اثر نيمه‌گيرداري اتصالات روي رفتار لرزه‌اي اسكلتهاي فولادي

يوسف حسين‌زاده استاديار دانشكده عمران, دانشگاه تبريز
محمد رضا چناقلو استاديار دانشكده عمران, دانشگاه صنعتي سهند
علاءالدين بهروش استاد دانشكده عمران, دانشگاه تبريز

چكيده

اثر مقاومت و سختي اتصالات در رفتار لرزه‌اي قابهاي خمشي فولادي بررسي شده است. به اين منظور, پاسخ ديناميكي غيرخطي سه قاب سه, هشت و پانزده طبقه فولادي با اتصالات گيردار و نيمه‌گيردار, تحت اثر پنج ركورد زلزله تعيين شده است. نسبت تغييرمكان نسبي طبقات, برش پايه, ضريب رفتار و مكانيزمهاي خرابي قابهاي نيمه‌گيردار و گيردار در تراز خرابي مقايسه شده‌اند. نتايج اين بررسيها نشان مي‌دهند كه برش پايه, تغييرمكانهاي نسبي و خرابيهاي قابهاي نيمه‌گيردار در شرايطي كمتر از قابهاي گيردار مي‌باشند و اتصالات نيمه‌گيردار خوب طراحي شده, مي‌توانند با مشاركت در رفتار غيرخطي سازه و استهلاك انرژي زلزله, رفتار ديناميكي سازه را بهبود بخشند.

كلمات كليدی: اتصالات نيمه‌گيردار, قابهاي خمشي فولادي, ضريب رفتار, نسبت تغييرمكان نسبي طبقات, مكانيزم خرابي, برش پايه.

Effect of Connections Semirigidity on Seismic Behavior of Steel Frames

Y. Hossein Zadeh Civil Eng. Faculty, University of Tabriz
M. R. Chenaghlou Civil Eng. Faculty, Sahand University of Technology
A. Behravesh Civil Eng. Faculty, University of Tabriz

Abstract

The influence of connection strength and rigidity on the seismic performance of steel moment resisting frames is investigated. The seismic response of frames with three, eight and fifteen story is evaluated. These frames with rigid and semirigid connections were subjected to five earthquake records. In ultimate limit state, the response of rigid and semirigid frames is compared in terms of the base shear, story drift ratio, failure mechanism and behavior factor. These studies indicate that, the semirigidity of steel frames does not necessarily result in larger drift or in more damage than in rigid frames. It was also observed that, a well-proportioned semirigid connection could participate in the nonlinear behavior of the structure and enhances the dynamic performance of steel frames.

Key words: Semirigid connections, Steel moment resisting frames, Behavior factor, Story drift ratio, Collapse mechanism, Base shear.

۱- مقدمه

در روشهاي مرسوم براي تحليل و طراحي قابهاي فولادي, رفتار اتصالات تير بهستون مفصل يا گيردار كامل فرض مي‌شود. با اين فرضيات, تحليل و طراحي قابهاي فولادي ساده‌تر شده است؛ اما نتايج آزمايشات, وجود درجه‌اي از انعطاف‌پذيري را در اتصالات گيردار فرضي و درجه‌اي از گيرداري را در اتصالات مفصلي فرضي نشان مي‌دهند. بنابراين, براي تحليل و طراحي دقيق و اقتصادي قابهاي فولادي, در نظر گرفتن نيمه‌گيرداري اتصالات ضرورت دارد.

بررسي رفتار اسكلتهاي فولادي در زلزله‌هاي سالهاي ۱۹۹۴ نورتريج و ۱۹۹۵ كوبه نشان داده است كه خرابيهائي در محل اتصالات تير به ستون ايجاد شده است. يكي از علل اصلي اين خرابيها تمركز تنش در محل اتصالات گيردار جوشي و شكل‌پذيري كم اين نوع اتصالات بود [۱]. بعد از اين زلزله, جايگزيني اتصالات نيمه‌گيردار پيچي بهجاي اتصالات گيردار جوشي پيشنهاد شده است. تحقيقات نشان مي‌دهند كه اتصالات نيمه‌گيردار خوب طراحي شده در رفتار غيرخطي سازه مشاركت مى‌كنند و رفتار لرزه‌اي قابهاي فولادي با تعداد طبقات كم و متوسط را بهبود مي‌بخشند [۲]. لذا در سالهاي اخير علاقه روزافزوني به استفاده از اتصالات نيمه‌گيردار در سازه‌هاي فولادي ديده مي‌شود. از نقطهنظر اقتصادي نيز استفاده از اتصالات نيمه‌گيردار به كاهش پيچيدگي اتصال, حذف سخت‌كننده‌ها و كاهش هزينه اجراي قاب منجر خواهد شد. در مطالعه‌اي روي قابهاي خمشي نشان داده شده است كه استفاده از اتصالات نيمه‌گيردار در حدود ۲۰ را درصد صرفه‌جوئي در هزينه كلي مصالح, ساخت و اجراي قاب در بر دارد [۳].

آزمايشات اوليه براي تعيين ميزان نيمه‌گيرداري اتصالات در سال ۱۹۱۷ توسط يانگ، مور و ويلسون انجام گرفت. نخستين بار سوروكنيكف در سال ۱۹۵۰ رفتار قابهاي نيمه‌گيردار را تحت اثر بار باد بررسي نمود [نقل از۴]. در آئين‌نامه‌هاي امريكا و اروپا استفاده از اتصالات نيمه‌گيردار مجاز شمرده شده است. با وجود اين از نيمه‌گيرداري اتصالات چشمپوشى مي‌شود, چون روشهاي كاربردي براي تحليل و طراحي سازه‌هاي نيمه‌گيردار توسعه نيافته است. در سالهاي اخير, آستانه, مازولاني و پيلاسو كوششهائي براي وارد ساختن روشهاي طراحي قابهاي نيمه‌گيردار در آئين‌نامه‌ها انجام داده‌اند [نقل از۵]. النشاي و همكاران [۶] با آزمايش و مقايسه رفتار قابهاي دو طبقه گيردار و نيمه‌گيردار نشان داده‌اند كه با طراحي مناسب مي‌توان از قابهاي نيمه‌گيردار در مناطق زلزلهخيز استفاده نمود. دانش [۱] تحقيقات النشاي و همكاران را بهصورت تحليلي روي قابهاي دو, چهار و شش طبقه با هدف روشن ساختن مزايا و معايب قابهاي نيمه‌گيردار ادامه داده است. نادر و آستانه [۲] قابل استفاده بودن قابهاي نيمه‌گيردار را در مناطق زلزله‌خيز به روش تجربي و با انجام آزمايشات ميز لرزان روي قابهاي يك دهنه نشان داده‌اند.

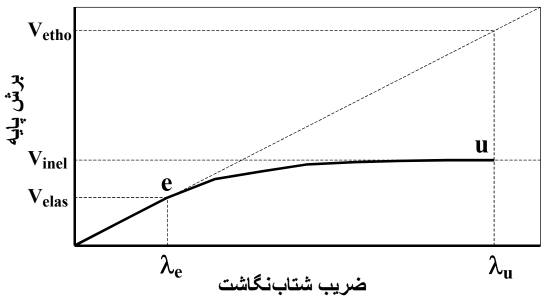
در اين مقاله مزايا و معايب نيمه‌گيرداري اتصالات در مناطق زلزله‌خيز بررسي مي‌شود. بهاين منظور قابهاي سه, هشت و پانزده طبقه با اتصالات گيردار و نيمه‌گيردار, تحت اثر پنج ركورد زلزله قرار گرفته و در تراز خرابي, اثر سختي و مقاومت اتصالات روي رفتار قابها ارزيابي شده است. ابتدا روش تعيين ضريب رفتار قابها توضيح داده شده است. پس از بيان مشخصات قابها و اتصالات مورد مطالعه, پاسخهاي ديناميكي قابهاي گيردار و نيمه‌گيردار مقايسه شده‌اند. در اين بررسي, براي تحليل ديناميكي غيرخطي قابها از برنامه Drain-2DX استفاده شده است [۷]. برش پايه, شكل‌پذيري اعضاء و اتصالات, مكانيزم خرابي, ضريب رفتار قاب و نسبت تغييرمكان نسبي طبقات, معيارهاي بهكار رفته در مقايسه پاسخ ديناميكي قابها را تشكيل مي‌دهند.

