



دانشگاه صنعتی امیرکبیر  
(پلی تکنیک تهران)

سال چهل و پنج، شماره ۱، تابستان ۱۳۹۲، صفحه ۵۳ تا ۶۷  
Vol. 45, No.1, Summer 2013, pp. 53-67



نشریه علمی - پژوهشی امیرکبیر (مهندسی عمران و محیط زیست)  
Amirkabir Journal of Science & Research (Civil & Environmental Engineering)  
(AJSR - CEE)

## بررسی رفتار دیوارهای برشی فولادی ورق نازک با اتصالات صلب تحت طیف‌های دور و نزدیک گسل و مقایسه با طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران

مجید قلهکی<sup>۱\*</sup>، محسن گرامی<sup>۲</sup>، هوشنگ اصغری تکدام<sup>۳</sup>

۱. استادیار دانشکده مهندسی عمران دانشگاه سمنان و عضو پژوهشکده فناوری‌های نوین مهندسی عمران

۲. استادیار دانشکده مهندسی عمران دانشگاه سمنان و عضو پژوهشکده فناوری‌های نوین مهندسی عمران

۳. کارشناس ارشد زلزله دانشکده مهندسی عمران دانشگاه سمنان

(دریافت ۱۳۹۰/۷/۱۴، پذیرش ۹۱/۱۰/۲۵)

### چکیده

امروزه دیوارهای برشی فولادی به عنوان یک سامانه مقاوم در برابر بارهای جانبی مورد توجه قرار گرفته‌اند. هم‌چنین محققین شاهد اثرات متفاوت زلزله‌های نزدیک و دور از گسل بوده‌اند. تحقیقات نشان می‌دهند، نگاشت‌های نزدیک گسل دارای مدت زمان موثر کم‌تری نسبت به نگاشت‌های دور از گسل بوده و یک یا چند ضربه ویژه با دامنه زیاد و دوره تناوب متوسط تا بلند دارند که باعث افزایش دامنه طیف پاسخ در محدوده دوره تناوب بلند می‌شود. در این مقاله چهار قاب خمشی فولادی پنج دهانه ۳، ۷، ۱۵ و ۲۵ طبقه با دیوار برشی فولادی الگوی نواری، طراحی شده و بوسیله طیف‌های نزدیک و دور از گسل و آیین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران مورد تحلیل قرار گرفته است. در صورت عملکرد مناسب الگوی نواری، نتایج نشان داد که برش پایه و تغییر مکان نسبی بام سازه‌های ۳ و ۷ طبقه با طیف نزدیک گسل بین ۲ تا ۳۲ درصد کمتر از مقادیر آن‌ها با طیف‌های دور از گسل و آیین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران بوده و در سازه‌های ۱۵ و ۲۵ طبقه مقادیر گفته شده بر عکس بوده و به طور میانگین ۲۲ و ۵۰ درصد بیشتر از مقادیر طیف‌های استاندارد ۲۸۰۰ و دور از گسل است.

### کلمات کلیدی

دیوار برشی فولادی، طیف دور و نزدیک گسل، آیین‌نامه زلزله ایران

\* نویسنده مسئول و عهده دار مکاتبات Email: mgholhaki@semnan.ac.ir

## ۱- مقدمه

پایین ساختمان متمرکز می‌شود.

- برای سازه‌های صلب در زلزله نزدیک گسل لزوم شکل-پذیری افزایش می‌یابد [۱].  
جان اف هال (۱۹۹۷) به مطالعه دو ساختمان ۶ و ۲۰ طبقه فولادی که بر اساس دو آیین‌نامه UBC94 و مقررات ساختمانی ژاپن طرح شده بودند، پرداخت. در این تحقیق رفتار غیرخطی سازه همراه با رفتار اتصالات در زلزله‌های نزدیک منبع شامل؛ شبیه‌سازی زلزله نورث‌ریج (۱۹۹۴)، شبیه‌سازی زلزله کوبه (۱۹۹۵)، شبیه‌سازی زلزله ایسیان پارک<sup>۲</sup> و نگاشت‌های واقعی مورد بررسی قرار گرفت. هم‌چنین برای بررسی محدوده نزدیک گسل در منطقه زلزله‌خیز، حوزه لرزه‌خیز به صورت شبکه‌هایی تقسیم و در هر گره اثر نگاشت‌های نزدیک منبع، بر روی رفتار سازه‌ها مورد بررسی قرار گرفت که بر این اساس نتایج زیر حاصل شد:

- با مقایسه حداکثر عوامل زلزله (حداکثر شتاب، سرعت و تغییرمکان زمین) دیده شد که خسارت وارده به ساختمان-ها، بیشترین ارتباط را با اوج تغییرمکان زمین دارد.  
- مقایسه رفتار این دو ساختمان نشان داد که تغییرمکان-های نسبی در ساختمان ۶ طبقه بیشتر از ساختمان ۲۰ طبقه است. این در حالی است که نسبت مقاومت جانبی ساختمان ۶ طبقه به وزن آن، از ساختمان ۲۰ طبقه بزرگتر است [۵].

ال شیخ و همکاران (۲۰۰۳) قاب‌های بتنی ۳، ۶، ۱۲ و ۲۰ طبقه را تحت زلزله‌های نزدیک گسل مورد مطالعه قرار دادند. نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی بار افزون<sup>۳</sup> و تحلیل دینامیکی نشان داد که برای یک برش پایه ثابت، تغییرمکان بدست آمده از روش بار افزون، محافظه کارانه‌تر از روش تحلیل دینامیکی است. هم‌چنین روش استاتیکی بارافزون برای طراحی بر اساس تغییرمکان، برای سازه‌ها بوسیله زلزله‌های نزدیک گسل مناسب‌تر است [۶].

برای بررسی ایمنی نیروگاه هسته‌ای کره جنوبی در نزدیک گسل، یک سازه ۴ طبقه با دوره تناوب اصلی معادل با سازه‌های نیروگاه اتمی ساخته و بوسیله دو نگاشت مصنوعی و یک نگاشت مربوط به زلزله چی چی تایوان (۱۹۹۹) آزمایش شد. نتایج نشان داد که با توجه به فرکانس طبیعی سازه‌های نیروگاه که بزرگتر از ۵ هرتز بودند زلزله‌های نزدیک گسل خسارات چشمگیری به این سازه‌ها وارد نمی‌نماید [۷].

لیو و همکاران (۲۰۰۱) برای بررسی ویژگی‌های پاسخ غیرخطی قاب‌های بتنی بوسیله زلزله‌های نزدیک و دور از گسل، دو قاب ۵ و ۱۲ طبقه را که بر اساس آیین‌نامه ساختمانی تایوان طراحی شده بودند بوسیله چهار نگاشت نزدیک گسل از زلزله

دیوارهای برشی فولادی در سه دهه اخیر به عنوان یک سامانه مقاوم در برابر بارهای جانبی در ساخت ساختمان‌های جدید و تقویت ساختمان‌های موجود (به خصوص در ساختمان‌های بلند مرتبه) مورد استفاده قرار گرفته‌اند. این سامانه دارای سختی مناسب برای کنترل تغییرشکل سازه بوده و دارای نحوه شکست شکل‌پذیر و اتلاف انرژی بالا است. تحقیقات جدید نشان می‌دهند که اثر زلزله‌های نزدیک گسل بر روی ساختمان‌ها با اثر زلزله‌های دور از گسل بسیار متفاوت است. نگاشت‌های نزدیک گسل دارای مدت زمان موثر کم‌تری نسبت به نگاشت‌های دور از گسل بوده و در نگاشت‌های سرعت نزدیک گسل، یک یا چند ضربه با دامنه بزرگ و دوره تناوب زیاد وجود دارد که ناشی از اثرات جهت‌پذیری پیشرونده<sup>۱</sup> شکست است. این ضربه‌ها در مؤلفه افقی عمود بر گسل دیده می‌شوند. حرکت پالسی باعث اعمال انرژی حجیم (در مدت زمان کوتاه) و ضربه‌گونه زلزله‌های نزدیک گسل بر روی سازه شده و این مسأله باعث ایجاد دوران زیاد در بعضی طبقات و اتصالات و گسیختگی ترد اتصالات شده و ایجاد طبقه نرم و تخریب آنی سازه را در بر دارد. علاوه بر این زلزله‌های نزدیک گسل تغییرمکان‌های نسبی بزرگ‌تری در سازه ایجاد نموده و تمرکز تغییرشکل‌ها در طبقات پایین باعث افزایش اثر  $P-\Delta$  در سازه می‌شود.

اگر چه تاکنون مطالعات متعددی بر روی رفتار قاب‌های خمشی و مهاربندی شده بوسیله طیف‌های نزدیک گسل انجام شده ولی در این مقاله برای اولین بار رفتار دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک بوسیله طیف‌های نزدیک و دور از گسل مورد بررسی قرار گرفته و با رفتار آنها بوسیله طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران مقایسه شده است.

## ۲- مطالعات انجام شده بر روی رفتار سازه‌های مختلف

## بوسیله نگاشت‌های نزدیک گسل

اندرسون و برترو (۱۹۸۷) یک قاب فولادی سه دهانه ده طبقه را بوسیله زلزله امپریال ولی (۱۹۷۹) مورد بررسی قرار دادند که نتایج نشان داد:

- افزایش نسبت دوره تناوب ضربه‌ای حرکت زمین به دوره تناوب طبیعی سازه و هم‌چنین افزایش نسبت شتاب زمین به مقاومت تسلیم سازه، موجب افزایش پاسخ غیرخطی و خسارات وارده به سازه می‌شود.

- تمرکز تغییرشکل‌ها در طبقات پایین ساختمان که ستون‌های آن بار محوری زیادی را تحمل می‌نمایند، موجب اعمال اثر  $P-\Delta$  در طبقات پایین می‌شود. بنابراین خسارات ناشی از حرکت‌های ضربه‌ای زمین در طبقات

چی‌چی تایوان (۱۹۹۹) و نگاشت‌های دور از گسل زلزله‌های مختلف مورد مطالعه قرار دادند. نتایج نشان داد که تغییرمکان نسبی در هر دو سازه ۵ و ۱۲ طبقه بوسیله زلزله‌های نزدیک گسل بیشتر از زلزله‌های دور از گسل است [۶].

