



معرفی و بررسی رفتار لرزه‌ای قاب مهاربندی شده واگرا با پیوند قائم جفت

(DV-EBF)

محسنعلی شایانفر^۱، علیرضا رضائیان^۲، سینا طاهرخانی^۳

چکیده

استفاده از انواع قاب‌های مهاربندی شده واگرا برای طراحی و یا مقاوم سازی ساختمان‌ها و پل‌ها هر روزه رو به افزایش می‌باشد. بنابراین تحقیقات بسیار زیادی در این زمینه انجام شده است و یا در حال انجام است. در این مقاله نوع جدیدی از این قاب‌ها شامل دو پیوند قائم بررسی می‌گردد. در ابتدا قاب مهاربندی شده واگرا با پیوند قائم دوگانه (DV-EBF)، معرفی و پارامترهای موثر در انتخاب طول پیوندها برای دستیابی به رفتار برشی مطرح و شیوه طراحی آنها عنوان خواهد شد. برای بررسی رفتار لرزه‌ای این سیستم از آنالیزهای غیرخطی (مواد و هندسی) تحت بار یک طرفه و چرخه‌ای استفاده شده است. در ادامه و پس از اطمینان از رفتار مناسب این قاب‌ها، اثر طول و تعداد سخت‌کننده‌ها نیز مطالعه گردید. نتایج حاصله نشان دادند که همه قاب‌ها در شرایط رفتار برشی، ضمن پایداری از شکل‌پذیری و سختی مناسبی برخوردارند، اما نمونه‌های شامل پیوندهای کوتاه‌تر و سخت‌کننده‌های جان، عملکرد مناسب‌تری از خود نشان دادند.

کلمات کلیدی:

قابهای مهاربندی شده واگرا، پیوند قائم جفت، رفتار لرزه‌ای، سخت‌کننده، شکل‌پذیری

Introduction and Study of Seismic Behavior of Eccentrically Braced Frames With Double Vertical Link (DV-EBFs)

M. A. Shayanfar, A. R. Rezaeian, and S. Taherkhani

ABSTRACT

Eccentrically Braced Frames are increasingly used in the design and/or retrofit of new and existing buildings and bridges. Accordingly extensive research works in this area is undertaken worldwide. In this paper a new type of Eccentrically Braced Frames composed of two vertical links is introduced. In this regard Eccentrically Braced Frames with double vertical links (DV-EBFs) are first introduced, effective parameters on selection of vertical link length and its design criteria are then explained. To investigate seismic performance of this system, nonlinear analyses (material and geometric) under monotonic and cyclic loading were performed to verify seismic behavior and effects of length and number of stiffeners used in the vertical link. The results show adequate shear strength, ductility and stiffness especially in short links with enough stiffeners.

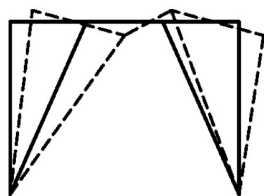
Key words:

Eccentrically Braced Frame, Double Vertical Link, seismic Behavior, Stiffener, Ductility

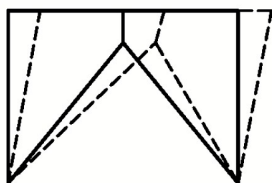
۱. عضو هیات علمی دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران shayanfar@iust.ac.ir

۲. دانشجوی دکتری سازه، دانشگاه علم و صنعت ایران farid_rezaeian@yahoo.com

۳. دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه بین‌المللی امام خمینی sinacivilika@yahoo.com



الف) پیوند افقی



ب) پیوند قائم

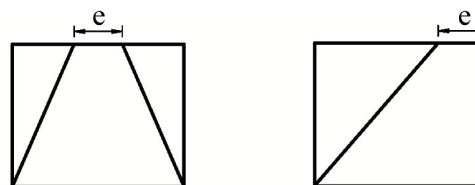
شکل (۲): نمایش تغییر شکل قاب‌های مهاربندی شده واگرا

در به کار گیری پیوند قائم در مقاوم سازی سازه ها محدودیت هایی مانند تناسب ابعادی بین تیرهای کف و اندازه پیوند، تقویت تیر کف به علت ایجاد ممان متمرکز در انتهای پیوند و ... وجود دارد [۴]. این محدودیت ها در سازه‌های بتنی به علت انتقال نیروی برشی به تیرهای بتنی قابل توجه تر می‌باشد.

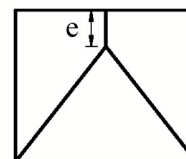
برای رفع موردهای فوق استفاده از قابهای مهاربندی شده واگرا با پیوند قائم جفت (DV-EBF) پیشنهاد می‌گردد، شکل (۳). این سیستم به علت آنکه در هر دهانه از دو پیوند قائم استفاده می‌شود، نسبت به حالت پیوند قائم تک، دارای مزایایی به شرح زیر می‌باشد:

- ۱- کاهش تعداد دهانه‌های مهاربندی که نتیجه آن کاهش تعداد عضوهای مهاری و اتصال‌های آنها می‌باشد.
- ۲- کاهش محدودیت‌های معماری در تطبیق با سازه.
- ۳- سرعت اجرای بیشتر به علت کاهش حجم عملیات اجرایی.
- ۴- کاهش ممان متمرکز وارد بر تیر و کنترل چشمه اتصال مجاور پیوند قائم در تیر طبقه.
- ۵- کاهش نیروی طراحی و مسائل اتصال پیوندهای قائم به تیر طبقه و عضوهای مهاری.

امروزه استفاده از قابهای مهاربندی شده واگرا به علت پارامترهای لرزه‌ای مناسب، در طراحی و مقاوم سازی سازه ها در مناطق لرزه خیز مورد توجه می‌باشند. پیکربندی این قابها، که شامل وجود یک خروج از مرکزیت افقی و یا قائم (e) در انتهای عضوهای مهاری می‌باشد، شکل (۱)، علاوه بر آنکه از لحاظ معماری انعطاف پذیری لازم را برای ایجاد بازشوها فراهم می‌آورند، از لحاظ عملکرد لرزه‌ای نیز از قاب‌های خمشی، سخت تر و از قابهای مهاربندی شده همگرا، شکل پذیرتر می‌باشند. فلسفه طراحی پیوند در این قاب‌ها به صورتی است که در هنگام زلزله، ضعیف ترین بخش سازه باشند تا با ایجاد تغییر شکلهای غیر خطی در این ناحیه علاوه بر استهلاک انرژی ناشی از زلزله، از آسیب رسیدن به سایر عضوهای سازه نیز جلوگیری به عمل آورند [۳ تا ۱].



