

**فصل پنجم**  
**قاب‌های مهاربندی**  
**برون محور**  
**(EBF)**

## ۵-۱- کلیات

قاب‌های خمشی فولادی در صورت طراحی صحیح، رفتار شکل‌پذیر و غیرالاستیک پایداری را تحت تحریک لرزه‌ای نشان می‌دهند. قاب‌های مهاربندی هم‌محور که دارای سختی جانبی بیش‌تری هستند آسیب ناشی از تغییر مکان نسبی را محدود می‌نمایند. قاب‌های خمشی نسبتاً انعطاف‌پذیر هستند و معمولاً برای کنترل آسیب، محدودیت تغییر مکانی نسبی حاکم بر طراحی خواهد شد. شکل‌پذیری و ظرفیت اتلاف انرژی قاب‌های مهاربندی هم‌محور تحت بارگذاری زلزله با کمانش بادبندها به طرز قابل توجهی کاهش پیدا می‌کند. قاب‌های مهاربندی برون‌محور (EBF) مزایای قاب‌های خمشی و قاب‌های هم‌محور، یعنی شکل‌پذیری و سختی جانبی بالا را با هم ترکیب نموده و معایب این قاب‌ها را از بین می‌برند. این کار با متمرکز نمودن رفتار غیرالاستیک در تیرهای پیوند برشی شکل‌پذیر و نگه‌داشتن مهاربندها در محدوده الاستیک و در نتیجه حفظ سختی جانبی بالا در طول زلزله انجام می‌شود.

EBF ها با یک قطعه تیر مجزا به نام رابط (تیر پیوند) مشخص می‌شوند. مهاربند قطری حداقل در یک انتهایش به جای محل اتصال تیر - ستون به انتهای تیر رابط متصل می‌گردد. در صورت طراحی مناسب تیرهای پیوند، کل رفتار غیرالاستیک در این ناحیه محدود می‌شود. تیرهای پیوند همانند فیوزهای سازه‌ای عمل می‌کنند و انرژی ورودی زلزله را بدون کاهش زیاد سختی و مقاومت، مستهلک می‌کنند به این ترتیب نیروهای منتقل شده به ستون‌های همسایه، مهاربندها و قطعات تیر حذف می‌شود. در شکل ۵-۱ یک قاب EBF نشان داده شده که در آن طول تیر پیوند «e» مشخص گردیده است. زاویه دوران پلاستیک تیر پیوند ( $\gamma_p$ ) از طریق هندسه قاب با فرض رفتار پلاستیک صلب اعضای قاب تخمین زده می‌شود. رابطه بین زاویه تغییر مکان نسبی پلاستیک طبقه و زاویه دوران پلاستیک تیر پیوند برای سه نوع EBF در شکل ۵-۲ آورده شده است. (AISC - 2005) بسته به ویژگی‌های مقطع تیر پیوند، تسلیم آن به یکی از سه حالت زیر رخ می‌دهد: (a) تسلیم برش در سرتاسر طول تیر پیوند. (b) تسلیم خمشی در انتهای تیر پیوند و یا (c) ترکیبی از تسلیم برشی و خمشی. زاویه دوران پلاستیک تیر پیوند چه برای تسلیم برش و چه تسلیم خمشی یکسان است. مکانیزیم تسلیم تیرهای پیوند به ویژگی‌هایی مثل ظرفیت لنگر، ظرفیت برش و سخت‌شدگی کرنشی بستگی دارد.

معادلات مربوط به تعیین محدوده طولی و زوایای چرخشی غیرالاستیک تیر پیوند برای مقاطع W مطابق آن چه که در ضوابط لرزه‌ای AISC مشخص شده تعیین گردیده است. (ANSI, 2005 a)

- تیرهای پیوند با طول کوتاه (تسلیم برشی):

$$f \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p} ; \gamma_p = 0.08 \text{ rad} \quad (1-5)$$

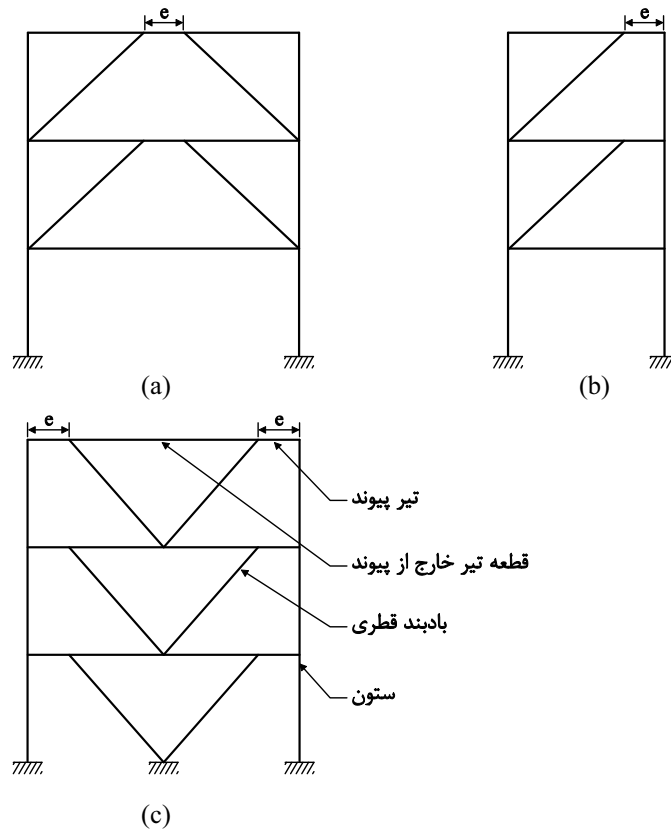
• تیرهای پیوند با طول بلند (تسلیم خمشی):

$$e \geq 2.6 \frac{M_p}{V_p} \quad \gamma_p = 0.02 \text{ rad} \quad (2-5)$$

• تیرهای پیوند با طول متوسط (ترکیب تسلیم برشی و خمشی):

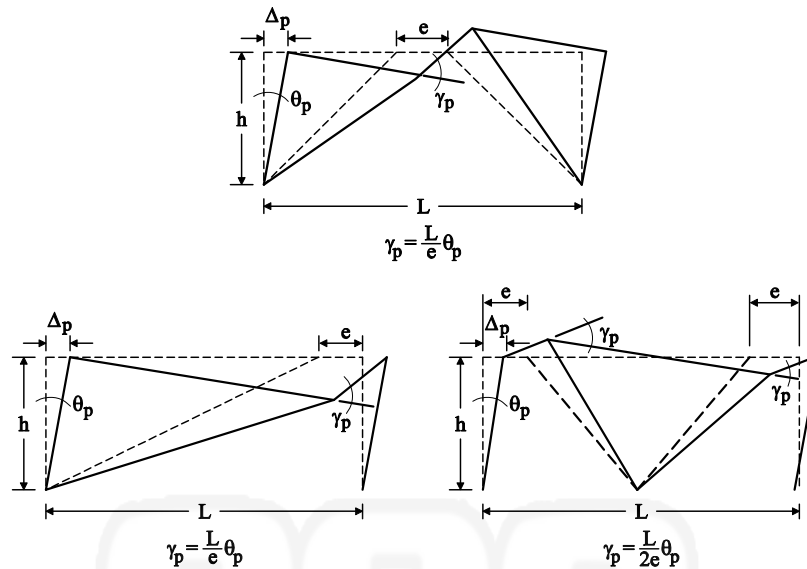
$$1.6 \frac{M_p}{V_p} < e < 2.6 \frac{M_p}{V_p} \quad \gamma_p = 0.02 \text{ و } 0.08 \text{ رادیان} \quad (3-5)$$

که  $M_p = Z F_y$ ، مقاومت خمشی پلاستیک اسمی،  $Z$  مدول پلاستیک مقطع و  $F_y$  تنش تسلیم مشخصه حداقل است.  $V_p = 0.6 F_y (d_b - 2t_f) t_w$  مقاومت برشی اسمی،  $d_b$  طول تیر و  $t_f$  و  $t_w$  به ترتیب ضخامت بال و جان است.



