

محاسبه ضریب رفتار برای سازه‌های قاب خمشی بتنی با دیوار برشی جفت و تیرهای مزدوج فلزی و مقایسه آن با سازه‌های قاب خمشی بتنی با دیوار برشی

مهرداد حجازی^{۱*} و علیرضا رئیسی^۲

^۱ دانشیار مهندسی سازه، گروه عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه اصفهان

^۲ کارشناس ارشد مهندسی زلزله، فارغ‌التحصیل دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد شهرکرد

چکیده

تیرهای مزدوج به تیرهایی اطلاق می‌شود که نقش تیر پیوند را برای پیوند دادن دیوارهای برشی مجاور ایفا می‌کنند و عملکردی مشابه با تیرهای پیوند در بادبندهای فلزی غیر هم محور دارند. در این تحقیق، با گردآوری خصوصیات و پارامترهای سازه‌ای و لرزه‌ای انواع تیرهای مزدوج که شامل تیرهای مزدوج بتنی با آرماتور قطری، تیرهای مزدوج با ورق برشی جان و تیرهای مزدوج فلزی و فیوز است، رفتار این تیرها در برابر زلزله مانند چرخه هیستریزس و استهلاک انرژی مورد بررسی قرار گرفته است و نوع تیر مزدوج فلزی به عنوان بهینه برای محاسبه ضریب رفتار انتخاب شده است. سپس با تحلیل استاتیکی غیر خطی فزاینده برای مدل‌های سازه‌ای تا ارتفاع ۲۰ طبقه، ضرایب مؤثر در ضریب رفتار که شامل ضریب بیش‌مقاومت، ضریب شکل‌پذیری و ضریب نامعینی لرزه‌ای می‌باشند، محاسبه و در پایان تعدادی رابطه با توجه به ارتفاع قاب و جنس زمین برای ضریب رفتار پیشنهاد شده است. همچنین تأثیر ارتفاع قاب و سختی جنس زمین بر ضریب رفتار مورد بحث قرار گرفته است.

واژگان کلیدی: تیر مزدوج، استهلاک انرژی، تحلیل استاتیکی غیر خطی فزاینده، شکل‌پذیری، بیش‌مقاومت، ضریب رفتار.

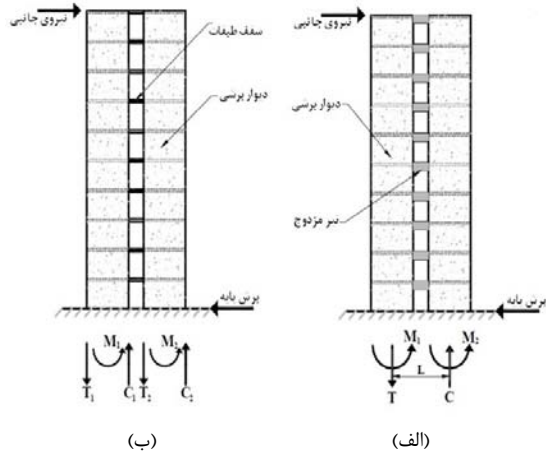
۱- مقدمه

با ترکیب دیوارهای برشی با سختی جانبی چشمگیر و تیرهای مزدوج، سازه می‌تواند انرژی بیشتری از یک زلزله شدید را در خود مستهلک نماید. در چنین سیستمی با استفاده از سختی دیوار به عنوان یک عضو اصلی برای کنترل خسارت و تیرهای مزدوج با دارا بودن قابلیت تعمیر و جابجایی پس از وقوع زلزله و به عنوان اعضایی که نقش استهلاک انرژی زلزله را در سازه فراهم می‌کنند، می‌توان به عملکرد بهتری در سازه دست یافت. در سیستم سازه‌ای فوق اگر دیوارهای برشی برای مقاومت در برابر زلزله به خوبی طراحی شده باشند، تیرهای مزدوج بایستی قبل از پایه دیوارها تسلیم شوند. علاوه بر آن، این تیرها بایستی بتوانند مقدار چشمگیری از انرژی را از طریق کنش ناکشسان مستهلک کنند.

در این تحقیق ابتدا خلاصه‌ای از رفتار دیوارهای برشی مزدوج و انواع تیرهای مزدوج و روابط و تحقیقاتی که تاکنون درباره این موضوع صورت گرفته است بیان شده و سپس با استفاده از تحلیل استاتیکی غیر خطی فزاینده^۱ و پارامترها و روابطی که در ضریب رفتار مؤثر می‌باشند، روابطی برای ضریب رفتار با در نظر گرفتن سطوح شکل‌پذیری، ارتفاع سازه و جنس زمین ارائه خواهد شد.

یکی از مشخصه‌های مطلوب سازه‌های مقاوم در برابر زلزله این است که بتوانند با فعال کردن تدریجی ظرفیت، استهلاک انرژی اعضای تشکیل دهنده سازه نسبت به حرکت‌های شدید زمین را افزایش دهد. اجزای یک سازه بر حسب اهمیتی که پایداری کلی و ایمنی ساختمان دارد به دو دسته اعضای اصلی و فرعی یا به اعضایی که در حلقه ترد یا قوی (اعضای اصلی) و اعضایی که در حلقه نرم یا ضعیف (اعضای فرعی) قرار می‌گیرند، تقسیم می‌شوند [۱]. اعضای اصلی به آن دسته اعضا اطلاق می‌شود که پایداری و ایمنی کل سازه و یا بخش اعظم سازه به یک-پارچگی آن‌ها بستگی دارد. در این گروه اکثر اعضای قائم یا تقریباً قائم مانند ستون‌ها و دیوارهای برشی که بارهای ثقلی را به زمین منتقل می‌کنند و نقش مؤثری در سازه ایفا می‌کنند، قرار می‌گیرند. اعضای فرعی به آن دسته اعضا اطلاق می‌شوند که شکست آن‌ها صرفاً بر روی نواحی محدود یا قسمت‌هایی از سازه تأثیر می‌گذارد. طراحی بر اساس مفهوم تیر مزدوج (ضعیف) - ستون و دیوار برشی (قوی) در ارتباط با رفتار سازه، کوششی در جهت کنترل ترتیب تسلیم شدن اعضای سازه در راستای همین مفهوم در طراحی مناسب برای سازه‌های با دیوار برشی و تیر مزدوج است.

1- Pushover



شکل ۲- مکانیزم واکنش در برابر نیروهای جانبی: الف) سیستم دیوار برشی مزدوج، ب) سیستم دیوار برشی غیرمزدوج [۲]

هنگامی که دیوارها با تیرهای مزدوج به هم متصل شده باشند، مقاومت این دیوارها به مقدار قابل ملاحظه‌ای در مقابل نیروهای کشش و فشاری و لنگر واژگونی نسبت به دیوارهایی که به هم متصل نیستند افزایش می‌یابد و جمع نیروهای برشی در هر تیر مزدوج در هر طبقه برابر نیروهای محوری کششی و فشاری در دیوارهای اطراف می‌باشد. برای رسیدن به یک رفتار مناسب در سازه‌های با دیوار برشی مزدوج در طراحی تیرهای مزدوج می‌بایست:

۱- تیرهای مزدوج قبل از سایر اعضای سازه‌ای و دیوار برشی تسلیم شوند.

۲- تسلیم باید در تیرها از نوع "برشی" باشد.

۳- پاسخ چرخه هیستریزیس در طول اعمال بار به شکل ثابتی افزایش یافته باشد تا عملکرد مناسبی در جذب انرژی داشته باشند.

از انواع متعارف تیرهای مزدوج که در برابر نیروهای جانبی در دیوارهای برشی تاکنون مورد تحلیل و آزمایش قرار گرفته است، چهار نوع متداول زیر مورد معرفی می‌شود:

۱- تیرهای مزدوج فلزی (SCB) (شکل (۳)).

۲- تیرهای مزدوج بتنی با آرماتورهای مورب (DBCB) (شکل (۴)).

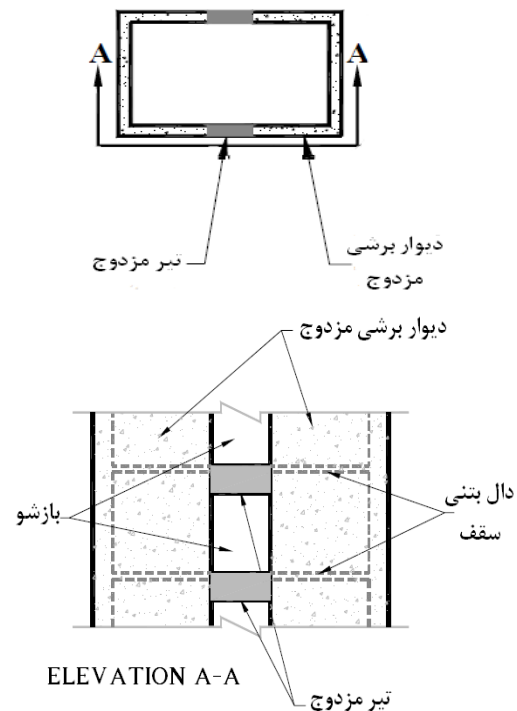
۳- تیرهای مزدوج با ورق برشی جان (SPCB) (شکل (۵)).

۴- تیرهای مزدوج فلزی فیوز (FCB) (شکل (۶)).