الف) پیوند افقی



ب) پیوند قائم

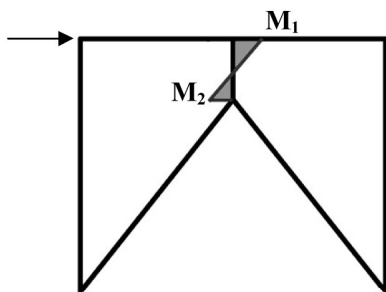
شکل (۱): انواع قابهای مهاربندی شده واگرا

از مزیت‌های قابهای مهاربندی شده واگرا با یک پیوند قائم (V-EBF) نسبت به قابهای مهاربندی شده واگرا با پیوند افقی (H-EBF) به مواردی مانند جلوگیری از آسیب دیدن سقف طبقه در هنگام زلزله، شکل (۲)، تعمیر و تعویض ساده پس از زلزله به علت عدم درگیری پیوند با سیستم باربر پایه و استفاده در بهسازی لرزه‌ای سازه ها به خصوص در سازه‌های مهم و حساس مانند نیروگاه ها می‌تواند اشاره گردد.

برای پیوندهای قائم و با توجه به اینکه ممان‌های تشکیل شده در دو انتهای پیوند برابر نمی باشد، شکل (۴)، طول مناسب برای ایجاد شرایط لازم برای رفتار برشی به صورت رابطه (۲) پیشنهاد شده است [۵ و ۶]:

$$e \leq \frac{0.8(\kappa+1)M_p}{V_p}, \kappa = \frac{M_2}{M_1} \quad M_2 \leq M_1 \quad (2)$$

لازم به ذکر است رابطه‌های (۱) و (۲) با توجه به دیگرام آزاد نیروهای وارد بر پیوند و لحاظ اثر سخت شونده‌گی کرنشی برای برش و ممان به ترتیب برابر ۱٫۵ و ۱٫۲ برابر برش پلاستیک (V_p) و ممان پلاستیک (M_p) به دست آمده اند.



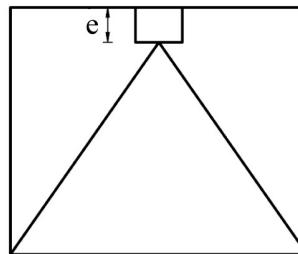
شکل (۴): توزیع لنگرهای دوسر پیوند قائم

در این مقاله برای طراحی قاب‌های با پیوند قائم جفت، از رابطه (۲)، که مربوط به حالت پیوند قائم تک می‌باشد، استفاده شده است. برای دیگر ضابطه‌های طراحی (مانند تعداد، فاصله و اندازه سخت کننده‌ها، عضوهای خارج از پیوند و ...)، از مقررات مندرج در UBC97 استفاده شده است [۷]. در محل اتصال پیوند به تیر طبقه، با بررسی برش چشمه اتصال، وجود ورق‌های مضاعف بررسی و در صورت لزوم، ورق به ضخامت مناسب به کار گرفته شده است.

۳- شرح مطالعات

۳-۱- هدف

هدف اصلی از این مقاله، بررسی رفتار لرزه‌ای و تاثیر پارامترهایی مانند طول و تعداد سخت کننده‌های جان پیوند، در قاب‌های مهاربندی شده و اگر با پیوند قائم جفت می‌باشد.



شکل (۳): قاب‌های مهاربندی شده و اگر با پیوند جفت

۲- طراحی قاب مهاربندی شده و اگر با پیوندهای قائم جفت طراحی قاب‌های و اگر با پیوند قائم مانند قاب‌های دارای پیوند افقی براساس "طراحی به روش ظرفیت" انجام می‌گیرد [۱۲ و ۱۳]. هدف این روش طراحی تمرکز تمام تغییر شکل‌های غیر خطی فقط در بخش پیوند است به صورتی که تمام عضوهای خارج از پیوند در زمان زلزله در حالت الاستیک باقی بمانند. برای دست یابی به این هدف، عضوهای دیگر باید برای نیروهای متناظر با ظرفیت برشی پیوند و اعمال ضریب اضمینان لازم، طراحی شوند. بنابراین رفتار لرزه‌ای این قاب‌ها متاثر از خصوصیات بخش پیوند است. در این میان اثر طول پیوند، تاثیر عمده‌ای بر سختی و شکل‌پذیری این قاب‌ها دارد. تحقیقات متعدد نشان داده اند در پیوندهای با طول کوتاه مفصل برشی و در پیوندهای با طول‌های بلند مفصل خمشی تشکیل می‌گردد. در حد فاصل طول‌های کوتاه و بلند، امکان تشکیل همزمان هر دو نوع مفصل مذکور، وجود دارد. نتایج تحقیقات بیان می‌دارند، تشکیل مفصل برشی در مقایسه با مفصل خمشی پایداری و عملکرد مناسبتری (سختی و شکل‌پذیری) را به همراه دارد. برای دست یابی به رفتار برشی طول پیوند (e) به رابطه (۱) محدود شده است [۱ تا ۳]:

$$e \leq \frac{2 \times 1.2 M_p}{1.5 \times V_p} = 1.6 \frac{M_p}{V_p} \quad (1)$$

۳-۲- تحلیل پایداری

در شکل (۵) دیاگرام برش ناشی از بار جانبی در یک قاب مهاربندی شده واگرا با پیوند قائم جفت نمایش داده شده است. همان طور که از این دیاگرام مشخص می‌باشد، عمده برش طبقه توسط پیوندها تحمل می‌گردد، در نتیجه برای آنکه چنین قابی توانایی به کارگیری به عنوان سیستم مقاوم جانبی را داشته باشد، نباید هیچگونه ناپایداری در پیوند ها رخ دهد. در این تحقیق برای بررسی ناپایداری قاب، از روش تحلیل ریکس (Riks) استفاده شده است [۸]. برای این تحلیل ابتدا یک آنالیز کماتش خطی انجام و شکل مد اول به سازه اختصاص یافته و پس از آن بارگذاری یک طرفه افزایشی تا تغییر مکان مورد نظر در یک تحلیل غیرخطی با تغییر شکل‌های بزرگ اعمال شده است. نتیجه این عمل تعیین دیاگرام پایداری قاب می‌باشد.

