

# **ÉTUDE PARAMÉTRIQUE EN STATIQUE NON-LINAIRE DU FACTEUR DE COMPORTEMENT POUR LES STRUCTURES MÉTALLIQUES DIMENSIONNÉES SELON LE RÈGLEMENT PARASISMIQUE ALGÉRIEN**

## ***PARAMETRIC STUDY OF FORCE REDUCTION FACTOR FOR STEEL MOMENT RESISTING FRAMES DESIGNED ACCORDING TO THE ALGERIAN SEISMIC CODE***

---

**Abdenmour CHEKIRE, Ahmed ABED**

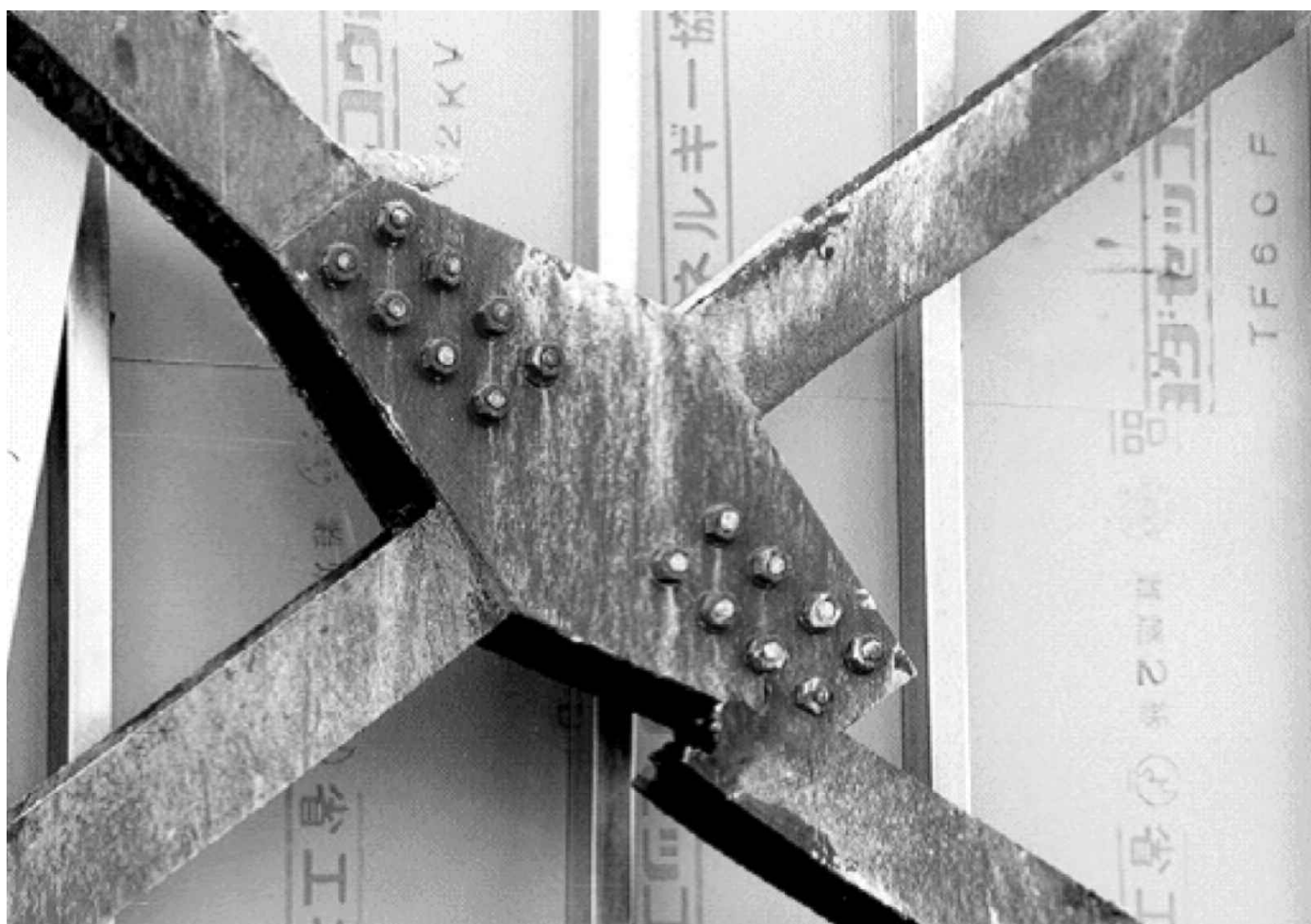
Université de Tizi-Ouzou, Faculté du Génie de la Construction, Département de Génie Civil,  
E-mails : chekiredabdenour56@gmail.com - abedahm@yahoo.fr

---

### **CONTEXTE**

Le but de cette recherche est de revoir le bien fondé des valeurs du facteur de comportement utilisé dans la réglementation algérienne. En effet les différents séismes qui

ont frappé l'Algérie, et particulièrement celui de 2003, ont révélé que le comportement de beaucoup de structures était loin de celui prévu par les concepteurs. Le séisme de Kobe a révélé les mêmes discordances entre le comportement théorique présumé et le comportement réel des structures.



*Rupture des éléments non ductile (contreventement en X), séisme de Kobe.*





*Rupture des soudures de l'assemblage et voilement important des barres (Ashiyahama Complexe), séisme de Kobe.*

## 1. INTRODUCTION

L'étude du comportement des structures durant les récents séismes a montré l'apparition de beaucoup de désordres dans les systèmes de contreventement, même pour les structures dimensionnées selon les codes de calcul. Les structures présentant des irrégularités en termes de rigidité ou de raideur ont montré des insuffisances dans leur comportement, ainsi que la formation de mécanisme pour les structures ayant des étages souples. Dans ce cas de situation, des dispositions particulières doivent être prises en compte pour remédier à cette instabilité [1, 2] et permettre à de telles structures d'atteindre l'état de mécanisme par plastification. Le choix du facteur de comportement dans la phase de dimensionnement ne reflète pas forcément la réponse attendue de la structure ; la valeur réelle du facteur de comportement dépend de plusieurs paramètres tels que la régularité de la structure, le niveau de ductilité effective, le critère de ruine, le mécanisme de formation des rotules plastiques [3], le taux d'écrouissage de l'acier, la méthode

de détermination, la modélisation, l'intensité du chargement, la hauteur du RDC, l'effet P- $\Delta$  [4, 5], etc.

Le comportement des structures dimensionnées sous chargement statique est très différent de celles dimensionnées en capacité c'est-à-dire en tenant compte de la formation de rotules plastiques ou de critères de ruine bien définis [6, 7].

Les valeurs du facteur de comportement R, données par les codes sont différentes car basées sur des approches semi-empiriques et statistiques. Pour les structures ductiles contreventées par portiques en acier, le Tableau 1 donne les valeurs de R proposées par quelques codes tels que l'AISC-2002 [8], l'AS 1170.4 [9], le CSA S16-01 [10], l'EC8 [11] et le RPA99/V2003 [12].

## 2. OBJECTIF

L'objectif de ce travail est d'étudier l'influence de certains de ces paramètres sur le comportement des structures auto-

CODE	AISC-2002	AS 1170.4	CSA S16-01	EC8	RPA99/V2003
R	8	6	7.5	$5.5 \leq R \leq 8$	6

**Tableau 1 : Coefficients de Comportement donnés par les codes de calcul sismique.**

stables ductiles en acier à partir d'analyses statiques non linéaires en utilisant le chargement modal [13] avec le programme SAP2000V14 [14].

Les paramètres pris en compte dans cette étude sont :

- la variation de la hauteur du Rez-de-chaussée, RDC, (3, 4, 4.5, 5 m),
- la régularité en élévation en termes de rigidité,
- la variation des surcharges d'exploitation (2.50, 5.0, 7.50 kN/m<sup>2</sup>),
- la variation de la longueur de la travée centrale (5 et 2.5 m) :

1 – poutres à inertie constante (IC)

2 – poutres à raideur constante (RC)

### 3. ÉVALUATION DU FACTEUR DE COMPORTEMENT R

Selon l'EC8 le facteur de comportement R est une approximation du rapport entre les forces sismiques que la structure subirait si sa réponse était complètement élastique avec un amortissement visqueux de 5 %, et les forces sismiques minimales utilisées lors du dimensionnement, avec un modèle linéaire conventionnel, en assurant encore une réponse satisfaisante de la structure.

La même approche est faite par Mwafy et Elnashai [15] qui proposent un coefficient de comportement donné par :

$$R = \frac{V_e}{V_d} \quad (1)$$

Selon la Figure 1,  $V_d$  correspond à l'effort tranchant de dimensionnement et  $V_e$  à l'effort tranchant à l'état limite élastique.

