

## Evaluating seismic vulnerability of reinforced concrete buildings in view of their rehabilitation

## Evaluation de la vulnérabilité sismique des constructions en béton armé en vue de leur réhabilitation

A. El Haouzi<sup>1</sup>, A. Khamlichi<sup>1</sup>, M. Bezzazi<sup>2</sup>, et F. Lopez Almansa<sup>3</sup>

<sup>1</sup>Université Abdelmalek Essaâdi, Faculté des Sciences, Département de Physique, Tétouan, Maroc

<sup>2</sup>Université Abdelmalek Essaâdi, Faculté des Sciences et Techniques, Département de Physique, Tanger, Maroc

<sup>3</sup>Université Polytechnique de Catalogne, Département des Structures de l'Architecture, Barcelone, Espagne

**Abstract.** In this work, a simplified methodology was proposed in order to evaluate seismic vulnerability of reinforced concrete buildings. The approach is founded on response surface obtained through pushover calculations of the building. Pushover analysis was performed under ZeusNL software. A case study was carried out on a typical building by using full factorial design of experiment table constructed on the three design parameters that include concrete resistance, the average concrete section of beams and columns and their longitudinal reinforcements. Analysis of variance performed on the obtained results enabled determining the effect of each parameter on seismic performance of the building. It was shown that concrete average section and reinforcements control preponderantly seismic capacity of the building with regards to the considered limit states. Optimisation of seismic rehabilitation was then proposed.

**Résumé.** Dans ce travail, une méthodologie simplifiée a été proposée afin d'évaluer la vulnérabilité sismique des bâtiments en béton armé. La démarche s'appuie sur une surface de réponse obtenue à partir de calculs pushover du bâtiment. L'analyse pushover a été effectuée sous le logiciel ZeusNL. Une étude de cas a été réalisée sur un bâtiment type en utilisant un plan d'expérience factoriel complet construit sur les trois paramètres de conception comprenant la résistance caractéristique du béton, la section moyenne de béton des poteaux et poutres et leurs armatures longitudinales. L'analyse de variance effectuée sur les résultats obtenus a permis de déterminer l'effet de chaque paramètre sur la performance sismique du bâtiment. Les résultats ont montré que la section moyenne des coffrages et leurs ferrailages contrôlent de manière prépondérante la capacité sismique du bâtiment vis-à-vis des états limites considérés. L'optimisation de la réhabilitation sismique a été alors proposée.

## 1 Introduction

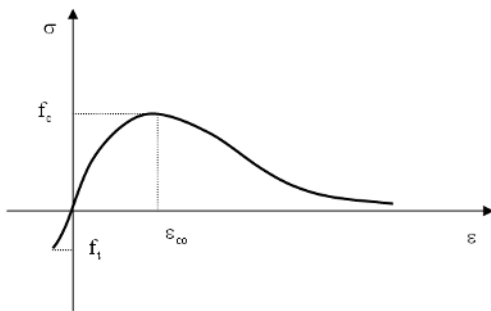
Les bâtiments pré-codés ont été conçus sans prendre en compte les prescriptions réglementaires concernant la tenue aux séismes, ils sont donc vulnérables [1-6]. Le diagnostic du bâti existant présentant une résistance sismique insuffisante revêt une importance considérable car il permet de programmer le renforcement nécessaire afin de se prémunir du risque sismique dans des conditions de coût minimal. La réhabilitation sismique peut être conduite selon plusieurs méthodes dont l'objectif principal est d'augmenter la capacité de la structure face à la demande sismique qui est susceptible de se produire. Cette opération peut viser l'augmentation de la rigidité, de la résistance, de la dissipation, ou l'amélioration de l'isolation et de la régularité du bâtiment [7]. Des méthodes conventionnelles comme des techniques émergentes peuvent être appliquées pour réhabiliter un bâtiment pré-codé. Les méthodes conventionnelles comprennent le chemisage des poutres et poteaux et le rajout de nouveaux éléments structuraux. Les éléments structuraux qui peuvent être potentiellement le siège de concentration de contraintes sous l'effet de l'action sismique sont ainsi confortés par un chemisage à base essentiellement de béton et d'armatures de ferrailage. Les techniques émergentes comprennent le renforcement par bandes de polymère renforcé de fibres qui sont collées sur les éléments structuraux et sur les jonctions les plus sollicités.