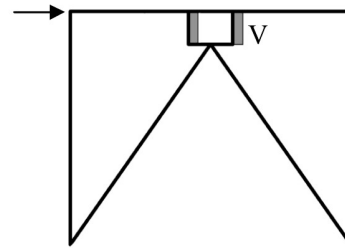
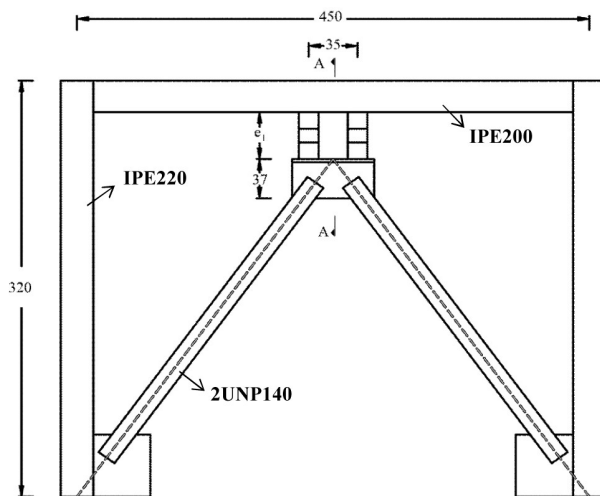
جان بر رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده واگرا با پیوند قائم جفت می‌باشد.

بنابراین نمونه‌هایی طبق جدول (۱) و با پارامترهای مندرج در شکل (۶) انتخاب شده‌اند.

جدول (۱): مشخصات نمونه‌های انتخابی

Specimen	Link	e_1 (cm)	N^*
DV-L20S0	IPE200	20	0
DV-L20S1	IPE200	20	1
DV-L30S0	IPE200	30	0
DV-L30S2	IPE200	30	2
DV-L40S0	IPE200	40	0
DV-L40S3	IPE200	40	3

* N: تعداد سخت کننده‌ها



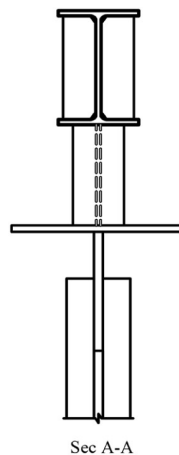
شکل (۵): دیاگرام برش در قاب مهاربندی شده واگرا با پیوند قائم جفت

۳-۲- تحلیل تحت بارهای رفت و برگشتی

برای بررسی پارامترهای لرزه‌ای و تعیین منحنی هیستریزس، قاب‌هایی که پایداری آنها بررسی شده است تحت بار چرخه‌ای قرار گرفته‌اند و به وسیله یک تحلیل غیرخطی با تغییر مکان‌های بزرگ نتایج مورد نظر کسب شده‌اند.

۴- نمونه‌های انتخابی

همانطور که عنوان شد هدف اصلی این مقاله بررسی اثر طول پیوند و همچنین تعداد و شکل سخت کننده‌های



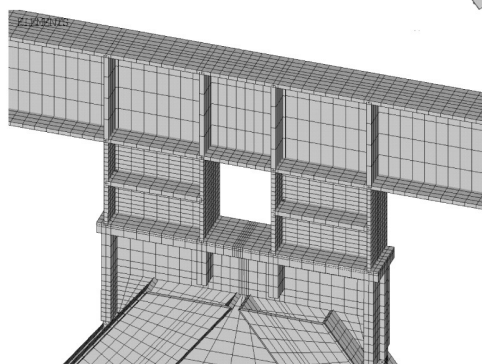
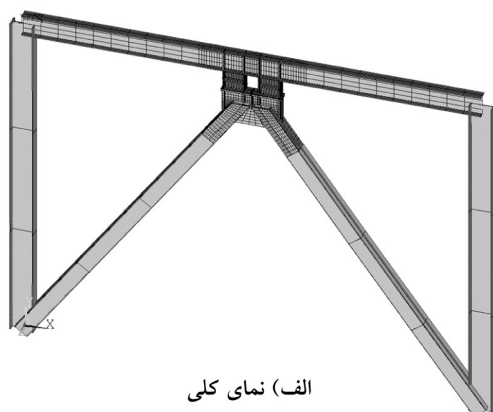
Sec A-A

واحد ها به سانتی متر

شکل (۶): شمای کلی نمونه‌های انتخابی

۵- مدل سازی

در شکل (۸-الف) مدل ساخته شده از نمونه DV-L20S1 و در شکل (۸-ب) ناحیه اتصال و چگونگی اتصال سخت کننده ها به پیوند نمایش داده شده است .



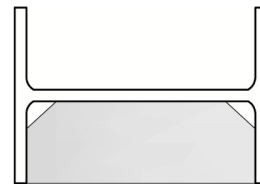
شکل (۸): مدل نمونه DV-L20S1

۶- بررسی صحت مدل سازی و تحلیل

برای اطمینان از نتیجه‌های به دست آمده از روش اجزاء محدود و آنالیزهای غیر خطی انجام شده، نتایج یک قاب مهاربندی شده واگرا با پیوند قائم تک (که دارای شرایط خیلی نزدیکی به مدل‌های این مقاله می‌باشد) که توسط وتر و باکمپ در دانشگاه دارمشتات آلمان [۶] تحت آزمایش چرخه‌ای قرار گرفته است، به روش مورد استفاده در این مقاله مدل سازی و تحلیل شده اند، نتیجه به دست آمده بیانگر قابلیت اعتماد بالای روش تحلیل می‌باشد. در شکل (۹) نمونه آزمایشگاهی و مدل تهیه شده در نرم افزار Ansys و در شکل (۱۰) نتایج حاصل از تست و نرم افزار مذکور آمده است.

