

تحلیل دینامیکی غیر خطی سازه‌های بتنی با بادبند فولادی

شریف شاه‌بیک (دانشجوی دکترا)

ابوالحسن وفایی (استاد)

مسعود مفید (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران

دانشگاه صنعتی شریف

تقویت سازه‌های بتنی که در زمان زلزله آسیب دیده‌اند، و همچنین افزایش مقاومت قاب‌های بتنی که به صورت غیر صحیح طراحی شده‌اند، به رشد فزاینده‌ی بررسی امکان استفاده از بادبندهای فولادی در این گونه ساختمان‌ها منجر شده است. با توجه به رفتار پیچیده‌ی بتن در ناحیه‌ی غیر خطی و اثر محصورشدگی بر منحنی تنش-کرنش این ماده، در عمل از روش‌های ساده شده برای مدل‌سازی رفتار سازه‌های بتنی استفاده می‌شود. در این مقاله، از نرم‌افزار DRAIN-2DX برای تحلیل دینامیکی قاب‌های بتنی تقویت‌شده به وسیله‌ی بادبندهای Xمانند بهره‌گیری شده است. تنوع قاب‌ها از نظر طول دهانه، ارتفاع و نوع بادبندگذاری و انتخاب سه زلزله‌ی Elcentro، Pacoima و Taft امکان نتیجه‌گیری جامع را فراهم می‌سازد که این نتایج در قالب تغییر مکان کل و نسبی طبقات ارائه می‌شود.

مقدمه

درون خود داشته باشد. انتخاب نوع مدل مکانیکی برای تحلیل‌ها به عواملی چون دقت مورد نیاز و میزان امکانات موجود از قبیل زمان، سخت‌افزار و ... بستگی دارد. یکی از ساده‌ترین روش‌های مدل‌سازی عضوهای بتنی استفاده از «مدل دو عنصری»^[۴] است. این مدل فرض بر آن است که هر عضو به وسیله‌ی دو عنصر^۵ (المان) متفاوت جایگزین می‌شود. یکی از این عناصر کاملاً ارتجاعی است، در حالی که عنصر دوم خاصیت ارتجاعی-خمیری دارد. هر دو عنصر در دو انتها به هم متصل‌اند و با ترکیب خواص آن‌ها می‌توان به رفتار واقعی مورد نظر نزدیک‌تر شد. مزیت چنین مدلی، وابستگی شرایط تسلیم در یک انتها، به میزان چرخش در هر دو انتهاست. اما باید به این نکته توجه داشت که این مدل تنها قابلیت تولید رفتار چندخطی را دارد، و در نتیجه کاهش سختی که از خصوصیات اصلی بتن است، قابل شبیه‌سازی نیست.

«مدل تک‌عنصری با فنرهای غیرخطی در دو انتها»^۶، روش دیگری است که در تحقیقات کاربرد عمومی دارد.^[۵] این مدل علی‌رغم سادگی، رفتار عضوها را با دقت مناسبی شبیه‌سازی می‌کند. در این روش از یک عنصر ارتجاعی به‌انضمام دو فنر غیرخطی در دو انتهای آن استفاده می‌شود. چرخش این فنرها جایگزین تغییر شکل‌های خمشی در حوزه‌ی غیرخطی در طول عضو می‌شوند. بدین ترتیب در این مدل رفتار غیرخطی خمشی در دو انتها متمرکز می‌شود؛ در حقیقت محل مفصلی که امکان خمیری شدن دارند کاملاً مشخص است. برای به دست آوردن رفتار قابل قبول در این فنرها، فرض می‌کنیم که تغییر شکل یک تیر طره‌ی واقعی با تغییر شکل تیر

افزایش توانایی رایانه‌ها در زمینه‌های مختلف مانند سرعت محاسبات، حجم اطلاعات قابل ذخیره‌سازی و ... نویددهنده‌ی امکان مدل‌سازی دقیق‌تر پدیده‌های طبیعی برای مهندسان است. نتیجه‌ی مدل‌سازی با کیفیت بالا مستقیماً به کسب نتایج واقعی‌تر می‌انجامد. بنابراین طراحی به این روش از طرفی ایمنی مورد نیاز را تأمین می‌کند، و از طرف دیگر از اتلاف سرمایه جلوگیری خواهد کرد. استفاده از بادبند فولادی نیز در سازه‌های بتنی، به خصوص به‌عنوان تقویت‌کننده در برابر نیروهای زلزله، چه در تحقیقات و چه در عمل، گسترش فزاینده‌ی یافته است. از جمله‌ی این مطالعات، که با دیدگاه غیرخطی انجام یافته است، مطالعات بادوکس^۱، پینچریا^۲، نابوتا^۳ و همکاران آنهاست.^[۱ و ۲ و ۳] در این مطالعات، مدل‌سازی‌ها همراه با ساده‌سازی‌های فراوانی انجام پذیرفته است و ما بر آن هستیم که با استفاده از مدل‌های دقیق‌تر از گذشته، به نتایج قابل اعتمادتری دست یابیم. در این نوشتار اثر بادبندهای Xمانند در رفتار سازه‌های بتنی با دقت مورد بررسی قرار می‌گیرد و اثر آن در قاب‌های بتنی متفاوت تعیین می‌شود.

مدل مکانیکی عضوهای بتنی

هنگامی که یک قاب بتن مسلح تحت اثر زلزله‌ی شدید قرار می‌گیرد، انتظار می‌رود که تیرها و ستون‌ها رفتار غیرخطی از خود نشان دهند. هر مدل مکانیکی که به‌منظور استفاده در تحلیل قاب بتنی تهیه می‌شود، باید توانایی شبیه‌سازی چنین رفتارهای غیرخطی را در

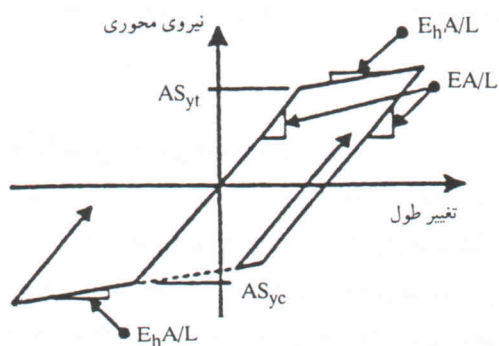
آن‌ها قرار می‌گیرند. این لایه‌ها که مساحتی برابر با مساحت فولادگذاری عضو در آن مکان دارند، علاوه بر مشخصات هندسی، از خواص مکانیکی برخوردارند که در قالب منحنی‌های تنش-کرنش بتن و فولاد نمایش داده می‌شود و رفتار نهایی عضو به این منحنی‌ها بستگی دارد. از آنجا که در این نوع مدل‌سازی، ایجاد ماتریس سختی در هر گام زمانی تحلیل برای هر عضو نیازمند صرف زمان طولانی و محاسبات فراوان است، یک روش بسیار پرهزینه است. قبل از به بازار آمدن نسل جدید رایانه‌ها، از این مدل‌ها در حالت‌های خاص و برای بررسی رفتار عضوهای بتنی استفاده می‌شد. از مزایای این روش، امکان ایجاد تغییر شکل‌های خمیری در تمامی طول عضو است. بدین ترتیب در این مدل‌سازی نواحی خمیری جایگزین مفاصل خمیری می‌شوند و مدل‌سازی بسیار دقیق‌تر خواهد بود.

