



HAL
open science

Stratégie de modélisation simplifiée pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique des structures existantes

Cédric Desprez, Panagiotis Kotronis, Stéphane Grange

► To cite this version:

Cédric Desprez, Panagiotis Kotronis, Stéphane Grange. Stratégie de modélisation simplifiée pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique des structures existantes. Vulnérabilité sismique des constructions, Traité MIM (Mécanique et Ingénierie des Matériaux), Série Risques Naturels, Hermès Science Publications, Lavoisier, pp.221-252, 2013, 9782746238145. hal-02422183

HAL Id: hal-02422183

<https://hal.science/hal-02422183>

Submitted on 20 Dec 2019

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

Chapitre 5

Méthodes numériques : stratégie de modélisation simplifiée pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique

5.1. Introduction

La réponse des ouvrages résulte d'une forte interaction entre les effets « matériaux » (non-linéarités locales), les effets « structures » (géométrie, répartition des masses, liaisons) et les effets de l'environnement (interaction support-structure). Deux approches sont souvent utilisées pour prendre en compte ces phénomènes: l'approche « simplifiée » et l'approche « complète ».

L'approche « simplifiée » est une approche intermédiaire où le champ de cinématique est décrit par les déplacements d'un élément barre, les déplacements et les rotations d'un élément poutre, d'un élément plaque ou coque, tandis que toute information concernant le comportement des matériaux est traitée au niveau global ou local à l'intérieur de l'élément. Plus spécifiquement nous distinguons :

1) *Les éléments barres dont l'utilisation est basée sur l'idée que ces éléments travaillent alternativement en compression et en traction pour reproduire le comportement d'un matériau.* Pour le cas des murs en maçonnerie des modèles à deux barres [STAF 63] [MAI 71] [DAW 89]

[ELO 91] [DUR 94] [COM 00] et parfois plus [ELD 03] ont été proposés. Les éléments barres ont les caractéristiques mécaniques de la maçonnerie, à savoir le module de Young, le coefficient de Poisson, la résistance à la compression. Parmi les méthodes utilisées pour le dimensionnement des structures en béton armé on remarque celles inspirées par la méthode de treillis [RIT 99] [MÖR 20] et plus spécifiquement, la théorie du champ de compression [COL 78] et la méthode connue sous le nom *Rotating-angle Softened Truss model* [HSU 88]. Ces dernières méthodes ont montré l'importance de la direction des axes principaux juste avant la fissuration.

Le problème avec les méthodes présentées ci-dessus est la définition *a priori* des caractéristiques géométriques des deux barres, notamment la largeur (section). Souvent des équations empiriques sont proposées, basées sur des campagnes expérimentales ou des modélisations « complètes ». Afin de résoudre ce problème, une idée est d'utiliser des réseaux de barres et/ou de poutres équivalents à un corps élastique continu [HRE 41] [ABS 72]. Couplée avec des lois constitutives basées sur la mécanique de l'endommagement et la plasticité cette méthode a montré son efficacité pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique des structures existantes en béton armé ou des portiques en maçonnerie [KOT 00] [MAZ 02] [KOT 03] [KOT 05a] [SAM 11].

2) *Les éléments poutres pour lesquelles il s'agit le plus souvent d'adopter les hypothèses cinématiques habituelles* (Navier-Bernoulli ou Timoshenko). L'intégration du modèle rhéologique est réalisée par une intégration numérique classique sur la hauteur si le problème est plan, ou dans les deux directions transversales de la section si le problème est tridimensionnel. Ce dernier type d'élément, dit *multifibre*, est efficace pour une analyse non-linéaire complexe d'éléments de structures composites, par exemple en béton armé [PEG 94] [GUE 94] [SPA 96] [PET 99] [KOT 00] [MAZ 04] [KOT 05a] [KOT 05b] [MAZ 06] [KOT 08] [CER 07] [GRA 09c] [PAP 10] [CAI 12]. Dans ce cas, la présence des cadres d'armatures n'est pas spécifiquement introduite, mais leurs effets sont en général pris en compte par la possibilité d'introduire dans la loi de comportement du béton un éventuel effet de confinement.

3) *Les lois de comportement globales* qui sont des relations entre une déformation généralisée et sa contrainte conjuguée sans passage par des lois matériaux locales [FAR 91] [POL 98] [COM 01]. Des éléments

d'interface 2D ou 3D peuvent être développés en variables globales (forces et déplacements) respectant les formulations de la théorie de plasticité. Basés sur l'idée de macro-élément [NOV 91] ils sont particulièrement adaptés pour reproduire le comportement des fondations superficielles rigides reposant sur un massif de sol semi-infini et permettent de réduire significativement le temps des calculs [GOT 99] [CRE 01] [CRE 02] [GRA 08a] [GRA 08b] [GRA 08c] [CHA 09] [GRA 09a] [GRA 09b] [CHA 11] [GRA 11].

L'approche « complète » consiste à conjuguer une modélisation géométrique (maillages 2D ou 3D), un modèle rhéologique (formulation de la loi de comportement en 2D ou en 3D) et un modèle de chargement. Elle permet d'aborder des problèmes complexes tels que la modélisation des zones de localisation des déformations, l'ouverture et l'espacement des fissures, la réponse d'un ouvrage jusqu'à la ruine [COM 00] [ILE 00]. Cette approche est très délicate à mettre en œuvre, demande beaucoup d'expérience de la part de l'ingénieur et ne permet pas d'envisager son utilisation systématique dans le cadre de l'analyse d'un ouvrage.

Dans la suite de ce chapitre, la vulnérabilité sismique d'une structure existante (un bâtiment de la région grenobloise) sera étudiée en utilisant des poutres multifibres et des lois de comportement basées sur la mécanique de l'endommagement et de plasticité.

5.2. Etude de cas

5.2.1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage se présente comme l'ensemble de deux structures en béton armé, d'une part la tour (figure 5.1) et d'autre part le bâtiment périphérique de la tour. L'analyse de vulnérabilité se focalise ici sur la tour sans interactions avec le bâtiment périphérique car ces deux éléments constituant l'ouvrage sont désolidarisés par la présence d'un joint de dilatation. Par commodité l'appellation « Tour » fera référence à la tour de l'ouvrage.

D'une hauteur totale de 52 m, la Tour comporte un niveau de sous-sol, un hall en rez-de-chaussée et dix étages courants surmontés d'un étage de toiture (figure 5.2). L'emprise de l'ouvrage est de 43 m dans sa longueur (direction nord-sud) et 13 m dans sa largeur (direction est-ouest). La

structure porteuse est composée de 4 piles contenant les cages de circulation (escaliers et ascenseurs), et de dalles reposant sur un réseau poteaux-poutres.



Figure 5.1. *Ouvrage – vue globale*

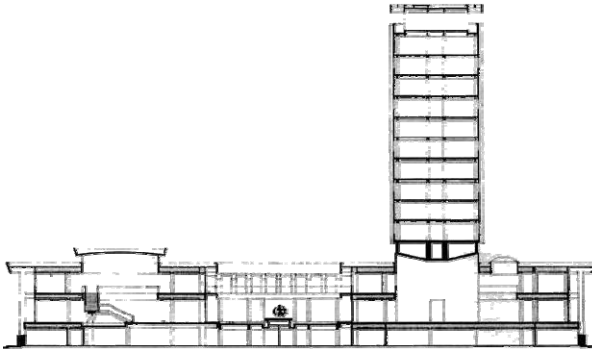


Figure 5.2. *Ouvrage – coupe verticale*

Une particularité de l'édifice concerne le hall de rez-de-chaussée dont la structure n'est composée que des piles principales. L'ensemble des étages courants de la Tour repose donc sur un caisson de transfert en béton précontraint solidaire des piles et formant un portique. Enfin, le dernier

étage de la Tour possède une géométrie distincte des étages courants. Celui-ci est essentiellement constitué de voiles en béton armé ; les piles ne se prolongeant pas à ce niveau.

La structure possède une instrumentation permanente par mesure de bruit ambiant [MIC 10] permettant ainsi de déterminer la signature dynamique de la structure comme ses caractéristiques propres et *in-situ* (fréquences propres, modes propres, etc.) ainsi que sa réponse vis-à-vis de faibles sollicitations (vent, séismes, etc.).

5.2.2. Discrétisation spatiale

Le bâtiment est modélisé avec le code élément finis Cast3m¹ et des éléments de type poutres multifibres [GUE 94] pour la majorité des éléments verticaux. Plus spécifiquement, chaque pile est représentée par 80 éléments poutres sur la hauteur totale de la Tour.

A l'exception du premier étage courant dont la hauteur est divisée en 15 éléments poutres, chaque hauteur d'étage est représentée par 5 éléments poutres dont chacun est associé à une section multifibres. Une simplification géométrique des sections de piles a été opérée, tout en s'assurant de conserver une inertie et une masse équivalente à la section réelle.

