

# ارزیابی برش و زاویه‌ی دررفت دیوارهای برشی فولادی تقویت‌شده با اتصال صلب تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی در حوزه‌های دور و نزدیک گسل

Original Article

مجید قلیکی\* (دانشیار)

مهدی نصیری (کارشناس ارشد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

مطالعات انجام شده بر روی تخریب‌ها و آثار زلزله‌ها، تفاوت اثرات زلزله‌ها در حوزه‌ی نزدیک گسل و در خارج از این محدوده را نشان می‌دهد. اهمیت مطالعه‌ی حوزه‌ی نزدیک گسل زمانی بیشتر می‌شود که ضوابط و طیف طرح لرزه‌ی در آیین‌نامه‌های طرح لرزه‌ی نظیر استاندارد ۲۸۰۰ زلزله‌ی ایران براساس فرایندهای احتمالی و دوره‌های زمانی طولانی مدت به دست آمده و فقط حرکات در حوزه‌ی دور را توصیف می‌کنند. بدین منظور ۳ مدل اجزاء محدود دیوار برشی فولادی تقویت‌شده با اتصال صلب ۷.۳ و ۶.۵ طبقه با ۵ دهانه، تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی قرار گرفته و نتایج نشان داده است که ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ زلزله‌ی ایران پاسخ‌گوی نیازهای سازه در حوزه‌ی نزدیک نیست. پاسخ‌های سازه شامل برش و زاویه‌ی دررفت، در حوزه‌ی نزدیک بیشتر از حوزه‌ی دور است و با افزایش ارتفاع، اثرات حوزه‌ی نزدیک بیشتر می‌شود.

واژگان کلیدی: دیوار برشی فولادی تقویت‌شده، حوزه‌ی نزدیک گسل، تحلیل دینامیکی غیرخطی.

mgholhaki@semnan.ac.ir  
 mahdi.nasiri@students.semnan.ac.ir

## ۱. مقدمه

دیوار برشی فولادی<sup>۱</sup> به‌عنوان سیستم مقاوم جانبی در ساختمان‌ها، به‌ویژه در ساختمان‌های بلندمرتبه در ۴ دهه‌ی اخیر مطرح شده و مورد توجه قرار گرفته است. مزایای قابل ملاحظه‌ی سیستم مذکور، استفاده از این پدیده‌ی نوین را به سرعت گسترش داده است.

برای بهبود منحنی‌های هیستریزس و افزایش میزان جذب انرژی در دیوارهای برشی فولادی از سخت‌کننده استفاده می‌شود.

مطالعات روی زلزله‌های بزرگ اخیر نشان داده است که زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک گسل، ویژگی‌هایی دارند که آنها را از حوزه‌ی دور از گسل متفاوت می‌سازد.

از ویژگی‌های حرکات زمین در این ناحیه می‌توان به یک پالس با انرژی زیاد در ابتدای نگاشت اشاره کرد. این پالس‌ها با دامنه‌ی زیاد و دوره‌ی تناوب بلند، انرژی قابل توجهی را در مدت زمان کوتاهی به سازه اعمال و سازه را وادار به اتلاف این حجم انرژی در تعداد محدودی چرخه‌ی خمیری می‌کنند.

اعمال این انرژی در مدت زمان کوتاه به سازه، احتمال شکست ترد را در سازه‌های با اتصالات ضعیف افزایش می‌دهد.

## ۲. برخی از مطالعات انجام‌شده بر روی دیوارهای برشی فولادی تقویت‌شده و زلزله‌های نزدیک گسل

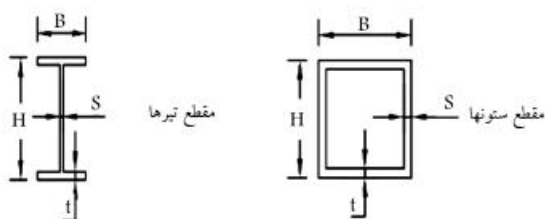
در سال ۲۰۰۶، تأثیر ویژگی‌های حوزه‌ی نزدیک در قاب‌های خمشی فولادی بررسی شده و سه ساختمان واقعی ۴، ۶ و ۱۳ طبقه با هدف ارزیابی پاسخ سازه‌های موجود به حرکات نزدیک گسل به کار گرفته شد.<sup>[۱]</sup> موج سینوسی‌شکل به‌عنوان ورودی لرزه‌ی به سازه‌ها اعمال شد. مطالعه‌ی پالس‌های ساده، تغییر نیازهای سازه وقتی نسبت دوره‌ی تناوب پالس به دوره‌ی تناوب سازه کمتر از ۰/۸ باشد، را نشان داده است.

در زمینه‌ی محاسبه‌ی زمان تناوب ارتعاش طبیعی دیگر سیستم‌های مقاوم جانبی، مطالعات زیادی صورت گرفته است، لکن در زمینه‌ی دیوارهای برشی فولادی تحقیقات اندک است. در پژوهش دیگری در سال ۲۰۰۸،<sup>[۲]</sup> مطالعاتی بر روی زمان تناوب ارتعاش طبیعی این سیستم انجام و روابط ریاضی برای محاسبه‌ی آنها ارائه شده است.

برخی پژوهشگران نیز در پژوهشی در سال ۲۰۰۹،<sup>[۳]</sup> ضریب رفتار و جذب انرژی دیوارهای برشی فولادی شکل‌پذیر با سخت‌کننده و بدون سخت‌کننده را در کار آزمایشگاهی مورد بررسی قرار داده‌اند. نتایج آنها نشان داده است که ضریب رفتار

\* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۳/۵/۱۸، اصلاحیه ۱۳۹۳/۱۱/۱۸، پذیرش ۱۳۹۳/۱۱/۲۸



شکل ۱. جزئیات مقاطع ستون‌ها و تیرورق تیرها.

#### ۴. طراحی دیوار برشی فولادی با ورق نازک به روش نواری

آیین‌نامه‌های فولاد کانادا (CAN/CSA S ۱۶-۰۱)<sup>[۱]</sup> و فولاد آمریکا (AISC ۲۰۱۰)<sup>[۲]</sup>، دیوار برشی فولادی را به‌عنوان یک سیستم باربر جانبی پذیرفته‌اند. در آیین‌نامه‌های ذکر شده، به‌منظور طراحی دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک، ابتدا طراحی اولیه‌ی مقاطع تیر، ستون، و ورق دیوارها مشابه یک خرابی قائم با مهاربندهای فقط کششی انجام می‌شود.

بر این اساس به جای هر ورق فولادی، یک بادبند معادل در نظر گرفته می‌شود. پس از تعیین سطح مقطع هر مهاربند (براساس روابط انرژی کرنشی کشسان)، ضخامت ورق فولادی ( $t$ ) از رابطه‌ی ۱ محاسبه می‌شود:

$$t = \frac{\gamma A_b \sin \theta \sin \vartheta \theta}{L \sin^2 \vartheta \alpha} \quad (1)$$

که در آن،  $\theta$  زاویه‌ی بین مهاربند و ستون،  $L$  عرض دهانه‌ی قاب،  $A_b$  سطح مقطع مهاربند معادل و  $\alpha$  زاویه‌ی تشکیل میدان کشش قطری در ورق فولادی است، که از رابطه‌ی ۲ به دست می‌آید:

$$\tan^2 \alpha = \frac{1 + \frac{t L_c}{\gamma A_c}}{1 + t \cdot h_s \left( \frac{1}{A_b} + \frac{h_s^2}{\gamma \gamma_c I_c L} \right)} \quad (2)$$

که در آن،  $A_c$  و  $I_c$  به ترتیب سطح مقطع و ممان اینرسی ستون کناری،  $h_s$  ارتفاع طبقه و  $A_b$  سطح مقطع تیر است. پس از تعیین ضخامت، هر ورق به تعدادی نوار مورب تبدیل می‌شود که سطح مقطع هر نوار از رابطه‌ی ۳ به دست می‌آید:

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

که در آن،  $n$  تعداد نوارهاست. مطالعات متعددی در زمینه‌ی تعیین تعداد نوار مورد نیاز انجام شده است، که نتایج آن نشان‌دهنده‌ی کفایت ۱۰ عدد نوار مورب برای تجزیه و تحلیل یک دیوار برشی فولادی با ورق نازک است. با توجه به اینکه ستون‌ها ممکن است تحت تأثیر میدان کشش قطری دچار کماتش شوند، لذا سختی ستون‌های کناری باید از رابطه‌ی ۴ تبعیت کند:

$$I_c \geq \frac{0.700307 t \cdot h_s^3}{L} \quad (4)$$

همچنین به منظور جلوگیری از خمش تیر فوقانی دیوار برشی فولادی ناشی از اثر میدان کششی قطری نامتقارن، باید رابطه‌ی ۵ کنترل شود:

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

که در آن،  $M_{fpb}$ ، لنگر خمیری مقطع تیر و  $\sigma_{ty}$  تنش نهایی میدان کشش قطری است، که برای ورق‌های نازک فولادی تقریباً برابر تنش تسلیم آن است. با توجه به

دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده و با سخت‌کننده به ترتیب برابر ۱۱/۵ و ۱۲/۲ است. مقدار این ضریب در نمونه‌ی بدون سخت‌کننده ۶٪ کمتر است. همچنین جذب انرژی دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده در تغییر مکان‌های مختلف در حدود ۲۰ تا ۳۶ درصد کمتر از دیوار برشی فولادی با سخت‌کننده بوده و در دیوار برشی فولادی با سخت‌کننده و بدون سخت‌کننده، سهم جذب انرژی قاب از کل نمونه به ترتیب ۵۰ و ۶۷ درصد بوده است.