که دو نوع تیرهای مزدوج فلزی (SCB) و تیرهای مزدوج بتنی با آرماتورهای مورب (DBCB) بیشتر مورد توجه و استفاده بوده است. مزیت تیرهای مزدوج فلزی فیوز (FCB) در آن است که عضو میانی تیر در هر زمان قابل مونتاژ و پس از وقوع زلزله هم قابل تعویض می‌باشد.

۲- رفتار سازه‌های دیوارهای برشی مزدوج

سیستم دیوارهای برشی مزدوج (CCW) یک سیستم بسیار مؤثر و مقاوم در برابر بارهای جانبی (LFRS) و همچنین بارهای رفت و برگشتی ناشی از زلزله می‌باشد. این سیستم سازه‌ای (CCW) عموماً در سازه‌های متوسط تا بلند ۱۰ تا ۲۰ طبقه کاربرد دارد. شکل (۱) چگونگی قرارگیری این سیستم و همچنین طبقات متصل به آن را نشان می‌دهد [۲].



شکل ۱- مقطع دیوارهای برشی مزدوج [۲]

تیرهایی که در بالای بازشوی دیوارهای برشی قرار گرفته‌اند با عنوان تیرهای مزدوج (CB) شناخته می‌شوند که نقش اصلی را در اتصال سازه‌های دیوارهای برشی در جوانب خود ایفا می‌کنند؛ به گونه‌ای که با وجود این تیرها نیروهای کششی T_1 و T_2 و نیروی فشاری C_1 و C_2 در هر طرف دیوار تبدیل به دو نیروی کششی T و فشاری C در هر دیوارها خواهد شد و هر دیوار به نحوی مجزا یکی در فشار و دیگری در کشش در برابر نیروهای جانبی (زلزله) رفتار خواهد کرد (شکل (۲)).

برای نیل به یک رفتار مطلوب در دیوارهای برشی مزدوج (CCW)، هم‌زمان با شروع چرخش در دو سر تیرهای مزدوج می‌بایست در تیرها مفصل پلاستیک "برشی" ایجاد شود. این رفتار نتیجه یک رفتار مناسب در توزیع انرژی اتلاف شده در تیرها و تمرکز اتلاف انرژی در آن‌ها می‌باشد.



شکل ۶- تصویری از تیر مزدوج فیوز (FCB) [۲]



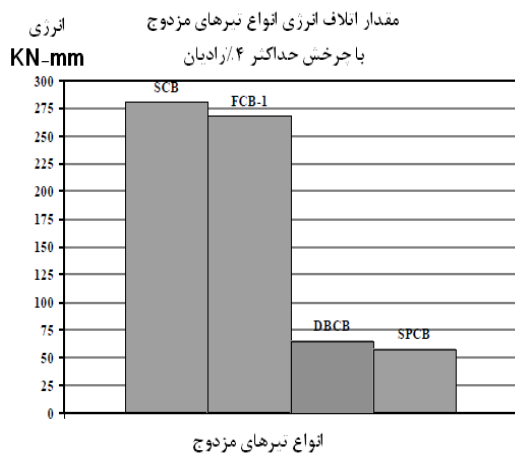
شکل ۳- تصویری از تیر مزدوج فلزی (SCB) [۲]

با توجه به آزمایشات تجربی که در رابطه با مشخص شدن رفتار و عملکرد چهارنوع تیر مزدوج در مرجع [۲] صورت پذیرفته است، مهم‌ترین پارامتری که طراح را در انتخاب یک تیر با رفتار مناسب در هنگام وقوع زلزله کمک می‌کند "میزان اتلاف انرژی" می‌باشد که در شکل (۷) برای چهار تیر مزبور تحت حداکثر چرخش ۰/۰۴ رادیان مشخص شده است.

همان‌گونه که در شکل (۷) مشهود می‌باشد، دو تیر فلزی FCB و SCB در مقایسه با تیرهای فلزی SPCB و DBCB از میزان اتلاف انرژی بیشتری برخوردار می‌باشند. میزان اتلاف انرژی زیاد و متداول‌تر بودن تیرهای SCB به لحاظ اجرایی، دو علت اصلی در انتخاب تیرهای SCB برای مشخص نمودن پارامترهای طراحی لرزه‌ای، خصوصاً ضریب رفتار در این پژوهش بوده است.



شکل ۴- تصویری از تیر مزدوج بتنی با آرماتور قطری (DBCB) [۲]



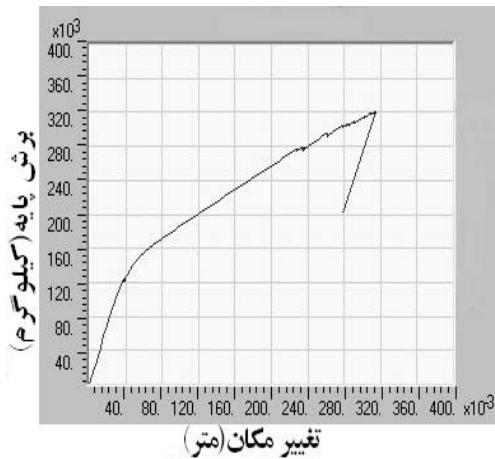
شکل ۷- نمودار اتلاف انرژی برای چهار تیر مزدوج آزمایش شده

[۲]



شکل ۵- تصویری از تیر مزدوج با ورق برشی جان (SPCB) [۲]

متعدد استفاده شده بود، لذا در این پژوهش هم از قاب دو بعدی به جای مدل سه بعدی استفاده گردید. شکل (۸) یک نمونه از منحنی‌های پوش آور یکی از سازه‌های مدل شده را نشان می‌دهد.



شکل ۸- نمونه‌ای از منحنی پوش آور یکی از سازه‌های مدل شده (۵ طبقه)

در مدل‌سازی سازه‌های مذکور جهت مشخص نمودن حداقل ابعاد مورد نیاز برای تیر وستون‌ها، ابتدا سازه‌ها طبق بند ۱-۹-۴ استاندارد ۲۸۰۰ [۴] با ۲۵٪ نیروی زلزله بدون وجود دیوار برشی با نرم‌افزار ETABS (Nonlinear Ver. 9.2.0) [۵] طراحی گردید و سپس ابعاد تیر و ستون برای انجام تحلیل استاتیکی مشخص شد. سپس کفایت ابعاد دیوارهای برشی برای کل نیروی زلزله از روش آزمون و خطا کنترل گردید.

۴- مبانی تحلیل استاتیکی غیر خطی فزاینده

یکی از روش‌های محاسبه پارامترهای مؤثر در رفتار لرزه‌ای و مطالعه پاسخ سازه‌ها در محدوده غیر خطی و غیر ارتجاعی، روش تحلیل استاتیکی غیر خطی سازه‌ها تحت بارهای جانبی فزاینده است. تحلیل استاتیکی غیر خطی فزاینده می‌تواند توالی تسلیم اعضا، ظرفیت شکل‌پذیری بالقوه و کفایت مقاومت جانبی سازه را مشخص کند. در این نوع تحلیل، سازه تحت یک توزیع بار جانبی مشخص به صورت افزایشی یا فزاینده، مورد تحلیل غیر خطی قرار می‌گیرد. در پژوهش حاضر، با استفاده از روش کنترل تغییرمکان کلیه سازه‌ها تحت بارهای ثقلی قائم و بارهای جانبی فزاینده در ارتفاع، مورد تحلیل استاتیکی غیر خطی فزاینده در ۱۰۰ گام قرار گرفتند.

۳- مدل‌سازی و معرفی سازه‌های تحلیل شده

در این پژوهش از چهار قاب ۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ طبقه دارای پنج دهانه برای تحلیل استفاده شده است. ارتفاع هر طبقه ۳ متر در نظر گرفته شده است. در هر طبقه ۵ دهانه که چهار تای آن‌ها قاب خمشی بتنی و یک دهانه دیوار برشی جفت و تیر مزدوج است، قرار گرفته است. طول دهانه‌های قاب خمشی برابر ۵ متر و طول دهانه متشکل از دیوارهای برشی و تیر مزدوج که در وسط قاب‌ها قرار گرفته است برابر ۴ متر می‌باشد. طول ۴ متر دهانه از یک تیر مزدوج فلزی میانی به طول ۱/۲ متر محصور بین دو دیوار برشی به طول ۱/۴ متر در دو طرف آن تشکیل شده است. شایان ذکر است برای تیرهای مزدوج فلزی بنا به توصیه مرجع [۲] می‌بایست ضوابط طراحی تیرهای پیوند در قاب‌های مهاربندی شده برون محور رعایت گردد. لذا طول مجاز این تیرها با توجه به طول مجاز برای تیرهای پیوند از مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۳] استخراج گردیده است. چنانچه خواسته شود نوع تسلیم در تیر به صورت برشی باشد می‌بایست رابطه (۱) حاکم شود.

$$e \leq 1.6 (M_p / V_p)$$

$$V_p = 0.55 F_y \times d \times t_w$$

$$M_p = Z \times F_y$$
(۱)

که در این رابطه e طول تیر، M_p لنگر پلاستیک تیر پیوند، V_p برش پلاستیک تیر پیوند، Z اساس مقطع پلاستیک تیر پیوند، F_y تنش تسلیم، d ارتفاع کل تیر و t_w ضخامت جان در تیر مزدوج می‌باشند.