### ۳- برخی از مطالعات انجام شده بر روی دیوار برشی فولادی

در سال‌های ۱۹۹۱ و ۱۹۹۲، صبوری و رابرتز [۸]، [۹] و رابرتز و صبوری [۱۰]، [۱۱]، ۱۲ نمونه پانل برشی کوچک مقیاس را که دارای ورق نازک با ابعاد  $300 \times 300$  میلی‌متر و  $450 \times 300$  میلی‌متر بودند، تحت بارگذاری دوره‌ای آزمایش نمودند. ورق‌های به کار رفته با ضخامت  $0.54$  و  $0.83$  میلی‌متر از جنس فولاد نرم (فولاد جاذب انرژی) و فولاد ساختمانی و با ضخامت  $1/23$  میلی‌متر از جنس آلومینیوم بودند. قاب محیطی (شامل تیرها و ستون‌ها) به کمک مفصل به صورت کاملاً لولایی اجرا شد. هر نمونه، بوسیله بار کششی و فشاری بر روی دو قطر مخالف که در گوشه‌های آن وارد می‌شد، زیر بارگذاری دوره‌ای قرار گرفتند. یکی از نتایج خوب برنامه تحقیقاتی صبوری، بررسی اثر بازشوها بر روی مقاومت و سختی پانل‌های برشی بود. او نتیجه‌گیری نمود که مقاومت و سختی پانل‌های برشی با افزایش ابعاد بازشوها به صورت خطی کاهش می‌یابد.

در سال ۱۹۹۹، رضائی [۱۲]، آزمایشی روی میز لرزان انجام داد. نمونه مورد آزمایش همان دیوار برشی فولادی چهار طبقه لوبل بود. نمونه در معرض حرکت شبیه‌سازی شده بر اساس یک نگاشت زلزله قرار گرفت. ظرفیت محدود میز لرزان مانع از پاسخ غیرالاستیک نمونه شد؛ بنابراین بحث و بررسی پژوهشگران بیش‌تر بر روی پاسخ سامانه در محدوده الاستیک متمرکز شد.

در سال ۲۰۰۱، آستانه اصل و ژائو [۱۳]، دو نمونه دیوار برشی فولادی سه طبقه با ارتفاع کلی  $6/2$  متر را بوسیله بارگذاری دوره‌ای بررسی نمودند. نمونه‌ها شامل نصف یک دیوار برشی فولادی کوپله و ستون‌های فولادی دایروی توخالی با بتن پرشده بودند. نمونه‌ها شکل‌پذیری خوب و رفتار هیستریزیس پایدار را به همراه جذب انرژی مناسب از خود نشان دادند.

در سال ۲۰۰۲، ماتیز، لندوفل و مازولانی [۱۴] به اثر پانل‌های برشی فولادی با حد تسلیم‌شوندگی پایین بر روی پاسخ لرزه‌ای دو قاب فولادی خمشی هفت طبقه: (۱) قاب‌های مشخص شده با عضوی که بیش مقاومت بزرگی دارد ( $\Omega$ ) و مقاومت جانبی الاستیک طبقه تقریباً بیش از برش طراحی طبقه است (یعنی اینکه قاب‌ها مطابق با نیازهای سختی طراحی شده-اند)، (۲) قاب‌هایی که با مقدار نسبتاً پایین مقاومت جانبی در

مقایسه با نیروی طراحی مشخص شده‌اند (یعنی قاب‌هایی که اساساً مطابق با نیازمندی‌های مقاومت طراحی شده‌اند) تحت سه شتاب نگاشت ثبت شده که عبارتند از: نگاشت زمین‌لرزه‌ی ال سنتر و ۱۹۴۰ (مولفه E-W)، نگاشت زمین‌لرزه‌ی تفت ۱۹۵۲ (مولفه S69E) و نگاشت زمین‌لرزه‌ی هاجینو<sup>۴</sup> ۱۹۶۸ (مولفه N-S) پرداخته و به نتایج زیر رسیده‌اند:

- پانل‌های برشی با حد تسلیم‌شوندگی پایین می‌توانند عملکرد لرزه‌ای قاب‌های فولادی را به شدت بهبود بخشند. مادامیکه به عنوان دمپرهای هیسترتیک عمل نمایند، آنها منبع بزرگ اتلاف انرژی را فراهم می‌نمایند که منجر به محدودیت تقاضای تغییرشکل پلاستیک برای سازه‌ی اصلی می‌شوند.

- اثر سودمند پانل‌های برشی فولادی با حد تسلیم‌شوندگی پایین به نظر می‌رسد بطور قابل توجهی بستگی به هم ضریب مقاومت تسلیم  $\rho$  و هم ضریب سختی ثانویه  $\alpha$  دارد. هنگام اعمال استراتژی طراحی مربوطه، برای بهینه‌سازی پاسخ سازه‌ای کل سامانه، اثر چنین شاخصی باید کنترل شود. هم‌چنین پانل‌های برشی که بوسیله‌ی مقاومت نسبی پایین مشخص شده‌اند (مقدار پایین ضریب  $\rho$ ) امکان بهبود قابل ملاحظه‌ای در عملکرد لرزه‌ای را می‌دهند.

- اثرات تنزل رفتار هیسترتیک پانل‌های برشی با حد تسلیم‌شوندگی پایین می‌توانند موجب کاهش سهم سازه‌ای پانل، بخصوص برای تغییرشکل طبقه‌ای بزرگ شوند.

- کاربرد پانل‌های برشی با حد تسلیم‌شوندگی پایین بخصوص در مورد سازه‌های اصلی که با صلبیت جانبی محدود شده و با اضافه مقاومت کاهش یافته مشخص شده‌اند موثر به نظر می‌رسد. در واقع، در چنین مواردی، پانل‌های برشی می‌توانند به عنوان ابزار نرمی‌سازی نیز رفتار نمایند، به جای اینکه فقط به عنوان دمپرهای هیسترتیک عمل نمایند. بنابراین، سهم تولید شده بوسیله پانل برشی باید بطور مفیدی به هنگام بکارگیری حالت حد سرویس‌پذیری برای کنترل سازه‌ی اصلی محاسبه شود که مطابق با آیین‌نامه‌ی اروپا، بطور معمول اثر شدیدی بر روی طراحی قاب‌های فولادی دارد.

در سال ۲۰۰۵، خرازی [۱۵]، دو نمونه دیوار برشی فولادی را با راهنمایی ونچورا و مشاوره صبوری تحت بارگذاری دوره‌ای آزمایش نمود. ورق پانل‌ها در این نمونه‌ها از فولاد نرم (فولاد جاذب انرژی) و فولاد معمولی ساختمانی، قاب آن از فولاد پرمقاومت و نسبت ارتفاع به عرض پانل‌ها بزرگ‌تر از یک انتخاب شد. پانل‌ها رفتار پایدار داشتند و مقاومت کلی، سختی الاستیک و پس‌کمانشی، شکل‌پذیری و جذب انرژی بالایی از خود نشان دادند.

صفحه فولادی ۱۵ و ۴ طبقه را مورد مطالعه قرار داده‌اند. برش و خمش دینامیکی با روش طراحی لرزه‌ای CAN/CSA-S16-01 مقایسه شده و دیده شده است که نیروی برش پایه دینامیکی و لنگر واژگونی در دیوار برشی فولادی و به همان اندازه نیروهای ستون‌ها، در طرح لرزه‌ای موجود دست پایین محاسبه شده‌اند. اثر نرخ بارگذاری روی رفتار دینامیکی دیوار برشی فولادی نیز بررسی شده است. تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تحت چهار نگاهت زمین لرزه که عبارتند از: (۱) مولفه  $N-S$  زمین لرزه ۱۹۴۰ ال سنترو، (۲) نگاهت زمین لرزه ۱۹۹۲ کاپ من دوسینو<sup>۸</sup> ثبت شده در ایستگاه پترولیا، (۳) نگاهت زمین لرزه ۱۹۶۶ پارک فیلد<sup>۹</sup> و (۴) ناهانی<sup>۱۰</sup> نگاهت زمین لرزه ۱۹۸۵ کانادا، نشان می‌دهند که نرخ بارگذاری تقاضای خمشی را اساساً در پایه دیوار برشی فولادی افزایش می‌دهد و آهنگ بارگذاری اثر کمی روی تقاضای لرزه‌ای غیرارتجاعی برای یک مجموعه‌ای از طیف سازگار با نگاهت‌های زلزله برای ونکور<sup>۱۱</sup> دارد. هم‌چنین اثر P- $\Delta$  دلتا روی تقاضای لرزه‌ای در برش و خمش بررسی شده است. تحلیل‌های لرزه‌ای غیرارتجاعی نشان می‌دهند روش ضریب پایداری موجود در آیین‌نامه ساختمانی ناسیونال کانادا برای محاسبه اثرات P- $\Delta$  دلتا در دیوار برشی فولادی خیلی محافظه‌کارانه بوده و اثرات P- $\Delta$  دلتا روی تقاضای لرزه‌ای خیلی کوچک است.