در سال ۲۰۱۲ نیز تأثیر جهت‌پذیری پیش‌رونده<sup>۲</sup> در طیف طراحی ارائه شده با آیین‌نامه‌های طرح لرزه‌ی در فواصل مختلف نزدیک به گسل با تحلیل ۱۶۲ نگاشت زلزله بررسی شده و مطالعات نشان داده است که جهت‌پذیری پیش‌رونده، اثر زیادی در طیف پاسخ طراحی در حوزه‌ی نزدیک گسل دارد و سبب افزایش ۲ برابری بخش دوری تناوب بالاتر ( $T > 1s$ ) نسبت به طیف پاسخ بدون اثر فوق شده است.<sup>[۱]</sup> نگاشت‌های حوزه‌ی دور از گسل سبب افزایش بخش دوری تناوب کوتاه طیف پاسخ شده است ( $T < 1s$ )، و نگاشت‌های حوزه‌ی نزدیک، اثر جهت‌پذیری پیش‌رونده موجب افزایش بخش دوری تناوب بالاتر طیف پاسخ شده است. از این رو در نواحی نزدیک گسل اگر طیف ویژه‌ی طرح حوزه‌ی نزدیک مورد استفاده قرار گیرد، توجه به اثرات حرکات شدید حوزه‌ی دور برای سازی طرح شده به همان اندازه اهمیت دارد.

در سال ۲۰۱۰ نیز برخی پژوهشگران<sup>[۵]</sup> به بررسی ساختمان‌های قرارگرفته در معرض حرکات حوزه‌ی نزدیک براساس تعمیم طیف دررفت آنها پرداخته و نتایج آنها نشان داده است که پیشینه‌ی دررفت طبقات، هم‌زمان با افزایش نسبت سختی جانبی از نیمه‌ی بالایی به نیمه‌ی پایینی سازه منتقل می‌شود. مطالعات آنها در ساختمان‌های با سیستم مقاوم قاب ممان‌گیر نشان داده است که حرکات حوزه‌ی نزدیک با اثر جهت‌پذیری پیش‌رونده، موده‌های بالاتر سازه را تحریک می‌کند، در حالی که حرکات این حوزه با اثر تغییر مکان‌های ماندگار، موده‌های پایینی سازه را تحریک می‌کند.

#### ۳. فرضیات تحلیل و مدل‌های سازه‌ی

در این نوشتار برای بررسی اثرات زلزله‌های حوزه‌های نزدیک و دور از گسل و مقایسه‌ی آنها، از ۳ مدل دیوار برشی فولادی دو بُعدی با فرض اتصالات صلب تیر و ستون و ارتفاع متغیر، که بخشی از یک سازه‌ی سه بُعدی منظم در پلان و ارتفاع بوده‌اند، استفاده شده است. مدل‌های سازه‌ی شامل مدل‌های ۳، ۷ و ۱۵ طبقه بوده است، که براساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان<sup>[۶]</sup> بارگذاری ثقلی و براساس استاندارد ۲۸۰۰ زلزله‌ی ایران<sup>[۷]</sup> با فرض زمین تپ III، نسبت شتاب مبنای طرح ۰/۳۵، تحت بارگذاری جانبی قرار گرفته‌اند. مدل‌های مورد بررسی با نرم‌افزار ETABS v۹/۵ تحلیل و اجزاء مدل‌ها براساس آیین‌نامه‌ی AISC-ASD طراحی و توسط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی)<sup>[۸]</sup> کنترل شده‌اند. مصالح فرض شده برای مدل سازی و تحلیل، فولاد ST۳۷ بوده است، که تنش تسلیم  $F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ ، ضریب پواسون  $\nu = 0.3$  و مدول کشسانی  $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$  داشته و ارتفاع طبقات در تمام مدل‌ها یکسان و برابر ۳/۲ متر و قاب‌ها در تمام مدل‌های سازه‌ی ۵ دهانه به طول ۵ متر بوده‌اند. کاربری سازه‌ها به‌صورت مسکونی و سیستم باربرکف‌ها دال مرکب با بار  $500 \text{ kg/m}^2$  فرض شده است. بار زنده‌ی طبقات  $200 \text{ kg/m}^2$  و بار زنده‌ی دام  $150 \text{ kg/m}^2$  در نظر گرفته شده است. شکل ۱ و جدول ۱، ابعاد هندسی مقاطع طراحی شده در مدل‌ها را نشان می‌دهند.

جدول ۱. ابعاد مقاطع تیر و ستون‌ها.

علامت اختصاری	مقطع	S (cm)	H (cm)	t (cm)	B (cm)	علامت اختصاری	مقطع	S (cm)	H (cm)	t (cm)	B (cm)
B2	تیر	۰٫۸	۳۰	۱٫۵	۱۵	C6	ستون	۱٫۵	۲۵	۱٫۵	۲۵
B3	تیر	۰٫۸	۳۰	۱٫۵	۲۰	C8	ستون	۲٫۵	۲۵	۲٫۵	۲۵
B4	تیر	۰٫۸	۳۰	۲	۲۰	C11	ستون	۲٫۵	۳۰	۲٫۵	۳۰
B5	تیر	۱	۳۵	۲	۲۰	C12	ستون	۳	۳۰	۳	۳۰
B6	تیر	۱	۳۵	۲	۲۵	C15	ستون	۲٫۵	۳۵	۲٫۵	۳۵
B7	تیر	۱	۴۰	۲	۲۵	C16	ستون	۳	۳۵	۳	۳۵
B8	تیر	۱	۴۵	۲	۲۵	C21	ستون	۳٫۵	۴۰	۳٫۵	۴۰
C2	ستون	۲	۲۰	۲	۲۰	C26	ستون	۳٫۵	۲۰	۳٫۵	۲۰
C5	ستون	۱٫۲	۲۵	۱٫۲	۲۵	C3۰	ستون	۴	۵۰	۴	۵۰

رابطه‌ی ۸ پیشنهاد شده است:

$$t_s \geq t \quad (8)$$

که در آن،  $t_s$  ضخامت تیرغه‌ی سخت‌کننده است.

مطابق پیشنهاد تاکاهاشی و همکاران،<sup>[۱]</sup> مان اینرسی سخت‌کننده‌ها ( $I_s$ ) در دو حالت تقویت یک یا دو طرفه باید از روابط ۹ و ۱۰ تبعیت کند. در عین حال توصیه می‌شود که ضوابط ارائه‌شده در رابطه با سخت‌کننده‌ها در تیورق نیز در زمان طراحی مدنظر قرار گیرد. در جدول‌های ۲ الی ۴ ابعاد سخت‌کننده‌ها براساس ضخامت به‌دست‌آمده‌ی ورق‌های مدل‌های مختلف ذکر شده است.

$$I_s \geq 600 t^2 \quad \text{تقویت در دو طرف ورق فولادی} \quad (9)$$

$$I_s \geq 500 t^2 \quad \text{تقویت در یک طرف ورق فولادی} \quad (10)$$

جدول ۲. مشخصات ورق‌های تقویت‌شده در مدل ۳ طبقه.

طبقه	ضخامت ورق سخت‌کننده (mm)		مقطع سخت‌کننده (cm)	
	ورق	سخت‌کننده	افقی	قائم
۳	۱٫۴	۲٫۵	۱۰۰ × ۳	۳ × ۴۰
۲	۱٫۴	۲٫۵	۱۰۰ × ۳	۳ × ۴۰
۱	۱٫۴	۲٫۵	۱۰۰ × ۳	۳ × ۴۰

جدول ۳. مشخصات ورق‌های تقویت‌شده در مدل ۷ طبقه.

