLOGIE AUX ÉTUDES DE VULNÉRABILITÉ ET DE RISQUE SISMIQUES 5

Jour 2 – Mardi 31 Mai 7

BASES SUR LA DYNAMIQUE DES STRUCTURES 7

LOIS DE COMPORTEMENT NON LINÉAIRES 8

CONCEPTION ET MÉTHODES D'ANALYSES 9

Jour 3 – Mercredi 1er Juin 29

PROPAGATION DES ONDES DANS LES SOLS 29

VULNÉRABILITÉ SISMIQUE DES STRUCTURES : RETOUR D'EXPÉRIENCES 30

Jour 4 – Jeudi 2 Juin 31

EFFETS DE SITE ET INTERACTION SOL-STRUCTURE 31

ÉVALUATION DU RISQUE SISMIQUE – COURBES DE FRAGILITÉ 33

Jour 5 – Vendredi 3 Juin 34

APPROCHES EXPÉRIMENTALES DU COMPORTEMENT DES SOLS ET DES STRUCTURES 34

LISTE DES INTERVENANTS

BARD Pierre-Yves, Chercheur, ISTerre, Grenoble

BERGE-THIERRY Catherine, Chercheur, CEA Saclay, GIS SEISM

BOLLINGER Laurent, Chercheur, CEA Bruyères-Le-Châtel, GIS SEISM

GIRY Cédric, Maître de conférences, LMT, ENS Cachan, GIS SEISM

GRANGE Stéphane, Maître de conférences à l'Université Grenoble Alpes, Laboratoire 3SR, Grenoble

KOTRONIS Panagiotis, Professeur des Universités, École Centrale de Nantes

LANCIERI Maria, Chercheur, IRSN, Fontenay-aux-Roses

LE MAOULT Alain, Ingénieur-chercheur, CEA Saclay, GIS SEISM

LESTUZZI Pierino, Maître d'enseignement et de recherche, EPFL, Suisse

LOPEZ CABALLERO Fernando, Chercheur, CentraleSupélec, Châtenay-Malabry, GIS SEISM

MBALLA MBALLA Frédérick-Sorel, A.T.E.R., CentraleSupélec, Châtenay-Malabry, GIS SEISM

MOUSSALLAM Nadim, Ingénieur, AREVA, Lyon

REGNIER Julie, Chercheur, CEREMA, Nice

RICHARD Benjamin, Ingénieur-chercheur, CEA Saclay, GIS SEISM

VOLDOIRE François, Chercheur, EDF, Palaiseau, GIS SEISM

ZENTNER Irméla, Chercheur, EDF, Palaiseau, GIS SEISM

PRÉSENTATION GÉNÉRALE DE LA FORMATION

Catherine BERGE-THIERRY, CEA-DEN

Résumé/Objectifs de la présentation.

Cette introduction vise à présenter aux participants de la formation les concepts qui fondent l'estimation du risque sismique, et à préciser les termes d'aléa, de vulnérabilité. Quelques rappels sur le contexte géodynamique du bassin méditerranéen précédent la description du panorama réglementaire en France, pour tous les types d'ouvrage (bâti courant, installations sensibles type barrages ou installations classées pour l'environnement, installations nucléaires) en explicitant la gradation des mesures en fonction des enjeux. Le contexte international du risque sismique récent est illustré au travers des séismes de Nigata Chuetsu Oki (2007, Japon) et de Tohoku (2011, Japon) qui tous deux ont sollicité des installations nucléaires majeures. La problématique de la caractérisation des marges sismiques des ouvrages est ainsi introduite. Ce contexte international a motivé l'élaboration du projet de recherches SINAPS@, dans lequel s'inscrit la présente formation. Les principaux objectifs, ressources et acteurs du projet SINAPS@ sont précisés. Enfin, le déroulement, les attendus et contenus de la présente formation des Houches sont abordés.

Plan de la présentation

- **Introduction au Risque Sismique**
  - Définir le Risque Sismique,
  - Contexte géodynamique versus sismotectonique,
  - Sismicité en France / Vision de l'aléa sismique,
  - Panorama réglementaire français du risque sismique,
  - Cas du nucléaire
- **Risque Sismique & nucléaire : Contexte international récent**
  - Séisme de Chuetsu Oki 2007 ⇔ Kashiwazaki Kariwa
  - Séisme de Tohoku 2011 & accident de Fukushima
  - Marges Sismiques
- **Collaboration multi-partenaires en Risque Sismique**
  - Le projet SINAPS@ : contexte, contenu et objectifs
- **Session « Les Houches 2016 » :**
  - Objectifs
  - Formateurs, Organisation & Agenda

SISMOTECTONIQUE POUR L'ALÉA SISMIQUE

Laurent BOLLINGER, CEA-DAM-DASE

Les avancées récentes de la sismologie opérationnelle et de la géodésie permettent d'améliorer notre connaissance de la tectonique et du potentiel sismogène des failles. L'évaluation de ce potentiel sismogène, au travers notamment de l'estimation de la magnitude et du temps de retour des forts séismes, est un paramètre critique dans l'évaluation de l'aléa sismique. Ce cours présentera dans un premier temps les concepts utilisés en sismotectonique : Moment sismique, Magnitude, magnitude maximum, comportement des failles et temps de retour des forts séismes. Il illustrera ensuite quelques-unes des techniques utilisées en contexte de déformation rapide pour estimer le déficit de moment sismique total et son potentiel sismogène associé. Il s'attachera ensuite à décrire le contexte métropolitain en termes de déformation et sismicité. Cette mise en regard permettra d'illustrer les limites d'applicabilité, verrous technologiques ou thématiques de l'état de l'art en sismotectonique aux domaines de déformation lente.

Plan de la présentation :

- **Généralités, Rappels**
  - Les failles et leurs comportements
  - Notion de moment sismique et de sa magnitude
  - Notion de cycle sismique
  - Quelle magnitude maximum?
- **Contexte déformation rapide**
  - Déformation intersismique : Estimation du couplage sismique
  - Déformation cosismique : Ruptures de surface et glissements profonds
  - Estimation du déficit de moment sismique
- **Contexte déformation lente/intraplaque**
  - Quelques ordres de grandeur – France métropolitaine
  - De l'influence des redistributions de masses (glace/eau/érosion---dépôts sédiments)
- **Perspectives et conclusions**

CARACTÉRISTIQUES ET REPRÉSENTATIONS DU MOUVEMENT SISMIQUE : DE LA SISMOLOGIE AUX ÉTUDES DE VULNÉRABILITÉ ET DE RISQUE SISMIQUES

Catherine BERGE-THIERRY, CEA-DEN

Résumé/Objectifs de la présentation.
Ce cours est structuré en 3 parties.

La première partie est une introduction sur l'origine, sur les caractéristiques et les principales propriétés des ondes sismiques. Les phénomènes physiques associés au séisme nécessitent d'introduire le concept de « source sismique ». Les principes de base de la sismologie sont posés parmi lesquels, celui de la localisation spatiale des séismes, de l'enregistrement des ondes sismiques, de la détermination de la magnitude et l'estimation de l'énergie libérée. La distinction entre la notion de magnitude et celle d'intensité est précisée. Les principaux paramètres ainsi que les ordres de grandeurs sont définis : ces paramètres sont cruciaux car ils constituent les données d'entrée de l'évaluation du mouvement sismique et/ou de l'aléa sismique : il est ainsi nécessaire de préciser et de quantifier leurs incertitudes. La fin de cette première partie permet de comprendre la diversité, la richesse et complexité d'un sismogramme, et d'identifier l'origine et l'ampleur des incertitudes des paramètres sismologiques.

La seconde partie est dédiée à la « sismologie de l'ingénieur » qui s'intéresse plus particulièrement aux enregistrements « de mouvements forts », c'est-à-dire ceux qui sont potentiellement dangereux ou « nocifs » pour les ouvrages et équipements. La notion de mouvement fort est précisée au regard des dimensions caractéristiques (i.e. magnitude, « longueur » de la faille qui rompt, distance entre la source et la station qui enregistre le mouvement…) et de leurs propriétés notamment en termes fréquentiels. Une revue des principaux paramètres sismiques des mouvements forts est réalisée (maxima, indicateurs liés à la durée, à l'énergie …) : ces paramètres sont aussi appelés « indicateurs de nocivité » car ils sont utilisés pour caractériser le pouvoir endommageant d'un mouvement vis-à-vis d'un ouvrage ou équipement. Ces indicateurs constituent la donnée d'entrée dans l'analyse de la performance (c'est-à-dire de la capacité d'un ouvrage à respecter une exigence de comportement, selon un ou plusieurs critères : de telles analyses nécessitent de définir des indicateurs de dommages qui dépendent de l'ouvrage étudié). L'utilisation des bases de données de mouvements forts est illustrée et des recommandations sur l'extraction de telles données sont formulées : en particulier, la qualité des métadonnées (i.e. caractéristiques associées au séisme et à la station d'enregistrement) est cruciale pour une utilisation adéquate des données de mouvement fort. À ce titre, les incertitudes associées à chaque métadonnée peuvent être intégrées, considérées dans les études en aval. Enfin, la variabilité du mouvement fort en champ proche (i.e. à proximité immédiate de la source sismique) est illustrée sur le séisme d'Emilie-Romagne de 2012 : les différences de signatures sismiques (en amplitude, durée et contenu fréquentiel) sont commentées.

La troisième partie de ce cours est consacrée à la prédiction du mouvement fort, par des approches empiriques, de type « Ground Motion Prediction Equation » (GMPE). La diversité des modèles est présentée, en termes de forme fonctionnelle, nombre de paramètres… Les GMPE's, même s'ils sont issus de l'analyse de données réelles de mouvements forts, sont avant tout des modèles : à ce titre, ils sont assortis d'un domaine de validité et d'incertitudes. La distinction entre l'incertitude épistémique et aléatoire est illustrée sur les GMPE's, ainsi que leur prise en compte dans les estimations probabilistes de l'aléa sismique.