مدل سازی و تحلیل نمونه ها به وسیله نرم افزار Ansys انجام گردید [۹]. المان‌های به کار گرفته شده در این تحلیل عبارتند از Solid 45, Shell 181 و Beam 24. تیر کف، پیوند ها، سخت کننده ها و بخشی از عضوهای مهاري با المان Shell 181 مدل سازی شدند، زیرا این المان قابلیت پذیرش خواص پلاستیک، تغییر شکل و کرنش‌های بزرگ و ... را دارد. ناحیه اتصال انتهای پیوندها به عضوهای مهاري، بخش T شکل، به علت ایجاد فاصله واقعی بین اجزای عضو مهاري که از جفت ناودانی می‌باشد توسط المان Solid 45 که توانایی مدلسازی رفتار غیر خطی را دارد، مدل شده اند. ستون ها و قسمت‌های باقی مانده عضوهای مهاري به علت تاثیر کمتر و افزایش سرعت تحلیل، به وسیله المان Beam 24 که امکان مدل سازی انواع رفتار غیرخطی را دارد مدل سازی گردیدند.

برای ایجاد اتصال مناسب بین المان‌های خطی (Beam) و صفحه‌ای (Shell) از قابلیت ناحیه صلب (Rigid Region) و برای تولید اتصال مفصل بین تیر و ستون از قابلیت گره‌های مرجع و وابسته استفاده شده است. در مواردی که استفاده از ورق مضاعف طبق روال طراحی مورد نیاز بوده است، در مدل سازی با افزایش ضخامت چشمه اتصال وارد گردیده است. براساس تحقیقات به عمل آمده [۱۰] در محل اتصال سخت کننده ها به بال و جان پیوند ، همواره یک تمرکز تنش وجود دارد که باعث گسیختگی ورق جان در دورانه‌های حدوداً ۰/۰۸ رادین می‌گردد. برای جلوگیری از تمرکز تنش، عدم اتصال سخت کننده به جان در دو انتهای آن به میزان ۵ برابر ضخامت جان پیشنهاد شده است . در این تحقیق برای این منظور از ایجاد پخ در سخت کننده استفاده شده است، شکل (۷) .

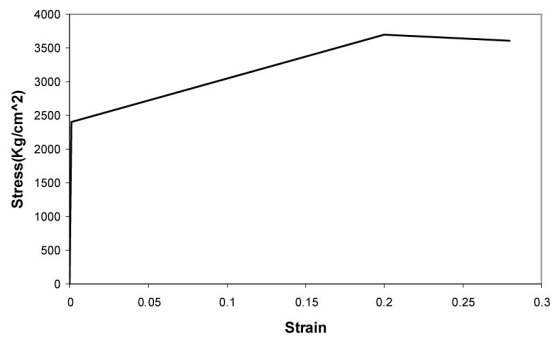


شکل (۷): شیوه مدل سازی سخت کننده ها

لازم به ذکر است در هیستریزس نمونه تحلیلی نتایج تا قبل از شروع افت نمونه آزمایشگاهی آمده است. بررسی نمودارهای شکل (۱۰) نشان می‌دهند، که در هر دو نتیجه آزمایشگاهی و تحلیلی چرخه‌های ابتدایی تحت تاثیر رفتار ایزوتروپیک و چرخه‌های انتهایی، تحت تاثیر رفتار کینماتیک می‌باشند.

۷- مصالح

فولاد انتخاب شده برای این تحقیق از نوع St-37 بوده که در معرفی آن به نرم افزار نمودار شکل (۱۱) به کار رفته است.

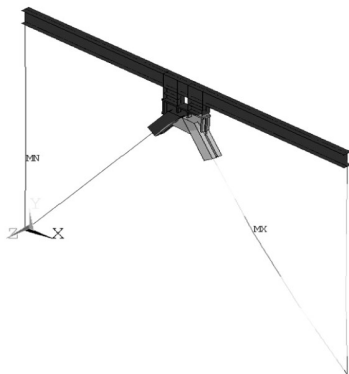


شکل (۱۱): نمودار تنش - کرنش فولاد مصرفی

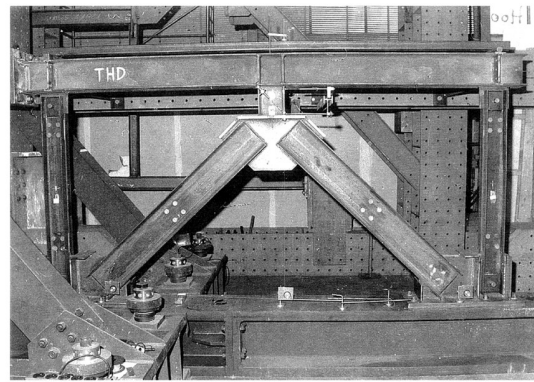
۷- تحلیل نمونه ها و بررسی نتایج

۷-۱- تحلیل پایداری

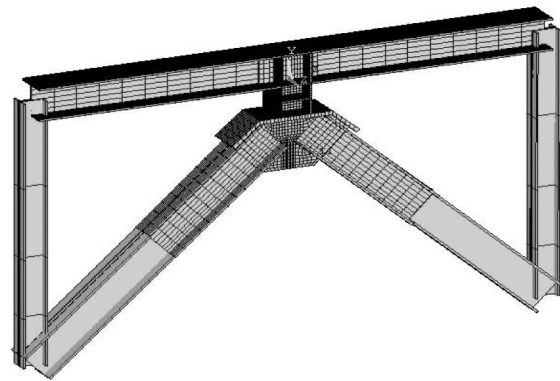
برای انجام تحلیل کمانش خطی، یک بار جانبی واحد در تراز طبقه، به قاب اعمال گردید. لازم به ذکر است در این تحلیل خصوصیات مصالح، خطی می‌باشد. شکل مد اول در تمام نمونه‌ها مشابه شکل (۱۲) است.



