

## رفتار لرزه ای قابهای خارج از مرکز

مجید قلهکی<sup>۱</sup>، محمد بزاز<sup>۲</sup>، سید مهدی موسویان<sup>۳</sup>، بهزاد شجاعی جشوقانی<sup>۴</sup>

۱- اسنادیار دانشگاه سمنان

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه سمنان Mohammad\_bazzaz1362@yahoo.com

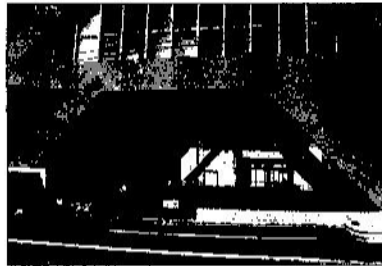
۳- دانشجوی کارشناسی عمران، دانشگاه سمنان Mehdimousavian@yahoo.com

۴- دانشجوی کارشناسی مکانیک سیالات، دانشگاه سمنان behzad.shojaee@yahoo.com

### خلاصه

جهت تامین سختی و مقاومت کافی برای مهاربند ها در مناطق زلزله خیزی مانند ایران به بررسی پادبندهای مختلف می پردازیم. هدف ما کسب سختی و مقاومت کافی در عین حال شکل پذیری و کسب انرژی مناسب برای سیستم مهاربند می باشد. با توجه به فضای باز مناسب مهاربند EBF و آزاد بودن ممان برای طراحی زیباتر و شکل پذیری بیشتر آن نسبت به مهاربند ضربدری بر آن شدیم که طراحی پادبند EBF مزایا و معایب آن را بررسی نماییم. در این راستا آزمایشات بسیاری بر روی تیر پیوند انجام شده و طول محاسب آن همچنین خروج از محوریت پادبند مشخص گردیده است. بررسی رفتار ارتجاعی قاب های مهاربندی شده خارج از مرکز از نظر سختی، پیوند سازه و مقاومت نهایی از دیدگاه آیین نامه مبحث دهم ایران در این مقاله صورت گرفته و توصیه اجرایی مناسب ارائه شده است.

کلمات کلیدی: ساختمان فلزی، طراحی پادبند خارج از مرکز، شکل پذیری، سختی



شکل ۱. نمایی از یک مهار بند (EBF)

### مقدمه

در طراحی ساختمانها در مناطق زلزله خیز از جمله ایران دو موضوع باید در نظر گرفته شود:

- ۱- ایجاد سختی و مقاومت کافی
- ۲- ایجاد شکل پذیری مناسب و قدرت جذب انرژی

### قاب با اتصالات ممان بر (MRF):

محاسن:

- ۱- بر طرف کردن نیازهای معماری (فراهم کردن باز شو های بزرگ)
- ۲- شکل پذیری مناسب

معایب:

- ۱- اجرای اتصالات مسکن و هزینه بالا
- ۲- در ساخته نهایی بند مقطع بزرگ شده (فسفه ضراحی)

### قاب با مهاربندی هم مرکز (CBF):

محاسن:

- ۱- سختی خوبی در برابر بارهای جانبی
- ۲- اتصالات ساده تر و اقتصادی تر
- ۳- سرعت اجرای این سیستم بالاتر است
- ۴- در محدوده عملکرد ارتجاعی سختی مناسبی دارد

معایب:

- ۱- در بارهای جانبی شدید استعداد زیادی به کمانش و ناپایداری دارد
- ۲- بند از ۵ تا ۶ سیکل سنگین مقاومت المان به ۲۵ تا ۳۳ درصد مقاومت اولیه می رسد

