

## An Investigation on the Effect of Execution of Boundary Elements on the Seismic Performance of Pre-formed Panel Structures

ابوذر جعفری<sup>۱</sup>، بهروز حسنی<sup>۲</sup>

۱. دانش آموخته کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه صنعتی شاهرود، abouzar\_jafari@yahoo.com

۲. دانشیار، دانشگاه صنعتی شاهرود، b\_hassani@iust.ac.ir

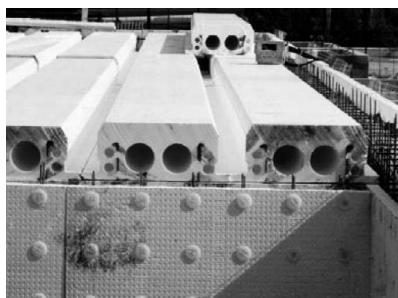
### Abstract

Study of the effect of confinement of concrete on the seismic performance and behavior of in situ concrete panel structures is the subject of this paper. For this purpose, a few building models with different heights but similar planar layout of walls, with and without considering the effect of confinement, i.e. execution of boundary elements, are taken into consideration. For this study, the PERFORM 3D software is employed for the modeling of nonlinear behavior of these structures by the possibility of using a multi layer shell element with fiber sections. For finite element modeling of these sections two types of concrete fibers, confined and non-confined, are employed. After modeling and carrying out nonlinear analyses, performance of each of specimens at two different risk levels is determined. The obtained results indicate that although execution of the boundary elements in these structural systems does not considerably improve the seismic performance but the confinement is a major factor in improving some parameters such as ductility, the probable maximum strength and the loss of energy that have a positive influence on the seismic performance of the structure.

**Key Words:** Performance based design, bearing wall system, concrete confining, modeling of nonlinear behavior.

### ۱. مقدمه

یکی از روشهای ساخت و ساز که در چند دهه اخیر رو به توسعه می باشد، ساختمان سازی به روش قالب بندی درجا (Permanent Shuttering System) است. این روش یک روش نیمه پیش ساخته جهت ساخت سازه های بتن آرمه است. اساس این سیستم استفاده از سازه بتن آرمه باربر در سقف و دیوار ساختمان و پارتیشنهای پلی استایرن مسلح سبک، جهت تیغه های غیر باربر می باشد. در این سیستم دیوارها در داخل قالبی از پانلهای پلی استایرن مسلح با مش های میلگرد بتن ریزی شده و قالب سقفها نیز از پلی استایرن مسلح بصورت مجوف ساخته می شوند (شکل شماره ۱). کل پانلهای دیواری، سقفی و پارتیشن ها در کارخانه آماده و جهت نصب به محل اجرا حمل شده و پس از بتن ریزی در محل کارگاه، یک سازه بتن مسلح یکپارچه را تشکیل می دهد. در این سازه ها اعضای قالبی باربر، نظیر تیر یا ستون، وجود ندارند و باربری ثقلی و جانبی تنها به وسیله دیوارها انجام می شود [۱]. با توجه به بررسی های انجام گرفته بر روی این سیستم های سازه های به خوبی روشن است که به علت یکپارچه بودن ساختار پانل های دیوار باربر در این سیستم ها و وجود میلگردهای عرضی ما بین صفحات پلی استایرنی امکان اجرای المان های مرزی امکان پذیر بوده و وجود این نقص باعث می شود تا تامین سطوح بالای شکل پذیری در آنها به سادگی صورت نگیرد. این مطلب در حالیست که انجام چند تغییر ساده در این پانل ها حتی در زمان نصب آنها برای ساخت بنا این امکان را می دهد تا اجرای جزئیات مربوط به المان های مرزی به سادگی انجام شده و رفتار لرزه ای مناسبتری از این سازه ها بدست آید [۲].



شکل ۱- سیستم سازه ای قالب بندی درجا

در این مقاله منظور از المانهای مرزی، اجزایی در امتداد لبه دیوارهاست که با آرماتورهای طولی و عرضی تقویت می شوند و با اجرای این المان ها امکان محصور سازی بتن بوجود می آید. در خصوص تغییراتی که در رفتار بتن، به خاطر آرماتور گذاری و خصوصا آرماتورهای عرضی که باعث ایجاد محصور شدگی می شوند، تحقیقات بسیاری انجام شده و مدل های متعددی برای تنش - کرنش بتن محصور شده ارائه شده است که در همه آنها افزایش مقاومت و افزایش حداکثر

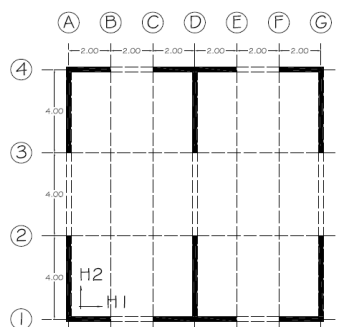
۱. دانش آموخته کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه صنعتی شاهرود

۲. دانشیار، دانشگاه صنعتی شاهرود

کرنش قابل تحمل بتن در نظر گرفته شده است [۳، ۴ و ۵]. با محصور کردن بتن، رفتار آن در مقایسه با بتن نامحصور تغییر می‌کند و این تغییر رفتار موجب تغییر قابل تاملی در رفتار غیرخطی کل ساختمان می‌شود. مطالعاتی بر روی این سیستم‌ها و سیستم‌های دال و دیوار دارای تشابه سازه‌ای با پژوهش بر روی سطوح عملکردی سیستم‌های پانلی و دال و دیوار با شکل‌پذیری معمولی و متوسط [۶ و ۷] و ارزیابی رفتار لرزه‌ای آن‌ها [۸] انجام شده اما پژوهشی در خصوص شناخت میزان تاثیر اجرای المانهای مرزی بر رفتار لرزه‌ای سازه‌هایی از این دست کمتر مورد توجه قرار گرفته است. برای دستیابی به این مهم در این مقاله، پس از در نظر گرفتن سازه‌ای نسبتاً واقعی با سیستم پانلی بتن مسلح با پلان متقارن و ساده‌سازی آن به منظور سهولت مطالعات، طراحی اولیه ساختمانها در ۶، ۹ و ۱۲ طبقه در دو گروه با و بدون لحاظ کردن اثر اجزاء مرزی بر اساس آیین‌نامه ACI 318-05 [۹] و ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۱۰] در نرم‌افزار ETABS صورت گرفته است. در مرحله بعد، پس از انتخاب نرم‌افزار مناسب دارای قابلیت تحلیل غیرخطی المان‌های پوسته‌ای بتنی (PERFORM 3D)، سازه‌های پانلی طراحی شده مجدداً در این نرم‌افزار مدل‌سازی گردیده و تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی بر روی آنها انجام گرفته است. پس از آن تحلیل آسیب‌پذیری و کنترل معیارهای پذیرش بر مبنای تحلیل‌های غیرخطی برای دو سطح خطر لرزه‌ای ۴۷۵ و ۲۴۷۵ ساله و در سه سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه فروریزش انجام شده است.

