

# طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی بر اساس الگوهای بار جانبی گوناگون و مقایسه آن‌ها با طرح بهینه

رضا کرمی محمدی<sup>۱\*</sup>، امیرحسین شرقی<sup>۲</sup>

۱- استادیار، گروه زلزله، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی،

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد، گروه سازه، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

rkarami@kntu.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۱۳۹۲/۰۲/۲۳

تاریخ دریافت: ۱۳۹۱/۱۰/۲۹

**چکیده**- مبنای طراحی سازه‌هایی که بر اساس آیین‌نامه‌های لرزه‌ای طراحی می‌شوند، مقاومت یا نیرو (برش پایه) است. با این حال در سال‌های اخیر، اساس آیین‌نامه‌های مبتنی بر طراحی عملکردی، از طراحی بر اساس نیرو به طراحی بر اساس جابه‌جایی تغییر کرده است. در این مقاله چگونگی بهینه‌سازی قاب‌های خمشی فولادی با استفاده از تئوری تغییر شکل‌های یکنواخت توضیح داده شده و در ادامه از این روش برای بررسی کارایی الگوهای بارگذاری مختلف استفاده شده است.

در بخش نخست مقاله، قاب‌های خمشی ۳، ۵ و ۱۰ طبقه با طراحی لرزه‌ای بر اساس تئوری تغییر شکل یکنواخت، تحت ۱۲ رکورد زلزله مختلف که طیف آن‌ها سازگار با طیف آیین‌نامه *ASCE/SEI 7-10* است، بهینه‌سازی شده؛ با پخش یکنواخت خرابی در این سازه‌ها، میزان خرابی و وزن قاب‌های طراحی شده، کمینه شده است. سپس با آنالیز دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی روی قاب‌های بهینه و مقایسه پاسخ آن‌ها با پاسخ سازه‌های طراحی شده بر اساس آیین‌نامه *ASCE/SEI 7-10* و سه روش که پژوهشگران دیگری پیشنهاد کردند، اثر بهینه‌سازی در کاهش خرابی قاب‌ها نشان داده شده است. همچنین میزان کارایی روش‌های مختلف طراحی نسبت به طرح بهینه بررسی شده و با تحلیل احتمالاتی پاسخ‌ها، اثر استفاده از روش‌های طراحی نام برده ارزیابی شده است.

**واژگان کلیدی:** الگوهای بارگذاری، طراحی بر اساس عملکرد، بهینه‌سازی، تئوری تغییر شکل‌های یکنواخت، پخش برش.

## ۱- مقدمه

مودهای ارتعاشی می‌شوند. پژوهش‌های گذشته نشان داده است که استفاده از این روش‌ها همان‌گونه که می‌توان انتظار داشت، لزوماً سبب پاسخ‌های دلخواه در سطح عملکرد مورد نظر نخواهد شد [۱-۵].

چوپرا<sup>۱</sup> با بررسی سازه‌های برشی تحت اثر رکورد زلزله ال-سنترو<sup>۲</sup> نشان داد که پخش بار جانبی آیین‌نامه

مبنای طراحی سازه‌هایی که بر اساس آیین‌نامه‌های لرزه‌ای طراحی می‌شوند، مقاومت یا نیرو (برش پایه) است. پخش نیروی جانبی برای لحاظ کردن آثار زلزله در این آیین‌نامه‌ها تقریباً بر اساس نخستین مد سازه در حالت خطی در نظر گرفته می‌شود، حال آن‌که در زلزله‌های قوی، بیشتر سازه‌ها وارد ناحیه غیرخطی شده و دچار تغییرات زیادی در

1- Chopra  
2- El-Centro

سازه‌های برشی، الگوی بارگذاری جانبی دیگری را ارائه دادند که این الگو نیز تابع پیوند و شکل‌پذیری سامانه بوده و شکل آن بر اساس ویژگی‌های سازه، تغییر می‌کند [۱۱].

در پژوهش دیگری، مقدم و همکارانش با استفاده از ۹ الگوی بارگذاری جانبی، قاب‌های خمشی ۵ طبقه‌ای را طراحی و عملکرد آن‌ها را در زلزله‌های مختلف مقایسه کردند. آن‌ها به این نتیجه رسیدند که همه‌ی الگوهای بارگذاری (الگوی آیین‌نامه‌ای و الگوهای پیشنهادی دیگر) باعث پخش یکنواخت خرابی در این سازه‌ها نمی‌شوند؛ و همچنین میان الگوهای بررسی شده، تنها الگوهای معرفی شده به وسیله‌ی مقدم و کرمی، مقدم و حاجی رسولی‌ها و پارک و مدینا<sup>۲</sup> به پارامترهای عملکردی سازه بستگی داشت و بنابراین برای طراحی عملکردی سازه‌ها مناسب‌تر بود [۱۲]. با این حال با استناد به نتایج به دست آمده در این پژوهش، به خاطر فرضیات و روند محاسبات نمی‌توان از این الگوها مستقیم در طراحی کاربردی و عملی استفاده کرد.

## ۲- بهینه‌سازی با استفاده از تئوری تغییر شکل‌های یکنواخت

تئوری تغییر شکل یکنواخت که پایه آن در پژوهش کرمی [۱۰] و کرمی و همکاران [۱۳] گذاشته شد، مبتنی بر این اصل مهم است که در شرایط یکسان، سازه‌ای که در آن، تحت اثر زلزله طرح، نسبت نیاز به ظرفیت شکل‌پذیری (یا هر چه می‌تواند عامل خرابی باشد)، در همه اعضا و بخش‌های مختلف سازه، یکسان و حدود میزان مجاز در نظر گرفته شده برای آن‌ها باشد، سبک‌تر از سازه‌ای است که این شرایط را نداشته و نسبت نیاز به ظرفیت شکل‌پذیری در اعضا و بخش‌های مختلف آن به صورت غیریکنواخت

UBC 1997 [۶] سبب پخش یکنواخت شکل‌پذیری در سازه نمی‌شود و در بیشتر موارد طبقه نخست بیشترین ضریب شکل‌پذیری را تجربه می‌کند [۱]. لی و گوئل<sup>۱</sup> با انجام آنالیزهای بسیار بر روی قاب‌های خمشی تک‌دهانه ۲ تا ۲۰ طبقه، نشان دادند که بین برش طبقات ایجاد شده هنگام زلزله و برش طبقات فرض شده بر اساس الگوی بار جانبی آیین‌نامه UBC 1997، تفاوت زیادی وجود دارد؛ بنابراین الگوی بار جانبی این آیین‌نامه نمی‌تواند نماینده خوبی برای شبیه‌سازی بار زلزله باشد [۷]. برای اصلاح الگوهای بارگذاری جانبی آیین‌نامه‌ای، دگوچی و همکاران، الگوی پخش بیشینه برش ناشی از تحریک لرزه‌ای در یک تیر برشی ارتجاعی با پخش یکنواخت جرم و سختی در ارتفاع را با فرض وابسته نبودن طیف سرعت زلزله به زمان تناوب به صورت تحلیلی به دست آوردند و کارایی آن را به عنوان الگوی پخش بار طراحی لرزه‌ای برای قاب‌های فولادی در مقایسه با الگوی پیشنهاد شده در آیین‌نامه زلزله ژاپن BCI 1997 [۹]، نشان دادند [۸].