### قاب با مهاربندی خارج از مرکز (EBF):

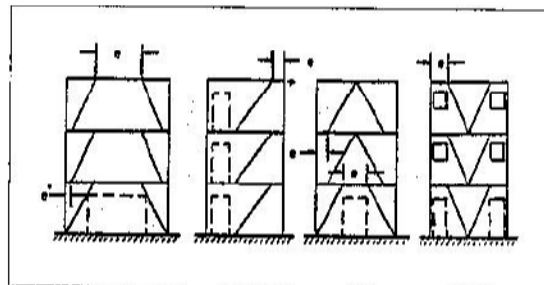
شرح سازه های مقاوم در برابر زلزله های متوسط و شدید بر اساس رفتار غیر ارتجاعی (خمیری) انجام می گیرد. به این علت خاصیت شکل پذیری و جذب انرژی بصورت تغییر شکل خمیری از خصوصیات اساسی سازه های مقاوم در برابر زلزله می باشد



شکل ۲. شکل مهاربند EBF

### فلسفه طراحی :

- e جزء کوچک تیر مانند یک فیوز عمل می کند
- این سیستم از کمانش مهاربند جلوگیری می کند
- مقدار زیادی انرژی وارده ناشی از زلزله را جذب می کند



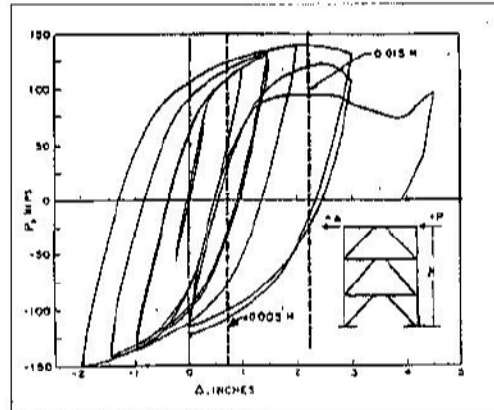
شکل ۳. انواع روش های اجرای بادبند EBF

به دلیل رفتار بلاستیک و خمیری تیر پیوند بادبندها عملاً فرصت کماتش پیدا نمی کنند

با تشکیل مفاصل بلاستیک سختی کاهش می یابد که این سبب افزایش زمان تناوب می شود این افزایش موجب کاهش بازتابها و سطح نیروی موثر وارد بر سازه می شود

$$\Gamma = 2\pi (M/K)^{0.5}$$

$$B = 2.5 (T_c / T)^{2/3}$$



شکل ۴. منحنی هیستریک طراحی تیر پیوند در بادبند EBF

قاب با مهاربندی خارج از مرکز (EBF):

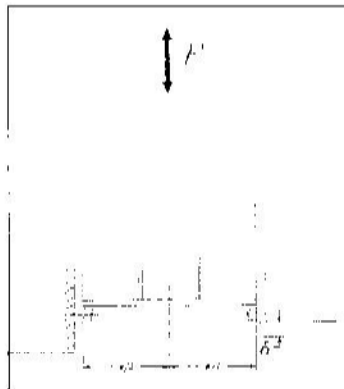
معایب:

- ۱- سختی نسبتاً خوبی در برابر بارهای جانبی
- ۲- شکل پذیری و قابلیت جذب انرژی خوبی در برابر بار جانبی
- ۳- با انتخاب سختی مناسب رفتار ارتجاعی و غیر ارتجاعی و محل مفصل های خمیری توسط محاسب تعیین می شود

معایب:

- ۱- اجرای آن زمان بر خواهد بود
- ۲- در صورت بروز زلزله شدید تیر رابط آسیب دیده و تعمیر و تعویض آن در سقف مشکل است.

آزمایشات مهم انجام شده بر روی تیر پیوند



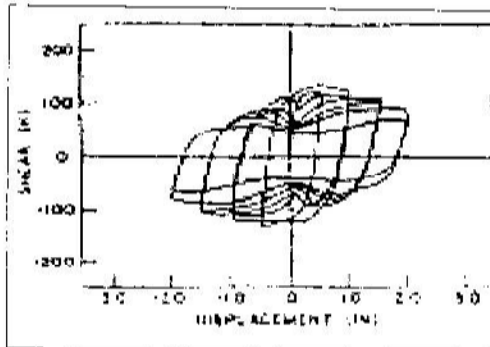
شکل ۵. نحوه آزمایش تیرهای پیوند با لنگرهای انتهای مساوی