طبقه	ضخامت ورق سخت‌کننده (mm)		مقطع سخت‌کننده (cm)	
	ورق	سخت‌کننده	افقی	قائم
۷	۱٫۶	۳	۱۰۰ × ۳	۳ × ۳۵
۶	۱٫۶	۳	۱۰۰ × ۳	۳ × ۴۰
۵	۲٫۳	۴	۱۰۰ × ۴	۴ × ۴۰
۴	۲٫۳	۴	۱۰۰ × ۴	۴ × ۴۰
۳	۲٫۶	۴	۱۰۰ × ۵	۵ × ۴۰
۲	۲٫۶	۴	۱۰۰ × ۵	۵ × ۴۰
۱	۲٫۶	۴	۱۰۰ × ۵	۵ × ۴۰

تفاوت اندک شدت میدان کشش قطری بین دو طبقه‌ی مجاور، کنترل رابطه‌ی ۵ فقط برای انتهای الزامی است، اما اگر تفاوت میدان کشش قطری بین دو طبقه‌ی مجاور زیاد باشد، رابطه‌ی مذکور برای تیرهای میانی نیز باید کنترل شود. به منظور حصول اطمینان از اینکه ستون‌های محیطی بتوانند تنش‌های وارده ناشی از بارهای نقلی به‌همراه تنش‌های ناشی از اثر میدان کششی را تحمل کنند، لازم است که این شرط (رابطه‌ی ۶) برای ستون‌ها نیز رعایت شود:

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

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

## ۵. طراحی سخت‌کننده‌ها

در طراحی ابعاد و فاصله‌ی سخت‌کننده‌ها باید فرض ایجاد کمانش در هر یک از زیرصفحه‌ها و جلوگیری از کمانش کلی دیوار در نظر گرفته شود. بر این اساس، برای کنترل کمانش زیرصفحات از رابطه‌ی ۷ استفاده و ابعاد زیرصفحه به‌گونه‌ی تعیین می‌شود که تنش برشی بحرانی حد کمانش ( $\tau_{cr}$ ) برابر تنش برشی حد جاری شدن ورق فولادی ( $\tau_{wy}$ ) شود. با توجه به کمانش غیرکشسان باسلر و فرض تنش برشی حد خطی مساوی  $\tau_{wy}$ ، رابطه‌ی ۷ طراحی زیرصفحه‌ها را مشخص می‌کند:

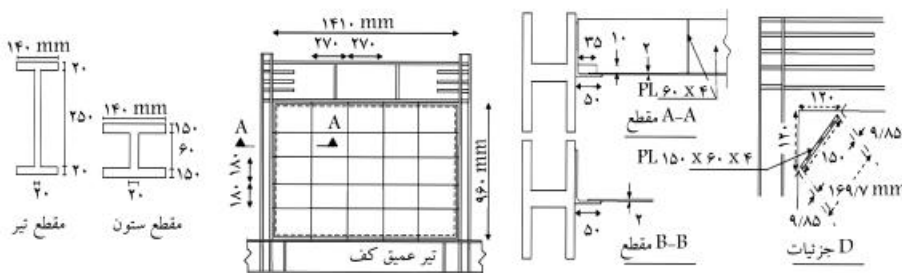
$$\tau_{cr} = \sqrt{(\tau_{wy})^2 + \frac{K \pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2} \leq \frac{\sigma_c}{\sqrt{3}} \quad (7)$$

$$K = 5.735 + 4 \left(\frac{b}{d}\right)^2 \quad \frac{b}{d} \geq 1$$

$$K = 5.735 \left(\frac{b}{d}\right)^2 + 4 \quad \frac{b}{d} \leq 1$$

که در آن،  $\tau_{cr}$  تنش برشی بحرانی حد کمانش زیرصفحات و  $\tau_{wy}$  تنش تسلیم برشی است، که طبق معیار فون میسز برابر  $s_r/3$  است.  $s_r$  نیز تنش تسلیم یک محوره‌ی ورق نازک است. همچنین  $E$  مدول کشسانی،  $\nu$  ضریب پواسون،  $t$  ضخامت ورق،  $b$  عرض ورق، و  $d$  ارتفاع ورق تقویت‌شده است.

در رابطه با سخت‌کننده‌ها برای جلوگیری از تغییرشکل آنها و در نتیجه برای جلوگیری از کمانش کلی ورق و وادارکردن آن به کمانش موضعی در زیرصفحات،



شکل ۴. مشخصات نمونه‌ی آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی تقویت‌شده‌ی صبوری و سجدای. [۴]

جدول ۴. مشخصات ورق‌های تقویت‌شده در مدل ۱۵ طبقه.

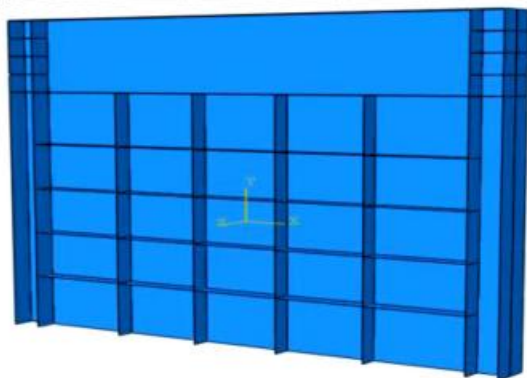
طبقه	مقطع سخت‌کننده (cm)		ضخامت (mm)	
	مقیاس	افقی	ورق	سخت‌کننده
۱۵	۴ × ۴۰	۱۰۰ × ۴	۳	۱/۴
۱۴	۴ × ۴۰	۱۰۰ × ۴	۳	۱/۴
۱۳	۴ × ۴۰	۱۰۰ × ۴	۳	۲
۱۲	۶ × ۴۰	۱۰۰ × ۶	۴	۲
۱۱	۶ × ۴۰	۱۰۰ × ۶	۴	۲/۶
۱۰	۶ × ۴۰	۱۰۰ × ۶	۴	۲/۶
۹	۶ × ۴۰	۱۰۰ × ۶	۴	۲/۶
۸	۶ × ۴۰	۱۰۰ × ۶	۴	۳
۷	۶ × ۴۰	۱۰۰ × ۶	۴	۳
۶	۶ × ۴۰	۱۰۰ × ۶	۵	۳
۵	۶ × ۴۰	۱۰۰ × ۶	۵	۳/۴
۴	۶ × ۴۰	۱۰۰ × ۶	۵	۳/۴
۳	۷ × ۴۰	۱۰۰ × ۷	۶	۴
۲	۷ × ۴۰	۱۰۰ × ۷	۶	۴
۱	۷ × ۴۰	۱۰۰ × ۷	۶	۴

جدول ۵. مشخصات مکانیکی نمونه‌ی آزمایشگاهی صبوری و سجدای. [۴]

اعضا	تنش جاری شدن (Mpa)	تنش نهایی (Mpa)
ستون	۴۱۴٫۸	۵۵۱٫۷
ورق	۱۹۲٫۴	۲۸۸٫۷
سخت‌کننده	۲۴۰	۳۷۰

## ۷. صحت‌سنجی و مدل‌سازی نمونه‌ی آزمایشگاهی در نرم‌افزار

با توجه به اینکه طول یک بعد پانل سخت‌کننده‌ها در مقایسه با دو بعد دیگر کوچکتر است، برای مدل‌سازی آنها از المان Shell نرم‌افزار آباکوس استفاده شده است. همچنین برای کاهش تعداد المان‌ها و مدت زمان تجزیه و تحلیل، برای مدل‌سازی تیر و ستون‌ها نیز از المان Shell استفاده شده است. در مدل‌سازی، مدل کشسانی ۲/۱ گیگاپاسکال و ضریب پواسون ۰/۳ در نظر گرفته شده است. شکل ۳، تصویر مدل آزمایشگاهی و مدل اجزاء محدود را نشان می‌دهد. مطابق شرایط آزمایشگاهی، بار جانبی طبق پروتکل بارگذاری ATC ۲۴، بر روی تیر فوقانی نمونه اعمال شده است. برای ایجاد و شروع کماتش در مدل‌سازی نرم‌افزاری، جابه‌جایی عمود بر زیرصفحات به اندازه‌ی ۲ میلی‌متر بر نمونه اعمال شده است. جهت تعیین ابعاد بهینه‌ی شبکه‌بندی



شکل ۳. تصویر نمونه‌ی آزمایشگاهی و مدل اجزاء محدود. [۴]

## ۶. صحت‌سنجی و ساخت مدل‌های اجزاء محدود

برای صحت‌سنجی مدل‌سازی، از مدل آزمایشگاهی صبوری و سجدای [۴] استفاده شده است. مشخصات نمونه و پارامترهای مکانیکی آن در شکل ۲ و جدول ۵ ارائه شده است. در مدل آزمایشگاهی، ابعاد سخت‌کننده‌ها به گونه‌ی طراحی شده‌اند که ورق پیش از کماتش دچار تسلیم برشی شود و پس از آن، کماتش خمیری در زیرورق‌ها رخ دهد. لذا از سخت‌کننده‌های به ضخامت ۴ میلی‌متر و عرض ۶ سانتی‌متر در یک طرف ورق استفاده شده است.