شکل ۵-۱ - قاب‌ها مهاربندی برون محور سنتی (a) EBF با مهاربندی K شکل،  
(b) EBF با مهاربندی D، (c) EBF با مهاربندی V

طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...



$L$  = عرض دهانه

$h$  = ارتفاع طبقه

$\Delta_p$  = تغییر مکان نسبی پلاستیک طبقه (بطور محافظه کارانه، برابر با تغییر مکان نسبی طرح طبقه در نظر گرفته می‌شود).

$\theta_p$  = زاویه تغییر مکان نسبی پلاستیک طبقه، رادیان ( $\Delta_p/h$ )

$\gamma_p$  = زاویه دوران تیر پیوند، رادیان

### شکل ۵-۲ - زاویه دوران تیر پیوند برای انواع مختلف EBF

#### ۵-۱-۱- معیار طراحی AISC

نکات کلیدی در طراحی یک EBF براساس ضوابط لرزه‌ای AISC (ANSI, 2005) در این جا خلاصه شده‌اند. تمرکز در این جا روی تیرهای پیوند برشی است:

۱- اساساً باید رفتار غیرالاستیک، روی تیرهای پیوند برشی رخ دهد؛ بنابراین المان‌های غیر از تیر پیوند مثل تیرها، بادبندهای قطری و ستون‌ها به صورت زیر بار روش ظرفیت طراحی می‌شوند. یعنی، باید این المان‌ها تحت حداکثر نیروهای ایجاد شده براساس تسلیم کامل و در نظر گرفتن سخت‌شدگی کرنشی در تیر پیوند، الاستیک باقی بمانند. اگر مفاصل پلاستیک در ستون‌ها به همراه تسلیم در تیرهای پیوند رخ دهد مکانیزم طبقه نرم به وقوع می‌پیوندد. لذا می‌بایست از تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون‌ها اجتناب گردد.

۲- مقاومت طراحی تیرهای پیوند برشی از معادله زیر محاسبه می‌شود.

$$\phi V_n = 0.9 V_p = 0.9(0.6 F_y A_w) = 0.9[0.6 F_y (d_b - 2t_f)t_w] \quad (4-5)$$

که  $\phi$  ضریب مقاومت برابر 0.9 است.  $F_y$  حداقل تنش تسلیم مشخصه که نباید از 50 ksi بیش‌تر باشد زیرا در آزمایشات انجام‌گرفته تاکنون از تیرهای پیوند با حداقل تنش تسلیم مشخصه 50 ksi یا کم‌تر استفاده شده است.  $d_b$  نشان‌دهنده عمق تیر،  $t_f$  ضخامت بال و  $t_w$  ضخامت جان است. برای وقوع تسلیم برشی، طول تیر پیوند باید معادله (۵-۱) را ارضا نماید.

۳- تیرهای پیوند باید محدودیت نسبت عرض به ضخامت مطابق جدول I-۸-۱ ضوابط لرزه‌ای AISC را ارضا نماید.

۴- برای اطمینان از وقوع تسلیم و اتلاف انرژی در تیرهای پیوند می‌بایست بادبندها و قطعات تیر خارج از تیر پیوند با رویکرد ظرفیت طراحی گردند. یعنی، بادبندهای قطری و قطعات تیر خارج از تیر پیوند به‌گونه‌ای طراحی می‌شوند که نیروهای ایجادشده ناشی از تسلیم کامل و سخت‌شدگی کرنشی، تیر پیوند را تحمل نمایند. برای تیرهای پیوند کوتاه ( $e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p}$ ) نیروهای ایجاد شده به‌صورت زیر حساب می‌شوند.

$$\text{تیر پیوند برشی} = 1.25 R_y V_p \quad (5-5)$$

$$\text{لنگر انتهای تیر پیوند در ستون} = R_y M_p \quad (6-5)$$

$$\text{لنگر انتهای تیر پیوند در بادبند} = [e(1.25 R_y V_p) - R_y V_p] \geq 0.75 R_y V_p \quad (7-5)$$

در این روابط،  $R_y$  نسبت مقاومت تسلیم مورد انتظار به مقاومت تسلیم حداقل  $F_y$  که در جدول I-۶-۱ ضوابط لرزه‌ای AISC مشخص شده (ANSI-2005a) می‌باشد. برای فولاد A992  $R_y$  برابر 1.1 است. این نسبت اضافه مقاومت مصالح را در نظر می‌گیرد. برای در نظر گرفتن اثر سخت‌شدگی کرنشی مقاومت برشی 1.25 برابر می‌شود. براساس نتایج 16 تیر پیوند ساخته شده از فولاد A992 (Arce, 2002) نسبت سخت‌شدگی کرنشی میانگین برابر 1.28 و محدوده تغییرات آن از 1.17 تا 1.44 بوده است. لذا نسبت سخت‌شدگی کرنشی 1.25 که در ضوابط لرزه‌ای AISC مشخص شده برای مقاطع نورد شده A992 منطقی است. لنگرهای انتهایی نامتعادل تیرهای پیوند در ستون و بادبند براساس نتایج آزمایشگاهی تیرهای پیوند با طول کوتاه مشخص می‌گردند. (معادلات (۵-۵) تا (۷-۵) Kasai and Popov). برای طراحی قطعات تیر خارج از تیر پیوند، مقاومت مورد نیاز براساس 1.1 برابر مقاومت برشی مورد انتظار تیر پیوند به‌دست می‌آید.

$$\text{برش تیر پیوند} = 1.1 R_y V_p \quad (8-5)$$

این تغییر در نیروی نهایی تیر پیوند اساساً از این موضوع نشئت می‌گیرد که مقاومت تیر، به‌طور قابل ملاحظه‌ای به علت حضور دال کامپوزیت افزایش می‌یابد. هم‌چنین تسلیم محدود گاهی اوقات

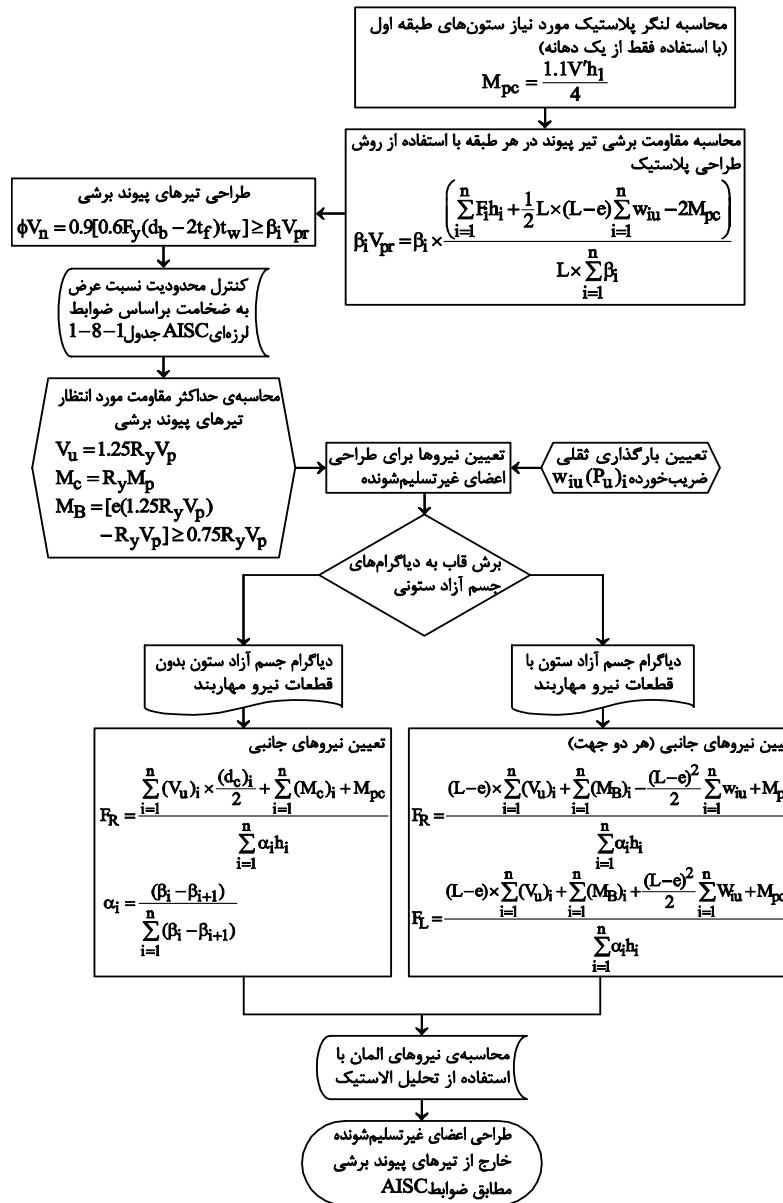
طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...