تیر پیوند با طول کوتاه  $\sigma = 1.11(M_p/V_p)$  :

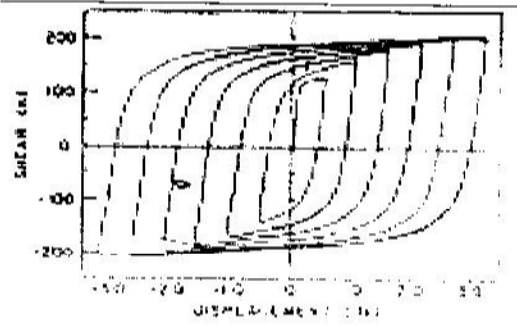
بدون سخت کننده قائم : زمان کوتاهی پس از تسلیم برشی جان تیر دچار کمانش شده که خود باعث استهلاک انرژی و مقاومت در

این نوع تیر می باشد

با سخت کننده قائم : بسیار پایدار تر بوده و قابلیت تحمل تغییر شکل های غیر ارتجاعی بالا را دارا می باشد.



شکل ۵. رفتار هیستریک تیرهای پیوند کوتاه بدون سخت کننده



شکل ۴. رفتار هیستریکی تیرهای پیوند کوتاه با سخت کننده

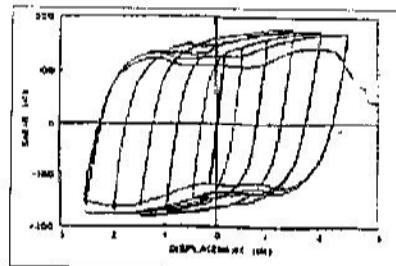
تیر پیوند با طول بلند  $\sigma = 2.15(M_p/V_p)$  :

بدون سخت کننده قائم بدلیل کمانش بال و کمانش پیچشی جانبی رفتار ضعیفی از خود نشان میدهد

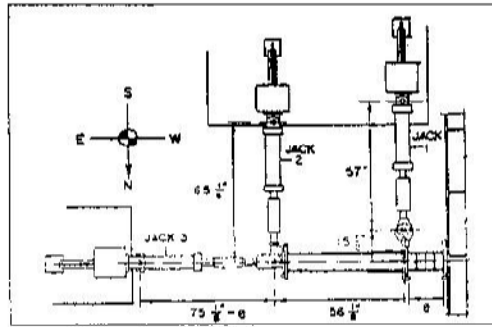
با سخت کننده قائم: مشکلات تیر بدون سخت کننده قائم را ندارد ولی از لحاظ شکل پذیری ضعیف عمل می کند و سرانجام بصورت شکست ترد در بالها از بین میرود

#### نتایج:

- ۱- تیر پیوند کوتاه می تواند استهلاک انرژی بیشتر از تیر پیوند با طول بلند داشته باشد.
- ۲- کمانش غیر ارتجاعی زودرس در جان میتواند از ظرفیت بربری و چرخشی و استهلاک انرژی در تیر پیوند بمقدار زیاد بکاهد و با استفاده از سخت کننده های قائم جان می توان از این حالت کمانش جلوگیری کرد.
- ۳- در تیر پیوند با عمق متوسط از سخت کننده های یکطرفه می توان استفاده کرد.
- ۴- اگر تیر پیوند با سخت کننده های قائم جان خوب تقویت شده باشد تحت بارهای تناوبی می تواند به چرخشهای خمیری ۱/۱ رادیان و تحت بارهای یکنواخت می توان به چرخشهای خمیری ۲/۲ رادیان برسد.
- ۵- بدلیل سخت شدگی در تیر پیوند می توان حتی به مقاومت های برشی بیش از ۴۰ تا ۵۰٪ ظرفیت تسلیم دست یافت.