مقدم و کرمی، روشی برای طراحی سازه‌های برشی ابداع کردند که استفاده از آن سبب یکسان شدن شکل‌پذیری یا گریز جانبی در همه‌ی طبقات سازه تحت اثر هر زلزله مشخص می‌شود. سپس (این روش تئوری تغییر شکل یکنواخت نام گرفت) ایشان بر اساس روش گفته شده، الگوی بارگذاری جانبی ویژه‌ای را که تابع پیوند و شکل‌پذیری سازه بود، ارائه و نشان دادند که استفاده از این الگو در طراحی سازه‌های برشی سبب یکنواخت‌تر شدن شکل‌پذیری در طبقات سازه نسبت به الگوی بارگذاری آیین‌نامه UBC 1997 می‌شود [۱۰]. در ادامه این پژوهش، مقدم و حاجی رسولی‌ها با اصلاح سرعت همگرایی روش یادشده و به‌کارگیری آن برای انواع

2- Park &amp; Medina

1- Lee &amp; Goel

که مقاومت جدید ویژه‌ای هر عضو یا بخش سازه،  $k_{i+1}$  بر اساس مقاومت عضو در مرحله پیش،  $k_i$  نیاز شکل‌پذیری در مرحله پیش،  $\mu_i$ ، شکل‌پذیری هدف (یا گنجایش شکل‌پذیری)،  $\mu_0$ ، از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$S_{i+1} = S_i \left( \frac{\mu_i}{\mu_0} \right)^\alpha \quad (1)$$

$\alpha$  توان همگرایی، باید در بازه‌ای انتخاب شود که تغییرات گنجایش بزرگی به اجزای سازه وارد نشود. این توان حدود ۰/۱ تا ۰/۲ در نظر گرفته می‌شود ولی انتخاب مناسب‌ترین مقدار برای آن بستگی به شرایط مسئله دارد.

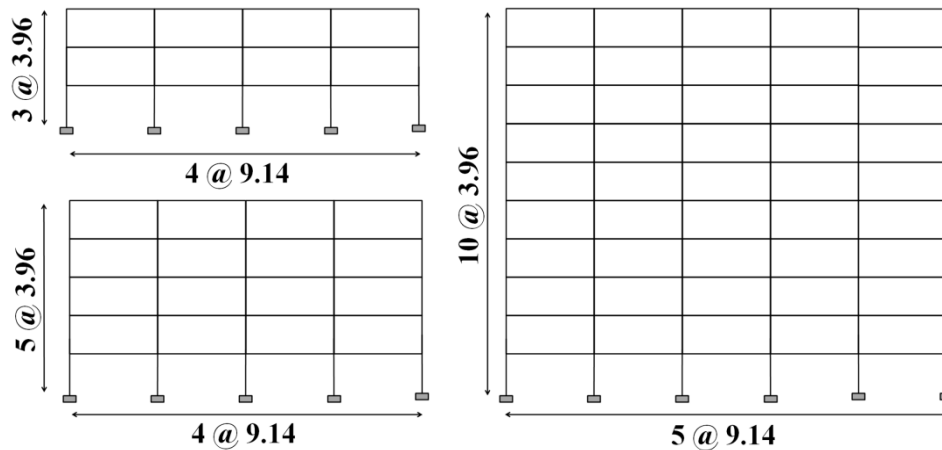
تئوری و روش تغییر شکل یکنواخت، پایه‌ی پژوهش‌های زیادی بوده که هر یک کاربردهای گوناگونی از آن را نشان داده است. این روش، یک روش بهینه‌یابی است که کارایی خود را در سازه‌ها با رفتارهای گوناگون، چه برشی و چه خمشی، نشان داده است [۱۴-۲۱]. تحلیل‌ها و پژوهش‌های پیشین نشان داده است که حتی در یک سازه نامنظم بلند مرتبه، هنگامی که عملیات بهینه‌یابی با هدف یکنواخت‌سازی چرخش بیشینه مفاصل پلاستیک تیرها و ستون‌های طبقه، انجام شود، این روش به پاسخ بهینه همگرا خواهد شد. هر چند برخی جزئیات این روش در سازه‌های با درجات آزادی بیشتر، پیچیده‌تر است و قدم‌های لازم برای رسیدن به پاسخ بهینه نیز بیشتر می‌شود.

### ۳- مدل‌سازی و فرضیه‌ها

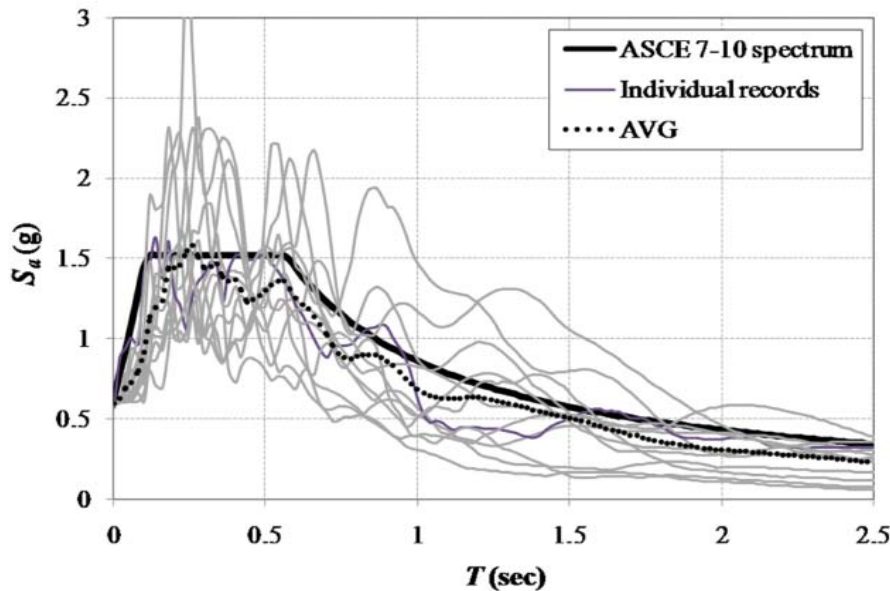
در این مطالعه سه مجموعه قاب خمشی دوبعدی ۳، ۵ و ۱۰ طبقه مانند شکل ۱ در نظر گرفته شده است. ارتفاع طبقات این قاب‌ها ۳۹۶ متر (۱۳ فوت) و طول دهانه آن‌ها ۹/۱۴ (۳۰ فوت) متر در نظر گرفته شده است.

پخش شده و ظرفیت بسیاری از اعضای سازه در زلزله طرح، بدون استفاده باقی مانده باشد. این ظرفیت‌های استفاده نشده سبب ایجاد اضافه وزن در سازه خواهد شد که طرح را از حالت بهینه خارج می‌کند.