شکل (۱۲): کمانش مد اول نمونه DV-L20S1

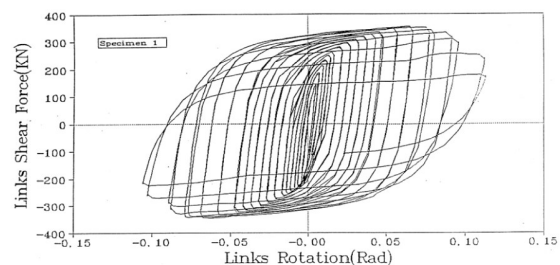


الف) نمونه آزمایشگاهی [۱۶]

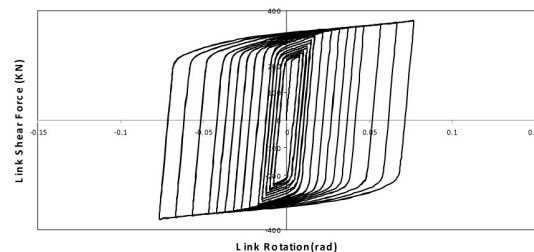


ب) مدل ساخته شده در نرم افزار

شکل (۹): قاب مهاربندی شده واگرا با پیوند قائم تک



الف) نمونه آزمایشگاهی [۱۶]



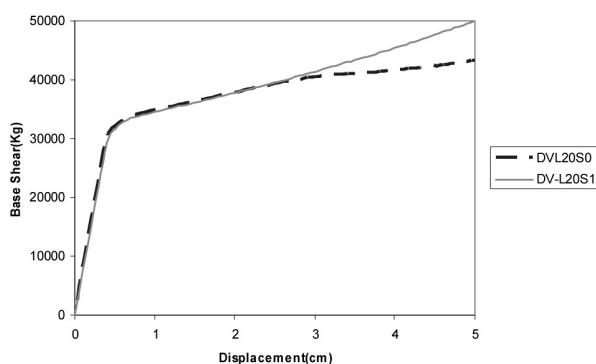
ب) مدل ساخته شده در نرم افزار

شکل (۱۰): نمودار هیستریزس قاب مهاربندی شده واگرا با

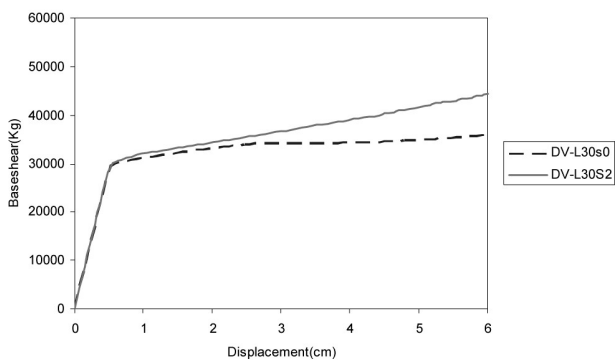
پیوند قائم تک

ضریب اطمینان قابل توجهی بیشتر می‌باشند. بنابراین انتظار می‌رود که در این قاب‌ها در تحمل نیروهای چرخه‌ای هیچگونه ناپایداری اتفاق نیافتد. این موضوع به ویژه در محل انتهای پیوندها، در تحلیل‌های چرخه‌ای مورد بررسی قرار خواهند گرفت.

بررسی ناپایداری و تعیین ظرفیت قاب‌ها، توسط یک تحلیل کنترل تغییر مکان با بار یک طرفه افزایشی و لحاظ تغییر شکل‌های بزرگ و مصالح غیر خطی که شکل مد اول کمانش به عنوان اغتشاش اولیه به آنها اعمال گردیده بود، انجام شد. در شکل (۱۰) تا (۱۲) به ترتیب نمودار پایداری قاب‌های با طول پیوند ۲۰ سانتی متر، ۳۰ سانتی متر و ۴۰ سانتی متر آمده است.

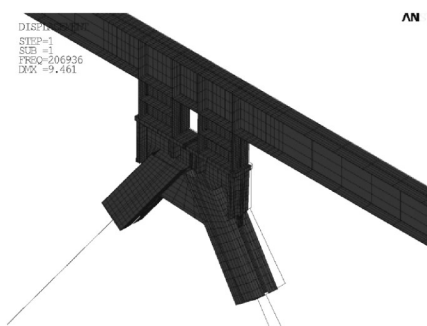


شکل (۱۰): نمودار پایداری قاب‌های با طول پیوند ۲۰ سانتی متر



شکل (۱۱): نمودار پایداری قاب‌های با طول پیوند ۳۰ سانتی متر

در شکل (۱۲) کمانش خارج از صفحه عضو مهار می‌شود می‌باشد، علت این امر همچنان که در شکل (۱۳) نشان داده شده است، ناپایداری انتهای پیوندهای جفت در محل اتصال به عضوهای مهار شده است. زیرا در این محل، پیوندها سختی خارج از صفحه محدودی را برای عضوهای مهار می‌آورند. برای افزایش سختی خارج از صفحه پیوندها به علت آنکه سختی پیش‌تیر طبقه کم می‌باشد، در محل اتصال پیوندها به تیر کف تکیه گاه جانبی تعبیه شده است که در مدل‌سازی عددی نیز با اعمال قید مناسب، لحاظ شده است.



شکل (۱۳): تغییر شکل انتهای پیوند در مد اول کمانش نمونه DV-L20S1

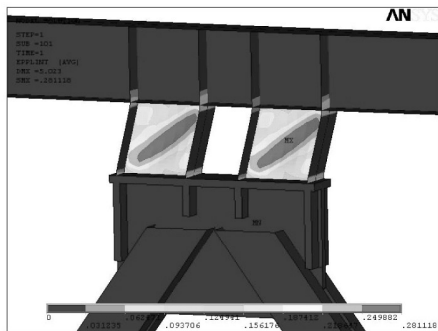
در نتیجه بررسی ناپایداری این ناحیه در بررسی رفتار کلی قاب بسیار مهم و تاثیر گذار می‌باشد. در جدول (۲) نیروهای کمانش اولری متناظر مد اصلی کمانش آنها ارائه شده است.

جدول (۲): بار بحرانی نمونه‌های انتخابی

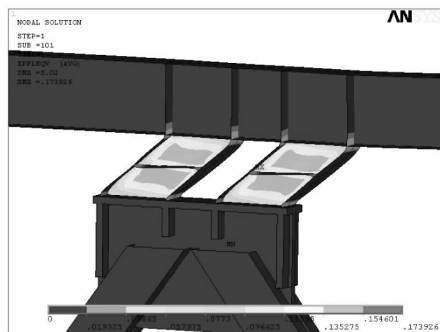
Specimen	F_{cr} (Ton)
DV-L20S0	۱۹۸
DV-L20S1	۲۰۷
DV-L30S0	۱۵۵
DV-L30S2	۱۹۱
DV-L40S0	۱۷۹
DV-L40S3	۱۸۰

همان طور که از جدول (۲) مشخص است بارهای بحرانی به دست آمده همگی از حداکثر ظرفیت برشی پیوندها با لحاظ اثرات سخت شوندگی ($2 \times 1.5 V_p = 61.68 \text{ Ton}$)، با

در شکل (۱۴) کرنش پلاستیک نمونه‌های DV-L20S0 و DV-L20S1 در انتهای تحلیل نشان داده شده است. از این شکل مشخص می‌باشد که فقط بخش پیوند و ناحیه کوچکی از تیر طبقه در محل اتصال به پیوندها وارد ناحیه پلاستیک شده‌اند. در این شکل کماتش پیوند به علت عدم به کار گیری سخت کننده مشهود است.