L'enjeu de la recherche qui est développée dans le contexte de la réhabilitation à base des méthodes conventionnelles est d'achever l'optimisation du renforcement afin de satisfaire à un état de performance donné avec un coût minimal. Pour cela, il faut être en mesure d'évaluer la demande sismique et la capacité de la structure existante avec un degré de précision suffisamment élevé. Il faut être en particulier capable d'analyser la vulnérabilité sismique afin de savoir comment celle-ci peut être modifiée en fonction de certains paramètres géométriques et matériels clés. Rossetto et al. [8] ont revu les différentes approches d'étude de vulnérabilité. Krawinkler et al. [9] ont montré la possibilité d'utiliser une analyse statique non linéaire, dite pushover, afin d'évaluer analytiquement la vulnérabilité sismique d'un bâtiment régulier. L'optimisation de la réhabilitation sismique au moyen du chemisage des poteaux et des poutres est considérée dans ce travail. Une méthodologie simplifiée est proposée pour cela. Elle est fondée sur l'analyse pushover du bâtiment renforcé à plusieurs grades selon un plan d'expérience factoriel complet. La table du plan d'expérience a été construite en choisissant trois paramètres de conception clés et trois modalités pour chacun d'eux. L'analyse de variance conduite sur les résultats obtenus a permis de déterminer l'influence relative de chaque facteur. Une régression polynomiale a été réalisée sur les résultats afin de construire une surface de réponse permettant de définir une approximation explicite des états limites considérés en fonction des variables de conception. Cette régression est utilisée pour exprimer les contraintes associées à un état de performance sismique faisant l'objet de la réhabilitation sismique. En considérant comme fonction objectif la minimisation du coût du chemisage réalisé sur les éléments structuraux, un programme mathématique non linéaire a été écrit afin de trouver la conception optimale. Les états de performance considérés dans cette étude comprennent les deux états limites définis par le code sismique marocain RPS2000 [10]. Le logiciel de calcul non linéaire des structures en béton armé Zeus NonLinear (ZeusNL) [11] a été utilisé pour effectuer les simulations numériques de la réponse du bâtiment. ZeusNL permet d'effectuer une analyse statique non linéaire de type pushover afin d'obtenir le déplacement du toit et le déplacement maximum inter-étages sous une charge sismique spécifiée. Les paramètres de conception qui ont été considérés comprennent la résistance du béton à l'âge de 28 jours, les aires des sections droites des poteaux et poutres et leurs ferrailages respectifs.

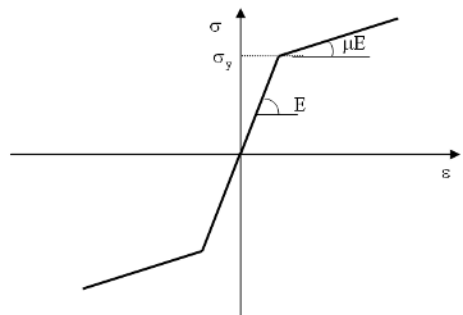
## 2 Analyse statique nonlinéaire par ZeusNL

ZeusNL est un logiciel libre d'accès [11]. Il permet d'effectuer l'analyse structurale de manière effective au moyen soit de la méthode pushover classique soit le pushover adaptatif ou encore