۲- ضريب رفتار قاب

اساس فلسفه طراحي آيين‌نامه‌هاي ساختماني, مجاز شمردن و فراهم آوردن امكان تسليم قسمتهاي معيني از سازه در زلزله‌هاي مخرب مي‌باشد [۸]. در اين آيين‌نامه‌ها براي طراحي ساختمانها در برابر زلزله, روش تحليل استاتيكي معادل را بهكار مي‌برند و براي اينكه ضمن در نظر گرفتن استهلاك انرژي در اثر تسليم اعضاء و اتصالات, از مزاياي تحليل استاتيكي نيز استفاده شود, ضريب كاهش q را پيشنهاد مي‌كنند. به اين ترتيب تحليل استاتيكي با نيروهاي كاهش يافته زلزله انجام مي‌گيرد. مقدار ضريب كاهش، ظرفيت استهلاك انرژي سازه را نشان مي‌دهد.

ضريب كاهش يا ضريب رفتار, حداكثر پاسخ حاصل از تحليل ديناميكي خطي را بهاندازه حداكثر پاسخ حاصل از تحليل ديناميكي غيرخطي كاهش مي‌دهد. آربرت و گريسيا [۹] براي تعيين ضريب رفتار از حداكثر برش پايه در طول تاريخچه تحليل غيرخطي استفاده نموده‌اند. براي يك شتابنگاشت معين، با ضرب

مقادير شتاب در ضريب λ، حداكثر برش پايه را تعيين و با افزايش λ و تحليلهاي متوالي, نموداري نظير نمودار شكل (۱) تهيه مي‌شود. آريبرت و گريسيا رابطه (۱) را براي تعيين ضريب رفتار پيشنهاد نموده‌اند.



شكل ۱- تعيين ضريب رفتار قابها

$$q=\frac{V_{etho}}{V_{inel}}=\frac{V_{elas}/\lambda_e}{V_{inel}/\lambda_u} \qquad (۱)$$

V_{elas} و V_{inel}, مقادير برش پايه تسليم و خرابي مي‌باشند و V_{etho} برش پايه حاصل از تحليل ديناميكي با فرض رفتار خطي است. همچنين در رابطه (۱) مقادير λ_e و λ_u ضرايب شتابنگاشت نظير حالتهاي حدي تسليم و خرابي مي‌باشند.

مزيت اين روش بهديگر روشهاي موجود, محاسبه مستقيم برش پايه وارد بهسازه مي‌باشد. مزيت ديگر اين روش، نياز نداشتن بهتعيين حالت حدي تسليم و محاسبه λ_e است؛ زيرا با تعيين شيب V_{elas}/λ_e, ضريب رفتار قابل محاسبه خواهد بود.

حالت حدي تسليم در روابط فوق، نقطه e در شكل (۱) حالتي است كه در آن نخستين مفصل پلاستيك تشكيل مي‌شود. براي تعيين حالت حدي خرابي, نقطه u در شكل (۱), نيازمند تعيين توزيع مفصلهاي پلاستيك و كنترل مكانيزم خرابي, تعيين مقادير حداكثر ظرفيت دوراني اعضاء و اتصالات و نسبت تغييرمكان نسبي طبقات مي‌باشيم. در اين تحقيق براي تعيين حالت حدي خرابي, از معيارهاي خرابي بهشرح زير استفاده مي‌شود.

۲-۱- نسبت تغييرمكان نسبي طبقات

براي جلوگيري از وارد آمدن خسارات كلي بهسازه‌ها، نسبت تغييرمكان نسبي طبقات نبايد از حد معيني بيشتر باشد. حد مجاز تغيير مكان نسبي طبقات براي تراز خرابي ۰/۰۳ ارتفاع طبقه در نظر گرفته مي‌شود [۱۰]. در اين مقاله پاسخ ديناميكي اسكلتهاي فولادي گيردار و نيمه‌گيردار در تراز خرابي بررسي مي‌شود.

۲-۲- مكانيزم شكست طبقه نرم

اسكلتهاي فولادي بايد چنان طراحي شوند كه مفصل پلاستيك در تيرها تشكيل شود. در صورتيكه در يك طبقه، مفصلهاي پلاستيك در بالا و پايين تمام ستونهاي آن طبقه ايجاد شود، مكانيزم شكست طبقه نرم ايجاد خواهد شد. طراحي اسكلت فولادي بايد بهگونه‌اي باشد كه از وقوع چنين مكانيزمي جلوگيري شود.

۲-۳- مكانيزم چرخش زاويه‌اي اتصال

در صورتيكه امكان تشكيل مفصل پلاستيك در اتصالات فراهم شود، اين اتصالات بايد قادر بهتحمل چرخشهاي پلاستيك وارده باشند. در اين مقاله, بر اساس مفاد آيين‌نامه اروپا [۱۱], حداقل ظرفيت چرخش پلاستيك اتصال ۰/۰۳ راديان در نظر گرفته شده است.

۲-۴- شكل‌پذيري تيرها و ستونها

اگر مفصل پلاستيك در تيرها يا ستونها ايجاد شود، مقاطع تيرها و ستونها بايد قادر به تأمين چرخش مورد نياز مفصلهاي پلاستيك (بدون كمانش) باشند. ظرفيت چرخش پلاستيك مقاطع تيرها و ستونها (θ_u) از رابطه زير بهدست مي‌آيد [۱۲و۱۳]:

$$\theta_u=(1+R_{av})\frac{M_pL_{sb}}{EI_b} \qquad (۲)$$

مقدار R_{av} براي تيرها و ستونها از روابط (۳) و (۴) بهدست مي‌آيند.

$$R_{av}=\frac{423\times10^4\, t_f\left[0.8+0.2\left(f_{yw}/f_{yf}\right)\right]}{(b-0.5t_w-0.8r)L_{sb}f_{yw}} \qquad (۳)$$

$$R_{av}=\frac{165b(1+44.2n_p)\left(\bar{\lambda}\frac{b}{t_f}\sqrt{f_y}\right)^{-1.25+0.9n_p}}{b-0.5t_w-0.8r} \qquad (۴)$$

در روابط فوق:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N(L_{sb})^2}{\pi^2 EI_b}} \quad (۵)$$

$$n_p = \frac{N(L_{sb})^2}{\pi^2 EI_b} \quad (۶)$$

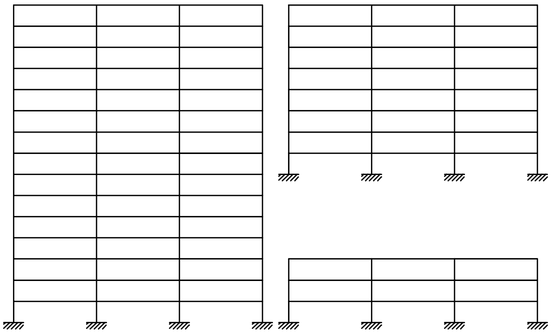
براي بهدست آوردن نيروي محوري ستونها, يعني N, براساس مفاد آئين‌نامه ۲۸۰۰ [۱۴], برش پايه قاب تعيين و در ارتفاع قاب توزيع مي‌شود. آنگاه با انجام تحليل استاتيكي و در نظر گرفتن هر دو حالت رفت و برگشت زلزله, مقادير نيروي محوري ستونها تعيين مي‌شوند.

۳- مشخصات هندسي و مكانيكي قابها

براي بررسي اثر رفتار اتصالات روي اسكلتهاي فولادي از قابهاي طراحي شده توسط سلازر و هالدار (۴) استفاده شده است. اين قابها در شكل (۲) نشان داده شده‌اند. مشخصات اعضاي اين قابها در جدول (۱) مشخص شده است. تيرها و ستونهاي قابها بهترتيب از فولاد A36 و G50 با حد تسليم ۲۵۰ و ۳۴۵ مگاپاسكال مي‌باشند. بارهاي مرده و زنده بـه ترتيب برابر ۴/۹ و ۲/۵ كيلونيوتن در هر متر مربع و نسبت ميرائي قابها پنج درصد در نظر گرفته شده است [۴]. دهانه, عرض بارگير و ارتفاع طبقات قابها به ترتيب برابر ۷/۳۲, ۷/۳۲ و ۳/۶۶ متر مي‌باشند.

٤- اتصالات تير به ستون

براي بررسي اثر اتصالات در رفتار اسكلتهاي فولادي، براي هر كدام از قابهاي سه, هشت و پانزده طبقه از پانزده نوع اتصال استفاده شده است. مشخصات اين اتصالات در جدول (۲) مشخص شده است. ايـن اتصالات در طبقه‌بندي آييـن‌نامـه اروپا [۱۱] محدوده گيـردار كامل تا نيـمه‌گيـردار را پوشش مـي‌دهند. شكل (۳) موقعيت اين اتصالات را در سيستم طبقه‌بندي آيين‌نامه اروپا نشان مي‌دهد. براساس اين آئين‌نامه، اتصال با سختي $(K_{\text{sup}} = 25EI_b / L_b)$ مرز ناحيه گيرداري را با ناحيه نيمه‌گيرداري نشان مي‌دهد. در اين رابطه L_b طول تير مي‌باشد.