با در نظر گرفتن طول ۱/۲ متر برای تیر مزدوج ($e = 1/2$) در رابطه (۱)، حداقل اندازه پروفیل لازم برای مدل‌سازی تیرهای مزدوج محاسبه گردید. سپس با فرض انتخاب مقاطع بزرگ‌تر از اندازه حداقل پروفیل محاسبه شده کفایت مقاطع مفروض در تحلیل استاتیکی (با رعایت مقاطع بزرگ‌تر برای طبقات پایین-تر)، به صورت بهینه کنترل و انتخاب گردید. در ابتدا سازه‌های مدل شده سه بعدی طراحی شد ولی در نتایج به دست آمده از تحلیل‌های غیر خطی بعضاً در منحنی‌های نیرو-تغییر مکان در ناحیه غیر خطی تمایزی از ناحیه خطی مشاهده نشد (یعنی در ناحیه غیر خطی شیب منحنی کاهش نیافت و منحنی به سمت افق متمایل نشد) و همچنین در سایر تحقیقات مرجع هم در همه مدل‌ها از قاب‌های دو بعدی با تعداد دهانه‌ها و تعداد طبقات

اشاره کرد. به دنبال این پژوهش‌ها، در سال ۱۹۹۵، فرمول‌بندی جدیدی برای محاسبه ضریب رفتار ارائه گردید که در آن تأثیر پاره‌ای از عوامل مؤثر بر ضریب رفتار لحاظ شده است. یکی از جدیدترین رابطه‌های ارائه شده برای ضریب رفتار R ، رابطه (۲) است که سه عامل شکل‌پذیری، بیش مقاومت و درجه نامعینی لرزه‌ای را در بردارد [۸ و ۹]:

$$R = R_Q \times R_\mu \times R_R \quad (2)$$

که در این رابطه، R_Q ضریب ناشی از مقاومت یا ضریب بیش مقاومت، R_μ ضریب ناشی از شکل‌پذیری (وابسته به زمان تناوب) و R_R ضریب ناشی از نامعینی یا ضریب درجه نامعینی لرزه‌ای سازه است.

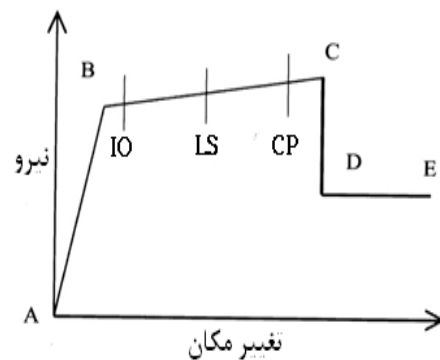
۵-۱- محاسبه ضریب بیش مقاومت R_Q

هنگامی که یکی از اعضای سازه به حد تسلیم رسیده و اصطلاحاً در آن لولای خمیری تشکیل شود، مقاومت سازه از دیدگاه طراحی در حالت بهره‌برداری به پایان می‌رسد؛ ولی پدیده فوق به عنوان انهدام سازه و پایان مقاومت در سازه به حساب نمی‌آید؛ زیرا عضو مورد نظر همچنان می‌تواند با تغییر شکل غیر ارتجاعی، انرژی ورودی را جذب کند تا به مرحله گسیختگی و انهدام برسد.

با تشکیل لولاهای خمیری، به تدریج سختی سازه با کاهش درجه نامعینی استاتیکی کاهش می‌یابد؛ ولی سازه همچنان پایدار است و قادر خواهد بود در مقابل نیروهای خارجی از خود مقاومت نشان دهد. وقتی که نیروی خارجی باز هم افزایش یابد، روند تشکیل لولاهای خمیری نیز بیشتر شده تا جایی که سازه از نظر استاتیکی ناپایدار شده و دیگر توان تحمل بار جانبی اضافی را نداشته باشد. مقاومتی که سازه بعد از تشکیل اولین لولای خمیری تا مرحله مکانیزم (ناپایداری) از خود بروز می‌دهد، بیش مقاومت نامیده می‌شود.

برای تعیین بیش‌مقاومت یک سازه، به این صورت عمل می‌شود که مقدار نیروهای جانبی سازه به طور یکنواخت افزایش داده می‌شود و مقادیر برش پایه و تغییر مکان بام به طور مداوم ثبت می‌گردد. این عمل تا آن‌جا که اولین عضو سازه جاری شده و در آن لولای خمیری به وجود آید، ادامه می‌یابد. افزایش نیرو بعد از این مرحله باعث باز توزیع نیروها در بقیه اعضا شده و سازه قادر به تحمل نیروی جانبی بیشتر می‌گردد. نیروی جانبی مجدداً

قابل ذکر است استاندارد ۲۸۰۰ ایران در مورد تغییر مکان نسبی غیر ارتجاعی در هر طبقه الزام می‌کند که تغییر مکان نسبی هر طبقه و یا بام بر اثر زلزله نباید از 0.025 برابر ارتفاع آن طبقه برای ساختمان‌های با زمان تناوب کمتر از 0.7 ثانیه و 0.02 برابر ارتفاع آن طبقه برای ساختمان‌های با زمان تناوب بیشتر یا مساوی 0.7 ثانیه، تجاوز نماید [۴]. از این رو، پایان منحنی رفتار کلی سازه در تغییر مکانی معادل 2% ارتفاع کلی سازه در نرم‌افزار منظور گردید. برای تحلیل استاتیکی غیرخطی فزاینده نرم‌افزار از الگوی شکل (۹) برای منحنی نیرو-تغییر مکان پیروی می‌کند. در این الگو، از نقطه A تا B رفتار سازه خطی (ارتجاعی) است. در محدوده نقاط B تا C، رفتار سازه غیر ارتجاعی منظور می‌گردد. یعنی در این محدوده مفاصل پلاستیک به وقوع پیوسته است و تا تسلیم کلی سازه توسعه داده می‌شود. از نقطه C تا D، سازه بدون تغییر مکان اضافی ناگهان با کاهش در تحمل نیرو مواجه می‌گردد و پس از نقطه D سازه تا تسلیم کلی خود، بدون تحمل نیرو فقط تغییر مکان از خود نشان می‌دهد. در شکل (۹)، در محدوده نقاط B تا C، سطوح عملکردی سازه با توجه به تعریف آیین‌نامه FEMA [۶] و دستورالعمل بهسازی سازه‌ها [۷] به اختصار با IO (قابلیت استفاده بی وقفه)، LS (ایمنی جانی) و CP (آستانه فرو ریزش) نشان داده شده است.



شکل ۹- الگوی منحنی نیرو- تغییر مکان در تحلیل استاتیکی غیر خطی فزاینده

۵- محاسبه عوامل مؤثر بر ضریب رفتار R

از اوایل دهه ۱۹۸۰، پژوهشگران در صدد تجزیه ضریب رفتار به عوامل تشکیل دهنده آن برآمدند. برای این منظور، مطالعات آزمایشگاهی و میدانی زیادی به انجام رسید که از آن جمله می‌توان به کارهای انجام شده در انجمن فناوری کاربردی (ATC)

همچنین پس از وقوع تسلیم در اعضا، پدیده سخت کرنشی ظاهر شده و خرابی سازه را به تعویق می‌اندازد. از این رو، مقاومت افزونی که بدین صورت از زمان تشکیل اولین لولای خمیری تا تسلیم کلی سازه بروز می‌کند از رابطه پیشنهادی (۴) قابل محاسبه است [۸]:

$$R(\text{redun,sth}) = \frac{C_y}{C_s} \quad (4)$$

در این رابطه‌ها، C_d ضریب برش پایه مورد استفاده در طراحی، C_s ضریب برش پایه هنگام تشکیل اولین لولای خمیری، C_y ضریب برش پایه هنگام تسلیم کلی سازه مطابق تعریف می‌باشد. R (size, ϕ) ضریب بیش مقاومت ناشی از بزرگتر بودن ابعاد اعضا و مقادیر میلگردها از مقادیر مورد نیاز در طراحی، الزامات آیین‌نامه طراحی در مورد محدود کردن تغییر مکان‌های جانبی، تغییر شکل‌های اعضا، ابعاد مقاطع، عناصر تسلیح و فاصله خاموت‌ها و نیز تفاوت بین مقاومت‌های اسمی و ضریب دار می‌باشد. همچنین $R(\text{redun,sth})$ ضریب بیش مقاومت ناشی از سختی کرنشی در شکل‌گیری مکانیزم خرابی می‌باشد.

نهایتاً R_Ω (رابطه (۵)) که حاصل ضرب دو پارامتر مذکور است به عنوان ضریب بیش مقاومت کلی سازه نامیده می‌شود که اثر تمام عوامل یاد شده را در بر دارد [۸].