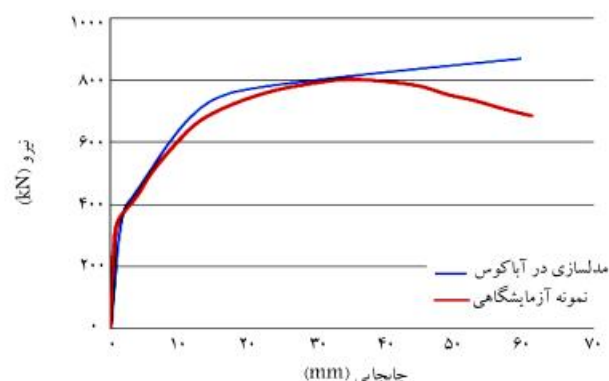
جدول ۶. زلزله‌های مورد استفاده در تحلیل‌ها.

حوزه‌ی نزدیک گسل				
نوع حرکت	محل وقوع	سال	ایستگاه	فاصله (Km)
F.D	Imperial Valley, USA	۱۹۷۹	EI Centro Array #۶	۱
F.S	Northridge, USA	۱۹۹۴	Sylmar - Converter	۶٫۱
F.D	Kobe, Japan	۱۹۹۵	Takatori	۰٫۳
F.D	Chi-Chi, Taiwan	۱۹۹۹	CHY۱۰۱	۱۱٫۱۴
حوزه‌ی دور از گسل				
محل وقوع	سال	ایستگاه	فاصله (Km)	
Imperial Valley, USA	۱۹۷۹	Delta	۶۶۰٫۵	۴۳٫۶
Northridge, USA	۱۹۹۴	Port Hueneme	۲۴۲٫۸۱	۵۴٫۳
Kobe, Japan	۱۹۹۵	HIK	۰	۹۴٫۲
Chi-Chi, Taiwan	۱۹۹۹	CHY۰۶۵	۰	۹۰٫۲۳

جدول ۷. دوره‌ی تناوب اصلی مدل‌های تحلیل شده.

مدل	SPSW-۳	SPSW-۷	SPSW-۱۵
دوره‌ی تناوب (sec)	۰٫۲۹۸۹	۰٫۶۲۳۱	۱٫۰۲۰۲

آمده و پس از ترکیب کردن طیف‌های پاسخ هر زوج شتاب‌نگاشت با روش میانگین مجذور مربعات (SRSS)، از آنها متوسط‌گیری شده و در محدوده‌ی زمان‌های تناوب ۰٫۲T و ۱٫۵T با طیف طرح استاندارد مقایسه شده است. جدول ۷، دوره‌ی تناوب اصلی مدل‌های تحلیل شده در این پژوهش با استفاده از نرم‌افزار آباکوس را نشان می‌دهد.



شکل ۴. صحت‌سنجی مدل‌سازی در نرم‌افزار با نمونه‌ی آزمایشگاهی.

## ۹. ارزیابی لرزه‌ی دیوارهای برشی فولادی تقویت شده در حوزه‌های دور و نزدیک گسل براساس تحلیل دینامیکی غیرخطی

پس از مدل‌سازی در نرم‌افزار، مدل‌ها تحت نگاشت‌های دور و نزدیک، مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخی‌جهی زمانی قرار گرفته و نسبت برش طبقه به وزن تجمعی سازه و زاویه‌ی دریفت طبقات در آنها مورد بررسی قرار گرفته است.

## ۸. شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده

زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک گسل زلزله‌هایی هستند که در رکورد سرعت و جابه‌جایی آنها، پالس‌های شدید و سریع مشاهده می‌شود و معمولاً نسبت PGV/PGA بالایی دارند. از این رو از میان ۱۰ رکورد حوزه‌ی دور و نزدیک، ۴ [۵] نگاشت براساس اینکه کدامیک بیشینه‌ی PGV/PGA دارند و در نگاشت سرعت آنها، ۱ یا چند پالس ویژه با دامنه‌ی زیاد و دوره‌ی تناوب متوسط تا بلند وجود دارد، مطابق جدول ۶ انتخاب شده‌اند.

براساس نوع زلزله مربوط به شتاب‌نگاشت نزدیک گسل، شتاب‌نگاشت دور از گسل نیز انتخاب و برای بارگذاری قاب‌ها استفاده شده است. همه‌ی نگاشت‌ها براساس استاندارد ۲۸۰۰ مقیاس شده‌اند.

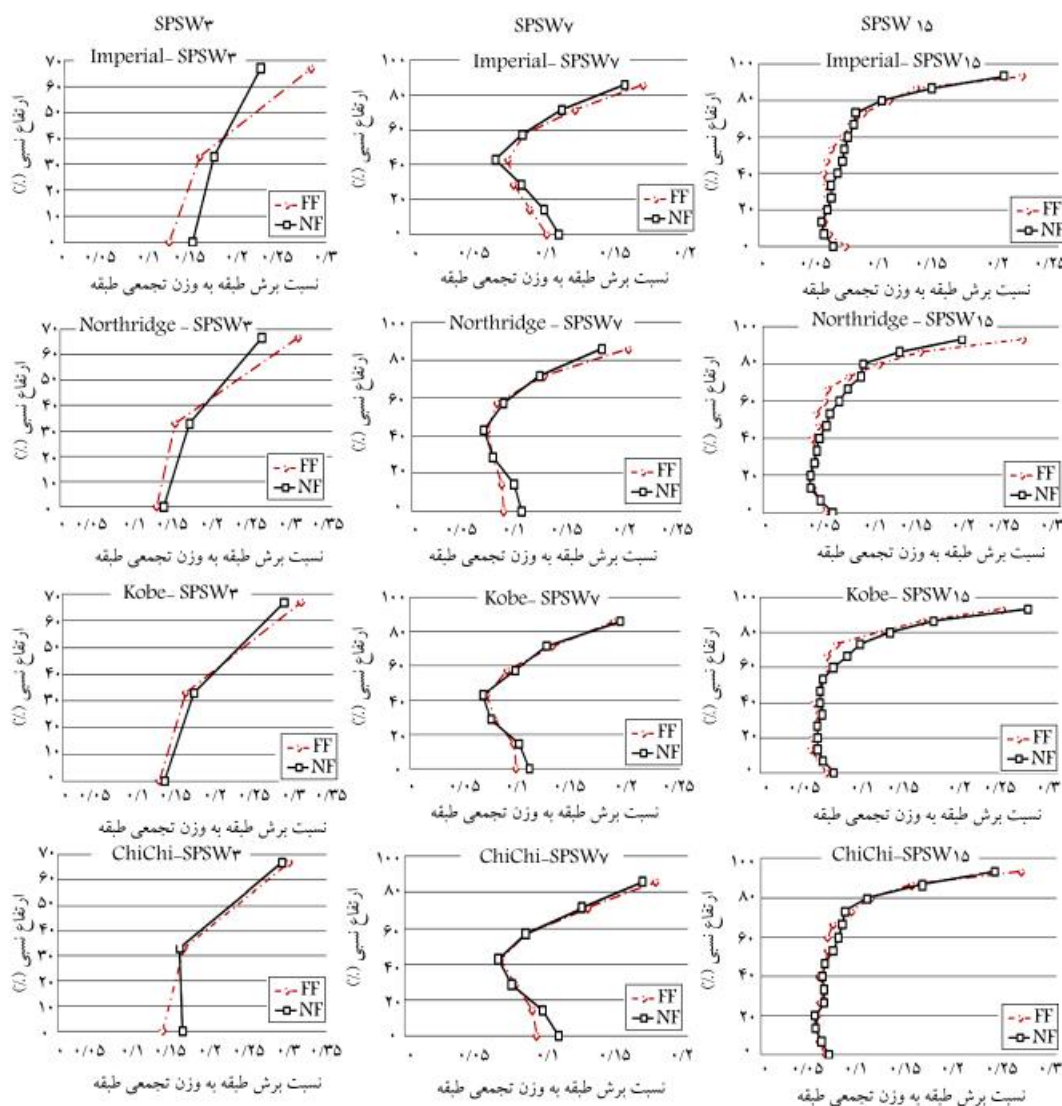
جهت هم‌پایه‌کردن شتاب‌نگاشت‌ها، ابتدا زوج شتاب‌نگاشت‌ها از طریق نرم‌افزار SeismoSignal به بیشینه‌ی مقدار خود مقیاس شده‌اند. طیف پاسخ شتاب هر یک از زوج شتاب‌نگاشت‌های افقی مقیاس شده با منظورکردن نسبت میرایی ۵٪ به دست

## ۱۰. نسبت برش طبقه به وزن تجمعی سازه در دیوارهای برشی فولادی تقویت شده

شکل ۵، نمودار نسبت بیشینه‌ی برش طبقه به وزن تجمعی سازه ناشی از تحلیل دینامیکی غیرخطی برای ۴ شتاب‌نگاشت دور و نزدیک گسل در برابر درصد ارتفاع سازه در مدل‌های ۷، ۳ و ۱۵ طبقه را نشان می‌دهد.