مدل مکانیکی عضوهای فولادی

برای مدل‌سازی بادبندهای فولادی، از یک عنصر خریا با خواص غیر خطی استفاده شده است. زمانی که نیروی کششی در عضو بیش از نیروی کشسانی شود، پدیده‌ی «تسلیم» اتفاق می‌افتد. در این حالت باربرداری با شیب اولیه صورت می‌گیرد و رفتار به صورت دوخطی خواهد بود، اما در ناحیه‌ی فشاری امکان دو نوع مدل‌سازی وجود دارد. در نوع اول، مانند ناحیه‌ی کششی، عضو به مرز تسلیم می‌رسد و رفتارش کاملاً متقارن است (شکل ۲)، اما در نوع دوم پدیده‌ی کماتش ایجاد می‌شود و عضو قابلیت تحمل نیروی بیشتر را از دست می‌دهد. در این حالت انرژی اتلاف شده به وسیله‌ی عضو ناچیز است و برابر صفر فرض می‌شود. براین اساس رفتار عضو مانند شکل ۳ خواهد بود. در این تحقیق، طراحی و مدل‌سازی بادبندها، براساس نوع دوم - کماتش در ناحیه‌ی فشار - انجام گرفته است. [۷]

منحنی تنش-کرنش بتن و فولاد

از میان مدل‌های مختلف پیشنهادی برای رفتار بتن محصور شده با

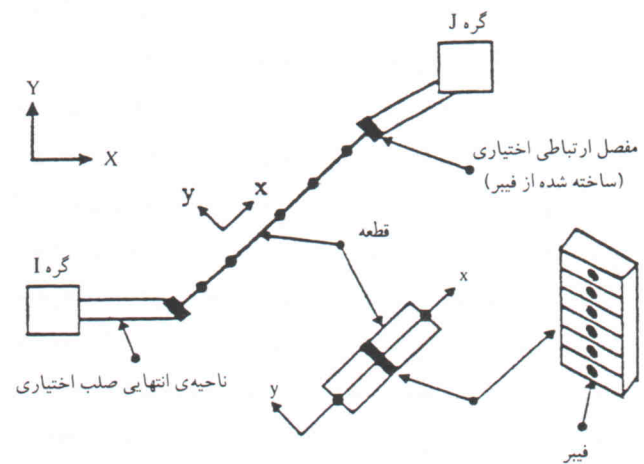


شکل ۲. مدل غیرخطی رفتار بادبند فولادی براساس تسلیم در برابر فشار [۷]

طره‌ی دیگری که یک عضو ارتجاعی با فنری در انتهای آن را شامل می‌شود، برابر است. در واقع، چنین مدلی از فنرها تنها در عضوهایی که رفتار پادمتقارن دارند مناسب است. در چنین عضوهایی چرخش‌های دو سر تیر به هم مربوط نیست، و رفتار مدل شبیه به واقعیت است. چنین شرطی تنها برای تیرهای حامل بار ثقلی کم، و ستون‌های ساختمان‌های کم ارتفاع صادق است و در حالت‌های دیگر دارای خطا خواهد بود. مدل‌های Ayoma, Fukada, clough, Iwan, Park, Takeda, Takyangi از جمله مدل‌های متعددی هستند که تاکنون پیشنهاد شده است. [۶] هر کدام از این مدل‌ها توانایی‌ها و محدودیت‌های خاص خود را دارند.

دو عامل دیگر ایجاد تغییر شکل در عضوهای بتن‌آرمه عبارتند از: «ایجاد ترک‌های برشی» و «در رفتن آرماتورهای طولی». ماهیت تغییر شکل‌های ناشی از این دو عامل با ماهیت تغییر شکل‌های خمشی تفاوت دارد. اثر عمده‌ی این دو عامل بر روی منحنی هیستریزیس عضو بتنی، ایجاد پدیده‌ی جمع‌شدگی در ناحیه‌ی دوم و چهارم منحنی در حوالی مبدأ مختصات است. اثر این دو عامل، در صورت وجود چنین تغییر شکل‌هایی، معمولاً توسط دو جفت فنر با رفتار غیرخطی در دو انتهای عضو لحاظ می‌شود. بررسی‌ها نشان می‌دهد که سازوکار تغییر شکل‌ها یکسان است و دیده می‌شود که هر دو نوع تغییر شکل اثر مشابهی بر رفتار عضو دارد. [۵]

مدلی که در این تحقیق مورد استفاده قرار گرفته است «مدل لایه‌بی» نام دارد. [۵] در این مدل، طول هر عضو به چند قسمت تقسیم می‌شود و هر قسمت خود تشکیل‌دهنده‌ی چندین لایه خواهد بود (شکل ۱). [۶] سپس لایه‌ها نیز، با توجه به مکان قرارگیری در مقطع، به «لایه‌های بتنی» و «لایه‌های فولادی» تقسیم می‌شوند. لایه‌های فولادی نشانگر آرماتورهای داخل عضو بوده و در محل



شکل ۱. مدل لایه‌بی برای مدل‌سازی عضوهای بتنی [۷]

باره به صورت زیر است:

$$f_c = f'_c \left[1 - Z \left(\varepsilon_c - \frac{0.002}{\varepsilon_c} \right) \right] \quad 0.002 \leq \varepsilon_c \leq \frac{0.002}{Z} f'_c \quad (2)$$

$$Z = \frac{0.5}{\varepsilon_{\Delta 0.002} + \varepsilon_{\Delta 0.002} - 0.002} \quad (3)$$

$$\varepsilon_{\Delta 0.002} = \frac{3 + 0.002 f'_c}{f'_c - 1000} \quad (4)$$

$$\varepsilon_{\Delta 0.002} = \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{b''}{S_h}} \quad (5)$$

در این رابطه‌ها f'_c مقاومت فشاری نمونه‌ی استوانه‌یی بر حسب پاسکال (psi) و ρ_s نسبت حجم مهارهای جانبی به حجم بتن قرار گرفته در محصور شدگی است، که از قسمت خارجی خاموت‌ها اندازه‌گیری می‌شود. b'' عرض بتنی است که از منتهی‌الیه خارجی خاموت به دست می‌آید و S_h فاصله‌ی خاموت‌ها از یکدیگر است. بدین ترتیب پارامتر Z که بیانگر شیب قسمت کاهنده است، مشخص می‌شود.

قسمت سوم منحنی تنش-کرنش، خطی است به موازات محور کرنش‌ها و مقدار تنش $0.2 f'_c$ است. همانگونه که در مدل کنت و پارک توضیح داده شد، افزایش مقاومت بتن تحت اثر محصورشدگی به علت ناچیز بودن و برای اطمینان منظور نمی‌شود. در مطالعات بعدی، پارک و پرستلی اصلاحاتی بر روی این مدل انجام دادند و بدین ترتیب اثر محصورشدگی بر مقاومت بتن در این مدل اصلاح شده، طبق روابط زیر منظور شده است:^[9]

$$K = 1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \quad (6)$$

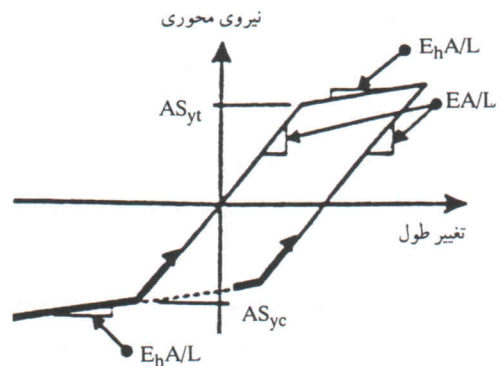
$$f_c = K f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{0.002K} - \left[\frac{\varepsilon_c}{0.002K} \right]^2 \right] \quad 0 \leq \varepsilon_c \leq 0.002K \quad (7)$$

$$f_c = f'_c \left[1 - Z(\varepsilon_c - 0.002K) \right] \quad 0.002K \leq \varepsilon_c \leq \frac{0.002}{Z} K f'_c \quad (8)$$