بر اساس این تئوری، هر یک از اعضا و بخش‌های سازه که ظرفیت اضافی داشته باشد، مقداری از آن کاهش داده می‌شود و اگر اعضا و بخش‌هایی کمبود ظرفیت داشته باشد، ظرفیت بیشتری به آن‌ها داده می‌شود. بدین ترتیب طراحی سازه، تغییر یافته و سازه اصلاح‌شده، رفتار متفاوتی در زلزله طرح خواهد داشت. کرمی و همکاران نشان دادند با تکرار این فرایند، با این شرط که در هر مرحله، تغییرات ایجاد شده در ظرفیت‌ها به اندازه کافی کوچک باشد، پخش نسبت نیاز به ظرفیت شکل‌پذیری، مرحله به مرحله در همه اعضا و بخش‌های سازه یکنواخت‌تر (یکسان) شده و سازه به سمت سازه بهینه همگرا خواهد شد [۱۳]. برای برآوردن شرط همگرایی، فرایند کاهش و افزایش ظرفیت‌ها باید بر اساس روش ویژه‌ای انجام شود. در پژوهش کرمی و همکاران، این کار با کاهش ۵ درصدی مقاومت طبقه‌ای سازه انجام شد که در هر مرحله کمترین نیاز شکل‌پذیری را داشت. کم کردن مقاومت به معنای افزایش نیاز شکل‌پذیری طبقه است که در عمل هم اتفاق می‌افتد. با تکرار این فرایند سرانجام طرح بهینه به دست می‌آید. سرعت همگرایی روش کرمی و همکاران برای رسیدن به طرح بهینه به خاطر آن که در هر مرحله، تغییر ظرفیت در آن تنها برای یک بخش سازه انجام می‌شود، چندان بالا نیست و بنابراین فرایند بهینه‌یابی نیازمند انجام مراحل زیادی است. حاجی‌رسولی‌ها روشی برای اعمال تغییرات ظرفیت در هر مرحله پیشنهاد کرد که استفاده از آن، سرعت همگرایی روش کرمی و همکاران را بالاتر برده و فرایند بهینه‌یابی را بسیار سریع‌تر می‌کند [۱۱]. این روش به این صورت است



شکل (۱) سازه‌های ۳، ۵ و ۱۰ طبقه



شکل (۲) طیف طراحی آیین‌نامه IBC همراه طیف شتاب مقیاس نشده ۱۲ زلزله و همچنین میانگین آنها

شده در جدول ۱ برای انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی، انتخاب شده است. این رکوردها به گونه‌ای مقیاس شده که مقدار شتاب طیفی آنها در پیوند مود نخست سازه،  $S_a(T_1)$ ، برابر با مقدار شتاب طیفی به دست آمده طیف طراحی منطقه در همان پیوند سازه باشد. شکل ۲، طیف طراحی آیین‌نامه ASCE/SEI 7-10 بر اساس مقادیر  $S_s=2.3g$  و  $S_1=0.84g$  همراه طیف شتاب مقیاس نشده ۱۲ زلزله و همچنین میانگین آنها را نشان می‌دهد.

تیرها و ستون‌ها از مقاطع W استاندارد انتخاب شده است. قاب‌ها بر اساس آیین‌نامه AISC 360-10 [۲۲] طراحی شده است. فرض شده که سازه‌ها روی خاک نوع D (همانگ با دسته‌بندی ASCE/SEI 7-10 [۲۳]) قرار گرفته است. همچنین برای این قاب‌ها ضریب میرایی ۵ درصد در نظر گرفته شده است.

۱۲ رکورد زلزله حوزه دور ثبت شده روی خاک نوع D از مجموعه رکوردهای ATC-63 [۲۴] با مشخصات داده

جدول (۱) مشخصات رکوردهای زلزله انتخابی

شماره	محل وقوع	ایستگاه	سال	بزرگا	PGA (g)
۱	Northridge	Canyon Country-W Lost Cany	۱۹۹۴	۶٫۷	۰٫۵۲
۲	Northridge	Bolu	۱۹۹۴	۶٫۷	۰٫۴۸
۳	Duzce, Turkey	Delta	۱۹۹۹	۷٫۱	۰٫۸۲
۴	Imperial Valley	El Centro Array #11	۱۹۷۹	۶٫۵	۰٫۳۵
۵	Imperial Valley	Shin-Osaka	۱۹۷۹	۶٫۵	۰٫۳۸
۶	Kobe, Japan	Duzce	۱۹۹۵	۶٫۹	۰٫۲۴
۷	Kocaeli, Turkey	Yermo Fire Station	۱۹۹۹	۷٫۵	۰٫۳۶
۸	Landers	Coolwater	۱۹۹۲	۷٫۳	۰٫۲۲
۹	Landers	Capitola	۱۹۹۲	۷٫۳	۰٫۲۴
۱۰	Loma Prieta	Gilroy Array #3	۱۹۸۹	۶٫۹	۰٫۵۳
۱۱	Loma Prieta	El Centro Imp. Co. Cent	۱۹۸۹	۶٫۹	۰٫۵۶
۱۲	Superstition Hills	Beverly Hills-14145 Mulhol	۱۹۸۷	۶٫۵	۰٫۳۶

ضریب پراکندگی<sup>۱</sup> نسبت به پیشینه انحنا به انحنا در حالت تسلیم در تیرها به دست می‌آید. اگر ضریب به دست آمده به اندازه کافی کوچک باشد، سازه از دیدگاه عملی، بهینه فرض شده و عملیات بهسازی متوقف می‌شود.

۳- مقدار مدول پلاستیک تیرها با استفاده از رابطه زیر تغییر داده می‌شود. به این ترتیب تیرهایی که چرخش آنها بیشتر از حد مجاز باشد، مدول پلاستیکشان افزایش می‌یابد و آنهایی که چرخش کمتری دارند، مدول پلاستیکشان کم می‌شود.

$$Z_{i+1} = Z_i \left[ \frac{\psi}{\psi_i} \right]^\alpha \quad (2)$$

در رابطه (۲)،  $Z_{i+1}$  مدول پلاستیک تیر بعد از اصلاح،  $Z_i$  مدول پلاستیک اولیه مقطع، پارامتر  $\psi$  میزان انحنا در تیر و  $\psi_i$  مقدار انحنا هدف است. همچنین  $\alpha$  پارامتری برای همگرایی عملیات بهینه‌یابی است که این‌جا مقدار آن ۰٫۱ در نظر گرفته شده است.

پارامتر  $\psi_i$  در مراحل بهینه‌سازی متغیر، در نظر گرفته شده است به گونه‌ای که ابتدا مقدار آن ۶، مطابق سطح عملکرد ایمنی جانی در استاندارد ASCE 41-06 [۲۵] در نظر گرفته شده است. ولی هنگام بهینه‌سازی، مقدار آن با رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$\psi_i = \min(\max(\psi), 6\psi_y) \quad (3)$$

لازم به توضیح است که به جای  $\theta$  و  $\theta_y$  که در استاندارد ASCE 41-06 (شکل ۳) در نظر گرفته شده است، در این پژوهش،  $\psi$  و  $\psi_y$  (انحنا و انحنا تسلیم) به عنوان معیار بهینه‌سازی مدل‌ها به کار رفته است.

۴- پس از اصلاح تیرها و رسیدن به ضریب پراکندگی دلخواه، نوبت به تغییر ستون‌ها می‌رسد. ستون‌ها با روابط

برای انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیر خطی مورد نیاز در این پژوهش از نرم‌افزار Opensees استفاده شده است. برای مدل کردن تیرها و ستون‌ها در این نرم‌افزار از المان تیر-ستون غیر خطی با پلاستیسیته گسترده با در نظر گرفتن سخت‌شدگی کرنشی استفاده شده است. برای مصالح نیز از مدل مصالح هیسترتیک استفاده شده است.