## ۲. مدل‌های مورد مطالعه

در این پژوهش همه مدلها به صورت متقارن با پلان مربع شکل به ابعاد ۱۲×۱۲ متر انتخاب شده‌اند، که از ترکیب دیوارهایی با اشکال T و L بوجود می‌آیند. در طراحی مدلها، این سیستم ساختمانی از نوع دیوارهای باربر قلمداد شده است و با توجه به ساختار پانلها، سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی آن از نوع دیوارهای برشی بتن مسلح معمولی فرض می‌شود. با توجه به نوع سیستم باربر جانبی، حداکثر ارتفاع بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ [۱۰] ۳۰ متر می‌باشد که در آخرین مدل، برای بررسی لحاظ نکردن اثر این محدودیت آیین‌نامه‌ای، ارتفاع آن ۱۰ متر بیش از حد مجاز یعنی ۴۰ متر در نظر گرفته شده است. تیرهای کوبله کننده در تمامی مدلها در هر دو جهت از ارتفاعی برابر با ۱۲۰ سانتیمتر برخوردارند. در این مدلها عرض بازشوها در دو جهت یکسان نبوده و در جهت H2، ۲ برابر جهت H1 می‌باشد (شکل شماره ۲). طراحی سازه این مدلها با استفاده از نرم‌افزار ETABS 9.20 انجام شده است. سازه‌های مطالعه شده بر اساس ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ [۱۰] و آیین‌نامه ACI 318-05 [۹] تحلیل و طراحی شده‌اند. تعداد مدل‌های بررسی شده در این پژوهش ۶ مدل است که در دو گروه سه‌تایی با و بدون لحاظ کردن اثر اجزاء مرزی مطالعه می‌شوند. تفاوت موجود در این دو گروه، استفاده از عناصر مرزی در سه مدل گروه دوم است. توجه به این نکته که این سیستم سازه‌ای از سطح شکل‌پذیری معمولی برخوردار است باعث می‌شود تا هیچ ضابطه خاصی برای طراحی لرزه‌ای و الزامی به اجرای عناصر مرزی در این سیستم وجود نداشته باشد، در نگاه اول اجرای این عناصر در این سیستم بی‌دلیل به نظر می‌رسد. اما در این تحقیق با در نظر گرفتن اثر اجرای عناصر مرزی در گروه دوم به بررسی تاثیر این عامل بر عملکرد و رفتار لرزه‌ای این سیستم سازه‌ای پرداخته شده است.



شکل ۲- پلان مدل‌های مورد مطالعه

ارتفاع و نام هر یک از مدلها به صورت زیر است:

- 6S-U: با ارتفاع معادل ۲۰ متر و محصور شدگی لحاظ نشده
- 9S-U: با ارتفاع معادل ۳۰ متر و محصور شدگی لحاظ نشده
- 12S-U: با ارتفاع معادل ۴۰ متر و محصور شدگی لحاظ نشده
- 6S-C: با ارتفاع معادل ۲۰ متر و محصور شدگی لحاظ شده
- 9S-C: با ارتفاع معادل ۳۰ متر و محصور شدگی لحاظ شده
- 12S-C: با ارتفاع معادل ۴۰ متر و محصور شدگی لحاظ شده

## ۳. مدل‌سازی رفتار غیرخطی

به منظور مدل‌سازی رفتار غیرخطی دیوارهای برشی و تیرهای همبند مدلها، از ضوابط دستورالعمل FEMA 273 [۱۱] استفاده شده است. با توجه به این دستورالعمل دیوارها در هر دو جهت لاغر بوده و رفتار غیرخطی آنها کنترل شونده با خمش خواهد بود. برای مدل‌سازی رفتار دیوارها از مدل اجزای محدود با المانهای پوسته‌ای چند لایه استفاده می‌شود. در این پژوهش با استفاده از مقاطع موسوم به الیافی (Fiber section)، که می‌تواند برای تعریف سطح مقطع عرضی هر المان استفاده شود، مدل‌سازی رفتار غیرخطی

دیوارها انجام گرفته است. برای این کار با بکارگیری یک چیدمان صحیح از الیاف بتنی و فولادی که می تواند از انواع مختلفی باشد و رفتار هر یک از آنها به صورت نمودارهای تنش - کرنش با دقت بالایی تعریف شده اند، سطح مقطع هر المان مدلسازی می شود. سپس با استفاده از این المانها در لایه های مختلف که هر یک بیانگر یکی از خواص مکانیکی و رفتاری بتن مسلح است، آنها را به صورت موازی به یکدیگر متصل کرده و رفتار کلی یک دیوار را مدلسازی می کنیم. برای مدلسازی رفتار دیوارهای لاغر، از المانهای Shear Wall Element [۱۲] نرم افزار PERFORM 3D Ver 4.01، استفاده می شود و در مورد رفتارهای خمشی و برشی در این دیوارها از المانی که ترکیبی از دو لایه خمشی - محوری و برشی است، استفاده شده است. این لایه ها در گره های المانها به یکدیگر متصل شده و به صورت لایه هایی موازی با هم عمل می کنند. در این پژوهش از ۳ نوع لایه برای مدلسازی رفتار دیوارها استفاده شده که شامل لایه خمشی - محوری بتنی، لایه خمشی - محوری فولادی و لایه برشی بتن است.

### ۳-۱. خواص الیاف بتنی و فولادی

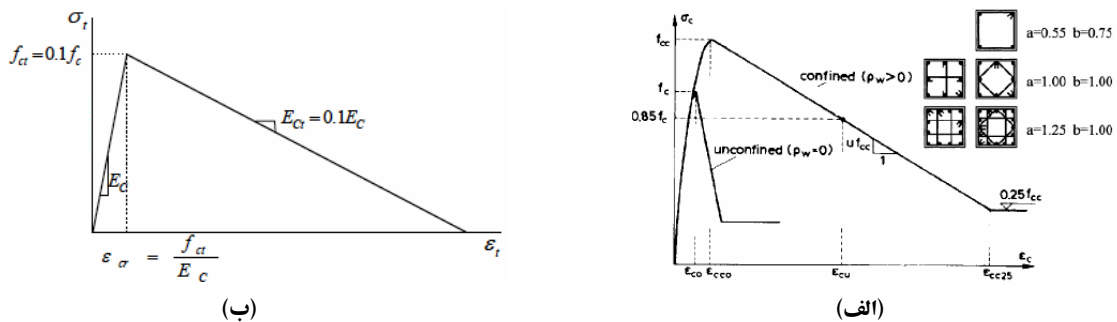
بر اساس نتایج و آزمایشات مختلف، کاپوس [۱۳] رابطه تنش - کرنشی را برای بتن محصور و بتن غیرمحصور ارائه داده است که در شکل ۳-الف نشان داده شده است. بر طبق مدل پیشنهادی کاپوس، منحنی تنش - کرنش تک محوری بتن از دو بخش تشکیل شده است. شاخه صعودی تا مقاومت فشاری حداکثر که با استفاده از رابطه ۱ تعریف می شود که در آن  $f_c$  مقاومت فشاری بتن غیرمحصور و  $\epsilon_{co}$  مقدار کرنش در تنش فشاری ماکزیمم بتن غیرمحصور است. شاخه نزولی یا نرم شوندگی کرنش به صورت یک خط راست بوده که با نرخ  $u$  در هر واحد کرنش کاهش می یابد و این پارامتر با استفاده از معادله ۲ تعریف می شود. در این معادله  $f_{cc}$  مقاومت فشاری بتن محصور،  $\rho_w$  نسبت حجمی فولادهای عرضی،  $b_c$  عرض هسته بتن محصور،  $s_w$  فاصله فولادهای محصور کننده،  $k$  شاخص محصور شدگی است که با استفاده از معادله ۳ محاسبه شده و  $\epsilon_{cco}$ ، کرنش در تنش فشاری ماکزیمم بتن محصور است.

$$\sigma_c = f_c \left[ 2 \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right) - \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right)^2 \right] \quad (1)$$

$$u = \frac{0.5 f_{cc}}{0.75 \rho_w \sqrt{b_c / s_w} + \frac{3 + 0.29 f_c / k}{145 f_c / k - 1000} - \epsilon_{cco}} \quad (2)$$