Plan de la présentation

- **Introduction sur le Mouvement Sismique**
  - Quelques généralités & caractéristiques sur des séismes
  - Modèle de source et rayonnement sismiques
  - Principes sur la localisation et détermination de la magnitude
- **Les mouvements « forts » : sismologie de l'ingénieur**
  - Définitions
  - Les Indicateurs de « nocivité » du mouvement sismique
  - Contenus et utilisation des bases de données de Mouvement Fort (SMDB)
  - Exemple de « signatures » en champ proche, variabilité
- **Prédiction Empirique du mouvement sismique**
  - Ground Motion Prediction Equations (GMPE)
  - Du SHA à la définition de l'input sismique pour l'ingénieur
  - GMPE's et incertitudes

Références

- Modern global seismology, Thorne Lay and Terry C. Wallace, Academic Press, International Geophysics Series, Volume 58.
- P.A. Nazé, Thèse de doctorat « Contribution à la prédiction du dommage des structures en béton armé sous sollicitation sismique : propositions d'amélioration pour l'évaluation de la nocivité d'un signal et du dommage pour les structures à ossatures. Introduction à l'analyse fiabiliste de l'endommagement en fonction de la nocivité d'un signal sismique. INSA, Lyon, 2004.
- Bruno Hernandez, 2010 « Diamant, Traitement des accélérogrammes et calcul d'indicateurs de nocivité. Guide d'utilisation. Rapport interne CEA/DIF/DASE/LDG DO 108, 2010.
- Cours de sismologie, IPGP, http://step.ipgp.fr/images/0/06/GL112-05-seismology-pt1.pdf
- Cours sur la source sismique, http://www.geologie.ens.fr/~madariag/2010/Master2_ipgp10.pdf
- L. Luzi , F. Pacor, G. Ameri, R. Puglia, P. Burrato, M. Massa , P. Augliera, G. Franceschina, S. Lovati and R. Castro. Overview on the strong motion data recorded during the May-June 2012 Emilia seismic sequence. Seismological Research Letters, Volume 84 (4), 2013.
- Douglas J. Ground-motion prediction equations 1964–2010, Pacific Earthquake Engineering Research Center, report , 2011, http://peer.berkeley.edu/publications/peer_reports/reports_2011/webPEER-2011-102-Douglas.pdf
- Douglas J., Estimation of Strong Ground Motion: Aleatory Variability and Epistemic Uncertainty. Key Note Lecture, 2014 http://www.cnis.ro/wp-content/uploads/2014/02/keynote%20ppt/keynote%20ppt/Douglas.pdf.
- C. Berge-Thierry « Modélisation haute fréquence des sources sismiques. Applications au risque sismique », Thèse de doctorat, IPGP, 1997.
- C. Berge-Thierry, « Modélisation de la rupture sismique, prédiction du mouvement fort, et évaluation de l'aléa sismique : approches fondamentale et appliquée, Manuscrit d'Habilitation à Diriger des Recherches, Université Sophia-Antipolis, 2007.

BASES SUR LA DYNAMIQUE DES STRUCTURES

Cédric GIRY, ENS Cachan

L'analyse de la réponse de structures sous chargement sismique nécessite la mise en œuvre de différentes notions, outils et méthodes qui s'inscrivent dans le cadre de la dynamique des structures. Ce domaine d'étude s'intéresse à déterminer l'état d'une structure à n'importe quel moment au cours de la réponse de celle-ci. La spécificité de la dynamique des structures par rapport à un chargement dit statique ou quasi-statique est la notion majeure d'effort inertiel. Ainsi, l'objectif de ce premier cours de la journée consacrée au calcul de structures et des équipements est de mettre en place le socle théorique et les outils de calcul pour ensuite s'intéresser plus particulièrement à des structures de Génie Civil ou bien encore du nucléaire dans les cours suivants.

Dans une première partie, le fonctionnement et la réponse dynamique d'une structure sont illustrés au travers du cas simple d'un système à un degré de liberté (i.e. structure dont le mouvement est décrit suivant une seule variable scalaire). On peut notamment discuter avec cet exemple des différentes énergies mises en jeu dans ce type de problème et leur évolution au cours du temps. De cette analyse, les caractéristiques vibratoires d'une structure et leur lien avec le mouvement observé sont présentés. Sur cet exemple simple, la mise en œuvre d'une sollicitation sismique est ensuite étudiée. L'énergie sismique étant introduit en base de la structure, les différentes approches pour étudier le problème sont décrites. Afin de déterminer la solution au problème défini, il est nécessaire de mettre en œuvre des outils de résolution numérique. Un aperçu de méthodes classiques est réalisé.

Dans une seconde partie, les outils mis en œuvre sont généralisés pour des structures plus complexes. En effet, les structures étudiées dans le domaine du Génie Civil ou du nucléaire ne peuvent généralement pas être décrites dans leur ensemble par un seul scalaire. On exprime alors la déformée globale de la structure sur un ensemble discret de points. Les dépendances entre ces points sont notamment fonction des caractéristiques géométriques et des matériaux de la structure. Le problème obtenu peut s'écrire alors sous forme matricielle en mettant en jeu des quantités classiques en dynamique des structures telles que la matrice de raideur, d'inertie. En considérant des formes spécifiques de solution à ce problème, on peut généraliser les concepts de caractéristiques vibratoires présentées dans la première partie et introduire la notion de modes propres d'une structure. Ces derniers proposent un cadre d'étude simplifié pour l'étude de la vibration de structures et forment une base d'analyse intéressante pour exprimer la sollicitation et la réponse de structures.

Plan de l'exposé :

- **Définition du problème de dynamique des structures**
- **Analyse de la réponse d'une structure sous séisme**
- **Vibration de structures complexes**
- **Conclusion**

LOIS DE COMPORTEMENT NON LINÉAIRES

Benjamin RICHARD, CEA-DEN

Résumé/Objectifs de la présentation.

La majorité des unités composant le parc électronucléaire français a été construite et mise en service dans les années 60 – 70. Le parc d'ouvrages est donc vieillissant du fait des interactions multiples entre les matériaux constitutifs des ouvrages et l'environnement extérieur. On assiste ainsi à une chute de la performance structurale des ouvrages qui peut être déclinée en trois phases bien distinctes. En premier lieu, on observe une perte d'aptitude au service. Cette phase est caractérisée par la non possibilité pour les ouvrages concernés de satisfaire aux fonctions pour lesquelles ils ont été prévus. En second lieu, on constate une perte de durabilité à l'échelle des matériaux constitutifs du fait de l'apparition de différents phénomènes tels que la corrosion des armatures ou encore la réaction alkali-granulat. Enfin, cette seconde phase conduit naturellement à une perte de sécurité structurale qui est bien entendu inacceptable pour les ouvrages à risque spécial. Dans le cas d'ouvrages classés, tels que les unités de production électronucléaires, un dispositif de surveillance accru est mis en place par les exploitants afin de garantir que la perte de performance n'atteigne jamais la seconde phase. En d'autres termes, cela signifie qu'il existe un état structural endommagé qu'il est nécessaire de quantifier afin de réaliser une évaluation structurale de l'ouvrage étudié. Les dernières années ont été marquées par la manifestation d'évènements sismiques d'une ampleur considérable non seulement en Europe mais aussi hors Europe (au Japon par exemple). Ainsi, il convient d'évaluer l'effet de cet état structural initial sur les grandeurs caractéristiques lorsque des évaluations sismiques sont réalisées.

Dans ce contexte, il apparait nécessaire de décrire de manière réaliste les mécanismes physiques qui apparaissent au cours du processus de dégradation des matériaux constitutifs[1] d'un ouvrage. L'objectif de cet exposé est de fournir quelques éléments permettant de mieux comprendre (i) la physique des mécanismes de dégradation à l'échelle du volume élémentaire représentatif (VER) ainsi que (ii) le cadre théorique au sein duquel il convient de construire une loi de comportement afin de garantir le respect des grands principes de la physique. Plusieurs exemples de lois de comportement non linéaires seront introduits afin d'apporter un éclairage sur les différents concepts présentés. Enfin, trois exemples d'applications à l'échelle de la structure seront montrés afin d'illustrer l'utilisation de lois de comportement non linéaires pour apporter des éléments de réponse à des problématiques fréquentes, comme par exemple l'estimation de la capacité portante d'un voile en béton armé ou encore l'estimation des marges sismiques d'une maquette de structure dimensionnés selon le corpus normatif applicable aux ouvrages à risque spécial.

Plan de l'exposé

- **Mécanismes physiques**
  - Matériau ductile : l'acier, matériau quasi-fragile : le béton
- **Cadre de formulation : le modèle standard**
  - Généralités, grands principes d'une vision énergétique
- **Quelques lois de comportement « récentes »**
  - Matériaux quasi-fragiles, acier
- **Applications structurales**
  - Eléments de structure, structures en béton armé

[1] Dans le cadre de cet exposé, nous nous limiterons aux cas des matériaux acier et béton. Les effets dépendant du temps ne seront pas considérés.

Partie 1 : Méthodes d'analyse et d'évaluation de la capacité sismique

Nadim MOUSSALLAM, AREVA

- **Définition du chargement sismique**
  - Introduction
  - Accélérogrammes (time histories)
  - Spectre de Fourier
  - Densités spectrales de puissance
  - Spectres de réponse d'oscillateur
- **Méthodes d'analyses**
  - Analyse dynamique transitoire directe
  - Analyse dynamique transitoire par superposition modale
  - Analyse dynamique transitoire dans le domaine fréquentiel
  - Analyse modale-spectrale
  - Analyse pseudo-statique
  - Analyse en poussée progressive
  - Synthèse
- **Quelques règles de modélisation**
  - Introduction (scope de la présentation)
  - Règles générales
  - Limite de découplage entre modèles
  - Discrétisation spatiale d'une structure
- **Conclusions – Points clés**

Liste de notations

β , γ	Paramètres des schémas d'intégration de Newmark
ρ_{12}	Facteur de corrélation entre deux signaux temporels : $$\rho_{12} = \frac{E(\ddot{u}_1(t).\ddot{u}_2(t))}{\sigma_1.\sigma_2}$$ Avec σ_1 et σ_2 les écarts types des signaux temporels et E () l'espérance mathématique. La moyenne des signaux est nulle.
ρ_{nm}	Facteur de corrélation caractérisant les interactions entre les modes n et m
ξ	Taux d'amortissement critique
ξ_n	Taux d'amortissement critique du mode n
ω	Pulsation
ω_n	Pulsation propre du mode n
$\boldsymbol{\phi}_n$	Déformée modale du mode n
$\boldsymbol{\phi}$	Matrice de la base modale
$\boldsymbol{\Delta x}\ \boldsymbol{\Delta y}\ \boldsymbol{\Delta z}$	Vecteurs de mouvement de solide rigide unitaire des ddl de la structure dans les 3 directions de translation
f	Fréquence
f_n	Fréquence propre du mode n
$m^{eff}{}_{nj}$	Masse effective pour le mode n dans la direction j $$m^{eff}{}_{nj} = \frac{(\boldsymbol{\phi}_n{}^T \boldsymbol{M}.\boldsymbol{\Delta}_x)^2}{\boldsymbol{\phi}_n{}^T \boldsymbol{M}.\boldsymbol{\phi}_n}$$
$q_{\boldsymbol{n}}$	Coordonnée généralisée pour le mode n
$\boldsymbol{q}$	Vecteur des coordonnées généralisées
$p_{\boldsymbol{nj}}$	Facteur de participation pour le mode n dans la direction j
$\ddot{u}_{g(x,y,z)}$	Accélération du sol (g= ground) dans les directions x, y et z
$\ddot{\boldsymbol{u}}_g$	Vecteur d'accélération du sol projetée sur les ddl de la structure
$\ddot{\boldsymbol{u}}, \dot{\boldsymbol{u}}, \boldsymbol{u}$	Vecteurs accélération, vitesse et déplacement des ddl de la structure
$\ddot{\boldsymbol{u}}_b, \dot{\boldsymbol{u}}_b, \boldsymbol{u}_b$	Vecteurs accélération, vitesse et déplacement absolus des ddl aux conditions aux limites de la structure (b=boundaries)
$\ddot{\boldsymbol{u}}_r, \dot{\boldsymbol{u}}_r, \boldsymbol{u}_r$	Vecteurs accélération, vitesse et déplacement relatifs des ddl de la structure par rapport au sol
$C(f)$	Transformée de Fourier d'un signal : $$C(f) = \int_{-\infty}^{+\infty} \ddot{u}(t) e^{-(2\pi f)it} dt$$