#### ۴- اعمال تئوری تغییر شکل یکنواخت

در بخش‌های پیشین، اصول و مبانی استفاده از تئوری تغییر شکل یکنواخت برای بهینه‌سازی رفتار لرزه‌ای سازه‌های مختلف بررسی شد. برای طراحی بهینه قاب‌های خمشی با استفاده از تئوری تغییر شکل یکنواخت، گام‌های زیر باید برداشته شوند:

- ۱- سازه اولیه به گونه‌ای بر اساس آیین‌نامه‌های ASCE/SEI 7-10 و AISC 360-10 طراحی می‌شود که جواب‌گوی بارهای گرانشی و لرزه‌ای مربوطه باشد.
- ۲- پیشینه انحنا در تیرهای طبقات محاسبه می‌شود؛ سپس

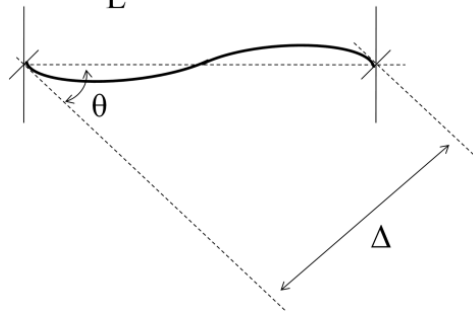
1- Coefficient of variation (COV)

اندرکنشی زیر کنترل می‌شوند:

$$\lambda = \lambda_t \quad (4)$$

$$\lambda = \begin{cases} \left( \frac{P_r}{\phi P_n} \right) + \frac{8}{9} \left( \frac{M_r}{\phi M_n} \right) & \left( \frac{P_r}{\phi P_n} \right) \geq 0.2 \\ \left( \frac{P_r}{\phi P_n} \right) + \left( \frac{M_r}{\phi M_n} \right) & \left( \frac{P_r}{\phi P_n} \right) < 0.2 \end{cases} \quad (5)$$

دوران عضو  $\theta = \frac{\Delta}{L}$



شکل (۳) تعریف چرخش عضو

شود و همچنین همه قیود و ضوابط طراحی ارضا شوند. مورد دیگری که در مسائل بهینه‌سازی باید به آن توجه کرد، روند همگرایی در سازه‌های با درجات آزادی بالا است. در این سازه‌ها با تغییر مشخصات همه‌ی اعضا بر اساس یک مقدار  $\alpha$  ثابت، به سختی می‌توان به جواب بهینه رسید و در مواردی هم امکان رسیدن به جواب مناسب وجود ندارد؛ بنابراین در این پژوهش برای بهینه‌سازی قاب خمشی ۱۰ طبقه از روش زیر برای تغییر المان‌ها استفاده شده است. در این روش سعی می‌شود المان‌ها با توجه به شرایطشان از توان همگرایی مناسبی استفاده کنند تا زودتر و به صورت هموارتری به جواب بهینه برسند. به این ترتیب در این پژوهش، توان همگرایی رابطه ۲ از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\alpha_i = \left( \frac{\psi_i}{\psi_i} \right)^{1.1(\frac{\psi_i}{\psi_i}-1)^2} \quad (7)$$

## ۵- عملکرد سازه‌های بهینه

شکل ۴، مقادیر نهایی ضریب پراکنندگی چرخش تیرهای قاب خمشی برای سازه‌های ۳، ۵ و ۱۰ طبقه را نشان می‌دهد. همان‌گونه که در این شکل مشخص است با زیاد شدن طبقات سازه، مقادیر ضریب پراکنندگی افزایش یافته است و این کمترین مقادیری است که با توجه به شرایط فرضیات، از جمله گسسته بودن فضای مقاطع انتخابی و تغییر حدود ( $\psi_i$ ) با تغییر مقاطع، در این مطالعه در دسترس بوده است.

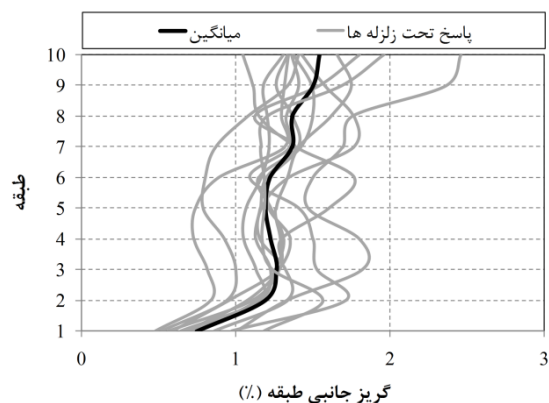
در شکل ۵، نمودار گریز جانبی طبقات سازه‌ی بهینه‌شده ۱۰ طبقه برای نمونه تحت ۱۲ رکورد زلزله ارائه شده است. همان‌گونه که دیده می‌شود، در سازه‌های بهینه‌شده با وجود این‌که هدف بهینه‌یابی، پخش یکنواخت چرخش نسبی در دو سر تیر طبقات بوده است، گریز جانبی طبقات این سازه نیز تقریباً یکنواخت شده است.

در روابط فوق،  $P_r$  نیروی محوری به وجود آمده از عضو تحت بارگذاری گرانشی و لرزه‌ای است. پارامتر  $P_n$  برابر مقاومت اسمی فشاری مقطع است. همچنین  $M_r$  لنگر ناشی از بارهای گرانشی و بار لرزه‌ای و  $M_n$  مقاومت خمشی اسمی مقطع است.  $\phi$  برابر ۰/۸ در نظر گرفته شده است. سپس اساس مقطع خمیری این اعضا با رابطه ۶ اصلاح می‌شود. در این رابطه،  $\lambda$  مقدار به دست آمده از رابطه اندرکنشی حاکم بر رفتار عضو است.

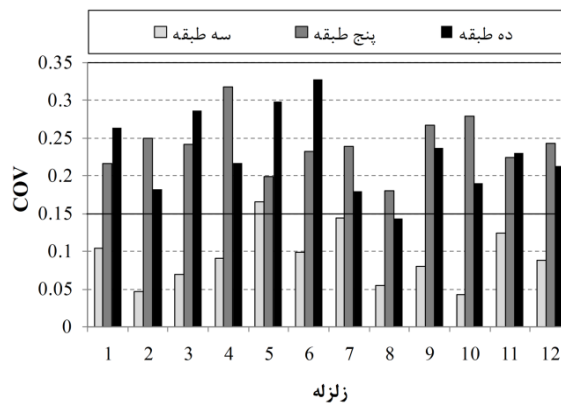
$$Z_{j+1} = Z_j \left[ \frac{\lambda}{\lambda_j} \right]^\alpha \quad (6)$$

در رابطه بالا نسبت  $\lambda$  به  $\lambda_j$  برای ساختمان‌های کوتاه مرتبه، برابر ۰/۸ و برای ساختمان‌های بلند مرتبه، برابر ۰/۸ در نظر گرفته می‌شود.