$$k = 1 + a (\rho_w \frac{f_y}{f_c})^b \quad (3)$$

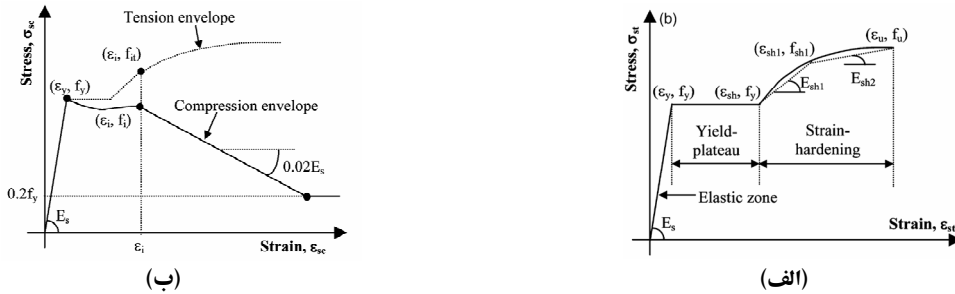
مقدار  $k$  اساساً وابسته به  $\rho_w$ ، مقاومت تسلیم فولادهای عرضی،  $f_y$ ، و مقاومت فشاری بتن غیرمحصور،  $f_c$  دارد. نسبتهای تجربی  $a$  و  $b$  توابعی از مقدار فولاد عرضی بوده که مقدار آنها در شکل ۳-الف آورده شده است. همچنین در این تحقیق برای مدلسازی رفتار بتن تحت کشش از رابطه تنش - کرنشی که توسط ماندرد و همکاران [۱۴] و در شکل ۳-ب نشان داده شده استفاده می شود. در این شکل  $E_c$ ، مدول الاستیسیته بتن مصرفی است. برای مدلسازی پدیده ترک خوردگی در مقاطع دیوار، با در نظر گرفتن نقاطی که دارای پتانسیل ترک خوردگی یا خردشدگی بالایی هستند، مثل لبه ها، مساحت الیاف در این نقاط را بسیار کوچکتر از سایر نقاط در نظر می گیریم. با این کار در حین افزایش نیرو، الیافی که در این نقاط قرار دارند، به علت دارا بودن مساحت کمتر، به سرعت گسیخته یا خرد شده و پدیده ترک خوردگی یا خردشدگی و انتقال محور خنثای مقطع بتنی دیوار در سیکلهای زمینلرزه با تقریب قابل قبولی مدلسازی خواهد شد. همچنین لایه های خمشی - محوری بتنی و فولادی هر دو برای مدلسازی رفتار خمشی و محوری بوده و الیاف لایه های خمشی - محوری بتنی و فولادی صرفاً در جهت ارتفاع دیوار هستند و در دو جهت دیگر، یعنی در طول دیوار و در امتداد عمود بر صفحه دیوار (Out of plane) مقطع الاستیک فرض می شود.



شکل ۳- منحنی های تنش - کرنش تک محوری الیاف بتنی در حالت صرفاً فشاری [۱۳] (الف) و صرفاً کششی [۱۴] (ب)

برای مدلسازی رفتار آرماتورهای فولادی از دو نوع الیاف فولادی کمانش پذیر و الیاف فولادی کمانش ناپذیر استفاده می شود. در المانهای مرزی که فاصله خاموتها محصور کننده به حدی می رسد که آرماتورهای طولی اجازه کمانش پیدا نمی کنند از الیاف فولادی کمانش ناپذیر و در سایر نقاط از الیاف فولادی کمانش پذیر

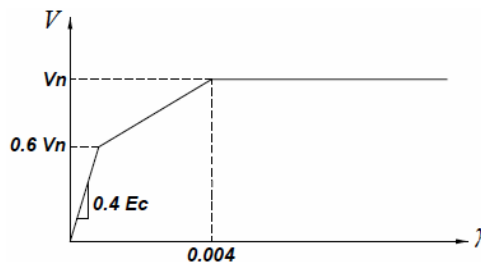
استفاده می شود. در الیاف فولادی کمانش پذیر منحنی رفتار مکانیکی قسمت کششی به صورت شکل ۴-الف [۱۵] و منحنی رفتار مکانیکی قسمت فشاری آن به صورت پوش فشاری نشان داده شده در شکل ۴-ب [۱۶] است. برای الیاف فولادی کمانش ناپذیر منحنی رفتار مکانیکی قسمت کششی و فشاری یکسان بوده و هر دو منحنی به صورت نشان داده شده در شکل ۴-الف است.



شکل ۴- منحنی های تنش - کرنش تک محوری الیاف فولادی در حالت صرفاً کششی [۱۵] (الف) و کششی - فشاری [۱۶] (ب)

### ۲-۳. لایه برشی بتن

لایه سوم استفاده شده برای مدلسازی المانهای دیوار، لایه برشی بتن بوده، که فاقد الیاف است. این لایه برای مدلسازی رفتار برشی در بتن بوده و در این مقاله رفتار برشی در دیوارها بصورت غیرخطی فرض می شود [۸]. برای ساخت این لایه از دو پارامتر مدول برشی (G) و تنش برشی مقاوم بتن استفاده می شود. در تعیین ظرفیت برشی لایه برشی با توجه به دستورالعمل FEMA 273 [۱۱] از روشهای موجود در آیین نامه ACI 318-05 [۹] استفاده شده و مقدار تنش برشی مقاوم لایه بسته به پارامترهای مرتبط به آن  $110 \text{ kg/cm}^2$  در نظر گرفته شده است. برای تعیین مدول برشی، با فرض  $\nu = 0.25$ ، مقدار مدول برشی  $G = 0.4E$  می باشد، که برای مصالح بتنی در حالت ترک نخورده تا تنش  $0.6\sqrt{V_n}$  استفاده شده و برای حالت ترک خورده مدول برشی قسمت غیرخطی را برابر  $0.15$  مدول برشی حالت الاستیک و کرنش متناظر نقطه تسلیم مصالح برشی این لایه را  $0.004$  فرض می کنیم [۲]. شکل ۵ منحنی تنش برشی - کرنش برشی استفاده شده برای مدلسازی رفتار لایه برشی را نشان می دهد.



شکل ۵- منحنی رفتار مصالح برشی به کار رفته در لایه برشی بتن [۸]

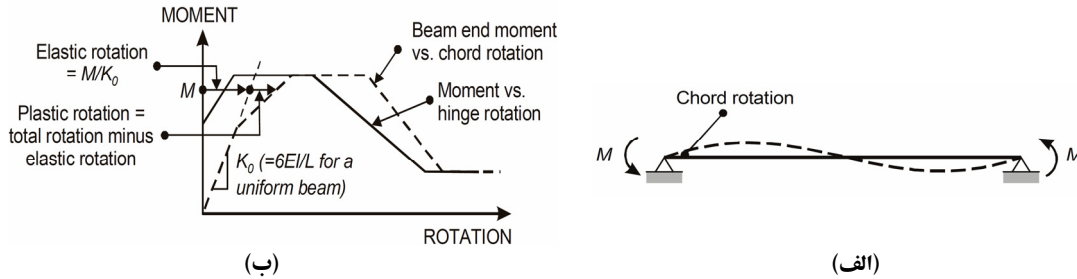
### ۳-۳. ناحیه پلاستیک دیوارها

با توجه به دستورالعمل FEMA 273 [۱۱] از آنجا که رفتار غیرخطی خمشی در دیوارهای برشی حاکم است، میزان دوران بالای ناحیه خمیری، واقع در انتهای عضو، ملاک ارزیابی این رفتار است. در این تحقیق برای ارزیابی میزان دوران در دیوارها از المانهای دوران سنج نرم افزار استفاده شده است. اینها، المانهای چهارگره ای هستند که به گره های یک المان یا گروهی از المانهای دیوار متصل می شوند و ارتفاع آنها بر اساس طول ناحیه خمیری تعیین می شود. در دستورالعمل FEMA 273، ارتفاع ناحیه پلاستیک را برابر نصف طول دیوار در جهت مورد نظر یا ارتفاع طبقه همکف، هر کدام که کمتر باشد، در نظر می گیرند. در تعیین طول ناحیه پلاستیک اگر سختی تیرهای کوبله کننده زیاد باشد، طول دیوار را می توان برابر مجموع طول دیوارهای کوبله شده در نظر گرفت. اما در اینجا، با توجه به اینکه در تمامی مدل های مورد بررسی، تیرهای کوبله از سختی بالایی برخوردار نیستند، طول هر دیوار در هر جهت به صورت مجزا در نظر گرفته می شود.

