

DIAGNOSTIC ET RENFORCEMENT DU BATI EXISTENT EN CONSTRUCTION ACIER : APPROCHE DE L'EUROCODE 8

Lamadon T^{1,2}., Fournely E²., Moutou Pitti R²., Jouanade M².

¹ Bureau Veritas, Construction Patrimoine, Immeuble le Villiers, 66 rue de Villiers, 92300 Levallois-Perret

² Clermont Université, Université Blaise Pascal, Laboratoire de Mécanique et Ingénierie, EA 3867, BP 206, 63000 Clermont Ferrand

Résumé

En France, depuis 1997, les règles PS92 prescrivent, pour le territoire français, les méthodes de conception et de dimensionnement des ouvrages vis-à-vis du risque sismique. Cette réglementation ne s'applique qu'aux bâtiments neufs. A l'instar des règles PS 92, les Eurocodes ne peuvent être utilisés qu'avec une carte d'aléa sismique. Ce zonage probabiliste a fait l'objet d'une présentation des Pouvoirs Publics fin novembre 2005 : l'aléa sismique concernera à terme une partie notablement plus importante du territoire Français. Que ce soit dans les zones sismiques actuelles pour des bâtiments plus anciens ou dans les futures zones sismiques pour le bâti existant le nombre d'ouvrages à diagnostiquer sera très important. L'Eurocode 8 partie 1 offre un large choix de modélisations large aux concepteurs et la partie 3 fournit les critères d'évaluation de la performance sismique d'un bâtiment existant. Cette partie d'Eurocode décrit une approche permettant de sélectionner les mesures correctives nécessaires, et expose les critères de dimensionnement pour envisager une mise à niveau d'un bâtiment en acier. Ce travail synthétise la démarche générale de diagnostic et renforcement au sens de l'Eurocode 8. Il singularise la démarche pour des bâtiments en acier et un exemple de structure métallique est traité dans son ensemble, depuis les analyses globales, jusqu'aux vérifications d'éléments ou d'assemblages, avec une réflexion sur des possibilités de renforcement des ouvrages ou des éléments d'ouvrage.

Mots-clés : Diagnostic ; renforcement ; caractéristiques mécaniques ; structure métallique ; vulnérabilité ; ductilité

1. Introduction

L'inspection, la maintenance et la réhabilitation du patrimoine bâti représente un problème récurrent pour tout gestionnaire sans cesse confronté à la pathologie imputable principalement au vieillissement des ouvrages mais également aux exigences accrues des Pouvoirs Publics. Pour ce qui concerne les ouvrages situés en zone sismique classés à risque normal, la sauvegarde des usagers constitue l'objectif principal de ces différentes actions, nécessitant, au préalable, une phase de diagnostic.

La problématique associée à la réhabilitation de bâtiments implantés en zone sismique peut rapidement s'avérer multiple. S'il est admis que la durée de vie moyenne des bâtiments est nettement supérieure à celle issue de la pratique d'un code de calcul, il faut avoir présent à l'esprit qu'une majorité d'ossatures de bâtiments existants pourraient ne pas respecter certaines exigences ou dispositions particulières des codes en vigueur applicables à des projets.

Tout manquement peut découler d'une application à la fois incomplète ou imparfaite d'un code applicable à la date de construction, mais plus permissif, il peut également relever du non respect du code actuel, lors de modifications structurales aux conséquences sous évaluées sur le fonctionnement de l'ossature du bâtiment en situation sismique, d'évolution de la carte d'aléa sismique du lieu où est implanté le bâtiment...

Une conception désordonnée traduit le plus souvent une insuffisance structurale notamment en l'absence de toute vérification probante vis-à-vis des critères parasismiques. La recherche de dispositions constructives optimales particulièrement associées aux zones d'assemblages et la qualité de l'exécution revêtent l'une et l'autre une importance capitale dans le comportement escompté de l'ossature sous sollicitations sismiques.

Le coût d'une opération de renforcement d'un bâtiment existant peut être élevé et devenir ainsi prohibitif, dans la mesure où les exigences réglementaires imposent les prescriptions en termes de code de calcul associé à un bâtiment neuf. L'Eurocode 8 partie 3 [1] envisage différentes possibilités de renforcement des ossatures de bâtiment pouvant ne pas aller jusqu'aux prescriptions applicables à un bâtiment neuf. Cette ouverture permet de réaliser de réelles études de réhabilitations tout en contrôlant le coût. Le pourcentage associé au renforcement par rapport aux exigences d'un nouveau projet peut être alors considéré comme la mise complète aux normes pour un séisme à période de retour plus faible [1]. Le présent travail s'appuie sur la démarche de renforcement en zone sismique proposée dans la NF EN 1998-3. Une application est développée pour un bâtiment récent en construction métallique érigé en France métropolitaine dans une zone dont la sismicité a été réévaluée.

2. Approche générale de l'Eurocode 8-3

Avant toute démarche de renforcement d'un bâtiment, il est indispensable d'évaluer les capacités de son ossature, de repérer ces principales faiblesses en situation sismique, et d'apprécier leur impact sur la sécurité des occupants. Ensuite, il devient possible de proposer une ou plusieurs technique(s) de renforcement et d'analyser leurs conséquences sur le comportement local et global du bâtiment.

Le choix du mode de renforcement guide ainsi le concepteur, sur le plan quantitatif et qualitatif. Les impacts potentiels d'une augmentation de la rigidité, de la résistance et de la ductilité d'une ou plusieurs zones sont appréhendés plus précisément. Il est possible d'améliorer la résistance et la rigidité d'un plancher afin d'assurer une distribution maîtrisée des efforts d'inertie engendrés par le séisme sur les différents éléments du système de contreventement.