Basée sur la théorie du facteur de ductilité globale, une formulation faite par ATC [16] définit R comme étant le produit de plusieurs coefficients à savoir :

$$R = R_\mu R_S R_R \quad (2)$$

avec

$R_\mu$  : facteur tenant compte de la ductilité globale

$R_S$  : facteur tenant compte de la réserve de résistance

$R_R$  : facteur tenant compte de la redondance structurelle

### Facteur de ductilité globale [R]

La ductilité globale ou ductilité en déplacement est définie comme étant le rapport du déplacement latéral total à l'atteinte d'un mécanisme global au déplacement latéral élastique (facteur traduisant le comportement des structures dans les codes parasismiques). Cette ductilité est donnée par :

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_y} \quad (3)$$

avec :  $\Delta$  déplacement total ;  $\Delta_y$  = déplacement élastique ;  $\Delta_p$  = déplacement plastique.

Établies sur des hypothèses différentes, les formulations proposées par différents auteurs tels que Newmark et Hall [17], Miranda et Bertero [18], Vidic et al. [19], sont semblables et donnent pour les structures dont les périodes fon-

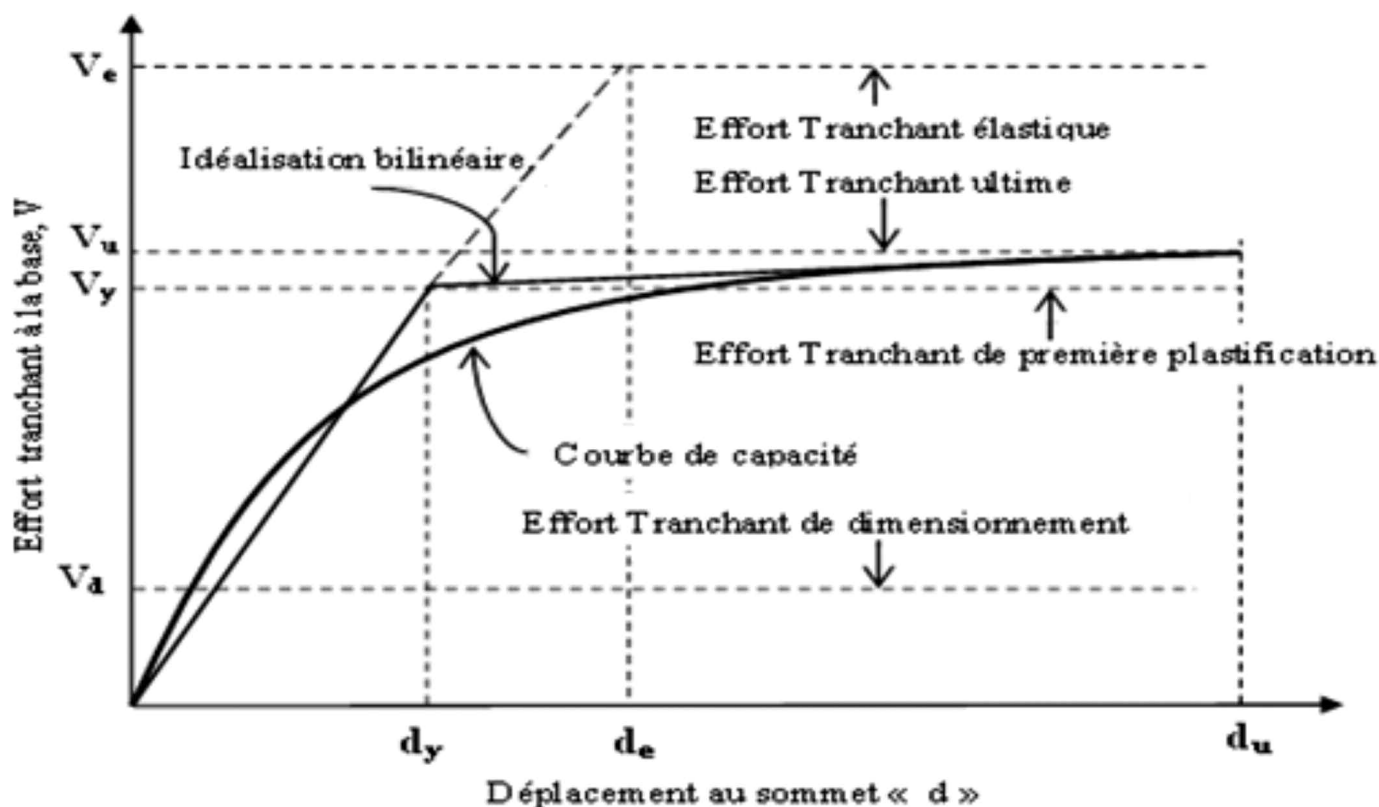


Figure 1 : Courbe de réponse généralisée ou courbe de capacité.



damentales sont supérieures à la période caractéristique du sol « Tc » (Tc = 0.5s selon le règlement RPA99/V2003 pour le sol choisi) :

$$R_{\mu} = \mu \quad \text{si } T > T_c \quad (4)$$

### Facteur de réserve de résistance [R<sub>s</sub>]

Beaucoup d'études ont été menées afin de définir R<sub>s</sub> et ont abouti à des valeurs relativement différentes. Selon Kappos [20] la surrésistance dépend de la flexibilité de la structure. Elle est donc plus grande pour des bâtiments faiblement élevés que pour ceux moyennement élevés (4 à 5 niveaux) ; et que la valeur de R<sub>s</sub> varie de 1.5 à 2.7 en fonction de la période d'oscillation. Aucune formulation n'a été fournie par l'auteur pour l'estimation de R<sub>s</sub>. Elnashai et Mwafy [21] et Di Sarno et al. [22], ont mené des études détaillées sur l'influence de la surrésistance dans les performances sismiques des bâtiments multi-étagés pour des structures en béton armé et en acier. Elnashai et Mwafy suggèrent d'utiliser un facteur de surrésistance qui correspondrait à une réserve de résistance intrinsèque à la structure donné par :

$$R_s = \frac{V_u}{V_y} \quad (5)$$

V<sub>u</sub> et V<sub>y</sub> étant respectivement les efforts tranchants à la base à l'état limite ultime de résistance et l'état limite élastique (voir Figure 1). Ils proposèrent un coefficient de surrésistance R<sub>s</sub> variant entre 1.5 et 2.2. Pour les structures ductiles, les codes AISC-2002, NEHRP-94 [23], Néo-Zélandais NZS [24] et l'EC8 préconisent des valeurs pour le coefficient R<sub>s</sub> respectivement égales à 3, 1.67, 1.5 et 1.6.

### Facteur de redondance structurelle [R<sub>R</sub>]

Selon le RPA99/v2003 chaque étage devrait avoir, en plan, au moins quatre files de portiques dans la direction des forces latérales appliquées pour vérifier la condition de redondance et 3 travées pour assurer la condition minimale de files porteuses, ce qui correspond à R<sub>R</sub> = 1.

## 4. DESCRIPTION DES STRUCTURES ÉTUDIÉES

Les structures considérées dans cette étude sont les structures les plus répandues et les plus utilisées en Algérie pour

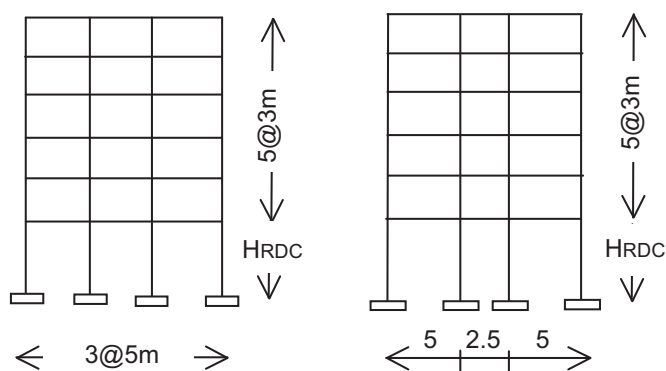


Figure 2 : Géométrie des Structures étudiées.

différents types d'usage. Dans ce qui suivra, nous utiliserons un portique plan en acier en R+5 de 3 travées.

Les charges permanentes sont de 5,3 kN/m<sup>2</sup> pour les étages courants et de 6,2 kN/m<sup>2</sup> pour la terrasse. Les surcharges d'exploitation sont de :

1. Surcharges Modérées (SM) : 2,5 kN/m<sup>2</sup> pour les étages courants et 1 kN/m<sup>2</sup> pour la terrasse.
2. Fortes Surcharges (FS) : 5 kN/m<sup>2</sup> pour les étages courants et 1 kN/m<sup>2</sup> pour la terrasse.
3. Très Fortes Surcharges (TFS) : 7,5 kN/m<sup>2</sup> pour les étages courants et 1 kN/m<sup>2</sup> pour la terrasse.