الف) DV-L20S0



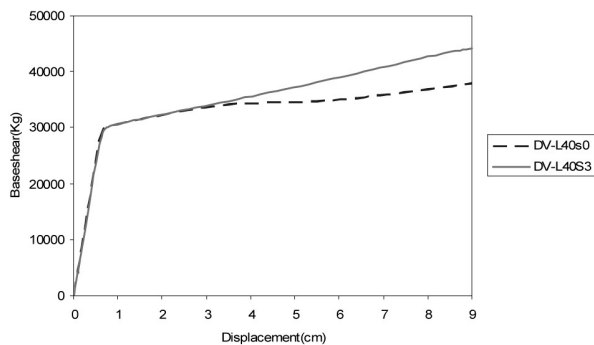
ب) DV-L20S1

شکل (۱۴): کرنش پلاستیک در انتهای تحلیل برای نمونه‌های DV-L20S0 و DV-L20S1

۲-۷- تحلیل چرخه‌ای

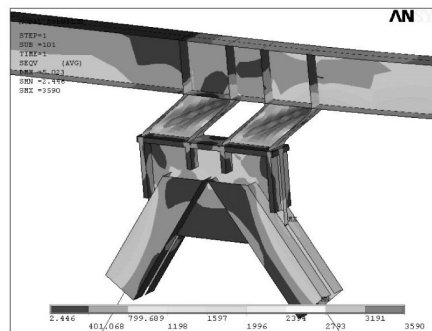
۱-۲-۷- بارگذاری

در این مقاله از دستورالعمل ارائه شده در ATC24 [۱۱] برای تعیین تاریخچه بارگذاری استفاده شده است. این دستورالعمل اجازه می‌دهد تا نقطه جاری شدن نمونه، بارگذاری به وسیله کنترل نیرو و پس از آن به وسیله کنترل تغییر مکان انجام گیرد. اما در تحلیل‌های انجام شده در این مقاله از ابتدا بار به صورت کنترل تغییر مکان اعمال گردیده است.

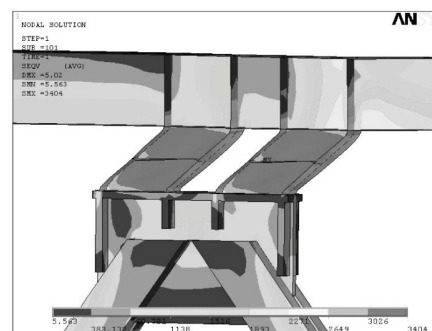


شکل (۱۲): نمودار پایداری قاب‌های با طول پیوند ۴۰ سانتی‌متر

در شکل (۱۳) تنش معادل فون میسز نمونه DV-L20S0 و DV-L20S1 در انتهای تحلیل نشان داده شده است. واضح است در غیاب سخت‌کننده‌ها، شکل (۱۳-الف)، در جان پیوندها، کماتش برشی ایجاد شده است، در صورتی که در نمونه دارای سخت کننده تمام جان به صورت یکنواخت به تسلیم رسیده و میزان تغییر شکل ناشی از کماتش در آن محدود می‌باشد.



الف) DV-L20S0



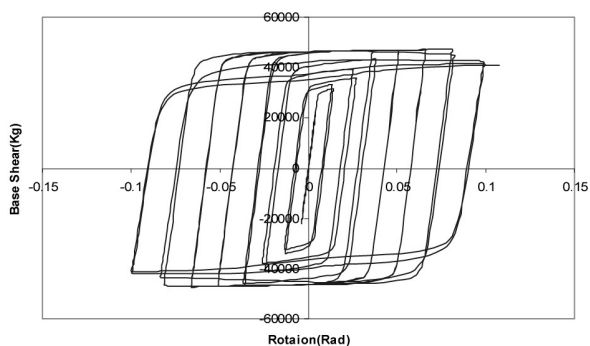
ب) DV-L20S1

شکل (۱۳): تنش معادل فون میسز در انتهای تحلیل برای نمونه‌های DV-L20S0 و DV-L20S1

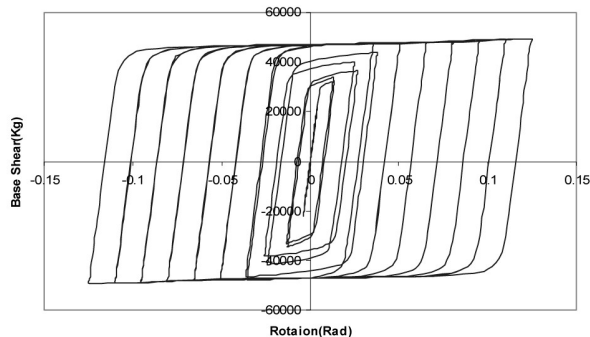
استفاده گردید. در ضمن AISC2005 در بخش توضیحات، در حال حاضر استفاده از تاریخچه بارگذاری ATC24 را معتبر می‌داند.

۲-۲-۷- نمودار هیستریزس

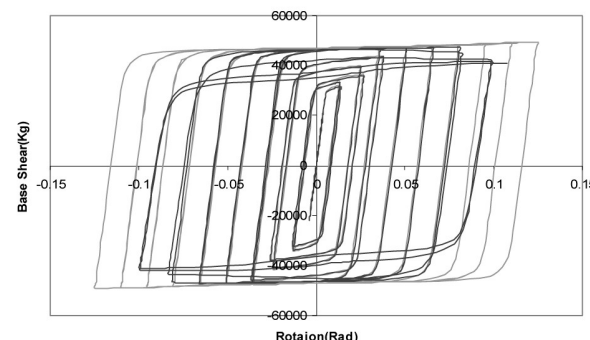
در شکل (۱۶) تا (۱۸) به ترتیب نمودار هیستریزس قاب‌های با طول پیوند ۲۰ سانتی‌متر، ۳۰ سانتی‌متر و ۴۰ سانتی‌متر آمده است.