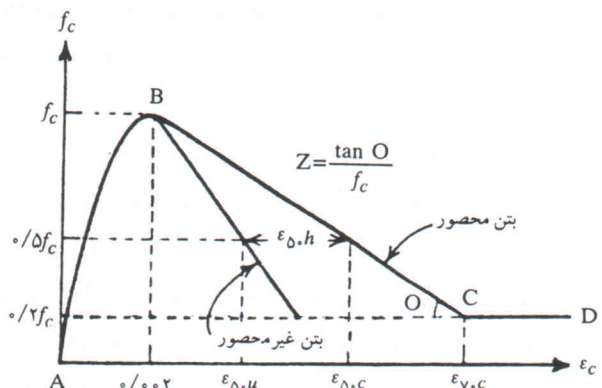
$$Z = \frac{0.5}{\varepsilon_{\Delta 0.002} + \varepsilon_{\Delta 0.002} - 0.002K} \quad (9)$$

K ضریب تشدید مقاومت، و f_{yh} تنش تسلیم خاموت‌هاست. در این تحقیق مدل اصلاح شده‌ی کنت و پارک به عنوان منحنی تنش-کرنش بتن مورد استفاده قرار می‌گیرد. مقاومت فشاری تک‌محوری بتن برابر با 28 kg/cm^2 منظور شده است.

منحنی تنش-کرنش فولاد برای آرماتورها و بادبندها به صورت دوخطی فرض شده است. در این مدل شیب قسمت خمیری برابر ۵



شکل ۳. مدل غیرخطی رفتار بادبند فولادی براساس کمانش در فشار^[۷]



شکل ۴. منحنی تنش-کرنش کنت و پارک برای بتن محصور شده به وسیله خاموت‌های مستطیلی^[۸]

خاموت‌های مستطیلی، مدل ارائه شده توسط کنت و پارک، از بهترین روش‌ها محسوب می‌شود.^[۸] در این مدل که حاصل تعداد زیادی آزمایش است، منحنی تنش-کرنش مورد نظر از سه قسمت جداگانه تشکیل شده که در شکل ۴ به نمایش درآمده است. معادله‌ی قسمت ابتدایی این منحنی (AB)، که با فرض بی‌اثر بودن خاموت‌ها به دست آمده، به صورت زیر است:

$$f_c = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{0.002} - \left[\frac{\varepsilon_c}{0.002} \right]^2 \right] \quad 0 \leq \varepsilon_c \leq 0.002 \quad (1)$$

که در آن ε_c کرنش بتن، f'_c مقاومت فشاری نمونه‌ی استوانه‌یی و f_c مقدار تنش بتن است. همچنین مقدار بیشینه در نقطه‌ی $\varepsilon_c = 0.002$ برابر مقاومت فشاری نمونه‌ی استوانه‌یی است. اگرچه افزایش محصورشدگی جانبی، بیشینه‌ی تنش فشاری را از مرز f'_c بالاتر می‌برد، در این مدل مقدار آن ناچیز در نظر گرفته شده و برای اطمینان منظور نمی‌شود.

قسمت دوم منحنی خطی است که شیب آن با توجه به مقدار محصورشدگی جانبی تعریف می‌شود. رابطه‌های حاکم بر f_c در این

تعداد دهانه را بیان می‌کند. عدد نهایی نیز طول دهانه بر حسب متر است. برای مثال F5S34 معرف یک قاب 5 طبقه با 3 دهانه‌ی 4 متری است.

برای طراحی بادبندها براساس فرضیات بیان شده، ابتدا باید نیروی جانبی در طراحی مشخص شود. قبلاً گفته شد که قاب‌ها برای 75٪ بار زلزله‌ی آیین‌نامه‌ی 2800 (ویرایش اول) طراحی شده‌اند. نیروی جانبی برای طراحی بادبندها برابر 25، 50 و 75٪ نیروی زلزله فرض شده است. بنابراین برای هر پیکربندی، 4 قاب متمایز ایجاد می‌شود که آن‌ها را به ترتیب قاب‌های نوع 1 تا 4 می‌نامیم.

تحلیل دینامیکی غیرخطی قاب‌ها

مدل‌سازی نهایی و تحلیل غیرخطی سازه‌های طراحی شده، توسط نرم‌افزار پژوهشی DRAIN-2DX ویرایش 1/1 انجام شده است. این برنامه که به منظور تحقیقات در دانشگاه برکلی تهیه شده، قابلیت‌های متفاوتی در مدل‌سازی و تحلیل قاب‌های دوبعدی دارد. تیرها و ستون‌ها پس از طرح اولیه، با استفاده از عنصر نوع 15 نرم‌افزار DRAIN-2DX به صورت مدل لایه‌ی شیب‌سازی شده‌اند. این نرم‌افزار در جریان تحلیل‌های مختلف قادر است اطلاعات مفیدی، مانند انحنا و کرنش، برای هر قسمت از عضو در اختیار ما قرار دهد. بدین ترتیب برای معرفی مقطع تیر و ستون به برنامه، باید لایه‌بندی بر روی آن صورت گیرد و مساحت هر لایه و فاصله‌ی آن از تار خنثی به برنامه داده شود و همچنین برای هر لایه یک نمودار تنش-کرنش اختصاص یابد.

در مدل‌سازی‌های این تحقیق هر مقطع به 15 لایه تقسیم می‌شود که در تیرها 2 لایه و در ستون‌ها 3 لایه دارای خواص فولاد است. از طرفی، طول عضوها نیز به 10 قسمت مختلف تقسیم می‌شوند. بدین ترتیب هر عضو از 150 جزء کوچک ساخته می‌شود. با ایجاد مدل اصلی از قاب‌های بتنی، تنها بخش باقی مانده، ارائه‌ی اطلاعات مربوط به بادبندهای X مانند خواهد بود. برای مدل‌سازی این عضوها از عنصر نوع 1 نرم‌افزار DRAIN-2DX استفاده شده است.

میرایی قاب‌ها با توجه به توانایی نرم‌افزار، با اعمال ضریب میرایی رایلی¹² که روابط آن در زیر آمده است و با فرض میرایی 5٪ برای مودهای اول و دوم منظور می‌شود:^[7]

$$\alpha = \frac{2\xi_j \omega_j^2 - 2\xi_i \omega_i^2}{\omega_j^2 - \omega_i^2} \quad (10)$$

$$\beta = \frac{2\xi_j \omega_j - 2\xi_i \omega_i}{\omega_j^2 - \omega_i^2} \quad (11)$$

درصد شیب ناحیه‌ی ارتجاعی است. ضریب ارتجاعی فولاد و تنش تسلیم آن نیز به ترتیب 210000 kg/cm^2 و 30000 kg/cm^2 در نظر گرفته شده است.