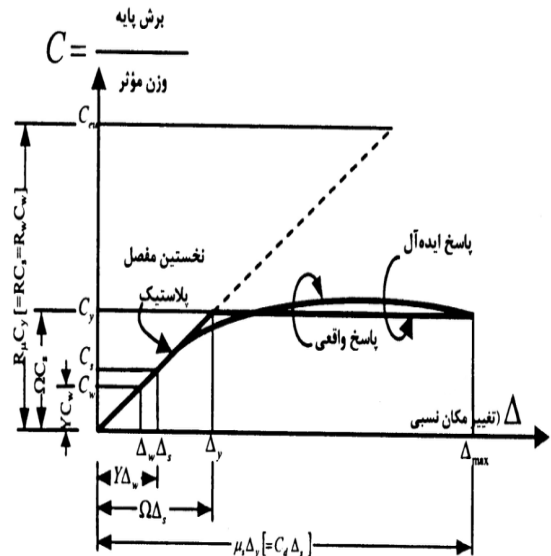
$$R_\Omega = R(\text{size}, \phi, \text{redun,sth}) = \frac{C_y}{C_d} \quad (5)$$

۵-۲- محاسبه ضریب شکل‌پذیری R_μ

سازه‌ها بر اثر وجود شکل‌پذیری، مقدار قابل توجهی از انرژی زلزله را با رفتار هیستریزس مستهلک می‌کنند، که مقدار این استهلاک انرژی، بستگی به مقدار شکل‌پذیری کلی سازه دارد. با ایده‌آل کردن منحنی رفتار کلی سازه (شکل (۱۰)) به منحنی ارتجاعی خمیری کامل (شکل (۹))، شکل‌پذیری کلی سازه به صورت خارج قسمت تغییر مکان جانبی نسبی حداکثر (Δ_{\max}) به تغییر مکان جانبی نسبی تسلیم (Δ_y) تعریف می‌شود [۸].

$$\mu_s = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} \quad (6)$$

افزایش داده می‌شود تا در بقیه اعضا نیز لولای خمیری تشکیل گردد و در صورتی تحلیل متوقف می‌گردد که سازه ناپایدار (مکانیزم) شود. در این حالت، از تقسیم حداکثر نیروی جانبی تحمل شده توسط سازه به نیروی حد جاری شدن اولین عضو در سازه (تشکیل اولین لولای خمیری)، ضریب بیش مقاومت به دست می‌آید (شکل (۱۰)) [۸].



شکل ۱۰- رفتار سازه در حالت ارتجاعی و غیر ارتجاعی [۸]

در فرآیند بیش مقاومت، اثر عامل‌های «بزرگتر بودن ابعاد اعضا و مقادیر میلگردها از مقادیر مورد نیاز در طراحی، محدود کردن تغییر مکان‌های جانبی، تغییر شکل‌های اعضا، ابعاد مقاطع، عناصر تسلیح و فاصله خاموت‌ها»، همچنین «سختی کرنشی» به عنوان عوامل مؤثر در ضریب بیش مقاومت می‌توان نام برد. در این قسمت، با پیشنهاد رابطه‌هایی اجزای ضریب بیش مقاومت به صورت تفکیک شده محاسبه می‌گردد. مبنای پیشنهاد رابطه‌ها چنین است که پس از تعیین مقدار برش پایه طراحی C_d به وسیله آیین‌نامه‌های بارگذاری لرزه‌ای، طراحی سازه برای دو سطح شکل‌پذیری ویژه و متوسط صورت می‌پذیرد.

با توجه به این مطالب در هنگام بارگذاری سازه، پس از رسیدن برش پایه به مقدار طراحی و قبل از بروز تسلیم در اعضای سازه‌ای، سازه قادر خواهد بود اثر عوامل فوق را که افزون بر نیاز طراحی بوده‌اند، بروز دهد. چنین مقاومتی از رابطه پیشنهادی (۳) محاسبه می‌شود [۸]:

$$R(\text{size}, \phi) = \frac{C_s}{C_d} \quad (3)$$

را برای زمین‌های صخره‌ای، رسوبی و خاک نرم با استفاده از ۱۲۴ نگاشت حرکت زمین، توسعه دادند. رابطه‌های ارائه شده توسط این محققان برای ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری به صورت رابطه (۱۱) است [۱۱]:

$$R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\Phi} + 1 \quad (11)$$

که در این رابطه:

برای زمین‌های سنگی:

$$\Phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} e^{-15(\ln(T) - 0.6)^2} \quad (12)$$

برای زمین‌های رسوبی:

$$\Phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} e^{-2(\ln(T) - 0.2)^2} \quad (13)$$

برای زمین‌های با خاک نرم:

$$\Phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} e^{-2(\ln(T/T_g) - 0.35)^2} \quad (14)$$

که در روابط بالا T_g زمان تناوب غالب زلزله و T پریود سازه مورد نظر می‌باشد.

از آنجائی که در رابطه نیومارک و هال، جنس زمین نقشی در تعیین این رابطه ندارد، مقادیر ضریب شکل‌پذیری برای همه مدل‌ها محاسبه می‌شود تا در انتها رابطه‌ای برای ضریب رفتار مستثنا از جنس زمین ارائه شود.

برای لحاظ کردن جنس زمین در ضرائب شکل‌پذیری می‌توان از روابط پیشنهادی میراندا و برتر استفاده نمود. لازم به توضیح است که در این روابط برای زمین نوع I از رابطه (۱۲)، برای زمین نوع II از رابطه (۱۳)، و برای زمین III با زمان تناوب غالب خاک $T_s = 0.7$ و زمین نوع IV با زمان تناوب غالب خاک $T_s = 1$ از رابطه (۱۴) استفاده شده است (مقادیر T_s از استاندارد ۲۸۰۰ استخراج گردیده است).

بر اثر شکل‌پذیری، ساختمان ظرفیتی برای استهلاک انرژی هیستریزس خواهد داشت. به دلیل این ظرفیت استهلاک انرژی، نیروی طراحی ارتجاعی را می‌توان به تراز مقاومت تسلیم کاهش داد. از آنجا ضریب کاهش بر اثر شکل‌پذیری به صورت خارج قسمت نیروی نهایی وارد به سازه (C_{eu}) (در صورتی که رفتار ارتجاعی باقی‌بماند)، به نیروی متناظر با حد تسلیم عمومی سازه به هنگام تشکیل مکانیزم خرابی (C_y) تعریف می‌گردد [۸].

$$R_{\mu} = \frac{C_{eu}}{C_y} \quad (7)$$

در پژوهش حاضر برای ارتباط دادن ضریب شکل‌پذیری کلی سازه‌ها (μ) به ضریب کاهش بر اثر شکل‌پذیری (R_{μ}) از دو رابطه: نیومارک-هال و میراندا - برتر استفاده شده است.

رابطه نیومارک و هال

نیومارک و هال در سال ۱۹۸۲، رابطه‌ای را پیشنهاد کردند که با استفاده از آن می‌توان ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری R_{μ} را برای سیستم‌های ارتجاعی - خمیری یک درجه آزاد، به صورت زیر برآورد کرد [۱۰]:

برای زمان‌های تناوب کمتر از ۰/۰۳ ثانیه:

$$R_{\mu} = 1.0 \quad (8)$$

برای زمان‌های تناوب بین ۰/۱۲ ثانیه و ۰/۵ ثانیه:

$$R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1} \quad (9)$$

برای زمان‌های تناوب بزرگتر از ۱/۰ ثانیه:

$$R_{\mu} = \mu \quad (10)$$

برآورد R_{μ} در زمان‌های تناوب بین ۰/۰۳ و ۰/۱۲ ثانیه و نیز بین ۰/۵ و ۱/۰ ثانیه با میانبایی بین مقادیر حدی که در رابطه‌های فوق آمده است، انجام می‌شود.

رابطه میراندا و برتر

میراندا و برتر در سال ۱۹۹۴، با مرور رابطه‌های ارائه شده توسط پژوهشگران دیگر، از جمله نیومارک و هال، رابطه‌های زیر

شکل سازگار باشند، لازم است. از این رو، با در نظر گرفتن هر یک از ردیف‌های قاب لرزه‌ای قائم به عنوان یک شرط مقاومتی در حرکت جانبی، مقادیر جدول (۱) پیشنهاد شده است [۱۲].

جدول ۱- مقادیر ضرایب نامعینی پیشنهادی از ATC-19 [۱۲]

تعداد ردیف‌های قاب لرزه بر	ضریب نامعینی ATC-19
۲	۰/۷۱
۳	۰/۸۶
۴	۱/۰۰

از آنجائی که تیرهای مزدوج فلزی در دو دیوار برشی موازی در دو قاب به صورت جفت می‌باشند، نسبتی از کل نیروهای جانبی زلزله را تحمل می‌کنند. ضریب رفتار مربوط به تیرهای مزدوج به جهت سهمی که از کل نیروی زلزله دارند در این ضریب ضرب می‌شود. کسر این ضریب از عدد ۱، سهم ضریب رفتار سایر قاب‌های لرزه بر را که قاعداً قاب خمشی بتنی ویژه و متوسط است را مشخص می‌کند.