اجتناب‌ناپذیر است و مادامی که اطمینان از پایداری تیرو وجود دارد موجب زوال استهلاک انرژی نخواهد شد. در جایی که بادبند قطری به بال پایین تیر متصل می‌شود مانند شکل ۵-۱، نتایج آزمایشگاهی تنها کماتش خارج از صفحه را در بال بالایی نشان می‌دهد (Engelhardt and Popov, 1989a) زیرا بادبند می‌تواند مقداری قید جانبی برای بال پایین فراهم نماید.

دال کامپوزیت در مقابل ناپایداری بسیار خوب عمل می‌کند هم‌چنین با افزایش مقاومت، بخشی از بار محوری را حمل می‌کند. در طراحی، ابتدا مقاومت مورد نیاز تیر از معادلات ۵-۵ و ۷-۵ تعیین می‌شود همانند آنچه که در طراحی اعضای بادبندی وجود دارد. سپس نیروی محوری منتهجه و لنگر تیر با ضریب  $0.88 = \frac{1}{1.25}$  کاهش می‌یابد. اگر دال کامپوزیت وجود نداشته باشد مقاومت مورد نیاز قطعه تیر باید براساس نسبت سخت‌شدگی کرنشی تیر پیوند برابر 1.25، تعیین شود. علاوه بر این، تکیه‌گاه جانبی مناسب برای بال‌های بالا و پایین تیر لازم خواهد شد.

به‌دلیل وجود لنگر و نیروهای محوری بزرگ (Engelhardt and Popov - 1989b) طراحی مهاربند قطری و نیز قطعه تیر خارج از تیر پیوند براساس ضوابط تیر - ستون انجام می‌گیرد. به هر حال احتمال زیادی وجود دارد که مقاطع تیر، به‌دلیل ترکیب لنگر و نیروی محوری بزرگ نتوانند معادلات اندرکنش HI-1b یا HI-1a تیر - ستون را ارضا نمایند. در چنین مواردی، به‌دلیل این‌که معمولاً قطعات تیر و تیر پیوند از مقطع یکسانی ساخته می‌شوند، افزایش بعد مقطع تیر نمی‌تواند راه حل مسئله باشد. افزایش بعد تیر، مقاومت نهایی تیر پیوند و در نتیجه مقاومت نیاز قطعه تیر را نیز افزایش خواهد داد. راه حل‌های ویژه‌ای مثل استفاده از یک بادبند قطری با سختی خمشی بالا به‌طوری که لنگر را در قطعه تیر کم کند یا فراهم نمودن ورق‌های پوششی برای تیر در نظر گرفته به کار می‌رود. راه حل‌های دیگر برای کاهش تنش در قطعه تیر در ضوابط لرزه‌ای AISC ارائه شده است. انتظار می‌رود بادبندها الاستیک باقی بمانند و طراحی مطابق معادلات HI-1a یا AISC HI-1b انجام می‌پذیرد. در صورت استفاده از مقاطع قوطی‌شکل برای بادبندها نیز از همین معادلات استفاده می‌شود (AISC, 2005). نسبت عرض به ضخامت بادبندها باید محدودیت‌های مربوط به جدول B4-1 ضوابط AISC را برآورده نماید.

۵- ستون‌های یک EBF نیز براساس ظرفیت طراحی می‌شوند. براساس ضوابط لرزه‌ای AISC، ستون‌ها باید حداکثر نیروی ایجاد شده براساس تسلیم کامل و سخت‌شدگی کرنشی تیرهای پیوند را تحمل نمایند. هم‌چنین به‌جای معادله (۵-۸) می‌توان از معادله (۵-۵) در طراحی ستون‌ها بهره جست. این کار به این دلیل مجاز می‌باشد که تیرهای پیوند در تراز بالاتر از ستون‌های مورد نظر احتمالاً هم‌زمان به حداکثر مقاومت برشی مورد انتظار نخواهند رسید. برای یک قاب EBF با ارتفاع کم این وضعیت می‌تواند اتفاق بیفتد و ضریب سخت‌شدگی کرنشی برابر 1.25 پیشنهاد می‌گردد.



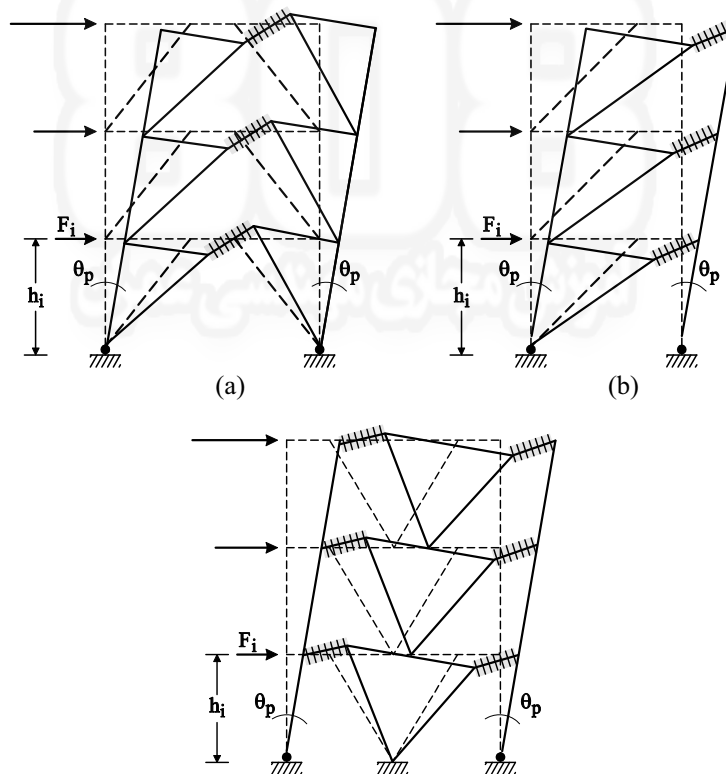
شکل ۳-۵ - فلوجارت طراحی پلاستیک براساس عملکرد برای BEF: طراحی المان

### ۵-۲-۲- روش کلی طراحی

ابتدا مطابق فلوجارت نشان داده شده در شکل ۳-۹، برش پایه طراحی و توزیع نیروی جانبی متناظر تعیین می‌گردد. سپس با توجه به فلوجارت شکل ۵-۳ طراحی یک قاب مهاربندی برون محور انجام می‌شود. این موارد در بخش‌های بعد کاملاً شرح داده خواهد شد.