الف) DV-L20S0



ب) DV-L20S1



ج) مقایسه

شکل (۱۶): نمودار هیستریزس قاب‌های

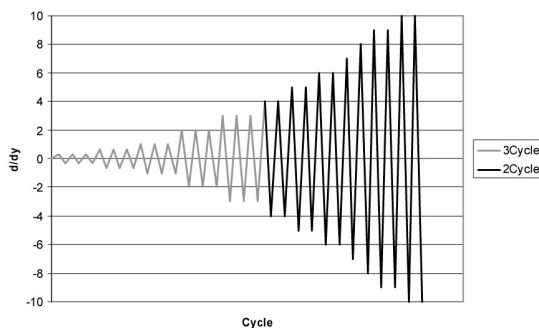
با طول پیوند ۲۰ سانتی‌متر

همان‌طور که از شکل (۱۶) مشخص است، سخت‌کننده‌ها به میزان قابل توجهی از افت سختی و مقاومت جلوگیری به

برای تعیین نقطه جاری شدن نمونه‌ها، از منحنی‌های ظرفیت که تحت بار یک‌طرفه افزایشی به دست آمده بودند استفاده شد. تابع بارگذاری برای نمونه DV-L20S1 در جدول (۳) و شکل (۱۵) آمده است.

جدول (۳): تاریخچه بارگذاری

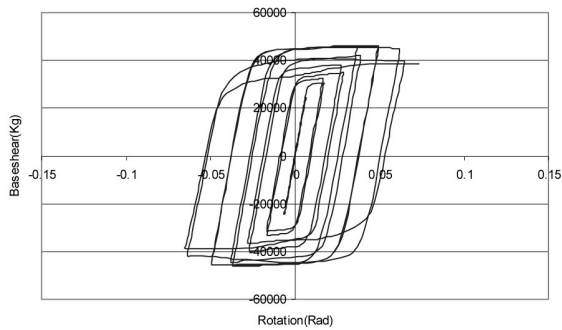
شماره سیکل	$\frac{\Delta}{\Delta_y}$	Drift (به درصد)	دوران پیوند (γ)	V_a
۳-۱	۰,۳۳	۰,۰۳۱۲	۰,۰۰۱۳۳	۷۳۴۲
۶-۴	۰,۶۷	۰,۰۶۲۴	۰,۰۰۲۶	۱۴۶۸۶
۹-۷	۱,۰۰	۰,۰۹۳۸	۰,۰۰۳۹	۲۲۰۲۸
۱۲-۱۰	۲,۰۰	۰,۱۸۷۵	۰,۰۰۱۲	۳۴۳۸۵
۱۵-۱۳	۳,۰۰	۰,۲۸۱۳	۰,۰۰۲۴	۴۱۵۴۶
۱۷-۱۶	۴,۰۰	۰,۳۷۵۰	۰,۰۰۳۵	۴۷۸۱۴
۱۹-۱۸	۵,۰۰	۰,۴۶۸۸	۰,۰۰۵۰	۴۷۸۷۲
۲۱-۲۰	۶,۰۰	۰,۵۶۲۵	۰,۰۰۶۵	۴۸۰۷۶
۲۳-۲۲	۷,۰۰	۰,۶۵۶۳	۰,۰۰۸	۴۸۴۰۷
۲۵-۲۴	۸,۰۰	۰,۷۵۰۰	۰,۰۰۹	۴۸۷۴۲
۲۷-۲۶	۹,۰۰	۰,۸۴۳۸	۰,۰۱۱	۴۹۰۶۲
۲۹-۲۸	۱۰,۰۰	۰,۹۳۷۵	۰,۰۱۲۵	۴۹۳۶۳



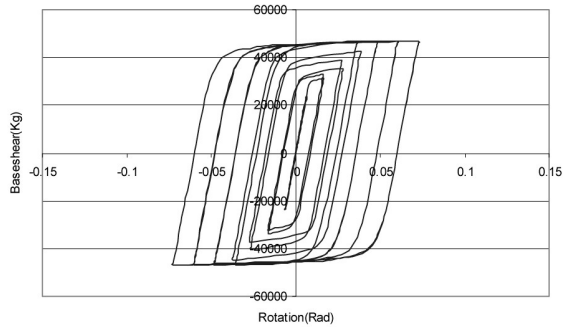
شکل (۱۵): تاریخچه بارگذاری

لازم به ذکر است برای بررسی رفتار پیوندها در قاب‌های مهاربندی شده و اگر، تاریخچه بارگذاری ارائه شده در AISC [۱۲ و ۱۳] نیز وجود دارد که براساس زاویه دوران پیوند ارائه شده است. با توجه به اینکه این تاریخچه بارگذاری بر روی اتصالات پیوندها تاکید دارد و در این مقاله هدف، بررسی کل رفتار قاب مهاربندی شده و اگر بوده است، لذا از همان دستورالعمل ارائه شده در ATC24

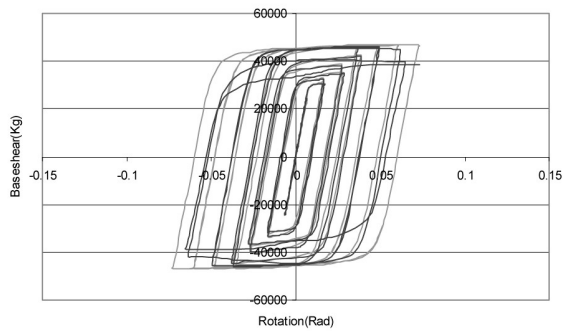
عمل آورده‌اند. در ضمن نمونه دارای سخت‌کننده تا دوران ۰/۱۲ رادیان را تحمل نموده است در صورتی که نمونه بدون سخت‌کننده در حدود ۰/۰۸ رادیان متوقف شده است.