Selon le règlement parasismique algérien « RPA99/V2003 », le prédimensionnement des éléments résistants doit être mené en utilisant la méthode statique équivalente et la méthode dynamique modale avec un spectre de dimensionnement fourni par le code. Le choix définitif des éléments est fait en tenant compte des prescriptions données par le code RPA99/V2003 :

1. résistance des éléments
2. vérification des Déplacements Relatifs d'Etages (DRE ≤ 1% de la hauteur d'étage, H)
3. vérification de la condition « poteaux forts – poutres faibles » favorisant la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux. Le « RPA99/V2003 » ne propose aucune formulation sur la condition « poteaux forts – poutres faibles » pour les structures métalliques, nous adopterons celle donnée par l'EC8 ; à savoir : ( $\sum M_{rc} \geq 1,3 \sum M_{rb}$ ) alors que l'AISC recommande d'avoir seulement  $\sum M_{rc} > \sum M_{rb}$ ,  $\sum M_{rc}$  et  $\sum M_{rb}$  étant respectivement la somme des moments résistants des poteaux et poutres au niveau des nœuds.

Le Tableau 2 résume les caractéristiques des poteaux et des poutres constituant les portiques étudiés.

## 5. MODÉLISATION

La modélisation des poutres et des poteaux est faite en supposant des rotules situées aux deux extrémités des éléments, travaillant en flexion-cisaillement pour les poutres et en flexion-compression pour les poteaux. La longueur des rotules plastiques « L<sub>p</sub> » est prise par défaut égale à 10% de la longueur de l'élément. Les poteaux sont modélisés en tenant compte de la loi de la variation du moment résistant en fonction de l'effort normal dans le poteau. Les propriétés des rotules sont calculées selon l'ATC et le code FEMA-356 [25] par le programme SAP2000V14.

$$\theta_y = \frac{W_p \cdot F_{ye} \cdot L}{6 \cdot E \cdot I} \quad \text{pour les poutres} \quad (6)$$

$$\theta_y = \frac{W_p \cdot F_{ye} \cdot L}{6 \cdot E \cdot I} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right) \quad \text{pour les poteaux} \quad (7)$$

avec W<sub>p</sub> : module de flexion plastique

F<sub>ye</sub> : limite élastique de l'acier

L : longueur de l'élément

E : module d'élasticité

I : inertie de l'élément dans le sens de flexion

P : effort normal

P<sub>ye</sub> = A · F<sub>ye</sub> : effort normal à l'état limite élastique

Hauteur RDC (m)	Structures (SR) Poteaux RDC	Structures (SIR) Poteaux RDC	Poteaux Étage	Poutres (IC)	Poutres (RC)
3	HEB400	HEB450	HEB400	IPE400	IPE400 & IPE330
4	HEB550	HEB500	HEB400	IPE400	IPE400 & IPE330
4,5	HEM550	HEM500	HEB400	IPE400	IPE400 & IPE330
5	HEM650	HEM600	HEB400	IPE400	IPE400 & IPE330

SR : Structure Régulière en élévation (rigidité constante en élévation)  
 SIR : Structure IRrégulière en élévation (rigidité variable en élévation)  
 IC : Inertie Constante  
 IR : Raideur Constante

**Tableau 2 : Section des poutres et poteaux des portiques étudiés**

## 6. ANALYSE DES RÉSULTATS

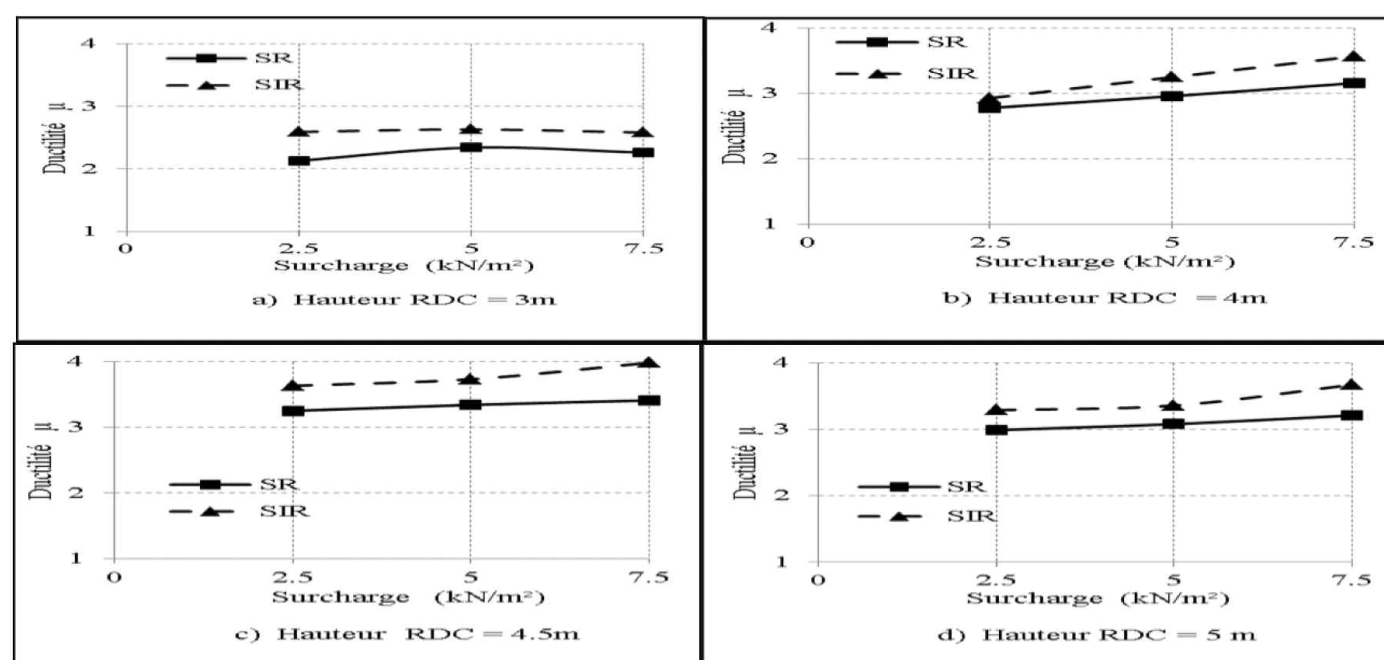
### 6.1. Effet de l'effort normal

Les Figures 3, 4, et 5 montrent respectivement l'effet de l'effort normal sur la ductilité, la surrésistance et sur le facteur de comportement. Pour l'ensemble des structures, les différents paramètres augmentent avec l'effort normal à l'exception des structures avec une hauteur de RDC de 3m et cela uniquement pour la ductilité (voir Figure 3(a)). On remarque aussi que les valeurs de la ductilité, de la surrésistance et du facteur de comportement sont plus importantes pour les structures régulières que pour les structures irrégulières quelle que soit la valeur de la surcharge. Les valeurs de la surrésistance trouvées varient entre 1,47 et 1,95 pour les structures régulières et entre 1,58 et 2,04 pour les structures irrégulières ce qui est du même ordre de grandeur que les valeurs proposées par Kappos, Elnashai et

Mwafy et par les codes NEHRP-94, Néo-Zélandais NZS et EC8.

Les Figures 6 et 7 montrent les variations du facteur de comportement en fonction du déplacement relatif d'étage pour les différentes surcharges. On remarque que l'augmentation de l'effort normal fait augmenter le facteur de comportement de la structure régulière ou irrégulière. Une forte surcharge d'exploitation ( $Q=7.5 \text{ kN/m}^2$ ) fait entrer la structure dans le domaine plastique ( $DRE=1\%$ ) bien avant les surcharges modérées ou fortes ( $DRE=1.5\%$ ).

Les Figures 8, 9, et 10 montrent les variations du facteur de comportement et de la ductilité en fonction de la hauteur du RDC et de la surcharge. Pour les structures régulières et pour les différentes hauteurs du RDC, la surcharge n'a pas d'effet sur la variation aussi bien de la ductilité que du facteur de comportement en fonction du déplacement relatif d'étage. Par contre l'effet de la surcharge est bien clair pour les structures irrégulières. Au delà d'un déplacement relatif d'étage de 2% et d'une surcharge de  $5.0 \text{ kN/m}^2$ , on observe une bifurcation des valeurs avec une dispersion significative.