$\boldsymbol{C}$	Matrice d'amortissement du système
C_n	Amortissement généralisé du monde n : $\boldsymbol{\phi^T C \phi}$
$G(f)$	Densité spectrale de puissance d'un signal : $G(f) = \int_{-\infty}^{+\infty} R_{XX}(\tau) e^{-(2\pi f)i\tau} d\tau$
$\boldsymbol{F_e(t)}$	Vecteur des forces extérieures appliqué aux ddl de la structure
$\boldsymbol{F_{nj}}$	Vecteur des forces intérieures induites par le mode n dans la direction j
$\boldsymbol{F_j}$	Vecteur des forces intérieures induites par l'ensemble des modes dans la direction j
$\boldsymbol{F}$	Vecteur des forces intérieures induites par l'ensemble des modes dans les trois directions
$\boldsymbol{K}$	Matrice de rigidité du système
K_n	Rigidité généralisée du monde n : $\boldsymbol{\phi^T K \phi}$
$\boldsymbol{M}$	Matrice de masse du système
M_n	Masse généralisée du monde n : $\boldsymbol{\phi^T M \phi}$
$R_{XX}(\tau)$	Fonction d'autocorrélation d'un signal : $R_{XX}(\tau) = E(\ddot{u}(t).\ddot{u}(t-\tau))$
$S_a(f)$	Spectre de réponse d'oscillateur en accélération absolue : $S_a(f) = \max(\lvert \ddot{u}_r(t)_f + \ddot{u}_g(t) \rvert)$
$S_d(f)$	Spectre de réponse d'oscillateur en déplacement relatif : $S_d(f) = \max(\lvert u_r(t)_f \rvert)$
$S_{pa}(f)$	Spectre de réponse d'oscillateur en pseudo-accélération : $S_{pa}(f) = \frac{S_d(f)}{(2\pi f)^2}$
$S_v(f)$	Spectre de réponse d'oscillateur en vitesse relative : $S_v(f) = \max(\lvert \dot{u}_r(t)_f \rvert)$
$\boldsymbol{U_{nj}}$	Réponse en déplacement induite par le mode n dans la direction j
$\boldsymbol{U_j}$	Réponse en déplacement induite par l'ensemble des modes dans la direction j
$\boldsymbol{U}$	Réponse en déplacement induite par l'ensemble des modes dans les trois directions

Partie 2 : Pratiques de conception / Dimensionnement des structures et composants au séisme

François VOLDOIRE, EDF R&D

- **État de l'art et tendances en conception parasismique :**
  - Méthodes, critères
  - Bâti conventionnel / bâti nucléaire
- **Ingrédients de la conception avec quelques foci :**
  - Matériaux : modes de défaillance, marges et lois de comportement
  - Couplage dynamique
  - schéma structurel
- **Recommandations et quelques principes (notamment pour les bâtiments),**
- **Renforcement et isolation sismique,**
- **Ordres de grandeur :**
  - Barrages
  - Bâti nucléaire, équipements.

Résumé

- **État de l'art et tendances**

On trouve surtout des méthodes adaptées et codifiées pour la conception des structures et bâtiments : avec des dispositions constructives, des recommandations qui prennent en compte le retour d'expérience. On doit considérer trois domaines d'intérêt pour l'analyse :

- Effet des déformations des terrains de fondation, qui provoquent des déplacements différentiels sous l'ouvrage
- Effets globaux de renversement-glissement de la fondation
- Effets vibratoires inertiels induits dans l'ouvrage, conduisant à divers modes de dégradation

On définit des *états-limites*, appelés aussi *objectifs de performance*, selon l'importance sociétale du bâti (4 *classes* selon l'EC8), et les niveaux de dégradation acceptés. L'EC8 stipule de considérer trois niveaux : Limite de Dommage, Dommage-Significatif, Quasi-Effondrement. La gradation suit le schéma suivant :

- Opérabilité à assurer totalement durant le séisme et post-sismique ;
- Vérification des accélérations induites sur les équipements :
  - Comportement à maintenir dans un quasi-élastique
  - Exemple en sûreté nucléaire : il faut assurer la capacité de fonctionnement des équipements, l'arrêt sûr et la protection de l'environnement
- Assurer la capacité de réemploi post-sismique de l'ouvrage
- Assurer la sûreté des occupants

- Vérification de la tenue des éléments structurels, des éléments non structurels,
- Vérification de la capacité de ductilité en déplacement ; analyser l'effet de la dégradation et résistance ;

- Juste vérifier l'absence de ruine complète de l'ouvrage

Les démarches associées dans la démonstration de ces objectifs de performance sont les suivantes :

- *« Resistance based design »* associé à des critères en efforts (c'est une démarche « ancienne ») ; elle n'intègre pas d'analyse des marges.
- *« Displacement based design »* associé à des critères en déplacement :
  - Prise en compte des non-linéarités et de la ductilité du comportement des matériaux.
  - *« Capacity design »* : on analyse les capacités de dissipation ductile contrôlée, le positionnement des zones concernées et la redistribution des efforts qui en résulte.
- *« Performance based design »*
  - Cette approche intégrée inclut l'analyse non linéaire des structures dans de l'étude des états limites
  - On évalue ainsi le niveau de sécurité disponible avant défaillance/effondrement.

On distingue aussi, tant en phase de conception qu'en phase de réévaluation :

- Analyse déterministe : cas de charges et combinaison.
  - Inconvénient : segmentation des études : cumul conservatismes
  - Avantage : segmentation des études : gestion de projet plus simple
- Analyse probabiliste : on définit un scénario, un modèle d'aléa, et on intègre les incertitudes.
  - Avantages : intégration entière de la chaîne d'analyse pour apprécier la robustesse de l'installation *; « risk informed decision making » :* obtention d'une conception équilibrée en évitant tout scénario qui présenterait une contribution prépondérante dans la fréquence de défaillance de l'installation
  - Inconvénients : il faut plus de données ; acceptation pas toujours acquise

L'analyse « *best-estimate* » (qui intègre plus de physique) peut être mise en œuvre au sein des deux types d'analyse ci-dessus ; elle permet, notamment dans un contexte d'évolution des référentiels sismiques :

- De produire des études de vérification et d'évaluer la pertinence d'éventuels renforcements pour la mitigation du risque
- De reconstituer des marges de sécurité vis-à-vis de la défaillance sous séisme
- De répondre aux questions liées au *« beyond design »*

En conception usuelle, on peut identifier les cas suivants :

	choix de l'aléa	mouvement sismique	méthodes d'analyse	commentaire
Conventionnel	Zonage sismique EC8 $T_r = 475\,ans$	SRO	EC8. Pseudo-statique Modal spectral	Modèles simples ; coefficients de ductilité
ICPE	Zonage sismique EC8 $T_r = 5000\,ans$	SRO	EC8. Pseudo-statique Modal spectral	Modèles simples ; coefficients de ductilité
Barrages	SMD + SMP $T_r = 5000\,ans$	SRO, accéléros compatibles	Pseudo-statique Transitoire + IFS+HM	Conservative mais parfois mise en défaut Best-estimate
Nucléaire	RFS : SDD ; SND	SRO, accéléros compatibles	Modal spectral Transitoire	Modèles plaques, poutres élasticité

En réévaluation, on adopte préférentiellement une démarche « *best-estimate* », en intégrant plus de description physique des phénomènes, à la place des méthodes usuelles mises en œuvre en conception.

Si on compare la construction conventionnelle et la construction nucléaire, on constate que les spectres de sol du bâti nucléaire enveloppent ceux du bâti conventionnel. Mais les critères de dimensionnement du nucléaire exigent le domaine élastique, tandis que pour le bâti conventionnel, on peut tenir compte de la ductilité dans l'analyse, et il est même souvent demandé de l'établir.

Voici un exemple comparatif de spectres réglementaires pour le Canada :

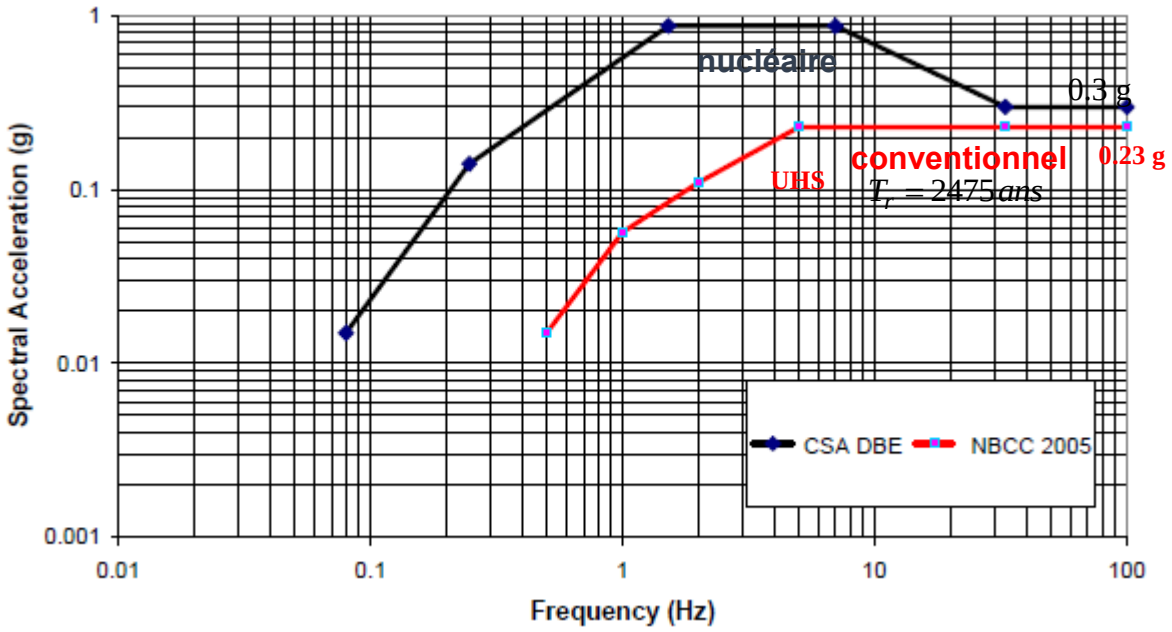


Figure : Design based earthquake Sol dur (Toronto, Ontario, Canada) [references : Transactions, SMiRT 19, Toronto, August 2007, Paper # K01/4; NEA/CSNI/R(2007)17].