شكل ۲- قابهاي طراحي شده توسط سلازر و هالدار

جدول ۱- مشخصات قابهاي سه, هشت و پانزده طبقه

قاب	طبقات	ستون خارجي	ستون داخلي	تير
سه طبقه	1	W14×211	W14×283	W18×175
	2-3	W14×145	W14×211	W18×119
هشت طبقه	1-2	W14×370	W14×550	W24×335
	3-4	W14×277	W14×370	W24×279
	5-6	W14×211	W14×257	W24×192
	7-8	W14×193	W14×211	W24×131
پانزده طبقه	1-4	W14×665	W14×730	W36×650
	5-6	W14×455	W14×655	W36×439
	7-8	W14×426	W14×455	W36×280
	9-10	W14×398	W14×426	W36×245
	11-12	W14×342	W14×398	W36×210
	13-15	W14×311	W14×342	W36×194

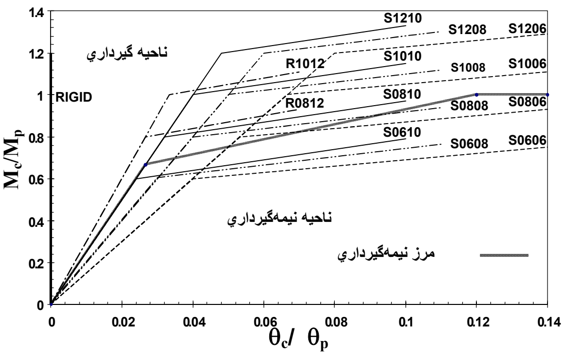
قابها و اتصالات را با علائم اختصاري نشان خواهيم داد. قاب گيردار كامل را با علامت RIGID نشان مي‌دهيم, اما علامت اختصاري قابهاي نيمه‌گيردار از سه قسمت تشكيل شده است. S يا R در ابتداي نام قاب بهترتيب نشان دهنده نيمه‌گيردار يا گيردار بودن اتصالات قاب بر اساس مفاد آئين‌نامه اروپا مي‌باشد. دو رقم اول علامت اختصاري قاب بعد از حرف S يا R, نسبت مقاومت خمشي اتصال را بهظرفيت خمشي تير (با حذف مميز بين دو رقم) نشان مي‌دهد. همچنين دو رقم سمت راست, نسبت سختي خمشي اتصال را به K_{sup} (با حذف مميز بين دو رقم) نشان مي‌دهد. بهعنوان مثال, قاب S0810, داراي اتصالاتي نيمه‌گيردار با ظرفيتي برابر با ۰/۸ ظرفيت خمشي تير و سختي خمشي به اندازه ۱/۰ برابر K_{sup} مي‌باشد.

در اتصالات جدول (۲) علاوه بر تغييرات سختي، مقاومت اتصال نيز تغيير يافته است. بهعنوان مثال, در نمونه S1210 ظرفيت اتصال ۱/۲ برابر ظرفيت خمشي تير متصل به آن است,

در صورتيكه در نمونه S0610 با همان سختي، ظرفيت خمشي پلاستيك اتصال ۰/۶ ظرفيت خمشي تير مي‌باشد.

جدول ۲- مشخصات اتصالات

قاب	مقاومت اتصال	سختي
RIGID	$1.2M_{pl,beam}$	∞
R1012	$M_{pl,beam}$	$1.2K_{sup}$
R0812	$0.8M_{pl,beam}$	$1.2K_{sup}$
S1210	$1.2M_{pl,beam}$	K_{sup}
S1010	$M_{pl,beam}$	K_{sup}
S0810	$0.8M_{pl,beam}$	K_{sup}
S0610	$0.6M_{pl,beam}$	K_{sup}
S1208	$1.2M_{pl,beam}$	$0.8K_{sup}$
S1008	$M_{pl,beam}$	$0.8K_{sup}$
S0808	$0.8M_{pl,beam}$	$0.8K_{sup}$
S0608	$0.6M_{pl,beam}$	$0.8K_{sup}$
S1206	$1.2M_{pl,beam}$	$0.6K_{sup}$
S1006	$M_{pl,beam}$	$0.6K_{sup}$
S0806	$0.8M_{pl,beam}$	$0.6K_{sup}$
S0606	$0.6M_{pl,beam}$	$0.6K_{sup}$



شكل ۳- موقعيت اتصالات در سيستم طبقه‌بندي آيين‌نامه اروپا

۵- مدلسازي قابها و اتصالات

تحليل ديناميكي غيرخطي قابها توسط برنامه Drain- 2DX انجام گرفته و براي مقاطع تيرها و ستونها از المانهاي نوع دوم استفاده شده است. اين المانها، امكان ايجاد مفصلهاي پلاستيك را در دو انتهاي خود دارا مي‌باشند. اتصالات با استفاده از المان شماره چهار مدل شده‌اند. اين المانها داراي خاصيت خمشي مي‌باشند. همچنين مدل دوخطي براي معرفي رابطه لنگر- دوران اتصالات بهكار برده شده است. براي تعريف المانهاي اتصال در فايل ورودي برنامه، سه مقدار سختي اوليه، نسبت سختي ناحيه سخت شوندگي به سختي اوليه (برابر ۰/۱) و مقاومت تسليم اتصال معرفي مي‌شوند. جرمها بهصورت متمركز در طول تيرها مدل شده‌اند و حركت زلزله بهصورت شتاب تكيه‌گاهي اعمال مي‌شود.

براي مدلسازي اتصالات، دو گره اضافي در محل اتصال تير بهستون تعريف شده‌اند. اين دو گره داراي مختصات يكسان بوده و بهوسيله المان اتصال نوع چهار بههمديگر متصل مي‌شوند. در حالت گيردار، سختي اوليه اتصال برابر $(1000EI_b / L_b)$ فرض شده است. بهاين ترتيب امكان هرگونه تغييرشكل در ناحيه اتصال حذف مي‌شود. براي مدل نمودن اتصالات نيمه‌گيردار، مقادير سختي و مقاومت اتصالات مطابق جدول (۲) به برنامه معرفي مي‌شوند.

پاسخ ديناميكي يك قاب بستگي بهمشخصات چندگانه ركورد زلزله دارد. براي تعميم نتيجه‌گيريها از پنج ركورد السنترو مولفه S00E (1940)، سيلمار نورتريج مولفه 360 درجه (1994)، كوبه مولفه NS (1995)، طبس مولفه 344 (1978) و تفت مولفه E21N (1952) استفاده شده است. محتويات فركانسی اين ركوردها طيف وسيعی از فركانسها را دارا می‌باشد. گام زماني تحليل ديناميكي، ۰/۰۲ ثانيه در نظر گرفته شده است. در اين حالت خطاهاي نيروها و لنگرها در حد قابل قبولي مي‌باشند.

۶- نتايج تحليل

قابها به سه گروه سه، هشت و پانزده طبقه تقسيم مي‌شوند. هر گروه از قابها، از پانزده قاب تشكيل شده است كه يكي از آنها گيردار كامل و چهارده قاب ديگر نيمه‌گيردار مي‌باشند. رفتار هر گروه از اين قابها تحت اثر پنج ركورد انتخابي و در تراز خرابي تعيين می‌گردد و سپس پاسخ قاب گيردار كامل با پاسخ ساير قابهاي نيمه‌گيردار گروه مقايسه خواهد شد. بهاين منظور، براي قاب گيردار كامل هر گروه و براي هر كدام از ركوردهاي زلزله، با انجام تحليل ديناميكي غيرخطي، شتاب خرابي را محاسبه می‌كنيم و با اعمال اين شتاب به قابهاي ديگر گروه، پاسخ ديناميكي آنها را تعيين و با پاسخ قاب گيردار كامل مقايسه نموده‌ايم.

۶-۱- مكانيزم خرابي قابها

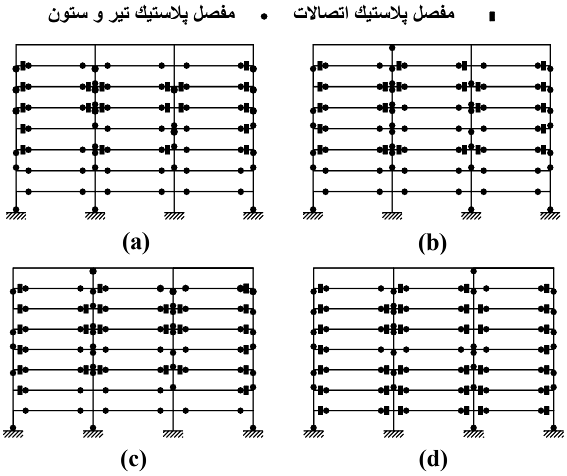
با تغيير سختي و مقاومت اتصالات، محل و نحوه توزيع مفصلهاي پلاستيك تغيير می‌يابد و در برخي حالتها مكانيزم

خرابي نيز دگرگون ميشود. در قابهائي كه مطالعه شد, معيار نسبت تغييرمكان نسبي طبقات, معيار خرابي حاكم ميباشد و مكانيزم خرابي كلي, موضعي (خرابي اتصالات يا اعضاي تير و ستون) يا شكست طبقه نرم باعث خرابي قابها نميشوند.