**Figure 3 : Effet de l'effort normal sur la ductilité.**

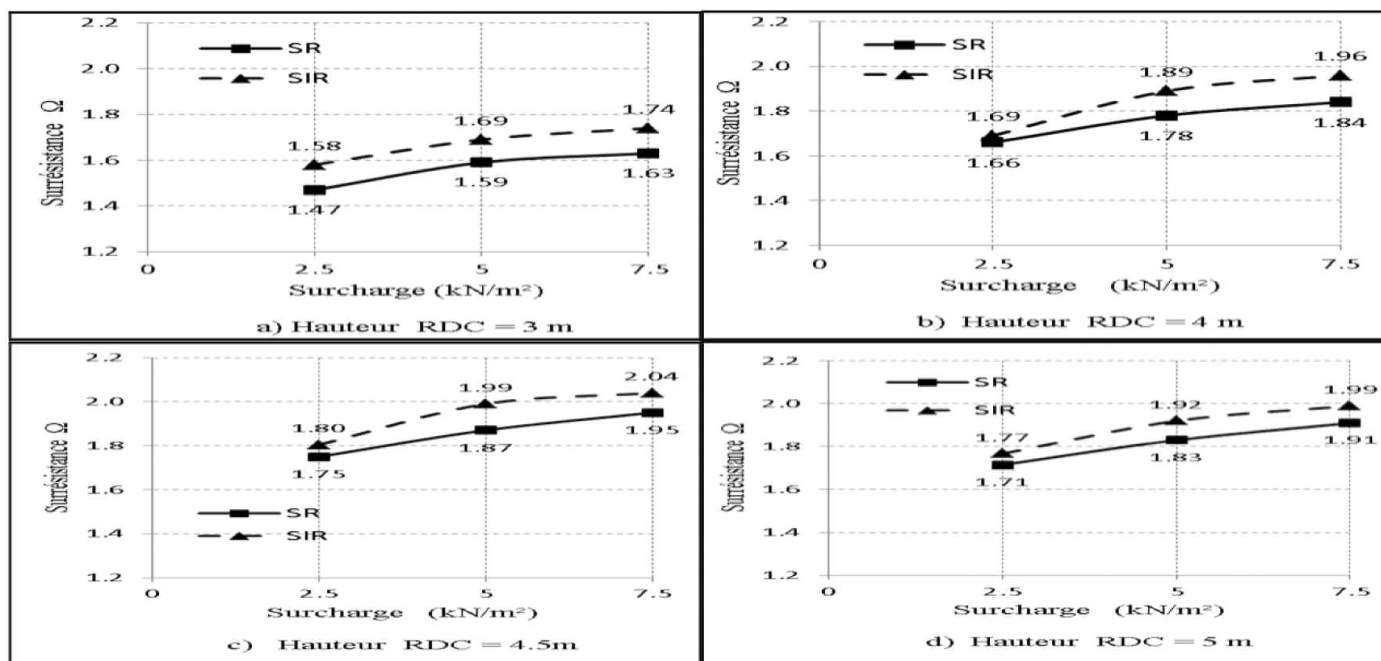


Figure 4 : Effet de l'effort normal sur la surrésistance.

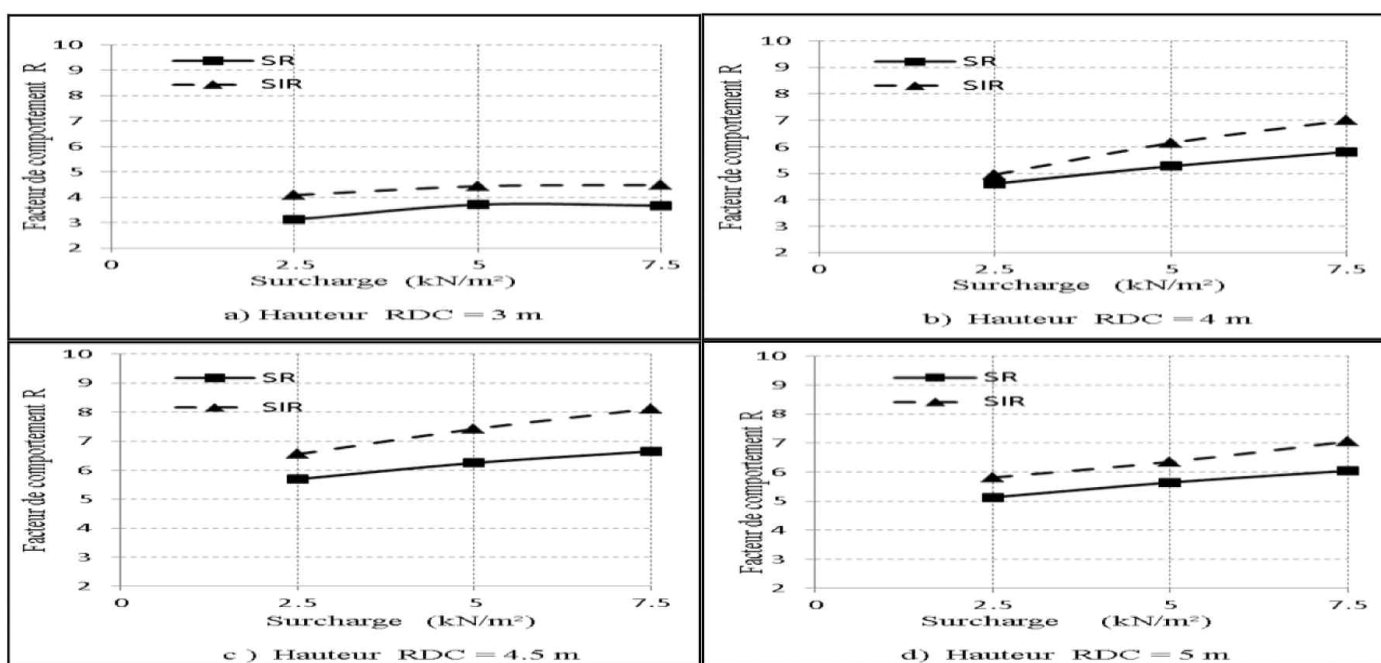


Figure 5 : Effet de l'effort normal sur le coefficient de comportement.

Le facteur de comportement augmente de manière constante pour les structures régulières jusqu'à une hauteur du RDC de 4,5 m pour ensuite décroître pour une hauteur de 5 m en raison de l'élancement important des poteaux. Pour les structures irrégulières, le facteur de comportement est relativement constant pour une hauteur de RDC de 3 et 4 m, par contre il augmente pour les structures avec un RDC de 4,5 m et diminue pour celles de 5 m de hauteur. Ces remarques sont valables pour les 3 types de surcharges comme illustrées dans la Figure 10.

## 6.2. Effet de la travée centrale courte

Les Figures 11 et 12 montrent l'effet de la travée courte sur le fonctionnement global des structures étudiées. L'instabilité par voilement local, au niveau de la travée courte, apparaît avant le début de formation de rotules plastiques. Ce phénomène a été observé pour les structures régulières (SR) et irrégulières (SIR) avec différentes hauteurs du RDC et différentes surcharges d'exploitation (SM, FS) et ce dans le cas de portiques dont les poutres