#### ۴- فرضیات بارگذاری و طراحی دیوارهای برشی فولادی مورد بررسی

برای بررسی اثرات زلزله‌های نزدیک و دور از گسل و مقایسه اثر آنها در این مقاله، چهار قاب دیوار برشی فولادی با ورق نازک دارای اتصالات تیر به ستون صلب که در آنها از الگوی نواری استفاده شده، طراحی شده‌اند. سازه‌ها شامل قاب‌های پنج دهانه ۳، ۷، ۱۵ و ۲۵ طبقه بوده که دهانه میانی آنها با میله‌ها پر شده و اتصالات تیر به ستون آنها صلب است. قاب ۳ طبقه نماد ساختمان کوتاه مرتبه، قاب ۷ طبقه نماد ساختمان میان مرتبه و قاب‌های ۱۵ و ۲۵ طبقه نماد ساختمان‌های بلند مرتبه بوده و قاب میانی یک پلان مربع شکل هستند که عرض دهانه‌ها ۵ متر و ارتفاع طبقات ۳/۲ متر است. برای بارگذاری ثقلی با استفاده از آیین‌نامه مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۲]، کاربری ساختمان‌ها، مسکونی و شدت بار مرده طبقات و بام، بار زنده طبقات و بار زنده بام به ترتیب ۵۰۰، ۲۰۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته شده است (جدول (۱)). توزیع نیروی جانبی در ارتفاع ساختمان بر اساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران [۳] و با فرض نوع زمین ۳، شتاب مبنای طرح ۰/۳۵، ضریب

در سال ۲۰۰۸ صبوری و قلهکی [۱۶] دو نمونه دیوار برشی فولادی شکل‌پذیر سه طبقه دارای ورق نازک با مقیاس یک سوم تحت بارگذاری دوره‌ای را مورد آزمایش قرار دادند. دیوارهای گفته‌شده دو نوع اتصال تیر به ستون صلب (SPSW-R) و ساده<sup>۵</sup> (SPSW-S) داشته و در ورق پانل‌ها و ستون‌ها به ترتیب از فولاد نرم (فولاد جاذب انرژی) و پرمقاومت استفاده شده بود. هر کدام از نمونه‌های با اتصال صلب و ساده به ترتیب تحت ۳۱ و ۱۹ دوره بارگذاری قرار گرفتند که از این تعداد به ترتیب ۱۳ و ۱۲ دوره آن در محدوده غیرخطی انجام شده بود. قبل از خرابی نمونه و پایان آزمایش، تغییرمکان طبقه اول نمونه‌های با اتصال صلب و ساده به ترتیب به ۱۰ و ۱۱ برابر تغییرمکان اولین تسلیم‌شدگی آنها رسید. نمونه‌ها شکل‌پذیری عالی (به ترتیب ۶/۶۳ و ۸/۲۴)، سختی اولیه زیاد و جذب انرژی بالایی داشتند و حلقه‌های هیستریزس آنها رفتار پایداری را نشان داده‌اند. استفاده از فولاد نرم (فولاد جاذب انرژی) در ورق پانل‌ها باعث جذب انرژی فوق‌العاده‌ای در تغییرمکان‌های بزرگ شده است. علاوه بر این، در حین آزمایش‌ها و تا پایان آنها هیچ‌گونه علایمی از کماتش موضعی یا کلی در ستون‌ها دیده نشده بود. نتایج نشان داده است که نوع اتصال تیر به ستون بر روی ضریب شکل‌پذیری، مقاومت و جذب انرژی اثر گذار بوده؛ ولی اثر قابل ملاحظه‌ای بر روی سختی اولیه ندارد.

در سال ۲۰۰۸، سیدهارتا چوش، فاروق ادام و انیردوها داس [۱۷] طی تحقیقاتی که در مورد طراحی دیوار برشی فولادی داشتند، با توجه به اینکه پیش‌بینی‌های آیین‌نامه‌های لرزه‌ای برای این سامانه مبنی بر روش طراحی بر اساس نیروی الاستیک است، روش طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد را پیشنهاد داده‌اند که روش PBSD<sup>۶</sup> پیشنهاد شده برای سامانه‌های SPSW مبنی بر تغییرمکان جانبی نسبی غیرارتجاعی هدف و ساختار تسلیم از قبل تعیین شده است. روش پیشنهاد شده بر روی یک ساختمان چهار طبقه با نسبت ابعادی پانل فولادی مختلف برای تغییرمکان‌های جانبی نسبی هدف، تحت نگاهت‌های زمین لرزه-های نورس‌ریج (۱۷ ژوئن ۱۹۹۴) ثبت شده در ایستگاه سالمر؛ کوبه ژاپن (۱۶ ژوئن ۱۹۹۵) ثبت شده در ایستگاه کیجی‌ما و کوبه ژاپن ثبت شده در ایستگاه تاکارازکا، آزمایش شده است. تقاضای تغییرمکان نسبی<sup>۷</sup> غیرارتجاعی واقعی نزدیک به تغییرمکان‌های نسبی هدف، به‌دست آمده‌اند. نمودارهای جابجایی در پاسخ‌های حداکثر نیز با ساختار تسلیم تعیین شده مقایسه شده‌اند. در مجموع، روش طراحی پیشنهاد شده، روش مناسبی برای طراحی دیوار برشی بوده است.

در سال ۲۰۰۸ انجان، بهومیک، رابرت، درایور، گیلبرت و گروندین [۱۸]، پاسخ‌های لرزه‌ای غیرخطی دو دیوار برشی

## ۵- محاسبه ضخامت ورق (ضخامت نوارها) دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک

برای طراحی دیوارهای برشی فولادی، معمولاً از دو الگوی اندرکنش ورق با قاب و الگوی نواری استفاده می‌شود. با توجه به محدودیت‌های طراحی ورق‌های نازک فولادی در نرم‌افزارهای اجزاء محدود (به صورت اعضاء صفحه‌ای) بوسیله بارهای چرخه‌ای و دینامیکی و با توجه به توانائی مدل نواری در طراحی مناسب رفتار دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک تحت بارهای گفته شده، بنابراین از الگوی نواری برای طراحی و مطالعه رفتار دیوارهای برشی فولادی استفاده شده که در ادامه به این الگو اشاره می‌شود.

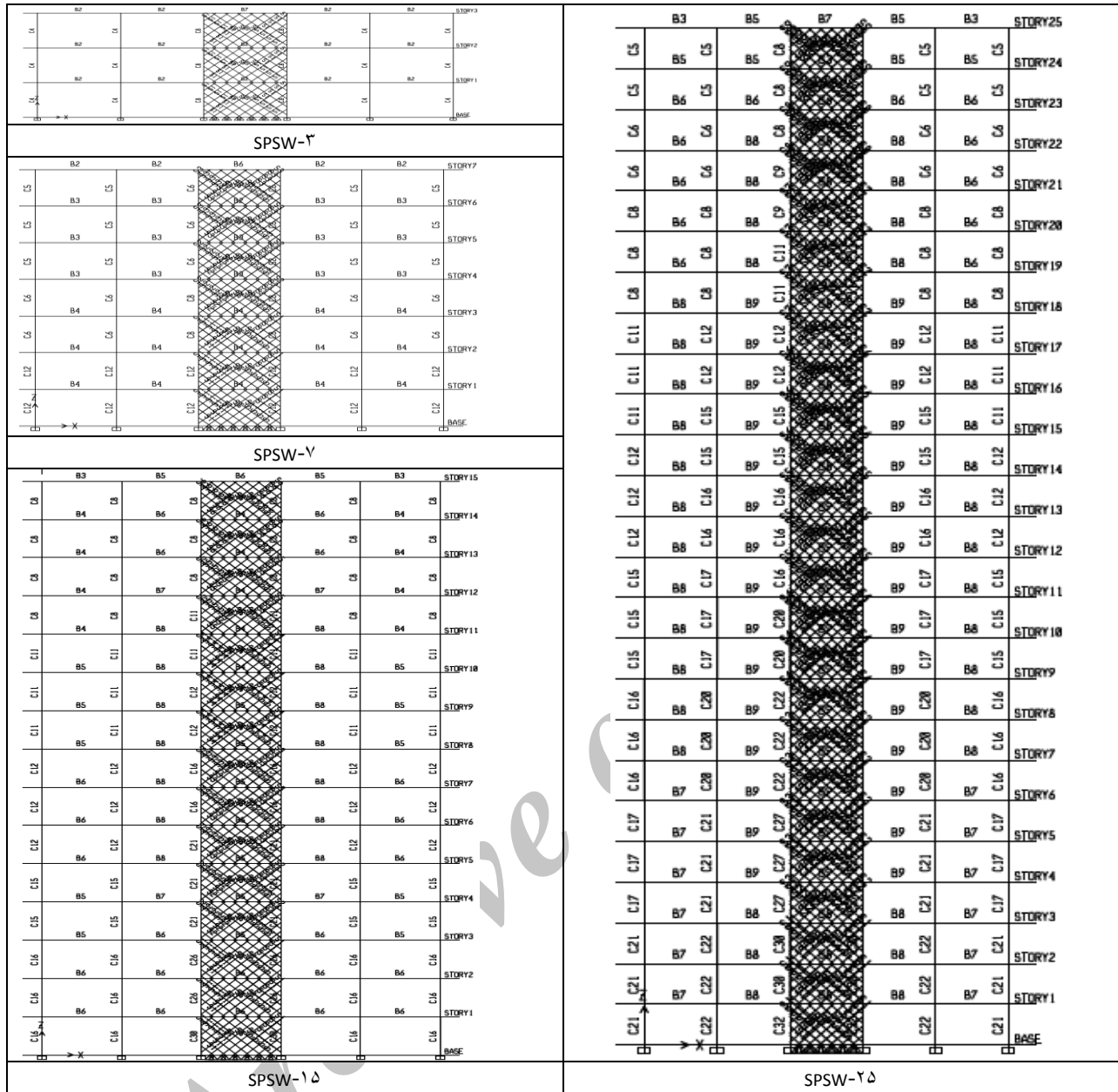
اهمیت ۱ و ضریب رفتار ۸ (بر اساس آیین‌نامه AISC) انجام و برش پایه طبق جدول (۲) به دست آمد. پس از بارگذاری، قاب‌ها بر اساس آیین‌نامه AISC-LRFD طراحی و با مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی) کنترل شدند. در طراحی‌ها از فولاد ST37 با تنش تسلیم ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع، ضریب پواسون ۰/۳ و مدول الاستیسیته  $۲/۱ \times ۱۰^۶$  کیلوگرم بر سانتیمتر مربع استفاده شده است. بر این اساس مقاطع تیر و ستون هر قاب در شکل (۱) و جدول (۳) نشان داده شده است.