➲ Ingrédients de la conception

La conception joue sur trois « objets » distincts et complémentaires de la science de l'ingénieur : la mécanique des structures, la modélisation du comportement des matériaux et des liaisons entre systèmes mécaniques, et la dynamique des structures :

- Schéma structurel :
  - Rôle de la forme géométrique de la structure dans les équations d'équilibre
  - Transit des efforts sous chargements au sein de la structure et obtention des critères
- Matériau (et liaisons) :
  - Domaine de résistance et modes de ruine (défaillance) ; capacité de dissipation d'énergie ; amortissement dynamique
  - Sensibilité aux paramètres variable selon le type de comportement
- Dynamique :
  - Modalités de transfert d'énergie cinétique selon le contenu fréquentiel de l'excitation et le comportement dynamique de la structure : plage de réponse plutôt « statique », avec des efforts contrôlés, plage de réponse avec amplification dynamique, dépendante de l'amortissement, plage de réponse plutôt « inertielle », avec des déplacements contrôlés. Voir figure ci-dessous.
  - Modalités d'interactions avec l'environnement : Interaction Sol Structure, Interaction Fluide Structure : énergie dynamique irradiée dans le milieu, effet de masse ajoutée…

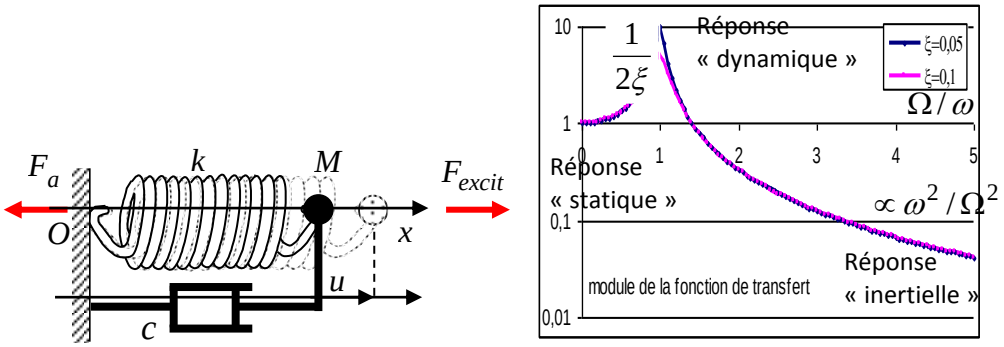


Figure : Module de la fonction de transfert en accélération d'un « SDOF », représenté à gauche.

Bien entendu ces ingrédients interagissent : les conséquences de l'hyperstatisme dans le choix structurel sont intimement liées au comportement du matériau, celui-ci joue de manière essentielle dans la réponse dynamique, etc…

❖ Quelques besoins contraires

La conception connaît des besoins qui sont contraires :

- Plus de **rigidité** pour protéger des éléments non structurels de mouvements excessifs,
  - Mais cela induit une hausse des sollicitations si l'on se trouve dans la partie montante du spectre de réponse

- Plus de **souplesse** :

- On peut adopter une isolation sismique (réduction de la quantité d'énergie transmise en jouant sur les caractéristiques dynamiques du système complet)

- Ductilité avec dissipation d'une part de l'énergie injectée par le mouvement sismique :
  - On réduit la sensibilité des charges ultimes aux incertitudes sur les données, voir ci-après,
  - On observe cependant un effet antagoniste sur les amplitudes de réponse en déplacement (baisse grâce à la dissipation et l'amortissement induits et potentiellement une hausse suite à une souplesse augmentée), cependant les sollicitations sont réduites
  - Les mouvements différentiels entre systèmes peuvent être nettement plus importants

- Modification des transferts d'énergie dynamique :
  - Isolation et dé-amplification dynamique
- Découplage partiel d'où une baisse de la réponse inertielle
- Mais mouvements différentiels plus importants
- Rigidification de supports :
  - Réponse à caractère plus statique, mais s'il y a dégradation : l'amplitude de la réponse peut croître nettement et conduire à la ruine,
- Ajout d'amortissement
  - Réduction d'amplitude des réponses accompagnée d'un étalement des pics
  - Mais potentiellement transfert croissant d'énergie dynamique entre modes
- Conception de la fondation
  - Exemple : fondations sur barrettes ou semelles filantes, sur radier commun ou sur pieux…
  - Cela joue beaucoup sur les modalités d'Interaction Sol Structure et donc sur l'amortissement radiatif mobilisable

❖ **Ductilité : comparaison des comportements**

On propose un zoom comparatif entre trois modèles de comportement de matériaux, représentatifs de nombreuses situations pratiques, afin de mettre au jour les conséquences en termes de conception des structures et les implications en tenue sismique :

- élasticité avec rupture fragile,
- élasticité endommageable,
- élastoplasticité parfaite et analyse limite.

On vise à répondre aux questions suivantes :

- quels sont les critères de résistance de la structure ?
- comment se caractérisent l'équilibre et la stabilité ? comment se caractérise la défaillance/ruine ?

- quelle est la taille critique d'un éventuel défaut ?
- quelle est la sensibilité aux paramètres des critères et de la taille critique ?
- comment se fait la redistribution des efforts ; comment sont les déformations globales de la structure ?

On traite pour cela deux exemples en statique :

- Un défaut dans une pièce :
  - Taille critique et sensibilité aux paramètres
- Une poutre hyperstatique sur trois appuis :
  - Redistribution des efforts, modes de défaillance et détermination des marges de sécurité (identification d'un coefficient de comportement μ).

Au préalable on établit une comparaison liée aux effets d'échelle des modèles d'élasticité avec rupture fragile et d'élasticité endommageable. Les paramètres élastiques isotropes sont (E,ν), les autres paramètres sont : contrainte critique σ_c ; taille caractéristique D_c rupture par initiation de la fissuration ; Énergie surfacique de fissuration G_f. On en déduit l'expression de la ténacité (avec la formule d'Irwin[2]) : $K_{Ic}=\sqrt{\frac{E.G_f}{1-\nu^2}}$, associée à l'initiation de la fissuration en rupture fragile.

L'analyse dimensionnelle (théorème de Vashy-Buckingham[3]) donne avec ces cinq paramètres et, en statique, deux grandeurs physiques (masse et longueur) une relation nécessairement de la forme avec trois nombres sans dimensions :

$$\frac{\sigma_c^2.D_c}{E.G_f}=\mathrm{g}\left(\frac{\sigma_c}{E},\nu\right)\ \rightarrow\ \sigma_c\approx\sqrt{\frac{E.G_f}{D_c}}\,\mathrm{h}(\nu)$$

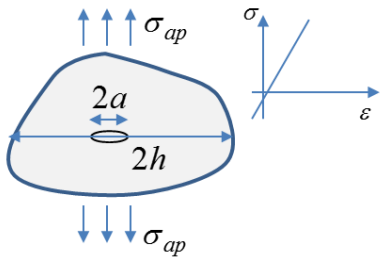
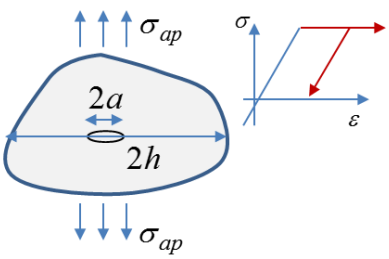
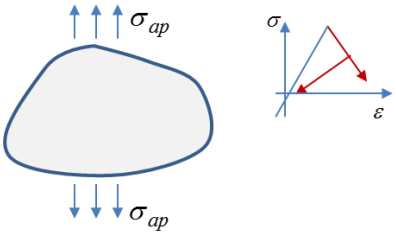
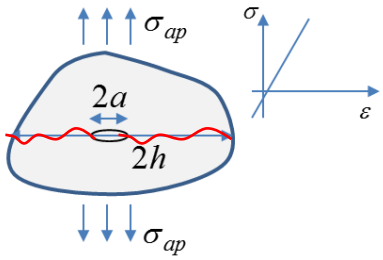
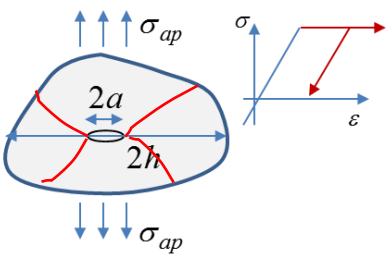
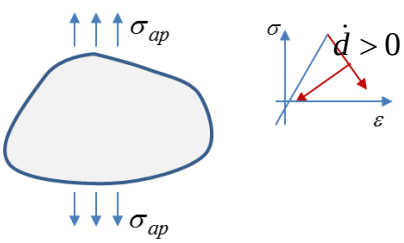
car en général $\sigma_c << E$. Pour deux matériaux très pratiqués, dont le coefficient de Poisson ν est fixé, cela donne :

- **béton** ordinaire : $\sigma_c=3\,MPa$, $G_f=110\ J/m^2$, $K_{Ic}\approx 1{,}8\,MPa\sqrt{m}$, $D_c\approx 0{,}38\,m$:
  - cette longueur étant grande par rapport à l'échelle courante des structures construites, on constate que le modèle d'élasticité endommageable est plus adapté pour l'analyse des structures de GC en béton ;
- **acier** ordinaire : $\sigma_c=500\,MPa$, $G_f=11{,}4\,kJ/m^2$, $K_{Ic}=50\,MPa\sqrt{m}$, $D_c\approx 0{,}002\,m$:
  - cette longueur étant petite par rapport à l'échelle courante des structures construites et des défauts qu'on peut y trouver (sauf contrôle de fabrication très pointu), on constate que le modèle d'élasticité élasticité avec rupture fragile est plus adapté pour l'analyse des structures et composants métalliques.

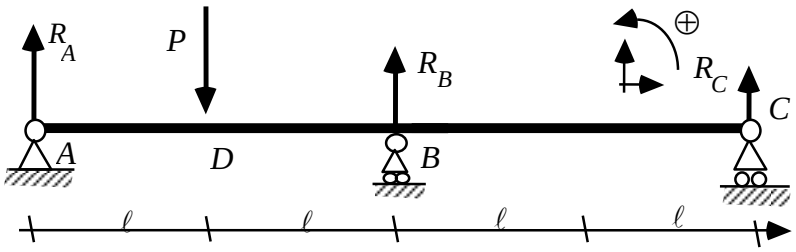
Traitons d'abord le cas d'un défaut dans une pièce soumise à une traction sur ses bords et comparons les trois modèles de comportement (pour le modèle endommageable, aucun défaut préalable) :

[2] Voir par exemple H.D.BUI. *Mécanique de la rupture fragile.* Éd. Masson, Paris, 1978.