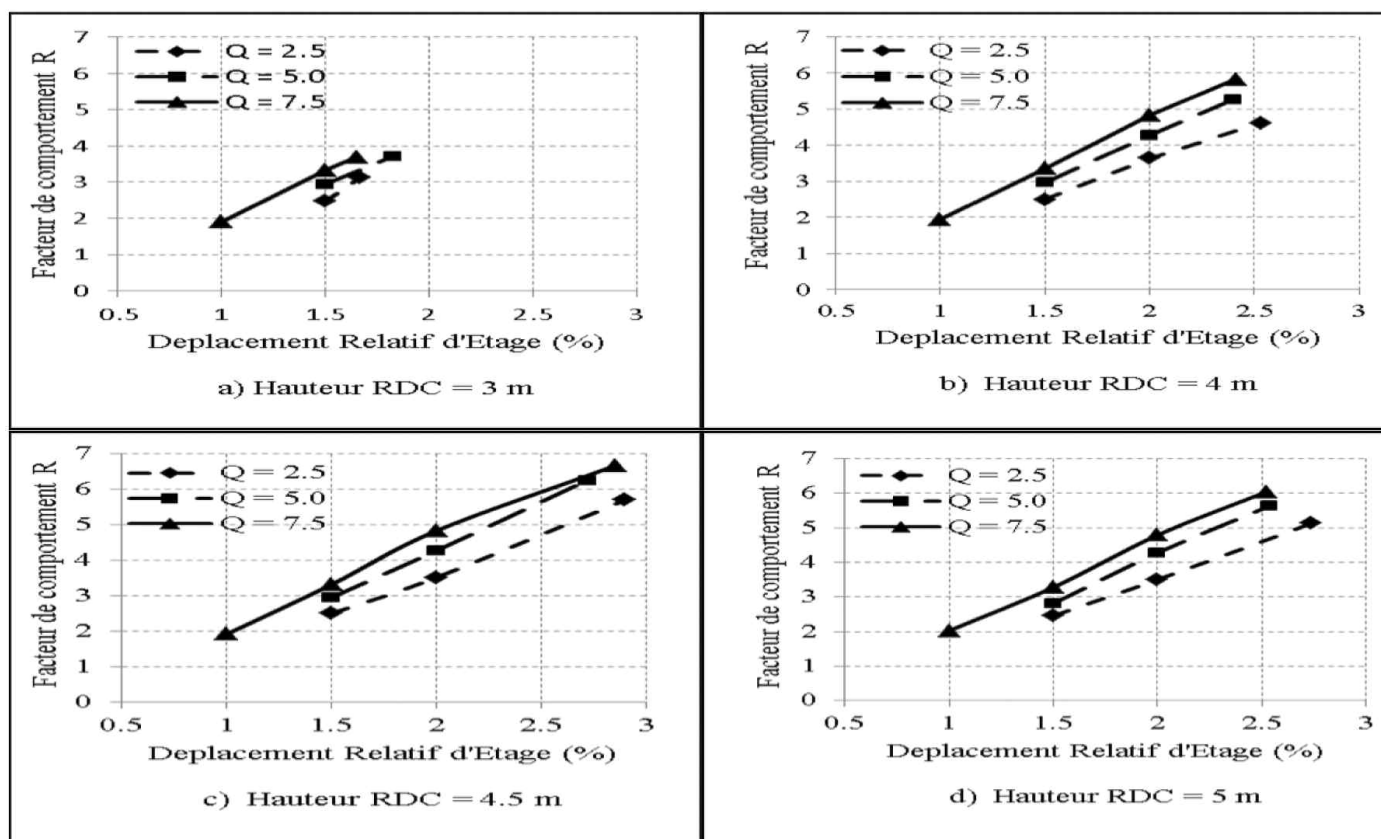


Figure 6 : Effet de l'effort normal sur le facteur de comportement pour différents déplacements relatifs d'étages pour les structures régulières.

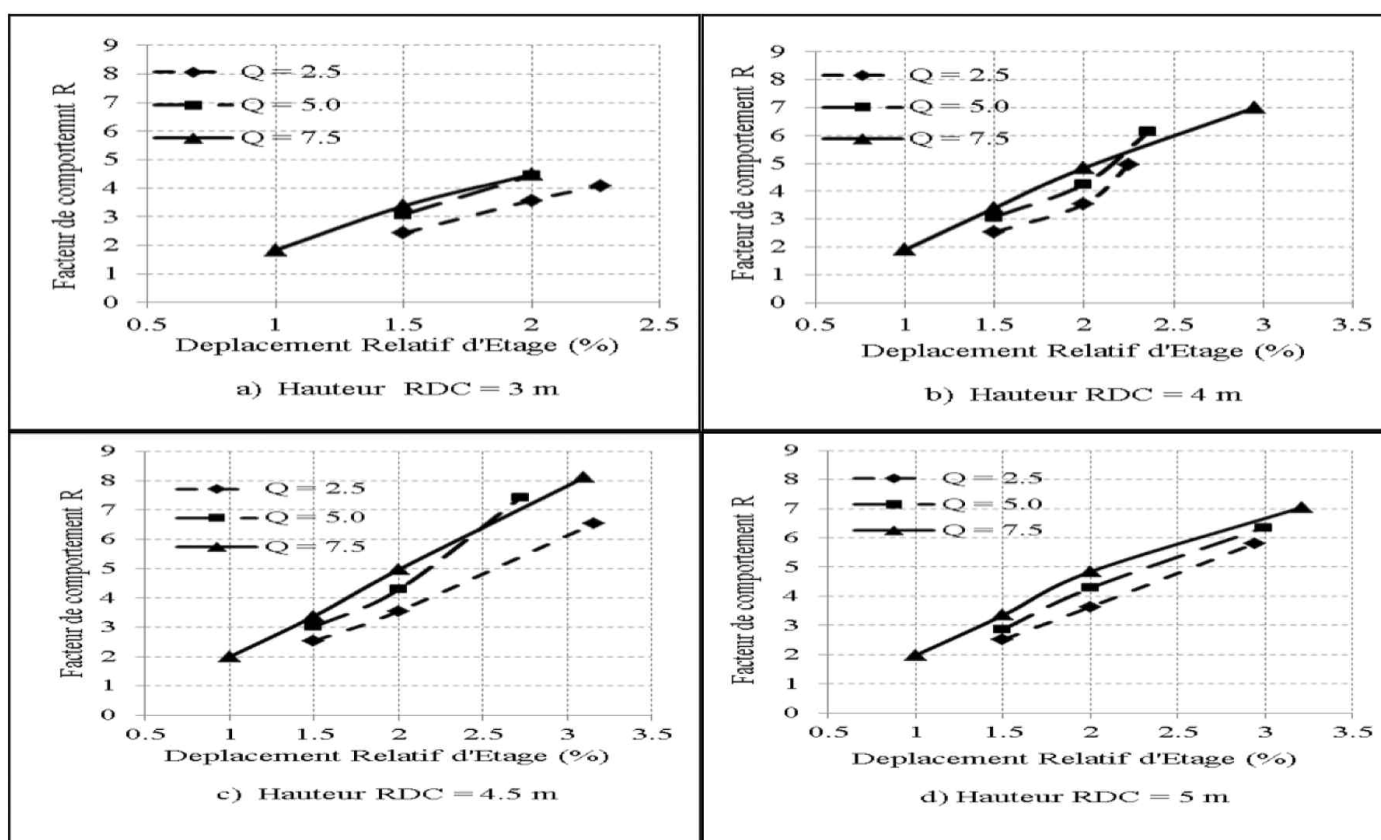


Figure 7 : Effet de l'effort normal sur le facteur de comportement pour différents déplacements relatifs d'étages pour les structures irrégulières.



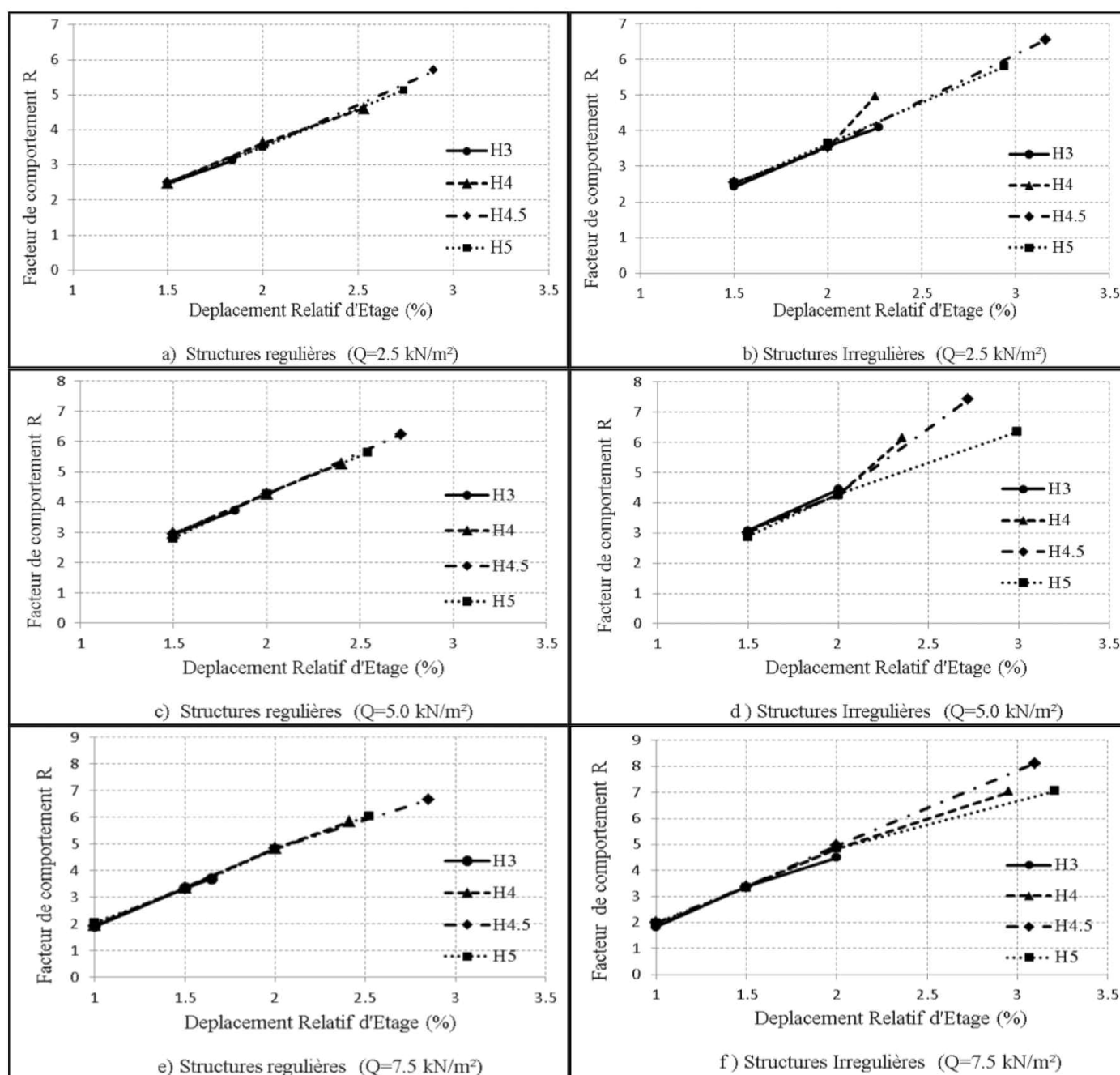


Figure 8 : Variation du facteur de comportement en fonction du DRE pour différentes hauteurs.

sont soit à inertie constante (IC), soit à raideur constante (RC).