جدول (۱): بارگذاری ثقیل قاب‌های مورد بررسی

نوع بار	SPSW-۳	SPSW-۷	SPSW-۱۵	SPSW-۲۵	توضیحات
بار مرده طبقات (Kg/m)	۲۵۰۰	۲۵۰۰	۲۵۰۰	۲۵۰۰	بر اساس مبحث ۶ با فرض دال مرکب
بار زنده طبقات بجز بام (Kg/m)	۱۰۰۰	۱۰۰۰	۱۰۰۰	۱۰۰۰	بر اساس مبحث ۶
بار زنده بام (Kg/m)	۷۵۰	۷۵۰	۷۵۰	۷۵۰	بر اساس مبحث ۶
کل بار مرده (Kg)	۱۸۷۵۰۰	۴۳۷۵۰۰	۹۳۷۵۰۰	۱۵۶۲۵۰۰	---
کل بار زنده (Kg)	۶۸۷۵۰	۱۶۸۷۵۰	۳۶۸۷۵۰	۶۱۸۶۵۰	---
بار موثر در برش پایه (Kg)	۲۰۱۲۵۰	۴۷۱۲۵۰	۱۰۱۱۲۵۰	۱۶۸۶۲۵۰	$W = DL + 0.7LL$ (Kg)

جدول (۲): عوامل محاسبه برش پایه دیوارهای برشی فولادی طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران

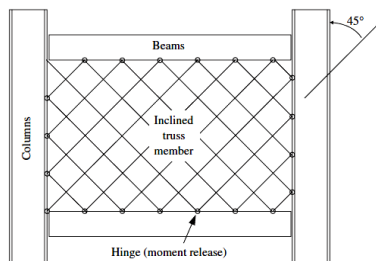
دیوار برشی فولادی	SPSW-۳	SPSW-۷	SPSW-۱۵	SPSW-۲۵	توضیحات
جرم مؤثر (Kg)	۲۰۱۲۵۰	۴۷۱۲۵۰	۸۰۸۷۵۰	۱۰۱۱۲۵۰	$W = DL + 0.7LL$
زمان تناوب تجربی (Sec)	۰/۲۷۲۷	۰/۵۱۴۸۲۱	۰/۷۷۱۳	۰/۹۱۲	$T = 0.05 H^{0.75}$
ضریب بازتاب (B)	۲/۷۵	۲/۷۵	۲/۵۷۸	۲/۳۰۵۷	منطقه با خطر نسبی زیاد و زمین نوع ۳
ضریب برش پایه (C)	۰/۱۳۷۵	۰/۱۳۷۵	۰/۱۲۸۹	۰/۱۱۵۳	
برش پایه (Kg)	۲۷۶۷۲	۶۴۷۹۷	۱۰۴۲۴۱	۱۱۶۵۸۰/۵	$V = C.W$
نیروی جانبی اضافی (Kg)	۰	۰	۵۶۲۸	۷۴۴۱	$F_i = 0.07 T.V$



شکل (۱): مقاطع طراحی شده تیر و ستون در هر یک از قابها

### ۵-۱- الگوی نواری (اعضاء خرابایی)

فقط قادر به تحمل نیروی محوری کششی بوده و سطح مقطع آن برابر عرض نوار در ضخامت ورق است.

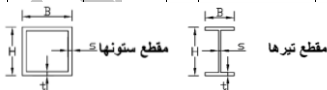


شکل (۲): الگوی نواری

در دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک با ضریب لاغری (نسبت عرض به ارتفاع) بزرگ (بزرگتر از ۴۰۰)، بار بحرانی کمانش بسیار اندک بوده و مقاومت اصلی ورق وابسته به مقاومت پس کمانشی آن است که به صورت میدان کشش قطری ظاهر می‌شود. بر مبنای این فرضیه توربرن و همکاران (۱۹۸۳)، تیملر و کولاک (۱۹۸۳) [۱۹] و ترمپوش و کولاک (۱۹۸۷) [۲۰] یک الگوی تحلیلی برای محاسبه ظرفیت نهایی دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک ارائه نمودند. در این الگو، به جای ورق نازک فولادی، تعدادی نوار کششی مورب با عرض و شیب برابر جایگزین می‌شود، (شکل (۲)). هر نوار (مانند یک عضو خرابایی)

جدول (۳): شکل و مشخصات هندسی مقاطع تیر و ستون قاب‌ها

علامت اختصاری	نوع مقطع	S(cm)	H(cm)	t(cm)	B(cm)	علامت اختصاری	نوع مقطع	S(cm)	H(cm)	t(cm)	B(cm)
B1	تیر	۰/۸	۳۰	۱/۲	۱۵	C12	ستون	۳	۳۰	۳	۳۰
B2	تیر	۰/۸	۳۰	۱/۵	۱۵	C13	ستون	۱/۵	۳۵	۱/۵	۳۵
B3	تیر	۰/۸	۳۰	۱/۵	۲۰	C14	ستون	۲	۳۵	۲	۳۵
B4	تیر	۰/۸	۳۰	۲	۲۰	C15	ستون	۲/۵	۳۵	۲/۵	۳۵
B5	تیر	۱	۳۵	۲	۲۰	C16	ستون	۳	۳۵	۳	۳۵
B6	تیر	۱	۳۵	۲	۲۵	C17	ستون	۳/۵	۳۵	۳/۵	۳۵
B7	تیر	۱	۴۰	۲	۲۵	C18	ستون	۲	۴۰	۲	۴۰
B8	تیر	۱	۴۵	۲	۲۵	C19	ستون	۲/۵	۴۰	۲/۵	۴۰
B9	تیر	۱/۵	۴۵	۲/۵	۳۰	C20	ستون	۳	۴۰	۳	۴۰
C1	ستون	۱	۱۵	۱	۱۵	C21	ستون	۳/۵	۴۰	۳/۵	۴۰
C2	ستون	۱/۲	۲۰	۲/۱	۲۰	C22	ستون	۴	۴۰	۴	۴۰
C3	ستون	۱/۵	۲۰	۱/۵	۲۰	C23	ستون	۲	۴۵	۲	۴۵
C4	ستون	۲	۲۰	۲	۲۰	C24	ستون	۲/۵	۴۵	۲/۵	۴۵
C5	ستون	۱/۲	۲۵	۱/۲	۲۵	C25	ستون	۳	۴۵	۳	۴۵
C6	ستون	۱/۵	۲۵	۱/۵	۲۵	C26	ستون	۳/۵	۴۵	۳/۵	۴۵
C7	ستون	۲	۲۵	۲	۲۵	C27	ستون	۴	۴۵	۴	۴۵
C8	ستون	۲/۵	۲۵	۲/۵	۲۵	C28	ستون	۲	۵۰	۲	۵۰
C9	ستون	۱/۵	۳	۱/۵	۳	C29	ستون	۳	۵۰	۳	۵۰
C10	ستون	۲	۳۰	۲	۳۰	C30	ستون	۴	۵۰	۴	۵۰
C11	ستون	۲/۵	۳۰	۲/۵	۳۰	C31	ستون	۵/۵	۵۵	۵/۵	۵۵



$$t = \frac{2A_p \Omega \sin \theta}{L \sin 2\alpha}$$

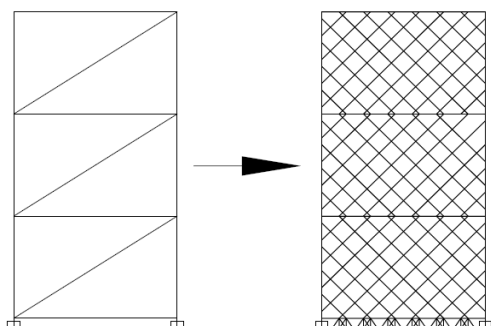
(۱)

### ۵-۲- طراحی دیوارهای برشی فولادی با استفاده از

#### الگوی نواری

آیین‌نامه فولاد کانادا (CAN/CSA S16-01) [۲۱] و آیین‌نامه فولاد آمریکا (AISC 2005) [۲۲]. دیوار برشی فولادی را به عنوان یک سامانه باربر جانبی پذیرفته‌اند. در این آیین‌نامه‌ها برای طراحی دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک، ابتدا طراحی اولیه مقاطع تیر، ستون و ورق دیوارها مشابه یک خرپای قائم با مهاربندهای فقط کششی انجام می‌شود. بر این اساس به جای هر ورق فولادی، یک بادبند معادل در نظر گرفته می‌شود، (شکل (۳)).

پس از تعیین سطح مقطع هر مهاربند (بر اساس روابط انرژی کرنشی الاستیک)، ضخامت ورق فولادی از رابطه (۱) محاسبه می‌شود:



شکل (۳): مهاربند معادل و الگوی نواری

که در آن  $M_{fpc}$ ، لنگر پلاستیک مقطع ستون است. در زمان کنترل رابطه (۶) باید بار محوری ستون‌ها نیز در نظر گرفته شود.

#### ۶- بررسی درستی روش

روش اجزاء محدود یکی از روش‌های حل عددی است. در روش اجزاء محدود کل مدل هندسی به اجزا ریزتری به نام المان تقسیم‌بندی می‌شود و تحلیل بر اساس المان‌های قرار گرفته بر روی مدل انجام می‌گیرد. هر المان خود از گره‌هایی تشکیل شده که مقادیر ورودی و خروجی به آنها اختصاص داده می‌شود. هر المان با یک تابع شکل معرفی می‌شود که این تابع شکل می‌تواند خطی (درجه یک) و یا غیرخطی (درجه دو یا بالاتر) باشد. هنگام تحلیل یک مدل با روش اجزاء محدود تعداد معادلات بسیار زیادی باید حل شود. بنابراین محاسب باید دید درستی از مساله داشته باشد تا بتواند با توجه به نوع مساله؛ درجات آزادی، شرایط مرزی، شرایط اولیه، بارگذاری‌ها و غیره؛ مدل هندسی را به تعدادی المان تقسیم‌بندی و یا به اصطلاح شبکه‌بندی نماید.

برای بررسی رفتار دیوار برشی فولادی داشتن یک مدل ریاضی مناسب مورد نیاز است، با توجه به قابلیت‌های که عناصر محدود در حل مسائل پیچیده مهندسی دارد، از این روش و قابلیت پوش‌آور نرم‌افزار آباکوس که مبتنی بر روش عناصر محدود است، استفاده شده است.