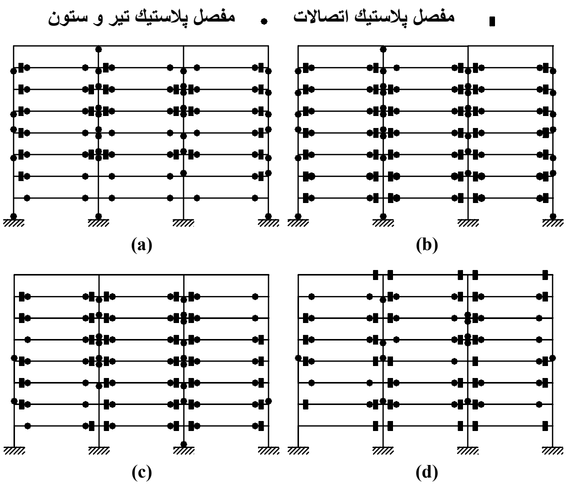
توزيع مفصلهاي پلاستيك در تراز خرابي و تحت اثر زلزله السنترو, براي قابهاي هشت طبقه RIGID, S1210, S1208 و S1206, در شكل (۴) نشان داده شده است. ظرفيت خمشي اتصالات اين قابها ۱/۲ برابر ظرفيت خمشي تيرهاي متصل بهآنها بوده و سختي خمشي اتصالات آنها متغير و بهترتيب برابر بينهايت, 1.0Ksup, 0.8Ksup و 0.6Ksup ميباشند. ملاحظه ميشود كه در اين حالت با كاهش سختي اتصال, تعداد مفصلهاي پلاستيك در ستونها, تيرها و اتصالات افزايش مييابد, بهطوريكه تعداد اين مفصلها از ۲۳ عدد در ستونهاي قاب گيردار به ۲۶ عدد در ستونهاي قاب S1206 ميرسد. علت اين پديده را ميتوان در افزايش تغيير مكان جانبي قابهاي نيمهگيردار به علت كاهش سختي اتصالات قابها دانست. افزايش تغيير مكان جانبي بهنوبه خود باعث تمركز نيروهاي داخلي و تغيير شكلها در تيرها و ستونهاي قابها میگردد و تسليم در تيرها و ستونها را سبب خواهد شد. در اين حالت تغييرات سختي تا $0.6K_{sup}$ (با ثابت ماندن مقاومت اتصال) باعث تغيير مكانيزم خرابي نميشود.

توزيع مفصلهاي پلاستيك قابهاي S1208, S1008, S0808 و S0608 در شكل (۵) نشان داده شده است. سختي خمشي اتصالات اين قابها, ثابت و برابر $0.8K_{sup}$ و ظرفيت خمشي آنها بهترتيب برابر ۱/۲, ۱, ۰/۸و ۰/۶ ظرفيت خمشي تير ميباشند. ديده ميشود كه در اين حالت با كاهش ظرفيت خمشي پلاستيك اتصال, تعداد مفصلهاي پلاستيك در ستونها كاهش يافته و در محل اتصالات نيمهگيردار افزايش مييابد. در اين حالت توزيع مناسبتري از مفصلهاي پلاستيك ايجاد ميشود و با كم شدن مفصلهاي پلاستيك در ستونها, احتمال تسليم و كمانش در آنها كاهش مييابد.

بنابراين, تغيير ظرفيت خمشي اتصال باعث تغييرات اساسي در مكانيزم خرابي خواهد شد؛ ولي تغييرات سختي تا $0.6K_{sup}$ (بدون تغيير در ظرفيت خمشي اتصال) باعث دگرگوني اساسي در توزيع مفصلهاي پلاستيك نخواهد بود. در قابهاي نيمهگيردار با اتصالاتي كه مقاومتي كمتر از مقاومت تير متصل بهخود دارند, بهترين حالت توزيع مفصلهاي پلاستيك ايجاد شده و مكانيزم طبقه نرم تشكيل نخواهد شد. لذا اين نوع از اتصالات, مناسبترين نوع براي توزيع بهينه مفصلهاي پلاستيك ميباشند.



شكل ۴- توزيع مفصلهاي پلاستيك قابها در اثر ركورد السنترو (a) قاب گيردار (b) قاب S1210 (c) قاب S1208 (d) قاب S1206

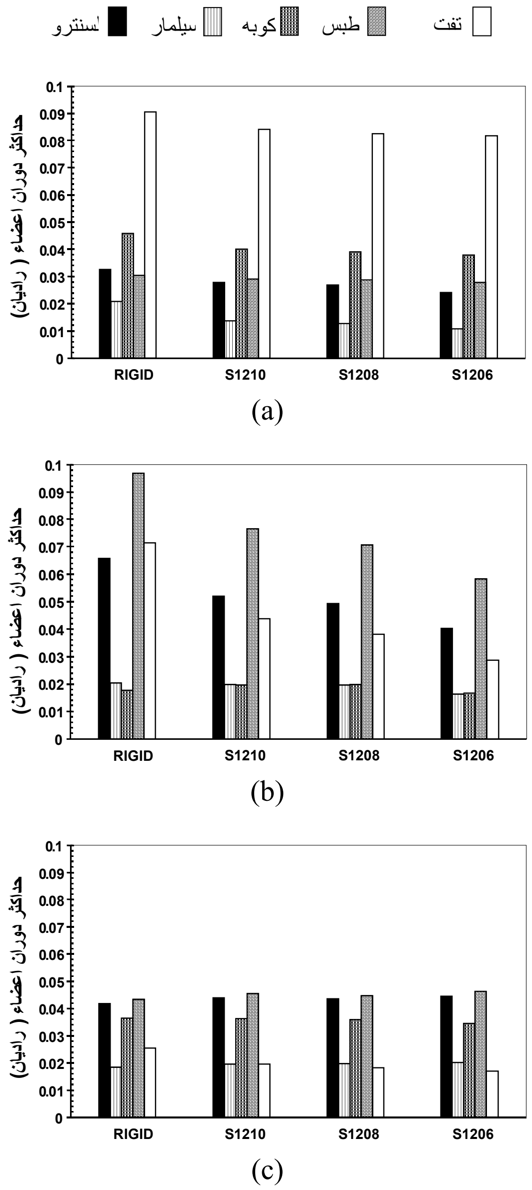


شكل ۵- توزيع مفصلهاي پلاستيك قابها در اثر ركورد السنترو (a) قاب S1208 (b) قاب S1008 (c) قاب S0808 (d) قاب S0608.

۶-۲- شكلپذيري اعضاء و اتصالات

حداكثر مقادير چرخش پلاستيك تيرها و ستونهاي قابهاي گيردار, S1210, S1208 و S1206 در شكل (۶) نشان داده شدهاند. نمودارهاي اين شكل, اثر تغيير سختي اتصالات قابهاي سه, هشت و پانزده طبقه را در تراز خرابي نشان ميدهند. اتصالات اين قابها داراي ظرفيتي به اندازه ۱/۲ برابر ظرفيت

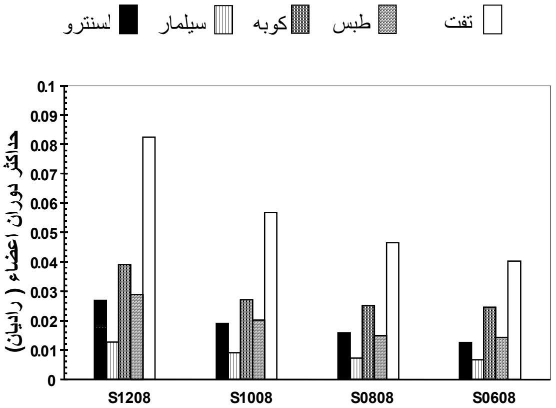
خمشي تير بوده و سختي خمشي آنها بهترتيب بينهايت، K_{sup}، $0.8K_{sup}$ و $0.6K_{sup}$ ميباشند.