### ۵-۲-۱- مکانیزم تسلیم طراحی

شکل ۵-۴ یک قاب EBF در معرض نیروهای جانبی طراحی را نشان می‌دهد که تا حالت حدی تغییر مکان نسبی پلاستیک طرح پوش داده شده است. همه تغییر شکل‌های غیرالاستیک باید در تیرهای پیوند برشی به صورت تسلیم برشی (برای تیرهای پیوند کوتاه) اتفاق بیفتد. از آنجایی که این انتظار وجود دارد که در طول وقوع یک زلزله شدید مفاصل پلاستیک در پای ستون‌های طبقه زیرین (اگر ستون‌ها گیردار فرض شوند) تشکیل گردد، لذا مکانیزم تسلیم کلی مطلوب یک EBF عبارت است از تسلیم برشی تیرهای پیوند به علاوه مفاصل پلاستیک خمشی در پای ستون‌های طبقه زیرین.

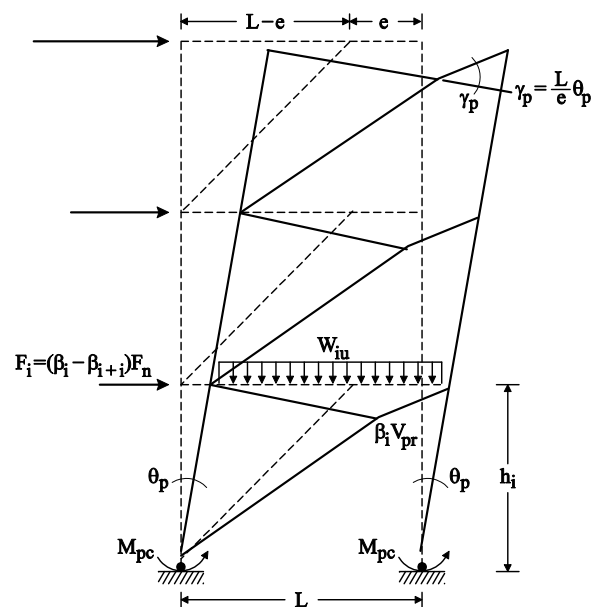


شکل ۵-۴ - مکانیزم تسلیم قاب EBF با هندسه‌های مختلف



### ۵-۲-۲- طراحی تیرهای پیوند

هدف اصلی استفاده از روش طراحی پلاستیک اطمینان از تشکیل یک مکانیزم تسلیم مورد انتظار است. در EBF ها انتظار می‌رود تسلیم، تنها در تیرهای پیوند برشی و ستون‌های طبقه همکف رخ دهد. توزیع نیروی جانبی به دست آمده و با نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی کالیبره می‌شود (Chao و همکاران - 2007) تا به توزیع تسلیم یکنواخت تر در سرتاسر ارتفاع سازه کمک و از تمرکز بیش از اندازه تسلیم در طبقات پایین جلوگیری نماید. با مراجعه به یک EBF با تیرهای رابط متصل شده به ستون همانند شکل ۵-۵، روش طراحی تنها برای یک دهانه و نیروهای جانبی متناظر نشان داده شده‌اند. استفاده از همه دهانه‌ها مقاومت برشی مورد نیاز یکسانی برای تیر پیوند می‌دهد. فرض می‌شود بارهای ثقلی (مرده و زنده) به طور یکنواخت توزیع شده باشند و هیچ الگوی باری برای بارهای زنده در نظر گرفته نشده است.



شکل ۵-۵ - مکانیزم تسلیم طراحی یک قاب EBF یک دهانه برای محاسبه

مقاومت برشی مورد نیاز تیرهای پیوند (مقادیر  $F_i$  و  $F_n$  برای یک دهانه می باشند)

با استفاده از اصل کار مجازی و برابر قراردادن کار خارجی با کار داخلی (یعنی روش مکانیزم همان‌طور که در فصل ۲ بحث شد) و دانستن این مسئله که زاویه دوران پلاستیک تیر پیوند برای یک EBF با

طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...

مهاربند  $D$  (شکل ۲-۵) برابر است با  $\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p$  معادله زیر به دست می‌آید:

$$W_E = W_I \quad (1-9-5)$$

$$\sum_{i=1}^n F_i h_i \theta_p + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n w_{iu} L \theta_p (L - e) = 2M_{pc} \theta_p + \sum_{i=1}^n \beta_i V_{pr} L \theta_p \quad (2-9-5)$$

که  $L$  طول دهانه و  $e$  طول تیر پیوند برشی است. در عمل، طول تیر پیوند برشی استفاده شده در این جا شامل نیمی از عمق تیر متصل به ستون نیز می‌باشد. این مقدار مقاومت برش نهایی مورد نیاز را جایگزین نخواهد کرد. به هر حال، نصف بعد ستون در مقدار  $e$  به هنگام استفاده از معادلات (۱-۵) تا (۳-۵) برای دسته‌بندی تیرهای پیوند در نظر گرفته نشده است.  $V_{pr}$  مقاومت برشی مورد نیاز تیرهای پیوند در بالاترین تراز و تنها متغیر مجهول در معادله (۹-۵) است. مقاومت مورد نیاز تیر پیوند (ظرفیت برشی پلاستیک)، در تراز  $i$ ،  $\beta_i V_{pr}$  از ضرب  $V_{pr}$  در ضریب تناسب برشی،  $\beta_i$  به دست می‌آید.  $M_{pc}$ ، لنگر پلاستیک فرضی ستون‌ها در طبقه زیرین در شکل ۵-۵ نشان داده شده است. به علت تغییر شکل قطعه تیر و تیر پیوند برشی یک EBF با مهاربند  $D$  (شکل‌های ۴-۵ و ۵-۵) و نیز فرض توزیع یکنواخت برای بارهای ثقلی، کار خارجی انجام شده توسط بارهای ثقلی به جمله دوم سمت چپ معادله (۹-۵) منتهی می‌شود. لنگر پلاستیک مورد نیاز ستون‌ها ( $M_{pc}$ ) در طبقه اول (شکل ۵-۵) مطابق آنچه که در فصل ۳ در معادله (۱۸-۳) داده شده تعیین می‌گردد.

مقاومت برشی مورد نیاز تیرهای پیوند در تراز  $i$ ،  $\beta_i V_{pr}$  برای EBF با ستون‌های گیردار در طبقه زیرین و بارگذاری ثقلی با توزیع یکنواخت با جایگزینی معادله (۹-۵) در معادله (۱۸-۳) به صورت زیر حاصل می‌شود:

$$\beta_i V_{pr} = \beta_i \cdot \frac{\left( \sum_{i=1}^n F_i h_i + \frac{1}{2} L \cdot (L - e) \sum_{i=1}^n w_{iu} - 2M_{pc} \right)}{L \cdot \sum_{i=1}^n \beta_i} \quad (10-5)$$

با استفاده از معادله (۱۰-۵) مقاومت برشی مورد نیاز تیرهای پیوند برشی در هر تراز برای یک EBF با مهاربند  $D$  شکل با ستون‌های با پای گیردار و بارگذاری ثقلی با توزیع یکنواخت تعیین می‌شود. در مواردی که بارهای ثقلی نسبتاً کوچک باشد و قابل صرف نظر باشد مانند یک EBF در محیط سازه معادله (۱۰-۵) به صورت زیر کاهش می‌یابد.

$$\beta_i V_{pr} = \beta_i \cdot \frac{\left( \sum_{i=1}^n F_i h_i - 2M_{pc} \right)}{L \cdot \sum_{i=1}^n \beta_i} \quad (11-5)$$

در صورت فرض تکیه‌گاه مفصلی برای ستون‌های طبقه زیرین معادله ۵-۱۱ به صورت زیر درمی‌آید:

$$\beta_i V_{pr} = \beta_i \cdot \frac{\sum_{i=1}^n F_i h_i}{L \cdot \sum_{i=1}^n \beta_i} \quad (12-5)$$