سهم ضریب رفتار قاب‌های با دیوار برشی و تیر مزدوج:

$$a = 0/71$$

سهم ضریب رفتار سایر قاب‌های خمشی ویژه و متوسط:

$$b = 1 - 0/71 = 0/29$$

بنابراین ضریب نامعینی قاب‌های با دیوار برشی و تیر مزدوج برابر خواهد بود با:

$$R_R = a \times (N_{eq} / N_{st})$$

۶- محاسبه ضریب رفتار R

در این قسمت با توجه به ارائه روابط ضرایب مؤثر بر ضریب رفتار در بخش ۵، با استخراج مقادیر عددی نیرو- تغییر مکان از جداول نتایج تحلیل غیر خطی سازه‌های مدل شده و جایگذاری آن‌ها در روابط مذکور و سپس ضرب آن‌ها در یکدیگر (رابطه (۲))، مقادیر عددی ضریب رفتار با توجه به ارتفاع و کیفیت تعریف شده برای شکل‌پذیری هر کدام از سازه‌های مدل شده به دست می‌آید (جداول (۲) و (۴)). قابل ذکر است مقادیر به دست آمده برای ضریب رفتار در جداول (۲) و (۴) در برگزیده عوامل مؤثر بر ضریب رفتار نظیر بیش مقاومت، شکل‌پذیری و نامعینی

۵-۳- محاسبه ضریب کاهنده اثر نامعینی بر پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها (R_R) برای محاسبه ضریب رفتار

در مورد نامعینی سازه‌ها ذکر این نکته ضروری است که اگر طراحی سازه‌ای برای نیروهای وارد بر آن به صورت کاملاً بهینه صورت گرفته باشد، ممکن است لولاهای خمیری به صورت متوالی تشکیل نشده و تعداد زیادی از لولاها هم‌زمان تشکیل گردند، در چنین حالتی درجات نامعینی سازه به یکباره کاهش قابل ملاحظه‌ای یافته و از اعتماد به پایداری آن کاسته می‌شود.

عدم تشکیل لولاهای خمیری به صورت متوالی و مناسب در سازه‌هایی که بهینه‌سازی می‌شوند، موجب می‌گردد که مقادیر پارامترهای طراحی برای تأمین عملکرد مناسب در این سازه‌ها کافی نباشد و احتیاج به تصحیح داشته باشد.

برای محاسبه درجه نامعینی سازه بنا به تعاریف تحلیل سازه، برای قاب‌های خمشی دو بعدی و منظم در ارتفاع، مانند قاب‌های استفاده شده در این پژوهش، تعداد درجات نامعینی استاتیکی سه برابر تعداد حلقه‌های بسته (دهانه‌های محصور بین طبقات) است و می‌تواند از رابطه ساده زیر به دست آید:

$$N_{st} = 3 \times S \times B \quad (15)$$

که در این رابطه، N_{st} درجه نامعینی استاتیکی، S تعداد طبقات و B تعداد دهانه‌های قاب است.

مفاصل پلاستیک تا حداکثر تغییر مکان جانبی که در این جا معادل $2/3$ ارتفاع است، مد نظر قرار گرفته است. بنابراین درجه نامعینی لرزه‌ای سازه (N_{eq}) که برابر مجموع تعداد مفاصل خمیری تیرها (BH) و تیرهای مزدوج (CBH) می‌باشد، برابر است با کل مفاصل ایجاد شده در سازه:

$$N_{eq} = BH + CBH \quad (16)$$

همچنین نسبت تعداد کل مفاصل ایجاد شده در سازه به درجه نامعینی استاتیکی یا ضریب درجه نامعینی لرزه‌ای به درجه نامعینی استاتیکی سازه برابر خواهد بود با [۸]:

$$R_R = N_{eq} / N_{st} \quad (17)$$

در آیین‌نامه ATC-19 فرض شده است که برای تأمین نامعینی کافی در هر یک از جهت‌های اصلی سازه یک ساختمان، حداقل چهار ردیف قاب‌های لرزه‌ای قائم که از نظر مقاومت و تغییر

جدول ۲- ضریب رفتار پیشنهادی مستقل از جنس زمین

مدل سازه‌ای	R(۱)	R(۲)
۵ طبقه	۱۴/۰۹	۱۰/۲۴
۱۰ طبقه	۱۲/۶۰	۹/۰۰
۱۵ طبقه	۸/۳۰	۵/۹۷
۲۰ طبقه	۷/۲۱	۵/۱۹

حال با رگرسیون خطی از دو متغیر ضریب رفتار و ارتفاع از جدول (۲)، که برای هر طبقه ۳ متر منظور شده است، رابطه (۱۸) برای شکل‌پذیری ویژه و رابطه (۱۹) برای شکل‌پذیری متوسط، مطابق جدول (۳) پیشنهاد می‌شود.

جدول ۳- روابط پیشنهادی برای ضریب رفتار با در نظر گرفتن

سطح شکل‌پذیری

رابطه	شماره رابطه	سطح شکل‌پذیری
$R = 16/78 - 0/17 H$	(۱۸)	ویژه
$R = 12/15 - 0/12 H$	(۱۹)	متوسط

۶-۲- ضریب رفتار با توجه به جنس زمین

مقادیر ضریب رفتار برای چهار نوع زمین (I),(II),(III),(IV) با توجه به استاندارد ۲۸۰۰ و دو سطح شکل‌پذیری ویژه و متوسط در جدول (۴) ارائه شده است.

با رگرسیون خطی از دو متغیر ضریب رفتار و ارتفاع از جدول (۴)، که برای هر طبقه ۳ متر منظور شده است، چهار رابطه (۲۰) تا (۲۴) برای حالت شکل‌پذیری ویژه و چهار نوع زمین مطابق جدول (۵) و همچنین چهار رابطه (۲۴) تا (۲۷) برای حالت شکل‌پذیری متوسط برای چهار نوع زمین مطابق جدول (۶)، پیشنهاد می‌شود.

لرزه‌ای (به دلیل استفاده از روابط آن‌ها) می‌باشد. حال با رگرسیون خطی بر مبنای دو متغیر ارتفاع و ضریب رفتار از جداول (۲) و (۴)، دو دسته رابطه برای ضریب رفتار پیشنهاد می‌شود که در اولی ضریب رفتار مستقل از جنس زمین می‌باشد و در آن از روابط ضریب شکل‌پذیری نیومارک و هال استفاده شده است و در دومی ضریب رفتار به دست آمده برای چهار جنس زمین از روابط ضریب شکل‌پذیری میراندا و برترو است. این روابط برای دو سطح شکل‌پذیری ویژه و متوسط به صورت تفکیک شده عرضه می‌گردند.

قبل از ارائه روابط لازم است سهمی از ضریب رفتار که مربوط به سایر ردیف‌های قاب‌های خمشی فاقد دیوار برشی و تیر مزدوج در سازه است، توضیح داده شود. با توجه به استاندارد ۲۸۰۰ ضریب رفتار برای قاب خمشی بتن مسلح ویژه برابر $R'(1) = 10$ و قاب خمشی بتن مسلح متوسط $R'(2) = 7$ در نظر گرفته شده است. لذا چنانچه در قسمت قبلی عنوان شد، سهم ضریب رفتار سایر قاب‌های خمشی ویژه و متوسط برابر است با:

$$b = 1 - 0/71 = 0/29$$

با ضرب این عدد در ضرائب رفتار استاندارد ۲۸۰۰ برای قاب خمشی ویژه و متوسط، سهمی از ضریب رفتار که می‌بایست با ضریب رفتار به دست آمده برای قاب‌های با دیوار برشی و تیر مزدوج جمع شود؛ مشخص می‌شود.

$$2/90 = 0/29 \times 10 = R'_{(1)} = b \times R''_{(1)}$$

$$2/03 = 0/29 \times 7 = R'_{(2)} = b \times R''_{(2)}$$

در ادامه با ضرب سه ضریب مؤثر در ضریب رفتار (رابطه (۲)) و جمع آن‌ها با مقادیر $R''_{(1)}$ و $R''_{(2)}$ ، روابطی برای ضریب رفتار مستقل از جنس زمین و ضریب رفتار با توجه به جنس زمین، پیشنهاد می‌شود.

۶-۱- ضریب رفتار مستقل از جنس زمین

با ضرب سه عامل مؤثر در ضریب رفتار و جمع آن با سهم ضریب رفتار سایر قاب‌های سازه در مدل‌های سازه‌ای، مقادیر جدول (۲) مستقل از جنس خاک برای ضریب رفتار کلی با سطح شکل‌پذیری ویژه $R_{(1)}$ و متوسط $R_{(2)}$ ، به دست می‌آید.

۱- باعث افزایش شکل‌پذیری در سازه به خاطر رفتار شکل-پذیر در اتلاف انرژی زلزله در چرخه های هیستریزیس می‌شود، زیرا تیرهای فلزی رفتار افزایش‌دهی با دامنه چرخش بیشتری در چرخه‌های هیستریزیس از خود نشان می‌دهند.

۲- با استفاده از تیرهای مزدوج فلزی حلقه‌ی ضعیف در این اعضا به گونه‌ای هدایت شونده شکل می‌گیرد و این اعضا با تسلیم زود هنگام برشی نقش فیوز را برای سازه ایفا می‌کنند تا سایر اعضا با حفظ سختی خود به پایداری بیشتر سازه کمک کنند، و در نتیجه این اعضا (تیرهای مزدوج) نیروی زلزله را در خود متمرکز و مستهلک می‌نمایند.