[3] A.VASCHY : "*Sur les lois de similitude en physique*", 1892. E.BUCKINGHAM : "*On physically similar systems. Illustrations of the use of dimensional equations*", 1914.

élasticité rupture fragile	élastoplasticité – analyse limite	élasticité endommageable
		
Loi constitutive $\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{A}_0.\boldsymbol{\varepsilon}$	$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{A}_0.\left(\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}^p\right)$	$\boldsymbol{\sigma} = \zeta(d).\mathbf{A}_0.\boldsymbol{\varepsilon}$ avec $\zeta'(d) \le 0$ et $\zeta''(d) > 0$ il y a adoucissement si $\zeta(0).\zeta''(0) - 2\zeta'^2(0) < 0$
Paramètre $K_{Ic} = \sqrt{\dfrac{E.G_f}{1-\nu^2}}$ (ténacité)	σ_e (limite élastique)	k_d (seuil d'endommagement)
Critère $K_I = F_r.\sigma_{ap}.\sqrt{\pi a} \le K_{Ic}$ **(initiation de la fissuration)**	$\left\|\boldsymbol{\sigma}^D\right\|_{VM} \le \sigma_e$ Von Mises	En $d = 0$: $Y_d = -\frac{1}{2}\zeta'(0).(\boldsymbol{\varepsilon}.\mathbf{A}_0.\boldsymbol{\varepsilon}) \le k_d$ $= -\frac{1}{2}\zeta'(0).\sigma_{ap}^2 / E \le k_d$ pour un chargement 1D
Taille critique $a_{cr} = \dfrac{K_{Ic}^2}{\pi F_r^2 (\sigma_{ap})^2}$	$a_{cr} = h\left(1 - \sigma_{ap} / (F_\ell \sigma_e)\right)$	En $d = 0$: $\sigma_{ap}^{cr} = \sqrt{2E.k_d / \lvert\zeta'(0)\rvert}$ (contrainte critique)
Évolution $\dot{a}(s) \ge 0$ **sur le front de fissure** Γ_f **:** $\int_{\Gamma_f} (G(s) - G_c).\dot{a}(s)ds = 0$	$\left\|\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p\right\|_{VM}.\left(\left\|\boldsymbol{\sigma}^D\right\|_{VM} - \sigma_e\right) = 0$	$\dot{d}.(Y_d - k_d) = 0$
Défaillance : propagation instable de la fissure ruine locale ➔ globale	**Défaillance : évolution vers l'instabilité plastique par bandes de cisaillement ruine locale puis globale**	**instabilité si adoucissement ruine locale ➔ globale**
		
Dissipation totale $\propto G_c(h-a)$	$\propto \sigma_e(h-a)\lvert U\rvert$	
Sensibilité aux paramètres : $\dfrac{da_{cr}}{a_{cr}} = 2\left(\dfrac{dK_{Ic}}{K_{Ic}} - \dfrac{d\sigma_{ap}}{\sigma_{ap}}\right)$ **DOUBLE !**	$\dfrac{da_{cr}}{h - a_{cr}} = \dfrac{d\sigma_e}{\sigma_e} - \dfrac{d\sigma_{ap}}{\sigma_{ap}}$	$\dfrac{d\sigma_{ap}^{cr}}{\sigma_{ap}^{cr}} = \dfrac{1}{2}\left(\dfrac{dE}{E} + \dfrac{dk_d}{k_d} - \dfrac{d\zeta'(0)}{\lvert\zeta'(0)\rvert}\right)$

Traitons maintenant le cas d'une poutre droite à plan moyen hyperstatique sur trois appuis, en flexion, et comparons deux modèles de comportement afin d'observer l'effet de la ductilité combinée à l'hyperstatisme dans la redistribution des efforts :



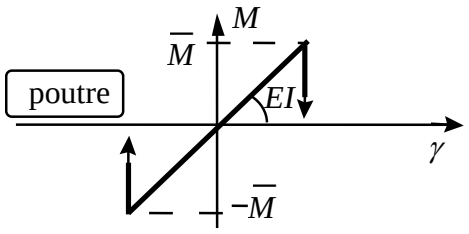
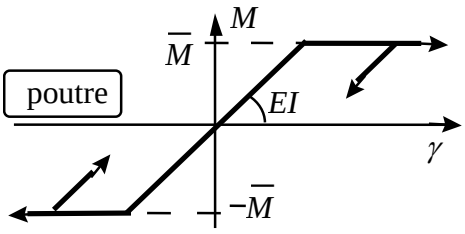
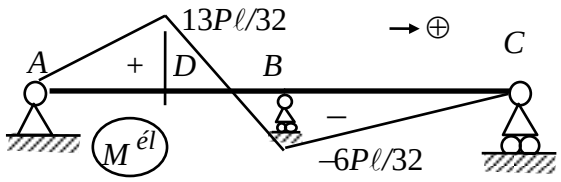
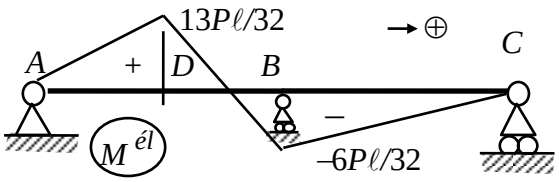
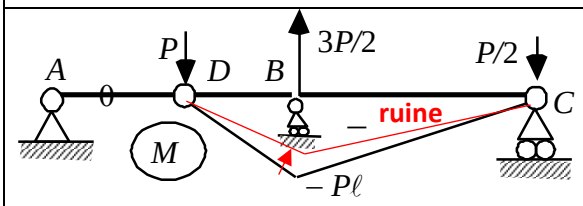
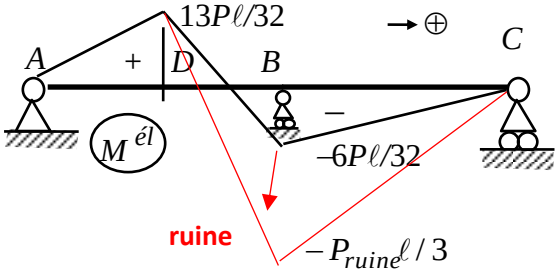
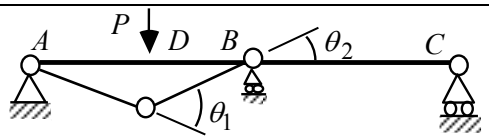
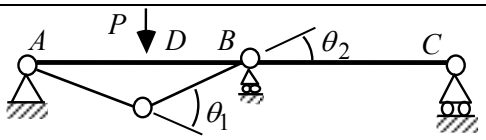
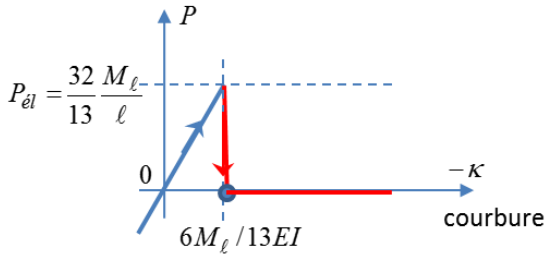
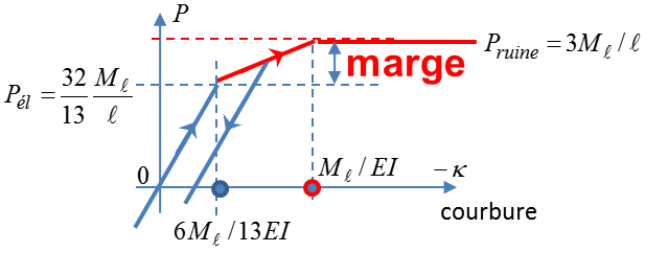
L'hyperstatisme caractérise les situations où les liaisons de la structure sont en nombre tel que les équations de la statique sont insuffisantes à déterminer les sollicitations en tous points : pour résoudre le problème il faut ajouter les équations de comportement du matériau constitutif (voir par exemple [FV-YB, 2008]).

Cette poutre subit un chargement en force croissante appliquée au centre de la première travée. Ce modèle peut être représentatif d'une analyse push-over d'un élément structurel d'un bâtiment, où l'on considérerait une masse importante concentrée au point D.

Les résultats détaillés sont présentés sur le tableau suivant.

On constate pour résumer qu'une structure hyperstatique ayant un comportement élastoplastique – et plus généralement un comportement ductile :

- dissipe plus d'énergie à la ruine qu'avec un modèle de comportement élastique fragile (on peut donc définir des niveaux de défaillance successifs), via des mécanismes de type *rotule plastique* ou *bandes de cisaillement*, la dissipation élastoplastique est de plus proportionnelle au déplacement contrairement à celle issue des autres modèles de comportement : elle est donc contrôlée par le déplacement ;
- évite l'effet de maillon le plus faible qui décide de l'effondrement complet et instable,
- possède une ***moindre sensibilité*** aux paramètres de résistance ou de chargement,
- instaure l'existence d'une ***marge*** entre le franchissement du premier critère de défaillance élastique et l'effondrement, que ce dernier advient après un processus progressif (non brutal). Cela provient d'un *écrouissage,* qu'on qualifie de *structurel*, résultant de la redistribution des efforts, qu'on peut encore augmenter si l'on exploite de plus les capacités d'écrouissage des matériaux ;
- permet d'exhiber un « *coefficient de comportement* » qui est le rapport entre le déplacement généralisé maximal et celui associé au franchissement du premier critère de défaillance élastique ; ici on obtient : $\boldsymbol{\mu = 13/6 > 1}$.
- permet d'exhiber aussi un coefficient de marge en effort, entre première dégradation et ruine globale, certes plus faible que le coefficient de comportement ; ici on obtient : 39/32.