معادله ۵-۱۱ برای قاب‌های مهاربند برون‌محور  $k$  شکل و  $V$  شکل (شکل‌های ۵-۲ و ۵-۴) نیز می‌تواند به کار رود. به علت تغییر شکل پادمتقارن در این نوع قاب‌ها، کار خارجی انجام شده توسط بارهای ثقلی در نظر گرفته نمی‌شود. (شکل ۵-۴)

طراحی تیرهای پیوند برشی با استفاده از معادله (۵-۴) انجام می‌گیرد:

$$\phi V_n = 0.9 V_p = 0.9(0.6 F_y A_w) = 0.09[0.6 F_y (d_b - 2t_f)t_w] \geq \beta_i V_{pr} \quad (13-5)$$

اگر نیروی محوری  $P_u$  در یک تیر پیوند برشی از  $0.15P_y$  تجاوز کند، که  $P_y$  برابر است با  $F_y A_g$ ، اثر نیروی محوری در مقاومت برشی تیر پیوند می‌بایست در نظر گرفته شود و مقاومت برشی طراحی تیر پیوند برابر خواهد بود با:

$$\phi V_n = 0.9 V_p \sqrt{1 - (P_u / P_y)^2} \quad (14-5)$$

$$= 0.9[0.6 F_y (d_b - 2t_f)t_w] \cdot \sqrt{1 - (P_u / P_y)^2} \geq \beta_i V_{pr}$$

به طور کلی، بار محوری روی ظرفیت برشی ناچیز است. در حقیقت، نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی انجام گرفته توسط چائو و گل (2005) نشان می‌دهد، نیروی محوری تقریباً در همه تیرهای پیوند برشی در محدوده  $0.03P_y$  تا  $0.1P_y$  قرار دارد (حتی در زمین لرزه‌های خیلی شدید) تحقیقات بعدی تیر پیوند با مقاومت محوری مورد نیاز بیش از  $0.15P_y$  نشان داد که کاهش مقاومت برشی ناچیز است. مقاطع تیر پیوند می‌بایست محدودیت‌های مربوط به نسبت عرض به ضخامت داده شده در جدول ۱-۸-۱ ضوابط لرزه‌ای ASSC را نیز برآورده نماید.

### ۵-۲-۳- طراحی اعضای غیر تسلیم‌شونده خارج از تیرهای پیوند

طراحی اعضای غیر از تیرهای پیوند برشی؛ شامل قطعات تیر، مهاربندها و ستون‌ها براساس رویکرد طراحی ظرفیت انجام می‌شود. یعنی، اعضای غیر از تیرهای پیوند برشی باید مقاومت لازم در برابر ترکیب بارهای ثقلی ضریب‌خورده و حداکثر نیروهای برشی مورد انتظار و نیز لنگرهای توسعه‌یافته در تیرهای پیوند برشی را داشته باشد. حداکثر نیروی برشی مورد انتظار ( $V_u$ ) به طور قابل ملاحظه‌ای بیش‌تر از مقاومت برشی پلاستیک ( $V_p$ ) منتهی از اضافه مقاومت مصالح، سخت‌شدگی کرنشی و مقاومت برشی بال‌های تیر پیوند می‌باشد.  $V_u$  به کمک معادله ۵-۵ و براساس ضوابط لرزه‌ای

طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...

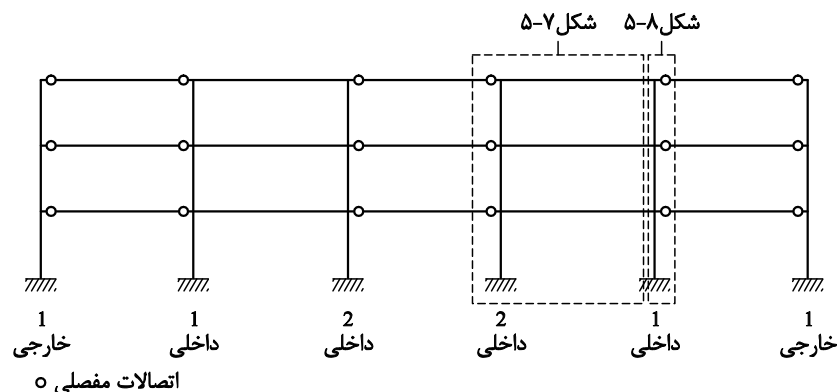
AISC (ANSI, 2005a) به دست می‌آید. لنگر حداکثر تیر پیوند در مجاورت ستون ( $M_c$ ) و نزدیکی مهاربند ( $M_B$ ) به ترتیب از معادلات (۶-۵) و (۷-۵) به دست می‌آید. طول تیر پیوند برشی « $e$ » برای استفاده در معادله ۷-۵ باید طول واقعی تیرهای پیوند باشد. برای تعیین حداکثر نیروهای برشی و لنگرهای مورد انتظار تیر پیوند، قاب به دیاگرام‌های جسم آزاد متشکل از non-DYM ها یعنی ستون‌های با قطعات تیر و مهاربندهای متصل تقسیم می‌شود. در شکل‌های ۶-۵، ۷-۵ و ۸-۵ مثال یک EBF سه طبقه و دیاگرام جسم آزاد ستونی متناظر نشان داده شده است.

طراحی المان‌های غیر از تیرهای پیوند برشی براساس حداکثر مقاومت مورد انتظار تیرهای پیوند برشی و نیز تیرهای جانبی اصلاح شده به روش زیر، به صورتی انجام می‌شود که رفتار غیرالاستیک در تیر پیوند برشی متمرکز گردد در حالی که سایر اعضا الاستیک باقی می‌مانند.

#### ۵-۲-۴- طراحی ستون‌ها با قطعات تیر و بادبندهای متصل به آن

روش طراحی برای مثال یک EBF ۳ طبقه با بادبندهای D شکل در شکل ۶-۵ نشان داده شده است. به دلیل اتصالات مفصلی در انتهای تیرها، ستون‌های بیرونی تنها برای بارهای ثقیلی، اما ستون‌های داخلی براساس رویکرد ظرفیت طراحی می‌شوند. دیاگرام جسم آزاد ستون‌های داخلی ۱ و ۲ به ترتیب در اشکال ۷-۵ و ۸-۵ نشان داده شده است.

زمانی که قاب به تغییر مکان نسبی هدف طرح مطابق اشکال ۷-۵ و ۸-۵ می‌رسد، فرض می‌شود نیروهای برشی و لنگرها در تیر پیوند در همه طبقات به مقاومت برش حداکثر مورد انتظار،  $V_{II}$  و حداکثر ممان مورد انتظار،  $M_c$  و  $M_B$ ، می‌رسند. هم‌چنین فرض می‌شود ستون‌های طبقه زیرین به ظرفیت خود،  $M_{PC}$ ، می‌رسند. در این مرحله، توزیع نیروهای جانبی برقرارکننده تعادل مانند قبل فرض و به آسانی با استفاده از تعادل لنگر حول دیاگرام جسم آزاد محاسبه می‌شود.



شکل ۶-۵ - مثال مربوط به روش طراحی اعضای غیر از تیر پیوند.