Les piles constituant la base du bâtiment (en dessous des étages courants) sont représentées par des sections rectangulaires creuses. Les piles constituant les étages courants du bâtiment (étage 1 à 10) sont représentées par des sections en U. Enfin, les sections des poteaux et des poutres sont identiques aux géométries des sections réelles. Seules les armatures d'acier ont été regroupées par paquets. A titre indicatif, la figure 5.3 représente les sections multifibres d'un poteau circulaire et d'une pile rectangulaire.

Le caisson de transfert en béton précontraint est représenté par quatre poutres longitudinales et trois transversales, dont le fonctionnement est considéré élastique. Cette hypothèse vise à tenir compte de l'effet de la précontrainte, supposée fortement limiter la fissuration et l'endommagement du béton. Au vu de la proportion importante de voiles constituant le dernier

1. Voir www.cast3m.cea.fr.

étage de la structure, et afin de ne pas alourdir exagérément le modèle de la structure, ce dernier niveau est modélisé par des éléments plaques élastiques. Le même type d'élément est utilisé pour représenter l'ensemble des dalles. Les charges d'exploitation additionnelles à celles du poids propre de la structure sont intégrées dans la définition des dalles. Le maillage final comporte 18 808 éléments (dont 4 658 poutres multifibres), 9 808 nœuds et 58 848 degrés de liberté (figure 5.4).

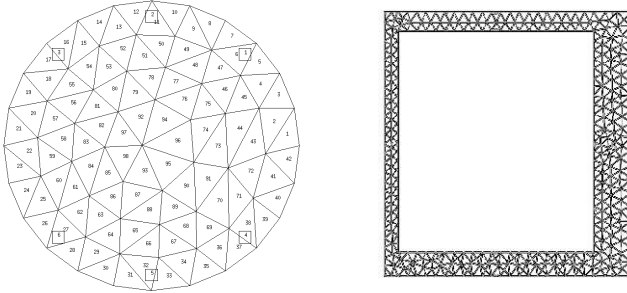


Figure 5.3. Tour – sections multifibres d'un poteau circulaire ($\phi 45\text{cm}$) et rectangulaire ($40 \times 50 \text{ cm}$) en étages courants, au dessus de la dalle transfert. La discrétisation des fibres de béton est triangulaire ; les armatures métalliques sont représentées par des fibres carrées

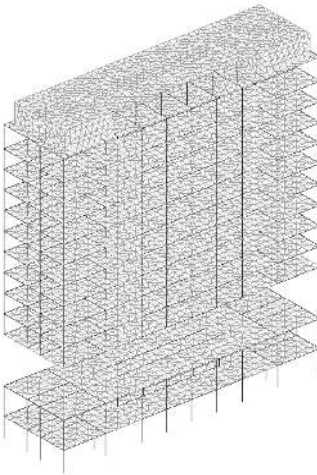


Figure 5.4. Tour – maillage

5.2.3. Lois de comportement des matériaux

Le béton est représenté avec un modèle unilatéral d'endommagement [LAB 91] qui possède deux variables d'endommagement scalaires, une pour la traction (D_1) et une pour la compression (D_2). Cette représentation permet de prendre en compte les phénomènes d'ouverture et de fermeture des fissures (perte et reprise de raideur) sous chargements cycliques (figure 5.5).

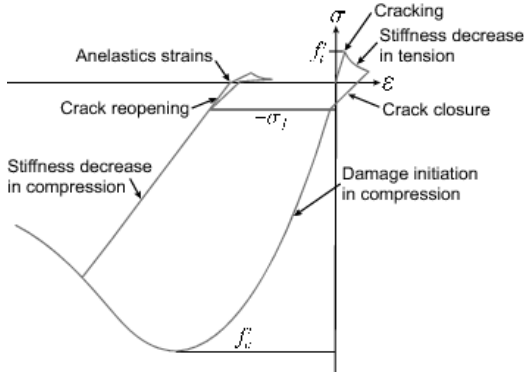


Figure 5.5. Tour – modèle cyclique de béton.
Relation contrainte-déformation

Le comportement de l'acier est représenté par un modèle élasto-plastique de Menegotto-Pinto [MEN 73] à écrouissage cinématique, modifié pour prendre en compte le flambement des armatures métalliques (figure 5.6).

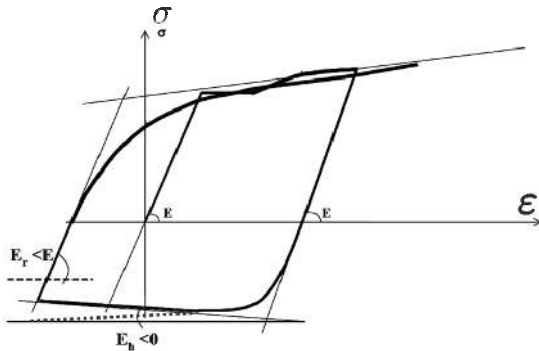


Figure 5.6. Tour – modèle cyclique d'acier.
Relation contrainte

5.2.4. Validation du modèle numérique

Une instrumentation permanente de la Tour permet d'analyser son comportement sous sollicitations ambiantes [MIC 10]. Le traitement des mesures de vibration par bruit de fond permet notamment d'évaluer les fréquences de vibration propres de la structure existante (figure 5.7). Le modèle numérique de la Tour présente une bonne corrélation avec les cinq premiers modes de vibration, les modes supérieurs ne pouvant être déterminés avec précision par l'analyse de bruit de fond :

- les deux premiers modes correspondent respectivement à de la flexion longitudinale et transversale ;
- le 3^e mode correspond à un phénomène de torsion ;
- un second mode de flexion longitudinale est caractérisé par le 4^e mode propre ;
- enfin, le 5^e correspond à une expression combinée de flexion transversale et de torsion.

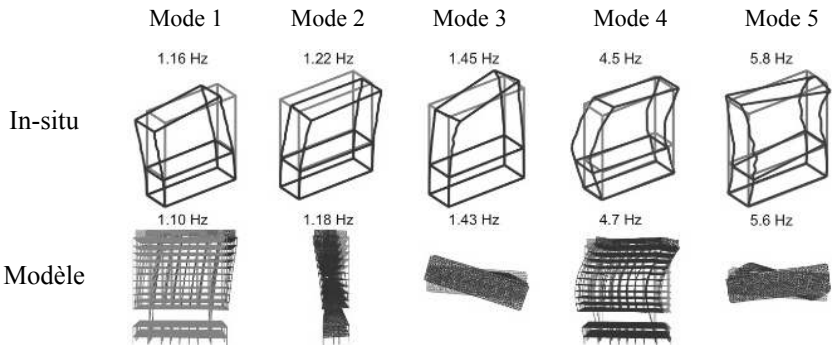


Figure 5.7. Tour – comparaison des modes propres de vibration [MIC 10]

L'instrumentation du site de la Tour permet également l'enregistrement de signaux issus de l'activité sismique présente dans la région Alpine. De ce fait, les accélérations au niveau du sol (à proximité de la Tour) ainsi que les accélérations en six points de la structure permettent de connaître la sollicitation transmise en base de l'ouvrage et son comportement *in-situ*. Ces mesures ont permis de mettre en évidence la très faible interaction

sol-structure (pour de petites sollicitations) et ainsi de valider l'hypothèse de structure quasi-encastée.

La sollicitation la plus importante enregistrée au niveau de la Tour correspond au séisme de Vallorcine en date du 8 septembre 2005. Le comportement du modèle numérique soumis au signal tri-directionnel de ce séisme est comparé avec celui de la structure existante [MIC 10].

L'analyse des déplacements en tête (figure 5.8) met en avant une bonne corrélation fréquentielle ($> 95\%$) des signaux in-situ et numériques. Toutefois, bien que l'amplitude maximale des signaux soit proche, l'évolution temporelle des déplacements en tête présente des disparités entre le modèle et les mesures. Pour autant, l'amplitude du séisme de Vallorcine, et par conséquent des déplacements de la structure, est extrêmement faible, puisque de l'ordre du millimètre au sommet de l'ouvrage (52 m). A cette échelle, la cohérence des amplitudes maximales est considérée satisfaisante.