۳- در مقایسه دو نوع سازه با دیوار برشی پیوسته و سازه با دیوار برشی و تیر مزدوج می‌توان این‌گونه اظهار نظر نمود که برای سازه‌های با دیوار برشی پیوسته (فاقد تیر مزدوج و بازشو) با توجه به سختی قابل توجه دیوارهای برشی، مبنای طراحی سازه بر اساس نیروی مقاوم و "ظرفیت سازه" تعریف می‌گردد؛ زیرا با افزایش سختی، سازه با کاهش جابجایی و زمان تناوب و افزایش شتاب زلزله در طیف پاسخ و نتیجتاً افزایش نیروی زلزله مواجه خواهد شد. ولی از طرفی با تعبیه "تیرهای مزدوج" به عنوان فیوز در داخل دیوارهای برشی طراحی شده دارای بازشو (که قاعدتاً این دیوارها به دلیل وجود حفره میانی (بازشو)، از سختی کمتری در مقایسه با دیوار های پیوسته برخوردار هستند) علاوه بر کاهش سختی (با حفظ سختی لازم) و نقش مؤثر تیرهای مزدوج در تأمین شکل‌پذیری، مبنای طراحی بر اساس "نیاز طراحی" رقم خواهد خورد و به تبع آن تغییر مکان مجاز و زمان تناوب افزایش یافته و شتاب طیف پاسخ و نیروی زلزله وارده به سازه کاهش می‌یابد.

حال با توجه به موارد ذکر شده در رابطه با ویژگی‌های استفاده از تیرهای مزدوج فلزی، در مورد تأثیر "ارتفاع سازه" و همچنین تأثیر "جنس زمین" در ضریب رفتار به دست آمده در سازه‌های "بتن آرمه مسلح با دیوارهای برشی و تیرهای مزدوج فلزی"، بحث خواهد شد.

۷-۱- تأثیر ارتفاع بر ضریب رفتار

افزایش ارتفاع در سازه‌هایی که در آن‌ها از تیرهای مزدوج استفاده شده است می‌تواند عامل کاهش‌دهنده‌ی بر ضریب رفتار تلقی شود؛ زیرا افزایش ارتفاع ضریب بیش مقاومت را در سازه کاهش می‌دهد. یکی از عمده‌ترین دلایلی که باعث افزایش بیش مقاومت می‌شود، به وقوع پیوستن حلقه ضعیف صحیح و تعریف شده در سازه است. چنانچه در شکل (۱۱) نشان داده شده است، وقوع

جدول ۴- ضریب رفتار پیشنهادی با توجه به جنس زمین

ضریب رفتار	ضریب رفتار سازه با شکل‌پذیری ویژه			
	R(IV)	R(III)	R(II)	R(I)
مدل سازه‌ای				
۵ طبقه	۱۸/۱۳	۱۸/۸۶	۱۷/۸۳	۱۶/۳۰
۱۰ طبقه	۱۶/۱۶	۱۵/۵۶	۱۴/۹۰	۱۱/۸۱
۱۵ طبقه	۱۴/۲۱	۸/۷۰	۹/۰۵	۸/۷۵
۲۰ طبقه	۱۰/۰۴	۶/۸۱	۷/۴۷	۷/۸۸
ضریب رفتار	ضریب رفتار سازه با شکل‌پذیری متوسط			
	R(IV)	R(III)	R(II)	R(I)
مدل سازه‌ای				
۵ طبقه	۱۳/۲۱	۱۳/۷۴	۱۲/۹۹	۱۱/۸۶
۱۰ طبقه	۱۱/۵۶	۱۱/۱۳	۱۰/۶۶	۸/۴۳
۱۵ طبقه	۱۰/۲۹	۶/۳۷	۶/۵۲	۶/۳۱
۲۰ طبقه	۷/۲۶	۴/۸۷	۵/۳۸	۵/۶۸

جدول ۵- روابط پیشنهادی ضریب رفتار برای شکل‌پذیری

ویژه و برای چهار نوع خاک

نوع زمین	روابط پیشنهادی برای ضریب رفتار با شکل‌پذیری "ویژه"
(I)	$R = 18/27 - 0/19 H$ (۲۰)
(II)	$R = 21/54 - 0/25 H$ (۲۱)
(III)	$R = 23/23 - 0/29 H$ (۲۲)
(IV)	$R = 21/19 - 0/18 H$ (۲۳)

جدول ۶- روابط پیشنهادی ضریب رفتار برای شکل‌پذیری

متوسط و برای چهار نوع خاک

نوع زمین	روابط پیشنهادی برای ضریب رفتار با شکل‌پذیری "متوسط"
(I)	$R = 13/23 - 0/14 H$ (۲۴)
(II)	$R = 15/63 - 0/18 H$ (۲۵)
(III)	$R = 16/87 - 0/21 H$ (۲۶)
(IV)	$R = 15/36 - 0/13 H$ (۲۷)

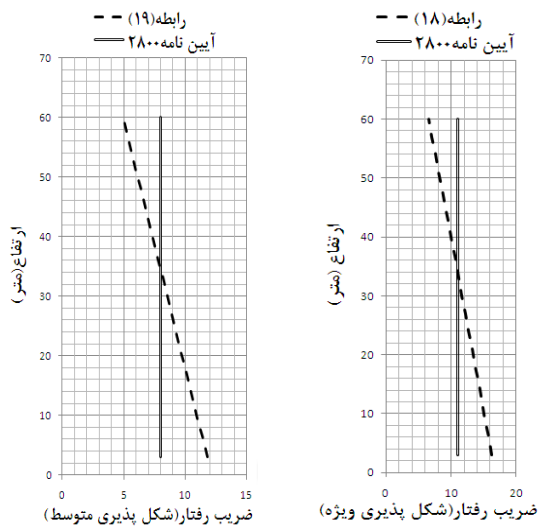
۷- ارتباط ضریب رفتار به دست آمده با ویژگی‌های سازه-

های مورد مطالعه

با توجه به نتایج به دست آمده برای ضریب رفتار "سازه‌های بتنی با دیوار برشی و تیرهای مزدوج فلزی" در این قسمت به ارتباط این روابط با خصوصیات مکانیکی حاصل از تحلیل استاتیکی غیر خطی پرداخته خواهد شد. استفاده از تیرهای مزدوج در دیوارهای برشی ویژگی‌های زیر را دارا می‌باشد:

از طرفی با افزایش ارتفاع، تعریف حلقه ضعیف در سازه مفهوم خود را به تدریج از دست می‌دهد و از درجه اولویت اعضا در وقوع مفصل پلاستیک کاسته می‌شود چنانچه در سازه با ارتفاع ۲۰ طبقه این مفهوم به روشنی مشخص است (شکل ۱۲). در سازه با ارتفاع بیشتر (۲۰ طبقه) تیرهای مزدوج حتی بعد از تیرهای سازه مفصل پلاستیک شده‌اند؛ تا جایی که در آخرین مرحله تغییر مکان سازه (تسلیم)، هنوز تعدادی از تیرهای مزدوج مفصل پلاستیک نشده‌اند.

در ادامه برای روشن‌تر شدن مفهوم فوق، نمودارهای روابط (۱۸) و (۱۹) در شکل (۱۳) برای دو سطح شکل‌پذیری ویژه و متوسط ترسیم شده است. در این نمودارها عدد ضریب رفتار استاندارد ۲۸۰۰ (سازه‌های بتنی ویژه با دیوار برشی: ۱۱ و متوسط: ۸)، به صورت خط قائم ترسیم شده است تا تمایز ضریب رفتار به دست آمده در ارتفاع با ضریب رفتار آیین‌نامه مشخص شود.



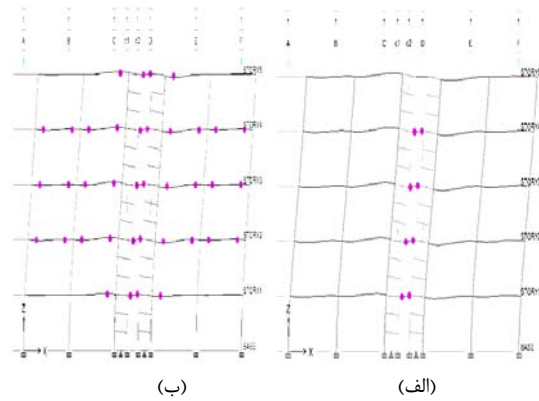
شکل ۱۳- گراف ضریب رفتار حاصل از روابط (۱۸) و (۱۹) و عدد ضریب رفتار استاندارد ۲۸۰۰، $R=8$ و $R=11$

۷-۲- تأثیر جنس زمین بر ضریب رفتار

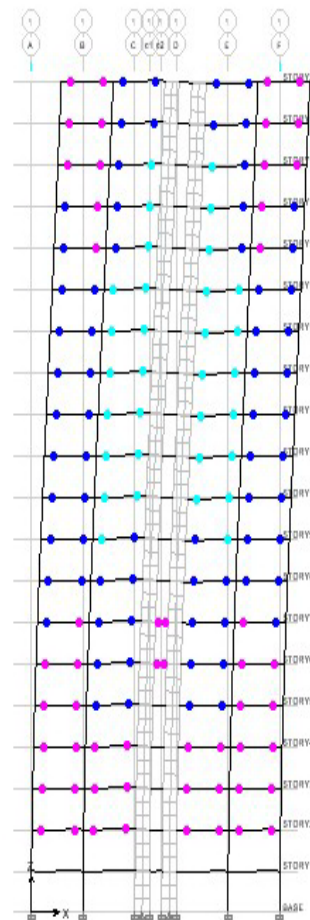
با دقت در روابط (۲۰) تا (۲۷) مشخص می‌شود که هر مقدار جنس زمین سخت‌تر باشد؛ ضریب رفتار کاهش می‌یابد. دیاگرام‌های تغییرات ضریب رفتار در برابر ارتفاع برای چهار نوع خاک برای سطوح شکل‌پذیری ویژه و متوسط به ترتیب در شکل‌های (۱۴) و (۱۵) نشان داده شده است.