La Figure 13 montre le changement de la formation de la première rotule au niveau des poutres. En effet pour les structures à travées inégales, lorsque le voilement est empêché la plastification prend place au niveau de la travée courte contrairement aux structures à travées égales où la première rotule plastique apparaît dans la travée de rive.

## 7. CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Une étude paramétrique a été effectuée pour voir l'influence de certains paramètres sur les variations du facteur

de comportement. Quatre paramètres ont été pris en compte lors de notre analyse :

- a) régularité en élévation,
- b) valeur de la surcharge,
- c) variation de la hauteur du RDC,
- d) variation de la longueur de la travée centrale.

Cette étude a fait ressortir les conclusions suivantes :

1. Pour les structures régulières étudiées, les variations du facteur de comportement et de la ductilité sont constantes et varient quasi-linéairement avec le déplacement relatif d'étage comme l'indique la Figure 10 jusqu'à une hauteur de RDC égale à 4,5m. Cela suggère que le choix du facteur de comportement peut être fait à partir des limites fixées pour les DRE et cela en fonction de l'usage prévu pour la structure. Au-delà d'une valeur de 4,5m, l'effet de l'élancement des poteaux apparaît

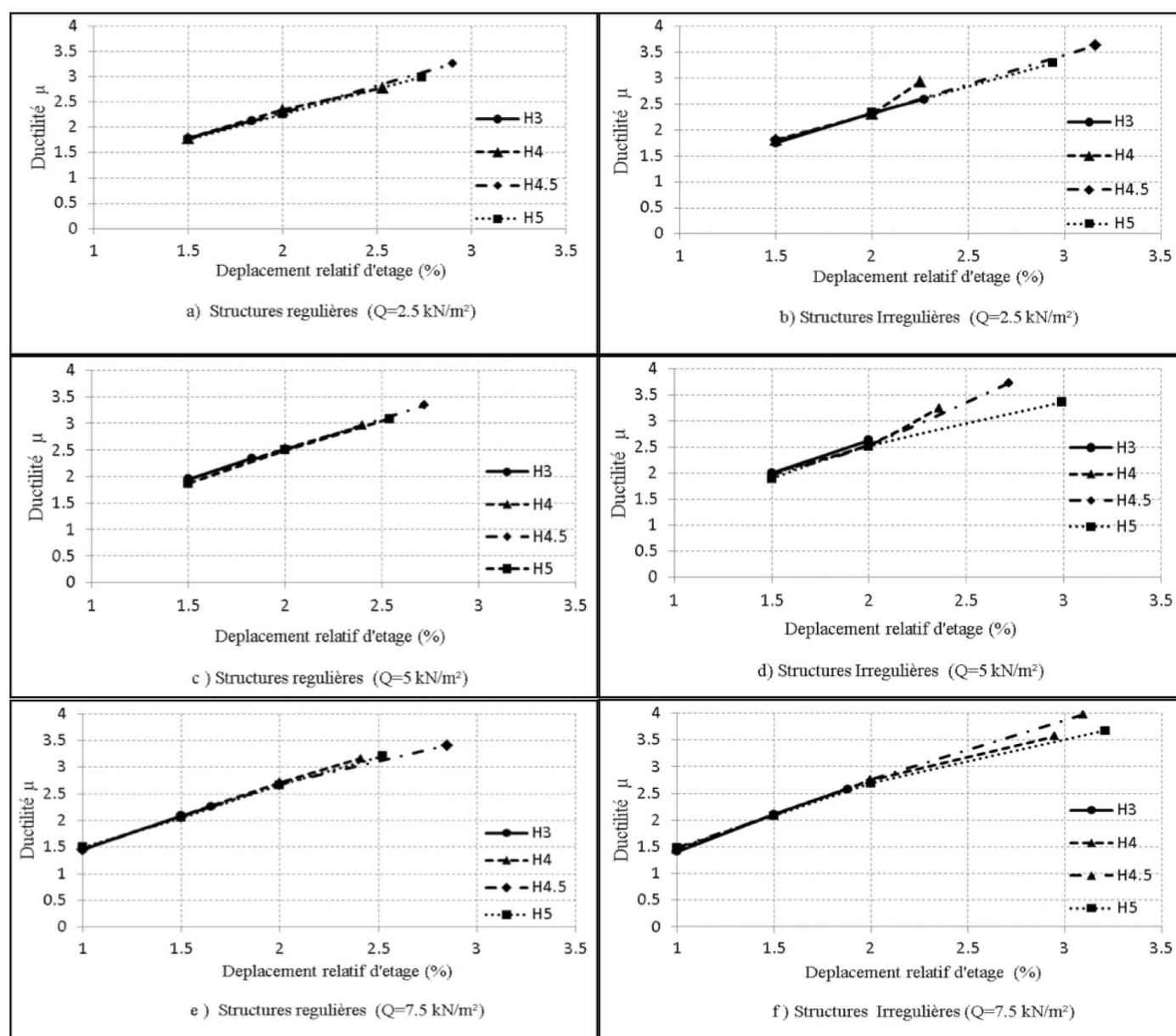


Figure 9 : Variation de la ductilité en fonction du DRE pour différentes hauteurs.