### ۴-۳. مدلسازی غیرخطی در تیرهای کوبله کننده

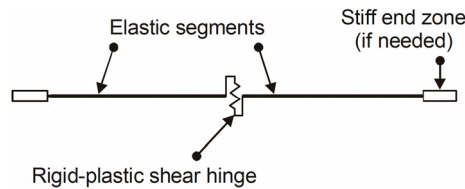
برای مدلسازی رفتار غیرخطی در این تیرها هر دو رفتار غیرخطی محتمل که رفتار غیرخطی خمشی و برشی است در آنها لحاظ می شود. در مدلسازی رفتار خمشی در تیرهای کوبله به جای استفاده از مفاصل پلاستیک از اجزاء تیر (FEMA Beam Element) FEMA استفاده می شود. اساس کار در این اجزا مدل دوران میله (Chord Rotation Model) است که در شکل ۶-الف نشان داده شده است. مطلب کلیدی در مورد این مدل آن است که رابطه نیرو- تغییر شکل، به صورت لنگر دورانی انتهای

عضو در مقابل دوران انتهای عضو است. با توجه به شکل ۶-ب که بیانگر رابطه لنگر انتهایی عضو در مقابل دوران عضو است، می توان دید که سختی اولیه تیر با فرض وجود نقطه عطف آن در وسط، برابر با  $6EI/L$  است و پس از آن رفتار غیرخطی است. اساساً در این مدل فرض بر آن است که نقطه عطف در وسط است. برای برآورد دقیقتر رفتار تیرهای کوپله در طول تیر از دو جزء تیر FEMA استفاده می شود، علت استفاده از این دو جزء در یک تیر امکان وجود لنگرهای متفاوت در دو انتهای تیر است همچنین با اینکار می توان مکان قرارگیری نقطه عطف را درجایی غیر از وسط تیر فرض کرد. در اجزاء تیر FEMA ظرفیت تغییر شکل به صورت میزان دوران میله تعریف می شود. برای مدلسازی رفتار غیرخطی خمشی در تیرهای کوپله از ضوابط و جداول ارائه شده در دستورالعمل FEMA [۱۱] استفاده شده است [۱۲].



شکل ۶- مدلسازی عضو (الف) و لنگر انتهایی در مقابل دوران عضو در مدل دوران عضو و مقایسه آن با مدل مفصل پلاستیک (ب) [۱۲]

برای مدلسازی رفتار غیرخطی برشی از مفاصل برشی پلاستیک صلب که در شکل ۷ نشان داده شده، استفاده می شود. در این مفاصل برای مدلسازی ظرفیت تغییر شکل مفصل از پارامتر تغییر شکل در امتداد مفصل برشی استفاده می شود. برای مدلسازی رفتار غیرخطی برشی در تیرهای کوپله از ضوابط دستورالعمل FEMA 273 استفاده شده است با این تفاوت که در رابطه مقاومت برشی اسمی در مقابل دوران بجای استفاده از شکل ارائه شده در این دستورالعمل که از یک رابطه خطی تا مقاومت برشی اسمی ( $V_n$ ) استفاده می کند از رابطه دو خطی تا مقاومت برشی اسمی استفاده شده است. رابطه نیروی برشی در مقابل دوران در قسمت اول با شیب بینهایت به برشی معادل با نصف مقاومت برشی اسمی که با توجه به ضوابط ACI 318-99 محاسبه شده است رسیده و در قسمت بعدی به مقاومت برشی اسمی ( $V_n$ )، در دورانی معادل  $\gamma_y = 0.004$  می رسد [۱۲].



شکل ۷- مدل مفصل برشی پلاستیک صلب [۱۲]

#### ۴. تحلیل های عددی

پس از انجام مدلسازی غیرخطی، مدلها آنالیز می شوند. در این پژوهش دو نوع آنالیز بکار گرفته شده است. این آنالیزها آنالیز دینامیکی غیرخطی و آنالیز استاتیکی غیرخطی هستند. پس از انجام تحلیلهای استاتیکی غیرخطی، منحنی های برش پایه در برابر تغییر مکان نسبی نقطه ای از بام (که در این تحقیق مرکز جرم طبقه بام گرفته شده است) بدست می آید و با استفاده از این نمودارها ارزیابی و تعیین سطح عملکرد مدلها انجام می پذیرد. این تحلیلها از نوع کنترل تغییر مکان است، بدین صورت که با افزایش یکنواخت تغییر مکان، میزان افزایش نیرو برای ایجاد آن تغییر مکان محاسبه شده و این مقدار نیرو به سازه اعمال می شود. برای انتخاب الگوهای توزیع بار جانبی از ضوابط دستورالعمل FEMA 273 استفاده شده است که عبارتند از:

- بار معادل جانبی (Equivalent Lateral Force) ELF
- بار گسترده یکنواخت (Uniform Load Distribution) ULD

برای بارگذاری ثقلی نیز در هر تحلیل طبق دستورالعمل FEMA 273 بارهای ثقلی را به دو صورت کرانه پایین و بالای بارهای ثقلی بر مدلها اعمال می کنیم، که این ترکیبات به ترتیب با  $Q_{G1}$  و  $Q_{G2}$  نمایش داده می شوند و هر یک از این ترکیبات با استفاده از روابط ۴ و ۵ محاسبه می شود:

$$Q_{G1} = 0.9 Q_D \quad (۴)$$

$$Q_{G2} = 1.1(Q_D + Q_L) \quad (۵)$$

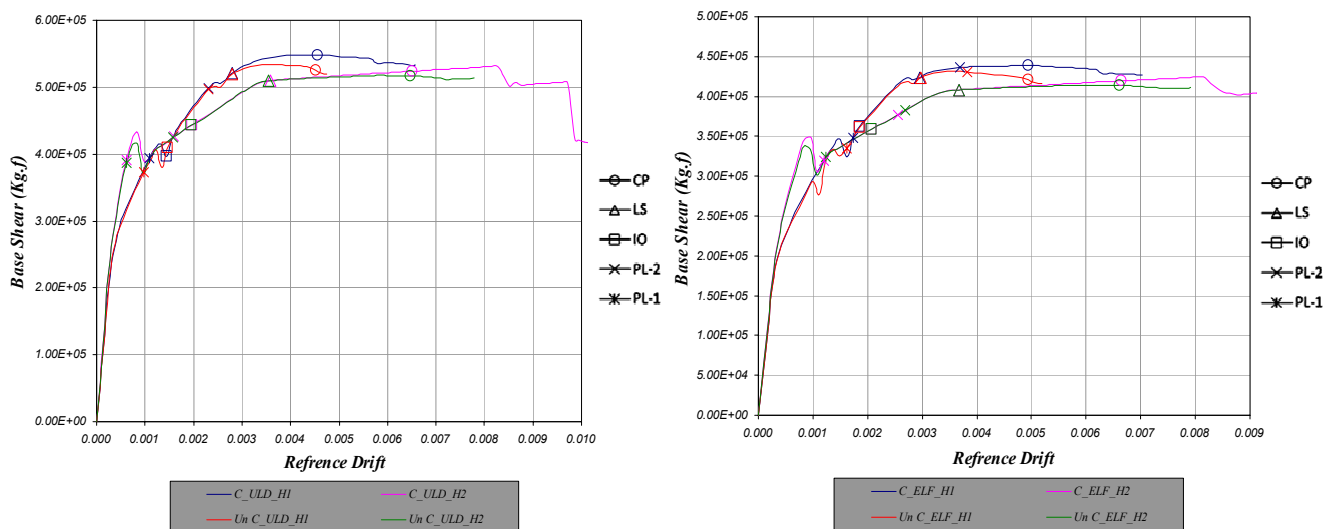
برای تعیین سطح عملکرد مدلها از روش خطی سازی معادل (Equivalent Linearization Procedure)، ارائه شده در دستورالعمل FEMA 440 [۱۷] که از اصلاح روش طیف ظرفیت بدست آمده، استفاده شده است. با توجه به اینکه هدف از این پژوهش تعیین سطح عملکرد تحت دو سطح خطر یک و دو دستورالعمل FEMA 273 است با استفاده از طیف موجود در این دستورالعمل و فرض خاک نوع II ( $T_S = 0.5 S$ ) برای ساختگاه تغییر مکان هدف برای دو سطح خطر محاسبه می شود. در تعیین سطح عملکرد مدلها برای رسم طیف مربوط به سطح خطر ۱ ( $EPA=0.35g$ ) و برای رسم طیف مربوط به سطح خطر ۲ ( $EPA=0.55g$ ) لحاظ شده اند [۱۸]. با توجه به زیاد بودن حجم اطلاعات هر یک از آنالیزها در این قسمت تنها به نتایج حاصل از بارگذاری کران بالای بارهای ثقلی اشاره شده است. در مرحله بعد تحلیلهای دینامیکی غیرخطی، با هدف بررسی رفتار دقیق سازه به هنگام زلزله و با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی اعضا صورت می گیرد. برای انجام این تحلیلها با استفاده از ضوابط مربوط به ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ [۱۰]، دستورالعمل FEMA 273 و همچنین ویژگی های زمین شناسی، تکنیکی و به خصوص مشخصات لایه های خاک محل ساختگاه از سه جفت شتابنگاشت که در جدول ۱ به آنها اشاره شده استفاده می شود [۱۹]. این شتابنگاشت ها با توجه به مشخصات ساختگاه و براساس ضوابط مندرج در ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ ایران برای دو سطح خطر ۴۷۵ ساله و ۲۴۷۵ ساله به طور جداگانه مقیاس شده اند. شتابنگاشتها به صورت دو مولفه افقی همزمان بر سازه اثر داده شده اند و حداکثر پاسخهای بدست آمده از این تحلیلهای مبنای تعیین سطح عملکرد نمونه ها بود است.