طراحی مقدماتی قاب‌های بتنی و بادبندهای فولادی

به منظور بررسی رفتار سازه‌های بتنی که به وسیله‌ی بادبندهای فلزی تقویت شده‌اند، با فرض متقارن بودن در این ساختمان‌ها و عدم حضور پیچش ناشی از خروج از مرکزیت نیروی زلزله نسبت به مرکز ثقل طبقات، از قاب‌های دوبعدی به جای مدل‌های سه‌بعدی استفاده می‌شود. روند طراحی نیز براساس ضعیف بودن اولیه‌ی ساختمان‌ها برای تحمل بارهای زلزله‌ی ارائه شده در آیین‌نامه‌ی 2800 (ویرایش اول) است و سعی بر آن بوده است که با اضافه شدن بادبندها وضعیت ساختمان‌ها بهبود بخشیده شود.

در ایجاد قاب‌های اولیه برای تحلیل‌های نهایی، متغیرهای در نظر گرفته شده عبارتند از: تعداد طبقات، تعداد دهانه 1°، و طول دهانه. به منظور جامع بودن بررسی، تعداد طبقات 1، 5 و 10 منظور شده است که به ترتیب نمادی از ساختمان‌های با ارتفاع کم، متوسط و زیادند. برای تعداد دهانه‌ها دو مقدار معمول 3 و 4 انتخاب شده است. تفاوت این دو مقدار در نحوه‌ی بادبندگذاری است. در قاب‌های سه‌دهانه، قاب به همراه بادبندها در دهانه‌ی میانی کاملاً متقارن است، در حالی که در قاب‌های چهاردهانه این تقارن از دست می‌رود. طول دهانه‌ها نیز می‌تواند یکی از مقادیر 4، 6 و 8 متر باشد. با انتخاب ارتفاع ثابت طبقات به میزان 3 متر، در برابر مقادیر سه‌گانه‌ی طول دهانه، رفتارهای متفاوتی را می‌توان انتظار داشت. فرض شده است که ساختمان‌های بتنی تنها توانایی تحمل 75٪ نیروی زلزله براساس آیین‌نامه‌ی 2800 (ویرایش اول) را دارند. در طراحی قاب‌ها، میزان بار مرده (DL) برابر 700 kg/m^2 و میزان بار زنده (LL) 200 kg/m^2 است. همچنین فرض می‌شود که طول دهانه‌ها، در جهت عمود بر صفحه‌ی قاب‌ها، برای تمام سازه‌های مورد نظر 6 متر است. بنابراین بار مرده و زنده در واحد طول تیرها به ترتیب 4200 kg/m و 1200 kg/m خواهد بود.

با توجه به فرضیات بیان شده، مدل‌سازی ساختمان‌ها در نرم‌افزار SAP90، ویرایش 5/42 (SAP-PLUS) انجام شد، و سپس خروجی‌ها توسط نرم‌افزار SAPCON ویرایش 5/42 به منظور طراحی مورد استفاده قرار گرفت. در طراحی به وسیله‌ی این نرم‌افزار، شکل‌پذیری قاب‌ها متوسط فرض شده است. نام هر قاب با حرف F، که نشانگر «قاب»¹¹ است، آغاز می‌شود و عدد بعد از آن تعداد طبقات را نشان می‌دهد. حرف S در ادامه معرف «دهانه» است و عدد بعدی

در این رابطه‌ها ξ_i و ω_i به ترتیب نسبت میرایی و بسامد دایره‌یی مودهای نام هستند.

در این تحقیق تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت اثر سه زلزله‌ی Elcentro، Pacoima و Taft، پس از آماده‌شدن پرونده‌های ورودی برای نرم‌افزار DRAIN-2DX، انجام پذیرفته که در شکل ۵ طیف دامنه‌ی فوریه برای رکوردهای مورد استفاده ارائه شده است.

از میان نتایج فراوانی که از ۲۱۶ تحلیل غیر خطی در زمینه‌ی تغییر مکان، کرنش، انحنای مقاطع و انرژی جذب شده در قاب‌های بتنی به دست می‌آید، بررسی گزیده‌یی از خروجی‌های مربوط به تغییر مکان‌ها در این نوشتار ارائه می‌شود. در شکل‌های ۶ و ۷ پیشینه‌ی تغییر مکان طبقات قاب‌های مختلف تحت اثر زلزله‌های گوناگون به نمایش درآمده است. منحنی‌های شکل‌های ۸ و ۹ نیز به همین ترتیب، نشان‌دهنده‌ی پیشینه‌ی تغییر مکان نسبی بین طبقات در تحلیل‌های دینامیکی انجام شده‌اند. در منحنی‌های شکل ۱۰ میزان تغییر مکان بالاترین نقطه‌ی سه قاب ۱، ۵، و ۱۰ طبقه برای تمامی حالات بادبندی ترسیم شده است.

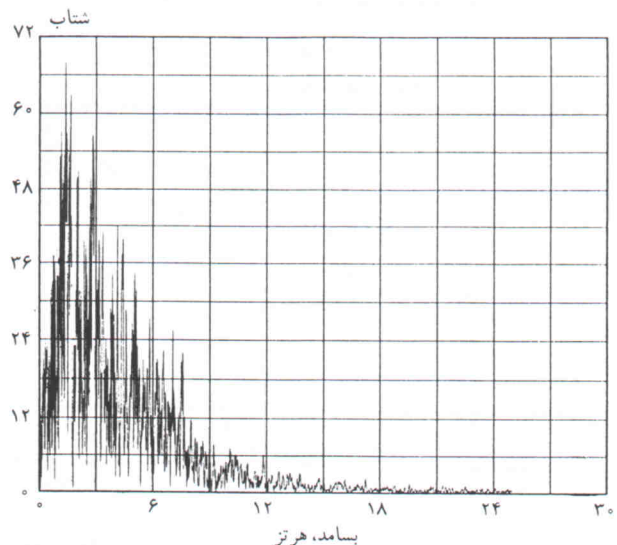
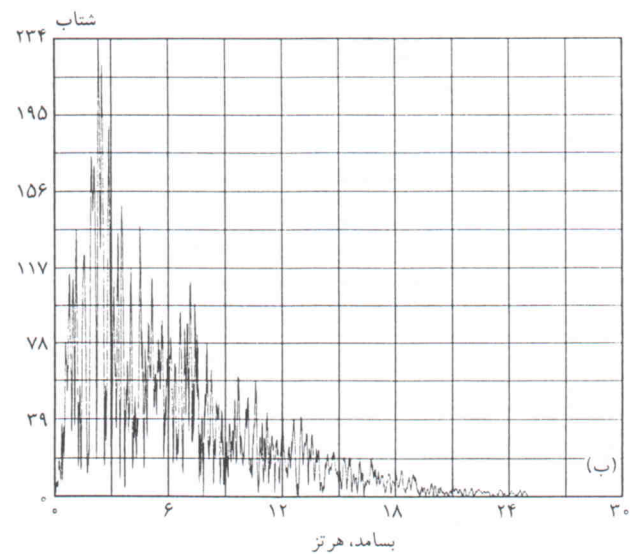
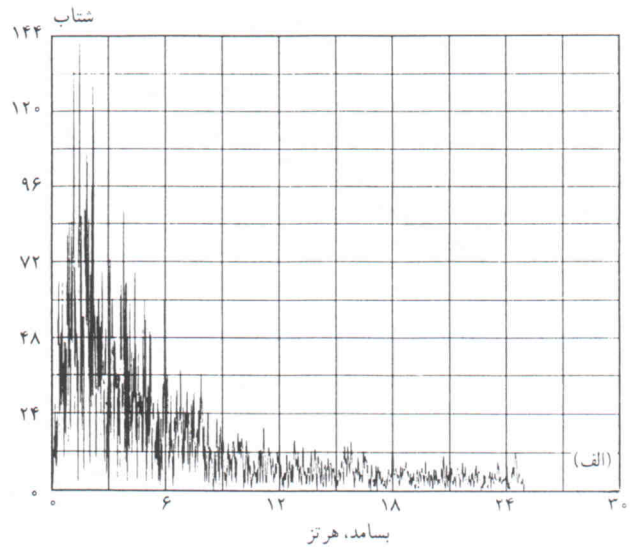
نتیجه‌گیری