در تحقیق حاضر از نتایج تجربی منحنی‌های هیستریزس، آزمایش‌های انجام شده و نتایج حاصل از مدل‌سازی‌های نرم‌افزار آباکوس استفاده شده است. در اینجا از مطالعه آزمایش‌هایی که در سال ۲۰۰۸ توسط صیوری و قلهکی [۱۶] انجام شده و نمونه SPSW-R استفاده شده است.

شکل (۴)، نمای کلی نمونه دیوار برشی فولادی SPSW-R را نشان می‌دهد. ستون‌ها به صورت یکپارچه و بدون هیچ‌گونه وصله ساخته شده‌اند. تیرهای طبقات اول و دوم از نوع پروفیل IPE 100 انتخاب و تیر طبقه سوم از فولاد پرمقاومت به ضخامت جان و بال ۱۵ میلی‌متر طراحی شد. ارتفاع جان و عرض بال این تیر به ترتیب ۲۲۰ و ۱۰۰ میلی‌متر انتخاب شد. علت انتخاب این تیر عمیق، جلوگیری از خمش نامطلوب به دلیل وجود میدان کشش قطری در پانل پایینی تیر و نبود این میدان در قسمت بالایی آن است. جدول (۵) اطلاعات مربوط به مشخصات و مولفه‌های مکانیکی ورق‌ها و دیگر اجزای نمونه را نشان می‌دهد.

که در آن  $\Omega$ ، ضریب اضافه مقاومت بوده و برای دیوارهای برشی فولادی برابر ۱/۲ در نظر گرفته می‌شود،  $\theta$ ، زاویه بین مهاربند و ستون،  $L$ ، عرض دهانه قاب،  $A_b$ ، سطح مقطع مهاربند معادل و  $\alpha$ ، زاویه تشکیل میدان کشش قطری در ورق فولادی بوده که از رابطه (۲) بدست می‌آید:

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{tL}{2A_c}}{1 + th \left( \frac{1}{A_g} + \frac{h^3}{360A_c L} \right)} \quad (2)$$

که در آن  $I_c$  و  $A_c$  به ترتیب سطح مقطع و ممان اینرسی ستون-های کناری،  $h$ ، ارتفاع طبقه و  $A_g$ ، سطح مقطع تیر است. جدول (۴) خلاصه محاسبات تعیین مهاربند معادل و ضخامت ورق را نشان می‌دهد.

پس از تعیین ضخامت، هر ورق به تعدادی نوار مورب تبدیل می‌شود که سطح مقطع هر نوار از رابطه (۳) بدست می‌آید:

$$A_s = \frac{L \cos \alpha + h \sin \alpha}{n} t \quad (3)$$

که در آن  $n$  تعداد نوارها است. مطالعات متعددی در زمینه تعیین تعداد نوار مورد نیاز انجام شده که نتایج نشان‌دهنده کفایت ۱۰ عدد نوار مورب برای تحلیل یک دیوار برشی فولادی با ورق نازک است.

با توجه به این‌که ستون‌ها ممکن است تحت تأثیر میدان کشش قطری دچار کماتش شوند، بنابراین سختی ستون‌های کناری باید از رابطه (۴) تبعیت نماید.

$$I_c \geq \frac{0.00307 h^4}{L} \quad (4)$$

هم‌چنین برای جلوگیری از خمش تیر بالایی دیوار برشی فولادی ناشی از اثر میدان کششی نامتقارن، رابطه (۵) باید کنترل شود:

$$M_{fpb} \geq \frac{\sigma_y t L^2}{8} \sin^2 \alpha \quad (5)$$

که در آن  $M_{fpb}$ ، لنگر پلاستیک مقطع تیر و  $\sigma_y$ ، تنش نهایی میدان کشش قطری بوده که برای ورق‌های نازک فولادی تقریباً برابر تنش تسلیم آن است.

برای حصول اطمینان از این‌که ستون‌های محیطی بتوانند تنش‌های وارده ناشی از بارهای محیطی، به همراه تنش‌های ناشی از اثر میدان کششی را تحمل نمایند، لازم است که شرط زیر برای ستون‌ها نیز رعایت شود:

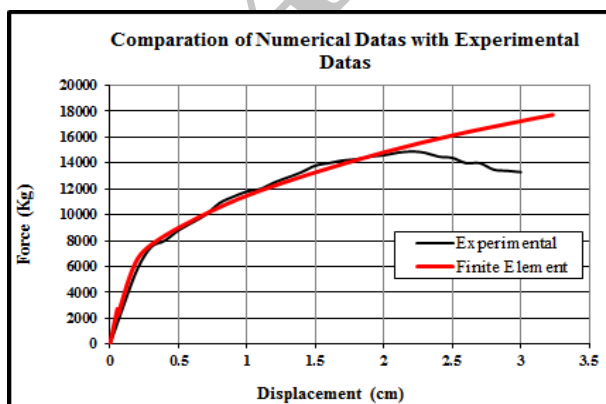
$$M_{fpc} \geq \frac{\sigma_y t h^2}{4} \cos^2 \alpha \quad (6)$$



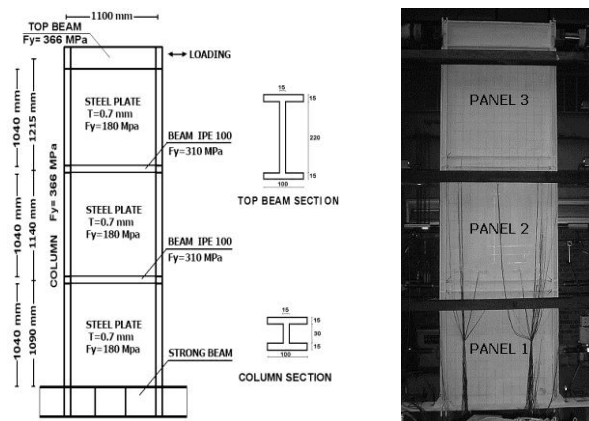
خطی استفاده می‌شود، در حقیقت اثرات بلند مدت بارهای اعمالی مدنظر است، بنابراین از قابلیت تحلیل استاتیکی نرم‌افزار استفاده می‌شود.

غیرخطی بودن یک تحلیل شامل غیرخطی بودن مصالح، غیرخطی بودن هندسی و نیز غیرخطی بودن شرایط مرزی می‌شود. غیرخطی بودن شرایط مرزی زمانی اتفاق می‌افتد که شرایط مرزی در طول تحلیل تغییر نماید که در مدل این تحقیق، شرایط مرزی ثابت هستند. همان‌طور که در بخش معرفی مشخصات مصالح گفته‌شد، حالت پلاستیک (غیرخطی) مصالح در نرم‌افزار در نظر گرفته شده است و از طرفی از آنجا که تغییر شکل‌های بزرگ در طول تحلیل اتفاق می‌افتد، این قابلیت با فعال نمودن گزینه‌ی Nlgeom در نرم‌افزار فراهم شده است. بنابراین در این مدل، دو نوع غیرخطی شدن مصالح و هندسی در نظر گرفته شده است.

پس از آنکه دیوار برشی فولادی سه طبقه آزمایشگاهی در نرم‌افزار مدل شد، تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون (پوش‌آور) با اعمال تغییرمکان افزاینده به نقاط انتهایی تیر عمیق طبقه سوم انجام شد و از آنجا که در نتایج آزمایشگاهی، به عنوان نمودارهای چرخه‌ای هیستریزس، تغییرمکان طبقه اول به عنوان مبنا قرار گرفته بود، تغییر مکان این طبقه به همراه برش پایه ایجاد شده، از نرم‌افزار استخراج و به صورت نمودار برش پایه - تغییرمکان ترسیم شد. سپس این نمودار با پوش منحنی چرخه-ای هیستریزس آزمایشگاهی مقایسه شد. همان‌گونه که در شکل (۵) دیده می‌شود، نمودارهای بدست آمده از نتایج آزمایشگاهی و نرم‌افزاری برابری خوبی با همدیگر دارند و تفاوت بسیار اندک موجود بین این دو نمودار را می‌توان ناشی از شرایط آزمایشگاهی دانست.



شکل (۵): مقایسه تحلیل اجزای محدود و نتایج آزمایشگاهی



شکل (۴): تصویر، نمای کلی و جزئیات دیوار برشی فولادی مورد آزمایش [۱۶]

جدول (۵): خصوصیات مکانیکی اجزای نمونه‌های دیوار برشی فولادی [۱۶]

اعضا	$\sigma_0(N/mm^2)$	$E(KN/mm^2)$
ورق	۱۸۰	۲۰۶
ستون	۳۶۶	۲۰۶
تیرهای میانی	۳۱۰	۲۰۶
تیر فوقانی	۳۶۶	۲۰۶

در جدول (۵)  $E$  و  $\sigma_0$  به ترتیب تنش تسلیم و مدول الاستیسیته مصالح هستند.