همان‌طورکه مشاهده می‌شود، در مدل ۳ طبقه نسبت برش طبقه به وزن مؤثر سازه با شیبه‌ی ثابت افزایش نیافته است، که بیان‌گر توزیع متفاوت برش طبقات در دیوارهای برشی فولادی تقویت شده با این ارتفاع است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، جذب برش در حوزه‌ی دور از گسل در طبقات فوقانی بیشتر است. در ۴۰٪ ارتفاع، این نسبت در حوزه‌های دور و نزدیک گسل برابر شده است.

با افزایش ارتفاع در تمامی زلزله‌ها، اختلاف میان بیشینه‌ی برش در حوزه‌های



شکل ۵. نسبت پیش‌بینی برش طبقه به وزن تجمعی سازه برای مدل‌های ۳، ۷ و ۱۵ طبقه.

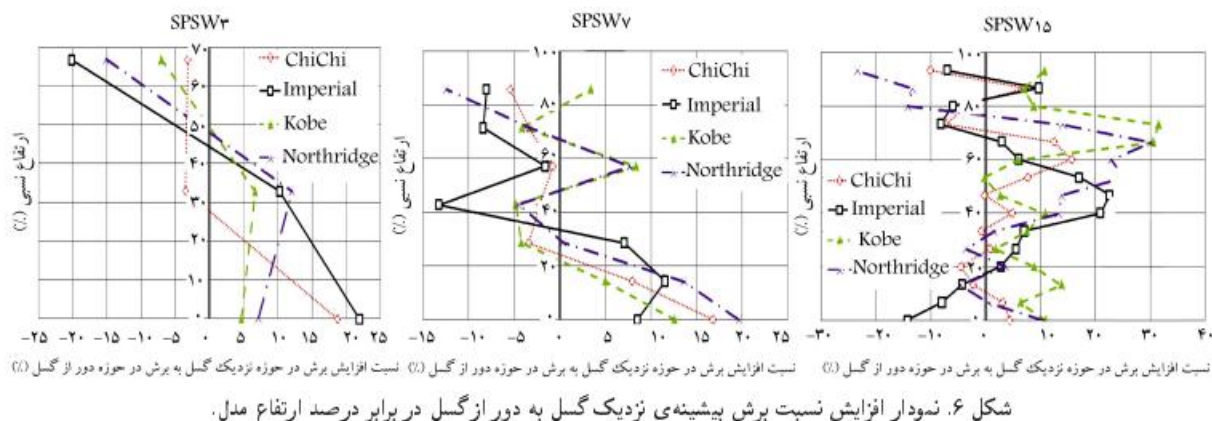
دور و نزدیک گسل کاهش یافته و در آخرین طبقه، میزان برش طبقه در حوزه‌ی دور بیشتر است. مطابق نمودارها، تغییر شیب نمودار در حدود ۳۳٪ ارتفاع برای تمامی زلزله‌ها رخ داده است. این تغییر شیب به معنای تغییر در میزان جذب انرژی در مدل ۳ طبقه است. بدین صورت که از این ارتفاع به بعد افزایش جذب برش در ارتفاع نسبت به قبل از آن مشاهده می‌شود و این بدان معناست که رفتار سازه در این بازه شکل‌پذیرتر است. این روند با ماهیت زلزله‌های نزدیک گسل هم‌خوانی دارد، زیرا در این زلزله‌ها یک پالس شدید در مدت زمان کوتاهی به سازه اعمال می‌شود و اجازه‌ی استهلاک انرژی را در پای سازه نمی‌دهد.

با افزایش ارتفاع و کاهش شدت پالس، سازه فرصت جذب انرژی بالاتر و رفتار شکل‌پذیرتری دارد. این افزایش در زلزله‌های حوزه‌ی دور بیشتر از حوزه‌ی نزدیک گسل است. روند افزایشی نمودارها در هر دو حوزه، نشان‌دهنده‌ی افزایش جذب برش پایه به نسبت وزن در طبقات بالاتر این ارتفاع از دیوار برشی فولادی تقویت شده است. همان‌طور که در شکل ۶ مشاهده می‌شود، به غیر از زلزله‌های کوبه و نورث‌ریج،

دور و نزدیک گسل کاهش یافته و در آخرین طبقه، میزان برش طبقه در حوزه‌ی دور بیشتر است. مطابق نمودارها، تغییر شیب نمودار در حدود ۳۳٪ ارتفاع برای تمامی زلزله‌ها رخ داده است.

این تغییر شیب به معنای تغییر در میزان جذب انرژی در مدل ۳ طبقه است. بدین صورت که از این ارتفاع به بعد افزایش جذب برش در ارتفاع نسبت به قبل از آن مشاهده می‌شود و این بدان معناست که رفتار سازه در این بازه شکل‌پذیرتر است. این روند با ماهیت زلزله‌های نزدیک گسل هم‌خوانی دارد، زیرا در این زلزله‌ها یک پالس شدید در مدت زمان کوتاهی به سازه اعمال می‌شود و اجازه‌ی استهلاک انرژی را در پای سازه نمی‌دهد.

با افزایش ارتفاع و کاهش شدت پالس، سازه فرصت جذب انرژی بالاتر و رفتار شکل‌پذیرتری دارد. این افزایش در زلزله‌های حوزه‌ی دور بیشتر از حوزه‌ی نزدیک گسل است. روند افزایشی نمودارها در هر دو حوزه، نشان‌دهنده‌ی افزایش جذب برش پایه به نسبت وزن در طبقات بالاتر این ارتفاع از دیوار برشی فولادی تقویت شده است. همان‌طور که در شکل ۶ مشاهده می‌شود، به غیر از زلزله‌های کوبه و نورث‌ریج،



## ۱۱. زاویه‌ی تغییرمکان نسبی بیشینه‌ی طبقات در

### دیوارهای برشی فولادی تقویت شده

مطابق شکل ۷، در مدل ۳ طبقه به جز در زلزله‌ی چی‌چی در بقیه‌ی زلزله‌های مورد بررسی، زاویه‌ی تغییرمکان نسبی تراز بام در نگاهت‌های نزدیک گسل کمتر از زاویه‌ی تغییرمکان نسبی حاصل از نگاهت‌های دور از گسل است. همان‌طور که انتظار می‌رود، ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ زلزله‌ی ایران (برای سازه‌های با دوره‌ی تناوب اصلی کمتر از ۰/۷ ثانیه کمتر از ۰/۲۵ ارتفاع طبقه و برای سازه‌های با دوره‌ی تناوب مساوی و بیشتر از ۰/۷ ثانیه کمتر یا مساوی ۰/۲ ارتفاع طبقه) پاسخ‌گوی نیازهای سازه نیست و بیشینه‌ی زاویه‌ی تغییرمکان نسبی در حوزه‌ی نزدیک به مراتب بیشتر از مقدار مجاز استاندارد ۲۸۰۰ زلزله‌ی ایران است. به غیر از زلزله‌ی نورث‌ریج در بقیه‌ی زلزله‌ها، مقادیر زاویه‌ی تغییرمکان نسبی در حوزه‌ی دور نیز از مقدار مجاز تجاوز کرده است. دلیل این امر می‌تواند بالاتر بودن طیف‌های حوزه‌ی دور نسبت به طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ باشد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، بیشینه‌ی تغییرمکان نسبی در زلزله‌ی نورث‌ریج نسبت به سایر زلزله‌ها مقدار کمتری را کسب کرده است. این اتفاق به این جهت است که پالس‌های با اثر جهت‌پذیری پیش‌رونده نسبت به پالس‌های با اثر تغییرمکان‌های ماندگار، بر روی طیف تغییرمکان در محدوده‌ی دوره‌های تناوب کوتاه تا متوسط اثر بیشتری دارند و تغییرمکان‌های بزرگ‌تری ایجاد می‌کنند.<sup>[۵]</sup>