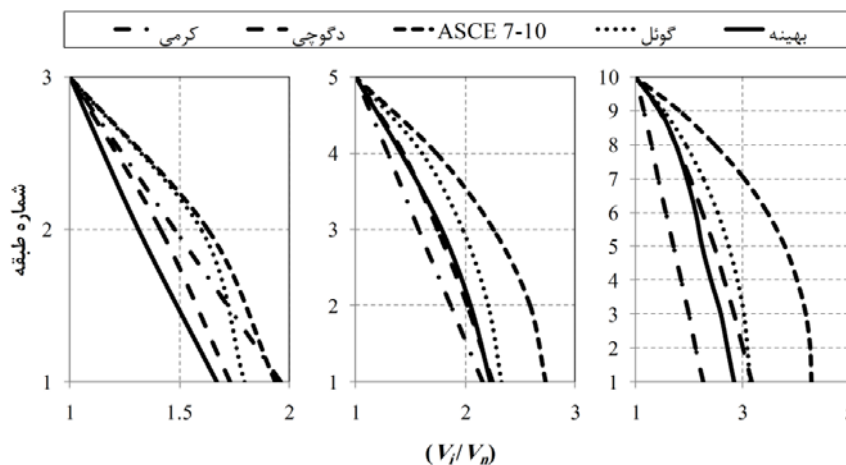
۵- پس از مرحله بالا دوباره مراحل بهینه‌سازی از گام دوم تکرار می‌شود. این فرایند تا جایی ادامه پیدا می‌کند که ضریب پراکنندگی مورد نظر در بیشینه چرخش تیرها حاصل



شکل (۵) گریز نسبی برای سازه بهینه ۱۰ طبقه تحت ۱۲ رکورد زلزله



شکل (۶) مقادیر COV برای سازه‌های بهینه شده ۳، ۵ و ۱۰ طبقه تحت ۱۲ رکورد زلزله



شکل (۷) پخش نسبی برش پایه ( $V_i/V_n$ ) سازه‌های بهینه شده ۳، ۵ و ۱۰ طبقه تحت ۱۲ رکورد زلزله

آیین‌نامه ASCE/SEI 7-10 در بیشتر موارد از پخش برش به دست آمده برای سازه‌های بهینه، بیشتر است. از آن‌جا که جمع برش همه‌ی طبقات سازه رابطه مستقیمی با وزن سازه دارد، می‌توان گفت که سازه طراحی شده بر اساس الگوی بار پیشنهادی گوئل و دگوچی در مقایسه با سازه طراحی شده بر اساس الگوی بار ASCE/SEI 7-10، به طرح بهینه نزدیک‌تر است.

## ۶- معرفی و مقایسه الگوی بارهای مختلف

در این پژوهش، الگوی بارگذاری ASCE/SEI 7-10 و روابط

از مطالبی که بررسی آن می‌تواند مفید باشد، الگوی پخش برش طبقات در سازه است. پس از بهینه‌یابی سازه‌ها، بیشینه برش طبقات سازه بهینه‌شده در زلزله مورد نظر مشخص می‌شود. شکل ۶، میانگین برش طبقات سازه‌های بهینه‌شده ۳، ۵ و ۱۰ طبقه را برای ۱۲ زلزله مورد نظر نشان می‌دهد. در این شکل‌ها،  $V_n$  برابر برش طبقه  $n$  ام و  $V_i$  برش طبقه نام است. در این شکل همچنین پخش برش طبقات بر اساس آیین‌نامه ASCE/SEI 7-10، الگوی پیشنهادی کرمی [۱۰]، گوئل [۲۶] و دگوچی [۸] نشان داده شده است. همان‌گونه که در این شکل دیده می‌شود، پخش برش

بالایی،  $h_i$  و  $h_n$  به ترتیب ارتفاع طبقه زام و طبقه بالایی از تراز پایه،  $T$  زمان تناوب اصلی  $F_i$  نیروی جانبی زلزله در طبقه  $i$  ام،  $V$  برش پایه طرح و  $n$  تعداد طبقات سازه است.

$$F_i = C_{iv} V$$

$$C_{iv} = (\beta_i - \beta_{i+1}) \left( \frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right)^{0.75T-0.2} ; \beta_{n+1} = 0 \quad (9)$$

$$\beta_i = \frac{V_i}{V_n} = \left( \frac{\sum_{j=1}^n w_j h_j}{w_n h_n} \right)^{0.75T-0.2} ; i=1 \text{ to } n$$

### ۳-۶ الگوی بار پیشنهادی کرمی

الگوی بار پیشنهادی کرمی، الگوی مستطیلی با بار متمرکز در رأس سازه است. بر اساس این الگو، پخش نیروی برشی ناشی از زلزله با رابطه زیر انجام می‌شود:

$$\alpha = (0.9 - 0.04\mu) e^{-(0.6+0.03\mu)T} \quad (10)$$

$$F_i = \frac{1}{n}(V - F_i); \quad F_i = \alpha T V \quad (11)$$

در روابط بالا،  $F_i$  نیروی جانبی زلزله در طبقه  $i$  ام،  $V$  برش پایه طرح،  $n$  تعداد طبقات سازه،  $T$  زمان تناوب مود اصلی سازه،  $F_i$  نیروی رأس (نیروی شلاقی) و  $\mu$  ضریب نرمی هدف سازه است (که در این پژوهش،  $\mu$  فرض شده است). ضریب  $\alpha$  برای رسیدن به الگو مناسب‌تر است و به صورت تابعی از زمان تناوب مود اصلی سازه و ضریب نرمی هدف، معرفی شده است.

### ۴-۶ الگوی بار پیشنهادی دگوچی

این الگوی بار به صورت رابطه زیر تعریف شده است:

$$V_{yi} = C_i W_i = C_i \alpha_i W_i = C_B A_i \alpha_i W_i$$

$$A_i = \frac{C_i}{C_B}, \quad \alpha_i = \frac{W_i}{W_i}, \quad A_i = \frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} \quad (12)$$

پیشنهادی گوئل، کرمی و دگوچی برای طراحی قاب‌های خمشی استفاده و پاسخ‌های آن‌ها تحت زلزله‌های مختلف بررسی شد:

### ۱-۶ الگوی بار جانبی آیین‌نامه ASCE/SEI 7-10

در آخرین نسخه آیین‌نامه ASCE، الگوی بارگذاری جانبی از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$F_i = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n w_j h_j^k} V; \quad i = 1, 2, 3, \dots, n;$$

$$k = \begin{cases} 1 & \text{if } T \leq 0.5 \\ 0.5T + 0.75 & \text{if } 0.5 < T < 2.5 \\ 2 & \text{if } T \geq 2.5 \end{cases} \quad (A)$$

در روابط بالا،  $w_i$  وزن نسبت داده شده به طبقه  $i$  ارتفاع از کف تا طبقه  $i$ ،  $V$  برش پایه  $k$  همان‌گونه که بالا نشان داده شده، پارامتری تابع دوره است.

### ۲-۶ الگوی بار جانبی گوئل

در پژوهش‌های گوئل و همکاران [۷ و ۲۶]، یک الگوی نوین برای پخش بار جانبی زلزله و یک روش جدید برای طراحی لرزه‌ای انواع مختلف قاب‌های فولادی (قاب خمشی، قاب مهاربندی واگرا و قاب خمشی خرابایی ویژه به دست آمده است که طراحی پلاستیک عملکردی نامیده می‌شود. در این پژوهش‌ها، برش پایه نهایی طرح با روشی بر پایه انرژی و با در نظر گرفتن ساز و کار تسلیم عمومی قابل پیش‌بینی و حد‌گیز هدف از پیش تعیین‌شده برای هر سطح عملکرد به دست می‌آید و پخش آن در ارتفاع سازه به گونه‌ای انجام می‌شود که تفاوت بین نیروهای برشی واردشده به سازه هنگام زلزله با نیروی‌های برشی به کار رفته در طراحی لرزه‌ای سازه را کمینه می‌کند.