جدول ۱- مشخصات شتابنگاشتهای مورد استفاده

شماره شتابنگاشت	ایستگاه ثبت موقعیت / تاریخ	بیشینه شتاب (g)	
		قبل از مقیاس شدن	پس از مقیاس شدن
LCN275-AT2	24 Luceme	0.721	0.2919
LCN000-AT2	Landers - 1992	0.785	0.2919
IZT180-AT2	Izmit	0.152	0.2919
IZT090-AT2	Kocaeli - 1999	0.220	0.2919
SSF205-AT2	San Francisco	0.105	0.2919
SSF115-AT2	Loma Prieta - 1989	0.056	0.2919

## ۵. بررسی نتایج حاصل از تحلیلهای

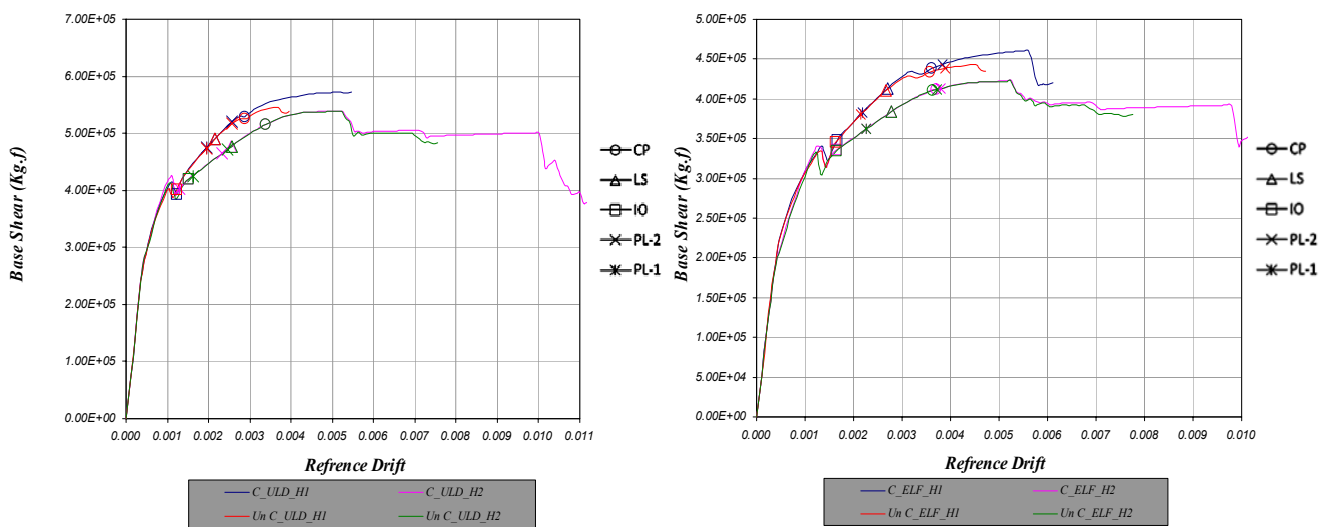
برای بررسی نتایج حاصل از تحلیلها ابتدا به نتایج تحلیل های استاتیکی غیرخطی اشاره شده است. در هر یک از این نمودارها منحنی های ظرفیت مربوط به هر دو جهت یک مدل در دو گروه محصور شده و محصور نشده برای یکی از الگوهای بارگذاری در کرانه بالای بار ثقلی گنجانده شده است. در این نمودارها همچنین تغییر مکان نسبی هدف در هر یک از سطوح خطر ۱ و ۲ و سطوح عملکردی (IO)، (LS)، (CP) به نمایش در آمده است. در منحنی های ظرفیت نشان داده شده، آن دسته از منحنی ها که با حرف "C" نمایش داده شده اند گروهی از مدلها را نشان می دهند که در آنها از بتن با مشخصات محصور شده استفاده شده و آن دسته از منحنی ها که با عبارت "Un C" نمایش داده شده اند گروهی از مدلها را نشان می دهند که در آنها از بتن معمولی بدون هیچ مشخصات ویژه ای استفاده شده است. در این نمودارها عملکرد لرزه ای نمونه در سطح خطر ۱- با عبارت "PL-1" و عملکرد لرزه ای نمونه در سطح خطر ۲- با عبارت "PL-2" نشان داده شده است. سطوح عملکرد استفاده بی وقته "IO"، ایمنی جانی "LS" و جلوگیری از فروریزش "CP" نیز بر روی این منحنی ها نمایش داده شده اند.



شکل ۸- منحنی ظرفیت و سطوح عملکرد مدل 6S در دو گروه برای الگوی بار شکل ۹- منحنی ظرفیت و سطوح عملکرد مدل 6S در دو گروه برای الگوی بار ULD و بار ثقلی کران بالا

با نگاهی به اشکال ۸ و ۹ که مربوط به منحنی‌های نیرو-تغییر مکان مدل 6S است می‌توان مشاهده نمود که در این نمودارها و در تمامی الگوهای بارگذاری جانبی روندی یکسان بین تغییرات نمودارهای دو گروه محصور شده و محصور نشده در جریان است. در این اشکال تفاوت مابین بیشینه مقاومت در نقطه پایانی نمودارهای گروه محصور شده و محصور نشده در جهت H1 که از سختی کمتری نسبت به جهت دیگر برخوردار است بیشتر است. در این نمودارها می‌توان مشاهده کرد که نمونه‌های محصور شده از مقاومت بیشینه بالاتری هر چند کمی بیشتر، نسبت به نمونه‌های محصور نشده برخوردارند. که می‌تواند نشان‌دهنده تاثیر عامل محصور شدگی بر رفتار لرزه‌ای این سازه‌ها باشد. در این نمودارها با توجه به نقاط پایانی نمودارهای نیرو-تغییر مکان نمونه‌ها می‌توان مشاهده نمود که نمودارهای گروه محصور نشده در تغییر مکان نسبی بالاتری به نقطه مکانیزم خواهند رسید. این موضوع نیز در جهت H1 بارزتر از جهت دیگر است. وجود این امر در حالی است که نمودارهای نیرو-تغییر مکان گروه محصور شده در جهت H2 دارای یک محدوده نسبتاً بزرگ زوال مقاومت است که این موضوع در نمودارهای مربوط به گروه محصور نشده به چشم نمی‌خورد. این امر در راستای H2 که از سختی بیشتری نسبت به جهت دیگر برخوردار است بیشتر است. هر چند که بیشتر بودن تغییر مکان نسبی نقطه مکانیزم سبب بالاتر بودن نسبت شکل‌پذیری در گروه سازه‌های محصور شده خواهد شد اما بیشتر بودن محدوده افت مقاومت در نمونه‌های محصور شده سبب خواهد شد که رفتار لرزه‌ای نمونه‌های محصور شده شکل‌پذیرتر بوده و خرابی آنها بصورت شکل‌پذیرتر و با سرعتی ملایم‌تر از گروه محصور شده صورت گیرد. با توجه به آنچه در پاراگراف قبل گفته شد می‌توان به این موضوع پی برد که عامل محصور شدگی می‌تواند بر دو عامل نسبت شکل‌پذیری و بیشینه مقاومت نقطه مکانیزم تاثیر بسزایی داشته باشد. این موضوع بر هر دو عامل فوق در هر دو جهت نمونه‌ها تاثیر گذار بوده و سبب افزایش آنها خواهد شد که این افزایش می‌تواند به افزایش رفتار شکل‌پذیر و ضریب رفتار این سازه‌ها بی‌انجامد. نکته دیگری که وجود عامل محصور شدگی موجب افزایش آن خواهد شد افزایش ناحیه افت مقاومت در نمونه‌های محصور شده است که باعث بوجود آمدن یک شکست شکل‌پذیرتر در مدل‌های گروه محصور شده نسبت به گروه دیگر خواهد شد.