l'analyse complète en dynamique transitoire. La modélisation prend en compte les propriétés géométriques et matérielles. Les modèles de comportement courants des bétons et des aciers sont disponibles ainsi qu'une grande librairie d'éléments qui peuvent être utilisés avec un large choix de sections prédéfinies de béton renforcé par des armatures. Le chargement appliqué peut comprendre des forces constantes ou variables, des déplacements ou des accélérations imposées. Dans la version conventionnelle de la méthode pushover utilisée dans la suite, les charges appliquées varient proportionnellement à une configuration triangulaire prédéfinie et la réponse postcritique est obtenue par une procédure de contrôle en déplacement. Modéliser le pushover statique à l'aide du logiciel ZeusNL requiert de rentrer les configurations des sections, les propriétés matérielles, le chargement appliqué et le protocole d'analyse demandé. Dans la présente étude, le comportement du béton utilisé obéit à un modèle non linéaire avec prise en compte de manière uniforme de l'effet du confinement (con2), Figure 1. Ceci permet une description précise du comportement uniaxial du béton avec l'effet d'une pression de confinement constante qui rend compte de l'action du ferrailage transversal. Cet effet de confinement est introduit dans le modèle moyennant un coefficient qui est utilisé pour mettre à l'échelle la relation entre les contraintes et les déformations dans la gamme complète des déformations susceptibles de se développer. Pour rentrer le modèle de comportement du béton durant les simulations, quatre paramètres sont requis: la résistance à la compression, la résistance en traction, la déformation de rupture et le facteur de confinement.



**Fig. 1.** Modèle du béton à pression de confinement constante.



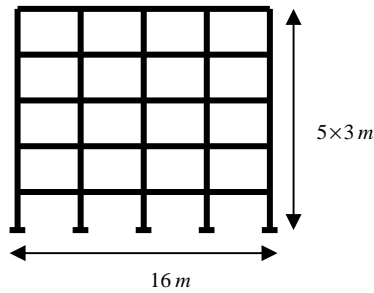
**Fig. 2.** Loi élastoplastique bilinéaire avec écrouissage cinématique de l'acier des armatures.

Le comportement de l'acier de ferrailage a été supposé obéir à une loi élastoplastique bilinéaire avec écrouissage cinématique (st11), Figure 2. Ce modèle s'applique à la modélisation du comportement uniaxial des aciers doux. Pour le rentrer en tant que donnée des simulations trois paramètres sont requis : module d'Young  $E$ , contrainte limite d'élasticité  $\sigma_y$  et paramètre d'écrouissage  $\mu$ . L'analyse pushover a été réalisée en choisissant la direction sismique la plus défavorable lorsque le bâtiment est assimilé à un portique plan. Le mode contrôle de la réponse a été choisi pour piloter les calculs non linéaires. Ce mode se réfère à la situation où le déplacement du toit est augmenté de manière graduelle selon les spécifications effectuées par l'utilisateur. Le chargement appliqué ainsi que les déformations qui apparaissent dans les autres nœuds de la structure sont récupérés à partir des sorties du programme.

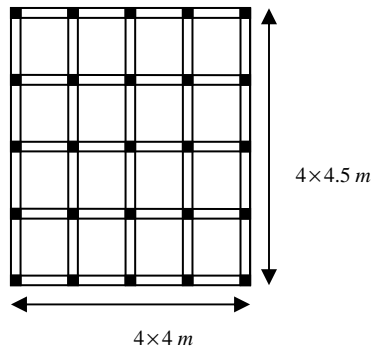
### 3 Présentation du cas d'étude

Un bâtiment pré-codé en béton armé dont la typologie est très communément rencontré au Maroc est considéré dans l'étude de cas suivante où l'optimisation de la réhabilitation est discutée. Ce bâtiment a une structure régulière composée de 5 étages et s'étend sur emprise rectangulaire de surface horizontale  $16m \times 18m$ . La hauteur inter-étages est de  $3m$ . La direction sismique la plus défavorable correspond à la largeur du bâtiment. Le comportement sismique selon cette direction peut être

représenté par un portique ayant 5 étages et 4 baies de longueur égale à  $4\text{ m}$ . Les Figures 3 et 4 montrent l'élévation et la vue en plan du bâtiment considéré.