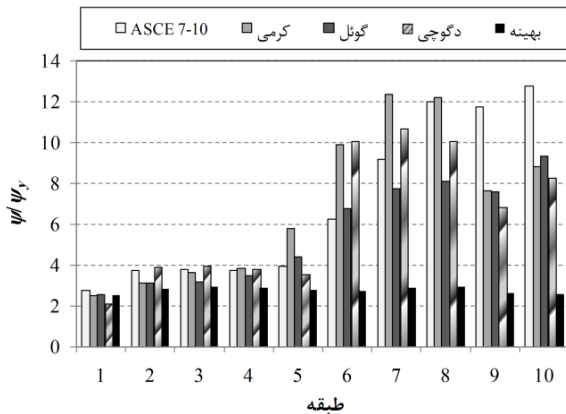
که در آن  $\beta_i$  ضریب پخش برش در طبقه  $i$  ام،  $V_n$  و  $V_i$  به ترتیب نیروی برشی استاتیکی در طبقه  $i$  ام و طبقه بالایی ( $n$  ام)،  $w_j$  و  $w_n$  به ترتیب وزن لرزه‌ای در طبقه زام و طبقه



که در آن:

$$\alpha_i = \frac{\int_0^H g \rho dx}{\int_0^H g \rho dx} = \frac{H-x}{H} \quad (13)$$

طراحی شده بر اساس ۴ روش دیگر دارند. همانطور که از شکل مشخص است پس از سازه بهینه سازه‌های طراحی شده به دو روش گوئل و دگوچی پاسخ‌های مناسب‌تری نسبت به روش‌های دیگر دارند.



شکل (۷) مقادیر  $(\psi/\psi_y)$  برای سازه‌های (۱۰ طبقه) طراحی شده با ۴ روش و سازه بهینه طبقه تحت ۱۲ رکورد زلزله

با فرض اینکه پخش احتمالاتی  $(\psi/\psi_y)$  در زلزله‌های مختلف از پخش لوگ‌نرمال تبعیت کند، احتمال عبور  $(\psi/\psi_y)$  از حد تعیین شده در استاندارد ASCE 41-06 که برای سطح ایمنی جانی برابر ۶ می‌باشد، در هر طبقه و برای هر یک از ۴ الگوی بار محاسبه شده و در جدول (۲) آورده شده است (میانگین این مقادیر در زیر جدول ارائه شده است). همانطور که از مقادیر این داده‌ها مشخص می‌باشد، با توجه به میانگین‌های ارائه شده مشخص می‌شود که الگوی بار دگوچی و کرمی نسبت به دیگر الگوها مناسب‌تر می‌باشند.

چنانچه ملاحظه می‌شود، برای هر ۴ روش در برخی طبقات احتمال گذر از سطح ایمنی جانی عدد نسبتاً بالایی می‌باشد. برای بهتر شدن پاسخ‌ها و رسیدن به سطح عملکرد ایمنی جانی دو راهکار وجود دارد که یکی زیاد کردن برش پایه و دیگری تغییر الگوی بار جانبی می‌باشد. با مقایسه الگوهای بارگذاری ASCE/SEI 7-10 و دگوچی که دارای شکل پخش متفاوت ولی برش پایه مساوی می‌باشند،

در روابط بالا  $V_{yi}$  مقاومت (برش تسلیم) طبقه  $i$ ام،  $C_B$  ضریب مقاومت طبقه  $i$ ام، ضریب برش پایه،  $W_i$  وزن لرزه‌ای واقع در طبقه  $i$ ام و بالاتر،  $W_i$  وزن لرزه‌ای کل سازه،  $\rho$  جرم واحد طول تیر برشی،  $g$  شتاب گرانش،  $H$  ارتفاع کلی سازه از تراز پایه،  $x$  ارتفاع طبقه  $i$ ام از تراز پایه و پخش  $A_i$  نشان‌دهنده الگوی پخش برش پایه در ارتفاع سازه است.

در این قسمت، قاب خمشی ۱۰ طبقه با ۴ الگوی بار مذکور طراحی شده و با سازه بهینه شده تحت هر رکورد مقایسه شده است. لازم به ذکر است که در این تحلیل‌ها برش پایه مورد استفاده برای الگوی بار کرمی با مساوی قرار دادن مجموع برش طبقات این روش با مجموع برش طبقات بر گرفته از الگوی بار ASCE/SEI 7-10 بدست آمده است. برای بقیه الگوها، برش پایه با توجه به روش ارائه شده برای آن‌ها در مراجع مربوطه محاسبه گردیده است. بدین ترتیب برش پایه الگوی کرمی (۲۵۸۳ کیلونیوتن)، دگوچی و آیین نامه ASCE/SEI 7-10 (۵۳۵۰ کیلونیوتن) و گوئل (۷۹۷۰ کیلو نیوتن) محاسبه گردیده است.

سازه‌های طراحی شده با هر الگوی بار، تحت رکوردهای زلزله مندرج در جدول (۱)، قرار گرفته و تحلیل دینامیکی غیرخطی شده‌اند. شکل (۷) میانگین  $(\psi/\psi_y)$  بدست آمده تحت ۱۲ زلزله را در طبقات مختلف و برای ۴ الگوی بار با میانگین  $(\psi/\psi_y)$  در سازه‌های بهینه شده مقایسه می‌نماید.

همانطور که از مقایسه نتایج پیداست سازه‌های بهینه شده پاسخ‌های بسیار مناسب تری نسبت به سازه‌های

جدول (۳) مقادیر احتمال عبور از پاسخ ایمنی جانی برای سازه‌های ۱۰ طبقه طراحی شده با برش پایه افزایش یافته در ۱۲ زلزله (%)

طبقه	آیین نامه	کرمی	گوئل	دگوجی
۱	۰/۰۱	۲۲/۲	۰/۸۵	۰/۲۱
۲	۱/۶۴	۳۱/۹	۱۰/۷	۱۰/۹
۳	۵/۷۵	۳۱/۷۹	۹/۱۷	۱۱/۰۵
۴	۲۱/۴۹	۱۲/۸۹	۳/۳۵	۱۳/۲۷
۵	۲۶/۲۶	۱۸/۶۷	۲۱/۶۳	۱۶/۶۹
۶	۳۴/۴۹	۵۶/۵۸	۴۴/۳۵	۶۵/۹۸
۷	۳۶/۵۳	۵۷/۹۳	۴۵/۲۰	۸۲/۲۳
۸	۳۶/۸۳	۵۳/۲۶	۴۰/۱۳	۸۰/۰۶
۹	۲۵/۷۶	۳/۷۴	۴۴/۷۶	۴۱/۲۱
۱۰	۸۷/۵۵	۱/۰۲	۴۹/۱۴	۴۰/۱۳
میانگین	۲۷/۶۳	۲۸/۹۹	۲۶/۹۳	۳۶/۱۸

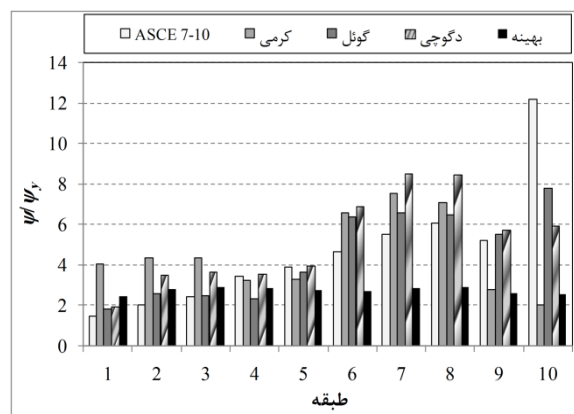
برای این سازه‌ها نیز احتمال عبور پاسخ از سطح ایمنی جانی محاسبه و در جدول (۳) ارائه شده است.