élasticité rupture fragile	élastoplasticité – analyse limite
 **Courbure moment-courbure** **Critère :** $\lvert M\rvert \le M_\ell$	 **Courbure moment-courbure** **Critère :** $\lvert M\rvert \le M_\ell$
critère domaine élastique : $P_{él} = \frac{32}{13}\frac{M_\ell}{\ell}$	**critère domaine élastique :** $P_{él} = \frac{32}{13}\frac{M_\ell}{\ell}$
 **distribution élastique**	 **distribution élastique**
critère ruine fragile : $P_{ruine} = \frac{32}{13}\frac{M_\ell}{\ell}$	**si élastoplasticité, après** $P_{él}$ **:** $\Delta M = 0$ **sur** AD **critère ruine plastique :** $P_{ruine} = 3\frac{M_\ell}{\ell}$
 **Distribution des moments à la ruine** **évolution fragile brutale (instable)**	 **Distribution des moments à la ruine**
 **mode de ruine**	 **mode de ruine**
Dissipation d'énergie : $\mathcal{D}_{ruine} = \frac{48}{13}M_\ell\lvert\theta_1\rvert$	**Dissipation d'énergie :** $\mathcal{D}_{ruine} = \frac{9}{2}M_\ell\lvert\theta_1\rvert$
 **Réponse élastique fragile**	 **Réponse élastoplastique : coef de comp. : μ = 13/6**

En conclusion, on a :

Comportement	sensibilité aux paramètres	redistribution des efforts	ruine	dissipation	coefficient de comportement	marge en effort
élasticité fragile élasticité endommageable adoucissante	forte	non	globale brutale	plus faible	**$\mu = 1$**	**1**
Élastoplasticité	plus faible	oui	locale puis globale ➔ marge	plus forte	**$\mu > 1$** **marge en déplacement imposé**	**>1 et < μ grâce à l'écrouissage structurel (et matériau)**

Cette capacité de ductilité peut être évaluée par analyse en *poussée progressive* (*pushover*). En situation dynamique on aboutit aux mêmes conclusions (on ne considère pas les effets de fatigue/endurance car le nombre de cycles est limité). On notera que le béton armé a un comportement plus complexe, car il présente d'abord une phase fragile avant d'entrer dans une phase ductile, où une partie de la section de béton est comprimée à la valeur maximale, tandis que l'autre partie est fissurée donc ne participe plus à la résistance de la section, et que les aciers entrent en régime plastique. On note aussi, cf. figure ci-dessous, que la transition entre ces deux phases se fait de manière instable (à cause de la perte de résistance), tandis que la phase ductile reconstitue une résistance supplémentaire (pour une section bien conçue, selon les codes). La fissuration étant localisée, une part du béton compris entre deux fissures successives reprend une partie des efforts ce qui explique que la réponse de la structure est légèrement plus résistante qu'avec la seule contribution des aciers (courbe en tirets ci-dessous) : c'est ce qu'on nomme « *tension stiffening effect* », associé à un léger glissement acier-béton qui lui aussi est un phénomène qi contribue à la dissipation d'énergie.

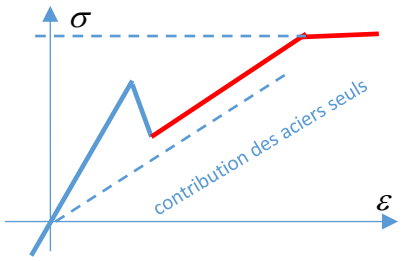


Figure : réponse d'un tirant en béton armé : phase fragile puis ductile.

On notera enfin que la rupture par effort tranchant d'une section de béton armé est beaucoup moins ductile qu'en flexion : on fera donc en sorte qu'elle n'ait lieu qu'après l'apparition complète d'une rotule plastique.

❖ **Couplage et découplage dynamique**

On considère un système à deux degrés de liberté, pouvant simuler un bâtiment à deux étages (on néglige la masse des poteaux) ou un équipement posé sur un plancher. On s'intéresse à l'effet relatif des paramètres caractérisant le comportement dynamique du système couplé. On en déduit ainsi un levier d'action sur le comportement dynamique en matière de conception.

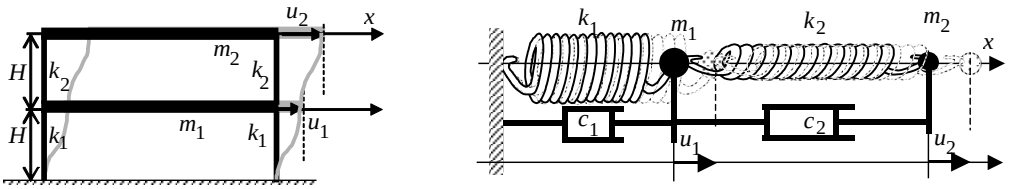


Figure : à gauche : bâtiment à deux niveaux ; à droite : infrastructure et équipement amortis couplés.

On note (u_1, u_2) les deux degrés de liberté. $\upsilon = m_1 / m_2$ désigne le rapport des masses et $\kappa = \omega_2 / \omega_1 = \sqrt{k_2 m_1 / k_1 m_2}$ désigne le rapport des pulsations de chacun des systèmes pris séparément

En absence d'amortissement, ces systèmes possèdent les équations du mouvement relatif sous excitation sismique $\ddot{u}_{ent}(t)$ suivantes :

$$\begin{cases} m_1.\ddot{u}_1 + (K_1 + K_2).u_1 - K_2.u_2 = -m_1.\ddot{u}_{ent}(t) \\ m_2.\ddot{u}_2 - K_2.u_1 + K_2.u_2 = -m_2.\ddot{u}_{ent}(t) \end{cases}$$

Les pulsations propres des modes de vibrations libres sont :

$$\tilde{\omega}_\ell = \omega_1 \sqrt{\frac{1}{2}\left(1+\kappa^2/\upsilon+\kappa^2\right) \mp \frac{1}{2}\sqrt{\kappa^4 - 2\kappa^2\left(1-\kappa^2/\upsilon\right)+\left(1+\kappa^2/\upsilon\right)^2}}$$

On a tracé sur la figure ci-dessous les évolutions des pulsations propres $\tilde{\omega}_\ell / \omega_1$ selon le rapport des masses $\upsilon = m_1 / m_2$ pour divers rapports $\kappa = \omega_2 / \omega_1$. On constate d'abord que le couplage fait s'écarter les deux pulsations $\tilde{\omega}_\ell$ du système couplé de celles de deux systèmes à un degré de liberté non couplés. On constate aussi que lorsque la masse du système support devient prépondérante devant le système supporté ($\upsilon \to +\infty$), les deux pulsations $\tilde{\omega}_\ell$ tendent vers leurs correspondantes ω_ℓ du système découplé. Enfin, plus la pulsation relative du système secondaire est élevée plus le découplage est important à rapport de masse donné.

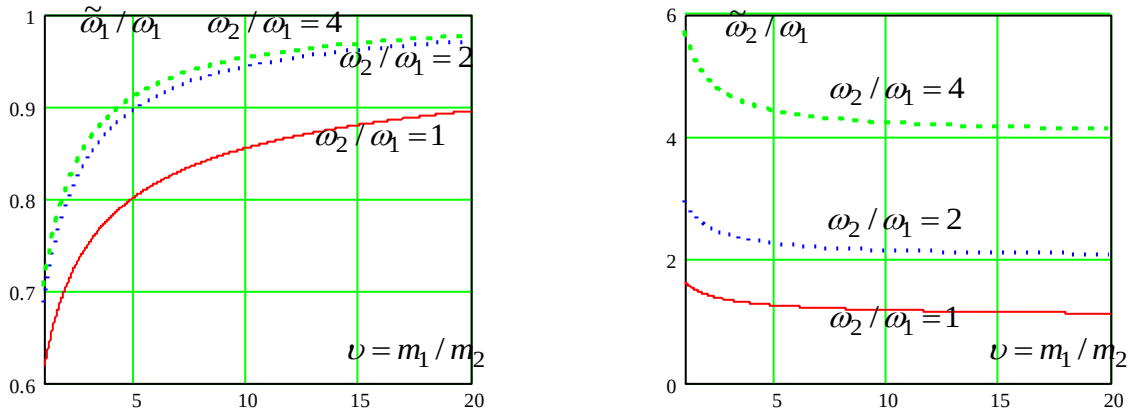


Figure : Évolution des pulsations propres $\tilde{\omega}_\ell / \omega_1$ d'un système à deux degrés de liberté selon $\upsilon = m_1 / m_2 \in [1, 20]$ et trois valeurs de $\kappa = \omega_2 / \omega_1$: 1, 2, 4.

Ce type de situation est aussi représentatif de l'installation d'un système d'absorption d'énergie dynamique[4], le terme « absorption » étant abusif car il s'agit plutôt de prélèvement de l'énergie dynamique depuis le système initial dans le système rapporté. L'amortissement complexifie l'analyse[5].

❖ Conception de la forme structurale

La conception joue aussi sur le choix du schéma structural : on exploite le savoir-faire, les éléments de retour d'expérience, mais il existe aussi des méthodes modernes basées sur la morphogénèse par optimisation multi-objectifs via des méthodes numériques. On en trouve des applications en génie parasismique pour le Génie Civil[6]. On réalise une optimisation topologique par fabrication d'une distribution de matériau (cf. travaux de G. Allaire, CMAP-X), ou par utilisation d'un algorithme génétique, obéissant à plusieurs critères (déplacement maximal, contrainte maximale…) en minimisant une fonction coût (quantité de matière…), sous contraintes (position des planchers, type de chargement : pesanteur, séisme) : voir Figure ci-dessous.

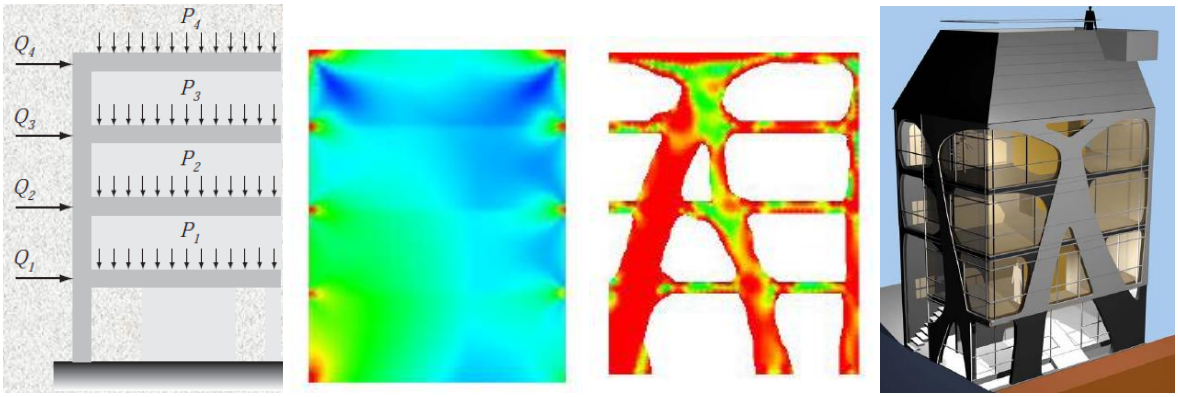


Figure : exemple d'application de morphogénèse par optimisation multi-objectifs numérique : à gauche : conditions de chargement : pesanteur, séisme ; au milieu : étapes du processus d'optimisation, à droite : le bâtiment du projet Akutagawa, Takatsuki, Japon, H.OHMORI et al.