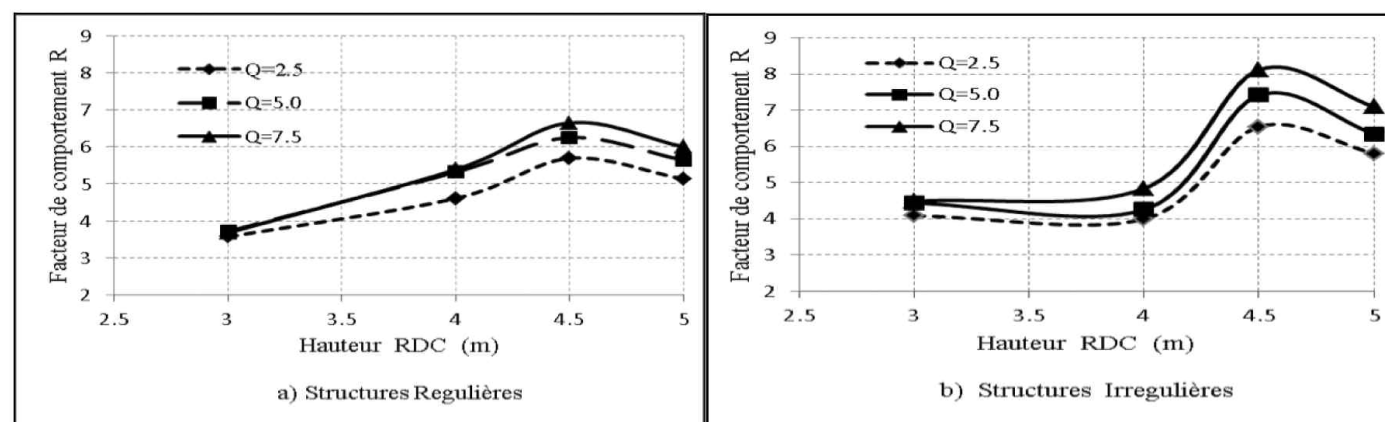
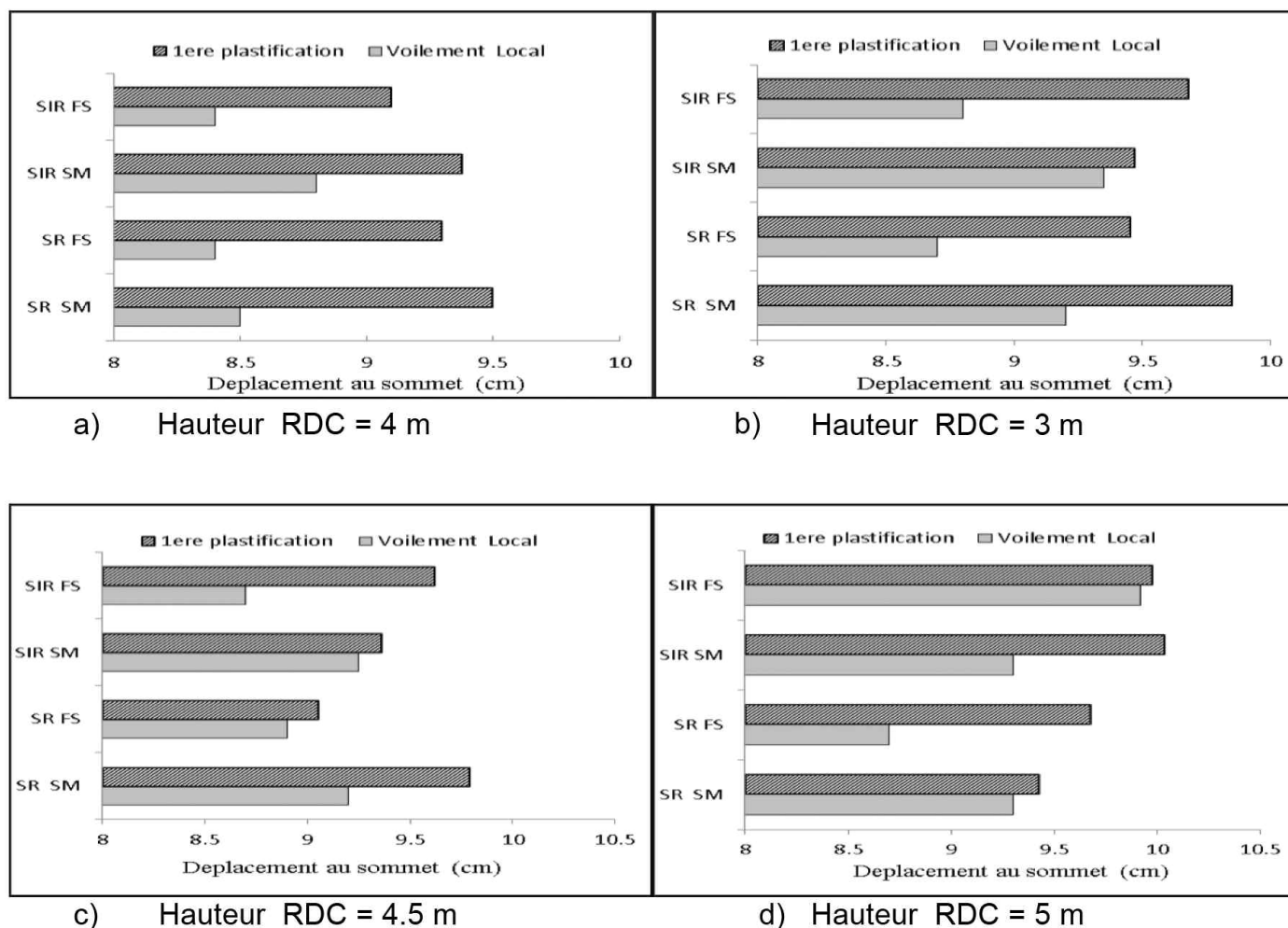


Figure 10 : Effet de la hauteur du RDC sur le facteur de comportement « R ».



**Figure 11 : Déplacements au sommet correspondant au voilement local et à la plastification des portiques avec poutres à inertie constante (IC) pour différentes surcharges.**

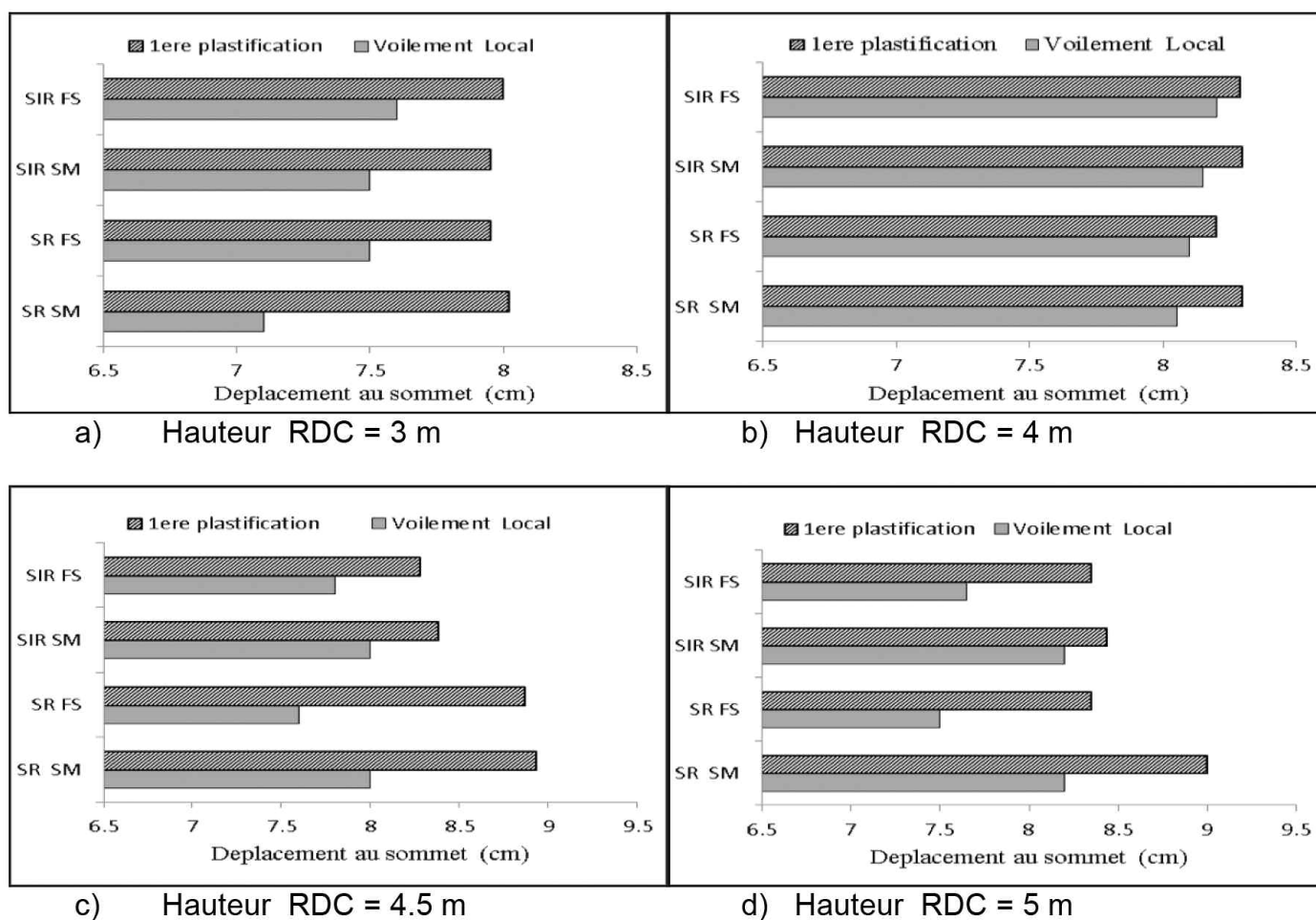
distinctement et se manifeste par une diminution du facteur de comportement.