در این نمودارها مشاهده می‌شود که ضرایب رفتار برای زمین‌های نرم‌تر بیشتر از زمین‌های با جنس سخت‌تر است که

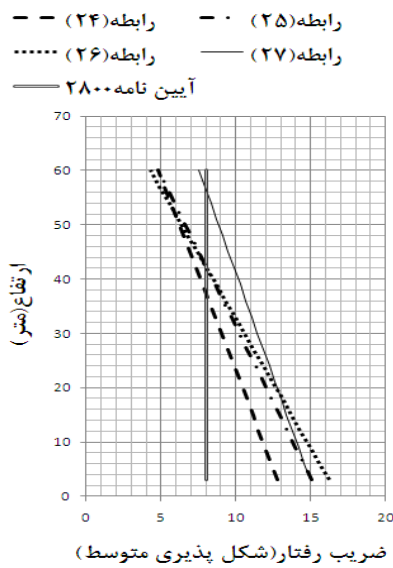
اولین مفصل پلاستیک در سازه با ارتفاع ۵ طبقه از تیرهای مزدوج شروع شده سپس به سایر اعضا تسری می‌یابد و این عامل بیش‌مقاومت را در سازه افزایش داده است.



شکل ۱۱- روند وقوع مفصل پلاستیک در سازه ۵ طبقه:
الف) گام ۱۹م، ب) گام ۱۱۸م



شکل ۱۲- روند وقوع مفصل پلاستیک در سازه ۲۰ طبقه در گام ۱۲۶م



شکل ۱۵- تغییرات ضریب رفتار در برابر ارتفاع برای سطح شکل پذیری متوسط حاصل از روابط (۲۴) برای زمین نوع (I)، (۲۵) برای زمین نوع (II)، (۲۶) برای زمین نوع (III) و (۲۷) برای زمین نوع (IV) و عدد ضریب رفتار استاندارد ۲۸۰۰، $R=8$

۴- با توجه به توضیحات ارائه شده در بخش ۷-۲، در روابط پیشنهادی برای ضریب رفتار، "جنس زمین" (با توجه به چهار نوع زمین موجود در استاندارد ۲۸۰۰)، به عنوان چهار متغیر لحاظ شده است.

۹- نتیجه گیری

با توجه به مباحث مطرح شده در بخش های قبلی، در این بخش موارد زیر به عنوان نتیجه گیری از مباحث مطرح شده قبلی، ذکر می گردد.

۱- در سازه هایی که در دیوارهای برشی آن ها از تیر مزدوج فلزی استفاده می شود و ملزومات طراحی این تیرها رعایت می شود، همواره سازه رفتار بهتری به لحاظ توزیع نیروهای ناشی از زلزله در اعضا خود نشان می دهد؛ به گونه ای که ترتیب سختی و نرمی اعضا از در تسلیم های پلاستیک رعایت شده و تیرهای مزدوج فلزی نقش عضو (یا حلقه) ضعیف را پذیرفته و اولویت سختی به ترتیب برای تیرها و ستون ها و در آخر دیوارهای برشی، افزایش می یابد. این رویکرد همان گونه که در شکل (۱۰) برای مدل طراحی ۵ طبقه نشان داده شد برای سازه های با ارتفاع کمتر مؤثرتر است.

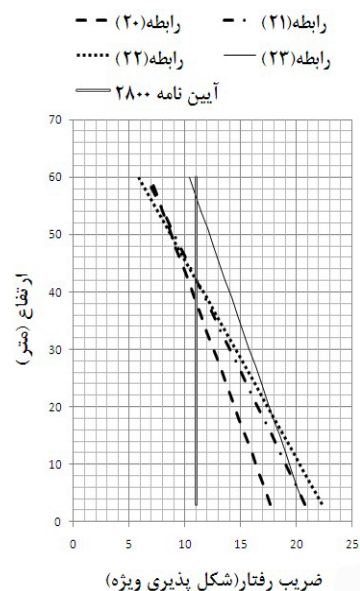
دلیل آن می تواند افزایش زمان تناوب غالب خاک (T_s) در زمین های نرم تر نسبت به زمین های سخت تر تلقی شود.

۸- مقایسه ضریب رفتار به دست آمده برای "سازه های ترکیبی بتنی با دیوار برشی و تیرهای مزدوج فلزی" با "سازه های ترکیبی بتنی با دیوار برشی" در استاندارد ۲۸۰۰ در ضریب رفتار موجود در استاندارد ۲۸۰۰ برای هر کدام از سطوح شکل پذیری ویژه و متوسط فقط یک عدد منظور شده است. در این پژوهش روابطی پیشنهاد گردیده است که چهار عامل زیر در آن ها ملحوظ شده است:

۱- تمایزی برای سازه های ترکیبی که در دیوارهای برشی آن ها از تیر مزدوج فلزی استفاده شده است، با سازه هایی که در دیوارهای برشی آن ها از تیر مزدوج فلزی استفاده نشده است (مانند استاندارد ۲۸۰۰)، قائل شده است.

۲- با توجه به نحوه محاسبه ضریب رفتار در بخش ۶، به جای یک عدد چنانچه در استاندارد ۲۸۰۰ لحاظ شده، تعدادی روابط پیشنهاد شده است که در آن ها از سایر عوامل مؤثر در طراحی استفاده گردیده است.

۳- با توجه به توضیحات ارائه شده در بخش ۷-۱، "ارتفاع سازه" به عنوان عاملی که تأثیر به سزایی در ضریب رفتار دارد، به عنوان یک متغیر لحاظ شده است.



شکل ۱۴- تغییرات ضریب رفتار در برابر ارتفاع برای سطح شکل پذیری ویژه حاصل از روابط (۲۰) برای زمین نوع (I)، (۲۱) برای زمین نوع (II)، (۲۲) برای زمین نوع (III) و (۲۳) برای زمین نوع (IV) و عدد ضریب رفتار استاندارد ۲۸۰۰، $R=11$

۴۰ متر). از طرفی این رویکرد برای سازه‌های بلندتر نتیجه معکوس خواهد داشت، که این خود می‌تواند برای سازه‌های مرتفع در جهت اطمینان باشد.

۴- با رعایت الزامات طراحی لرزه‌ای در مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، شکل‌پذیری در سازه را می‌توان از معمولی به متوسط و ویژه ارتقا داد، که به تبع آن به مقادیر عددی ضریب رفتار در استاندارد ۲۸۰۰ افزوده می‌گردد. همان‌گونه که در نمودارهای شکل (۱۳) مشاهده می‌شود، با توجه به افزوده شدن مقدار عددی ضریب رفتار در استاندارد ۲۸۰۰ برای سازه‌های با شکل‌پذیری ویژه، به همان نسبت به مقدار عددی ضریب رفتار محاسبه شده (خط مورب) هم افزوده شده است. به تعبیری ضریب رفتار محاسباتی، خود را با ضریب رفتار آیین‌نامه‌ای تطبیق داده است. این رویکرد می‌تواند در اثر لحاظ شدن تعریف سطوح شکل‌پذیری در سازه‌های مدل شده باشد که در روابط ارائه شده بروز نموده است.

۱۰- مراجع

- [۱] مقدم، ح.، "مهندسی زلزله مبانی و کاربرد"، چاپ چهارم، نشر فرهنگ، تهران، ۱۳۸۴، ص ۳۳۵-۳۳۸.
- [2] Fortney, P. J., "The Next Generation of Coupling Beams", PhD Dissertation, University of Cincinnati, 2005.
- [۳] دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، "مقررات ملی ساختمان، مبحث دهم: طرح و اجرای ساختمان-های فلزی"، نشر توسعه ایران، تهران، ۱۳۸۷ ص ۴۰۱-۴۰۴.
- [۴] مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، "آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۸۴۸۴-۲۸۰۰"، ویرایش سوم، چاپ هفتم، تهران، ۱۳۸۵.
- [5] Computers and Structures, "ETABS Nonlinear", Version 9.2, New York, US, 2009.
- [6] Federal Emergency Management Agency, "FEMA 356: Prestandard Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Washington D.C., US, 2000.
- [۷] معاونت امور فنی، "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، نشریه ۳۶۰"، دفتر تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله، تهران، ۱۳۸۵، ص ۵-۸.

۲- پیرو مبحث تأثیر ارتفاع بر ضریب رفتار در بخش ۷-۱ و با در نظر گرفتن عملکرد تسلیم هدایت شده در ارتقاء شکل-پذیری در سازه و نقش تیرهای مزدوج به عنوان حلقه ضعیف در وقوع پیوستن مفاصل پلاستیک ابتدا از تیرهای مزدوج و سپس سرایت مفاصل پلاستیک به سایر اعضا، این نکته روشن می‌گردد که هرچه ارتفاع سازه کمتر باشد مکانیزم تسلیم ابتدا از تیرهای مزدوج شروع شده و سپس به سایر اعضا سرایت می‌کند (شکل (۱۱)). این عملکرد می‌تواند دلیلی منطقی برای افزایش شکل‌پذیری و ضریب رفتار محاسباتی برای سازه‌های کوتاه‌تر تلقی گردد. ولی با افزایش ارتفاع سازه چنانچه در شکل (۱۲) مشهود است، این رویکرد به هم خورده و تیرهای مزدوج نقش چندانی در ترتیب مکانیزم تسلیم سازه در جهت ارتقاء شکل-پذیری ایفا نمی‌کنند (ضریب رفتار محاسباتی کاهش می‌یابد). این رویکرد با روابط ارائه شده برای ضریب رفتار و نمودارهای مربوطه (اشکال (۱۳)، تا (۱۵)) که با رگراسیون از مقادیر ضریب رفتار به دست آمده‌اند هم مطابقت دارد.