Si une augmentation de la ductilité ne peut pas avoir d'effet négatif, une augmentation localisée de rigidité ou de résistance peut être néfaste sur le comportement global de l'ouvrage. Une augmentation de la rigidité d'un élément vertical va dans la grande majorité des cas modifier la distribution des efforts dans le système de contreventement ; certains éléments seront « soulagés », d'autres seront plus chargés. Cette surcharge peut affecter des éléments non renforcés si l'augmentation de rigidité des porteurs verticaux engendre une excentricité en plan, ou d'une manière plus générale, si elle modifie les modes de vibration. De la même façon, une augmentation de la résistance d'une zone de la structure peut avoir des conséquences néfastes pour le fonctionnement global du bâtiment. A titre

d'exemple, si la résistance des poutres d'un bâtiment à portique est estimée insuffisante, une augmentation de cette résistance peut conduire à un comportement global inapproprié. La figure 1 présente cette réflexion sur un portique multi-étagé.

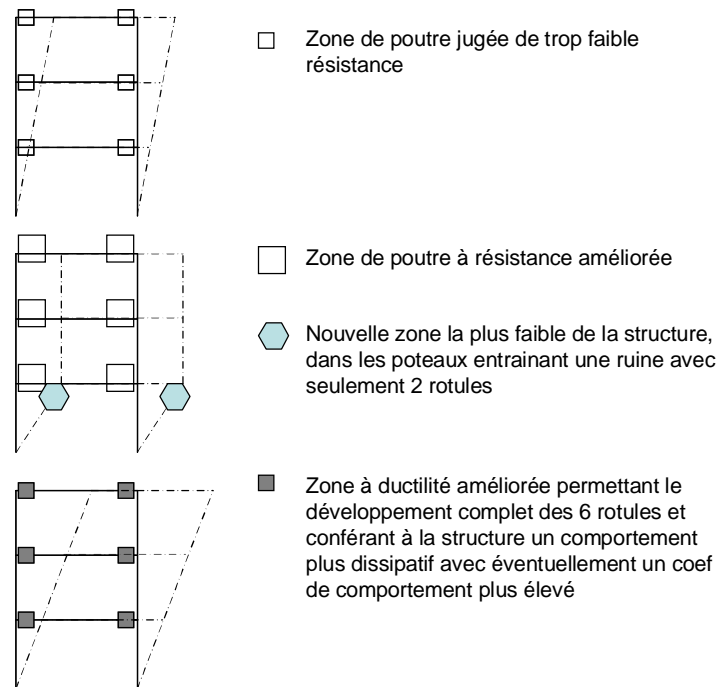


Figure 1 : exemple des conséquences positives ou négatives de renforcement par amélioration de la résistance ou de la ductilité

Dans les différentes parties de l'Eurocode 8, la démarche consistant à favoriser des rotules plastiques dans des zones choisies afin de jouer le rôle de fusibles tout en conservant un fonctionnement réversible hors de ces zones, correspond au principe de dimensionnement en capacité. Il est donc évident qu'une approche semi-probabiliste telle qu'elle existe dans les Eurocodes va conduire à des résultats différents en fonction de la connaissance des caractéristiques réelles de la structure de l'ouvrage. L'Eurocode 8.3 traduit cette connaissance par un coefficient KL qui envisage trois niveaux de connaissance :

- connaissance limitée KL1
- connaissance normale KL2
- connaissance intégrale KL3.

Le tableau 1 rappelle la définition de ces trois niveaux, le tableau 2 rapporte les exigences associées à ces niveaux d'inspection. De ce niveau de connaissance, l'Eurocode 8.3 conduit à une valeur d'un coefficient de confiance CF. Ainsi, pour une connaissance normale, KL2, la valeur de CF est de 1,2 (1 pour KL3 et 1,35 pour KL1). Ce coefficient CF permet de déterminer les valeurs caractéristiques des matériaux à partir de valeurs moyennes d'essais :

$$\text{Propriétés des matériaux} = \frac{\text{valeurs moyennes d'essais in-situ}}{CF} \quad (1)$$

niveau de connaissance	Géométrie	Dispositions constructives	Matériaux	Analyse	CF
KL1	à partir des plans d'ensemble avec examen visuel d'un échantillon	dimensionnement simulé conformément à la pratique d'origine et à partir d'une inspection in situ limitée	Valeurs par défaut conformément aux normes en vigueur à la période de construction et à partir d'essais in situ limités	LF-MRS coefficient q	CF _{KL1}
KL2	ou à partir d'un examen intégral	à partir de plans de construction détaillés d'origine incomplets avec une inspection in situ limitée ou à partir d'une inspection in situ étendue	à partir des spécifications de conception d'origine avec in situ limités ou à partir d'essais in situ étendus	toutes analyses	CF _{KL2}
KL3		à partir des plans de construction détaillés d'origine avec une inspection in situ limitée ou à partir d'une inspection in situ complète	à partir des rapports d'essai d'origine avec essais in situ limités ou à partir d'essais in situ complets	toutes analyses	CF _{KL3}

Tableau 1 : relations entre niveaux de connaissance, contrôle et analyses

	inspectin des dispositions constructives	essais sur matériaux
	pour chaque type d'élément primaire, poutre, poteau, mur	
niveaux d'inspection et d'essai	pourcentage d'éléments soumis à une vérification des dispositions constructives	échantillons de matériaux par plancher
Limité	20	1
Etendu	50	2
Complet	80	3

Tableau 2 : exigences minimales d'investigation en fonction des niveaux d'inspection

Rappelons que la partie 1 de la NF EN 1998 fait état de deux limites de dommage : le non effondrement et la limitation de dommage. La partie 3 du code retient quant-à-elle trois niveaux d'endommagement à considérer :

- Etat limite de quasi effondrement (NC),
- Etat de dommages significatifs (SD),
- Etat limite de limitation de dommage (LD).