الف) DV-L40S0



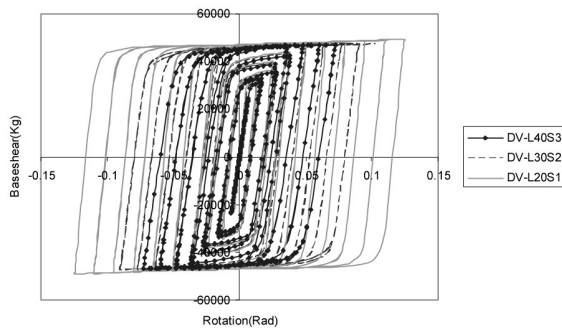
ب) DV-L40S3



ج) مقایسه

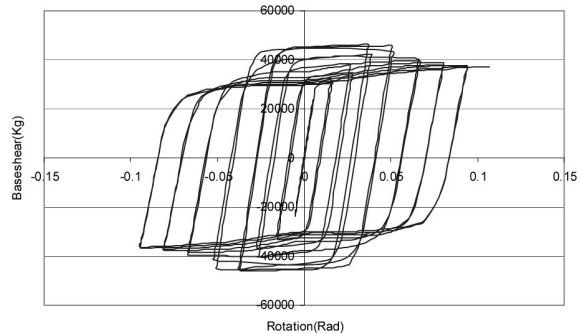
شکل (۱۸): نمودار هیستریزس قاب‌های

با طول پیوند ۳۰ سانتی‌متر

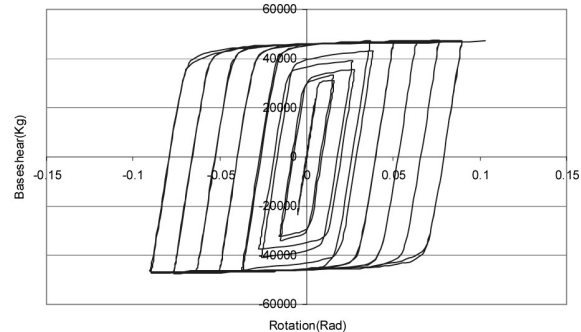


شکل (۱۹): مقایسه نمودار هیستریزس نمونه‌های دارای

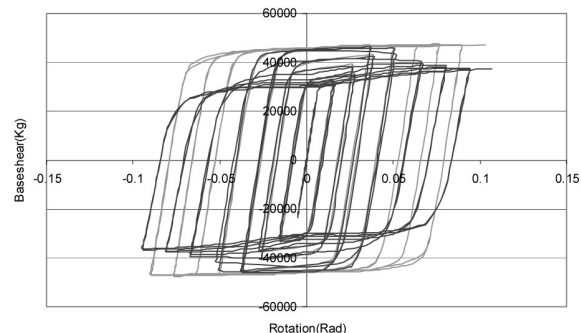
سخت‌کننده



الف) DV-L30S0



ب) DV-L30S2



ج) مقایسه

شکل (۱۷): نمودار هیستریزس قاب‌های

با طول پیوند ۳۰ سانتی‌متر

در شکل (۱۹) برای مقایسه اثر طول سخت‌کننده‌ها بر روی رفتار هیستریزس، نتایج مربوط به نمونه‌های دارای سخت‌کننده در یک نمودار ارائه شده است. نمونه با طول ۲۰ سانتی‌متر دارای سختی و شکل‌پذیری مطلوب‌تری نسبت به نمونه‌های دیگر می‌باشد.

- 1- J.M. Ricles, E.P. Popov. Dynamic Analysis of Seismically Resistant Eccentrically Braced Frames . Report No. 87/07, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1987.
- 2- J.M. Ricles, E.P. Popov. Experiments on Eccentrically Braced Frames with Composite Floors. Report No. 87/06 , Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1987 .
- 3- C. W. Roeder and E.P. Popov. Inelastic Behavior of Eccentrically Braced Steel Frames Under Cyclic Loading. Report No. 77/18, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1977 .
- 4-M.A. Shayanfar, A. Rezaeian ,S.Taherkhani. Introduction of EBFs with Double Vertical Links (DV-EBF) and Their Application in Rehabilitation in Comparison with other Bracing. 1st International Conference on Seismic Retrofitting, Tabriz, Iran, 2008.
- 5- Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance-Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, 2003.
- 6-M.G. Vetr. Seismic behavior, analysis and design of eccentrically braced frames with vertical shear links. PhD thesis. University of Technology Darmstadt, W. Germany, 1998.
- 7- UBC. Uniform Building Code. International Conference of Building Officials, 1997.
- 8-G. Powell, J.Simpsons .Improved Iteration Strategy for Nonlinear Structures. International Journal for Numerical Methods In Engineering, Vol.17, 1981.
- 9- Ansys Ver .11 .User Manual and Theory ,Swan Analysis Systems Inc., 2006.
- 10- C. McDaniel, C. Uang, F. Seible. Cyclic Testing of Built-Up Steel Shear Links for the New Bay Bridge. Journal of Structural Engineering, 2003.
- 11- ATC. Guidelines for seismic testing of components of steel structures, report-24. Applied Technology Council, 1992 .
- 12- AISC. Seismic Provision for structural steel Building, 2002.
- 13- AISC. Seismic Provision for structural steel Building, 2005.

- ۱- نمودارهای هیستریزیس به دست آمده از نمونه ها، بیانگر عدم ایجاد ناپایداری کلی در تمام نمونه‌های است.
- ۲- بررسی نمودارهای هیستریزیس بیانگر این مساله هستند که سیکل‌های اولیه تحت تاثیر سخت شوندگی کرنشی ایزوتروپیک و سیکل‌های انتهایی تحت اثر سخت شوندگی کینماتیک می‌باشند.
- ۳- حلقه‌های هیستریزیس نمونه‌های دارای سخت کننده بسیار پایدار بوده که بیانگر استهلاک انرژی مناسب در بارهای چرخه‌ای می‌باشد.
- ۴- با افزایش طول پیوندهای جفت، سختی و شکل پذیری کل قاب کاهش می‌یابد.
- ۵- عدم استفاده از سخت کننده تا قبل از کماتیک پلاستیک جان، تاثیر قابل توجهی در رفتار هیستریزیس سازه ندارد اما پس از آن باعث ایجاد زوال سختی و مقاومت در قاب می‌گردد.
- ۶- بررسی کرنش‌های پلاستیک در نمونه ها بیانگر این مطلب می‌باشد که، عمده استهلاک انرژی در پیوندها اتفاق افتاده و به جز مناطق محدودی در نزدیکی اتصال پیوندها به تیر طبقه تمام بخش‌های دیگر قاب در حالت الاستیک باقی مانده‌اند.