با نگاهی به تغییر مکان‌های هدف مربوط به سطوح خطر (۱) و (۲) و تغییر مکان‌های مربوط به سطوح عملکرد (IO)، (LS) و (CP) می‌توان دید که عملکرد این نمونه در سطح خطر (۱) بالاتر از سطح ایمنی جانی (LS) بوده و همچنین سطح عملکرد این مدل در سطح خطر (۲) بالاتر از سطح عملکرد جلوگیری از فرو ریزش (CP) است که می‌تواند عملکرد پیش‌فرض استاندارد ۲۸۰۰ را بطور کامل برآورده سازد.



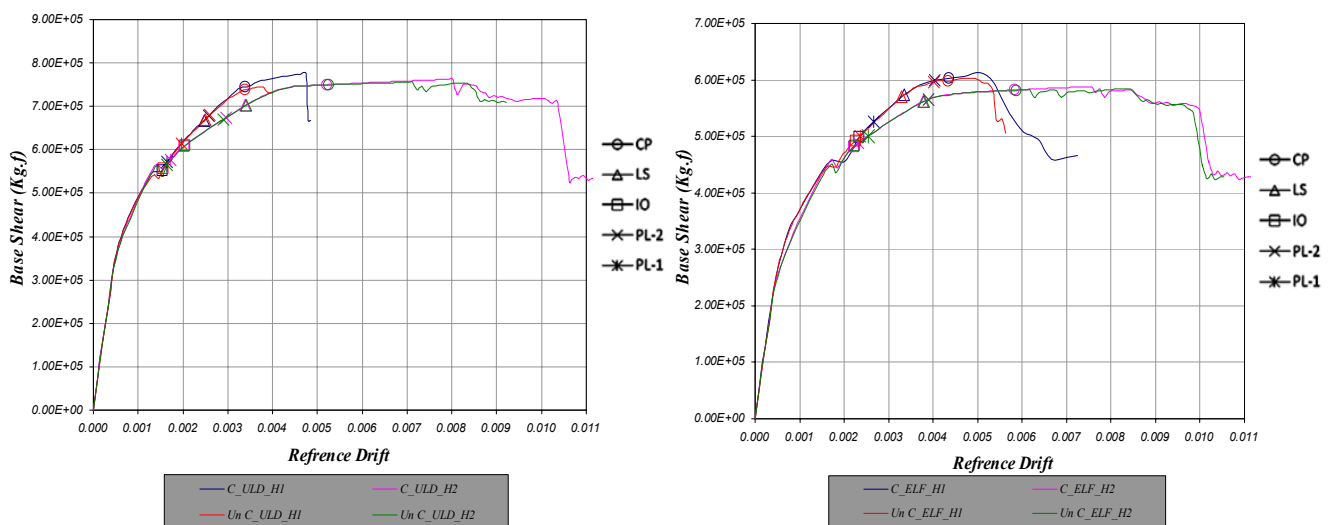
شکل ۱۰- منحنی ظرفیت و سطوح عملکرد مدل 9S در دو گروه برای الگوی بار ELF و بار ثقلی کران بالا  
شکل ۱۱- منحنی ظرفیت و سطوح عملکرد مدل 9S در دو گروه برای الگوی بار ULD و بار ثقلی کران بالا

با توجه به اشکال ۱۰ و ۱۱ که مربوط به منحنی‌های نیرو-تغییر مکان مدل 9S است می‌توان مشاهده نمود که بیشینه مقاومت مربوط به نقطه مکانیزم در جهت H1 نمونه محصور شده بالاتر از نمونه‌ی محصور نشده است که این موضوع در جهت دیگر به چشم نمی‌خورد. در این جهت همچنین می‌توان مشاهده کرد که تغییر مکان نسبی نقطه مکانیزم در نمونه‌ی گروه محصور شده بیشتر از گروه محصور نشده است که این موضوع باعث بالاتر رفتن نسبت شکل‌پذیری و متعاقباً بالاتر بودن ضریب رفتار این نمونه‌ها در این راستا خواهد شد و به رفتاری شکل‌پذیرتر در این نمونه‌ها می‌انجامد.

نکته دیگری که در دو شکل ۱۰ و ۱۱ و در تمامی الگوهای بارگذاری به چشم می‌خورد، مساوی بودن تغییر مکان نسبی نقطه مکانیزم در جهت H2 در دو گروه محصور شده و محصور نشده است. این موضوع بیانگر مساوی بودن نسبت‌های شکل‌پذیری این نمونه در دو گروه است. اما با وجود این امر در جهت H2 نمونه‌ی گروه محصور شده دارای یک منطقه زوال مقاومت بارز است که رفتاری مناسب را برای زمان شکست این نمونه رقم می‌زند. وجود این ناحیه باعث می‌شود تا سازه در زمان آسیب دیدگی و رسیدن به نقطه مکانیزم رفتاری مناسب و شکل‌پذیر از خود نشان بدهد و بزرگ‌تر شدن پوشش نیرو-تغییر مکان که به بزرگ‌تر شدن

مساحت زیر آن می‌انجامد باعث مستهلک شدن انرژی لرزه‌ای بیشتری می‌انجامد و رفتار لرزه‌ای نمونه‌های محصور شده را بهتر و مناسبتر از نمونه‌های گروه محصور نشده خواهد کرد.

با نگاهی به تغییر مکان‌های هدف مربوط به سطوح خطر (۱) و (۲) و تغییر مکان‌های مربوط به سطوح عملکرد (IO)، (LS) و (CP) می‌توان دید که عملکرد این نمونه در سطح خطر (۱) بالاتر از سطح ایمنی جانی (LS) بوده و می‌توان گفت که عملکرد پیش فرض استاندارد ۲۸۰۰ را در این سطح خطر برآورده می‌سازد. سطح عملکرد این مدل در سطح خطر (۲) و در الگوی بارگذاری (ELF) پایین‌تر از سطح عملکرد جلوگیری از فرو ریزش (CP) است اما در دو الگوی دیگر نمونه‌ها شرایط سطح عملکرد (CP) را احراز می‌کنند. بنابراین در مجموع می‌توان گفت که این نمونه در سطح خطر (۱) شرایط سطح عملکرد پیش فرض استاندارد ۲۸۰۰ را برآورده می‌سازد اما در سطح خطر (۲) شرایط عملکرد پیش فرض محقق نمی‌شود و در مجموع این نمونه نمی‌تواند شرایط عملکرد پیش فرض استاندارد ۲۸۰۰ را احراز کند و نیاز به بهسازی لرزه‌ای در آن‌ها ضروری به نظر می‌رسد.



شکل ۱۲- منحنی ظرفیت و سطوح عملکرد مدل 12S در دو گروه برای الگوی بار ELF و بار ثقلی کران بالا  
 شکل ۱۳- منحنی ظرفیت و سطوح عملکرد مدل 12S در دو گروه برای الگوی بار ULD و بار ثقلی کران بالا

با توجه به اشکال ۱۲ و ۱۳ که مربوط به منحنی‌های نیرو- تغییر مکان مدل 12S است می‌توان مشاهده نمود که بیشینه مقاومت این مدل در هر دو جهت و در تمامی الگوهای بارگذاری تقریباً یکسان است. این مطلب در حالیست که در برخی از الگوهای بارگذاری این مقدار در نمونه‌های مربوط به گروه محصور شده اندکی بزرگتر است اما تاثیر آن به حدی نیست که بتوان آن را پارامتری تعیین کننده و تاثیرگذار دانست. با توجه به این موضوع می‌توان گفت در این نوع از سازه‌ها با افزایش ارتفاع اثر پدیده محصور شدگی بر بیشینه مقاومت نقطه مکانیزم کمتر از سایر نمونه‌های بررسی شده با ارتفاعی کمتر است.