در مدل ۷ طبقه به غیر از زلزله‌ی چی‌چی در سایر زلزله‌ها، میزان زاویه‌ی تغییرمکان نسبی در حوزه‌ی دور، شرایط تغییرمکان نسبی مجاز استاندارد ۲۸۰۰ را ارضاء می‌کند. در زلزله‌ی چی‌چی، زاویه‌ی تغییرمکان نسبی سازه در ۴۰٪ میانی سازه بیش از تغییرمکان نسبی مجاز شده است. مطابق شکل ۷، در زلزله‌های چی‌چی و ایمپریال با اثر جهت‌پذیری پیش‌رونده، که یک یا چند گام بزرگ در تاریخچه‌ی زمان تغییرمکان خود دارند، مقدار بیشینه‌ی تغییرمکان نسبی به مراتب بیشتر از رکورد با اثر جهت‌پذیری پیش‌رونده فاقد گام‌های مذکور است. بیشینه‌ی زاویه‌ی تغییرمکان نسبی حوزه‌ی نزدیک در بین زمین‌لرزه‌ها در زلزله‌ی چی‌چی به میزان ۰/۱۸ به وقوع پیوسته است. همانند قاب ۳ طبقه در مدل ۷ طبقه نیز مقادیر زاویه‌ی تغییرمکان نسبی مقدار مجاز استاندارد فوق شده است. فقط در ابتدا و انتهای ارتفاع سازه در زلزله‌ی نورث‌ریج، مقادیر زاویه‌ی تغییرمکان نسبی حوزه‌ی نزدیک مقادیر مجاز را رعایت کرده‌اند. این امر به جهت ماهیت زلزله‌ی نورث‌ریج است، که در بند قبلی تشریح شده است. مطابق شکل ۷، افزایش زاویه‌ی تغییرمکان نسبی در حوزه‌ی

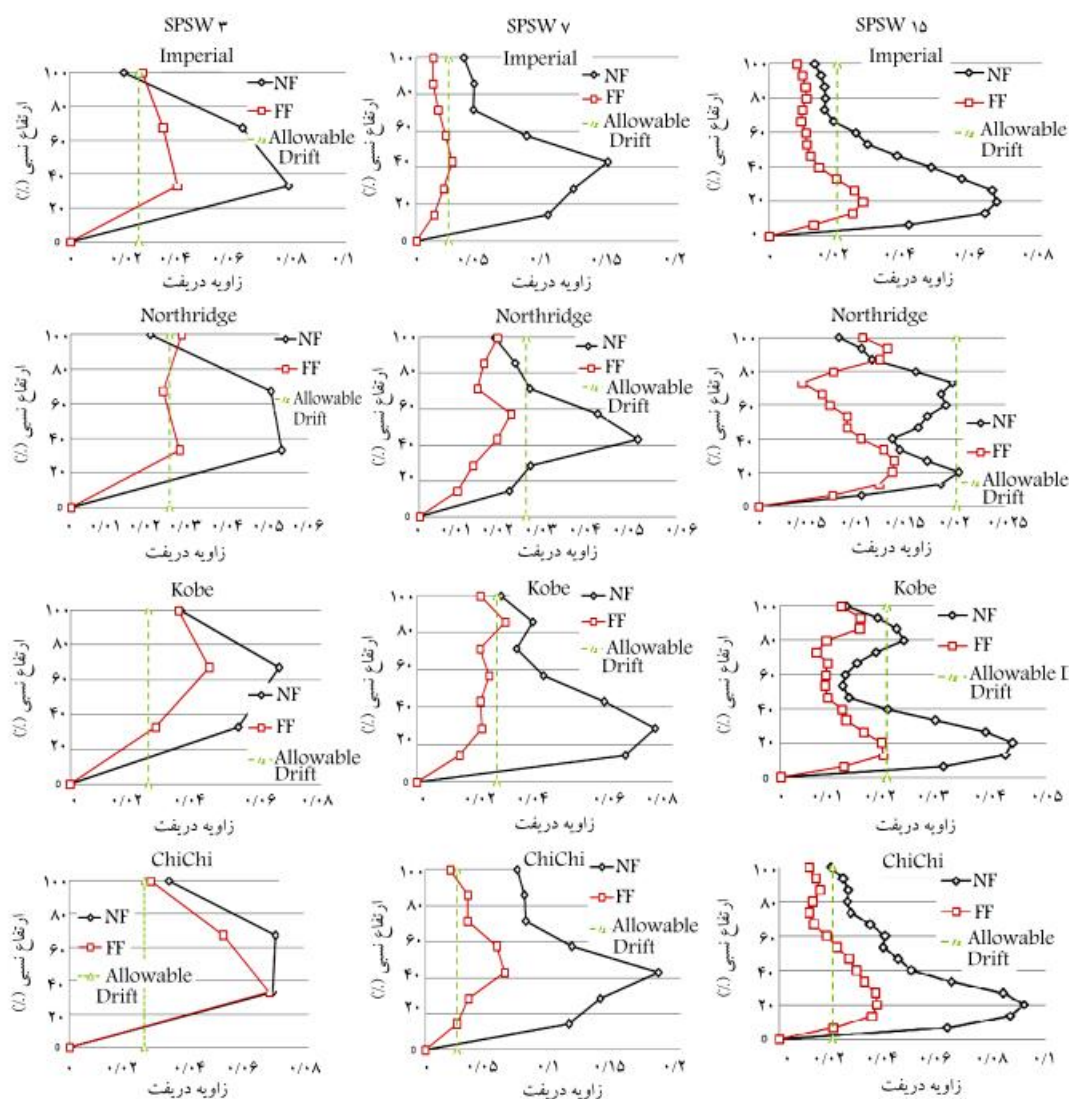
روند افزایشی با سرعت آغاز و تا بالای سازه ادامه یافته است. دلیل افزایش برش حوزه‌ی دور نسبت به حوزه‌ی نزدیک گسل در طبقات فوقانی، رفتار نرم‌تر سازه با افزایش ارتفاع است. این رفتار سبب افزایش اثرات حوزه‌ی دور از گسل می‌شود.

با توجه به نمودارهای ارائه‌شده در شکل‌های ۵ و ۶ ملاحظه می‌شود که میزان برش در هر دو حوزه به هم نزدیک است. در واقع در ۴۰ تا ۷۰ درصد ارتفاع، یک ناحیه‌ی انتقال از حاکمیت حوزه‌ی نزدیک به حوزه‌ی دور مشاهده می‌شود، به طوری که تا قبل از این محدوده، برش طبقات ناشی از حوزه‌ی نزدیک به طور متوسط ۹/۱۸٪ بیشتر از حوزه‌ی دور از گسل است. در حالی که میانگین برش دو طبقه‌ی آخر به طور متوسط در حوزه‌ی دور ۷/۱۳٪ بیشتر از مقادیر متناظر آن در حوزه‌ی نزدیک گسل است.

مطابق شکل ۵، در مدل ۱۵ طبقه توزیع برش طبقه در حوزه‌های نزدیک و دور تقریباً یکسان است. به غیر از زلزله‌ی کوبه، برش در طبقه‌ی آخر در حوزه‌ی دور بیشتر از حوزه‌ی نزدیک گسل است. مشابه این روند در مدل‌های ۳ و ۷ طبقه نیز مشاهده می‌شود. دلیل این امر می‌تواند اثر موده‌های بالاتر در طبقات انتهایی باشد. به جز در زلزله‌ی ایمپریال، که در آن پدیده‌ی تشدید رخ داده است، در مابقی زلزله‌ها برش پایه در حوزه‌ی نزدیک گسل بیش از حوزه‌ی دور بوده است. بیشینه‌ی افزایش برش طبقه‌ی حوزه‌ی نزدیک نسبت به حوزه‌ی دور در ۵۰ تا ۷۰ درصد ارتفاع رخ داده است. در ۲۰٪ ابتدایی کاهش جزئی جذب برش در پای سازه و پس از این ارتفاع به طور میانگین افزایش در آن مشاهده می‌شود. بیشینه‌ی جذب برش در ارتفاع ۶۰٪ به بالای مدل ۱۵ طبقه رخ داده است، که نشان از جذب بیشتر برش پایه نسبت به وزن مؤثر سازه در این ارتفاع و رفتار شکل‌پذیرتر سازه دارد.

مطابق شکل ۶، به جز در ۲۰٪ ابتدایی ارتفاع مدل در زلزله‌ی ایمپریال، در بقیه‌ی ارتفاع میزان برش در حوزه‌ی نزدیک مقادیر بیشتری را نسبت به حوزه‌ی دور کسب کرده است. در حالی که در مدل‌های ۳ و ۷ طبقه، برش در حوزه‌ی دور بیشتر از حوزه‌ی نزدیک رخ داده است. نمودار ارائه‌شده در شکل ۶، نشان‌دهنده‌ی افزایش اثرات حوزه‌ی نزدیک گسل با افزایش ارتفاع سازه است.