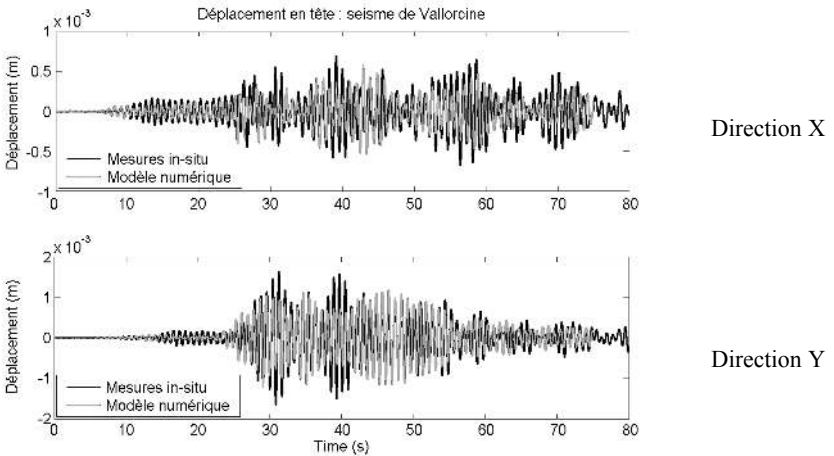


Figure 5.8. Tour – séisme de Vallorcine. Déplacements en tête. Enregistrement in-situ comparé au modèle numérique [MIC 10]

Les valeurs maximales du *drift* aux différents niveaux (figure 5.9) ainsi que l'amplitude maximale des déplacements en tête issus de l'analyse numérique sont proches de celui de la structure existante. Les déplacements en tête permettent également de déterminer le contenu fréquentiel de la réponse de la structure par une transformée de Fourier (FFT) (figure 5.10).

Le contenu fréquentiel lié au modèle numérique présente une bonne corrélation avec le contenu fréquentiel issu des mesures de déplacement in-situ. Les fréquences dominantes sont clairement identifiées comme les premières valeurs de mode propre de la structure (figure 5.7).

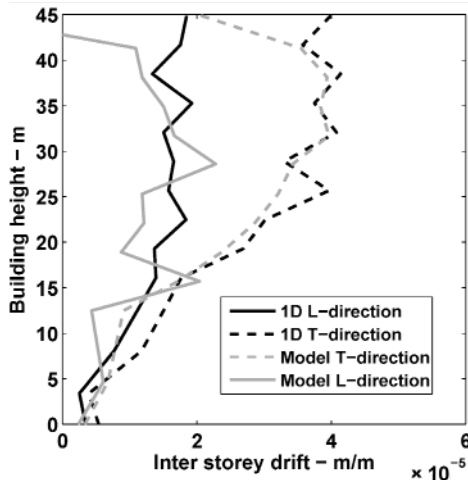


Figure 5.9. Tour – séisme de Vallorcine. Drift maximum par étage. Mesures in-situ versus modèle numérique [MIC 10]

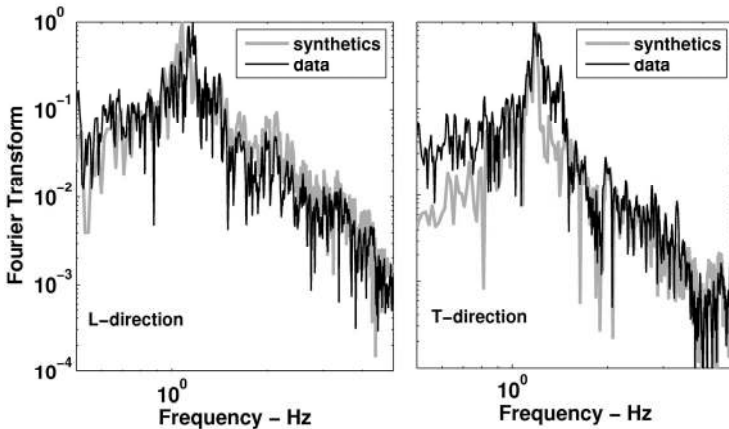


Figure 5.10. Tour – séisme de Vallorcine. Contenu fréquentiel (FFT/déplacements en tête). Mesures in-situ (data) versus modèle numérique (synthetics) [MIC 10]

5.2.5. Evaluation de la vulnérabilité sismique (calcul dynamique)

5.2.5.1. Choix du chargement dynamique

La sollicitation retenue correspond au spectre de réponse élastique d'un séisme « réglementaire » tel que défini par l'EC8, incluant les valeurs du projet d'Arrêté national de Zonage sismique en date du printemps 2009. Ainsi le spectre du signal employé respecte au mieux le spectre de calcul défini réglementairement ; celui-ci dépendant notamment de la localisation géographique de l'ouvrage (zonage territorial du risque sismique), de la classification du sol en place (roches, alluvions, etc.) ainsi que de la destination des locaux (habitation, administration, etc.). Un signal « EC8 » synthétique tri-directionnel, respectant les spécifications de l'Eurocode 8, a été généré artificiellement par le laboratoire ISTERre [CAU 08].

De plus chacune des 3 composantes a été établie en tenant compte des caractéristiques (intensité, fréquence, directivité, etc.) des sources sismiques de la région grenobloise. La génération est issue de fonctions de Green empiriques. De petits enregistrements (par exemple, séisme de Vallorcine) associés à une source connue sont considérés comme les fonctions de Green d'un séisme plus important dont le signal est déterminé en simulant un glissement réaliste sur la faille étudiée [CAU 08]. Plusieurs signaux peuvent alors être réalisés pour les caractéristiques de la faille de Belledonne en région Grenobloise [THO 03].

5.2.5.2. Comportement global de la structure sous séisme réglementaire

L'amplitude des déplacements horizontaux du modèle numérique de la Tour, soumis au séisme « EC8 », atteint 13,3 cm et 12,7 cm respectivement pour les directions N-S (X) et E-O (Y) (figures 5.11 et 5.12).

La rigidité est nettement supérieure dans la partie basse de la Tour, en dessous de la dalle de transfert, lorsque la géométrie des piles est rectangulaire (figure 5.13) ainsi que dans le dernier étage.

La structure se déforme majoritairement selon ses deux premiers modes de flexion (figure 5.13 et figure 5.14), avec une prédominance en amplitude de son premier mode propre. Le point de courbure maximale du second mode se situe au dessus du caisson de transfert.

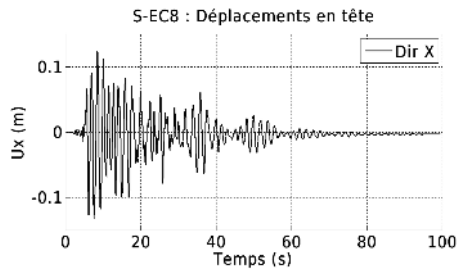


Figure 5.11. Tour – séisme EC8. Analyse numérique.
Déplacements en tête dans les directions N-S (X) au cours du temps

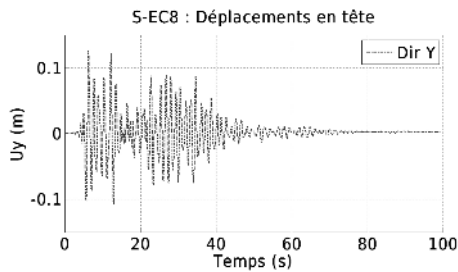


Figure 5.12. Tour – séisme EC8. Analyse numérique.
Déplacements en tête dans les directions E-O (Y) au cours du temps

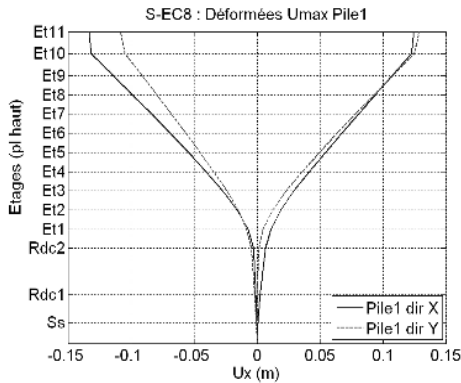


Figure 5.13. Tour – séisme EC8. Analyse numérique.
Déformée maximale. Direction X et Y

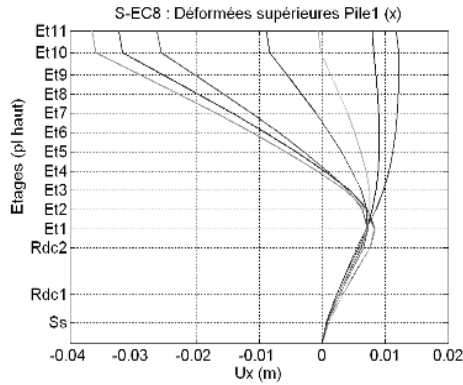


Figure 5.14. Tour – séisme EC8. Analyse numérique. Exemples de modes supérieurs de flexion. Instants différents. Direction X

L'ensemble de la structure se déplace dans un mouvement de bloc. En effet, le déplacement des piles de l'ouvrage ne présente qu'une très faible différence (figure 5.15), dont la valeur maximale de 8 mm représente moins de 7 % des déplacements totaux dans la direction concernée.

Le mouvement de la structure se caractérise également par l'absence de torsion significative malgré la sollicitation tri-directionnelle et l'existence d'un léger excentrement de la masse lié à la dissymétrie des piles.