➲ Recommandations pour le Génie Civil

On liste ci-après un certain nombre de bonnes pratiques de dimensionnement des structures de Génie Civil au séisme. Il faut ainsi faire en sorte, cf. par exemple [BACHMANN, BISCH, ZACEK…] :

- d'assurer des cheminements directs des efforts dus au séisme :
  - moins de conséquences des incertitudes dans le dimensionnement,
  - rôle de diaphragme des planchers (transfert des forces d'inertie),
  - éviter les mouvements différentiels entre éléments structuraux verticaux,
- d'appliquer le précepte « poteaux forts, poutres faibles », les premiers assurant la tenue du bâtiment,

[4] Dits dans la littérature "TMD" pour *tuned mass damper*, car ils sont réglables afin de mieux s'adapter aux conditions dynamiques réelles du système initial.

[5] Voir par exemple : Den Hartog, J.P. : "*Mechanical vibrations*", McGraw Hill, 1956. Rocard Y. : « *Dynamique générale des vibrations* ». Masson, Paris, 1960.

[6] Voir OHMORI H. *Computational Morphogenesis, Its Current State and Possibility for the Future*. Proceedings 6th Int. Conf. on Computation of Shell and Spatial Structures. May 2008, Cornell University, Ithaca, NY, USA.

- de privilégier la rupture en flexion plus ductile que celle en effort tranchant (poutres BA),
- de prévoir des éléments structurels ductiles à disposer au RdC,
- d'assurer que le renversement de la fondation résultant de la ruine du sol ait lieu au-delà de la rupture de la superstructure,
- d'éviter des niveaux trop souples, des contreventements asymétriques,
- mais prévoir des éléments verticaux de contreventement et des diaphragmes,
- d'éviter des fortes discontinuités de raideur et/ou de résistance ou des contreventements en maçonnerie ; adapter les éléments non structurels,
- de mettre en place des capacités ductiles : avec une conception en « capacité »,
- d'assurer des joints assez larges entre bâtiments pour éviter les chocs,
- d'éviter la liquéfaction du sol sous la fondation,
- d'intégrer dans l'analyse dynamique des modes propres supérieurs (les modes fondamentaux ne suffisent pas à représenter toute la dynamique).

➲ **Solutions de renforcement et d'isolation**

Pour améliorer une conception, on peut adopter (en réévaluation de structures existantes) des solutions de renforcement, mais aussi des solutions d'isolation, tant en réévaluation qu'en conception d'ouvrages neufs même.

Par exemple pour des structures en béton armé, soumises à des sollicitations en flexion, dont la réponse est en général plus ductile qu'en effort tranchant, on peut adopter un renforcement par collage en paroi de polymère renforcé de fibres (PRF), de tissus de fibres de carbone (TFC). Leur action est d'augmenter le confinement de la section en béton, ce qui fait croître les capacités de ductilité de la section, mais aussi un peu la raideur d'ensemble.

On adopte aussi des solutions par ajouts de dispositifs amortisseurs (par exemple avec fluide visqueux), qui permettent une réduction des efforts et des déplacements dans la structure.

Les solutions d'isolation, souvent prévues dès la conception, car plus « intrusives » sur la construction, utilisent par exemple des systèmes d'appuis souples en distorsion (et raides en compression : rapport de modules élastiques $E/G \approx 100$) fabriqués en élastomère fretté. Leur conception résulte d'un critère sur le taux de compression (éviter l'écrasement) et un critère sur la réduction de fréquence propre du premier mode de tamis du bâtiment (on vise la gamme $\left[\, 0{,}5\ Hz, 1{,}0\ Hz \,\right]$). Cette solution oblige cependant à prévoir des dispositions particulières pour encaisser les mouvements différentiels plus importants aux connexions aux limites du bâtiment. On obtient ainsi une dé-amplification horizontale importante de la réponse du bâtiment (gain : 2-4) mais pas de gain en vertical.

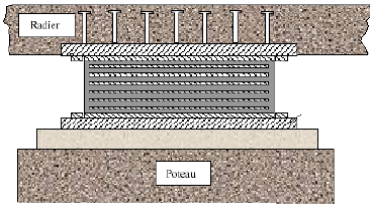
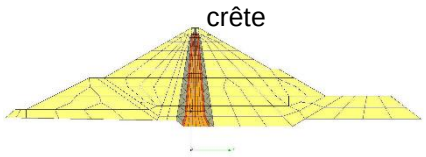
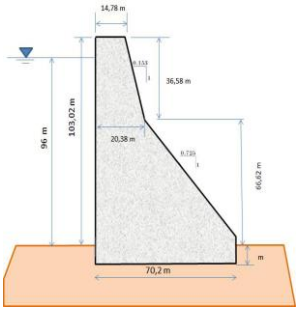
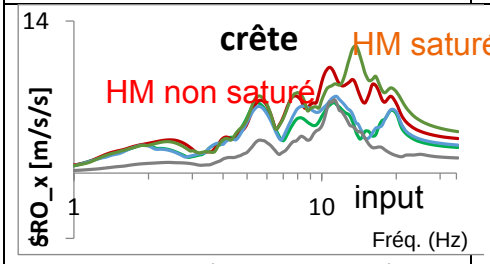


Figure : exemple de renforcement par PRF (à gauche) [recommandations AFGC 2014], et d'isolation par appui antisismique élastomère fretté (à droite).

➲ **Ordres de grandeur**

❖ **Pour les barrages et digues**

Ces ouvrages sont moins sensibles en règle générale au séisme que les bâtiments car leur première fonction est de résister à une poussée horizontale importante exercée par l'eau de la retenue, tout comme le fait le séisme (le retour d'expérience mondial confirme aussi cette situation). Cependant, le séisme constitue une situation qui doit être analysée sur le système barrage plus fondation. On distingue essentiellement trois types d'ouvrages de ce type :

remblai	**barrages poids**	**barrages voûte**
tenue au séisme plus sensible	tenue au séisme plus sensible	tenue au séisme moins sensible
Méthodes d'analyse : analyse statique de stabilité analyse couplée Hydro-Mécanique (avec Interaction Sol-Structure)	Méthodes d'analyse : analyse statique de stabilité avec Interaction Fluide-Structure (car la paroi amont est quasi verticale) critère de vérification en contraintes	Méthodes d'analyse : analyse statique de stabilité avec Interaction Fluide-Structure (car la paroi amont est quasi verticale) critère de vérification en contraintes
 Coupe avec noyau central d'étanchéité		
 Spectres de réponse calculés en crête comparés au spectre de sol.	Fréquence (Hz) 2,58 6,69 10,7 13,7 18,1 Cas du Koyna dam	Fréquence (Hz) / Amortissement (%) 2,55 / 2,2 3,10 / 2,9 3,90 / 2,6 4,90 / 3,8 5,20 / 1,7 mesures in-situ

❖ **Pour la construction nucléaire REP**

Un modèle éléments finis de bâtiment réacteur de type 1300 MWe, de 87 866 tonnes, possède comme premiers modes propres pour le BR et le BK des fréquences respectivement : de balancement : 4,8 Hz et 6,4 Hz ; de pompage vertical : 13 Hz et 19,7 Hz. Pour une tuyauterie de refroidissement, on peut avoir des premières fréquences propres : 8 Hz, 24 Hz, 26 Hz et 31 Hz. Le premier mode d'une cuve de réacteur à eau pressurisée 900 MWe, d'environ 1000 t en service, a une fréquence propre de : 9,41 Hz.

On liste ci-après des caractéristiques vibratoires significatives pour quelques équipements et composants :

- assemblage combustible en air : $f_1 \approx 2\ Hz, \xi_1 \approx 7\%$, $f_2 \approx 4\ Hz, \xi_2 \approx 9\%$;
- assemblage combustible en eau stagnante : $f_1 \approx 1{,}7\ Hz, \xi_2 \approx 15\%$, $f_2 \approx 3\ Hz, \xi_2 \approx 16\%$ (apprécier l'effet notable de masse ajoutée par l'eau, bien que l'assemblage contienne des matériaux de forte masse volumique) ; en eau circulante, l'amortissement croît encore un peu.
- pompe RIS BP du palier P4 (1300 MWe) : fréquences propres dans la gamme $20 - 40\ Hz$;
- carcasse d'armoire électrique : $f_1 \approx 3{,}5\ Hz, \xi_1 \approx 4{,}5\%$, $f_2 \approx 10{,}5\ Hz, \xi_2 \approx 2{,}5\%$, $f_3 \approx 14{,}5\ Hz, \xi_2 \approx 1{,}5\%$.

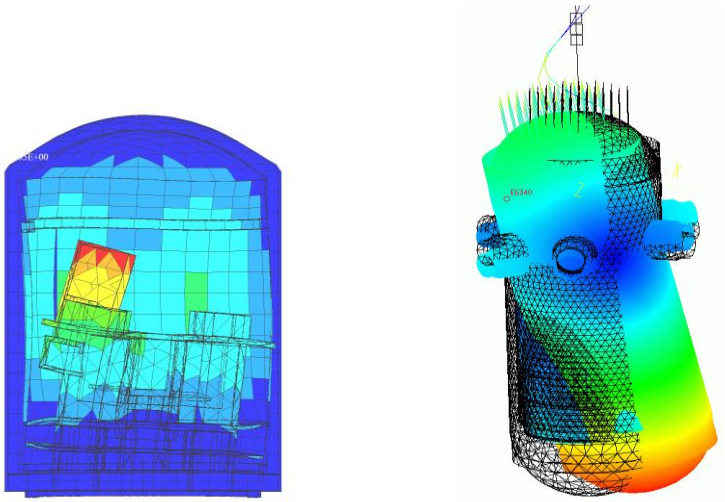


Figure : à gauche : mode propre d'un BR REP. À droite : mode de balancement de cuve REP 900 MWe.

Figure : à gauche : assemblage combustible REP. Au milieu : pompe RIS BP du palier P4. À droite : modèle éléments finis d'une carcasse d'armoire électrique (hauteur 2,5m, masse 200-250 kg).

➲ Conclusion

❖ Points clés

On liste ci-dessous les points clés relevés comme ingrédients de la démarche de conception parasismique :

- Choix de la démarche de conception et des méthodes d'analyse associées,
- Ingrédients : modèle de structure, modèle de matériau : phénomènes dissipatifs, dynamique des structures et transfert d'énergie,
- Des besoins parfois contraires en termes d'objectifs de design,
- Ductilité et redistribution des efforts sont des caractéristiques essentielles d'une bonne conception : en termes de marges de sécurité, de sensibilité aux données, mais aussi de capacité d'adaptation à des évolutions de référentiel. La maîtrise des modèles est donc un point important.
- Évaluation des marges et utilité des analyses « best-estimate »,
- Des recommandations sur les dispositions de construction du Génie Civil,
- Des solutions de renforcement (notamment en réévaluation de structures existantes), d'isolation (en conception notamment),
- Ordres de grandeur REP et interaction GC/matériel : les caractéristiques dynamiques vibratoires sont un levier d'action pour l'ingénieur de conception.