Cependant, la définition des ces états limites, même si l'appellation est proche ou identique, n'est pas semblable. On peut considérer équivalent l'état de limitation de dommages de l'Eurocode 8.1 et celui de l'Eurocode 8.3. L'exigence de résistance résiduelle dans ces deux parties de l'Eurocode 8 conduit à rapprocher l'état de quasi effondrement de l'EC8.1 et l'état de dommage significatif de l'EC8.3. L'état de quasi effondrement de l'EC8.3 correspond, pour une secousse sismique, à l'atteinte de la résistance ultime du bâtiment existant sans réserve de résistance résiduelle.

Ces trois états limites de dommage conduisent à des prescriptions distinctes. Pour les états de limitation de dommage et de dommages significatifs, le calcul de vérification peut être conduit avec une approche linéarisée par coefficient de comportement à l'instar de la NF EN 1998-1 [2]. Pour l'état de quasi effondrement, il convient de calculer une accélération de référence pour une période de retour de 2475 ans [1] et de valeurs adaptées de q, dans le cas d'utilisation du coefficient de comportement. Ces critères peuvent prendre la forme d'un rapport entre capacités requises et capacités disponibles. Par exemple, la capacité requise pour des poutres en acier au droit d'une rotule est de 0,01 radian pour

un état de limitation de dommage (DL), elle est de 0,025 pour un état de dommage significatif (SD) et enfin de 0,04 pour un état de quasi-effondrement (NC).

L'approche globale du comportement du bâtiment peut être conduite avec des méthodes identiques à celles de l'Eurocode 8.1 : utilisation de coefficient de comportement de structure, analyse linéaire par force latérale modale spectrale, analyse en dynamique temporelle ou encore par poussée progressive ; le tableau 3 synthétise les critères à vérifier au droit des zones de rotule potentielle et en zone destinée à rester dans le domaine élastique.

Analyse linéaire:	
•Analyse par les forces latérales	EN 1998-3 art. 4.4.2
→Vérifier là où les rotules plastiques sont susceptibles de se former:	
$\rho_i = \frac{D_i}{C_i} > 1$ avec $\frac{\rho_{max}}{\rho_{min}} < 2.5$	• D_i = demande (analyse pour la combinaison d'actions sismique), • C_i = capacité correspondante pour le i-ème élément primaire « ductile » de la structure. Pour élément fragile $C_i > D_i$
→En zone fragile:	EN 1998-3 art. 4.5.1
$\rho = D/C \leq 1$	•En utilisant les valeurs moyennes des propriétés des matériaux
$\rho = D/C > 1$	•En utilisant les valeurs moyennes des propriétés des matériaux multipliées par les coefficients de confiance « CF »

Tableau 3 : critères entre demande et capacité pour l'utilisation d'une analyse par force latérale

3. Application à un bâtiment en construction acier

3.1 Présentation du bâtiment

L'ouvrage étudié est un bâtiment de bureaux en R+2. Il s'agit d'un établissement classé code du travail selon la réglementation incendie en vigueur. Il est donc considéré comme un bâtiment de catégorie d'importance II au sens de la NF EN 1998 -1. Il ne présente pas d'interactions avec d'autres constructions. Le bâtiment en plan, est de forme rectangulaire de 44,55 m x 14 m avec trois files longitudinales et 9 files transversales. Cette trame est constante du rez-de-chaussée à la toiture terrasse. La figure 2 rapporte une vue en plan de la structure de terrasse et le système de contreventement implanté dans les façades. Poutres et poteaux sont constituées de profilés laminés à chaud de type IPE. Les essais sur prélèvements conduisent à une valeur moyenne de f_y de 270 MPa pour l'acier de ces profilés. Les assemblages principaux sont réalisés par platines d'about avec des boulons à serrage contrôlé. Les planchers sont constitués de bacs collaborant non connectés au système de poutres. Les distributions verticales (cf. figure 2) n'interviennent pas dans le système de contreventement. Dans le sens transversal, toutes les files repérées de A à I forment des portiques à doubles nefs sur 3 niveaux. Dans le sens longitudinal, le contreventement est assuré en files 1 et 3 par une combinaison de portique et de palées de stabilité tels que définis en figure 2. Aucun contreventement n'est implanté en file 2. Les pieds de portiques sont articulés sur les fondations semi-profondes, reliées par un réseau de longrines.