مجموع نیروهای جانبی اعمالی به ستون 2 با فرض این که به سمت راست وارد شوند (شکل ۵-۷-۱)؛  $F_R$  با تعادل لنگر حول تکیه‌گاه به دست می‌آید:

$$F_R = \frac{(L-e) \cdot \sum_{i=1}^n (V_u)_i + \sum_{i=1}^n (M_B)_i - \frac{(L-e)}{2} \sum_{i=1}^n w_{iu} + M_{pc}}{\sum_{i=1}^n \alpha_i h_i} \quad (15-5)$$

$M_B$ : حداکثر لنگر مورد انتظار انتهای تیر پیوند در نزدیکی باندند مطابق رابطه (۵-۷)،  $w_{iu}$  بار ثقیل ضریب‌خورده با توزیع یکنواخت به صورت  $1.2DL + 0.5LL$  و

$$\alpha_i = \frac{F_i}{\sum_{i=1}^n F_i} = \frac{(\beta_i - \beta_{i+1})}{\sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_{i+1})} \quad B_{n+1} = 0, i = n \quad (16-5)$$

برای حالتی که نیروهای جانبی به سمت چپ اعمال می‌شوند (شکل ۵-۷-۲) مجموع نیروهای جانبی اعمالی،  $F_L$  به صورت زیر به دست می‌آید:

$$F_L = \frac{(L-e) \cdot \sum_{i=1}^n (V_u)_i + \sum_{i=1}^n (M_B)_i - \frac{(L-e)^2}{2} \sum_{i=1}^n w_{iu} + M_{pc}}{\sum_{i=1}^n \alpha_i h_i} \quad (17-5)$$

برای ستون داخلی 1 (شکل ۵-۸) نیروهای جانبی اعمالی به سمت راست حاکم بر طرح خواهند بود، به دلیل این که برش به سمت پایین تیر پیوند به صورت نیروی فشاری علاوه بر نیروهای فشاری ناشی از بار ثقیل به ستون اعمال می‌شوند. مجموع نیروهای جانبی،  $F_R$  به صورت زیر به دست می‌آید:

$$F_R = \frac{\sum_{i=1}^n (V_u)_i \cdot \frac{(d_c)_i}{2} + \sum_{i=1}^n (M_C)_i + M_{pc}}{\sum_{i=1}^n \alpha_i h_i} \quad (18-5)$$

$M_C$  حداکثر ممان مورد انتظار تیر پیوند در سمت باندند است که از معادله (۵-۶) به دست می‌آید و  $d_c$  عمق مقطع ستون که در مرحله طراحی اولیه ثابت فرض می‌شود.

در معادله (۵-۱۵)، (۵-۱۷) و (۵-۱۸) به جای  $2M_{pc}$  از  $M_{pc}$  استفاده می‌شود. زیرا قاب‌های داده شده در این فصل در همه دهانه‌ها یک EBF ندارد. این موضوع در هیچ‌یک از این موارد به تفاوت فاحشی در پارامترهای طراحی منجر نخواهد شد. برای وضعیت‌های دیگر EBF غیر از آنچه که در شکل ۵-۶ نشان داده شده دیاگرام جسم آزاد و نیروهای متناظر به دست آمده از معادله (۵-۱۵) تا (۵-۱۸) با روشی مشابه به دست می‌آید.

طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...

بعد از محاسبه نیروهای جانبی به شرح فوق، مقاومت مورد نیاز مقاطع تیر، بادبندها و ستون‌ها می‌تواند از یک تحلیل الاستیک دیاگرام‌های جسم آزاد نشان داده شده در اشکال ۷-۵ تا ۸-۵ با استفاده از یک برنامه کامپیوتری تعیین گردند. ابتدا مقاطع اولیه فرض و بعداً اصلاح می‌گردد. جملات  $\alpha_i F_R$ ،  $(P_u)_i$ ،  $(M_{Bi})$ ،  $(V_u)_i$  و  $W_{iu}$  بارهای اعمالی را ارائه می‌دهد.  $(P_u)_i$  نیروهای محوری ستون بوده که از بارگذاری ثقلی حاصل می‌شود. طراحی این اعضا براساس ضوابط AISC از طریق روش طراحی الاستیک معمول صورت می‌گیرد. برای قاب‌های EBF با تکیه‌گاه مفصلی، دیاگرام‌های جسم آزاد ستونی از نظر سازه‌ای تحت بار، ناپایدار است زیرا اساساً آن‌ها به‌عنوان تیرهای طره تعیین می‌شوند. لذا می‌توان تکیه‌گاه مفصل را با تکیه‌گاه گیردار جایگزین نمود و نیروهای اعضا را بدون تاثیر در نتیجه محاسبه نمود. زیرا همه نیروهای خارجی قبلاً متعادل شده و لنگر در پای ستون خودبه‌خود صفر خواهد بود.

### ۵-۳- مثال‌های طراحی

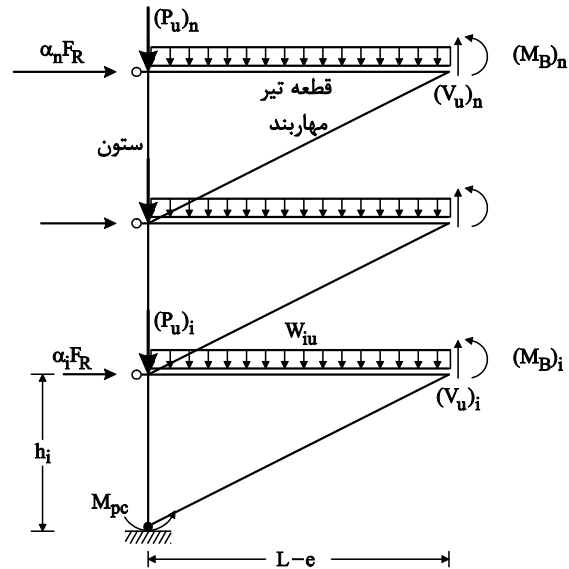
دو قاب EBF به روش PBPD مطابق آنچه که در بخش‌های قبلی تشریح شد طراحی شده است. یک قاب ۳ طبقه و دیگری ۱۰ طبقه. پلان و نمای ساختمان در اشکال ۹-۵ و ۱۰-۵ نشان داده شده‌اند. بارگذاری کف برای ساختمان‌های ۳ طبقه و ۱۰ طبقه در جدول ۵-۱ آورده شده است. بارهای ثقلی اعمالی به EBF براساس سطوح بارگیر متناظر محاسبه شده است. بارهای ثقلی با ضرب  $(1.2DL + 0.5LL)$  در جدول ۵-۲ و شکل ۵-۱۱ برای EBF‌های ۳ و ۱۰ طبقه نشان داده شده است.

بام	9 psf
تجهیزات مکانیکی و تهویه مطبوع	5 psf
دال و بتن	47 psf
تیغه‌ها (از طبقه زیرین)	5 psf
بار زنده	20 psf

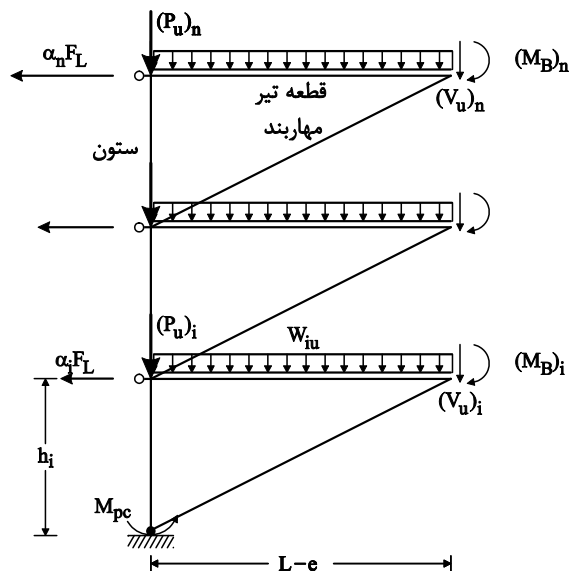
جدول ۵-۱- a - بارگذاری سقف برای ساختمان‌های مثال مورد بررسی

دال و بتن	47 psf
تیغه‌ها	10 psf
تجهیزات مکانیکی و تهویه مطبوع	5 psf
بار زنده (قابل کاهش)	50 psf
نماسازی	20 psf