در بیشتر زلزله‌ها نیز در طبقات فوقانی، برش در حوزه‌ی دور مقادیر بیشتری را کسب کرده است، که همان‌طور که پیش‌تر ذکر شده است، می‌تواند به جهت اثر موده‌های بالاتر و رفتار نرم‌تر سازه با افزایش ارتفاع آن در حوزه‌ی دور از گسل باشد.



شکل ۷. مقادیر نسبت زاویه‌ی تغییرمکان نسبی بیشینه‌ی طبقات در برابر ارتفاع سازه.

نزدیک در ۳۰ تا ۴۰ درصد ارتفاع سازه رخ داده است و پس از آن کاهش مقادیر تغییرمکان نسبی در حوزه‌ی نزدیک گسل مشاهده می‌شود. در واقع، ماهیت زلزله‌ی حوزه‌ی نزدیک گسل، که همانند ضربه‌ی بی به پای سازه عمل می‌کنند، در شکل مذکور مشهود است.

بر اساس مطالعات انجام‌گرفته‌ی چانگ و همکاران،<sup>[۵]</sup> در سیستم‌های قاب خمشی ممان‌گیر، که نسبت سختی خمشی به سختی برشی حدود ۲۰ و رفتار خمشی - برشی دارند، بیشینه‌ی تغییرمکان جانبی طبقات در ترازهای پایینی سازه رخ می‌دهد. مطابق شکل ۷، در تمامی زمین‌لرزه‌ها به جز زلزله‌ی نورث‌ریج، زاویه‌ی تغییرمکان نسبی طبقات در حوزه‌ی نزدیک در مدل ۱۵ طبقه مقادیر بیشتری از حوزه‌ی دور را دارند. در زلزله‌ی نورث‌ریج در ۱۵٪ بالای مدل، زاویه‌ی تغییرمکان نسبی در حوزه‌ی دور بیشتر از حوزه‌ی نزدیک شده است. این افزایش می‌تواند به جهت رفتار نرم‌تر سازه با افزایش ارتفاع و به تبع آن افزایش اثرات حوزه‌ی دور از گسل باشد. زاویه‌ی تغییرمکان نسبی در حوزه‌ی نزدیک مطابق مدل‌های ۳ و ۷ طبقه از مقدار مجاز استاندارد ۲۸۰° بیشتر است. فقط در زلزله‌ی نورث‌ریج در بین تمامی مدل‌ها و در زلزله‌های مختلف زاویه‌ی تغییرمکان نسبی در حوزه‌ی نزدیک از

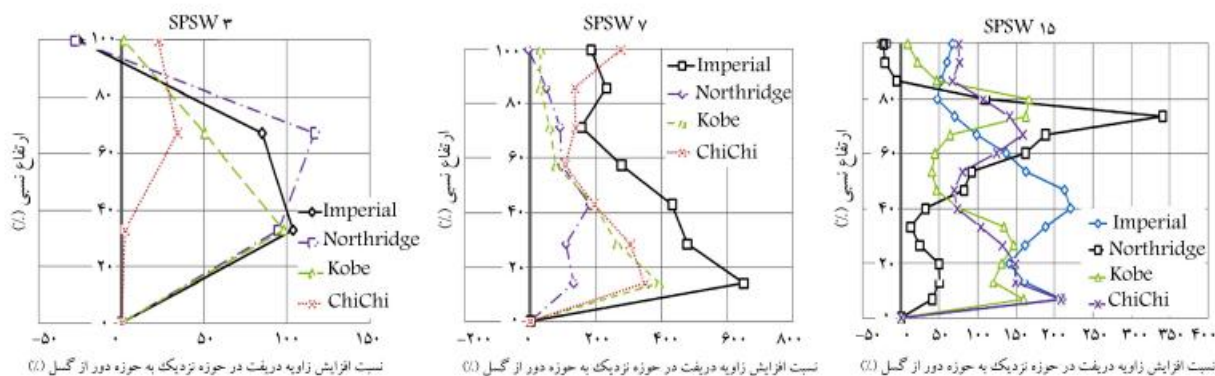
مقدار مجاز استاندارد ۲۸۰° کمتر شده است. در زلزله‌های نورث‌ریج و کوبه، توزیع زاویه‌ی تغییرمکان نسبی در حوزه‌ی نزدیک غیریکساخت است. این امر به جهت تحریک مودهای بالاتر سازه در زلزله‌های مذکور است. بیشینه‌ی افزایش زاویه‌ی تغییرمکان نسبی حوزه‌ی نزدیک در ۲۰٪ ابتدایی ارتفاع سازه رخ داده است. دلیل این افزایش در این ارتفاع همان‌طور که پیش‌تر به آن اشاره شده است، به جهت سختی سیستم‌های خمشی - برشی است. بیشینه‌ی نسبت زاویه‌ی تغییرمکان نسبی طبقات حوزه‌ی نزدیک به دور از گسل در زلزله‌ی نورث‌ریج به میزان ۳۴٪ به وقوع پیوسته است. در زلزله‌های ایمریال و چی چی، بیشینه‌ی نسبت زاویه‌ی تغییرمکان نسبی در حوزه‌ی نزدیک ۲۱٪ بیشتر از حوزه‌ی دور از گسل است. در حالی که این نسبت در زلزله‌ی کوبه به ۱۶٪ می‌رسد. اعداد بالا نشان‌دهنده‌ی آن است که در این مدل، نسبت بیشینه‌ی تغییرمکان نسبی در حوزه‌های دور و نزدیک گسل در زلزله‌هایی که در رکورد حوزه‌ی نزدیک آنها اثر تغییرمکان‌های ماندگار مشاهده می‌شود، بیشتر از رکوردهای با اثر جهت‌پذیری پیش‌رونده است.

چنان که در شکل ۷ مشاهده می‌شود، زاویه‌ی تغییرمکان نسبی در مدل ۱۵ طبقه، مقادیر کمتری را نسبت به مدل‌های ۳ و ۷ طبقه کسب کرده است. این کاهش

نزدیک در ۳۰ تا ۴۰ درصد ارتفاع سازه رخ داده است و پس از آن کاهش مقادیر تغییرمکان نسبی در حوزه‌ی نزدیک گسل مشاهده می‌شود. در واقع، ماهیت زلزله‌ی حوزه‌ی نزدیک گسل، که همانند ضربه‌ی بی به پای سازه عمل می‌کنند، در شکل مذکور مشهود است.

بر اساس مطالعات انجام‌گرفته‌ی چانگ و همکاران،<sup>[۵]</sup> در سیستم‌های قاب خمشی ممان‌گیر، که نسبت سختی خمشی به سختی برشی حدود ۲۰ و رفتار خمشی - برشی دارند، بیشینه‌ی تغییرمکان جانبی طبقات در ترازهای پایینی سازه رخ می‌دهد. مطابق شکل ۷، در تمامی زمین‌لرزه‌ها به جز زلزله‌ی نورث‌ریج، زاویه‌ی تغییرمکان نسبی طبقات در حوزه‌ی نزدیک در مدل ۱۵ طبقه مقادیر بیشتری از حوزه‌ی دور را دارند. در زلزله‌ی نورث‌ریج در ۱۵٪ بالای مدل، زاویه‌ی تغییرمکان نسبی در حوزه‌ی دور بیشتر از حوزه‌ی نزدیک شده است. این افزایش می‌تواند به جهت رفتار نرم‌تر سازه با افزایش ارتفاع و به تبع آن افزایش اثرات حوزه‌ی دور از گسل باشد. زاویه‌ی تغییرمکان نسبی در حوزه‌ی نزدیک مطابق مدل‌های ۳ و ۷ طبقه از مقدار مجاز استاندارد ۲۸۰° بیشتر است. فقط در زلزله‌ی نورث‌ریج در بین تمامی مدل‌ها و در زلزله‌های مختلف زاویه‌ی تغییرمکان نسبی در حوزه‌ی نزدیک از





شکل ۸. نمودار درصد افزایش زاویه تغییرمکان نسبی طبقات در حوزه‌ی نزدیک گسل به حوزه‌ی دور از گسل.

زلزله‌ی ایمپریال و چی چی به میزان ۱۴۴٪ و ۱۱۶٪ است. در زلزله‌های نورث ریج و کوبه این افزایش به ترتیب ۵۴٪ و ۹۳٪ است.