با توجه به منحنی‌های رسم شده نتایج زیر به دست می‌آید:

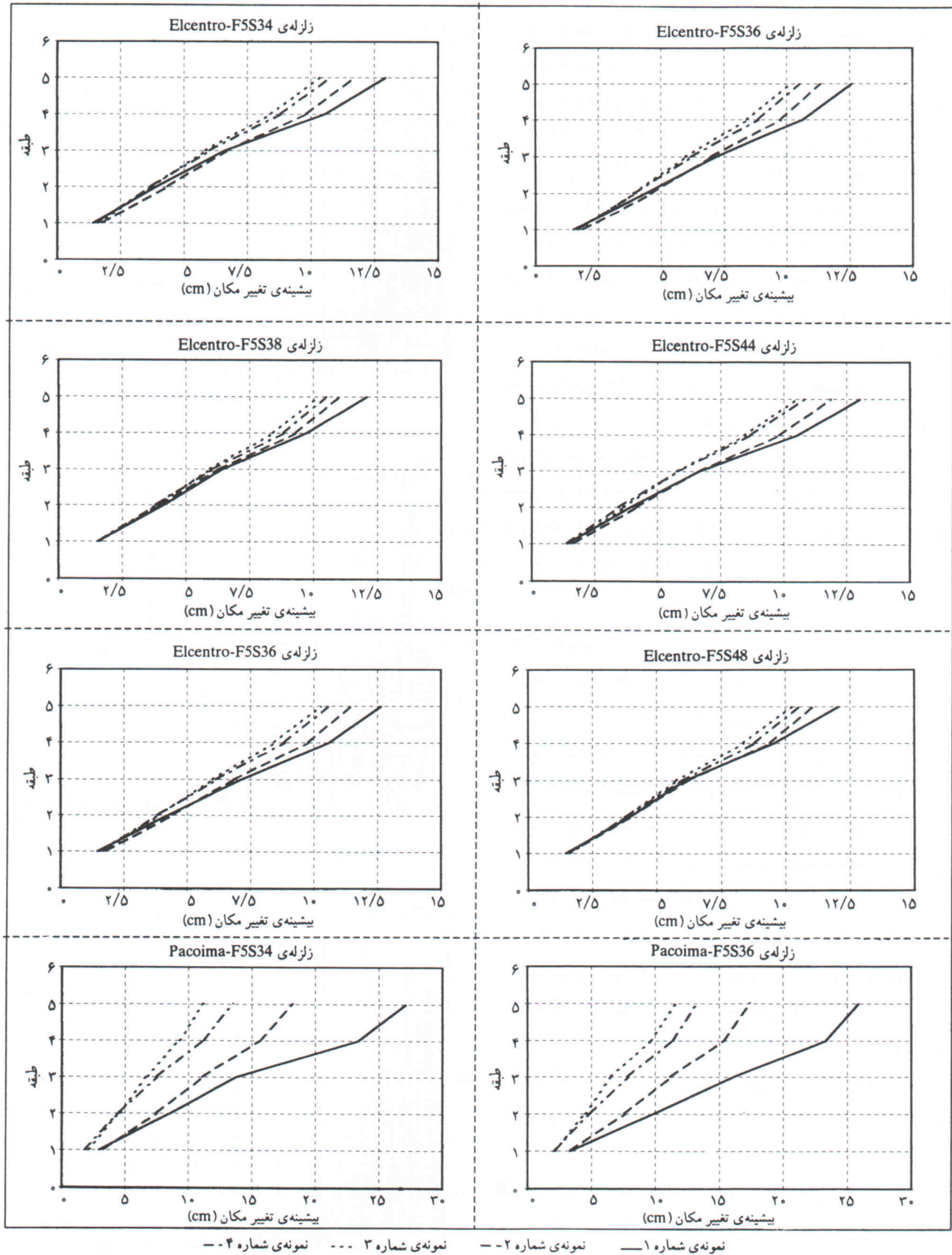
- با قراردادن بادبند فلزی در قاب‌های بتنی کم‌ارتفاع، می‌توان ماهیت دینامیکی آنها را به طور کامل تغییر داد. این تغییرات در سازه‌ی ۱ و ۵ طبقه کاملاً مشهود است. این پدیده در شکل ۱۰ به صورت کامل مشخص شده است. برای مثال، با افزایش میزان بادبندی، تعداد رفت و برگشت قاب یک طبقه به شدت افزایش می‌یابد که نشانگر تغییر خواص دینامیکی سازه است.

- در قاب‌های ۱۰ طبقه به علت تغییر شکل خمشی قاب، برخلاف تغییر شکل برشی که در ساختمان‌های کم‌ارتفاع دیده می‌شود، اثر بادبندگذاری بسیار ناچیز است. به همین علت تغییر شکل طبقات در ساختمان‌های ۱۰ طبقه چندان متأثر از اضافه شدن سیستم بادبندگذاری نیست. بدین ترتیب می‌توان انتظار داشت که با طراحی بادبندها، تنها برای ساختمان‌های کم‌ارتفاع بتوان خصوصیات سازه را به صورت مناسبی تحت تأثیر قرار داد.

- علی‌رغم اثر ناچیز بادبندگذاری در کنترل تغییر مکان و خواص دینامیکی سازه‌های ۱۰ طبقه، نتایج تغییر مکان نسبی طبقات نشان می‌دهد که هرگاه به علت نوع طراحی، احتمال تغییر شکل‌های بیشتر در یک طبقه وجود داشته باشد، حضور بادبند می‌تواند خنثی‌کننده‌ی این تغییرات ناگهانی باشد. علت آن است که تغییر