شكل ۶- حداكثر دوران پلاستيك اعضاي قابهاي گيردار، S1210، S1208 و S1206. (a) قاب سه طبقه (b) قاب هشت طبقه (c) قاب پانزده طبقه

از نمودارهاي شكل (۶) ملاحظه ميشود كه تغييرات سختي، اثر زيادي در حداكثر دوران اعضاي تيرها و ستونها ندارد، بطوريكه درصد اختلاف در حداكثر دوران اعضاي قابهاي سه، هشت و پانزده طبقه بهعلت تغيير سختي از بينهايت به $0.6K_{sup}$ و تحت اثر زلزله السنترو، بهترتيب برابر با ۲۶-، ۳۹- و ۶ درصد محاسبه ميشود. در اين حالت، كاهش سختي اتصال باعث كاهش نياز به شكلپذيري ميشود.

شكل (۷) اثر تغيير مقاومت خمشي اتصالات در حداكثر دوران اعضاي قابهاي سه طبقه S1208، S1008، S0808 و S0608 را در تراز خرابي نشان ميدهد. همانطوريكه از اين نمودار ديده ميشود با كاهش مقاومت خمشي اتصال از مقدار حداكثر دوران پلاستيك ايجاد شده در تيرها و ستونها كاهش مييابد و بهاين ترتيب نياز بهشكلپذيري در تيرها و ستونها كاسته ميشود. در اين قابها براي سختي يكسان اتصالات قابها (K_{sup})، با تغيير مقاومت خمشي اتصال از ۱/۲ برابر ظرفيت خمشي تير به ۰/۶، حداكثر دوران در زلزله السنترو به اندازه ۵۳ درصد كاهش يافته است.



شكل ۷- حداكثر دوران پلاستيك اعضاي قابهاي S1208، S1008، S0808 و S0608 در اثر ركورد السنترو

علت كاهش زياد حداكثر دوران ايجاد شده در اعضاي قابها با كاهش مقاومت خمشي اتصالات، به تغيير مكانيزم خرابي قابها بهدليل انتقال محل ايجاد مفصل پلاستيك بهناحيه اتصال تير بهستون مربوط ميشود. همانطوريكه در بخش قبلي نيز ديده شد، كاهش مقاومت اتصال باعث تسليم اتصالات میشود و در نتيجه تغيير شكلها در اتصالات جذب خواهند شد و تغيير مكان جانبي قاب بيشتر با تغييرشكلهاي پلاستيك اتصالات تأمين خواهد شد. بنابراين از تعداد مفصلهاي پلاستيك در تيرها و ستونها كاسته میشود و نياز بهشكلپذيري در آنها نيز كاهش خواهد يافت. همچنين احتمال كمانش موضعي در تيرها و ستونها كاهش مييابد.

۶-۳- ضریب رفتار قابها

نسبت ضریب رفتار قابهاي نیمه‌گیردار به ضریب رفتار قاب گیردار در جداول (۳) تا (۵) نشان داده شده‌اند. براي به دست آوردن این ضرایب از رابطه (۱) استفاده شده است. در تمام حالتها, معیار تعیین کننده حالت خرابي، حداکثر تغییر مکان نسبي طبقات مي‌باشد.

جدول ۳- نسبت ضریب رفتار قاب نیمه‌گیردار به ضریب رفتار قاب گیردار (قاب سه طبقه)

قاب	رکورد				
	السنترو	نورتریج	کوبه	طبس	تفت
R1012	1.03	0.86	0.93	0.97	0.71
R0812	1.04	0.90	0.93	1.02	0.72
S1210	0.97	0.85	0.92	0.96	0.66
S1010	1.02	0.86	0.92	0.99	0.67
S0810	1.04	0.90	0.92	1.04	0.68
S0610	1.02	0.93	0.89	1.01	0.70
S1208	0.94	0.84	0.90	0.97	0.70
S1008	1.01	0.86	0.90	1.01	0.63
S0808	1.04	0.91	0.91	1.04	0.64
S0608	1.04	0.95	0.88	1.04	0.67
S1206	0.90	0.82	0.85	0.97	0.67
S1006	0.99	0.86	0.85	0.97	0.68
S0806	1.04	0.90	0.86	1.02	0.71
S0606	1.11	0.97	0.83	1.09	0.77

جدول ۴- نسبت ضریب رفتار قاب نیمه‌گیردار به ضریب رفتار قاب گیردار (قاب هشت طبقه)

قاب	رکورد				
	السنترو	نورتریج	کوبه	طبس	تفت
R1012	1.09	1.05	1.02	1.01	1.04
R0812	1.19	1.05	1.22	1.05	1.18
S1210	1.08	1.03	1.02	0.99	1.00
S1010	1.11	1.06	1.02	1.00	1.05
S0810	1.24	1.06	1.27	1.04	1.22
S0610	1.51	1.05	1.55	1.07	1.33
S1208	1.12	1.04	1.00	0.96	1.03
S1008	1.15	1.07	1.00	0.97	1.06
S0808	1.32	1.07	1.29	1.00	1.27
S0608	1.62	1.03	1.61	1.04	1.47
S1206	1.34	1.09	1.13	0.90	1.24
S1006	1.26	1.08	0.96	0.88	1.05
S0806	1.48	1.07	1.20	0.89	1.34
S0606	1.77	1.05	1.50	0.94	1.62

جدول ۵- نسبت ضریب رفتار قاب نیمه‌گیردار به ضریب رفتار قاب گیردار (قاب پانزده طبقه)

قاب	رکورد				
	السنترو	نورتریج	کوبه	طبس	تفت
R1012	0.93	0.95	1.02	1.26	0.86
R0812	0.95	0.97	1.05	1.30	0.87
S1210	0.92	0.92	1.02	1.30	0.82
S1010	0.91	0.94	1.03	1.31	0.82
S0810	0.93	0.96	1.06	1.36	0.82
S0610	0.99	1.06	1.20	1.46	0.88
S1208	0.88	0.90	1.02	1.33	0.74
S1008	0.87	0.92	1.02	1.34	0.74
S0808	0.89	0.95	1.05	1.43	0.75
S0608	0.96	1.08	1.25	1.53	0.81
S1206	0.83	0.87	1.02	1.40	0.62
S1006	0.82	0.89	1.00	1.40	0.62
S0806	0.85	0.93	1.06	1.50	0.62
S0606	0.91	1.11	1.33	1.64	0.69

دیده مي‌شود که کاهش مقاومت خمشي اتصال باعث افزایش ضریب رفتار قاب مي‌شود. همانطوریکه از جداول دیده مي‌شود، اتصالات نیمه‌گیردار با ظرفیتي بیشتر از ظرفیت خمشي تیر متصل به آن, داراي کوچکترین ضریب رفتار مي‌باشند. دلیل این موضوع, افزایش تعداد مفصلهاي پلاستیك در ستونها مي‌باشد. لذا با توجه بهنامناسب بودن شکل خرابي و بزرگ بودن تغییرمکانهاي نسبي طبقات، باید از کاربرد این نوع اتصالات پرهیز نمود. از طرف دیگر, قابهاي با اتصالات نیمه‌گیردار با ظرفیتي کمتر از ظرفیت خمشي تیر متصل به آن, داراي ضریب رفتاري برابر یا در مواردي بزرگتر از قابهاي گیردار مي‌باشند. بنابراین با توجه بهشرایط سازه و رکوردهاي طراحي, قاب نیمه‌گیردار مي‌تواند بهترین جواب باشد. البته در برخي از رکوردها نظیر رکورد تفت و قابهاي سه و پانزده طبقه, ضریب رفتار قاب گیردار بزرگتر از قابهاي نیمه‌گیردار مي‌باشد که این پدیده بهدلیل تغییرمکان جانبي زیاد قاب نیمه‌گیردار مي‌باشد. لذا در صورت استفاده از قابهاي نیمه‌گیردار باید با تمهیداتي سختي جانبي قاب را افزایش داد. بهعنوان مثال استفاده از ترکیب اتصالات گیردار و نیمه‌گیردار مي‌تواند بهعنوان یك راه‌حل موضوع تحقیقات آتي باشد.

۶-۴- اثر سختي و مقاومت اتصالات در تراز خرابي

پاسخ برش پایه و نسبت تغییرمکان نسبي طبقات قابها در جدول (۶) آمده است.