جدول ۵-۱- b - بارگذاری کف برای ساختمان‌های مثال مورد بررسی



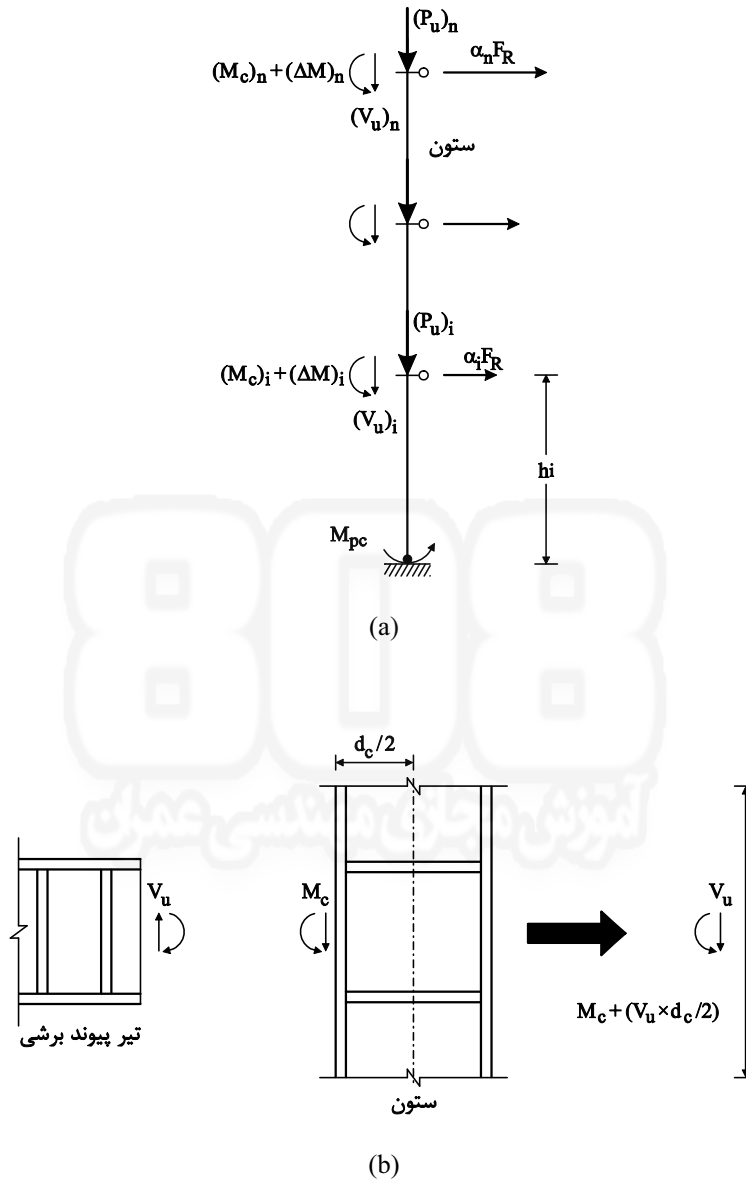
(a)



(b)

شکل ۵-۷ - دیاگرام جسم آزاد ستون داخلی ۲ و قطعات تیر و بادبند متصل به آن.  
 (a) نیروهای عمل کننده به سمت راست. (b) نیروهای جانبی اعمال به سمت چپ

طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...



شکل ۵-۸ - دیاگرام جسم آزاد ستون داخلی 1 و مقاطع تیر و بادبند متصل به آن در معرض نیروهای جانبی اعمال به سمت راست. (a) نمایش  $\Delta M (= V_u \cdot d_c / 2)$



$W_1$	0.957 kips / ft
$W_2$	0.877 kips / ft
$L_1$	23.71 kips
$L_2$	17.84 kips
$L_3$	28.70 kips
$L_4$	26.31 kips

جدول ۵-۲-ا - بار ثقلی با ضریب برای EBF 3 طبقه

$W_1$	0.957 kips / ft
$W_2$	0.877 kips / ft
$L_1$	17.97 kips
$L_2$	25.15 kips
$L_3$	16.53 kips
$L_4$	23.71 kips
$L_5$	11.26 kips
$L_6$	17.84 kips
$L_7$	18.33 kips
$L_8$	25.51 kips

جدول ۵-۲-ب - بار ثقلی با ضریب برای EBF 10 طبقه

### ۵-۳-۱- طراحی EBF ۳ طبقه

گام‌های اصلی در روش طراحی PBPD به صورت زیر است:

- ۱- پلان کف و نمای ارتفاع در شکل ۵-۱۰ نشان داده شده‌اند و پارامترهای طراحی پایه از IBC 2006 (ICC, 2006) به دست آمده و در جدول ۵-۳ خلاصه شده است.
- ۲- برش پایه طراحی با توجه به معیار عملکردی حداکثر نسبت تغییر مکان نسبی بین طبقات 2% برای یک زلزله با احتمال رویداد 10% در 50 سال ( $\frac{2}{3}MCE$ ) تعیین شد. پارامترهای طراحی روش PBPD از فلوجارت داده شده در شکل ۳-۹ محاسبه می‌شوند که در جداول ۵-۴ و ۵-۵ ارائه شده‌اند.

طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...

سپس برش پایه طراحی از روابط (۱-۳)، (۳-۳) و (۱۴-۳) به دست می‌آید. بعد از تعیین برش پایه طراحی، نیروهای جانبی با استفاده از معادلات (۱-۳) تا (۳-۳) محاسبه و در جدول ۴-۵ ارائه شده‌اند. مقدار ثابت ناحیه کنترل شتاب که در شکل ۱-۱ با خط پر نشان داده شده در نظر گرفته می‌شود. مقاومت برشی مورد نیاز تیر پیوند،  $\beta_i V_{Pr}$  در طبقه  $i$  از رابطه (۱۰-۵) تعیین می‌شود و در رابطه (۱۰-۵) برای تکیه‌گاه‌های مفصلی  $M_{Pc} = 0$  در نظر گرفته می‌شود. طراحی تیرهای پیوند برشی با استفاده از معادله (۱۳-۵) انجام می‌شود. از فولاد A 992 با تنش تسلیم 50 ksi استفاده شد. ضمن این که نسبت باریکی نیز کنترل می‌گردد. مقاطع نهایی در جدول (۶-۵) ارائه شده است.

۳- طراحی اعضای غیر از تیرهای پیوند برشی، شامل قطعات تیر، مهاربندها و ستون‌ها براساس رویکرد طراحی ظرفیت (اشکال ۶-۵ تا ۸-۵) انجام می‌شود. نیروهای جانبی اعمالی به ستون‌ها با مهاربندها و قطعات تیر (شکل ۷-۵-ب)، نیروهای جانبی اصلاح‌شده به سمت چپ،  $F_{L_i}$  (شکل ۷-۵-ب) می‌باشند (یا نیروهای جانبی به سمت راست،  $F_{R_i}$  هر کدام که بحرانی‌تر است).

نیروهای محوری در ستون‌ها ناشی از بارهای ثقیلی هستند،  $(P_u)_i$ ؛ بار ثقیلی گسترده،  $W_{iu}$  و حداکثر لنگر تیر پیوند در نزدیکی مهاربند  $(M_B)_i$ ؛ و حداکثر نیروهای برشی مورد انتظار  $(V_u)_i$ . برای ستون‌ها بدون مهاربند و قطعات تیر (شکل ۸-۵-ا) نیروهای اعمالی  $F_{R_i}$  یا  $F_{L_i}$  هر کدام که بحرانی‌تر است می‌باشد؛  $(V_u)_i$ ،  $(M_c)_i$ ،  $(\Delta M)_i$  و  $(P_u)_i$ . نیروهای جانبی اصلاحی،  $F_{L_i}$  یا  $F_{R_i}$  هستند که از تعادل لنگر درخت ستونی شکل ۷-۵ یا ۸-۵ به دست می‌آید. همان‌طور که در ضوابط لرزه‌ای AISC (ANSI, 2005a) مشخص شده، حداکثر نیروی برشی مورد انتظار برای تیرهای پیوند برشی ( $R_y = 1.1$  و  $V_u = 1.25 R_y V_p = 0$ ) را می‌توان به‌طور قابل ملاحظه‌ای بزرگ‌تر از مقاومت برشی پلاستیک ( $V_p$ ) که اساساً از اضافه مقاومت مصالح، سخت‌شدگی کرنشی و مقاومت برشی در بال‌های تیر پیوند نتیجه می‌شود در نظر گرفت. به‌دلیل مشابه، حداکثر ممان تیر پیوند در نزدیکی ستون و بادبند برای تیرهای پیوند برشی (یعنی  $e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p}$ ) به‌ترتیب برابر است با:

$$M_B = [e(1.25 R_y V_p) - R_y M_p] \geq 0.75 R_y M_p \quad \text{و} \quad M_C = R_y M_p$$

مقادیر متناظر در جداول ۷-۵ تا ۹-۵ خلاصه شده است.