با توجه به مقادیر میانگین احتمال عبور از سطح ایمنی جانی ارائه شده در جدول (۳) مشخص می‌شود که الگوی بار دگوجی تغییر محسوسی نداشته و الگوی آیین نامه ASCE/SEI 7-10، گوئل و کرمی در این حالت مناسب تر می‌باشند. همانطور که از مقادیر جدول (۳) مشخص می‌باشد هنوز هم برای هر ۴ روش در برخی طبقات احتمال گذر از سطح ایمنی جانی عدد نسبتا بالایی می‌باشد در حالی که استفاده از الگوی بار بهینه سبب ایجاد تغییر شکل‌های مناسب و کمتر از حد مجاز خواهد بود. برای ارضای سطح ایمنی جانی در تمامی طبقات با استفاده از سایر الگوها ممکن است نیاز به افزایش بیش از اندازه برش پایه باشد که طراحی سازه را غیر اقتصادی خواهد نمود. این مسئله نشان می‌دهد که زیاد کردن برش پایه نیز به تنهایی روش مناسبی برای بهبود رفتار لرزه‌ای سازه نبوده و لازم است تا الگوی بار و برش پایه به صورت همزمان تغییر کنند.

می‌توان نتیجه گرفت که تغییر الگوی بار به تنهایی راهکار مناسبی برای این منظور نمی‌باشد. برای بررسی اثر افزایش برش پایه، مقدار برش پایه تمامی الگوهای بار به مقدار ۱۸۲۳۰ کیلونیوتن افزایش داده شده و سازه ۱۰ طبقه یکبار دیگر توسط هر ۴ روش طراحی شده است. با انجام آنالیزهای مربوطه همانند بالا به نتایج ارائه شده در شکل (۸) خواهیم رسید که نشان می‌دهد با زیاد کردن برش پایه پاسخ‌ها تا حدودی بهتر شده است.

جدول (۲) مقادیر احتمال عبور پاسخ از سطح ایمنی جانی برای سازه‌های ۱۰ طبقه در ۱۲ زلزله (%)

طبقه	آیین نامه	کرمی	گوئل	دگوجی
۱	۹/۱۴	۵/۱۱	۸/۸۱	۳/۵۶
۲	۱۶/۲۵	۹/۹۵	۱۴/۸۳	۱۸/۵۴
۳	۱۸/۱۰	۱۲/۸۰	۱۴/۰۱	۱۸/۵۰
۴	۱۶/۲۸	۱۹/۱۳	۱۷/۷۵	۱۲/۴۹
۵	۱۴/۸۹	۳۸/۷۷	۳۲/۱۴	۱۰/۲۴
۶	۳۰/۹۴	۶۲/۸۵	۵۴/۳۸	۶۲/۷۳
۷	۶۰/۱۰	۶۷/۵۴	۶۵/۹۶	۶۳/۸۹
۸	۸۴/۲۴	۶۹/۲۱	۶۸/۵۲	۶۲/۸۲
۹	۸۸/۵۹	۶۱/۱۰	۶۴/۳۸	۵۳/۷۵
۱۰	۹۹/۰۹	۷۲/۸۵	۸۰/۶۵	۸۲/۶۴
میانگین	۴۳/۷۶	۴۱/۹۳	۴۲/۱۴	۳۹/۰۲



شکل (۸) مقادیر (٪) برای سازه‌های (۱۰ طبقه) طراحی شده با ۴ روش و سازه بهینه طبقه تحت ۱۲ رکورد زلزله

## ۷- نتیجه گیری

همزمان تغییر کنند.

با توجه به بررسی‌های انجام شده در این پژوهش بر روی روش‌های مختلف طراحی قاب‌های خمشی نتایج زیر حاصل گردید:

۱- یکنواخت کردن چرخش‌های نسبی تیرها در این سازه‌ها، سبب یکنواخت شدن میزان جابجایی نسبی طبقات می‌گردد.

۲- تئوری تغییرشکل یکنواخت برای درجات آزادی زیاد دارای همگرایی مناسبی نبوده و نیاز به اصلاح دارد.

۳- الگوهای بارگذاری تاثیر به سزایی در پخش مقاومت و سختی سازه داشته و رفتار لرزه‌ای سازه را به کلی تغییر می‌دهند. با فرض برش پایه یکسان، نشان داده شد که پاسخ سازه‌های طراحی شده با الگوهای مختلف، متفاوت از یکدیگر می‌باشد.

۴- طراحی سازه بر اساس تئوری تغییر شکل یکنواخت نسبت به سایر الگوها سبب تامین عملکرد مناسب در سطح مورد نظر می‌گردد.

۵- با توجه به مقایسه احتمالاتی میانگین پاسخ سازه‌های طراحی شده با ۴ الگوی بار مختلف و سازه‌های بهینه، مشخص شد که سازه‌های طراحی شده بر اساس الگوی بار دگوشی و کرمی (در حالتی که برش پایه هر یک با روش خود محققین محاسبه شود) نسبت به دو روش دیگر تاحدودی دارای پاسخ‌های بهتری می‌باشند.

۶- همچنین مشاهده شد که با افزایش برش پایه، الگوی بار گوئل از دیگر الگوها مناسب‌تر می‌باشد. این در حالیست که طبق بند قبل، در حالتی که برش پایه هر یک از الگوهای بارگذاری با روش مربوطه محاسبه گردد، الگوی بار دگوشی دارای پاسخ بهتری می‌باشد.