شکل ۶. رفتار هیستریک تیرهای پیوند کوتاه با سخت کننده یک طرفه

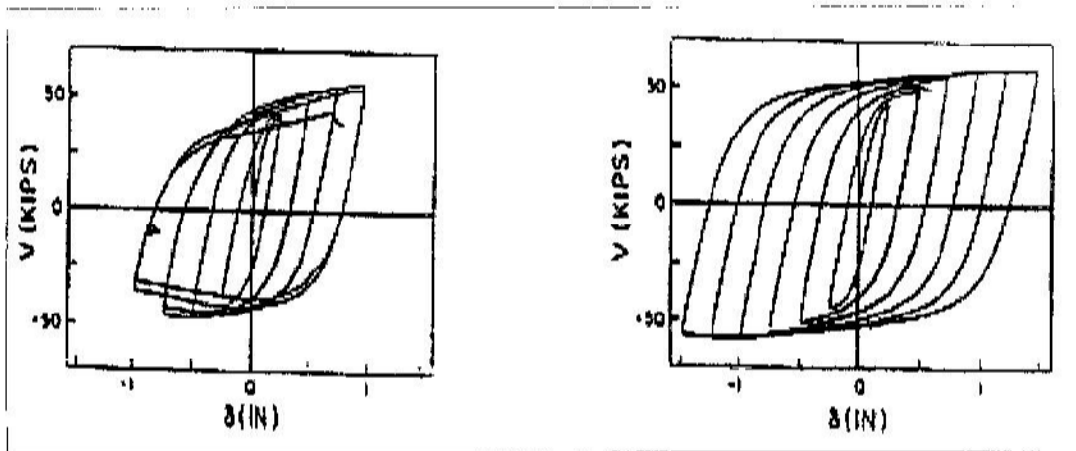


شکل ۷. دستگاه بررسی رفتار هیستریک

چنانچه تیر پیوند در مجاورت یک ستون باشد لنگر ارتجاعی اولیه تیر پیوند در بر ستون خیلی بزرگتر از لنگر انتهایی دیگر تیر پیوند خواهد شد. تحت بارگذاری تناوبی مقطع انتهایی که لنگر بزرگتر به آن وارد می شود زودتر به تسلیم می رسد و بعد از آن لنگر کوچکتر سریعتر افزایش می یابد تا به تسلیم برسد و نهایتاً در مرحله انتهایی لنگرهای طرفین تیر پیوند مساوی خواهند شد.

### نتایج:

- ۱- در یک تیر پیوند با طول کوتاه لنگرهای  $e=M_p/V_p$  انتهایی نامساوی در مدت بارگذاری تا مرحله شکست تیر پیوند نامساوی خواهند ماند. در این حالت هر چه بر طول تیر پیوند اضافه شود لنگرهای انتهایی پیوند تمایل بیشتری برای تساوی پیدا خواهند کرد و چنانچه طول پیوند برابر  $c=1.3M_p/V_p$  باشد انتظار تساوی لنگرهای می باشد.
- ۲- نامساوی بودن لنگرهای انتهایی اولیه اثر ناچیزی در ظرفیت خمشی تیر پیوند دارد.
- ۳- اثر اندر کنش نیروی برشی و لنگر خمشی را در هنگام پیش بینی ظرفیت تسلیم تیر پیوند می توان نادیده انگاشت که سبب راحتی در طراحی و محاسبات خواهد شد.
- ۴ اثر نیروی محوری در رفتار تیر پیوند بسیار حائز اهمیت است و می تواند باعث زوال تیر پیوند شود.