برای مدل‌سازی تیرها و ستون‌ها، از آنجاییکه یکی از ابعاد (ضخامت) در برابر دو بعد دیگر بسیار کوچکتر است در نتیجه تنش‌ها در جهت ضخامت مدل قابل صرف‌نظر هستند. از المان‌های پوسته‌ای فرض می‌شود که مقاطع صفحه‌ای عمود بر صفحه پوسته به صورت صفحه باقی می‌مانند. این المان‌ها می‌توانند چهار وجهی و یا مثلثی باشند و نیز دارای درون‌یابی مرتبه اول (خطی) یا دوم و با استفاده از انتگرال‌گیری کامل یا کاهش یافته باشند. برای انتخاب نوع المان، گزینه‌های متعددی وجود دارد. با در نظر گرفتن تعدد انواع المان‌های قابل استفاده، بدیهی است که دقت مدل‌سازی به شدت به نوع المانی که استفاده شده وابسته است. با توجه به مباحث گفته شده، در این مدل از المان‌های S4R، که المان‌های پوسته‌ای، چهاروجهی، خطی و با انتگرال‌گیری کاهش یافته هستند، استفاده شده و برای مدل‌سازی نوارهای مورب معادل دیوار برشی فولادی، از المان‌های T3D2 که فقط نیروهای کششی و فشاری را تحمل می‌نمایند، استفاده شده است. نرم‌افزار آباکوس قابلیت انجام انواع تحلیل‌های استاتیکی، دینامیکی و نیز خطی و غیرخطی را دارد. برای کالیبره نمودن (اعتبارسنجی) مدل، چون از تحلیل پوش‌آور غیر-

### ۷- تحلیل طیفی

آزادی با زمان‌های تناوب متفاوت یا مشخص به زمین لرزه مزبور است. با همپایه نمودن نتایج و میانگین‌گیری از طیف‌ها، در نهایت طیف طرح شبه‌شتاب  $S_a$ ، شبه‌سرعت  $S_v$  و تغییر مکان  $S_d$  از رابطه (۷) بدست می‌آید:

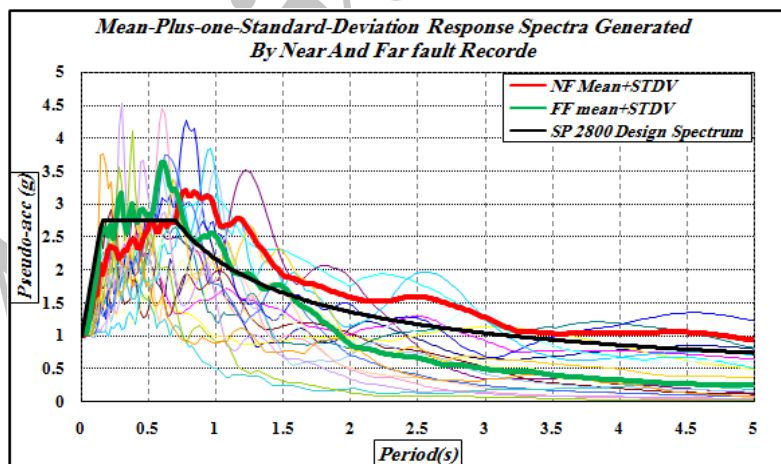
$$S_d = \frac{S_v}{\omega} = \frac{S_a}{\omega^2} \quad (7)$$

با توجه به ماهیت تصادفی زمین لرزه‌های مختلف و اینکه هر زلزله شتابنگاشت منحصر به فردی داشته و نیروهای خاص خود را در هر سازه ایجاد می‌نماید، برای تعیین نیروهای ناشی از این عامل در سازه‌ها با استفاده از تاریخچه زمین لرزه‌های موجود در هر منطقه، طیف طرحی ارائه می‌شود که در برگزیده اثرات تمام زلزله‌های آن منطقه باشد. به طور خلاصه طیف هر زلزله نمودار حداکثر پاسخ (تغییر مکان، سرعت یا شتاب) سازه‌های یک درجه

جدول (۶): مشخصات نگاشت‌های مورد استفاده برای تحلیل دیوارهای برشی فولادی در حوزه‌های نزدیک و دور از گسل

نگاشت‌های دور از گسل				نگاشت‌های نزدیک گسل			
فاصله (km)	ایستگاه	سال	محل وقوع	فاصله (km)	ایستگاه	سال	محل وقوع
۸۳/۴۳	CHY065	۱۹۹۹	Chi-Chi,Taiwan	۲/۷۴	Pumpstation #10	۲۰۰۲	Denalli,Alaska
۱۰۹/۰۱	TAP095	۱۹۹۹	Chi-Chi,Taiwan	.....	Bam	۲۰۰۳	Bam,Iran
۷۲/۲	CDMG 58224	۱۹۸۹	Loma Prieta	۹/۹۶	CHY101	۱۹۹۹	Chi-Chi,Taiwan
۷۴/۲۶	CDMG 58472	۱۹۸۹	Loma Prieta	۰/۳۲	TCU068	۱۹۹۹	Chi-Chi,Taiwan
۹۵/۷۲	HIK	۱۹۹۵	Kobe, Japan	۱/۳۵	CDMG 5158	۱۹۷۹	Imperial Valley
۵۸/۶۵	CDMG 58223	۱۹۸۹	Loma Prieta	۵/۳۵	DWP 74	۱۹۹۴	Northridge
۴۹/۹۷	Gazvin	۱۹۹۰	Manjil, Iran	.....	Chalan Choolan	۲۰۰۶	Silakhor, Iran
۸۲/۳۲	CDMG 13122	۱۹۹۴	Northridge	۴/۸۳	Yanmca	۱۹۹۹	Kocaeli, Turkey
۹۱/۱۴	Ferdows	۱۹۷۸	Tabas, Iran	.....	Meymand	۱۹۹۴	Zanjiran, Iran
۶۰/۴۳	Bursa Tofas	۱۹۹۹	Kocaeli, Turkey	۱/۴۷	Takaton	۱۹۹۵	Kobe, Japan

\* در تمام نگاشت‌های فوق، زمین از نوع ۳ در نظر گرفته شده است.



شکل (۶): طیف پاسخ میانگین به علاوه انحراف معیار استاندارد حوزه نزدیک و دور از گسل و طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران [۴].

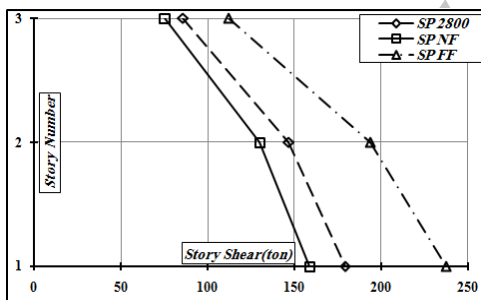
طبق شکل (۶) محاسبه و قاب‌های مورد مطالعه بوسیله این طیف‌ها بارگذاری شده و برش پایه و تغییر مکان آنها محاسبه شده است [۴].

۸- ارزیابی لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی در حوزه نزدیک و دور از گسل بر اساس تحلیل طیفی  
 برای ارزیابی لرزه‌ای رفتار دیوارهای برشی فولادی طراحی شده با استفاده از نگاشت‌های جدول (۶)، طیف پاسخ حوزه‌های نزدیک و دور از گسل و طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران [۳]

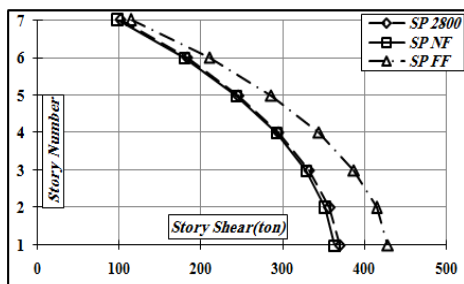
## ۸-۱- بررسی برش پایه دیوارهای برشی فولادی براساس تحلیل طیفی

در شکل (۷) نسبت برش پایه ناشی از طیف نزدیک گسل به طیف دور از گسل و طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران به دست آمده و برای مدل‌های مختلف با یکدیگر مقایسه شده است. همان‌طور که دیده می‌شود در مدل‌های ۳ و ۷ طبقه مقادیر برش پایه حاصل از طیف نزدیک گسل کمتر از برش پایه ناشی از طیف دور از گسل و طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران است و در دو مدل ۱۵ و ۲۵ طبقه این مقادیر برای حوزه نزدیک گسل بیشتر است. همچنین بیش‌ترین اختلاف در نسبت برش پایه حاصل از طیف نزدیک گسل به طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران در مدل ۱۵ طبقه برابر با ۲۸ درصد و بیش‌ترین اختلاف در نسبت برش پایه حاصل از طیف نزدیک گسل به طیف دور از گسل در مدل ۲۵ طبقه برابر با ۷۴ درصد است. با توجه به شکل (۵) در دو مدل ۳ و ۷ طبقه برش پایه حاصل از طیف نزدیک گسل به ترتیب ۱۳٪، ۱۷٪، ۴۹٪ و ۱۷٪ کمتر از برش پایه حاصل از طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران و طیف دور از گسل است. همچنین برش پایه حاصل از طیف استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران در دو مدل ۳ و ۷ طبقه کمتر (به ترتیب ۴۸٪ و ۱۷٪) و در مدل ۱۵ طبقه برابر و در مدل ۲۵ طبقه (۴۲٪ بیشتر) بیشتر از برش پایه حاصل از طیف حوزه دور از گسل است.

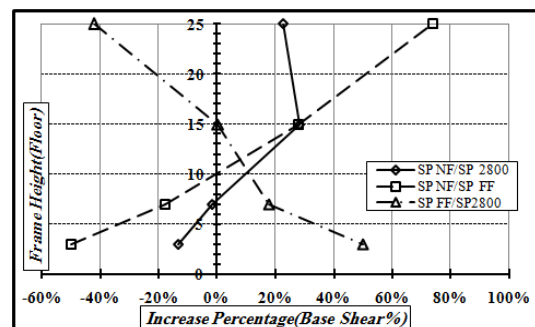
۵۰ درصد بیشتر از برش پایه ناشی از طیف نزدیک گسل است و در مدل ۷ طبقه به ترتیب ۲ و ۱۸ درصد بیشتر از برش پایه ناشی از طیف نزدیک گسل است. اما در سایر مدل‌ها برش پایه حاصل از طیف نزدیک گسل بیشتر از برش پایه حاصل از طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران و طیف دور از گسل است. به گونه‌ای که برش پایه حاصل از طیف نزدیک گسل در مدل ۱۵ طبقه ۲۸ درصد بیشتر از برش پایه ناشی از طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران و طیف دور از گسل بوده و در مدل ۲۵ طبقه به ترتیب ۲۳ و ۷۴ درصد بیشتر برش پایه ناشی از طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران و طیف دور از گسل است. همان‌طور که در شکل (۸) دیده می‌شود برش طبقات حاصل از طیف دور از گسل و طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران در مدل ۱۵ طبقه برابری خوبی با همدیگر دارند و با افزایش طبقات برش پایه حاصل از طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران بزرگتر از برش حاصل از طیف دور از گسل می‌شود که این اختلاف در مدل ۲۵ طبقه به ۴۲ درصد می‌رسد. همچنین برش در طبقات حاصل از طیف نزدیک گسل و طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران در مدل‌های ۷ طبقه برابری خوبی با همدیگر دارند و با افزایش طبقات، برش پایه حاصل از طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران کوچکتر از برش حاصل از طیف نزدیک گسل می‌شود که این اختلاف در مدل ۲۵ طبقه به ۲۳ درصد می‌رسد.