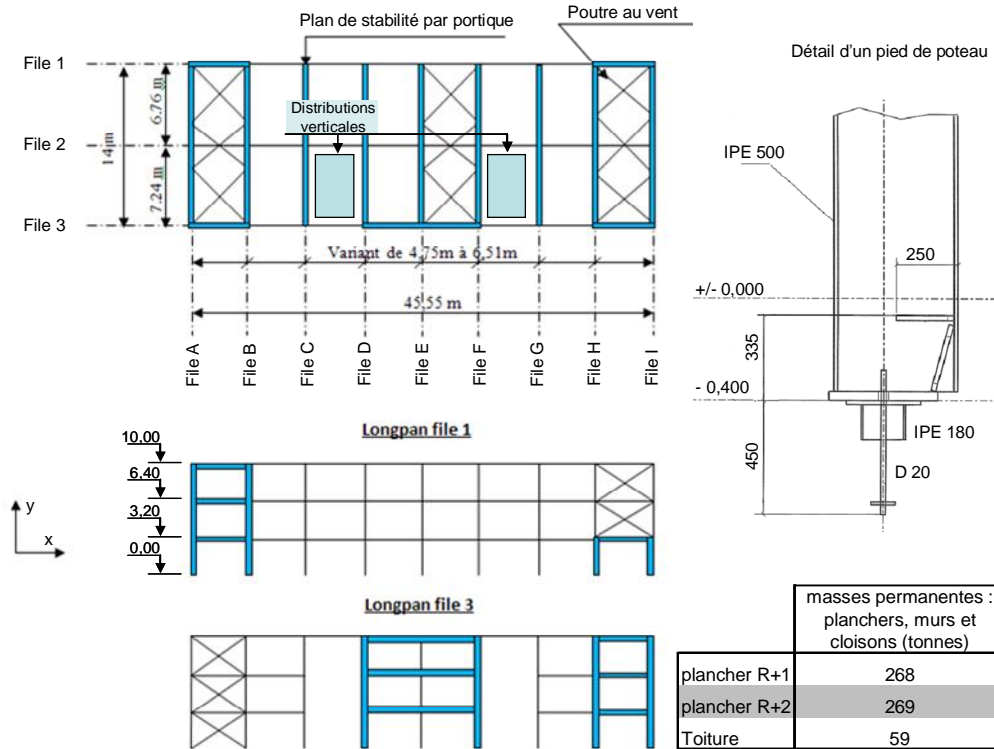


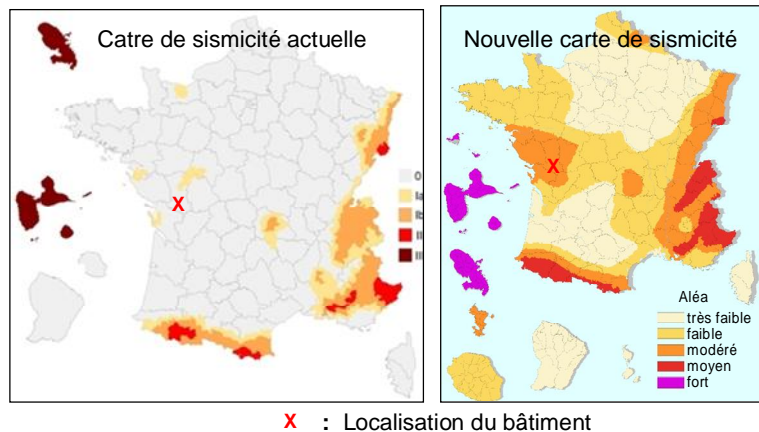
Figure 2 : plans et coupes généraux de la structure porteuse du bâtiment existant

Le Bâtiment a été réalisé en 2002. Il a été calculé sur la base du CM66 avec la norme NF P 22 460 pour les assemblages principaux. Les actions prises en compte pour sa conception sont :

- le poids propre (les charges permanentes par étage sont rapportées en figure 2),
- les charges d'exploitation définies par la NF P 06 001 [3]
- les charges climatiques définies par les règles NV65 et modificatif N°4 [4], [5]
 - o neige, zone A1
 - o vent, zone 3 en site normal.

Le projet de renforcement est conduit en se plaçant dans le référentiel des Eurocodes, des projets d'arrêté [6] et de décret [7] s'appuyant sur la nouvelle carte sismique de la France :

- les charges permanentes et d'exploitations sont définies dans la NF EN 1991-1.1 [8]
- les charges climatiques n'interviennent pas dans les vérifications retenues pour ce travail ;
- pour les situations sismiques le site est à considérer en zone de sismicité modérée, sur un sol de classe D, cf. figure 3 [6].



X : Localisation du bâtiment

Figure 3 : comparaison de l'aléa sismique entre la date de construction et le projet actuel de carte sismique de la France

3.2 Collecte d'informations, diagnostic, et hypothèses

La collecte d'informations s'appuie sur une visite sur place et sur l'examen de dossiers de plans de récolement. La visite n'a pas révélé de corrosion en pied de poteaux ou d'assemblages, ou d'imperfections notables. Les observations ont été faites par sondages. Les sondages ont montré que les croix de Saint-André sont centrées et qu'il n'existe pas de triangulation métalliques en sous face de plancher. Un joint souple est interposé entre le béton du plancher et les poteaux métalliques de la structure. L'ouvrage construit est conforme au dossier de plans. La classe d'exécution correspond approximativement à la classe EXC2 du Projet PREN 1090 de l'époque [9]. Les profils inspectés n'étaient pas marqués et les tests sur la série de prélèvements montrent que les nuances d'acier mises en œuvre sont en accord avec celles prescrites sur les plans. L'ouvrage n'a été l'objet d'aucune modification tant dans sa géométrie que dans sa destination.

A l'issue de la collecte d'information, les caractéristiques mécaniques de base des matériaux peuvent être retenues avec un coefficient de confiance $CF=1,2$ correspondant à un niveau de connaissance normal KL_2 , cf. tableau 1. Les assemblages respectent les dispositions constructives associées aux exigences de la NFP 22-460 [10]. Sur cette base, le bâtiment s'avère apte à reprendre les actions statiques en situation normale d'ouvrage. Pour la situation sismique, l'hypothèse de diaphragme horizontal rigide est difficile à valider compte tenu de la non-solidarisation de la dalle avec les poutres et les poteaux. La faible masse du plan de toiture par rapport aux niveaux de plancher et surtout la dissymétrie et les discontinuités verticales des contreventements longitudinaux conduisent à un classement non-régulier en plan et en élévation pour ce bâtiment.

L'option retenue pour l'étude de ce bâtiment existant est de réaliser un calcul dynamique modal 3D avec ou non une hypothèse de diaphragme rigide. En complément, une approche analytique sur la base d'un modèle brochette a été conduite. La torsion a été intégrée par la méthode forfaitaire prescrite par la NF EN 1998-1. La composante verticale n'a pas à être prise en compte au regard des critères de la NF EN 1998-1 (portée limitée, porte-à-faux réduits, et accélération sismique de référence modérée).

3.3 Evaluation avant renforcement caractérisation/modélisation du bâtiment

Après avoir réalisé une inspection permettant d'obtenir des informations sur les profilés utilisés, leurs assemblages, sur les éléments de plancher, de façades et de cloisons, il est possible de déterminer, pour chaque niveau les masses mise en mouvement, les centre de gravité ainsi que les centre de torsion. Ces différentes caractéristiques sont regroupées dans le tableau 4 et illustrées en figure 4. Les notions de centre de gravité et centre de torsion sont essentiellement utilisées pour des modélisations avec hypothèse de diaphragmes horizontaux rigides. Dans le cas contraire, la masse est considérée uniformément répartie sur chaque niveau et les mouvements de torsion ou les mouvements différentiels sont directement analysés par un modèle 3D.