**Fig. 3.** Elévation verticale du bâtiment en béton armé selon la direction sismique la plus défavorable.



**Fig. 4.** Vue en plan du bâtiment en béton à 5 étages.

Les charges permanentes et variables par unité de surface sont  $G = 5.3\text{ kN.m}^{-2}$  et  $Q = 1.5\text{ kN.m}^{-2}$ . La charge sismique active est calculée en prenant la combinaison:  $P = G + 0.2Q$  selon le code parasismique marocain [10]. Ce bâtiment a été conçu avec un règlement béton armé classique sans prendre en compte aucune réglementation sismique. Les propriétés des matériaux utilisés sont : résistance du béton à la compression  $f_{c28} = 20\text{ MPa}$ , résistance caractéristique des armatures  $f_e = 500\text{ MPa}$ . Le tableau 1 présente les dimensions obtenues pour les poutres et les poteaux ainsi que leurs ferrailages.

**Tableau 1.** Sections des poutres et des poteaux avec leurs ferrailages.

	Largeur de la section (cm)	Hauteur de la section (cm)	Section des armatures ( $\text{cm}^2$ )	Armatures inférieures	Armatures à mi-section	Armatures supérieures
Poteaux	20	40	$A_{s1} = 7.92$	$2\phi 12$	$3\phi 12$	$2\phi 12$
Poutres	20	40	$A_{s2} = 7.5$	$6\phi 8$	0	$9\phi 8$

Le problème consiste maintenant à réhabiliter ce bâtiment pré-code pour atteindre les états de performance relatives aux déplacements limites tels qu'ils sont prescrits par le règlement RPS2000.

Ces états de performance limitent le déplacement du toit du bâtiment et le déplacement maximum inter étages sous le chargement sismique prescrit.

Les limites en ( *m* ) du déplacement du toit et du déplacement maximum inter-étages notées respectivement  $\bar{\delta}_{roof}$  et  $\bar{\delta}_{is}$  sont données conformément au RPS2000 par

Etat limite 1: 
$$\delta_{roof} \leq \bar{\delta}_{roof} = 0.004H = 0.06 \tag{1}$$

Etat limite 2: 
$$\delta_{is} \leq \bar{\delta}_{is} = 0.01h/K = 0.015 \tag{2}$$

où *H* est la hauteur totale du bâtiment, *h* la hauteur inter-étages et *K* le coefficient de ductilité. A cause du fait qu’il n’existe pas toujours la possibilité d’évaluer  $\delta_{roof}$  et  $\delta_{is}$  à partir d’une courbe pushover donnée si la charge de rupture est inférieure à la charge sismique prescrite par le RPS2000, il est pertinent de raisonner en termes des efforts tranchants de base associés aux états limites de déplacement plutôt qu’en termes du déplacement du toit et du déplacement inter-étages. Les efforts tranchants de base sont obtenus à partir des courbes pushover sous la forme

$$\bar{V}_{roof} = V(\bar{\delta}_{roof}) \tag{3}$$

$$\bar{V}_{is} = V(\bar{\delta}_{is}) \tag{4}$$

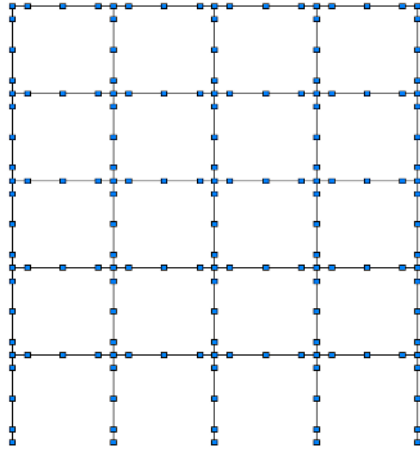
Les états limites (1) et (2) sont alors équivalents à  $V_{roof} \leq \bar{V}_{roof}$  et  $V_{is} \leq \bar{V}_{is}$ .

Dans le but de minimiser le coût de la réhabilitation, celle-ci doit être conçue de manière optimale. La méthodologie suivante est utilisée. En choisissant de modifier de manière proportionnelle les épaisseurs des poutres et des poteaux ainsi que leurs ferrailages, les variables de conception considérés sont les trois facteurs : résistance réduite du béton  $f_c(MPa)/20$  (facteur *A*), multiplicateur des épaisseurs des membrures (facteur *B*) et multiplicateur des sections totales des armatures (facteur *C*). En considérant les niveaux inférieurs (Niveau 1) comme étant ceux des paramétrées données dans le tableau 1, un niveau intermédiaire (Niveau 2) et un niveau supérieur (Niveau 3) sont définis conformément au tableau 2.