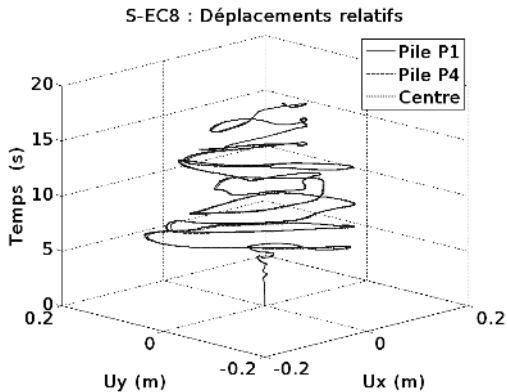


Figure 5.15. Tour – séisme EC8. Analyse. Déplacement dans le plan au cours du temps. Comparaison de trois points distincts de la structure

Les déplacements inter-étages ramenés à la hauteur de l'étage (*drift*), couramment utilisés comme indicateur de dommages, présentent un comportement type de structures travaillant en flexion avec peu de cisaillement. Le *drift* y est largement supérieur dans les étages élevés (figure 5.16). Il est à noter que le *drift* maximal du dernier étage reste faible de par la présence importante des voiles qui le rigidifient. Le *drift* augmente essentiellement au dessus du caisson de transfert.

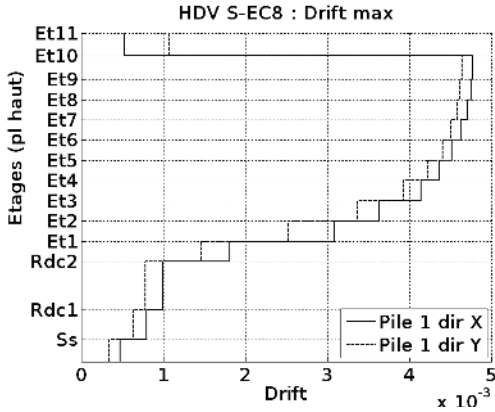


Figure 5.16. Tour – séisme EC8. Analyse. Drift maximum par étage

Il est important de considérer que le *drift* est un indicateur dédié à caractériser l'endommagement global d'un ouvrage (méthodologie HAZUS), et non le dommage d'une zone précise. En effet, dans le cas d'un ouvrage se comportant comme une poutre en flexion, le déplacement inter-étage peut-être important en haut de la structure, alors que les sollicitations maximales (efforts tranchants, moments fléchissant) sont les plus élevées en pied. La nuance réside dans la courbure de l'ouvrage ; dans ce cas les zones de dommages sont mieux localisées par la variation du *drift* que par le *drift* seul.

Au vu de l'ensemble de ces résultats, deux zones présentent *a priori* un risque particulier : la première concerne la base de l'ouvrage car elle reprend les efforts maximaux liés au premier mode de flexion ; la deuxième provient du changement de géométrie induisant une variation de rigidité brusque au dessus du caisson de transfert. Le comportement de cette zone présente un facteur aggravant dû à son fonctionnement ponctuel lié à l'initiation d'un second mode de flexion.

5.2.5.3. Comportement local de la structure sous séisme réglementaire

Bien que la fissuration en traction du béton ne présente pas de problèmes structurels à proprement parler, l'étude des zones fortement endommagées en traction ($D_1 > 0.9$) permet de localiser les zones éventuelles de plastification dans les armatures. L'endommagement en traction du béton conduit également à la dissipation d'énergie, ce qui peut influencer sur le comportement de la structure. L'étude de cet endommagement apporte donc une indication sur le fonctionnement dynamique de la structure.

Une carte d'endommagement permet de visualiser les zones de dommages correspondant à une forte localisation des déformations (en claire sur la figure 5.17). Celles-ci se concentrent à la base des piles sur le niveau de sous-sol, ainsi que sur les trois premiers étages courants, au dessus du caisson de transfert. Le reste de l'endommagement de traction se localise aux nœuds d'intersection poteaux-poutres. L'évolution de cette variable au cours du temps indique que la très grande majorité de l'endommagement intervient au cours des 10 premières secondes du séisme.

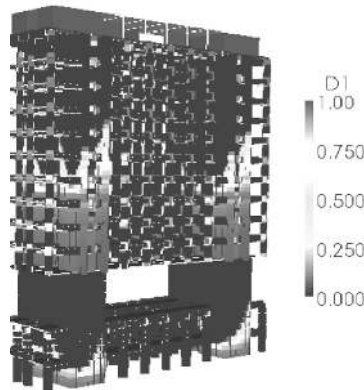


Figure 5.17. Tour – séisme EC8. Endommagement en traction

Au-delà de la perte locale de portance, le risque majeur d'un endommagement du béton par compression (D_2) est lié à une perte importante de ses propriétés mécaniques (approximativement $D_2 > 0.6$), voire à son éclatement (approximativement $D_2 > 0.9$), dont la conséquence est de rendre probable la ruine par flambement des armatures métalliques. Toutefois ce type de risque n'est pas observé sur la structure de la Tour, l'endommage-

ment de compression n'atteignant au maximum et très localement qu'une valeur $D_2 = 0.25$, non préjudiciable à la tenu du matériau (voir figure 5.18).

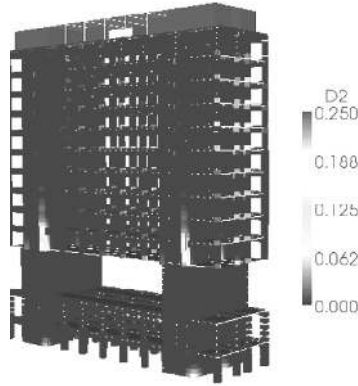


Figure 5.18. *Tour – séisme EC8. Endommagement en compression*

La plastification non contrôlée des aciers d'armatures n'implique pas nécessairement la ruine de l'ouvrage, mais peut conduire à l'arrêt de l'exploitation de celui-ci ainsi qu'à une modification et à une incertitude importante quant à son comportement futur. Localement, la réserve de sécurité est liée à la ductilité de l'acier : lorsque celle-ci est consommée, la rupture de l'acier est atteinte, prémices de la ruine de l'élément porteur concerné. Ainsi dans certaines situations telles qu'une réplique suivant la première phase d'activité sismique, cela s'avère problématique et pèse sur les décisions relatives au futur de l'ouvrage (confortement, démolition, etc.). Par ailleurs, le fonctionnement cyclique de l'acier dans le domaine plastique le rend beaucoup plus sensible aux phénomènes de fatigue, et donc à une ruine prématurée. D'autre part, la persistance de déformations intrinsèques à la plastification induit un état de fissuration non refermée dans le béton d'enrobage. Cet état préjudiciable à la pérennité des armatures vis-à-vis de la corrosion nécessite une intervention ultérieure de réparation et de protection. L'évolution des contraintes et déformations dans les armatures métalliques permet de visualiser précisément l'état de celui-ci.

La Tour présente deux zones de plastification des aciers. La première se situe en base de la structure, en pied des piles rectangulaires (figure 5.19). La plastification y reste relativement faible, mais se situe à un emplacement

critique. La seconde zone présente une plastification bien supérieure, avec une valeur de déformation de $5.2 \cdot 10^{-3}$ à la naissance des étages courant, en partie supérieure du caisson de transfert. L'ensemble du premier niveau de sous-sol et des deux premiers étages courants présente donc des désordres structurels importants.

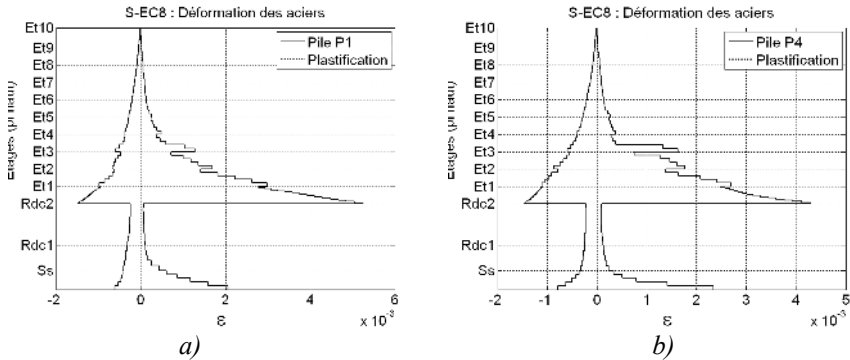


Figure 5.19. Tour – séisme EC8. Analyse numérique.
 Courbe enveloppe de déformation des armatures d'acier :
 a) pile 1 ; b) Pile 4 (seuil de plastification = 0,2 %)

5.2.5.4. Quantification du niveau de dommage

Les principales conclusions de l'analyse précédente sont résumées ci-dessous :

1) la Tour présente une fissuration importante du béton au niveau du sous-sol et sur les quatre premiers étages courants au dessus du caisson de transfert ;

2) une plastification franche des armatures métalliques des piles est observée sur les deux premiers étages courants et dans une moindre proportion au niveau des piles de sous-sol. Toutefois la plastification maximale ($\oplus 5.2 \cdot 10^{-3}$) reste bien inférieure à la limite de rupture en traction ($9 \cdot 10^{-2}$) ;

3) aucune rupture par compression du béton ni flambement d'armatures métalliques n'est observé. Certains éléments structuraux connaissent donc une plastification de leurs armatures métalliques, mais la capacité portante de l'ouvrage n'est pas remise en cause.