۷- به طور کلی برای بهبود رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی، تغییر الگوی بار یا زیاد کردن برش پایه به تنهایی جوابگو نبوده و لازم است تا الگوی بار و برش پایه به صورت

## ۸- منابع

- [1] Chopra, A. K., (2001), *Dynamic of Structures: Theory and applications to earthquake engineering*, 2nd edition, Prentice Hall Inc., London.
- [2] Hart, GC., (2000), "Earthquake forces for the lateral force code", *The Structural Design of Tall Buildings*, 9(1).
- [3] Moghadam, H., and Hajirasouliha, I., (2006), "Toward more rational criteria for determination of design earthquake forces", *International Journal of Solids and Structures*, **43**, p2631-2645.
- [4] Martinelli, L., Perotti, F., and Bozzi, A., (2000), "Seismic design and response of a 14-story concentrically braced steel building", *Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas*, pp 327-355.
- [5] Anderson, J. C., Miranda, E., Berto, V. V., and Kajima Research Team, (1991), *Evaluation of the seismic performance of thirty-story RC Building*, UCB/EERC 91/16, Berkeley: Earthquake Engineering Research Center, University of California, USA.
- [6] UBC (1997), *Structural engineering design provisions. In: Uniform building code*, International conference of building officials, vol. 2.
- [7] Lee, S. S., and Goel, S. C., (2001), "Performance based seismic design of structures using target drift and yield mechanism", *US-Japan Seminar on Advanced stability and Seismicity Concept for Performance Based Design of Steel and Composite Structures*, Kyoto, Japan.
- [8] Deguchi, Y., Kawashima, T., Yamanari, M., and Ogawa, K., (2008), "Seismic Design Load Distribution in Steel Frames", *14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.
- [9] BCJ (1997), *BCJ seismic provisions for design of building structures*, The Building Center of Japan (BCJ), Tokyo.
- [10] Karami Mohammadi, R., (2001), *Optimum Distribution of Dynamic Characteristics within the Structure to Reduce Seismic Damage*, Ph.D. dissertation, Civil Engineering Department, Sharif University of Technology.

- [18] Moghadam, H., and Hajirasouliha, I., (2006), "An Investigation On Accuracy of Pushover Analysis for Estimating the Seismic Deformation of Braced Steel Frames", *Journal of Constructional Steel Research*, **62**, pp. 343-351.
- [19] Hajirasouliha, I., and Moghadam, H., (2009), "New Lateral Force Distribution for Seismic Design of Structures", *Journal of structural Engineering*, ASCE, **135**(8), pp.906.
- [20] Moghadam, H., (2009), *On the Optimum Performance-Based Design of Structures*, Proceedings of a U.S.-Iran Seismic Workshop, Irvine, California.
- [21] Hajirasouliha, I., Asadi, P., and Pilakoutas, P., (2011), "An Efficient Performance-based Seismic Design Method for Reinforced Concrete Frames", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **41**(4), pp. 663-679.
- [22] ANSI/AISC 360-10, (2010), *Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago.
- [23] ASCE/SEI 7-10, (2010), *Minimum Design Loads for Buildings and other Structures*, ASCE Standard, American Society of Civil Engineers (ASCE).
- [24] ATC 63, (2007), *Quantification of Building System Performance and Response Parameters*, Prepared by Applied Technology Council (ATC), California.
- [25] ASCE/SEI 41-06, (2007), *Seismic Rehabilitation of Existing Building*, American Society of Civil Engineers (ASCE).
- [26] Chao, S. H., and Goel, S. C., (2007), "A seismic design lateral force distribution based on inelastic state of structures", *Earthquake Spectra*, **23**(3), pp. 547-569.
- [11] Hajirasouliha, I., (2005), *The effect of the distribution of seismic resistant factors on the performance of structure*, Ph.D. dissertation, Civil Engineering Department, Sharif University of Technology.
- [12] Moghaddam, H., Hosseini Gelekolai, S. M., Hajirasouliha, I., and Tajali, F., (2012), "Evaluation of Various Proposed Lateral Load Patterns for Seismic Design of Steel Moment Resisting Frames", *15<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, September 24-28, 2012, Lisbon, Portugal.
- [13] Karami Mohammadi, R., El-Naggar, M. H., and Moghadam, H., (2004), "Optimum Strength Distribution for Seismic Resistant Shear-buildings", *International Journal of Solids and Structures*, **41**, pp.6597-6612.
- [14] Moghadam, H., and Karami Mohammadi, R., (2006), "More Efficient Seismic Loading for Multi degrees of Freedom Structures", *Journal of structural Engineering*, ASCE, **132**(10), pp.1673-1677.
- [15] Moghadam, H., and Hajirasouliha, I., (2004), "A New Approach for Optimum Design of Structures under Dynamic Excitation", *Asian Journal of Civil Engineering (building and Housing)*, **5**(2), pp. 69-84.
- [16] Moghadam, H., and Hajirasouliha, I., (2005), "Fundamentals of Optimum Performance Based Design for Dynamic Excitation", *Scientia Iranica*, **12**(4), pp. 368-378.
- [17] Moghadam, H., Hajirasouliha, I., and Doostan, A., (2005), "Optimum Seismic Design of Concentrically Braced Steel Frames: Concepts and Design Procedures", *Journal of Constructional Steel Research*, **61**, pp. 151-166.

## Seismic design of SMRF structures using different load patterns and their comparison with the optimum design

R. Karami Mohammadi<sup>1\*</sup>, A.H. Sharghi<sup>2</sup>

1- Assistant Prof., Civil Engineering Department, K. N. Toosi University of Technology (KNTU), Tehran, Iran

2- M.Sc. student, Civil Engineering Department, K. N. Toosi University of Technology (KNTU), Tehran, Iran

rkarami@kntu.ac.ir

### Abstract:

Currently, seismic design provisions of most building codes are based on strength or force (base shear) considerations. These building codes are generally regarding the seismic effects as equivalent static forces with a height wise distribution which is consistent with the first vibration mode shape. However, the design basis is being shifted from strength to deformation in modern performance-based design codes. This paper presents a practical method for optimization of steel moment resisting frames (SMRF), based on the concept of uniform deformation theory. This theory is based on this concept that the structural weight of a lateral load resisting system with uniformly distributed ductility demand-to-capacity ratio (or any other damage index) will be minimal compared to the weight of an ordinary designed system in which deformation is not distributed uniformly and just some of structural elements have reached their ultimate states. The state of uniform deformation can be achieved by gradually shifting inefficient material from strong parts of the structure to the weak areas.

In the first part of this paper, the uniform deformation theory is implemented on 3, 5 and 10 story moment resisting frames subjected to 12 earthquake records representing the design spectrum of ASCE/SEI 7-10. This includes design of an initial structure according to conventional elastic design procedures, followed by an iterative assessment process using nonlinear dynamic analyses till the state of uniform deformation is achieved. Results show that the application of uniform deformation theory leads to a structure with a rather uniform inter-story drift distribution. Subsequently, the optimum strength-distribution patterns corresponding to these excitations are determined, and compared to four other loading patterns. Since the optimized frames have uniform distribution of deformation, they undergo less damage in comparison with code-based designed structures. Also, as the shear strength of each story is in proportion to the weight of that story, the optimized structures have minimum structural weight.

For further investigation, the 10 story SMRF is redesigned using four existing load patterns and subjected to 12 earthquake excitations. Then a comparison is made between maximum beam rotations of each model and those belonging to the optimized one which revealed that

the optimized SMRF behaves generally better than those designed by other loading patterns. Also, it is found that for none of the conventionally designed SMRFs, beam rotation demand is distributed uniformly. In other words, for all of the considered load patterns the maximum rotation of the beams in some stories exceeds the rotation associated with the performance level. Finally, assuming that the probability distribution of maximum rotations under different excitations follows a lognormal distribution, the probability of exceeding the allowable rotation associated with the LS performance level is calculated for different load patterns and compared to each other. Based on this comparison, the efficiency of each loading pattern is evaluated and the best one is determined. Application of optimization method presented in this paper avoids the concentration of deformation and damage in just one story and makes each story deformation and damage uniform over the height of the structure.

**Keywords:** Performance-Based Design; Structural Optimization; Uniform Deformation Theory; Seismic Loading Pattern; Nonlinear Dynamic Analysis.