**Tableau 2.** Niveaux considérés des variables de conception durant les simulations pushover.

Facteur	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>
	$f_c(MPa)/20$	Multiplicateur largeur des membrures	Multiplicateur des sections d’armatures
Niveau 1	1	1	1
Niveau 2	1.25	1.5625	1.5625
Niveau 3	1.5	2.25	2.25

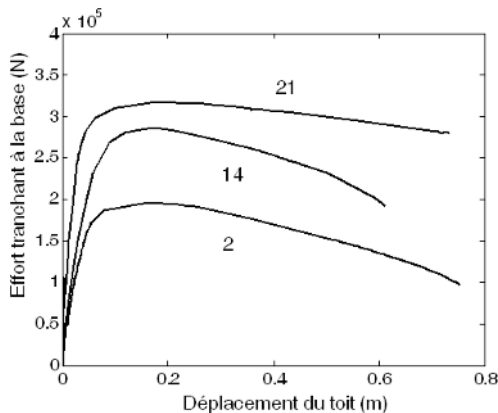
Les simulations pushover ont été réalisées en utilisant le logiciel ZeusNL. La Figure 5 présente le modèle éléments finis développé pour modéliser le portique plan équivalent au bâtiment.



**Fig. 5.** Modèle éléments finis développé sous Zeus NL.

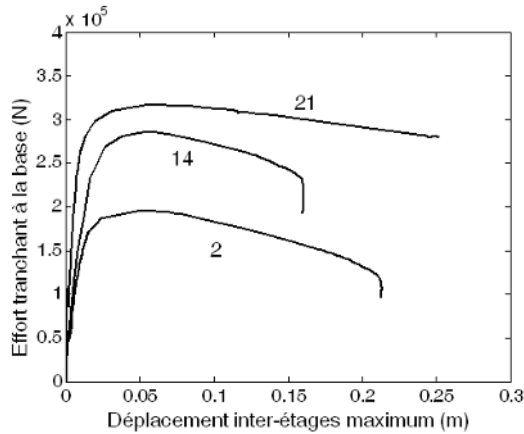
Les propriétés matérielles qui ont été utilisées pour le béton sont : la résistance à la compression  $f_c$  qui varie selon le tableau 2, résistance à la traction  $f_t = 2.2 \times 10^6 \text{ Pa}$ , déformation de rupture  $\varepsilon_{co} = 0.002$ , facteur de confinement du béton  $k = 1.2$  et facteur de béton d'enrobage non confiné  $k = 1.02$ . Pour les propriétés des aciers de ferrailage, les données sont : module d'Young  $E_s = 2 \times 10^{11} \text{ Pa}$ , limite d'élasticité  $\sigma_y = 5 \times 10^8 \text{ Pa}$  et paramètre d'écroutissage  $\mu = 0.005$ .

A partir du tableau 2, un plan d'expérience factoriel complet comprenant 27 combinaisons peut être construit. Les Figures 6 et 7 donnent l'effort tranchant de base (capacité sismique) en fonction respectivement du déplacement du toit et du déplacement maximum inter-étages pour les trois combinaisons 2, 14 et 21.



**Fig. 6.** Effort tranchant total de base en fonction du déplacement du toit pour les combinaisons 2, 14 et 21.

## INVACO2



**Fig. 7.** Effort tranchant total de base en fonction du déplacement maximum inter-étages pour les combinaisons 2, 14 et 21.

Le tableau 3 résume les résultats obtenus en termes du déplacement du toit  $\delta_{roof}$ , du déplacement maximum inter-étages  $\delta_{is}$  et du déplacement ultime  $\delta_{ult}$ . Les efforts tranchants de base  $V_{roof}$ ,  $V_{is}$  et  $V_{ult}$  associés à ces déplacements sont aussi donnés dans ce tableau.