L'échelle macrosismique européenne EMS-98 [EMS 01] et RISK-UE (LM1) [RIS 03] offrent une définition structurale (fissuration, éclatement du béton, etc.) des niveaux de dommage (figure 5.20).

L'évaluation numérique de ces niveaux en fonction des indicateurs de dommage locaux est basée sur la méthode proposée par [LAN 02].

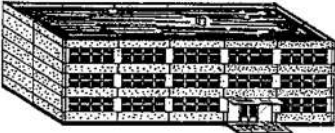
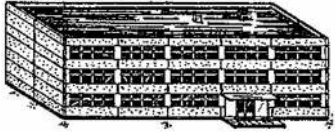



Niveau de dommage EMS-98 et RISK-UE (LM1)	Définition structurale EMS-98	Critère d'identification (Analyse numérique)
<p>1. Nul à Léger</p> 	<p>Apparition d'une fissuration superficielle, dommages non structuraux.</p>	<p>L'endommagement de traction du béton atteint sa valeur maximale ($D1 = 1$) dans certaines zones.</p>
<p>2. Modéré</p> 	<p>Fissuration traversante dans les éléments structuraux, chute de matériaux friables et de mortier.</p>	<p>Le comportement de la structure devient non-linéaire, avec une chute de rigidité globale. Première plastification d'un mur.</p>
<p>3. Important</p> 	<p>Fissuration d'éléments structuraux, écaillage du béton, flambement d'armatures longitudinales</p>	<p>Augmentation de la perte de rigidité et des non linéarités, plastification des armatures de l'ensemble des murs d'un même niveau.</p>
<p>4. Très important</p> 	<p>Défaillance en compression du béton, rupture de barres HA et perte d'adhérence acier-béton. Ecoulement de quelques poteaux ou d'un étage supérieur.</p>	<p>Rupture en compression du béton ($D2 = 1$) ou rupture d'armatures métalliques sur les fibres périphériques</p>
<p>5. Destruction</p> 	<p>Dégâts structuraux très importants : ruine du rez-de chaussée ou d'une partie de l'ouvrage.</p>	<p>Rupture en compression du béton ($D2 = 1$) ou rupture d'armatures métalliques sur l'ensemble des fibres d'un mur. Chute de l'effort tranchant résistant en base de 2/3.</p>

Figure 5.20. EMS-98. Définition de l'échelle de dommage et critères utilisés dans l'analyse numérique

Dans le cas des méthodes HAZUS [HAZ 03] et RISK-UE (LM2) [RIS 03] la qualification de ces niveaux dépend de critères globaux (*drift* et déplacements en tête, figure 5.21), cette échelle étant plus adaptée aux méthodes classiques d’analyses globales ou aux mesures réalisées *in-situ*.

Niveau de dommage	HAZUS - Drift	RISK-UE (LM2) - Déplacement en tête
Léger	0.0015	$0.7D_y < \Delta < 0.7\Delta_y + 0.05\Delta_{uy}$
Modéré	0.003	$0.7\Delta_y + 0.05\Delta_{uy} < \Delta < 0.7\Delta_y + 0.2\Delta_{uy}$
Important	0.008	$0.7\Delta_y + 0.2\Delta_{uy} < \Delta < 0.7\Delta_y + 0.5\Delta_{uy}$
Ruine	0.02	$0.7\Delta_y + 0.5\Delta_{uy} < \Delta < 0.7\Delta_y + \Delta_{uy}$
	(Bâtiment C2, hauteur élevée)	Avec $\Delta_{uy} = 0.9\Delta_u - 0.7\Delta_y$ U=ultime (rupture); y=yield (plastification)

Figure 5.21. Définition des niveaux de dommage HAZUS et RISK-UE (LM2)

– Pour la Tour, la correspondance avec la classification EMS-98 permet de qualifier le niveau de dommage de *modéré* (niveau 2/5).

– Au regard de la méthode HAZUS le *drift* maximal de $4.8 \cdot 10^{-3}$ obtenu au cours de l’analyse dynamique correspond à un niveau de dommage *modéré* (niveau 2/4), ce qui est en cohérence avec le niveau de dommage défini précédemment par la correspondance EMS-98.

– Dans le cadre des préconisations RISK-UE (LM2), les déplacements maximaux atteints en tête correspondent à un niveau de dommage *très important* (niveau 4/5). Les dommages sont ici nettement surévalués par cet indicateur. Il est à noter que le calcul de cet indicateur nécessite la connaissance des déplacements à la limite élastique et à la ruine de l’ouvrage (au sens de RISK-UE), ce qui est facilement disponible par une analyse de type *pushover* (poussée progressive).

5.2.6. Evaluation de la vulnérabilité sismique (*pushover*)

5.2.6.1. Choix du chargement statique

L’analyse statique non linéaire par poussée progressive (*pushover*) consiste à étudier le comportement d’un ouvrage soumis à un chargement latéral unidirectionnel.

L'évolution des déplacements en tête et celle de la réaction totale en pied sont alors utilisées pour qualifier le comportement de la structure. Le chargement latéral est ici défini selon l'Eurocode 8 en supposant que le premier mode de flexion est prédominant.

L'effort est appliqué à chaque étage (efforts répartis sur la dalle) avec une valeur liée à la masse et à la hauteur de l'étage considéré. Le profil du chargement obtenu pour la Tour est représenté en figure 5.22.

La masse élevée du caisson de transfert ainsi que la hauteur importante du hall principal induisent une valeur importante de chargement en base du premier niveau d'étage courant. L'évolution du chargement est portée jusqu'à la ruine de l'ouvrage, caractérisée ici par la rupture d'armatures métalliques. L'application de la sollicitation sur le modèle 3D permet de déceler d'éventuels phénomènes de torsion.

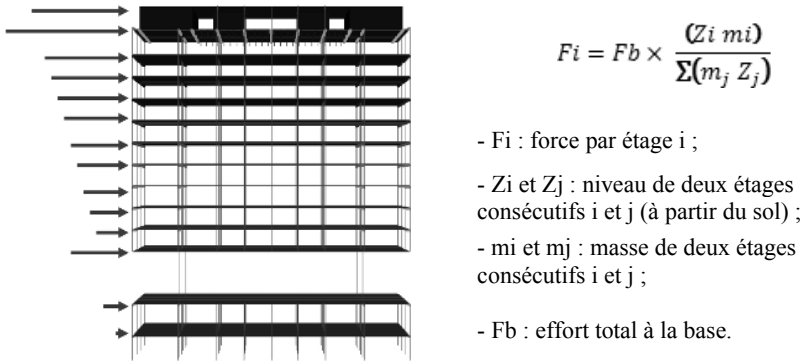


Figure 5.22. Tour – pushover. Répartition du chargement sur la hauteur de la structure (direction X)

Le choix du chargement adopté pour l'analyse *pushover* est fortement conditionné par le comportement dynamique de la structure étudiée. Ainsi pour une représentativité maximale, le chargement appliqué doit être représentatif des modes propres participant pour au moins 90 % de la masse modale de l'ouvrage. Dans le cas de la Tour, la participation modale de la masse est limitée à 55 % pour le premier mode de flexion. Il conviendrait alors de s'orienter vers un *pushover* multimodal [CHO 01] [CHO 04] afin de tenir compte des trois premiers modes de flexion pour atteindre 90 % de

masse participante. Par ailleurs, dans le cas d'un chargement lié à plusieurs modes concomitants, leur influence n'étant pas nécessairement constante au cours du chargement [MWA 00], un *pushover* multimodal adaptatif [ANT 04] [KAL 06] serait probablement le plus approprié. Or, que l'on se tourne vers le *pushover multimodal* ou multimodal adaptatif, ce type d'analyse reste extrêmement lourd en coût de calcul. D'autre part, l'exploitation de ce type d'analyse n'est à l'heure actuelle pas formalisée et ne permet pas d'accéder simplement à l'utilisation d'indicateurs tels que le « point de performance ». Le choix a été fait de ne considérer que le premier mode de chargement afin de rester dans le cadre d'outils conventionnels orientés vers l'ingénierie. Les résultats présentés par la suite sont donc à considérer sur le plan de la démarche et sur le type d'information qui peut en être tirés, plutôt que sur une parfaite comparaison quantitative entre l'analyse dynamique et l'analyse statique par poussée progressive.

5.2.6.2. *Comportement global de la structure, analyse statique*

Le comportement global de la structure présente deux phases distinctes dans chacune de ses directions (figure 5.23). La première phase est relative au fonctionnement élastique de l'ouvrage, et la seconde à un écrouissage global. Le comportement fragile observé à partir de ces courbes provient essentiellement du fait que le test est piloté en effort et non en déplacement. Dans sa partie plastique, la direction longitudinale N-S (X) présente une ductilité deux fois plus importante que dans la direction transversale E-O (Y). Toutefois, l'intensité de l'effort de ruine est proche pour ces deux directions. La dissymétrie des piles dans les directions X et Y relative à leur forme en U explique ce phénomène. Le point ultime des courbes *pushover* correspond à une ruine locale du bâtiment, engendrée par la rupture d'un nombre conséquent d'armatures, soit en traction (direction X), soit en compression par flambement (direction Y).