Les masses mises en mouvement pendant un séisme intègrent les charges permanentes et la partie permanente des charges variables par le biais de coefficient ψ_E [2], lui-même dépendant de ψ_2 [11] et de ψ_1 [2].

Tableau 4 : masses mises en mouvement en situation sismique et positions des centres de gravité et de torsion

	masses permanentes M_G (t)	M_Q (t)		ψ_E		M_E (t)	centre de gravité		centre de torsion	
		bureau	stockage	bureau	stockage		X_G (m)	Y_G (m)	X_T (m)	Y_T (m)
plancher R+1	268	64	126	0,24	0,64	364	22,37	6,88	17,21	6,83
plancher R+2	269	64	126	0,24	0,64	365	22,25	6,64	25,56	6,64
Toiture	59					59	22,32	6,25	22,56	6,26
						788				

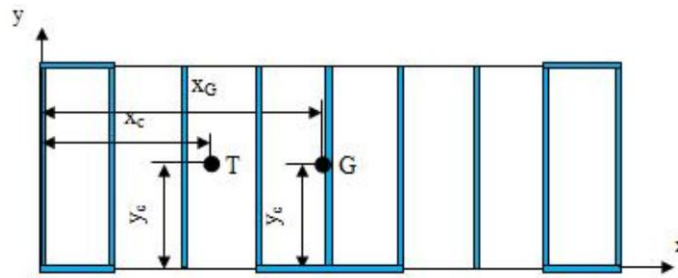


Figure 4 : définition des positions des centres de torsion et de gravité

Les rigidités des portiques et palées ont été calculées pour chaque file, chaque niveau et pour les deux directions principales de contreventement. Le tableau 5 présente ces rigidités en termes de rigidité en translation horizontale et également en rigidité angulaire vis-à-vis de la torsion d'axe vertical. Les valeurs apparaissant dans ce tableau supposent une hypothèse de diaphragme horizontal rigide. Dans le cadre de cette hypothèse, la condition de régularité en plan prescrite par la NF EN 1998-1 [2] d'une excentricité inférieure ou égale à 30 % du rayon de torsion est vérifiée pour le niveau 1 et le niveau 2, mais elle ne l'est pas pour le rez-de-chaussée. Le critère de rayon de torsion supérieur ou égal au rayon de giration massique, n'est pas validé pour le dernier niveau. Ces deux critères renforcent la conclusion précédente sur la non régularité structurale du bâtiment.

Tableau 5 : Rigidités des contreventements de chaque étage du bâtiment

	rigidités flexionnelles (kN/mm)		rigidité torsionnelle (kN.m / rad)
	KX	KY	K θ
RdC	150	119	327 x 10 ⁵
R+1	286	318	794 x 10 ⁵
R+2	188	125	332 x 10 ⁵

Les caractéristiques mécaniques et les données géométriques permettent de vérifier que les exigences structurales applicables en 2002, sous les actions permanentes, d'exploitation, de neige et de vent sont respectées. La carte d'aléa sismique n'imposait pas de vérification en situation sismique à cette date. En se basant sur le référentiel des Eurocodes, les vérifications en situation normale sont vérifiées.

Pour les situations sismiques, l'étude du bâtiment est conduite par une analyse dynamique par la méthode modale spectrale. Les modélisations utilisées sont soit un modèle 3D sans hypothèses de diaphragme rigide, mais avec masse répartie au niveau de chaque élément de poutre de plancher, soit un modèle brochette simple utilisé pour chacune des directions principales de contreventement de la structure. Les données géographiques et géotechniques permettent de définir le spectre de calcul pour ce bâtiment ; la figure 5 propose l'allure de ce spectre.

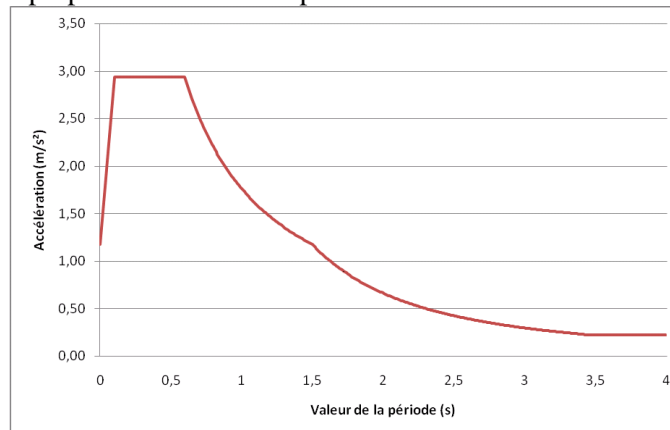


Figure 5 : spectre de calcul pour une structure érigée en zone de sismicité III (modérée) sur un sol de classe D

3.4 Comportement sismique du bâtiment dans l'état actuel

3.4.1 Réponses modales en 3D

Les résultats de l'analyse modale 3D pour la structure sans diaphragme rigide sont illustrés sur la figure 6 [16]. Le mode de flexion suivant X (mode 1) ne fait pas apparaître de déformées significatives des diaphragmes de plancher. Par contre, suivant Y, dès le mode 2, des déformées de diaphragmes horizontaux apparaissent localement. Ces déformées locales sont encore plus accentuées pour les modes 3 et 4 associés globalement à des mouvements de torsion. Ces quatre modes sont relativement proches (fréquences comprises entre 1,56 et 1,72 Hz). Les pourcentages de masses modales associées représentent plus de 90% de la masse totale, aussi bien pour une sollicitation orientée suivant X que suivant Y.