با توجه به منحنی‌های نیرو- تغییر مکان نمونه 12S می‌توان مشاهده کرد که فاصله میان نقطه مکانیزم در دو گروه نمونه‌ی 12S کمتر از سایر نمونه‌ها شده و نشان می‌دهد که با افزایش ارتفاع تاثیر این عامل نیز کاهش می‌یابد. هرچند فاصله میان این نقاط در دو گروه هنوز هم به قوت خویش باقی‌است اما کاهش این فاصله در این مدل نشان می‌دهد که با زیاد شدن ارتفاع در این سیستم‌ها تاثیر محصور شدگی بر شکل‌پذیری مدل‌ها کمتر از قبل می‌شود. این مطلب در حالیست که با افزایش ارتفاع این مدل، رفتار خمشی آن بارزتر از مدل‌های پیش شده و هر چند نمونه‌ها ارتفاعی بیش از آنچه در استانداردها توصیه شده دارند اما بدلیل این شکل‌پذیری بهتر رفتاری قابل قبول از خود نشان می‌دهند.

در این مدل نیز مثل دو مدل قبلی مساحت زیر نمودار نیرو- تغییر مکان در گروه نمونه‌های محصور شده بیش از گروه دیگر است. این موضوع بخصوص در راستای H2 که از سختی بالاتری نسبت به راستای دیگر برخوردار است به وضوح قابل مشاهده‌است. وجود این امر باعث می‌شود انرژی بیشتری توسط سازه مستهلک شده تا بدینوسیله سازه رفتاری شکل‌پذیرتر از خود نشان بدهد. در این مدل این موضوع کمتر از دو نمونه قبلی به چشم می‌خورد و می‌توان به این نتیجه رسید که با افزایش ارتفاع تاثیر پارامتر محصور شدگی بر روی شکل‌پذیری و استهلاک انرژی کمتر از قبل خواهد بود. اشکال ۱۲ و ۱۳ همچنین نشان می‌دهند که عامل محصور شدگی همچنان باعث بوجود آمدن منطقه‌ی افت مقاومت بارزی در انتهای نمودارهای نیرو- تغییر مکان راستای H2 شود که این پدیده به بروز شکستی شکل‌پذیر و غیر ترد در این گروه خواهد انجامید. این امر در حالیست که در راستای دیگر نمونه‌ها شکست از نوع ترد خواهد بود.

با نگاهی به تغییر مکان‌های هدف مربوط به سطوح خطر (۱) و (۲) و تغییر مکان‌های مربوط به سطوح عملکرد (IO)، (LS) و (CP) می‌توان دید که عملکرد این نمونه در سطح خطر (۱) بالاتر از سطح ایمنی جانی (LS) بوده و همچنین سطح عملکرد این مدل در سطح خطر (۲) بالاتر از سطح عملکرد جلوگیری از فرو ریزش (CP) است که می‌تواند عملکرد پیش فرض استاندارد ۲۸۰۰ را بطور کامل برآورده سازد.



پس از تفسیر نتایج مربوط به تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی به تحلیل نتایج آنالیزهای دینامیکی غیرخطی پرداخته شده است. در جداول ارائه شده که مربوط به نتایج آنالیزهای دینامیکی غیرخطی هستند، نسبت‌های نیاز به ظرفیت برای دو سطح خطر (۱) و (۲) ارائه شده‌اند. نسبت‌های مربوط به سطح خطر (۱) با لحاظ کردن معیارهای پذیرش سطح عملکرد (LS) بوده و نسبت‌های مربوط به سطح خطر (۲) با لحاظ کردن معیارهای پذیرش سطح عملکرد (CP) می‌باشد. در این آنالیزها نتایج موجود وابسته به جهت اعمال نیستند زیرا در هر آنالیز از یک جفت شتاب‌نگاشت که در دو جهت به سازه اعمال می‌شود استفاده شده است. همچنین نسبت‌های ارائه شده به آن دلیل که آنالیزها با استفاده از ۳ جفت شتاب‌نگاشت انجام می‌شود، ماکزیمم جواب‌های موجود در نظر گرفته شده‌اند. آنالیزها در دو بارگذاری ثقلی کران بالا و کران پایین صورت گرفته و شتاب‌نگاشت‌ها نیز همانگونه که در فصل قبل نیز گفته شد برای دو سطح خطر (۱) و (۲) استاندارد ۲۸۰۰ مقیاس شده‌اند تا سطوح عملکرد نمونه‌ها برای این دو سطح تعیین شود.

جدول ۲- DCR ها و سطح عملکرد مدل‌های 6S-C و 6S-U در سطوح خطر (I) و (II)

مدل		6S-C		6S-U	
بارگذاری ثقلی		QG.1	QG.2	QG.1	QG.2
سطح خطر (I)	DCR	0.526	0.463	1.224	0.877
	Performance.Level	IO~LS	>IO	LS~CP	IO~LS
سطح خطر (II)	DCR	0.283	0.311	0.275	0.35
	Performance.Level	IO~LS	IO~LS	IO~LS	IO~LS

جدول ۳- DCR ها و سطح عملکرد مدل‌های 9S-C و 9S-U در سطوح خطر (I) و (II)

مدل		9S-C		9S-U	
بارگذاری ثقلی		QG.1	QG.2	QG.1	QG.2
سطح خطر (I)	DCR	0.20	0.45	0.22	0.45
	Performance.Level	>IO	>IO	>IO	>IO
سطح خطر (II)	DCR	0.32	0.503	0.33	0.52
	Performance.Level	>IO	IO~LS	>IO	IO~LS

جدول ۴- DCR ها و سطح عملکرد مدل‌های 12S-C و 12S-U در سطوح خطر (I) و (II)

مدل		12S-C		12S-U	
بارگذاری ثقلی		QG.1	QG.2	QG.1	QG.2
سطح خطر (I)	DCR	0.168	0.262	0.204	0.327
	Performance.Level	>IO	>IO	>IO	>IO
سطح خطر (II)	DCR	0.321	0.618	0.352	0.63
	Performance.Level	>IO	IO~LS	IO~LS	IO~LS

با بررسی نتایج جداول ۲ تا ۴ بجز در نسبت‌های ارائه شده برای سطح خطر (۱) دو گروه نمونه‌ی 6S، در تمامی موارد نسبت‌های مربوط به بار ثقلی کران بالا نتایج بحرانی تری را برای تعیین سطح عملکرد نمونه‌ها نشان می‌دهد.

با توجه به مقادیر DCR (جداول ۲ تا ۴) می‌توان دید که مدل‌های 9S و 12S تحت هر دو الگوی بار ثقلی و در هر دو جهت، تحت زلزله طرح استاندارد ۲۸۰۰ یا همان سطح خطر (۱)، دارای سطح عملکردی بالاتر از (IO) بوده و همین نسبت‌ها نشان می‌دهند که این نمونه‌ها در سطح خطر (۲) دارای سطح عملکردی بیش از (LS) هستند، که در مجموع عملکرد پیش‌فرض استاندارد ۲۸۰۰ را تأمین می‌کند. با نگاهی به نتایج موجود در جدول ۲ می‌توان مشاهده کرد که مدل مربوط به گروه محصور شده در هر دو سطح خطر (۱) و (۲) می‌تواند شرایط مربوط به عملکرد پیش‌فرض استاندارد ۲۸۰۰ را احراز کند. اما در رابطه با نمونه مربوط به گروه محصور نشده شرایط به گونه‌ای دیگر است. در این نمونه نسبت مربوط به بار ثقلی کران پایین عدد ۱/۲۲۴ است که نشان‌دهنده ناکافی بودن ظرفیت این مدل برای دارا بودن سطح عملکرد پیش‌فرض استاندارد ۲۸۰۰ در سطح خطر (۱) است. این نمونه در سطح خطر (۲) رفتاری مناسب داشته و عملکردی مابین دو سطح عملکرد (IO) و (LS) دارد.