5.2.6.3. *Comportement local de la structure, analyse statique*

Pour les deux directions de chargement la ruine se produit dans les piles.

Sous le chargement X (N-S) la rupture des armatures métalliques est atteinte en traction (figure 5.24) pour un allongement de 9 %, avec une localisation très importante de l'endommagement à la naissance des étages courants.

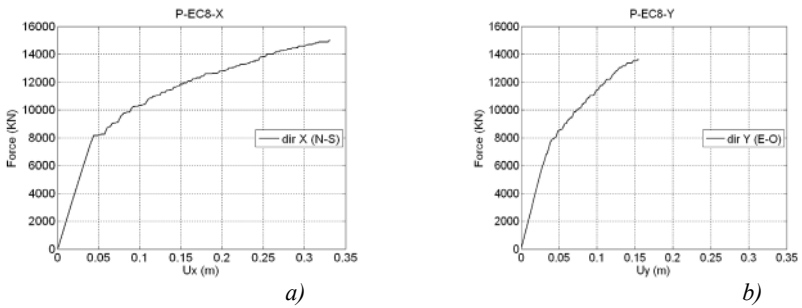


Figure 5.23. Tour – pushover. Effort en base Vs déplacement en tête : a) direction X (N-S) ; b) direction Y (E-O)

Dans le cas du chargement Y, la défaillance des armatures intervient par flambement, avec une déformation de compression dans le béton supérieure à $3.5 \cdot 10^{-3}$ provoquant ainsi son éclatement (figure 5.24). Dans cette direction la localisation des déformations y est moindre et intervient plus tardivement.

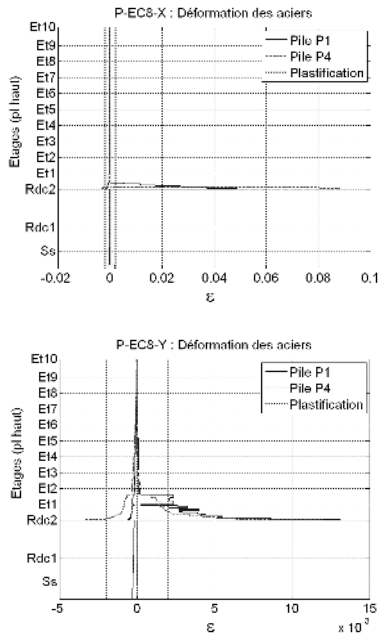


Figure 5.24. Tour – pushover. Déformation dans les armatures métalliques. Courbe enveloppe. Directions de chargement X et Y

5.2.6.4. Quantification du niveau de dommage

Les résultats de l'analyse *pushover* sont utilisés pour définir le point de performance de la structure. La recherche du point de performance vise à prédire à partir de l'analyse statique non linéaire les conditions de fonctionnement (efforts en pied et déplacements en tête) que subira la structure au cours d'une sollicitation dynamique donnée. Par ailleurs le point de performance est utilisé pour situer l'état de dommage de l'ouvrage en comparant sa position par rapport aux différents niveaux de dommages (voir section 5.2.5.4).

5.2.6.4.1. Méthode RISK-UE (LM2) [RIS 03]

Dans le cas des méthodes RISK-UE (LM2) les niveaux de dommage sont conditionnés par la valeur du déplacement en tête en fonction du déplacement ultime (figure 5.21). Selon cette approche, le niveau de dommage correspondant au déplacement cible est *important* (I) (niveau 2/4) dans la direction X et *très important* (TI) (niveau 3/4) dans la direction Y (figure 5.25).

La comparaison avec un indicateur « structurel » tel que la définition EMS-98 (ou RISK-UE (LM1)) suit afin d'en évaluer la pertinence.

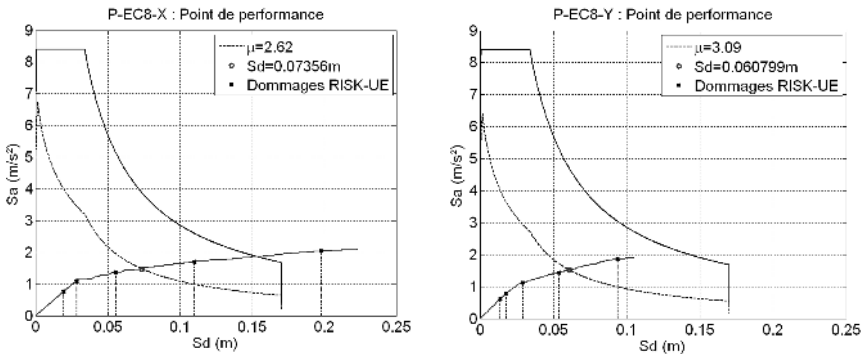


Figure 5.25. Tour – point de performance et classification des niveaux de dommage selon la méthode RISK-UE (LM2)

5.2.6.4.2. Méthode EM-98 [EMS 01]

La méthode EMS-98 permet une définition du niveau de dommage basée sur des observations structurelles dont la définition peut-être associée aux indicateurs de dommage de l'analyse numérique (endommagement du béton,

plastification des armatures, etc.) [LAN 02] (figure 5.20). L'interprétation de la méthode EMS-98 correspondant au déplacement cible équivaut à un dommage structurel Modéré (M) (niveau 3/5) dans la direction X et Important (I) (niveau 4/5) dans la direction Y (figure 5.26).

Une bonne cohérence des méthodes RISK-UE (LM2) et EMS-98 est observée. Chacune d'elle présente la structure comme fonctionnant à mi-chemin de l'avant-dernière classe de dommage dans la direction X et au début de la dernière classe dans la direction Y.

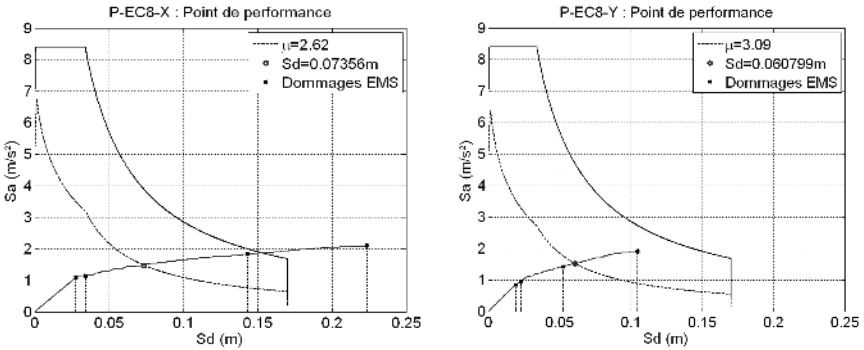


Figure 5.26. Tour – point de performance et classification des niveaux de dommage selon la Correspondance EM-98

5.2.6.4.3. Exploitation et positionnement vis-à-vis de l'analyse dynamique

Au regard de la classification EMS-98, le niveau de dommage issu de l'analyse dynamique est qualifiable de *modéré* (niveau 2/5). Du point de vue de l'analyse statique, le point de performance indique que la structure se trouve dans un état de dommage *très important* au sens de Risk-UE, et *modéré* au sens de la classification EMS-98. Toutefois le positionnement du point de performance est proche de la limite entre les niveaux 2 et 3.

Le déplacement spectral correspondant au point de performance permet de définir le déplacement maximal attendu en tête de l'ouvrage par le biais du coefficient de comportement. Les déplacements en tête dans les cas statique et dynamique sont cohérents dans la direction X (avec une différence inférieure à 10 %) mais pas dans la direction Y (figure 5.27). Contrairement à l'analyse dynamique, l'absence de cycles fait que la

localisation des dommages est souvent plus prononcée lors de l'analyse *pushover*. Une différence importante (du simple au double) est observée entre les efforts en base issus des deux analyses. La participation des modes supérieurs au cours de l'analyse dynamique pourrait expliquer cette différence.

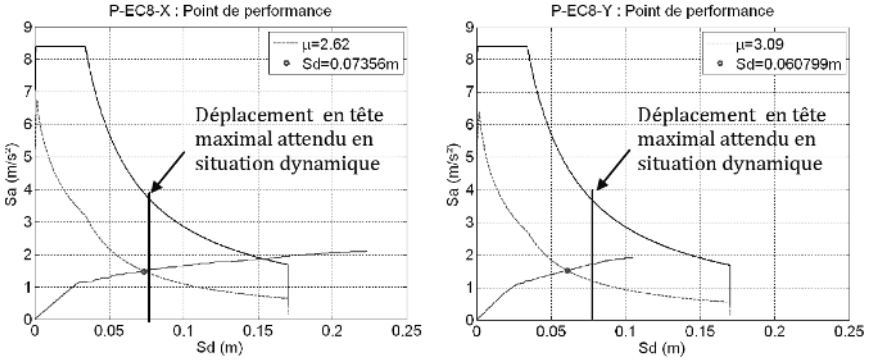


Figure 5.27. Tour – *point de performance et déplacement maximal dynamique*

5.3. Conclusion

Ce chapitre présente différentes stratégies de modélisation pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique des structures existantes en se focalisant sur les méthodes simplifiées et plus spécifiquement l'utilisation des éléments poutres multifibres. Il fournit par ailleurs une analyse de vulnérabilité appliquée à un ouvrage existant.