❖ Verrous scientifiques

Les étapes de la démarche de conception touchent à des verrous scientifiques, dont certains aspects restent ouverts :

- Modélisation du comportement des structures, adaptée aux échelles considérées et aux données disponibles,
- Liaisons et comportement des matériaux : ces points jouent de manière cruciale sur les capacités de ductilité des structures sous séisme,
- Représentativité des modèles de comportement et performances de simulation, afin à la fois de prendre en compte les phénomènes essentiels et de rendre accessibles leur analyse dans les études d'ingénierie pratique,
- Modélisation des interactions dynamiques des structures avec les milieux environnant, qui sont un levier d'action important sur les comportements dynamiques des structures,
- Approches « best-estimate » et prise en compte des non linéarités : une consolidation des méthodologies est nécessaire afin de les rendre d'emploi plus fiable.

❖ Incertitudes

- Données matériau ; critères : ce sont deux points clés dans les méthodes de propagation et de hiérarchisation des incertitudes, pour rendre accessible leur généralisation en conception,
- Méthodologies de simulation et d'analyse : de nombreux ingrédients et hypothèses ont des conséquences fortes sur les prédictions apportées à travers le traitement des incertitudes, sur la chaîne complète d'analyse, de la faille sismogène à l'équipement dans l'ouvrage.

➲ Bibliographie

AFGC 2014. Renforcements parasismiques de structures béton armé par matériaux composites.

BACHMANN, H., *Seismic Conceptual Design of Buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities*. ETHZ. www.preventionweb.net/files/687_10092.pdf.

BETBEDER-MATIBET J. *Génie parasismique, risques et aléas sismiques.* Hermès Lavoisier, Paris 2003.

BISCH Ph. *Constructions parasismiques. Eurocode 8*. C 3 292. Techniques de l'Ingénieur.

BISCH Ph. *L'Eurocode 8 : principes et application aux bâtiments*. Colloque AFPS, 2007.

Code_Aster. [U2.06.10] *Réalisation d'une étude de génie civil sous chargement sismique* : http://www.code-aster.org/V2/doc/default/fr/man_u/u2/u2.06.10.pdf. [U2.06.15] *Calcul de tenue au séisme des barrages en béton* : http://aster-services.der.edf.fr/www/doc/default/fr/intranet/man_u/u2/u2.06.15.pdf. [U2.06.09] *Analyse sismique* : *application aux tuyauteries* : http://aster-services.der.edf.fr/www/doc/default/fr/intranet/man_u/u2/u2.06.09.pdf.

DAVIDOVICI V. (sous la direction de). *Génie parasismique*, Éditions des Presses des Ponts, Paris, 1985.

PEER *Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings*, 2010.

TALASLIDIS D.G. ET AL. (2004). *Risk analysis of industrial structures under extreme transient loads*. SOIL DYN. EARTHQUAKE ENGNG. VOL. 24, 435-448.

TASSIOS T.P. *The seismic design: state of practice*.11th ECEE, Paris, 1998.

VOLDOIRE F. *Computational methods applied to the seismic margin assessment of power plants and equipment*. 2006-09-04, First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva.

VOLDOIRE F. Cours Master DMSE, ENPC/Paris 6 : *Modélisation et simulation des équipements et des structures ; applications en analyse sismique*. 2015.

VOLDOIRE F., D.MARKOVIC, S.MOULIN, L.DAVENNE, S.GHAVAMIAN, N.MEZHER. *Modélisation des ouvrages de génie civil en béton armé sous sollicitations sismiques.* In APS-AFPS 2008 December Workshop Proceedings on Seismic vulnerability of existing building stock: concrete, modelling, experiments, ISBN 978-2-9515025-4-3, pages 9-29, mars 2016.

VOLDOIRE F., BAMBERGER Y. Mécanique *des Structures* : *initiation, applications, approfondissements*. Presses des Ponts, 2008.

ZACEK M. *Conception parasismique.* 09/2003.

PROPAGATION DES ONDES DANS LES SOLS

Fernando Lopez CABALLERO, CentraleSupélec

Plan de l'exposé :

- **Réponse sismique d'une couche de sol**
  - Propagation d'ondes dans un milieu élastique
- **Comportement des sols**
  - Comportement élastique des sols
  - Variation des modules de rigidité
  - Coefficient d'amortissement dans les sols
- **Évaluation des effets de site**
  - Méthodes numériques et Modèles de comportement
    - Approche linéaire-équivalent
    - Méthodes Différences Finies – Propagation unidimensionnelle
    - Modèle Hyperboliques
    - Modèle Non Linéaires
    - Modèle Cyberquake

VULNÉRABILITÉ SISMIQUE DES STRUCTURES : RETOUR D'EXPÉRIENCES

Pierino LESTUZZI, ENAC-IIC-IMAC EPFL & Résonance Ingénieurs-Conseils SA, Carouge Résumé

D'une manière générale, l'évaluation sismique des structures existantes est une tâche très exigeante, car contrairement aux constructions neuves où on peut habituellement se contenter de méthodes simplifiées, la détermination du véritable comportement sismique est souvent incontournable dans le cas de constructions existantes afin, par exemple, d'éviter des renforcements superflus. Par conséquent, l'analyse sismique des structures existantes doit faire appel aux derniers développements du génie parasismique.

L'utilisation de méthodes élaborées, comme l'analyse basée sur les déplacements, s'avère effectivement avantageuse par rapport aux méthodes usuelles basées sur les forces dans le cas de l'évaluation sismique détaillée de structures existantes. Un exemple récent, tiré de l'évaluation sismique d'un barrage franco-suisse, est très éloquent à ce sujet. Cependant, l'application de ces méthodes pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique à large échelle, au niveau de l'agglomération, a mis en évidence plusieurs difficultés. Les méthodes mécaniques, comme on les nomme dans ce domaine, conduisent à des pronostics généralement plus pessimistes que les méthodes empiriques. Les diverses causes potentielles de cet écart (fiabilité des courbes de capacité ou de la détermination de la demande en déplacement, par exemple) doivent encore être examinées en détail.

L'évaluation de la vulnérabilité sismique des structures peut également bénéficier de l'utilisation de mesures in-situ. Par exemple, les mesures en vibrations ambiantes permettent de cerner le comportement dynamique de la structure étudiée. Dans le cas d'un bâtiment résidentiel à Lausanne, l'efficacité du renforcement sismique a pu être mise en évidence sur la base de mesures in-situ avant et après les travaux.

EFFETS DE SITE ET INTERACTION SOL-STRUCTURE

Partie 1 : Effets de site : observations et quantifications empiriques

Julie Régnier, CEREMA, Pierre-Yves BARD, ISTerre

Dans cette présentation, nous montrons des observations d'effet de site en regardant la variabilité spatiale du mouvement sismique enregistré. Nous indiquons les méthodes empiriques site-spécifiques et les approches statistiques permettant d'estimer ces effets ainsi que des exemples d'application. En particulier, nous mettons en avant la nécessité d'évaluer les incertitudes associées à cette estimation tant au niveau d'un site que d'une classe de sites.

- **Introduction: Observation variabilité spatiale mouvement sismique**
- **Quantification des effets de site**
  - Méthode empirique site spécifique
    - Méthode site/référence
      - Station de référence en surface
      - Station de référence en profondeur (Kik-net)
    - Méthode H/V (séismes, bruit de fond)
  - Méthode empirique statistique : corrélation paramètres du site/séisme
    - Quels sont les paramètres du sol pertinents?
    - Variabilité réponse site
    - Application
      - Code de construction
      - SAPE (Spectral Amplification Prédiction Equation)
      - GMPE's
      - Fonction de Green empirique
- **Variabilité de la réponse des sites**
  - Variabilité spatiale (locale) effets 2D/3D
  - Variabilité en 1 site : inter-évènements
    - Régime linéaire
    - Régime non-linéaire
  - Variabilité par classe de sites
- **Modélisations versus observations**
  - **Effets 2D/3D**
  - **Site configuration 1D**
  - **Comportement non-linéaire –1D**

Partie 2 : Interaction Dynamique Sol-Structure

Fernando Lopez CABALLERO, CentraleSupélec

- **Problématique**
  - Formulation de l'interaction dynamique sol structure
- **Méthode de Sous-structuration**
  - Formulation
  - Exemple : Impédance d'une fondation sur pieux
- **Méthode Globale**
  - Prise en compte des non linéarités du sol et du bâtiment
  - Analyses dynamiques comparatives
  - Approche Performance Based Design

ÉVALUATION DU RISQUE SISMIQUE – COURBES DE FRAGILITÉ

Irmela ZENTNER, EDF ; Cyril FEAU, CEA-DEN

Plan de la présentation

- **Rappel sur les probabilités**
  - Variables aléatoires
  - Probabilité de défaillance P_f
- **Évaluation du risque sismique**
  - Introduction
  - EPS sismique
  - Indicateurs et mesures de dommage
  - Courbes de fragilité par simulation
  - Incertitudes
  - Actualisation bayésienne
- **Illustration : cas d'étude Karisma**
  - Cas d'étude
  - Mouvement sismique
  - Signaux sismiques artificiels
  - Courbes de fragilité
  - Comparaison des méthodes et indicateurs
- **Conclusion**

APPROCHES EXPÉRIMENTALES DU COMPORTEMENT DES SOLS ET DES STRUCTURES

Alain LE MAOULT, CEA-DEN

- **Utilisation des données d'essais**
- **Contexte SINAPS@**
- **Démarche de recherche expérimentale**
  - Approche mixte expérimentale/numérique
  - Démarché expérimentale simplifiée : OHERIC
  - Exemple : IDEFIX
- **Moyens expérimentaux en génie parasismique**
  - Moyens d'essais In-situ
  - Moyens d'essais quasi-statiques
  - Moyens d'essais pseudo-dynamiques
  - Les tables vibrantes
- **Analyse dimensionnelle**
  - Lois de similitude
- **Moyens d'essais : centrifugeuses**
- **Essais hybrides calculs/essais (sous structuration)**
- **Conclusion**

FORMATION RISQUE SISMIQUE, DE LA FAILLE AUX OUVRAGES.
PROJET SINAPS@
ÉCOLE DE PHYSIQUE DES HOUCHES – 29 MAI/3 JUIN 2016

COMITÉ SCIENTIFIQUE DE LA FORMATION SINAPS@

Catherine BERGE-THIERRY, CEA-DEN
Marc NICOLAS, CEA-DAM
Fernando LOPEZ-CABALLERO, CentraleSupélec
Frédéric RAGUENEAU, ENSC
François VOLDOIRE, EDF
Alain LE MAOULT, CEA-DEN

CONTACT ET INFOS PRATIQUES

catherine.berge-thierry@cea.fr
www.institut-seism.fr/formation/sinaps2016/