جدول ۶- پاسخ ديناميکي قابها در تراز خرابي

رکورد	قاب	قاب سه طبقه			قاب هشت طبقه			قاب پانزده طبقه		
		λ	V_{max} (KN)	Ints	λ	V_{max} (KN)	Ints	λ	V_{max} (KN)	Ints
السنترو	RIGID	1.32	5574	0.1098	1.56	9577	0.1098	2.29	19533	0.1098
	R1012	1.32	5220	0.1176	1.56	9356	0.1058	2.29	19648	0.1247
	R0812	1.32	5074	0.1189	1.56	8940	0.1019	2.29	19130	0.1261
	S1210	1.32	5310	0.1210	1.56	9635	0.1045	2.29	19707	0.1260
	S1010	1.32	5135	0.1185	1.56	9295	0.1049	2.29	19571	0.1278
	S0810	1.32	4975	0.1194	1.56	8796	0.1005	2.29	18949	0.1293
	S0610	1.32	4740	0.1256	1.56	7899	0.0912	2.29	17750	0.1289
	S1208	1.32	5247	0.1234	1.56	9613	0.1067	2.29	19582	0.1300
	S1008	1.32	5007	0.1201	1.56	9262	0.1032	2.29	19442	0.1321
	S0808	1.32	4853	0.1200	1.56	8500	0.0985	2.29	18781	0.1337
	S0608	1.32	4617	0.1257	1.56	7600	0.0889	2.29	17241	0.1325
	S1206	1.32	5136	0.1273	1.56	9000	0.1002	2.29	19575	0.1358
	S1006	1.32	4811	0.1230	1.56	9173	0.1055	2.29	19396	0.1385
	S0806	1.32	4646	0.1214	1.56	8172	0.0957	2.29	18561	0.1402
	S0606	1.32	4375	0.1239	1.56	7082	0.0864	2.29	16835	0.1394
نورتریج	RIGID	1.55	5113	0.1098	1.65	12072	0.1098	1.67	22230	0.1098
	R1012	1.55	4933	0.1150	1.65	11788	0.1109	1.67	21403	0.1182
	R0812	1.55	4755	0.1134	1.65	11714	0.1116	1.67	20898	0.1179
	S1210	1.55	4983	0.1163	1.65	11948	0.1112	1.67	21751	0.1188
	S1010	1.55	4887	0.1167	1.65	11713	0.1117	1.67	21265	0.1193
	S0810	1.55	4673	0.1146	1.65	11646	0.1126	1.67	20686	0.1187
	S0610	1.55	4512	0.1163	1.65	11529	0.1162	1.67	19353	0.1170
	S1208	1.55	4939	0.1186	1.65	11896	0.1124	1.67	21629	0.1202
	S1008	1.55	4813	0.1190	1.65	11645	0.1126	1.67	21084	0.1205
	S0808	1.55	4565	0.1166	1.65	11550	0.1143	1.67	20382	0.1204
	S0608	1.55	4376	0.1179	1.65	11419	0.1204	1.67	18678	0.1179
	S1206	1.55	4863	0.1224	1.65	11684	0.1079	1.67	21454	0.1233
	S1006	1.55	4695	0.1228	1.65	11499	0.1130	1.67	20757	0.1234
	S0806	1.55	4402	0.1199	1.65	11345	0.1175	1.67	19929	0.1234
	S0606	1.55	4140	0.1200	1.65	11160	0.1264	1.67	17661	0.1186
کوبه	RIGID	1.48	5347	0.1098	0.80	8696	0.1098	1.62	20412	0.1098
	R1012	1.48	5166	0.1090	0.80	8782	0.1107	1.62	18915	0.1188
	R0812	1.48	5189	0.1131	0.80	7953	0.0995	1.62	18490	0.1166
	S1210	1.48	5203	0.1074	0.80	8692	0.1105	1.62	18901	0.1191
	S1010	1.48	5164	0.1095	0.80	8691	0.1105	1.62	18734	0.1197
	S0810	1.48	5190	0.1151	0.80	7724	0.0984	1.62	18488	0.1170
	S0610	1.48	5335	0.1263	0.80	6654	0.0786	1.62	17801	0.1049
	S1208	1.48	5208	0.1073	0.80	8658	0.1093	1.62	18688	0.1199
	S1008	1.48	5168	0.1104	0.80	8697	0.1095	1.67	19014	0.1238
	S0808	1.48	5193	0.1184	0.80	7515	0.0971	1.62	18432	0.1179
	S0608	1.48	5266	0.1339	0.80	6524	0.0763	1.62	17418	0.1031
	S1206	1.48	5240	0.1080	0.80	7558	0.0955	1.62	18819	0.1230
	S1006	1.48	5190	0.1125	0.80	8230	0.1077	1.62	18918	0.1238
	S0806	1.48	5205	0.1241	0.80	7441	0.0949	1.62	18047	0.1211
	S0606	1.48	5171	0.1465	0.80	6369	0.0753	1.62	16571	0.1015
طبس	RIGID	1.85	5129	0.1098	2.49	10255	0.1098	3.18	22297	0.1099
	R1012	1.85	4865	0.1189	2.49	10038	0.1045	3.18	21218	0.1186
	R0812	1.85	4801	0.1185	2.49	9836	0.0961	3.18	20694	0.1189
	S1210	1.85	4888	0.1218	2.49	10134	0.1012	3.18	21294	0.1195
	S1010	1.85	4832	0.1201	2.49	10072	0.1017	3.18	21039	0.1221
	S0810	1.85	4754	0.1195	2.49	9805	0.0943	3.18	20551	0.1216
	S0610	1.85	4704	0.1224	2.49	9701	0.0958	3.18	19842	0.1166
	S1208	1.85	4870	0.1241	2.49	10243	0.0989	3.18	21067	0.1245
	S1008	1.85	4800	0.1218	2.49	10114	0.0988	3.18	20824	0.1265
	S0808	1.85	4724	0.1208	2.49	9725	0.0951	3.18	20335	0.1252
	S0608	1.85	4635	0.1230	2.49	9608	0.0960	3.18	19509	0.1182
	S1206	1.85	4914	0.1278	2.49	10202	0.0953	3.18	21050	0.1321
	S1006	1.85	4916	0.1249	2.49	10096	0.0984	3.18	20730	0.1341
	S0806	1.85	4729	0.1226	2.49	9617	0.0967	3.18	20112	0.1286
	S0606	1.85	4479	0.1223	2.49	9481	0.0951	3.18	19218	0.1217

ادامه جدول ۶- پاسخ دینامیکي قابها در تراز خرابي

رکورد	قاب	قاب سه طبقه			قاب هشت طبقه			قاب پانزده طبقه		
		λ	V_{max} (KN)	Ints	λ	V_{max} (KN)	Ints	λ	V_{max} (KN)	Ints
نغن	RIGID	1.88	5745	0.1098	1.33	9419	0.1098	1.71	17323	0.1098
	R1012	1.88	5719	0.1187	1.33	9743	0.1086	1.71	16848	0.1149
	R0812	1.88	5672	0.1205	1.33	8950	0.1056	1.71	16710	0.1155
	S1210	1.88	5844	0.1208	1.33	9778	0.1106	1.71	16934	0.1141
	S1010	1.88	5721	0.1212	1.33	9625	0.1094	1.71	16936	0.1160
	S0810	1.88	5676	0.1230	1.33	8829	0.1039	1.71	16769	0.1167
	S0610	1.88	5318	0.1274	1.33	8129	0.0960	1.71	15790	0.1112
	S1208	1.88	5897	0.1244	1.33	9611	0.1116	1.71	17047	0.1152
	S1008	1.88	5761	0.1249	1.33	9357	0.1110	1.71	17048	0.1175
	S0808	1.88	5651	0.1257	1.33	8587	0.1036	1.71	16838	0.1183
	S0608	1.88	5132	0.1276	1.33	7871	0.0910	1.71	15599	0.1123
	S1206	1.88	5968	0.1297	1.33	8512	0.1083	1.71	17060	0.1161
	S1006	1.88	5772	0.1305	1.33	8951	0.1161	1.71	17060	0.1189
	S0806	1.88	5578	0.1278	1.33	8282	0.1020	1.71	16831	0.1205
	S0606	1.88	4876	0.1263	1.33	7576	0.0884	1.71	15195	0.1134

در اين جدول λ ضريب شتاب، V_{max} حداکثر برش پايه و Ints حداکثر نسبت تغييرمکان نسبي طبقات مي‌باشند. نمودارهاي شکلهاي (۸) و (۹) درصد اختلاف پاسخ برش پايه و نسبت تغييرمکان نسبي طبقات قابهاي نيمه‌گيردار را با قاب گيردار در قابهاي سه، هشت و پانزده طبقه نشان مي‌دهند. با بررسي اين نمودارها به نتايج زير مي‌رسيم:

۱- پاسخ قاب نيمه‌گيردار به نوع رکورد زلزله وابستگي زيادي دارد و نوع رکورد زلزله، پارامتري مهمتر از سختي يا مقاومت اتصال مي‌باشد.