Cette étude a montré que :

- le comportement vibratoire de la structure met en évidence la présence de deux zones sensibles : en pied, et à la naissance des étages courants. L'ensemble des dégradations reste modéré, puisque la plastification des armatures de certaines zones apparaît mais reste contenue. Une participation du deuxième et troisième mode de flexion est mise en évidence notamment après l'endommagement des piles en U en base des étages courants. La comparaison entre le *pushover* (basé sur le premier mode de flexion) et l'analyse dynamique montrent des déformées maximales proches ;

– l’utilisation des mêmes indicateurs de dommage que ceux utilisés pour l’analyse dynamique permet d’en comparer leur pertinence. De plus, l’analyse sur le modèle multifibres utilisé permet d’exploiter les niveaux de dommage EMS-98 dont la description est en lien avec les variables locales ;

– la stratégie poutres multifibres permet d’exploiter pleinement les définitions de niveaux de dommage basés sur des critères structurels. Ceci est un avantage considérable au regard des évaluations classiques basées sur le *drift* ou le déplacement en tête. De plus, cette classification ne nécessite pas une analyse portant la structure à la ruine telle que le *pushover*. Une analyse dynamique permet alors de quantifier directement le niveau de dommage structurel. Ce point est d’autant plus important que le temps de calcul nécessaire à une analyse *pushover* s’avère ici plus élevé que pour une analyse dynamique.

Le fait que la structure soit irrégulière en plan et en élévation, conduit à penser que l’influence des modes supérieurs dans le comportement dynamique de cette structure est à considérer (comme le montre l’analyse dynamique). Un *pushover multimodal* [CHO 04] ou multimodal adaptatif [ANT 04] [KAL 06] pourrait améliorer la fiabilité des résultats présentés (pour un coût de calcul plus élevé) tout en conservant la méthodologie d’analyse présentée.

Une nouvelle étude de vulnérabilité de l’ouvrage, cette fois-ci renforcée (numériquement) par collage de *tissus de fibres de carbone*, est présentée dans [DES 09] [DES 10] [DES 11] [DES 12].

L’étude conduite précédemment revêt un caractère déterministe, dans la mesure où l’on s’intéresse au comportement d’un ouvrage parfaitement défini, sous une sollicitation imposée. Un des forts enjeux de ce type d’analyse est de pouvoir à terme réaliser le couplage avec une approche probabiliste, pour évaluer la nocivité des signaux sismiques et les propriétés de l’ouvrage.

5.4. Avertissement

REMARQUE.– Les travaux présentés ici utilisent la Tour comme support d’un cas d’étude et ne sont aucunement représentatifs d’une nécessité ni d’une demande officielle provenant d’un risque quelconque lié à la tenue de l’ouvrage.

5.5. Remerciements

Ce travail a été effectué dans le cadre de l'ANR ARVISE, projet ANR-2006-PGCU-007-01.

5.6. Bibliographie

- [ABS 72] ABSI E., « La théorie des équivalences et son application à l'étude des ouvrages d'art », *Annales de I.T.B.T.P.*, n° 295, Octobre 1972.
- [ANT 04] ANTONIOU S., PINHO R., « Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures », *Journal of earthquake engineering*, vol 8, n°4, p. 497-522, 2004.
- [ARV] ANR ARVISE, « Analyse et réduction de la vulnérabilité sismique du bâti existant », www.arvise.grenoble-inp.fr.
- [CAI 12] CAILLERIE D., KOTRONIS P., CYBULSKI R., « An improved Timoshenko finite element beam with internal degrees of freedom », *Computers and Structures*.
- [CAU 08] CAUSSE M., COTTON F., CORNOU C., BARD P.Y., « Calibrating median and uncertainty estimates for a practical use of empirical Green's functions technique », *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 98, n° 1, p. 344-353, 2008.
- [CER 07] CERESA P., PETRINI L. PINHO R., « Flexure-Shear Fiber Beam-Column Elements for Modeling Frame Structures Under Seismic Loading - State of the Art », *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 11, supplément 1, p. 46-88, 2007.
- [CHA 09] CHATZIGOGOS C.T., PECKER A., SALENÇON J., « Macroelement modeling of shallow foundations », *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 29, n° 5, mai 2009.
- [CHA 11] CHATZIGOGOS C.T., FIGINI R., PECKER A., SALENÇON J., « A macroelement formulation for shallow foundations on cohesive and frictional soils », *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 35, n° 8, p. 902-931, juin 2011.
- [CHO 01] CHOPRA A.K., GOEL R.K., A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings : Theory and preliminary evaluation, PEER Report, Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2001.
- [CHO 04] CHOPRA A.K., GOEL R.K., « A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings », *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 33, p. 903-927, 2004.

- [COM 00] COMBESCURE D., PEGON P., « Application of the local-to-global approach to the study of infilled frame structures under seismic loading », *Nuclear Engineering and Design*, vol. 196, p. 17-40, 2000.
- [COM 01] COMBESCURE D., Modélisation des structures de génie civil sous chargement sismique à l'aide de castem 2000, Rapport DM2S SEMT/EMSI/RT/01-008/A, CEA Saclay, www-cast3m.cea.fr, 2001.
- [COL 78] COLLINS M.P., « Toward a rational theory for RC members in shear », *J. Struct. Div., ASCE*, vol. 104, n° 4, p. 649-666, 1978.
- [CRE 01] CREMER C., PECKER A., DAVENNE L., « Cyclic macro element for soil-structure interaction: material and geometrical non-linearities », *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 25, n° 13, p. 1257-1284, 2001.
- [CRE 02] CREMER C., PECKER A., DAVENNE L., « Modelling of nonlinear dynamic behaviour of a shallow strip foundation with macro element », *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 6, n° 2, p. 175-211, 2002.
- [DAW 89] DAWE J.L., SEAH C.K., « Behavior of masonry infilled steel frames », *Can J Civ Eng*, vol. 16, p. 865-76, 1989.
- [DES 09] DESPREZ C., KOTRONIS P., MAZARS J., PAULTRE P., ROY N., TROUDEAU M., « Retrofitting reinforced concrete structures with FRP: Numerical simulations using multifiber beam elements », *Proceedings of the 2nd International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPDYN 2009)*, n° 389, Ile de Rhodes, Grèce, 22-24 juin 2009.
- [DES 10] DESPREZ C., Analyse et réduction de la vulnérabilité sismique des structures existantes: Renforcement par collage de tissus de fibres de carbone (TFC), Thèse de Doctorat, www.tel.archives-ouvertes.fr/tel-00560438/fr, Institut national Polytechnique de Grenoble, France, 2010.
- [DES 11] DESPREZ C., KOTRONIS P., MAZARS J., « Analyse et Réduction de la Vulnérabilité Sismique d'une Structure Existante en Béton Armé : Renforcement par TFC », *Actes du 8^e Colloque national de l'Association française de Génie Parasismique AFPS 2011*, Ecole des Ponts ParisTech, n°6 (sur CD rom), p. 383-389, Marne-La-Vallée, 12-14 septembre 2011.
- [DES 12] DESPREZ C., MAZARS J., KOTRONIS P., PAULTRE P., « Stress-strain model for FRP-confined concrete columns under cyclic loading », *Engineering Structures*.
- [DUR 94] DURRANI A.J., LUO Y.H., « Seismic retrofit of flat slab buildings with masonry infill », *Proceedings of the NCEER Workshop on Seismic response of masonry infills*, San Francisco (CA), Etats-Unis, 1994.