عدم تعیین‌کننده بودن عامل محصورشدگی بر عملکرد نمونه‌های سازه‌ای بررسی شده از آنجا ناشی می‌شود که معیار پذیرش استفاده شده در این دو گروه یکسان فرض می‌شود بنابراین تنها تفاوت موجود در این دو گروه به تفاوت موجود در ساختار آن‌ها خلاصه می‌شود. وجود این تفاوت در ساختار دو گروه به ایجاد تفاوت‌هایی در نسبت‌های شکل‌پذیری، بیشینه مقاومت متحمل و یا توانایی اتلاف انرژی لرزه‌ای بیشتر می‌انجامد که هیچ یک از آن‌ها در نتایج ارائه شده در جداول ۲ تا ۴ بررسی نشده‌اند. اما همانطور که در بخش‌های قبلی نیز بررسی شد این پارامترها در نمونه‌های گروه محصور شده به‌طور چشمگیری افزایش می‌یابند بطوری که می‌توان محصورشدگی را عاملی تعیین‌کننده در بهبود رفتار لرزه‌ای این سیستم‌های سازه‌ای دانست. در مجموع از بررسی نتایج حاصل از آنالیزهای دینامیکی غیرخطی می‌توان به این نتیجه رسید که این نمونه‌ها در گروه محصور شده از نسبت‌های نیاز به ظرفیت کمتری در مقایسه با گروه محصور نشده برخوردارند اما این تفاوت به اندازه‌ای نیست که بتوان پدیده محصورشدگی را عاملی تعیین‌کننده در عملکرد لرزه‌ای این سازه‌ها دانست.

## ۶. نتیجه گیری

- نمونه‌های 6S و 12S در هر دو گروه محصور شده و محصور نشده با توجه به نتایج حاصل از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی در سطوح خطر (۱) و (۲) عملکرد پیش‌فرض استاندارد ۲۸۰۰ را دارا هستند اما مدل 9S در سطح خطر (۱) و در هر دو گروه دارای عملکرد پیش‌فرض این استاندارد بوده و در سطح خطر (۲) نمی‌تواند شرایط عملکرد پیش‌فرض این استاندارد را دارا باشد.
- نمونه‌های 9S و 12S در هر دو گروه محصور شده و محصور نشده با توجه به نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی در سطوح خطر (۱) و (۲) عملکرد پیش‌فرض استاندارد ۲۸۰۰ را دارا هستند. مدل 6S در گروه محصور شده در هر دو سطح خطر، عملکردهای پیش‌فرض این استاندارد را دارا بوده ولی تنها در گروه محصور نشده و در سطح خطر (۲) دارای شرایط عملکرد پیش‌فرض است. این نمونه در سطح خطر (۲) نمی‌تواند شرایط عملکرد پیش‌فرض این استاندارد را احراز کند.
- محصور شدگی چه در آنالیزهای دینامیکی و چه در آنالیزهای استاتیکی غیرخطی نمی‌تواند به صورت پارامتری تعیین کننده و موثر بر سطح عملکرد سیستم‌های سازه‌ای پانلی باشد و وجود یا عدم وجود آن نمی‌تواند عملکرد لرزه‌ای این سازه‌ها را به‌طور چشمگیری ارتقاء دهد. اما ذکر این نکته الزامی است که محصور شدگی می‌تواند اندکی عملکرد سازه‌ها را بهبود بخشد.
- محصور شدگی می‌تواند به‌طور چشمگیری بر رفتار لرزه‌ای این سازه‌ها تأثیر بگذارد و رفتار لرزه‌ای این سازه‌ها را تا حد چشمگیری ارتقاء دهد.
- محصور شدگی، بیشینه مقاومت محتمل را در سازه افزایش داده و سازه در مقاومتی بیشتر از آنچه در حالت محصور نشده دچار مکانیزم می‌شود به این نقطه می‌رسد. همچنین این عامل می‌تواند تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر نسبت شکل‌پذیری داشته و آنرا افزایش می‌دهد.
- عامل محصور شدگی با افزایش ارتفاع، اثر تعیین کننده خود را از دست داده و کم‌اثرتر می‌شود. با زیاد شدن ارتفاع نمونه‌ها پارامترهایی چون نسبت شکل‌پذیری و بیشینه مقاومت محتمل در دو گروه محصور شده و محصور نشده دارای اختلافی اندک می‌شوند.

## ۷. قدردانی

این پژوهش با استفاده از اعتبارات پژوهشی دانشگاه صنعتی شاهرود انجام گردیده است.

## ۸. مراجع

1. Hassani, B. and Jafari, A., (2012), "An Investigation on the Seismic Performance of Reinforced Concrete Panel Structures," Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing), Vol. 13, NO.2, PP. 181-193.
۲. جعفری، ا.، (۱۳۸۷)، "بررسی لرزه‌ای سازه‌های پانلی"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود.
3. Sheikh, S.A. and Uzumeri, S.M., (1982), "Analytical model for concrete confinement in tied columns," ASCE Journal of Structural Division, 108(ST12), PP. 2703-2722.,
4. Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park, R., (1988), "Theoretical stress-strain model for confined concrete", ASCE Journal of Structural Engineering, 114(8), PP. 1804-1826.
5. Saatcioglu, M., Razvi, S., (1999), "Confinement model for high strength concrete", ASCE Journal of Structural Engineering, 125(3), PP. 281-289.
۶. حسینی، ب. و جعفری، ا.، (۱۳۸۷)، "بررسی رفتار لرزه‌ای ساختمانهای پانلی بتن مسلح"، فصل‌نامه علمی پژوهشی فناوری آموزش، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، سال سوم، جلد ۳، شماره ۲، ۹۹-۱۰۸.
۷. تهرانی‌زاده، م. و عزیززاده، ش.، (۱۳۸۸)، "تعیین سطح عملکردی سازه دال و دیوار بتنی طراحی شده براساس استاندارد ۲۸۰۰"، چهارمین همایش ملی نگرشی بر آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)، وزارت مسکن و شهرسازی، تهران، ایران.
۸. میرقادری، س. ر.، سروقدمقدم، ع. و یوسف‌پور، ح.، (۱۳۸۸)، "ارزیابی رفتار لرزه‌ای غیرخطی و مولفه‌های ضریب رفتار ساختمانهای بتن مسلح ساخته شده با کاربرد قالبهای تونلی"، چهارمین همایش ملی نگرشی بر آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)، وزارت مسکن و شهرسازی، تهران، ایران.
9. American Concrete Institute, ACI 318-05, (2005), "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary - ACI 318R-05," Farming Hills, MI, USA.

۱۰. آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله ایران (۱۳۸۴) (استاندارد ۸۴-۲۸۰۰-۸۴ ایران)، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، نشریه شماره ض-۲۵۳.

11. Federal Emergency Management Agency, FEMA 273, (1997), "*Guideline for the Seismic Rehabilitation of Building*," Building Seismic Safety Council, Washington D.C.
12. Computers & Structures, Inc, (2006), "*PERFORM Components and Elements for PERFORM-3D and PERFORM-COLLAPSE*," University Ave. Berkeley, USA.
13. Kappos, A, (1991). "*Analytical prediction of collapse earthquake for RC buildings: suggested methodology*," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. **20**, PP. 167-176.
14. Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park, R., (1988), "*Observed stress-strain behavior of confined concrete*", ASCE Journal of Structural Engineering, 114(8), PP. 1827-1849.
15. Dodd, LL. and Restrepo-Posada, JI, (1995), "*Model for predicting cyclic behavior of reinforcing steel*," J Struct Eng, ASCE, **121**, pp 33-45.
16. Monti, G. and Nuti, C., (1992), "*Nonlinear cyclic behavior of reinforcing bars including buckling*," J Struct Eng, ASCE, **118**, pp 68-84.
17. Federal Emergency Management Agency, FEMA 440, (2005), "*Improvement of Nonlinear Static Analysis Procedures*," Building Seismic Safety Council, Washington D.C.
18. Ghodrati Amiri, G., and Razavian Amrei, A., (2006), "*Seismic Hazard of tehran based on seismic rehabilitation code for existing building in iran*," First European Conf on earthquake engineering and seismology, Switzerland.
19. <http://peer.berkeley.edu/smcat/>