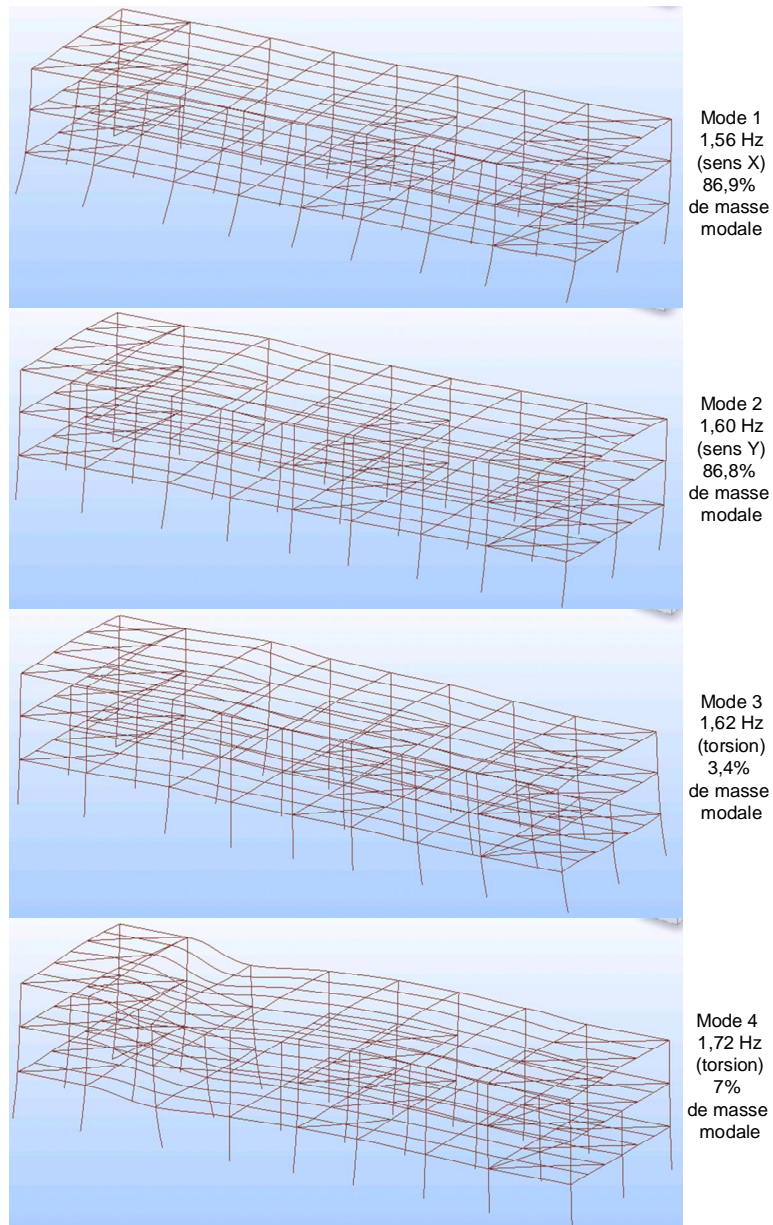


Figure 6 : illustration des quatre premiers modes de vibration du bâtiment dans l'état actuel.

3.4.2 Vérification sismique de la structure sans renforcement

Le calcul des efforts sismiques étage par étage et élément par élément est conduit en suivant les prescriptions de la NF EN 1998-1, sans prendre en considération ici les effets de torsion associés aux excentricités additionnelles. Les éléments sont ensuite vérifiés au sens de la NF EN 1993-1.1 [12],

avec les combinaisons d'actions relatives aux situations sismiques. Par exemple, la figure 7 pointe les éléments qui ne respectent pas les exigences associées à ces critères dans le cas d'un état de dommages significatifs (SD). Dans cette approche, la valeur retenue pour le coefficient de comportement de structure est de 2 et on admet que la conception et la réalisation des assemblages permet de considérer leur fonctionnement sans incursion dans le domaine non linéaire. Par ailleurs, la valeur de $q = 2$ est cohérente au regard de la qualité d'exécution avec un objectif de ductilité globale moyenne pour un bâtiment irrégulier en plan. On peut aisément rapprocher les déformées locales des modes 2, 3 et 4, des éléments sous dimensionnés.

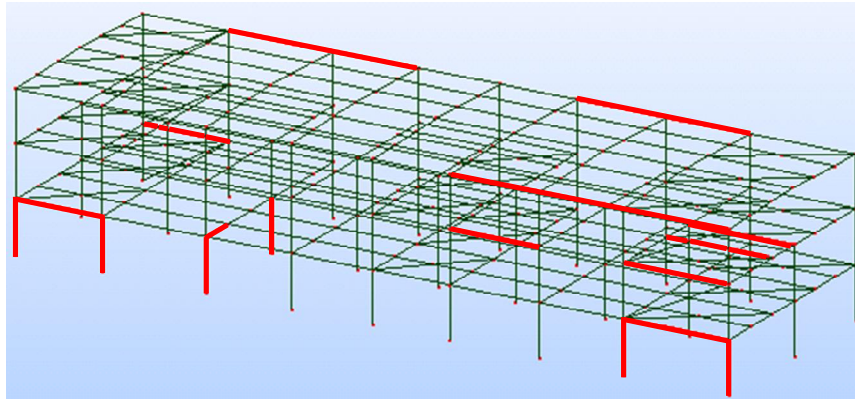


Figure 7 : éléments de la structure ne respectant les critères de résistance en situation sismique

Dans cette configuration initiale, les éléments au dimensionnement insuffisant nécessitent un renforcement pour obtenir une conformité par rapport à une exigence identique à celle d'un bâtiment neuf. Une autre démarche est permise par l'Eurocode 8.3 ; elle correspond à la recherche de l'accélération (inférieure à l'accélération de référence) conduisant au respect du critère demande sur capacité inférieur ou égal à l'unité. Une troisième voie consisterait à chercher une meilleure ductilité en jouant sur la conception de certaines zones clé ; on peut ainsi choisir la localisation du « fusible » plastique et ses capacités, cf. exemple figure 8 [17] et exigences explicitées au paragraphe 2.