- [ELO 91] ELOUALI T., HOUDE J., TINAWI R., « Comportement d'un cadre rempli soumis à un chargement cyclique : modélisation pour une analyse dynamique non linéaire », *Can. J. Civ. Eng.*, vol. 18, p. 1013-1023, 1991.
- [ELD 03] ELDAKHAKHNI W., ELGAALY M., HAMID A., « Three-Strut model for concrete masonry-infilled steel frames », *J. Struct. Eng.*, vol. 129, n° 2, p. 177-185, 2003.
- [EMS 01] EMS-98., L'Echelle macrosismique européenne 1998. Conseil de l'Europe. Cahiers du centre européen de géodynamique et de séismologie, vol. 19. 2001.
- [FAR 91] FARDIS M., « Member - type models for the non linear seismic response analysis of reinforced concrete structures », *Experimental and numerical methods in earthquake engineering, EURO Courses, Reliability and risk analysis*, vol. 2, JRC Ispra, Italie, 1991.
- [GOT 99] GOTTARDI G., HOULSBY G.T., BUTTERFIELD R., « Plastic response of circular footings under general planar loading », *Géotechnique*, vol. 49, n° 4, p. 453-469, 1999.
- [GRA 08a] GRANGE S., Modélisation simplifiée 3D de l'interaction sol-structure: application au génie parasismique, Thèse de Doctorat, Institut national Polytechnique de Grenoble, www.tel.archives-ouvertes.fr, Grenoble, 2008.
- [GRA 08b] GRANGE S., KOTRONIS P., MAZARS J., « A macro-element for a circular foundation to simulate 3D soil-structure interaction », *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 32, n° 10, p. 1205-1227, 2008.
- [GRA 08c] GRANGE S., KOTRONIS P., MAZARS J., « A macro-element for a shallow foundation to simulate Soil-Structure Interaction considering uplift », *C.R. Mécanique*, vol. 336, n°11-12, p. 856-862, 2008.
- [GRA 09a] GRANGE S., KOTRONIS P., MAZARS J., « A macro-element to simulate 3D soil-structure interaction considering plasticity and uplift », *International Journal of Solids and Structures*, vol. 46, n° 20, p. 3651-3663, 2009.
- [GRA 09b] GRANGE S., KOTRONIS P., MAZARS J., « A macro-element to simulate dynamic soil-structure interaction », *Engineering Structures*, vol. 31, n° 12, p. 3034-3046, 2009.
- [GRA 09c] GRANGE S., KOTRONIS P., MAZARS J., « Numerical modelling of the seismic behaviour of a 7-story building: NEES benchmark », *Materials and Structures*, vol. 42, n° 10, p. 1433-1442, 2009.

- [GRA 11] GRANGE S., BOTRUGNO L., KOTRONIS P., TAMAGNINI C., « On the influence of Soil Structure Interaction on a reinforced concrete bridge », *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 40, n° 1, p. 93-105, 2011.
- [GUE 94] GUEDES J., PEGON P., PINTO A., A fibre timoshenko beam element in castem 2000, Special publication nr. i.94.31. Rapport technique, J.R.C., I-21020, Ispra, Italie, 1994.
- [HAZ 03] HAZUS, FEMA's Methodology for Estimating Potential Losses from Disasters, www.fema.gov/plan/prevent/hazus/index.shtm, 2003.
- [HRE 41] HRENNIKOFF A., « Solution of Problems of Elasticity by the Frame-Work Method », *ASME J. Appl. Mech.*, vol. 8, p. A619-A715, 1941.
- [HSU 88] HSU T.T.C., « Softening Truss Model Theory for Shear and Torsion », *ACI Structural Journal*, vol.85, n° 6, p. 624-635, 1988.
- [ILE 00] ILE N., REYNOUARD J.M., « Nonlinear analysis of reinforced concrete shear wall under earthquake loading », *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 4, n° 2, p. 183-213, 2000.
- [KAL 06] KALKAN E., KUNNATH S.K., « Adaptive modal combination procedure for nonlinear static analysis of building structures », *Journal of structural engineering, ASCE*, vol. 1721. p. 1721-1731, 2006.
- [KOT 00] KOTRONIS P., Cisaillement dynamique de murs en béton armé. Modèles simplifiés 2D et 3D, Thèse de Doctorat, www.tel.archives-ouvertes.fr/tel-00074469/fr, ENS Cachan, France, 2000.
- [KOT 03] KOTRONIS P., MAZARS J., DAVENNE L., « The equivalent reinforced concrete model for simulating the behavior of shear walls under dynamic loading », *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 70, n° 7-8, p. 1085-1097, 2003.
- [KOT 05a] KOTRONIS P., MAZARS J., « Simplified modelling strategies to simulate the dynamic behaviour of R/C walls », *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 9, n°2, p. 285-306, 2005.
- [KOT 05b] KOTRONIS P., RAGUENEAU F., MAZARS J., « A simplified modelling strategy for R/C walls satisfying PS92 and EC8 design », *Engineering Structures*, vol. 27, n° 8, p.1197-1208, 2005.
- [KOT 08] KOTRONIS P., Stratégies de modélisation de structures en béton soumises à des chargements sévères, Habilitation à diriger des recherches, université Joseph Fourier, www.tel.archives-ouvertes.fr/tel-00350461/fr, Grenoble, 2008.
- [LAB 91] LA BORDERIE C., Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable: Modélisation et application à l'analyse des structures en béton, Thèse de Doctorat, université Paris 6, Paris, 1991.

- [LAN 02] LANG K., Seismic vulnerability of existing building, Ph.D Thesis, Swiss Federal Institute of Technology, Zurich, 2002.
- [MAI 71] MAINSTONE R.J., « On the stiffnesses and strengths of infilled frames », *Proc. of the Institution of Civil Engineers*, vol. 73605, p. 57-90, 1971.
- [MAZ 02] MAZARS J., KOTRONIS P., DAVENNE L., « A new modelling strategy for the behaviour of shear walls under dynamic loading », *Earthquake Engineering and Structural dynamics*, vol. 31, n° 4, p. 937-954, 2002.
- [MAZ 04] MAZARS J., RAGUENEAU F., CASAUX G., COLOMBO A., KOTRONIS P., « Numerical modelling for earthquake engineering: the case of lightly RC structural walls », *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 28, n° 7-8, p. 857-874, 2004.
- [MAZ 06] MAZARS J., KOTRONIS P., RAGUENEAU F., CASAUX G., « Using multifiber beams to account for shear and torsion. Applications to concrete structural elements », *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, vol. 195, n° 52, p. 7264-7281, 2006.
- [MEN 73] MENEGOTTO J., PINTO P., « Method of analysis of cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending », *IABSE Symposium on resistance and ultimate deformability of structures acted on by well-defined repeated loads*, final report, Lisbonne, Portugal, 1973.
- [MIC 10] MICHEL C., GUÉGUEN P., EL AREM S., MAZARS J., KOTRONIS P., « Full scale dynamic response of a RC building under weak seismic motions using earthquake loadings, ambient vibrations and modelling », *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 39, n° 4, p 419-441, 2010.
- [MÖR 20] MÖRSCH E., *Der Eisenbetonbau-Seine Theorie und Anwendung (Reinforced concrete construction – Theory and application*, vol.1, Part 1, Wittwer, Stuttgart, 1920 (5^e édition).
- [MWA 00] MWARFY A.M., ELNASHAI A.S., « Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings », *Departement of civil and environmental engineering*, Imperial College, Londres, 2000.
- [NOV 91] NOVA R., MONTRASIO L., « Settlements of shallow foundations on sand », *Géotechnique*, vol. 41, n° 2, p 243-256, 1991.
- [PAP 10] PAPACHRISTIDIS A., FRAGIADAKIS M., PAPADRAKAKIS M., « A 3D fibre beam-column element with shear modelling for the inelastic analysis of steel structures », *Comput Mech*, vol. 45, p. 553-572, 2010.
- [PEG 94] PEGON P., A timoshenko simple beam element in castem 2000, Rapport technique, J.R.C., I-21020, special publication n° I.94.04, Ispra, Italie, 1994.

- [PET 99] PETRANGELI M., PINTO P., CIAMPI V., « Fiber element for cyclic bending and shear of rc structures. i: Theory », *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 125, n° 9, p. 994-1001, 1999.
- [POL 98] POLITOPOULOS I., Etude bibliographique sur la modélisation des bâtiments en béton armé, Rapport SEMT/EMSI/RT/98-047A, CEA Saclay, 1998.
- [RIS 03] RISK-UE, An advance approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns, 2003.
- [RIT 99] RITTER W., « Die bauweise hennebique », *Schweizerische Bauzeitung*, vol. 33, n° 7, p. 59-61, 1899.
- [SAM 11] SAMOUH H., KOTRONIS P., « Modélisation simplifiée des portiques avec remplissage en maçonnerie soumis à l'action sismique », *Actes du 8^e Colloque national de l'Association française de Génie parasismique AFPS 2011*, n°92 (CD Rom), p 633-641, Ecole des Ponts ParisTech, Marne-La-Vallée, 12-14 Septembre 2011.
- [SPA 96] SPACONE E., FILIPPOU F., TAUCER F., « Fiber beam-column model for nonlinear analysis of r/c frames. i: Formulation », *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. 25, n° 7, p. 711-725, 1996.
- [STAF 63] STAFFORD SMITH B., « Lateral stiffness of infilled frames », *Journal of Structural Division*, vol. 88, n° ST 6, p. 183-199, ASCE, 1963.
- [THO 03] THOUVENOT F., FRECHET J. JENATTON L., GAMOND J.F., « The Belledonne Border Fault: identification of an active seismic strike-slip fault in the western Alps », *Geophysical journal international*, vol. 155, n° 1, p 174-192, 2003.