**Tableau 3.** Résultats de simulation pushover en fonction de la combinaison considérée.

Comb.	A	B	C	$\delta_{roof}$ (m)	$\delta_{is}$ (m)	$\delta_{ult}$ (m)	$V_{roof}$ (N)	$V_{is}$ (N)	$V_{ult}$ (N)
1	1	1	1	0.1275	0.03818	0.2404	62710	57940	93060
2	1	1	1.5625	0.1711	0.05458	0.5066	175340	170370	196110
3	1	1	2.25	0.1752	0.05585	0.7976	288700	278530	308760
4	1	1.5625	1	0.1425	0.04205	0.3380	79390	72980	130860
5	1	1.5625	1.5625	0.1439	0.04495	0.7096	226630	211630	274670
6	1	1.5625	2.25	0.1720	0.06713	1.1117	390680	372750	430350
7	1	2.25	1	0.1532	0.04489	0.4311	96130	88340	166870
8	1	2.25	1.5625	0.1474	0.04843	0.9299	272310	256520	359970
9	1	2.25	2.25	0.1780	0.06570	1.4652	491140	476140	567190
10	1.25	1	1	0.1288	0.03803	0.2539	65800	61510	98300
11	1.25	1	1.5625	0.1665	0.05332	0.5095	157140	150170	197210
12	1.25	1	2.25	0.2018	0.06451	0.8095	291760	281290	313370
13	1.25	1.5625	1	0.1400	0.04143	0.3610	84020	77930	139740
14	1.25	1.5625	1.5625	0.1738	0.05656	0.7373	233880	219250	285410
15	1.25	1.5625	2.25	0.2102	0.07606	0.8988	305270	288810	347910
16	1.25	2.25	1	0.1591	0.04685	0.4688	101720	93370	181460
17	1.25	2.25	1.5625	0.1579	0.05134	0.9740	284040	268020	377040
18	1.25	2.25	2.25	0.2111	0.06571	1.2568	396250	387350	486510
19	1.5	1	1	0.1480	0.0445	0.2659	68780	64920	102920
20	1.5	1	1.5625	0.1495	0.05026	0.4946	170520	154350	191470
21	1.5	1	2.25	0.2014	0.06427	0.8192	296710	286300	317120
22	1.5	1.5625	1	0.1496	0.04517	0.3769	87600	81490	145890
23	1.5	1.5625	1.5625	0.1967	0.06559	0.7522	241360	225010	291190
24	1.5	1.5625	2.25	0.2228	0.08993	1.1450	402090	373370	443220

25	1.5	2.25	1	0.1576	0.04622	0.4972	105830	97930	192480
26	1.5	2.25	1.5625	0.1683	0.05401	1.0035	290530	274670	388450
27	1.5	2.25	2.25	0.2382	0.09279	1.2758	403870	385640	493860

La charge sismique prescrite telle qu'elle est définie par le règlement marocain RPS2000 a été calculée sous les hypothèses suivantes : zone sismique 3; site S2; classe de priorité 1; coefficient de ductilité 2 et coefficient d'amortissement 0.05. La charge sismique du RPS2000 appliquée au portique, montrée sur la Figure 1, est

$$F = \frac{1}{5} \frac{A_{\max} SDI}{K} W = 3.871 \times 10^5 N \tag{5}$$

où  $W = 8.064 \times 10^6 N$  est la charge sismique totale,  $A_{\max} = 0.16$  l'accélération sismique en zone 3,  $D = 2.5$  le facteur d'amplification dynamique,  $I = 1$  le coefficient de priorité et  $K = 2$  le coefficient de ductilité. La courbe discontinue sur les Figures 6 et 7 indique la charge sismique de conception. On peut remarquer sur ces Figures que les trois combinaisons 2, 14 et 21 ne permettent pas de satisfaire les exigences associées aux états limites 1 et 2. En se référant au tableau 3, seules les combinaisons 9 et 18 permettent de satisfaire les états limites 1 et 2. Afin d'optimiser le renforcement sismique à appliquer au bâtiment, une analyse de variance est conduite sur les résultats obtenus, puis une représentation des efforts  $V_{roof}$  and  $V_{i,s}$  moyennant des surfaces de réponses est développée.