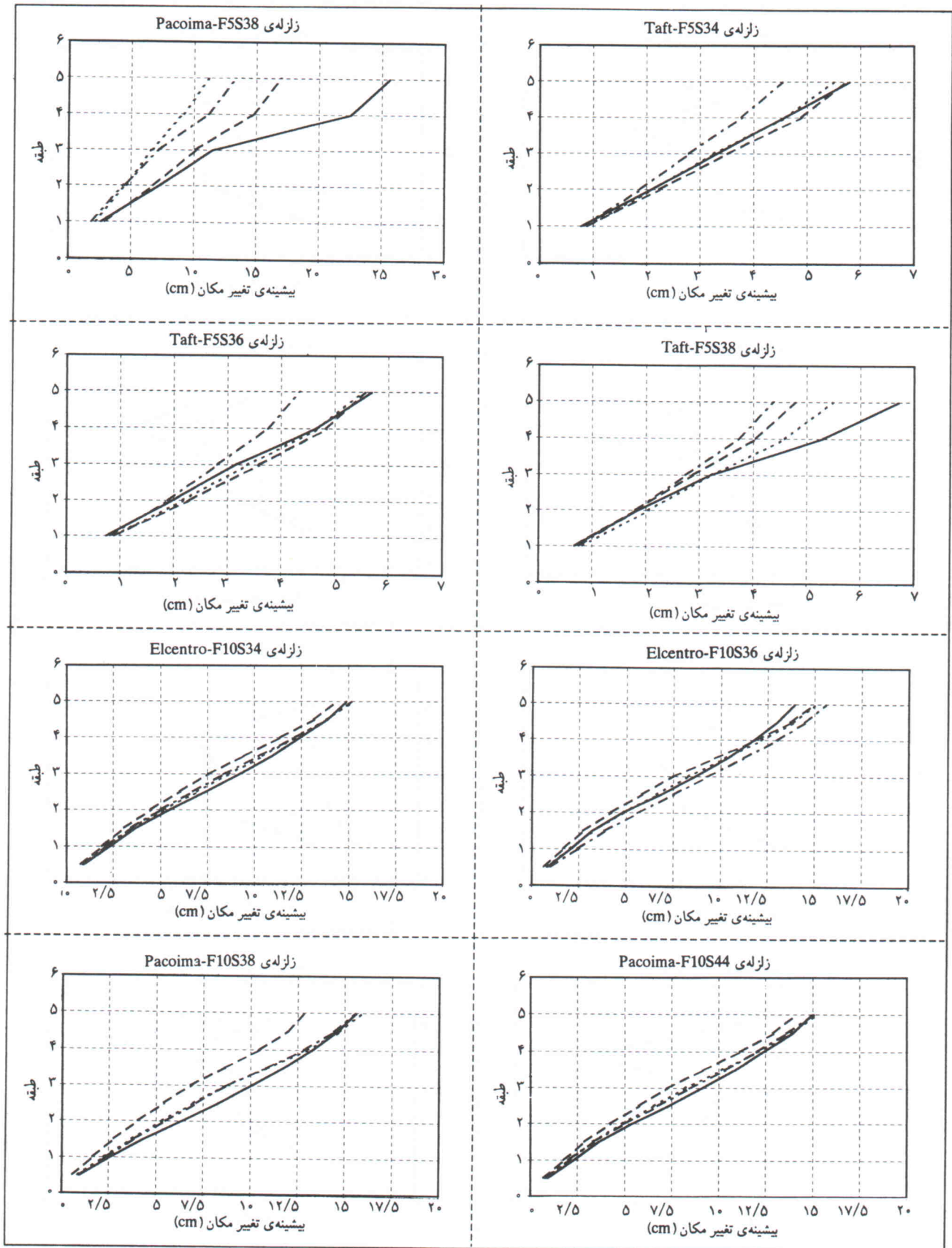


شکل ۵. طیف دامنه‌ی فوریه برای: الف) زلزله‌های Elcentro، ب) زلزله‌های Pacoima و ج) زلزله‌های Taft.



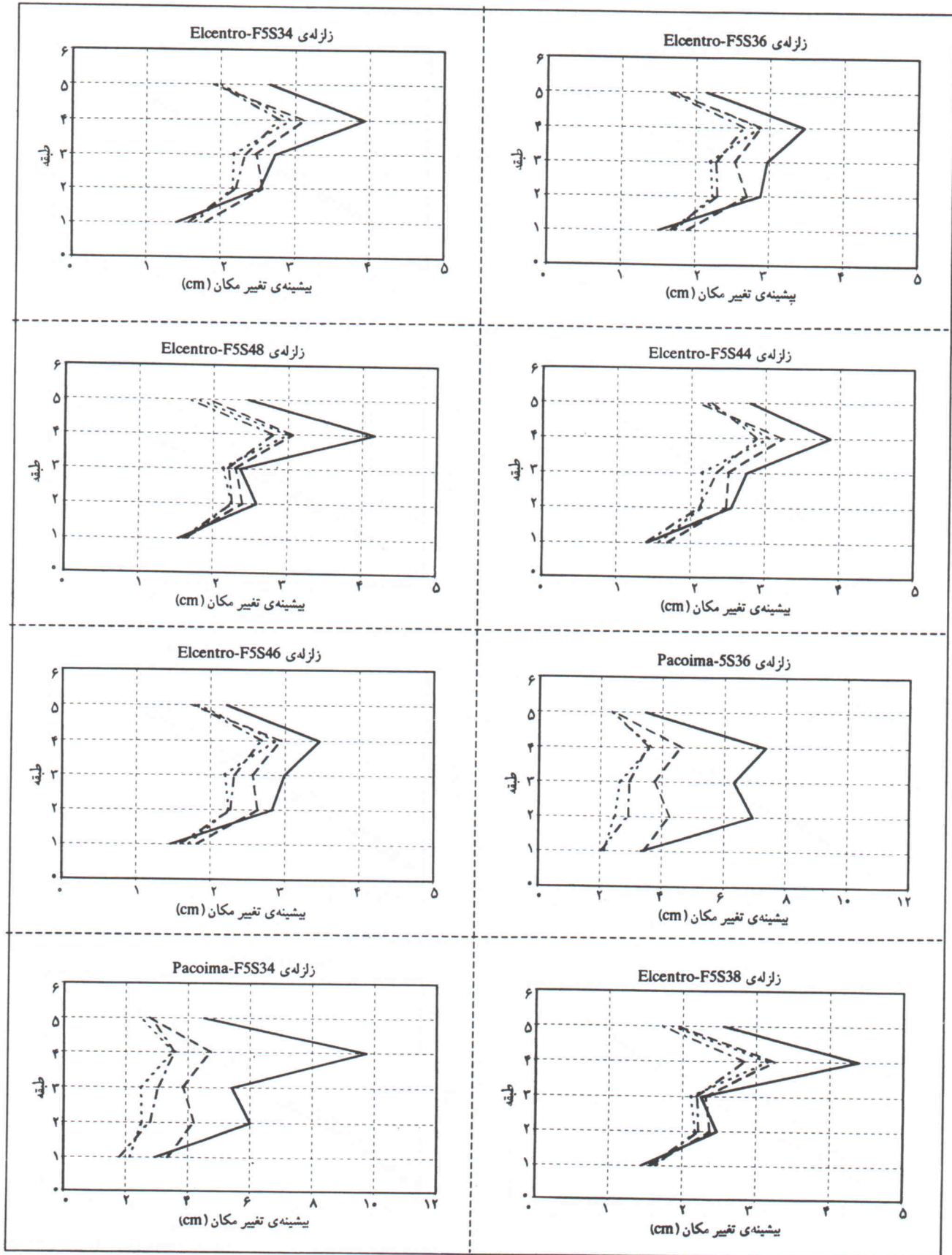
نمونه‌ی شماره ۱ — نمونه‌ی شماره ۲ - - - نمونه‌ی شماره ۳ . . . نمونه‌ی شماره ۴ - - -

شکل ۶. اثر بادبندگذاری فولادی بر بیشینه‌ی تغییر مکان طبقات: قاب‌های بتنی F5S34, F5S36, F5S38, F5S44, F5S46, F5S48 تحت اثر زلزله‌ی Elcentro و قاب‌های F5S36, F5S34 تحت اثر زلزله‌ی Pacoima.