2. Pour les structures régulières, les valeurs du facteur de comportement calculées sont inférieures à celles données par les codes de calcul sauf pour le cas du RDC de 4,5m. Le même constat est fait pour les structures irrégulières à l'exception des structures fortement et très fortement chargées.
3. Le choix du modèle fibres (MF) doit être fait de manière très contrôlé car le comportement des éléments se réduit au comportement des composants et modifie la réponse globale de la structure. Un tel modèle pourrait servir dans le cas de Profilés Reconstitués Soudés (PRS).
4. L'effet de l'effort normal sur le comportement global de la structure est remarquable. Pour les structures étudiées très fortement chargées, la plastification apparaît pour des DRE de 1% qui correspondent à des DRE limites de dimensionnement. Ces structures commencent à développer des rotules plastiques rapidement afin de mieux dissiper de l'énergie.
5. L'effet de la hauteur du RDC sur le comportement des structures étudiées est visible pour des hauteurs de RDC de 5m. Même dimensionnées pour être régulières, les structures avec des hauteurs de RDC de 5m

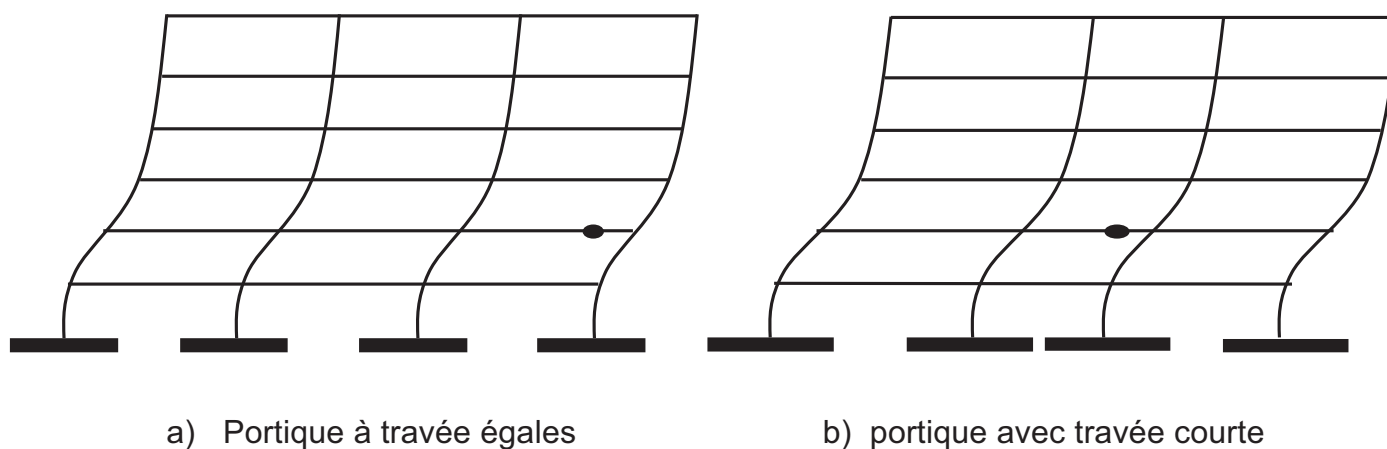
sont moins ductiles que les structures de 4.5m de hauteur de RDC.

6. La présence d'une travée courte modifie le comportement des structures. Les déplacements en tête nécessaires à la plastification des poutres sont supérieurs à ceux provoquant la ruine par voilement. La ruine par formation d'un mécanisme est remplacée par une ruine par voilement local qui apparaît avant le début de la phase plastique. Dans ce cas de situation, des dispositions particulières doivent être prises en compte pour remédier à cette instabilité et permettre à de telles structures d'atteindre l'état de mécanisme par formation de rotules plastiques. Les structures avec une travée courte ont une capacité de déformation inférieure à celle des structures avec travées égales.
7. Les déplacements en tête des structures avec une travée courte et dont les poutres sont de même inertie sont supérieurs aux déplacements en tête des structures dont les poutres sont de même raideur.
8. Les valeurs des ductilités calculées sont inférieures à la valeur attendue pour des structures ductiles ( $\mu \geq 4$  pour  $R=6$ ). Ceci est dû aux limites imposées par le dimensionnement et particulièrement la limitation des DRE à 1% préconisée par le RPA99/V2003.





**Figure 12 : Déplacements au sommet correspondant au voilement local et à la plastification des portiques avec poutres à raideur constante (RC) pour différentes surcharges.**



**Figure 13 : Effet de la travée centrale courte sur l'apparition de la première rotule plastique.**

9. Les valeurs de la surrésistance trouvées varient entre 1,47 et 1,95 pour les structures régulières et entre 1.58 et 2.04 pour les structures irrégulières ce qui est du même ordre de grandeur que les valeurs proposées par Kappos, Elnashai et Mwafy et par les codes NEHRP-94, EC8, et Néo-Zélandais NZS.

10. La limitation à une valeur du DRE=1% par les Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003, aboutit à des structures moyennement ductiles. Selon

les résultats trouvés, le choix du facteur de comportement devrait se faire selon des critères dépendant de la régularité de forme et de rigidité de la structure, et de l'usage en termes de surcharges d'exploitation.

11. Le choix d'un déplacement relatif de 2% dans la phase de dimensionnement serait à même de donner des structures plus souples et plus ductiles qui seraient en mesure de développer des mécanismes en dissipant leur énergie. Jusqu'à une valeur de 2%, les différents



paramètres étudiés pour tous les cas de structures et de chargement variant de manière quasi-linéaire.

## 8. RÉFÉRENCES

- [1] Asgarian, B. and Shokrgozar, H.R; 2009, "BRBF, response modification factor", Journal of Constructional Steel Research, Volume 65, Issue 2, pp.290-298.
- [2] Yang Yang and Eric M. Lui; 2012, "Behavior and design of steel I-beams with inclined stiffeners", Steel and Composite Structures, An Int'l Journal Vol. 12 No.3.
- [3] Cheol-Kyu Kang, Byong-Jeong Choi, 2011, "New approach to Evaluate the Response Modification Factors for steel Moment Resisting Frames", International Journal of Steel Structures, Vol. 11, No 3, 275-286.
- [4] Hee-Dong Kim, Myung-Jae Lee; 2010, "Analytical Investigation of the P- $\Delta$  Effect of Middle-rise Unbraced Steel Frames", International Journal of Steel Structures, Vol.10, No 3, 221-232.
- [5] C.K. Iu, W.F. Chen, S.L. Chan, and T.W. Ma; "Direct Second-Order Elastic Analysis for Steel Frame Design", 2008, KSCE Journal of Civil Engineering, Vol. 12, Issue 6, pp 379-389.
- [6] Sejal P Dalal, Vasanwala.S.A, Desai.A.K; 2012, "Comparison of steel moment resisting frame designed by elastic design and performance based plastic design method based on the inelastic response analysis", An Int'l Journal Vol. 2 No.42.
- [7] Schmidt, B.J. and Bartlett, F.M; 2002, "Review of resistance factor for steel: Resistance distributions and resistance factor calibration", Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 29, pp109-118.
- [8] AISC 2002 – Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, Inc. Chicago, Illinois, USA, ANSI/AISC 341-02 May 21, 2002.
- [9] Australian Standard 1170.4AS1170.4 (1993) Standards Association of Australia. Minimum design loads on structures: Part 4: Earthquake Loads – AS1170.4 and Commentary, 1993.
- [10] CSA Standard S16-01. 2005 NBCC 1995, National Building Code of Canada. Institute for Research in Construction, National Research Council of Canada, Ottawa, Ont.
- [11] Eurocode 8 2003, Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Brussels.
- [12] Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003, DTR BC248 ; Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger.
- [13] Hamid Reza Khoshnoud and Kadir Marsono; 2012, "Assessment of FEMA356 nonlinear static procedure and modal pushover analysis for seismic evaluation of buildings", Structural Engineering and Mechanics, An Int'l Journal Vol. 41 No. 2.
- [14] Computers and Structures (2000). "SAP2000, Three Dimensional Static and Dynamic Finite Element Analysis and Design of Structures", Computers and Structures Inc., Berkeley, California, U.S.A.
- [15] Mwafy A.M. and Elnashai A.S., 2001; "Static Pushover versus Dynamic Analysis of R/C Buildings", Engineering Structures, Vol. 23, 407-424.
- [16] ATC 1995a. Structural response modification factors. ATC-19, Applied Technology Council (ATC), Redwood City, Calif.
- [17] Newmark N.M., Hall J.W; 1973, "Procedures and criteria for earthquake resistant design", Building Practice for Disaster Mitigation, Building Science Series 45, National Bureau of Standards, Washington.
- [18] Miranda E., Bertero V.V; 1994, "Evaluation of Strength Reduction Factors", Earthquake Spectra, Earthquake Engineering Research Institute, Vol. 10, No. 2, pp. 357-379.
- [19] Vidic. T., Fajfar P., Fishinger M; 1994, "Consistent Inelastic Design Spectra: Strength and Displacement", Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 23 507-521.
- [20] Kappos A.J.; 1999, "Evaluation of Behaviour Factors on the Basis of Ductility and Overstrength Studies", Engineering, Structures', 21, 823-835.
- [21] Elnashai, A.S., and Mwafy, A.M; 2002, "Overstrength and force reduction factors of multistorey reinforced-concrete buildings", The Structural Design of Tall Buildings, Vol. 11, 329-351.
- [22] Di Sarno, L., Elnashai, A.S., and Nethercot, D.A; 2003, "Seismic performance assessment of stainless steel frames", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 59, 1289-1319.
- [23] NEHRP (1997) "NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings". FEMA, (1997b), Federal Emergency Management Agency Report. FEMA 302, Washington, D.C
- [24] NZS. 1992. New Zealand standard code of practice for the design of concrete structures. NZS 3101: Part 1, Standard Association of New Zealand, Wellington, New Zealand.
- [25] FEMA 356 / November 2000, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.