#### 4 Analyse de variance et modèles surface de réponses

L'analyse de variance a été effectuée en utilisant la commande anovan de Matlab sur les résultats obtenus en termes de  $V_{roof}$ ,  $V_{i,s}$  et  $V_{ult}$  donnés dans le tableau 3. Le tableau 4 donne les résultats de cette analyse en termes de la statistique de Fisher  $F$  et de la valeur de la probabilité  $P$ . On peut constater que la variabilité de la performance du bâtiment en termes de l'effort tranchant d'effondrement et des efforts tranchants associés aux états limites 1 et 2 est due essentiellement aux sections de béton, aux sections de ferrailage et aux interactions entre ces deux facteurs. La résistance du béton a une faible influence sur les résultats.

**Tableau 4.** Statiques ANOVA des efforts tranchants limites associés à l'état 1 et 2.

Facteur	$V_{roof}$		$V_{i,s}$		$V_{ult}$	
	$F$	Valeur $p$	$F$	Valeur $p$	$F$	Valeur $p$
A	1.52	0.2767	1.3	0.3239	1.12	0.3735
B	295.82	0	289.43	0	324.64	0
C	35.05	0.0001	33.06	0.0001	104.65	0
A*B	1.6	0.2648	1.54	0.2796	1.89	0.2054
A*C	0.59	0.6805	0.52	0.7227	0.59	0.6792
B*C	3.68	0.0552	3.8	0.0513	5.99	0.0157

A partir des résultats du plan factoriel complet présentés dans le tableau 3, il est possible de développer un modèle de régression polynomiale définissant des surfaces de réponses [12]. Ces modèles ne sont valables que dans le domaine des paramètres qui ont été utilisés pour les établir et leurs extrapolations à des valeurs ne se trouvant pas dans ce domaine devraient être soumises à des épreuves de validation. Trois surfaces de réponses ont été calculées en utilisant la commande



regstats de Matlab: l'effort tranchant à la rupture, l'effort tranchant associé à l'état limite 1 et l'effort tranchant associé à l'état limite 2.

Ainsi en effectuant une interpolation polynomiale quadratique des résultats en termes des facteurs  $A$ ,  $B$  et  $C$ , on obtient les régressions suivantes :

$$\bar{V}_{roof}(A,B,C) = (1.3642-53.992A+8.1636B+28.18C-3.8576AB - 6.122AC+8.1545BC+27.605A^2-2.4278B^2-1.89C^2) \times 10^4 \quad (6)$$

$$\bar{V}_{1s}(A,B,C) = (1.7443-45.424AA+3.7871B+25.042C-3.4618AB - 7.146AC+8.2023BC+24.309A^2-1.3696B^2-0.742C^2) \times 10^4 \quad (7)$$

$$V_{ult}(A,B,C) = (-5.468-39.27A+4.3263B+31.243C-1.912AB - 6.84AC+9.6517BC+21.383A^2-1.2336B^2-3.6263C^2) \times 10^4 \quad (8)$$

Les valeurs du coefficient de corrélation  $R^2$  pour respectivement l'effort tranchant de rupture, l'effort tranchant de l'état limite 1 et l'effort tranchant de l'état limite 2 sont:  $R^2 = 97.6\%$ ,  $R^2 = 97.8\%$  et  $R^2 = 97.9\%$ . Ces résultats indiquent que l'interpolation quadratique permet d'ajuster dans des conditions d'excellente précision les réponses en termes des efforts tranchants pour un jeu de paramètres de conception donné appartenant au domaine d'interpolation utilisé.

#### 4 Optimisation de la réhabilitation

Le tableau 3 montre que l'état limite 2 est plus sévère que l'état limite 1 et que l'état limite de ruine associé  $g_3(A,B,C) = V_{ult} - F = 0$ . Il n'est donc pas nécessaire de considérer ces deux derniers états dans la résolution du problème d'optimisation du renforcement sismique. L'état de performance 2 requiert que le déplacement maximum inter-étages ne doive pas excéder la limite définie par l'équation (2). Cette dernière se réécrit sous la forme:

$$g_2(A,B,C) = \bar{V}_{1s} - F = 0 \quad (9)$$

Comme la masse totale du béton est donnée par  $245 \times 10^3 A$  (kg) et la masse des armatures est  $7289 B$  (kg), en admettant que le coût des armatures par unité de masse est 10 fois supérieur à celui du béton, la fonction objectif s'écrit :

$$f(A,B,C) = 24.5B + 7.289C \quad (10)$$

Il est alors possible d'appliquer n'importe quelle procédure de minimisation ayant fait ses preuves pour optimiser le renforcement sismique. Dans ce travail, le choix s'est fixé sur la commande *fmincon* de Matlab qui est fondée sur l'algorithme séquentiel quadratique (SQP) afin de résoudre le programme mathématique non linéaire défini par les équations (9) et (10). En choisissant les bornes inférieure et supérieure suivantes :  $\mathbf{lb} = [1;1;1]$  et  $\mathbf{ub} = [1.5;2.25;2.25]$ , et en initialisant l'algorithme par  $(A_0, B_0, C_0) = [1;1;1]$ , la solution optimale obtenue est :  $A = 1$ ,  $B = 1.2653$  et  $C = 2.25$ . Celle-ci conduit à la solution optimale suivante en termes des variables de conception:  $f_c = 20$  MPa, épaisseur des poteaux  $25.3$  cm, épaisseur des poutres  $50.6$  cm,  $A_{s1} = 17.82$  cm<sup>2</sup> et  $A_{s2} = 16.88$  cm<sup>2</sup>.

## 5 Conclusion

Dans le cadre de la technique conventionnelle de chemisage, l'optimisation du renforcement sismique d'un bâtiment en béton armé pré-code a été réalisée. Des modèles de type surface de réponses ont été développés afin d'exprimer les états limites de performance qui ont été considérés. Trois variables de conception ont été utilisées et un calcul pushover conduit selon un plan d'expérience en factoriel complet a été effectué. Les influences relatives des variables de conception ont été déterminées par analyse de variance des résultats obtenus. L'optimisation a été effectuée par résolution du programme mathématique non linéaire admettant comme fonction objectif le coût total engendré par la réhabilitation et comme contraintes les états de performance que le bâtiment doit satisfaire suite à l'opération de réhabilitation sismique.

## Références

1. N. Buratti, B. Ferracuti, M. Savoia, Response Surface with random factors for seismic fragility of reinforced concrete frames, *Structural Safety* **32** 42 (2010)
2. A. Kaveh, B. Farahmand Azar, A. Hadidi, F.R. Sorochi, S. Talatahari, Performance-based seismic design of steel frames using ant colony optimization, *Journal of Constructional Steel Research* **66** 566 (2010)
3. Q. Li., *Mathematical Formulation of Tools for Assessment of Fragility and Vulnerability of Damaged Buildings*, PhD thesis, Georgia Institute of Technology (2006)
4. I. Mehmet, B.O. Hayri, Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings, *Engineering Structures* **28** 1494 (2006)
5. R. Hasan, L. Xu, D.E. Grierson., Push-over analysis for performance-based seismic design, *Computers & Structures*, **80** 2483 (2002)
6. Applied Technology Council, ATC-40, *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*, California (1996).
7. Federal Emergency Management Agency, FEMA-356, *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, ASCE, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC (2000)
8. T. Rossetto, A.S. Elnashai, Derivation of vulnerability functions for European-type RC structures based on observational data, *Engineering Structures* **25** 1241 (2003)
9. H. Krawinkler, G.D.P.K. Seneviratna, Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation, *Engineering Structures* **20** 452 (1998)
10. Royaume du Maroc, *Règlement de construction parasismique RPS 2000*, Ministère de l'ATUHE, Secrétariat d'État à l'Habitat (2001)
11. A.S. Elnashai, V.K. Papanikolaou, D.H. Lee, *Zeus NL A system for inelastic analysis: User Manual, Version 1.8.7*, University of Illinois at Urbana Champaign, Mid- America Earthquake Center (2008)
12. W.J. Roux, N. Stander, R.T. Haftka, Response surface approximations for structural optimization, *Journal for Numerical Methods in Engineering*, **42** 517 (1998)