شکل ۹. رفتار هیستریک تیرهای پیوند کوتاه با نیروی محوری

شکل ۸. رفتار هیستریک تیرهای پیوند کوتاه با لنگرهای انتهایی نامساوی

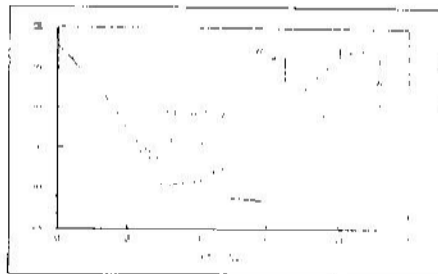
شکل اول یک تیر پیوند بدون نیروی محوری است و شکل دوم همان تیر در زیر بار محوری معادل نیروی برشی نیز قرار دارد. بخاطر همین ظرفیت استهلاک انرژی در آن کاهش می یابد و هر قدر تیر پیوند طولیتر باشد ناهنجاری مذکور در آن بیشتر است. پس باید دقت شود نیروی محوری ایجاد شده در تیر پیوند کوچک باشد.

در نهایت:

- هرچه طول تیر پیوند بیشتر باشد سهم برش آن بیشتر خواهد بود
- در پیوند بلند در جایی که بادبندها با تیر در تماس هستند مفصل خمشی تشکیل می شود
- در پیوند کوتاه در تمام طول تیر پیوند مفصل برشی تشکیل می شود

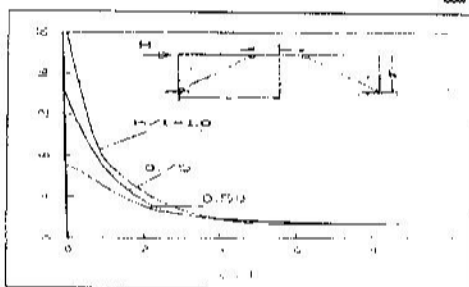
رفتار ارتجاعی قابهای مهاربندی شده خارج از مرکز  
سختی

وقتی که  $e=L$  قاب EBF بصورت قاب خمشی می باشد که سختی آن حداقل  $e = L$  می باشد. همچنین برای  $e/L > 0.5$  سختی ایجاد شده ناشی از مهاربندها اثر کمی دارد برای  $e/L < 0.5$  بر سختی سازه به مقدار قابل توجهی اضافه خواهد شد حداکثر سختی سازه وقتی که طول پیوند صفر است حاصل می شود که همان سختی قاب CBF می باشد. بنابراین در محاسبه طول پیوند به منظور بهره برداری از حداکثر سختی سعی میشود که طول پیوند کوتاه باشد.



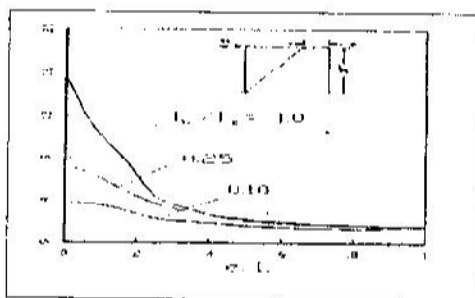
شکل ۱۰. نمودار سختی مهاربند با یک بادبند

در دهانه های بزرگتر نیاز به استفاده از دو بادبند می باشد



شکل ۱۱. نمودار سختی مهاربند با دو بادبند

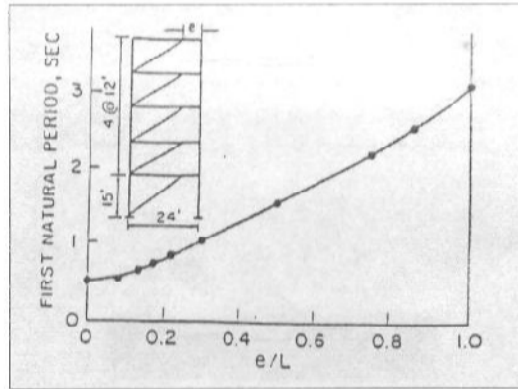
در این شکل تر اندازد مقطع ستون در سختی جانبی سازه نشان داده شده است همانطور که ملاحظه می شود وقتی مقاطع تیر و ستون دارای اندازه یکسانی باشند حداکثر سختی سازه حاصل می شود.