(الف)

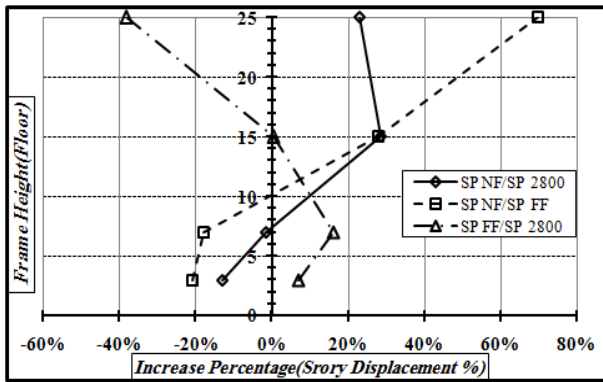


(ب)



شکل (۷): تغییرات درصد افزایش برش پایه نزدیک گسل به برش پایه حاصل از طیف دور از گسل و طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران با تغییر تعداد طبقات دیوارهای برشی فولادی براساس تحلیل طیفی

شکل (۸) برش در طبقات مختلف مدل‌ها تحت سه طیف را نشان می‌دهد. همان‌طور که دیده می‌شود فقط در دو مدل ۳ و ۷ طبقه برش طبقات حاصل از طیف نزدیک گسل کمتر از برش طبقات حاصل از طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران و طیف دور از گسل بوده به گونه‌ای که برش پایه حاصل از طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران و دور از گسل در مدل ۳ طبقه به ترتیب ۱۳ و

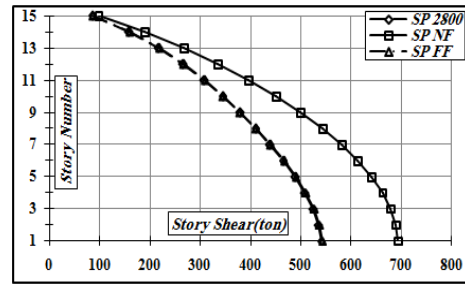


شکل (۹): تغییرات درصد اختلاف تغییرمکان نسبی طبقه بام حاصل از طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران و طیف‌های نزدیک و دور از گسل با تغییر ارتفاع دیوارهای برشی فولادی بر اساس تحلیل طیفی

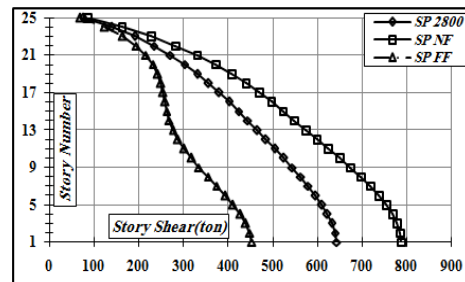
شکل (۱۰) تغییرمکان نسبی طبقات مختلف هر مدل را تحت سه طیف نزدیک، دور از گسل و طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران نشان می‌دهد. همان‌طور که دیده می‌شود در دو مدل ۳ و ۷ طبقه، تغییرمکان نسبی طبقه‌ی بام حاصل از طیف نزدیک گسل کمتر از (به ترتیب ۰/۱۳، ۰/۱۵، ۰/۲۰/۸، ۰/۱۷/۸) طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران و طیف دور از گسل بوده به گونه‌ای که حداقل تغییرمکان نسبی طبقه‌ی بام حاصل از طیف نزدیک گسل در مدل ۲۵ طبقه برابر با ۲۳ درصد و حداکثر تغییرمکان نسبی طبقه‌ی بام ناشی از طیف نزدیک گسل در مدل ۱۵ طبقه، ۲۹٪ بیشتر از تغییرمکان نسبی جانبی حاصل از طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران در این مدل است. همان‌گونه که در شکل (۱۰) دیده می‌شود در مدل ۷ طبقه تغییر مکان نسبی جانبی ناشی از طیف نزدیک گسل و طیف استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران برابری خوبی با همدیگر دارند و در مدل ۱۵ طبقه تغییرمکان نسبی جانبی ناشی از طیف دور از گسل و طیف استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران برابری خوبی با همدیگر دارند.

#### ۹- مقایسه توزیع برش در ارتفاع سازه

در این بخش توزیع برش در ارتفاع هر یک از مدل‌های مورد مطالعه تحت تحلیل دینامیکی خطی در حوزه دور و نزدیک گسل مقایسه شده‌اند. نتایج نسبت برش طبقه به برش پایه برای هر یک از مدل‌هایی مورد مطالعه در شکل (۱۱) نشان داده شده است. نتایج شکل (۱۱) نشان می‌دهد که توزیع برش حاصل از نگاشت‌های دور از گسل بیشتر از نگاشت‌های نزدیک گسل است.



(ج)



(د)

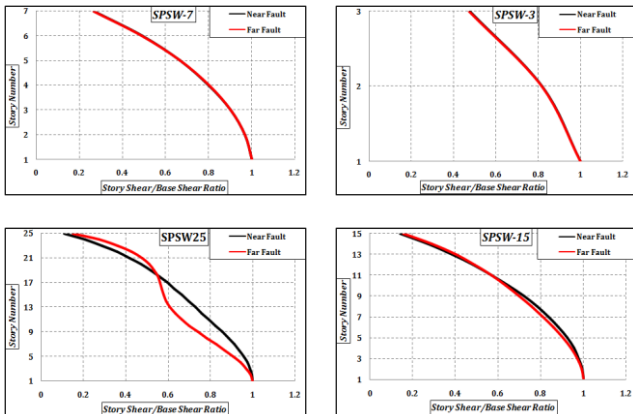
شکل (۸): برش در هر طبقه حاصل از طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران، طیف‌های نزدیک و دور از گسل در دیوارهای برشی فولادی مورد بررسی، الف) مدل ۳ طبقه، ب) مدل ۷ طبقه، ج) مدل ۱۵ طبقه، د) مدل ۲۵ طبقه

### ۱-۱- بررسی تغییرمکان‌های نسبی جانبی طبقات

#### دیوارهای برشی فولادی بر اساس تحلیل طیفی

شکل (۹) تغییرات درصد تفاوت تغییرمکان‌های نسبی طبقه بام با تغییر ارتفاع را با توجه به نسبت این مقادیر در حالت تحلیل طیف نزدیک گسل به طیف دور از گسل و نسبت به طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران نشان می‌دهد. همان‌طور که دیده می‌شود در همه مدل‌ها به غیر از مدل‌های ۳ و ۷ طبقه مقادیر تغییرمکان نسبی طبقه بام حاصل از طیف نزدیک گسل بیشتر از تغییرمکان نسبی طبقه بام ناشی از طیف دور از گسل و طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران است.

نزدیک گسل حدود ۰/۸۲٪ و در طبقات یکم تا یازدهم (تا ۰/۶۴٪ ارتفاع سازه) سازه‌ی ۱۵ طبقه توزیع برش پایه نزدیک گسل حدود ۰/۳۵٪ و در طبقات اول تا هجدهم (در ۰/۷۱٪ ارتفاع سازه) سازه‌ی ۲۵ طبقه حدود ۰/۱۹/۴٪ بیشتر از توزیع برش حوزه دور از گسل است. بطور کلی نتایج فوق حاکی از اثرات بیشتر توزیع برش در حوزه دور از گسل هستند که به نظر می‌رسد این موضوع به دلیل اثرات بیشتر موده‌های بالاتر در حوزه دور از گسل نسبت به حوزه نزدیک گسل باشد.

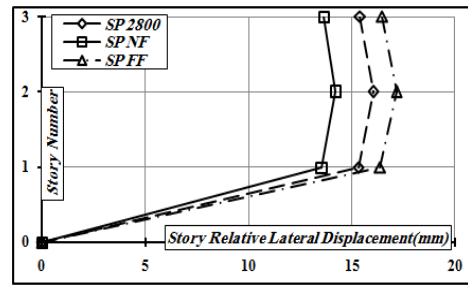


شکل (۱۱): مقایسه توزیع برش در حوزه دور و نزدیک گسل حاصل از نتایج تحلیل دینامیکی خطی

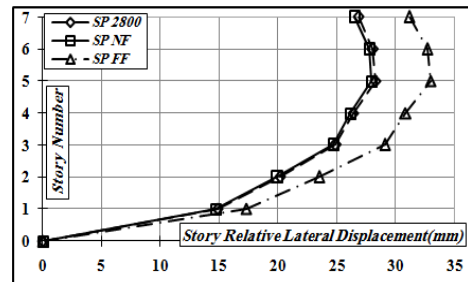
### ۱۰- نتیجه‌گیری

در این تحقیق رفتار سامانه دیوار برشی فولادی ورق نازک با اتصالات تیر به ستون صلب با استفاده از طیف‌های دور و نزدیک گسل بررسی و مقایسه‌ای با طیف استاندارد ۲۸۰۰ ایران شده است. بدین منظور چهار قاب خمشی با تعداد طبقات ۳، ۷، ۱۵ و ۲۵ که دهانه میانی آنها بوسیله دیوار برشی فولادی مدل نواری پر شده است، انتخاب و بر اساس آیین‌نامه AISC-LRFD طراحی شده است و ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی) در مورد آنها اعمال و کنترل شده و سپس بوسیله طیف‌های دور و نزدیک گسل مورد تحلیل و بررسی قرار گرفت. نتایج به دست آمده بسته به این است که الگوی نواری درست عمل نماید و قضاوت قطعی در ارتباط با نتیجه‌گیری‌ها نیاز به تحقیقات بیشتری دارد:

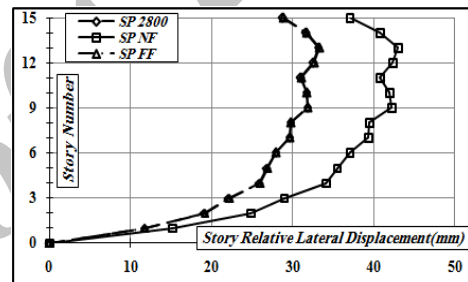
- با توجه به طیف پاسخ زلزله‌های دور و نزدیک گسل، مقادیر طیف پاسخ زلزله‌های نزدیک گسل از دوره‌ی تناوب ۰/۷ ثانیه به بعد دارای مقادیر بیشتری نسبت به طیف دور از گسل و طیف استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران است بطوریکه مقادیر طیف پاسخ شتاب نزدیک گسل از دوره‌ی تناوب ۲ ثانیه به بعد بیش از دو برابر مقادیر طیف پاسخ زلزله‌های دور از گسل است. بنابراین



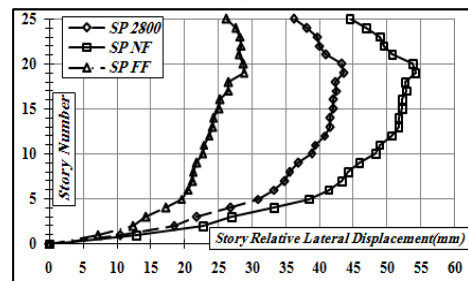
(الف)



(ب)



(ج)



(د)

شکل (۱۰): تغییر مکان نسبی جانبی در هر طبقه حاصل از طیف آیین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران و طیف‌های دور و نزدیک در دیوارهای برشی فولادی مورد بررسی، (الف) مدل ۳ طبقه، (ب) مدل ۷ طبقه، (ج) مدل ۱۵ طبقه، (د) مدل ۲۵ طبقه

با توجه به شکل (۱۱) دیده می‌شود با افزایش ارتفاع سازه‌ها، اختلاف بین توزیع برش حوزه دور و نزدیک گسل بیشتر می‌شود، بیش‌ترین اختلاف بین برش طبقات سازه‌های مورد نظر نشان می‌دهد که توزیع برش پایه نزدیک گسل به ترتیب در سازه‌های ۱۵، ۷ و ۲۵ طبقه حداکثر ۰/۳٪، ۰/۱۰/۶٪ و ۰/۳۸/۵٪ کمتر از توزیع برش حوزه دور از گسل است. هم‌چنین در طبقات ششم و هفتم (بین ۰/۸۳٪ تا ۰/۱۰۰٪ ارتفاع سازه) سازه‌ی ۷ طبقه توزیع برش پایه

در مدل ۱۵ طبقه اتفاق افتاده است. از سوی دیگر برش پایه و تغییرمکان نسبی جانبی طبقه بام حاصل از طیف دور از گسل در مدل ۱۵ طبقه برابری خوبی با مقادیر این عوامل ناشی از طیف آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران دارد.

- مشاهدات این مطالعه حاکی از اثرات بیشتر توزیع برش در حوزه دور از گسل است که با توجه به نتایج، به نظر می‌آید این موضوع به دلیل اثرات بیشتر مودهای بالاتر در حوزه دور از گسل نسبت به حوزه نزدیک گسل است. چنانچه، توزیع برش پایه نزدیک گسل به ترتیب برای سازه‌های ۷، ۱۵ و ۲۵ طبقه بطور میانگین ۰/۱۷٪، ۰/۰۲٪ و ۰/۱۸٪ کمتر از توزیع برش حوزه دور از گسل است.

با توجه به این مطالعه می‌توان اینگونه نتیجه گرفت که در دیوارهای برشی فولادی ورق نازک با اتصالات صلب (الگوی نواری) با دوره‌ی تناوب بیش از ۰/۶ ثانیه طیف آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران جوابگوی نیازهای سازه‌ای برای زلزله‌های نزدیک گسل نمی‌تواند باشد و نیاز مبرم به اصلاح این طیف در آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران است. همچنین طیف آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران جوابگوی نیازهای سازه‌ای برای نگاشت‌های دور از گسل در مدل‌های بیش از ۷ طبقه (دوره‌ی تناوب بیش از ۰/۶ ثانیه) است.

در انتخاب نگاشت برای تهیه طیف ویژه ساختگاه در حوزه نزدیک گسل باید به خصوصیات زلزله‌های نزدیک گسل توجه نمود.

- طیف استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران ویرایش سوم، برش پایه سازه‌های با دوره‌ی تناوب بلند را در حوزه دور از گسل دست بالا و برش پایه سازه‌های با دوره‌ی تناوب کوتاه را در حوزه دور از گسل دست پایین تخمین می‌زند این مسئله باعث غیر اقتصادی شدن سازه‌های بلند مرتبه و ضعیف طرح شدن سازه‌های کوتاه مرتبه در حوزه دور از گسل می‌شود.

بررسی برش پایه و تغییرمکان نسبی جانبی طبقه بام دیوارهای برشی فولادی مورد مطالعه نشان می‌دهد که مقادیر این عوامل در مدل‌های ۳ و ۷ طبقه تحت طیف نزدیک گسل کمتر از (بین ۲ تا ۳۳ درصد) مقادیر آنها تحت طیف‌های دور از گسل و آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران است. اما در مدل‌های ۱۵ و ۲۵ طبقه مقادیر برش پایه و تغییرمکان جانبی نسبی تحت طیف نزدیک گسل بیشتر از (بین ۲۰ تا ۷۰ درصد) مقادیر آنها تحت طیف‌های دور از گسل و آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران است. هم‌چنین بیش‌ترین تفاوت برش پایه و تغییرمکان نسبی جانبی طبقه بام تحت طیف نزدیک گسل و آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران

#### ۱۱- مراجع

- [۱] میترا عدالت، "بررسی تأثیر میرایی و تسلیم روی طیف-های رکوردهای زلزله‌های نزدیک گسل"، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه تهران، ۱۳۸۲.
- [۲] مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران.
- [۳] آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش ۳، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.
- [۴] محسن گرامی، داوود عبدالله زاده "بررسی ضوابط بهسازی قابهای خمشی فولادی ویژه تحت اثر زلزله‌های نزدیک گسل"، پایان نامه‌ی کارشناسی ارشد، دانشگاه سمنان، ۱۳۸۵.
- [۵] K. Gala, A. Ghobarah, "Effect of near-fault earthquakes on North American nuclear design spectra", Nuclear Engineering and Design, Elsevier, February 2006.
- [۶] John F. Hall, "Seismic response of steel frame buildings to near-fault ground motions", A report of the California Institute of Technology, Report No.EERL 97-05, Pasadena, California, 1997.
- [۷] In-Kil Choi, Min Kyu Kim, Young-Sun Choun, and Jeong-Moon Seo, "Shaking table test of steel frame structures subjected to scenario earthquakes", Journal of the Nuclear Engineering and Technology, Vol.37 No.2, April 2005.
- [۸] Sabouri-Ghomi, S.; Roberts, T. M.; "Nonlinear Dynamic Analysis of Thin Steel Plate Shear Walls", Computers and Structures, 39(1/2), 121-127, 1991.
- [۹] Sabouri-Ghomi, S.; Roberts, T. M.; "Nonlinear Dynamic Analysis of Steel Plate Shear Walls including Shear and Bending Deformations", Engineering Structures 14(5), 309-317, 1992.
- [۱۰] Roberts, T. M.; Sabouri-Ghomi, S.; "Hysteretic Characteristics of Unstiffened Plate Shear Panels", Thin Walled Structures, 12, 145-162, 1991.
- [۱۱] Roberts, T. M.; Sabouri-Ghomi, S.; "Hysteretic Characteristics of Unstiffened Perforated Steel Plate Shear Panels", Thin Walled Structures, 14, 139-151, 1992.
- [۱۲] Rezai, M.; "Seismic Behavior of Steel Plate Shear Walls by Shake Table Testing", Ph.D Dissertation, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, Canada, 1999.
- [۱۳] Astaneh-Asl, A.; Zhao, Q.; "Cyclic Behavior of Steel Shear Wall Systems", Proceedings, Annual Stability Conference, Structural Stability Research Council, April, 2002.
- [۱۴] G. De Matteis, R. Landolfo, F.M. Mazzolani; "Seismic response of MR steel frames with low-yield steel shear panels", Engineering Structures, Elsevier Science, 2002.

- [۱۹] Timler, P. A.; Kulak, G. L.; "Experimental Study of Steel Plate Shear Walls", Structural Engineering Report No. 114, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada, 1983.
- [۲۰] Tromposch, E. W.; Kulak, G. L.; "Cyclic and Static Behavior of Thin Panel Steel Plate Shear Walls", Structural Engineering Report No. 145, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada, 1987.
- [۲۱] Canadian Standards Association, CAN/CSA-S16-01. Limit States Design Of Steel structures. (Ontario, Canada):CSA; 2001.
- [۲۲] American Institute of Steel Construction (AISC). Seismic Provisions for Structural Steel Building. Chicago (IL, USA): AISC; 2005.
- [۱۵] Kharrazi, M. H. K.; "Rational Method for Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls", Ph.D. Dissertation, University of British Columbia, 217 pages, 2005.
- [۱۶] S. Sabouri-Ghomi.; M. Gholhaki" Experimental Study of Two Three-Story Ductile Steel Plate Shear Walls", Journal Amirkabir ,19-(ج) 68- 29-42,2008.
- [۱۷] Siddhartha Ghosh, Farooq Adam, Anirudha Das, "Design of steel plate shear walls considering inelastic drift demand", Journal of Constructional Steel Research, ScienceDirect, 2009.
- [۱۸] Anjan K. Bhowmick, Robert G. Driver, Gilbert Y. Grondin, "Seismic analysis of steel plate shear walls considering strain rate and P\_delta effects", Journal of Constructional Steel Research 65 (2009) 1149\_1159, , ScienceDirect, 2009.

۱۲- پی نوشت ها

<sup>۱</sup> Forward Directivity

<sup>۲</sup> Elysian Park

<sup>۳</sup> Push over

<sup>۴</sup> Hachinoe

<sup>۵</sup> Steel Plate Shear Wall-Simple

<sup>۶</sup> Performance-Based Seismic Design

<sup>۷</sup> Drift

<sup>۸</sup> Cape Mendocino

<sup>۹</sup> Nahanni

<sup>۱۰</sup> Parkfield

<sup>۱۱</sup> Vancouve