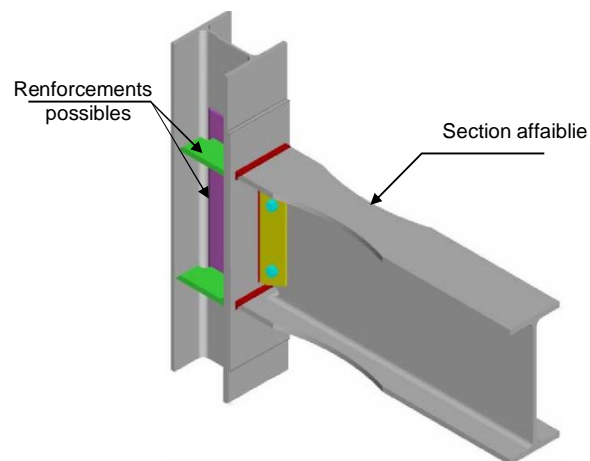


Figure 8 : proposition de renforcement de poteau au droit d'assemblage et réalisation d'une zone à plastification choisie

Cependant, la question de liaison entre poutraison et dalles n'est pas résolue. Une autre démarche de renforcement avec un raisonnement plus global est proposée dans le paragraphe suivant.

3.5 Renforcement des diaphragmes horizontaux

Afin de s'assurer du positionnement relatif des dalles béton-bac avec le système de poutres des planchers, nous envisageons une fixation en milieu de portée de poutres afin de ne pas engendrer d'effets de mixité en flexion. Le brochage peut être opéré par carottage depuis la face supérieure des

planchers et fixation de cornières avant clavage. Une autre solution, préférée ici, consiste à mettre en œuvre des broches (perçage, chevilles...) depuis les faux-plafonds dégagés ou déposés. Cette action n'est pas suffisante pour rendre les diaphragmes plus rigides et résistants que le reste de la structure. En effet, les planchers sont très faiblement armés et la rigidité perpendiculairement au sens longitudinal des bacs, notamment en traction n'est pas assurée. Afin de d'obtenir ces rigidités et résistance de diaphragme, il a été retenu ici de créer une structure triangulée dans le plan de poutraison des planchers. Ainsi la dépose de faux-plafonds permet de réaliser la connexion et la mise en œuvre du treillis.

Cette démarche permet d'aboutir à un couplage des rigidités suivant X et suivant Y pour les modes de torsion. On peut ainsi calculer un rayon de torsion incluant les contreventements orientés suivant X et Y. La régularité en plan est ainsi fortement améliorée. La méthode modale est alors appliquée sur un modèle brochette suivant X et suivant Y. Les vecteurs propres de la structure sont donnés en figure 9 pour les vibrations suivant X. Le tableau 6 rapporte l'ensemble des résultats de ce calcul. La torsion structurale et accidentelle est introduite par combinaison en plan des actions sismiques E_x et E_y [13], [14], cette procédure est synthétisée en figure 10.

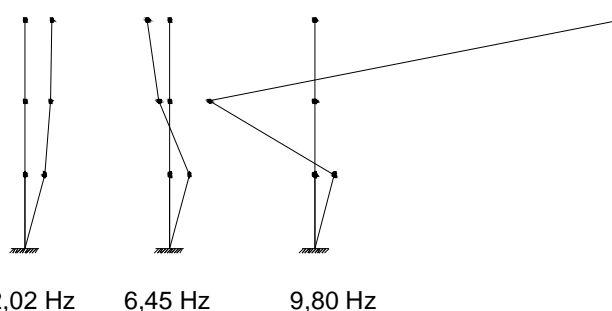


Figure 9 : modes propres de vibration suivant x du bâtiment avec diaphragmes rigides

Tableau 6 : fréquences propres et forces sismiques pour le bâtiment avec renforcement des diaphragmes horizontaux

modes	direction de sollicitation	fréquences propres	pourcentage de masse modale >2%		
				Fx (kN)	Fy (kN)
1	X	2,02	98,2%		
2	X	6,45			
3	X	9,9			
1	Y	1,84	99,0%		
2	Y	6,37			
3	Y	8,4			

	Fx (kN)	Fy (kN)
plancher 1	1064	1111
plancher 2	1384	1349
toiture	239	238

Le calcul des efforts dans les différents éléments de contreventement a été réalisé en suivant cette procédure. Même si certains éléments ne sont pas vérifiés, les renforcements ou modifications à apporter à la structure primaire au sens de la NF EN 1998-1 sont limités. Le schéma de transferts des efforts est simplifié et la stratégie de renforcement est également plus facile à définir.