شکل ۱۲. نمودار اثر اندازه مقطع ستون در سختی جانبی

### پریود سازه

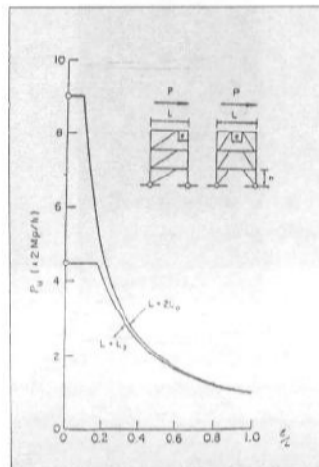
پریود صبی قاب نیز تابعی از طول تیر پیوند می باشد. از این موضوع میتوان استفاده نموده و پریود اصلی سازه را از همخوانی با پریود زلزله منطقه دور نگه داشت. با توجه به اینکه پریود اصلی سازه تابعی از سختی و جرم سیستم می باشد بنابراین هرچه سختی سازه بیشتر باشد دارای پریود اصلی کم و هر چه سختی کمتر باشد پریود اصلی زیاد خواهد شد.



شکل ۱۳. تابع پریود اصلی سازه

#### مقاومت نهایی

طول پیوند علاوه بر تاثیر در سختی جانبی سازه بر مقاومت قاب نیز بسیار موثر است و با توجه به شکل مشاهده می شود مقاومت نهایی یک قاب سه طبقه تابعی از  $c/L$  می باشد.



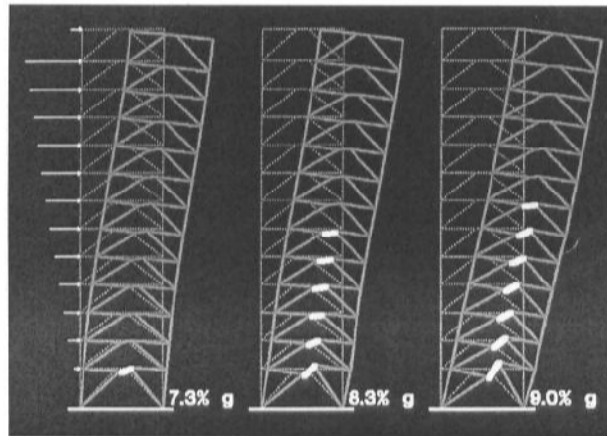
شکل ۱۴. نمودار تابع طول پیوند

رفتار غیرارتجاعی قابهای مهاربندی شده خارج از مرکز

- رفتار غیر ارتجاعی یک قاب تحت زلزله شدید بستگی به توانایی آن در جذب و استهلاک انرژی بدون از دست دادن مقاومت دارد.

- درقاب برون محور مکانیزم استهلاک انرژی بیشتر شباهت به رفتار قاب ممان بر دارد که تغییر شکلهای غیر ارتجاعی در تیرها روی می دهد تا قاب هم محور که تغییر شکلهای غیر ارتجاعی در آن به صورت کمانش بادبندها صورت می گیرد.

- در این قابها استهلاک انرژی توسط تغییر شکل های غیر ارتجاعی که محدود به ناحیه طول پیوند می شوند انجام می پذیرد.

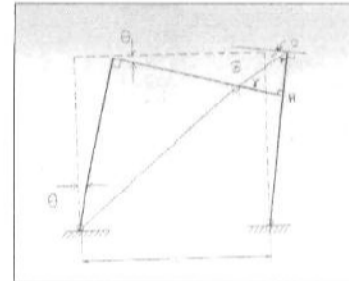


شکل ۱۵. تغییر شکل غیر ارتجاعی قاب برون محور

رابطه بین اندازه تغییر شکل سازه و اندازه تغییر شکل عضو بعد از تشکیل مکانیزم :