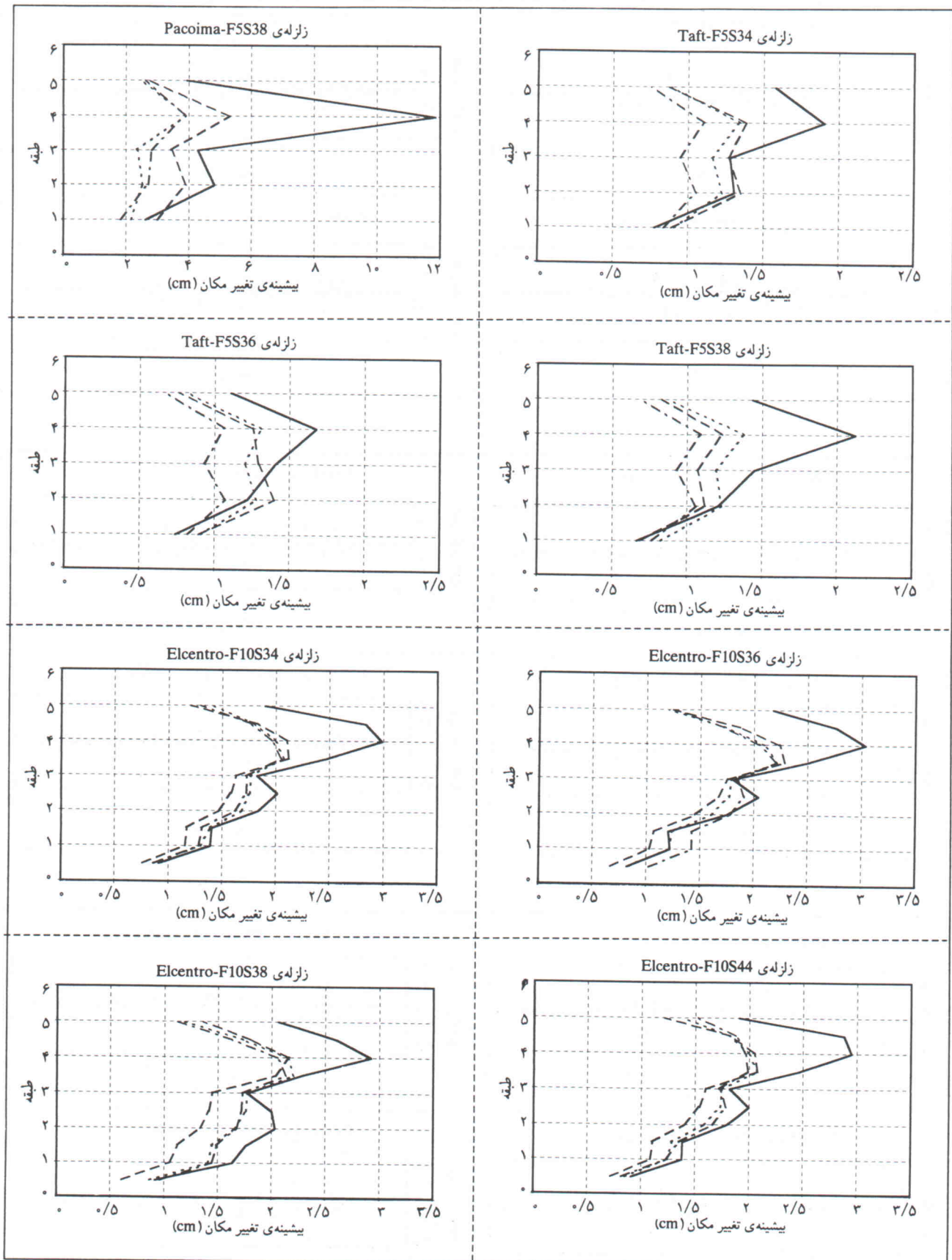
نمونه‌ی شماره ۱ — نمونه‌ی شماره ۲ - - نمونه‌ی شماره ۳ . . . نمونه‌ی شماره ۴ - - -

شکل ۷. اثر بادبندگذاری فولادی بر بیشینه‌ی تغییر مکان طبقات: قاب F5S38 تحت اثر زلزله‌ی Pacoima، و قاب‌های F5S48، F5S36، F5S34 تحت اثر زلزله‌ی Elcentro و نیز قاب‌های F10S44، F10S38، F10S36، F10S34 تحت اثر زلزله‌ی Elcentro.