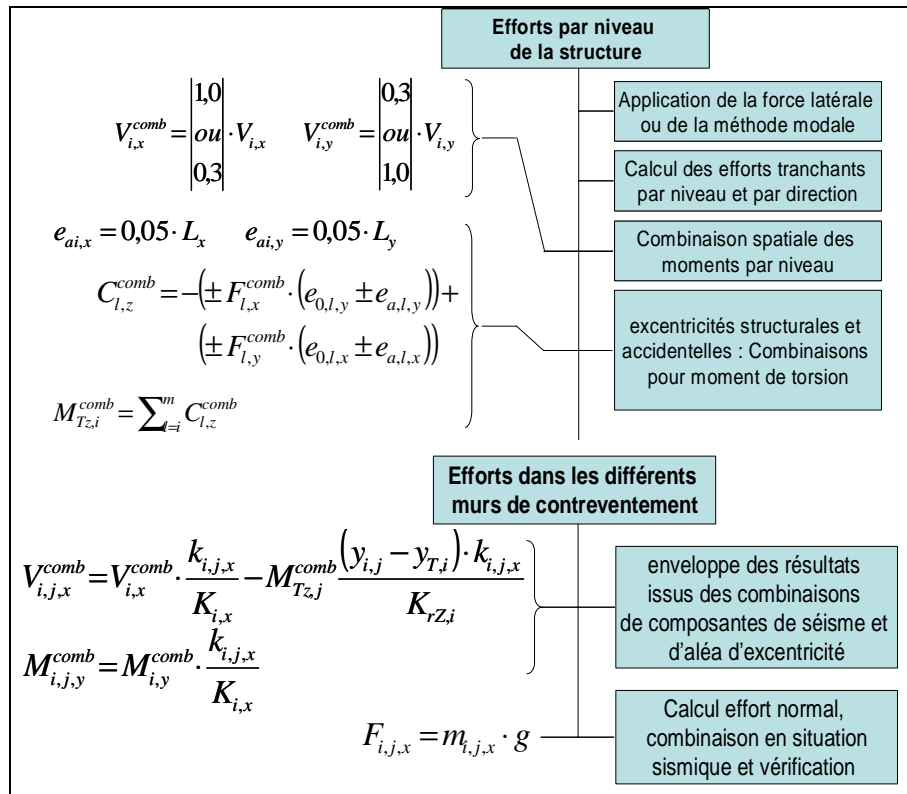


Figure 10 : procédure de prise en compte des deux composantes horizontales de séisme et de torsion structurale et accidentelle, d'après [15]

4. Conclusion

Le travail mené dans le cadre de cette étude brosse très rapidement l'approche de diagnostic, d'évaluation des capacités d'un bâtiment existant et de renforcements possibles. La connaissance de l'existant est très importante pour l'évaluation des capacités du bâtiment. La NF EN 1998-3 définit de manière relativement claire le cadre de ce type de diagnostic. Cependant, les variantes offertes sont nombreuses, mais la pratique de cette norme et des méthodes de vérifications offertes est encore peu répandue. C'est pourquoi n'a été abordé ici qu'une modélisation linéaire basée sur la prise en compte d'un coefficient de comportement de structure. Cette méthode de calcul, habituellement retenue pour les ouvrages neufs s'avère intéressante pour l'étude de bâtiments en construction en acier tels que celui étudié ici. Elle permet d'adapter son degré de finesse aux enjeux, à la nature des renforcements et à leur faisabilité. La palette des solutions envisagées pour renforcement sont variées, parfois complémentaires, mais elles demandent une investigation allant des détails au comportement global. Le changement de zone d'aléa abordé dans cet exemple de bâtiment existant de construction récente ne conduit pas à des sous dimensionnements importants. Cependant, des hypothèses de base de calcul en parasismique peuvent ne pas être vérifiées. Cette étude souligne l'importance de la solidarisation des masses et de la structure, ainsi que l'impact de la présence ou non d'un diaphragme rigide.

Cette étude peut être complétée par une analyse quantitative des différentes solutions exposées. Une approche plus fine des attaches permettra de singulariser les schémas éventuels de ruine associés à ces zones. Une dimension économique compléterait efficacement cette étude et apporterait un élément important dans le choix d'une solution. Un travail réalisé dans le cadre de l'Association Française du génie Parasismique est en cours et vise à apporter ce type d'argument technico-économique.

5. Références

- [1] NF EN 1998-3 : Eurocode 8, calcul des structures pour leur résistance aux séismes, partie 3 : évaluation et renforcement des bâtiments, AFNOR P06-033-1, décembre 2005
- [2] NF EN 1998-1 – Eurocode 8 : calcul des structures pour leur résistance aux séismes, partie 1 : règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments, AFNOR P06-030-1, septembre 2005.
- [3] NF P 06 001 – – Base de calcul des constructions – Charges d’exploitation des bâtiments (juin 1986)
- [4] DTU P 06 002 Règles neige et vent 65 Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions et Annexes (juin 1980).
- [5] Règles NV 65 Modificatif n°4 (février 2009)
- [6] projet d’arrêté relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la catégorie dite « à risque normal » telle que définie par le décret n°91-461 du 14 mai 1991 relatif à la prévention de risque sismique, MEEDDM, juin 2010.
- [7] Projet de Décret modifiant le code de l’environnement, le code de la construction et de l’habitation et de l’habitation et le décret n°91-461 du 14 mai 1991 relatif à la prévention du risque sismique et portant extension à Mayotte de certaines dispositions réglementaires relatives à la prévention des risques naturels majeurs, MEEDDM, juin 2010
- [8] Eurocode 1 : actions sur les structures, partie 1-1 : actions générales-poids volumiques, poids propres, charges d’exploitation bâtiments, AFNOR, 2000.
- [9] PREN 1090-2 Exécution des structures en acier et des structures en aluminium. Partie 2 : Exigences techniques pour les structures en acier, AFNOR P 22-101-2
- [10] NFP 22460 Assemblages par boulons à serrage contrôlé – Dispositions constructives et vérification des assemblages (juin 1979)
- [11] Eurocodes structuraux, Eurocodes : bases de calcul des structures, AFNOR, avril 2002.
- [12] Eurocode 3 – calcul des structures en acier – partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments, AFNOR, 2004.
- [13] T. Paulay, M.J.N. Priestley, Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, chapter 4.2 methods of analysis, Wiley Interscience 1992
- [14] E. Fournely et al, Guide de règles parasismiques simplifiées applicable à des bâtiments courants, AFPS février 2009.
- [15] T.K. Vu, E. Fournely, Th Lamadon, Influence de la torsion sur les sollicitations sismiques dans les contreventements de bâtiments à ossature en bois, Rencontres AUGC Saint-Malo, juin 2009.
- [16] M. Jouanade, rapport de projet de recherche et développement, Polytech’ Clermont-Ferrand, juin 2010
- [17] M. Gianquinto et al, Guide des dispositions constructives parasismiques, AFPS, Presse des ponts et chaussées, 2006