## ۱۲. نتیجه‌گیری

در این نوشتار، به بررسی رفتار دینامیکی غیرخطی ۳ مدل دیوار برشی فولادی تقویت‌شده‌ی ۷، ۳ و ۱۵ طبقه تحت ۴ جفت شتاب‌نگاشت دور و نزدیک گسل پرداخته شده و نتایج نشان داده است که:

- در تمامی مدل‌ها، میزان برش پایه در حوزه‌ی نزدیک بیشتر از حوزه‌ی دور از گسل است. این نتیجه تابع ماهیت زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک است، که یک یا چند پالس شدید در ابتدای رکورد دارند و انرژی قابل توجهی را در مدت زمان کوتاهی به سازه اعمال می‌کنند.
- میانگین برش طبقات مدل ۳ طبقه در حوزه‌ی دور ۸/۶۴٪، بیشتر از حوزه‌ی نزدیک است. این نسبت در مدل‌های ۷ و ۱۵ طبقه در حوزه‌ی نزدیک ۴/۴٪ و ۴/۴۹٪، بیشتر از حوزه‌ی دور از گسل است.
- زاویه‌ی تغییرمکان نسبی طبقات در حوزه‌ی نزدیک به مراتب بیشتر از تغییرمکان نسبی مجاز استاندارد ۲۸۰° زلزله‌ی ایران است. این بدان معناست که ضوابط استاندارد ۲۸۰° پاسخ‌گوی نیازهای این سیستم در حوزه‌ی نزدیک گسل نیست.
- زلزله‌های با اثر جهت‌پذیری پیش‌رونده، تغییرمکان‌های نسبی به مراتب بیشتری نسبت به رکوردهای با اثر تغییرمکان‌های ماندگار در محدوده‌ی دوره‌ی تناوب سازه‌های طرح‌شده ایجاد می‌کنند.
- در سیستم‌های با رفتار خمشی - برشی، بیشینه‌ی تغییرمکان‌های نسبی سازه با توجه به نسبت سختی خمشی به برشی آنها به ترازهای پایین سازه منتقل می‌شود.
- به‌طور میانگین زاویه‌ی تغییرمکان نسبی طبقات در مدل‌های ۷، ۳ و ۱۵ طبقه در حوزه‌ی نزدیک به ترتیب ۴۶٪، ۱۹۲٪ و ۱۰۲٪، بیشتر از حوزه‌ی دور از گسل است.
- با افزایش ارتفاع در مدل‌های مختلف، بیشینه‌ی زاویه‌ی تغییرمکان نسبی در حوزه‌ی نزدیک به کدهای ارتفاعی پایین‌تر منتقل می‌شود. به‌طور میانگین بیشینه‌ی زاویه‌ی تغییرمکان نسبی حوزه‌ی نزدیک در مدل ۳ طبقه در ۴۰ تا ۶۰ درصد ارتفاع به‌وقوع می‌پیوندد. در مدل ۷ طبقه در ۲۰ تا ۴۰ درصد ارتفاع و در مدل ۱۵ طبقه در ۲۰٪ ارتفاع، بیشینه‌ی زاویه‌ی تغییرمکان نسبی حوزه‌ی نزدیک رخ می‌دهد.

به جهت عملکرد مناسب سخت‌کننده‌ها در کنترل تغییرمکان‌ها در عین رفتار نرم‌تر سازه با این ارتفاع نسبت به سازه‌های با ارتفاع کوتاه‌تر است.

مطابق شکل ۸، در مدل ۳ طبقه تا ۴۰٪ ارتفاع به غیر از زلزله‌ی چی چی نسبت زاویه‌ی تغییرمکان نسبی تقریباً یکسان است. نسبت زاویه‌ی تغییرمکان نسبی در تمامی زلزله‌ها در حوزه‌ی نزدیک بیشتر از حوزه‌ی دور از گسل است. در حالت کلی در بخش فوقانی سازه افزایش اثرات حوزه‌ی دور نسبت به ارتفاعات پایین سازه مشاهده می‌شود. به‌طور میانگین میزان زاویه‌ی تغییرمکان نسبی در حوزه‌ی نزدیک در زلزله‌ی ایمپریال ۶۲/۸۶٪، بیش از زاویه‌ی دررفت در حوزه‌ی دور از گسل است. این نسبت در زلزله‌های نورث ریج، کوبه، و چی چی به ترتیب برابر ۵۷/۷٪، ۴۶/۶٪ و ۱۷٪، بیشتر از زاویه‌ی تغییرمکان نسبی در حوزه‌ی دور است. همچنین بیشینه‌ی افزایش زاویه‌ی تغییرمکان نسبی در نواحی میانی ارتفاع سازه رخ داده است. تقریباً تا نیمه‌ی ارتفاع سازه، زاویه‌ی تغییرمکان نسبی حوزه‌ی نزدیک با افزایش همراه است و پس از آن روند کاهشی آغاز شده است. این افزایش به جهت اثر موده‌های بالاتر و کاهش سختی سازه با افزایش ارتفاع است، که موجب افزایش اثر حوزه‌ی دور از گسل می‌شود.

در مدل ۷ طبقه، بیشینه‌ی نسبت زاویه‌ی تغییرمکان نسبی حوزه‌ی نزدیک به حوزه‌ی دور در زلزله‌های ایمپریال و کوبه به میزان ۶۵٪ و ۳۹/۲٪ رخ داده است. بیشینه‌ی نسبت افزایش زاویه‌ی تغییرمکان نسبی حوزه‌ی نزدیک نسبت به حوزه‌ی دور از گسل در زلزله‌های نورث ریج و چی چی به ترتیب ۱۸۱٪ و ۳۴۷٪ است. به‌طور متوسط میانگین زاویه‌ی تغییرمکان نسبی طبقات در حوزه‌ی نزدیک گسل در زلزله‌ی ایمپریال به میزان ۳۵۲٪، بیشتر از حوزه‌ی دور از گسل است. این افزایش زیاد به جهت اثر گام‌های بزرگ در تاریخچه‌ی زمان تغییرمکان رکورد حوزه‌ی نزدیک زلزله‌های ایمپریال و چی چی است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، رکوردهای با اثر جهت‌پذیری پیش‌رونده نسبت به رکوردهای با اثر تغییرمکان‌های ماندگار، پاسخ‌های به مراتب بیشتری در سازه‌های با این ارتفاع ایجاد می‌کنند.

اعداد ذکرشده نشان‌گر آن است که نسبت زاویه‌ی تغییرمکان نسبی طبقات بین حوزه‌های نزدیک و دور از گسل با افزایش ارتفاع بیشتر می‌شود. در واقع اثر زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک در سازه‌ها با بلندتر شدن ارتفاع از ۳ به ۷ طبقه افزایش می‌یابد. همان‌طور که در شکل ۸ مشاهده می‌شود، بی‌نظمی بیشتری در توزیع زاویه‌ی تغییرمکان نسبی حوزه‌ی نزدیک به حوزه‌ی دور از گسل در مدل ۱۵ طبقه رخ داده است. این غیریکنواختی به جهت اثر بیشتر حوزه‌ی نزدیک در سازه‌های بلند است. میانگین نسبت افزایش زاویه‌ی تغییرمکان نسبی حوزه‌ی نزدیک به حوزه‌ی دور در

## پانوشته‌ها

1. steel plate shear walls (SPSW)
2. forward directivity

## منابع (References)

1. Kalkan, E. and Kunnath, S.K. "Effects of fling step and forward directivity on seismic response of buildings", *Journal of Earthquake Spectra*, **22**(2), pp. 367-390 (May 2006).
2. Topkaya, C. and Kurban, C.O. "Natural periods of steel plate shear wall systems", *J. Constr. Steel Res.*, **65**(3), pp. 542-551 (2009).
3. Sabouri, S. and Asad Sajadi, R. "Experimental investigation of force factor and energy absorption ductile steel plate shear walls with stiffeners and without stiffener", *National Conference on Steel & Structures* (2011).
4. Gerami, M. and Abdollahzadeh, D. "Estimation of forward directivity effect on design spectra in near field of

fault", *Journal of Basic and Applied Scientific Research*, **2**(9), pp. 8670-8686 (2012).

5. Yang, D., Pan, J. and Li, G. "Inter story drift ratio of building structures subjected to near-fault ground motions based on generalized drift spectral analysis", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **30**(11), pp. 1182-1197 (2010).
6. 6th Topic the National Building Provisions, (Exerted Load on Building), 4th Edition (2006).
7. *Earthquake Resistant Design of Buildings Regulations*, 2800, 3ed edition, Building and Housing Research Center.
8. 10th Topic the National Building Provisions, (Design and Construction of Steel Building), 3rd Edition (2008).
9. Canadian Standard Association, CAN/CSA-S16-01, *Limit States Design of Steel Structures*, (Ontario, Canada): CSA (2001).
10. American Institute of Steel Construction (AISC), *Seismic Provisions for Structural Steel Building*, Chicago (IL, USA), AISC (2008).