۲- اين تصور که کاهش سختي اتصالات، با افزايش پريود سازه باعث ايجاد نيروهاي داخلي کمتر و تغيير مکانهاي نسبي بيشتر مي‌شود، صحيح نمی‌باشد و در غالب موارد برش پايه و نسبت تغييرمکانهاي نسبي طبقات کاهش مي‌يابند. در بيشتر حالتها برش پايه قاب نيمه‌گيردار کمتر از برش پايه قاب گيردار مي‌باشد که اندازه اين اختلاف از ۵ تا ۲۵ درصد متغير است. از طرف ديگر به خاطر کم بودن سختي قابهاي با اتصالات نيمه‌گيردار، تغييرمکان جانبي اين قابها بايد بيشتر از قابهاي گيردار باشد که اين موضوع بهعنوان مثال در قاب هشت طبقه که نماينده قابهاي با ارتفاع متوسط است، بهطور کلي صادق نمی‌باشد و در بيشتر حالتها نسبت تغيير مکان نسبي طبقات قاب نيمه‌گيردار کمتر از قاب گيردار مي‌باشد و استفاده از قابهاي نيمه‌گيردار و لحاظ نمودن نيمه‌گيرداري اتصالات در تحليل و طراحي سازه‌ها باعث اقتصادي شدن طراحي خواهد شد. بهطور کلي در تمام قابها ديده مي‌شود که حالتي از نيمه‌گيرداري وجود دارد که از حالت گيرداري هم از جهت نيروهاي داخلي و هم از جهت نسبت تغيير مکان نسبي طبقات، بهتر است.

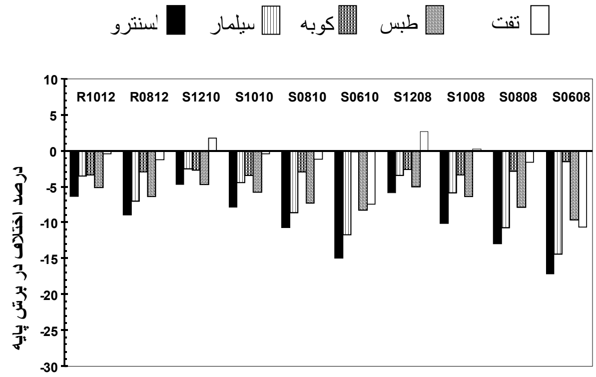
۳- در قابهاي با تعداد طبقات زياد (پانزده طبقه)، نسبت تغييرمکانهاي نسبي طبقات تا ۲۷ درصد بيشتر از قابهاي گيردار نظير مي‌باشد. در اين قابها، استفاده از ترکيبي از اتصالات گيردار و نيمه‌گيردار راه‌حل مناسبي بهنظر مي‌رسد و تحقيق براي بررسي رفتار اين نوع از قابها بهعنوان تحقيقات آتي پيشنهاد مي‌شود. به اين ترتيب اتصالات نيمه‌گيردار، شکل‌پذيري لازم را تأمين میکند و با تسليم در زلزله‌هاي مخرب، انرژي زلزله و تغييرشکلها را جذب خواهند نمود. از طرف ديگر اتصالات گيردار با تأمين سختي جانبي از تغييرمکان جانبي زياد جلوگيري خواهند نمود. اثبات کارائي اين روش در عمل نيازمند تحقيقات بيشتر مي‌باشد.

۴- در تراز خرابي تا سختي اتصال K_{Sup} اختلاف در برش پايه و تغيير مکانهاي نسبي قابهاي نيمه‌گيردار و گيردار بندرت از ۱۰% تجاوز مي‌کند. بنابراين در تراز خرابي اعتبار مرزبندي اروپا براي اتصالات مشهود است.

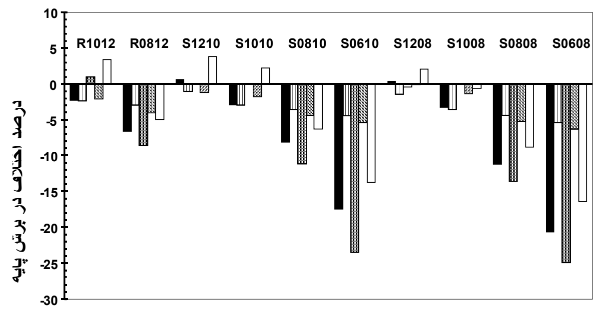
۵- سختي اتصال و تغييرات آن، اثر زيادي روي پاسخ قاب نمي‌گذارد و رفتار قابها در اين تراز بيشتر از آنکه از سختي اتصال متأثر باشد از مقاومت اتصال متاثر است. بهطور کلي با

کاهش سختي اتصالات، ميزان برش پايه وارد بر ساختمان کاهش مي‌يابد.

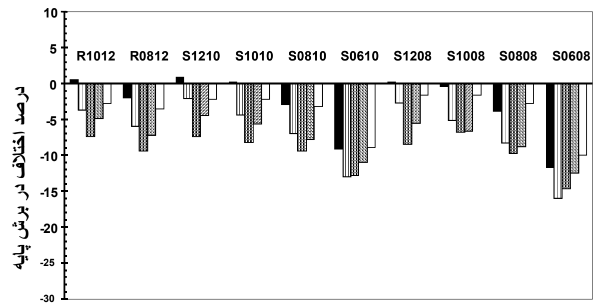
۶- براي يك سختي مشخص, کاهش مقاومت اتصال باعث کاهش برش پايه وارد به ساختمان مي‌شود. از طرفي, اين کاهش نه تنها باعث افزايش نسبت تغييرمکان نسبي بين طبقات نمي‌شود بلکه باعث کاهش آن نيز مي‌شود. بهعنوان مثال ديده مي‌شود که قاب S0810, داراي برش پايه و نسبت تغيير مکان نسبي کمتري نسبت بهقاب S1210 مي‌باشد.



(a)

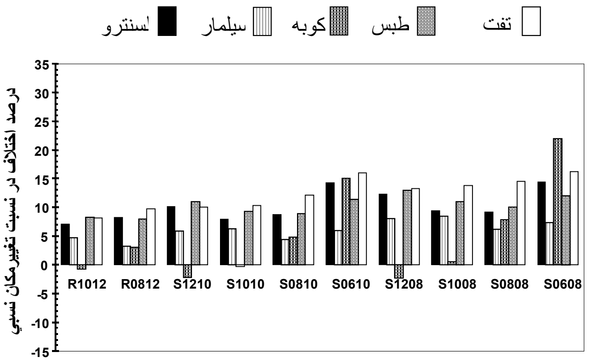


(b)

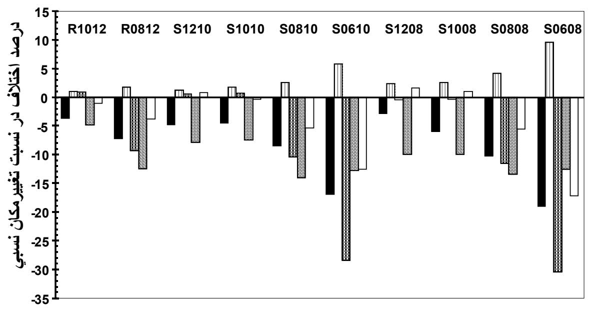


(c)

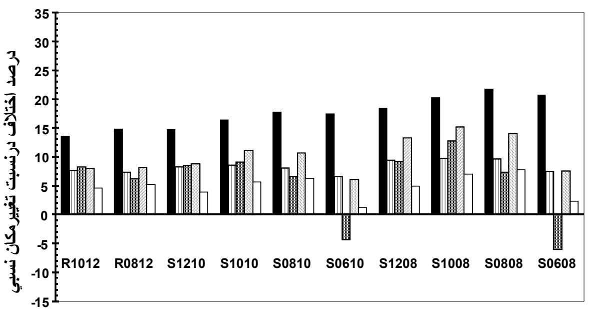
شکل ۸- اختلاف برش پايه قابهاي نيمه‌گيردار با قاب گيردار (a) قاب سه طبقه (b) قاب هشت طبقه (c) قاب پانزده طبقه



(a)



(b)



(c)

شکل ۹- اختلاف در نسبت تغييرمکان نسبي بين طبقات قابهاي نيمه‌گيردار با قاب گيردار (a) قاب سه طبقه (b) قاب هشت طبقه (c) قاب پانزده طبقه

در مورد قاب S1210، بهعلت سختي کمتر اتصالات نسبت بهقاب گيردار, تغيير مکانهاي نسبي زياد مي‌باشد، اما بهخاطر مقاومت زياد اتصال نسبت بهاتصالات قابهاي S0810، مفصلهاي پلاستيك در اعضاء ايجاد مي‌شوند. در حالت کلي از لحاظ برش پايه و نسبت تغييرمکان نسبي طبقات، اتصالات با ظرفيتي کمتر از ظرفيت خمشي تير رفتار بهتري در زلزله از خود نشان مي‌دهند.