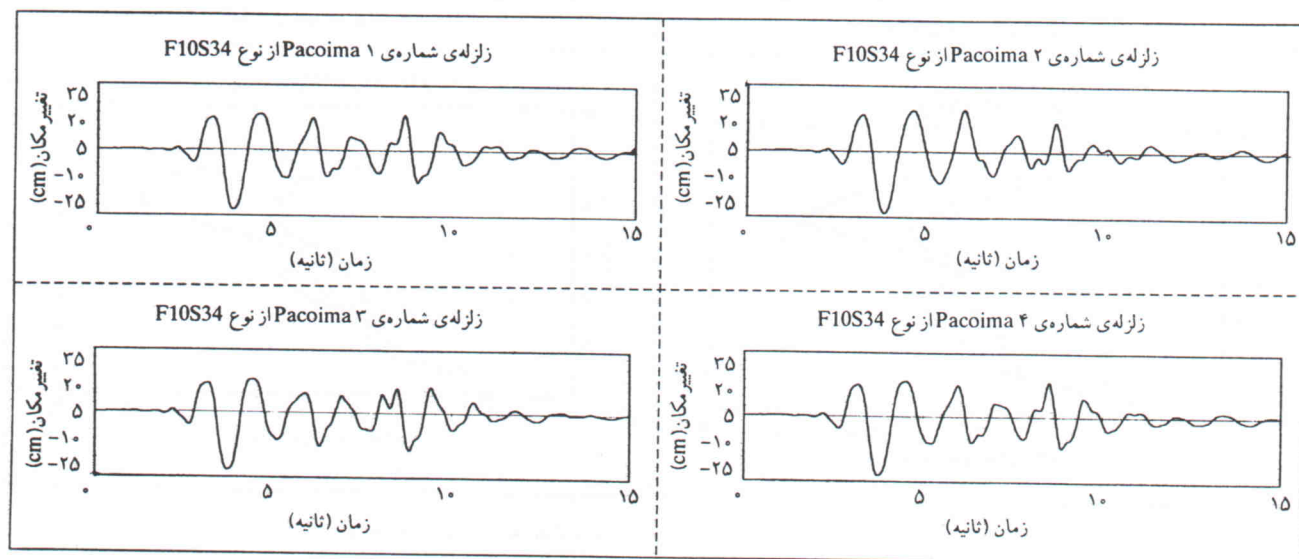
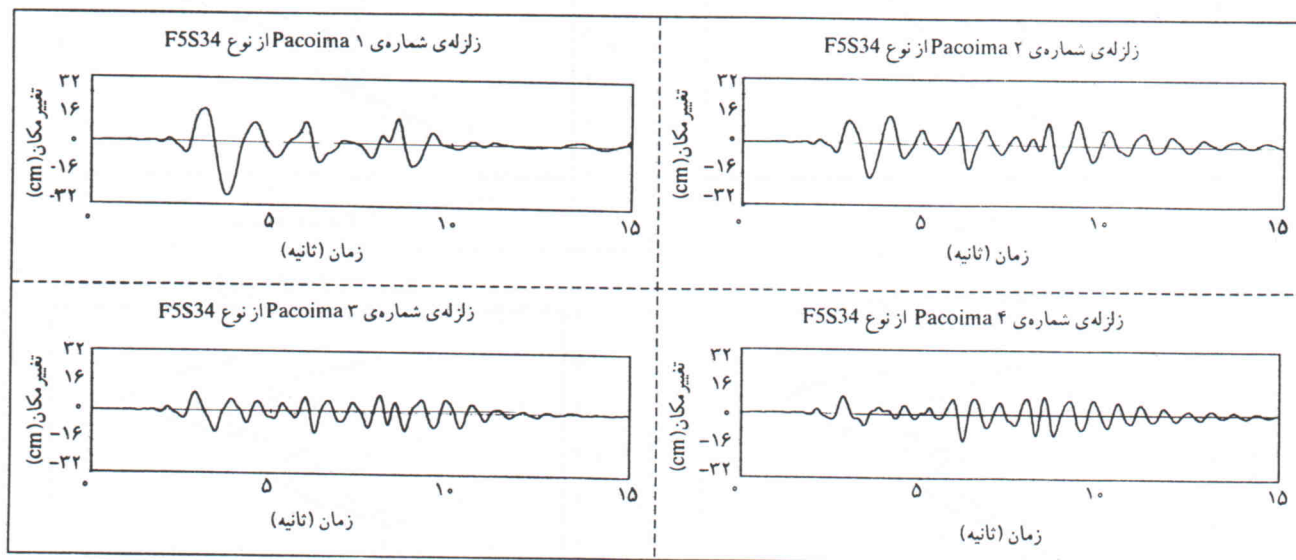
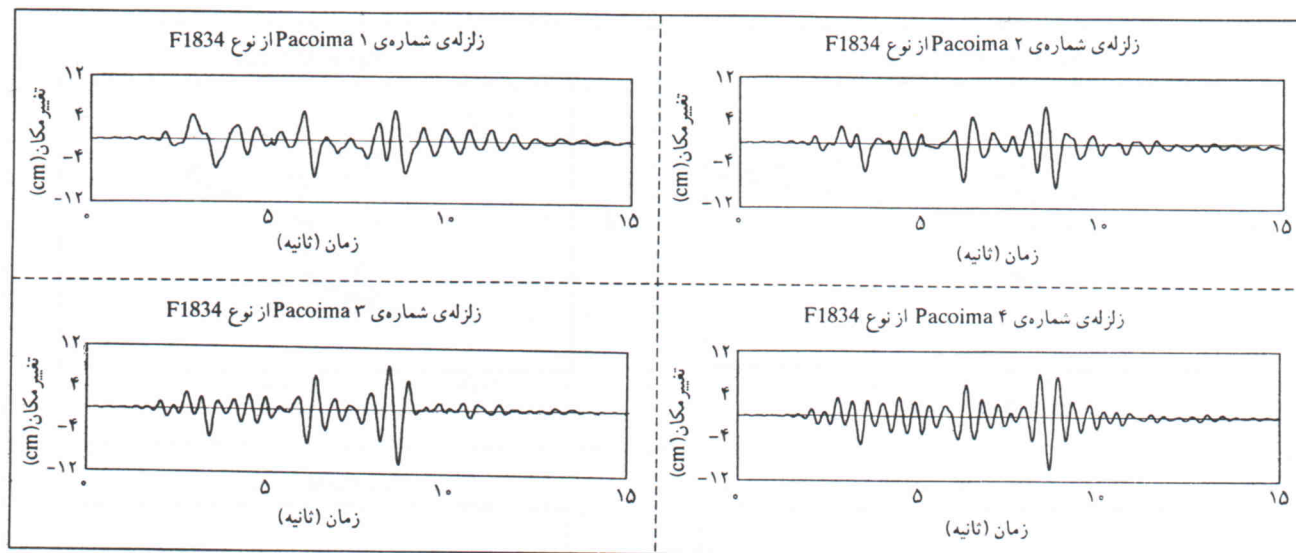
نمونه‌ی شماره ۱ - - - - - نمونه‌ی شماره ۲ - - - - - نمونه‌ی شماره ۳ - - - - - نمونه‌ی شماره ۴ - - - - -

شکل ۸. اثر بادبندگذاری فولادی بر بیشینه تغییر مکان نسبی طبقات: قاب‌های بتنی ذکر شده در شکل ۶.



نمونه‌ی شماره ۱ — نمونه‌ی شماره ۲ - - نمونه‌ی شماره ۳ - - - نمونه‌ی شماره ۴ - . -

شکل ۹. اثر بادبندگذاری فولادی بر بیشینه تغییر مکان طبقات: قاب‌های بتنی ذکر شده در شکل ۷.



شکل ۱۰. اثر بادبندگذاری بر منحنی بیشینه‌ی تغییر مکان - زمان برای سه قاب بتنی ۱، ۵ و ۱۰ طبقه

باید با توجه به ماهیت زلزله‌های محتمل در هر منطقه صورت گیرد. اما در سازه‌های بلندمرتبه حتی استفاده از بادبندهای فولادی ضعیف می‌تواند از تغییر شکل‌های بیش از حد در بین طبقات، و ایجاد «طبقه‌ی نرم»^{۱۳} جلوگیری کند. باید توجه داشت که عضوهای متصل به بادبندها با توجه به نیروهای جدید طراحی یا تقویت شوند، زیرا در غیراین صورت امکان شکست‌های ناگهانی و ترد وجود دارد.

مکان نسبی طبقات موجب تغییر طول در بادبند، و به کارگیری مؤثرتر آن می‌شود. با توجه به این نتایج، می‌توان دریافت که اضافه کردن بادبند فولادی به ساختمان‌های بتنی کوتاه باید با دقت کافی صورت گیرد. زیرا با تغییر ماهیت دینامیکی سازه، امکان نزدیک شدن به منطقه‌ی تشدید زلزله وجود دارد، و تصمیم‌گیری برای به کارگیری این بادبندها

پانوشتها

1. Badoux
2. Pincheria
3. Nobuta
4. double element model
5. element
6. elastic beam with two nonlinear springs model
7. hysteresis
8. fiber model
9. stirrup
10. span
11. frame
12. Rayleigh damping factor
13. soft story

منابع

1. Badoux, M. and Jirsa, J.O. "Steel bracing of RC frames for seismic retrofitting", *Journal of Structural Engineering*, **116**(1), pp. 55-74, (January, 1990).
2. Pincheira, J.A. and Jirsa, J.O. "Seismic response of RC frames retrofitted with steel braces or walls", *Journal of Structural Engineering*, **121**(8), pp. 1225-1235, (August, 1995).
3. Nobuta, D. Shigematsu, T. and Hara, T. "Behavior of R/C

frame stiffened by steel bracing under lateral loading", First International Conference on Advances in Structural Engineering and Mechanics, (August, 1999).

4. Giberson, M.F. "Two nonlinear beams with definition of ductility", *Journal of the Structural Division*, ASCE, **95**, ST2, pp. 137-157, (February, 1969).
5. Saiidi, M. "Hysteresis models for reinforced concrete", *Journal of the Structural Division*, ASCE, **108**, ST5, pp. 1077-1087, (May, 1982).
6. Park, Y.J. and Reinhorn, A.M. "Inelastic damage analysis of reinforced concrete", *Technical Report NCEER-87-0008*, Suny-Buffalo, (1987).
7. Parkash, V., Powell, G.H. and Fillippou, F.C. "Drain-2DX preliminary element user guide", Department of Civil Engineering, University of California, Berkely, (1992).
8. Kent, D.C. and Park, R. "Flexural members with confined concrete", *Journal of the structural division*, ASCE, **97**, ST7, pp. 1969-1990, (July, 1971).
9. Park, M. and Priestley, M.J.N. "Ductility of square-confined concrete columns", *Journal of the Structural Division*, ASCE, **108**, ST4, pp. 929-957, (April, 1982).