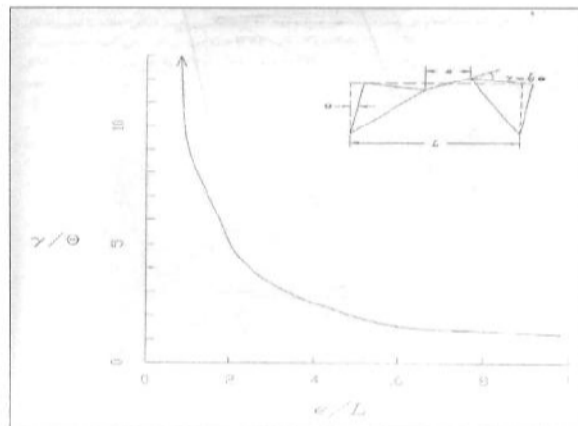
$$OH = \theta \cdot L = \gamma \cdot e$$

$$\frac{e}{L} \cdot \frac{\gamma}{\theta} = 1 \quad \longrightarrow \quad \gamma := \frac{L \cdot \theta}{e}$$

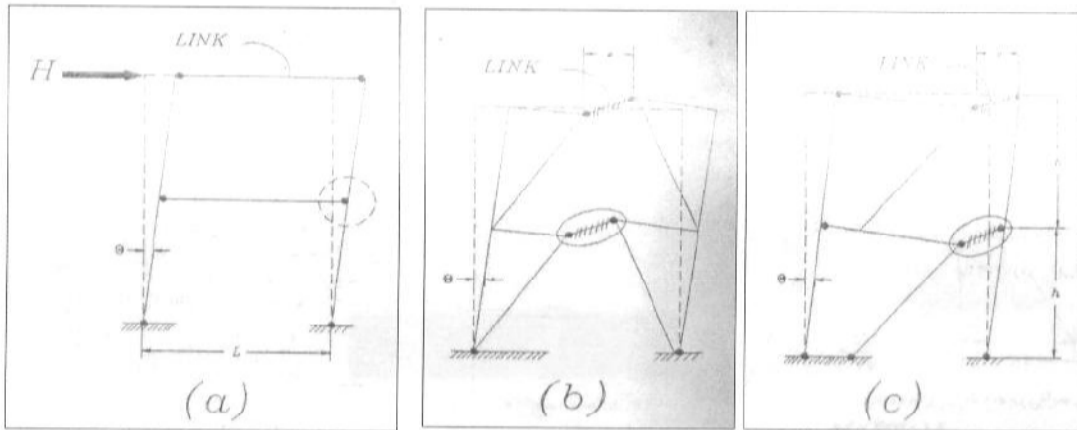


شکل ۱۶. تغییر شکل سازه

در نهایت با توجه به اینکه رابطه گفته شده باید صادق باشد  
 چنانچه طول فیوز نسبت به طول دهانه کوچک باشد تغییر شکل عضو نسبت به تغییر شکل قاب خیلی بیشتر خواهد بود.  
 - همچنین وقتی که طول فیوز و دهانه برابر باشد تغییر شکل عضو و قاب برابر است.  
 - بنابراین از معادله فوق می توان دریافت هر قدر که طول پیوند کوچک باشد عضو باید تغییر شکل بزرگتری از خود نشان دهد.



شکل ۱۷. تابع تغییر شکل نسبت به طول پیوند

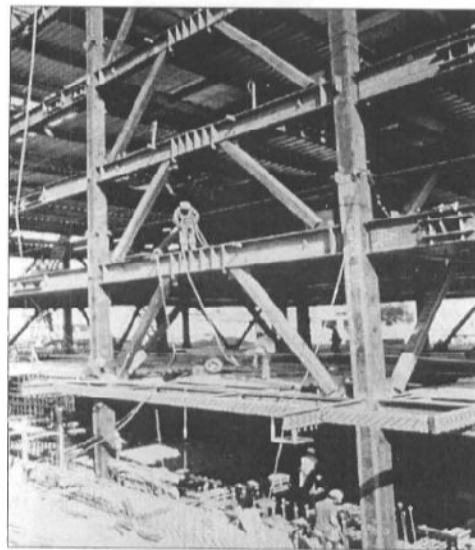


شکل ۱۸. تغییر شکل سازه با طول پیوند متفاوت

### مروری بر آئین نامه مبحث دهم

آئین نامه مقرر می دارد:

- تیر پیوند نباید نقش تکیه گاه بادبند را داشته باشد در غیر اینصورت سیستم استهلاک انرژی نخواهد بود
- در تیر پیوند نباید هیچ سوراخی تعبیه شده باشد
- در این تیر نباید ورق مضاعف جان داشته باشیم
- جان تیر باید یک ورق باشد و جوش آن سراسری باشد
- تیر شرایط فشردگی را احراز کند



شکل ۱۹. نمایی از کاربرد تیر پیوند در سازه

$$e \leq 1.6 M_p / V_p$$

در صورتی پیوند کوتاه می باشد که :

$$e \geq 2.6 M_p / V_p$$

و در صورتی پیوند بلند می باشد که :

مقاومت پلاستیک خمشی  $M_p$ :

$$M_p = Z \cdot F_y$$

مقاومت پلاستیک برشی  $V_p$ :

$$V_p = .55 F_y d t$$

دوران خمیری در تیر پیوند تحت ۷۰٪ برابر نیروی زلزله طرح

: پیوند کوتاه 0.09 rad

: پیوند بلند 0.03 rad

$$\theta = \Delta.L / (h.e)$$

تغییر مکان نسبی جابجایی طبقه مورد نظر تحت نیروی ذکر شده  $\Delta$ :  
در این سیستم لازم است مهاربند قادر به تحمل نیروی محوری زیر  
باشد.

Min ( $V_p$ ,  $M_{rp}$ ):

مقاومت کنترل کننده قطعه رابط

- در ضمن ستونهای طرفین این شبکه بایستی برای ۱/۲۵ برابر مقاومت کنترل کننده قطعه رابط نیز محاسبه شوند.

#### سخت کننده ها :

- با وجود سخت کننده ها طبق تئوری باسلر میدان عمل کششی بوجود آمده که سیستم شبیه خرابا عمل خواهد کرد.  
- این سخت کننده ها به سبب رقت و برگشت بودن نیروی زلزله بهتر است به صورت تمام ارتفاع اجرا شوند

#### توصیه های طراحی

الف: حتی المقدور رفتار حاکم بر قطعه رابط برشی باشد.

ب: طول قطعه های رابط میانی از ۰.۱۲ طول محور به محور دهانه تیر کوچکتر باشد.

پ: مقاومت خمشی تیر خارج از قطعه رابط حداقل به اندازه ۱.۱۵ برابر لنگر متناظر با مقاومت کنترل کننده قطعه رابط باشد.

ت: در مدلسازی کامپیوتری اثر نیروی محوری در تیرهای قاب با مهاربندی واگرا لحاظ گردد.

ث: در صورت امکان سختی معادل قطعه رابط با در نظر گرفتن سختی خمشی و برشی محاسبه گردد:

$$K_e = K_s \cdot K_b / (K_s + K_b)$$

$$K_s = GA_w / e$$

$$K_b = 12EI_b / e^3$$

سختی برشی قطعه رابط

سختی خمشی قطعه رابط

ج: زاویه بین عضو مهاربند و تیر بین ۳۵ تا ۶۰ درجه باشد.

#### مراجع:

1. Moghaddam HA, Estekanchi HE, on the characteristics of off-centre bracing system. J. Construct Steel Research 1995;35:361-76
2. Aiken ID, Kelly, J.M., Pall, A.S., 1988, "Seismic Response of a Nine Story Frame with Friction Damped"
3. Moghaddam HA, Earthquake engineering. RTRC pulb, Tehran, 1996(in Farsi)
4. Aiken ID, Kelly JM, Mahmoodi P. The application of viscoelastic dampers to seismically resistant structure. In: Proc 4<sup>th</sup> US Net Conf on Earthquake Eng, EERI, vol.3, 1990:459-68

۵. جعفری، احمدرضا، شرحی بر آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش سوم