در فلسفه طراحي تير ضعيف و ستون قوي, سازه‌ها طوري طراحي مي‌شوند كه مفصلهاي پلاستيك درتيرها تشكيل شده و ستونها و اتصالات از حالت الاستيك خارج نشوند. مطابق آئين‌نامه ۲۸۰۰ [۱۴] (پيوست ضوابط خاص براي سازه‌هاي مقاوم در برابر زلزله), اتصال تير بهستون بايد قادر بهتأمين مقاومتي برابر با مقاومت خمشي تير يا لنگر خمشي متناظر با مقاومت چشمه اتصال باشد. بهاين ترتيب از تشكيل نشدن مفصل پلاستيك در اتصال تير بهستون اطمينان حاصل مي‌شود. براساس بند (۱)۲-۳-۵-۳ آئين‌نامه اروپائي Eurocode8 [۱۵], اتصالات قابهاي فولادي بايد داراي اضافه مقاومت خمشي باشند تا تسليم در اعضاي متصل به آنها اتفاق افتد. با وجود اين براساس بند (۴) ۲-۳-۵-۳ در صورتي كه طراحي اتصالات بهگونه‌اي باشد كه آنها را قادر بهمشاركت در رفتار غيرخطي استهلاكي نمايد, نيازي به تأمين اضافه مقاومت اتصالات وجود ندارد. بنابراين مي‌توان از اتصالاتي با ظرفيتي كمتر از ظرفيت خمشي تير استفاده نمود. اين اتصالات قبل از تيرها و ستونها تسليم شده و با تسليم خود, انرژي زيادي را جذب خواهند نمود. بنابراين كاربرد اتصال نيمه‌گيردار با مقاومتي كمتر از مقاومت خمشي تير, روش مناسبي براي جايگزيني فلسفه طراحي تير ضعيف و ستون قوي خواهد بود. استفاده از اين نوع اتصالات باعث كاهش نيروهاي برش پايه, تغيير مكانهاي نسبي طبقات, كاهش چرخش پلاستيك اعضاء و بهينه شدن توزيع مفصلهاي پلاستيك خواهد شد.

۷- نتيجه‌گيري

رفتار قابهاي سه, هشت و پانزده طبقه با اتصالات گيردار و نيمه‌گيردار تحت اثر پنج ركورد زلزله و در تراز خرابي تعيين شده است. با مقايسه رفتار قابهاي با اتصالات گيردار و نيمه‌گيردار, اثر نيمه‌گيرداري اتصالات در رفتار قاب ارزيابي شده است. مكانيزمهاي خرابي, شكل‌پذيري اعضاء و اتصالات, برش پايه, نسبت تغييرمكان نسبي طبقات و ضريب رفتار قاب, معيارهاي مقايسه در اين مطالعه مي‌باشند.

مقاومت خمشي اتصالات تير به ستون در رفتار قاب تأثير زيادي دارد. كاهش مقاومت خمشي اتصال به مقاديري كمتر از ظرفيت خمشي تير متصل به آن, باعث انتقال مفصل پلاستيك بهناحيه اتصال مي‌شود و بهاين ترتيب با جذب تغييرشكلها و انرژي زلزله در ناحيه اتصال, رفتار قابها در اثر بارهاي زلزله بهبود مي‌يابد. همچنين با كاهش ظرفيت خمشي اتصالات مي‌توان برش پايه و نسبت تغييرمكان نسبي طبقات را كاهش داد. انتقال مفصلهاي پلاستيك بهمحل اتصالات باعث كاسته شدن از تعداد مفصلها در تيرها و ستونها خواهد شد كه اين امر مكانيزم خرابي را تغيير مى‌دهد و احتمال كمانش را در تيرها و ستونها كاهش خواهد داد. همچنين استفاده از اتصالاتي با مقاومتي كمتر از مقاومت خمشي تير, نياز بهشكل‌پذيري را در اعضاي تير و ستون قاب كاهش مي‌دهد.

طبقه‌بندي آئين‌نامه اروپا در تراز خرابي معتبر مى‌باشد و مي‌توان از نيمه‌گيرداري موجود در اتصالات واقع در ناحيه گيرداري اين آئين‌نامه چشمپوشی نمود. در اين صورت نيروهاي حاصل از تحليل قاب با چشمپوشی نمودن از نيمه‌گيرداري اتصالات, بزرگتر از نيروهاي واقعي است و به نفع اطمينان مي‌باشد. در اين حالت خطاي محاسبات نيروها و تغيير مكانها بهندرت از ده درصد تجاوز مي‌كند.

استفاده از اتصالاتي با ظرفيتي كمتر از ظرفيت خمشي تير, موجب تسليم اين اتصالات قبل از تيرها و ستونها و جذب انرژي زياد در محل اتصالات تير بهستون خواهد شد. بنابراين استفاده از نيمه‌گيرداري اتصالات و انتقال مفصلهاي پلاستيك بهمحل اتصالات, جايگزين مناسبي براي فلسفه طراحي تير ضعيف و ستون قوي خواهد بود.

نمادها

t_f و t_w	ضخامت جان و ضخامت بال
r و b	نصف عرض بال و شعاع ناحيه اتصال جان به بال
f_{yf} و f_{yw}	حد تسليم جان و بال و ميانگين حد تسليم جان
f_y	ميانگين حد تسليم جان و بال مقطع
I_b و E	مدول يانگ و سختي خمشي عضو
N	نيروي محوري مقطع ستون
L_{sb}	طول استاندارد عضو
M_c	لنگر اتصال
M_p	مقاومت خمشي تير
θ_c	دوران اتصال
θ_p	دوران پلاستيك تيري به طول L_b تحت اثر لنگر خمشي M_p برابر با $(M_p L_b / EI_b)$

مراجع

[۱] دانش، فخرالدین. ۱۳۷۸. مقایسه رفتار دینامیکي قابهاي اسکلت فلزي با اتصالات صلب و نیمه صلب. مجموعه مقالات سومین کنفرانس بین‌المللي زلزله شناسي و مهندسي زلزله. ۲۷ الي ۲۹ اردیبهشت، تهران، صفحه ۱۹۷- ۲۰۴.

[2] Nader, M.N., and Astaneh-Asl, A., 1996. Shaking table test of rigid, semi-rigid and flexible steel frames, Journal of Structural Engineering, Vol. 122, No. 6: 589-596.

[3] Aribert, J.M. and Grecea, D., 1998. Experimental behavior of partial- resistant beam- to- column joints and their influence on the q- factor of steel frames, The 11th European conference of earthquake engineering, Paris, 6-11 September 1998.

[4] Reyes-Salazar, A., and Haldar, A., 1999. Nonlinear seismic response of steel structures with semi-rigid and composite connections, Journal of Constructional Steel Research, Vol.51: 37-59.

[5] Dubina, D., Stratan, A. and Dinu, F., 1998. Suitability of semi- rigid steel building frames in seismic areas, The 11th European conference of earthquake engineering, Paris, 6-11 September 1998.

[6] Elnashai, A.S., Elghazouli, A.Y., and Denesh-Ashtiani, F.A. 1998. Journal of Structural Engineering, Vol.124, No.8: 857-867.

[7] Parkash, V., Powell, G.H., and Campbell, S. 1993. Drain–2DX: Base program description and user guide, Version 1.1. Department of Civil Engineering, University of California. Berkeley.

[8] FEMA. 2000. Recommended seismic design criteria for new steel moment- frame buildings. Report No. FEMA – 350, SAC joint venture, Federal Emergency Management Agency. Washington DC.

[9] Aribert, J.M., and Grecea, D. 2000. Numerical investigation of the q-factor for steel frames with semi-rigid and partial-strength joints. Proceedings of the International Conference on Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, Rotterdam, PP. 455-462.

[10] Ghobarah, A. 2001. Performance - based design in earthquake engineering: State of Development. Engineering Structures, Vol. 23: 878-884.

[11] Eurocode 3. Part 1.1. Revised annex J: Joints in building frames ECCS Committee TC 10-Structural connections.1996

[12] Anastasiadis, A.,Gioncu, V., and Mazzolani, F.M. 2000. New trends in the evaluation of available ductility of steel members. Proceedings of the International Conference on Behaviour of Steel Structures in seismic Areas, Rotterdam, pp.3-10.

[13] Gioncu, Victor, and petcu, Dana. 1997. Available rotation capacity of wide-flange beams and beam-columns, part 1: Theorical approaches. Journal of Constructional Steel Research, Vol.43, Nos. 1-3: 161-217.

[۱۴] آیین‌نامه طرح ساختمانها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰. ۱۳۷۸. ویرایش دوم. مرکز تحقیقات مسکن.

[15] CEN 1995. Eurocode 8 (ENV): Design provisions for earthquake resistance of structures. Part 1-3, Section 3: Specific rules for steel buildings.