با دقت در گراف‌های اشکال (۱۳)، (۱۴) و (۱۵) این نکته مشخص می‌شود که با افزایش ارتفاع سازه از مقدار عددی ضریب رفتار کاسته می‌شود تا جایی که ضریب رفتار در یک نقطه با عدد ضریب رفتار پیشنهادی در استاندارد ۲۸۰۰ تلاقی پیدا می‌کند. بنابر این مقدار ضریب رفتار در ارتفاع‌های بالا تر از نقطه تلاقی مذکور در جهت اطمینان خواهد بود. همچنین برای سازه‌هایی با ارتفاع کمتر از نقطه تلاقی مذکور، به مقدار ضریب رفتار با توجه به عملکرد سازه‌ای توضیح داده شده در بند قبلی، افزوده می‌شود.

۳- تأثیر سختی نوع زمین چنانچه در نمودارهای ارائه شده در اشکال (۱۴) و (۱۵) مشخص شده است، به عنوان یک عامل کاهنده برای ضریب رفتار پیشنهادی در این تحقیق مشهود می‌باشد.

این نتیجه می‌تواند مربوط به تأثیر اندرکنش خاک و سازه تلقی شود. زیرا با افزایش زمان تناوب غالب خاک اندکی به ضریب رفتار پیشنهادی افزوده می‌شود. هرچند این موضوع تأثیر به سزایی در افزایش عددی ضریب رفتار ندارد، لیکن شیب خط را در رابطه ضریب رفتار افزایش می‌دهد؛ یا به تعبیری هرچه جنس زمین سست‌تر می‌شود "اندکی" به ضریب رفتار سازه‌های با ارتفاع کوتاه‌تر، افزوده می‌شود. منظور از سازه‌های کوتاه‌تر سازه‌هایی هستند که ارتفاع آن‌ها از ارتفاع نقطه تلاقی خطوط مورب (ضریب رفتار محاسباتی) با خط قائم (عدد ضریب رفتار استاندارد ۲۸۰۰) کمتر است (سازه‌های با ارتفاع حدوداً کمتر از

- [11] Miranda, E., Bertero, V. "Evaluation of Strenght Reduction Factor for Earthquake-Resistant Design", Earthquake Spectra, 1994, 10 (2), 357-379.
- [12] ATC, "Structural Response Modification Factor", ATC-19 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California, US, 1995.
- [8] تسنیمی، ع.، معصومی، ع. "محاسبه ضریب رفتار قاب-های خمشی بتن مسلح"، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، چاپ اول، تهران، ۱۳۸۵.
- [9] ATC, "A Critical Review of Current Approaches to Earthquake-Resistant Design", ATC-34 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California, US, 1995.
- [10] Newmark, N. M., Hall, W. J., "Earthquake Spectra and Design", Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California, US, 1982.

EXTENDED ABSTRACT

Determination of Reduction Factor for Reinforced Concrete Structures with Coupling Core Wall and Coupling Beams and Comparing with Reinforced Structures with Shear Wall

Mehrdad Hejazi ^{a,*}, Alireza Reisi ^b

^a Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Isfahan, Isfahan 8174673441, Iran

^b Department of Civil Engineering, Shahrekord Branch, Islamic Azad University, Shahrekord, Iran

Received: 02 November 2012; **Accepted:** 15 June 2013

Keywords:

Coupling beam, Energy dissipation, Pushover analysis, Ductility, Overstrength, Reduction factor

1. Introduction

A coupling beam is a type of beam for connecting two adjacent shear walls, with a functioning similar to that of eccentrically braced steel frames (EBF). Seismic characteristics of various types of coupled beams such as diagonally reinforced concrete coupling beam (DBCBC), steel coupling beam (SCB), composite steel/concrete beam utilising a vertical web shear plate with headed shear (SPCB), and steel beam with a steel fuse link located at mid span of the beam (FCB) are studied (Fig. 1). Pushover analysis has been performed for chosen frames of up to 20 storeys in order to determine reduction factor as a function of overstrength factor, ductility factor and indeterminacy reduction factor. In this research, novel relations have been proposed for calculating reduction factor, which include the effect of the type of soil and height of the structure.

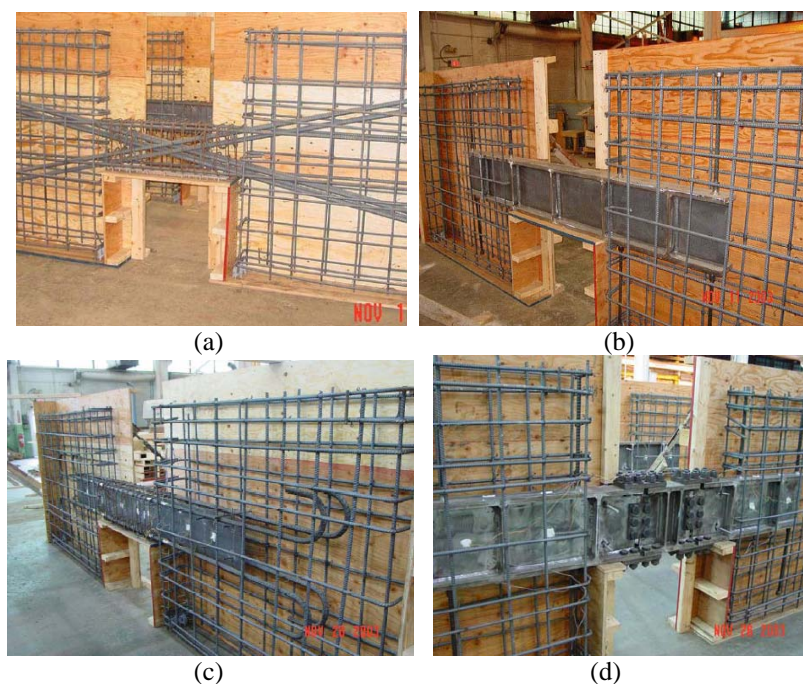


Fig. 1. Various types of coupled beams: (a) DBCBC, (b) SCB, (c) SPCB, (d) FCB

* Corresponding Author

E-mail address: m.hejazi@eng.ui.ac.ir (Mehrdad Hejazi), alireza_reisi@yahoo.com (Alireza Reisi).

2. Methodology

Four 5-, 10-, 15- and 20-storey frames with 3 m-high storeys and five spans have been analysed. There are four concrete bending frame spans, each 5 m long, and a 4 m-long span with two coupling core wall, each 1.4 m long, and a 1.2 m-long coupling beam. ETABS code [1] has been used for the design of structural members, pushover analysis, and the determination of overstrength factor, ductility factor and indeterminacy reduction factor by which reduction factor can be calculated. The effect of four different types of soil has been considered.

3. Results and discussion

3.1. Effect of variable parameters on reduction factor

In order to investigate the effect of variable parameters on reduction factor, two types of frames, i.e. intermediate and special bending frames, four numbers of storeys, i.e. 5, 10, 15 and 20 storeys, and four different types of soil, i.e. types I, II, III and IV [2], have been considered.

3.2. Parametric design equations

Reduction factor (R) expressed as a function of frame height (H) is useful and in some cases essential for the design. In the present study, three sets of parametric equations are proposed as shown in Tables 1-3.

Table 1. Reduction factor equations based on ductility level

Ductility	Equation no.	Equation
Special	Eq. (1)	$R=16.78-0.17 H$
Intermediate	Eq. (2)	$R=12.15-0.12 H$

Table 2. Reduction factor equations for special ductility for four types of soil

Soil type	Equation no.	Equation
I	Eq. (3)	$R=18.27-0.19H$
II	Eq. (4)	$R=21.54-0.25 H$
III	Eq. (5)	$R=23.23-0.29 H$
IV	Eq. (6)	$R=21.19-0.18 H$

Table 2. Reduction factor equations for intermediate ductility for four types of soil

Soil type	Equation no.	Equation
I	Eq. (7)	$R=13.23-0.14 H$
II	Eq. (8)	$R=15.63-0.18 H$
III	Eq. (9)	$R=16.87-0.21 H$
IV	Eq. (10)	$R=15.36-0.13 H$

4. Conclusions

The sequence of member stiffness increase is from coupling beams towards beams, columns and shear walls and it is more pronounced for lower frames. By increasing the height of the frame, the reduction factor calculated by the proposed equations is decreased until it coincides with the value proposed by the Iranian Earthquake Code [2]. For points higher than the coincidence point, reduction factor is on the safe side. For looser soils, the value of reduction factor increases slightly for points lower than the coincidence point and it decreases slightly for points higher than the coincidence point.

5. References

- [1] Computers and Structures, "ETABS Nonlinear Version 9.2", New York, US, 2009.
- [2] Building and Housing Research Center, "Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, Standard No. 2800-05", 3rd Edition, Tehran, Iran, 2005 (in Farsi).