۴- پس از محاسبه نیروهای جانبی اصلاحی به شرح فوق، مقاومت مورد نیاز اعضای غیرتسلیم‌شونده (قطعات تیر، بادبندها و ستون‌ها) را می‌توان با یک تحلیل الاستیک دستی یا کامپیوتری محاسبه نمود، جملات  $F_{R_i}$  (یا  $F_{L_i}$ )،  $(M_B)_i$ ،  $(M_c)_i$ ،  $(\Delta M)_i$  و  $W_{iu}$  به‌عنوان بارهای اعمالی به حساب می‌آیند. طراحی این اعضا مطابق ضوابط AISC به‌روش طراحی الاستیک سنتی انجام شد. مقاطع نهایی اعضا در شکل ۱۲-۵ نشان داده شده است.

پارامترهای 2006 IBC	
$S_s$	2.38g
$S_1$	0.84g
$F_a$	1.0
$F_v$	1.5
$S_{DS}$	1.587g
$S_{D1}$	0.840g
$T_0 = 0.2 \cdot (S_{D1} / S_{DS})$	0.106sec
$T_S = S_{D1} / S_{DS}$	0.529sec.
طبقه‌بندی منطقه	D
نوع کاربری	II
منطقه لرزه‌خیزی	E
ارتفاع ساختمان	39ft
T	0.418sec.
ضریب اهمیت	1.0
مجموع وزن لرزه‌ای سازه	4630kips

جدول ۵-۳ - پارامترهای طراحی برای مثال EBF 3 طبقه

طبقه	$h_i$ (ft.)	$w_i$ (kips)	$w_i h_i$ (kip-ft)	$\sum w_i h_i$	$\beta_i$	$(\beta_i - \beta_{i+1}) \cdot h_i$	$F_i^*$ (kips)
3rd	39	1600	62400	62400	1.000	39.00	758
2nd	26	1515	39390	101790	1.548	14.25	415
1st	13	1515	19695	121485	1.813	3.44	201
$\Sigma$		4630	121485		4.361	56.69	1374

\* برای دو قاب EBF نشان داده شده در شکل ۵-۹-a

جدول ۵-۴ - پارامترهای طراحی برای مثال EBF 3 طبقه

طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...

پارامترهای روش PBPD	
$S_a$	1.587g
T	0.418sec.
نسبت تغییرمکان نسبی تسلیم $\theta_y$	0.5%
نسبت تغییرمکان نسبی هدف $\theta_u$	2%
$\mu_s = \theta_u / \theta_y$	4
$R_\mu$	2.93
$\gamma$	0.814
$\alpha$	6.583
V / W	0.297
برش پایه طراحی V	1374 kips برای دو قاب EBF یا چهار دهانه مهاربندی

جدول ۵-۵ - پارامترهای طراحی برای مثال EBF 3 طبقه (ادامه)

طبقه	$F_i / 4$ (kips)	$(\sum F_i h_i) / 4$ (kips)	$\beta_i V_{pr}$ (kips)	مقطع طراحی تیر پیوند	$\phi V_p$ (kips)	$\frac{b_f}{2t_f} *$
3rd	189.4	7388.2	90	W12 × 35	93	6.3
2nd	103.8	2699.1	140	W14 × 68	141	6.9
1st	50.2	652.3	164	W16 × 77	184	6.8

\*  $9.4 = 38 \sqrt{\frac{F_s}{F_y}}$  مطابق ضوابط لرزه‌ای AISC(2005). همه مقادیر  $\frac{h}{t_w}$  الزامات AISC را برآورده می‌نمایند و این‌جا نشان داده شده است.

جدول ۵-۶ - پارامترهای طراحی برای طراحی تیر پیوند (معادلات ۵-۱۰ و ۵-۱۳)

طبقه	مقطع تیر پیوند	$V_p$ (kips)	$M_p$ (kip - ft)	$V_u$ (kips)	$M_C$ (kip - ft)	$M_B$ (kip - ft)
3rd	W12 × 35	103.2	213.3	141.9	234.7	250.2
2nd	W14 × 68	156.3	479.2	214.9	527.1	395.3
1st	W16 × 77	204.6	633.3	281.3	696.7	522.5

جدول ۵-۷ - مقاطع تیر پیوند و پارامترهای متناظر برای طراحی اعضای غیر تسلیم‌شونده

قطعه	ستون‌ها با قطعات تیر و مهاربند		
	بارهای ثقیلی روی قطعه تیر $w_{iu}$ (kip / ft)	نیروی محوری ستون $(P_u)_i$ (kips)	نیروی جانبی به روز شده $\alpha_i F_L$ (kips)
3rd	0.957	39.5	329.9
2nd	0.957	43.1	180.8
1st	0.877	43.1	87.4

جدول ۵-۸ - نیروهای طراحی برای ستون‌ها به همراه قطعات تیر و بادبندها

طبقه	ستون‌های بدون قطعات تیر و مهاربند		
	$(\Delta M)_i = (V_u)_i, d_c / 2^*$ (kip - ft)	نیروی محوری ستون، $(P_u)_i$ (kips)	نیروی جانبی به روز شده $\alpha_i F_R$ (kips)
3rd	82.8	39.5	25.7
2nd	125.4	38.1	14.1
1st	164.1	38.1	6.8

\* به شکل ۵-۸ بنگرید، برای ستون‌ها مقطع W14 فرض شد. لذا  $d_c / 2 = 7 \text{ in.}$

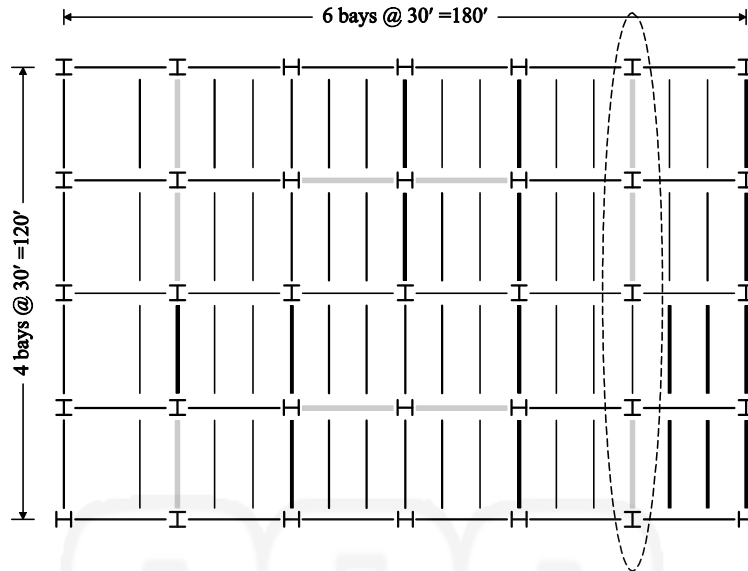
جدول ۵-۹ - نیروهای طراحی و ستون‌ها بدون قطعات تیر و مهاربند

### ۵-۳-۲ - طراحی EBF ۱۰ طبقه

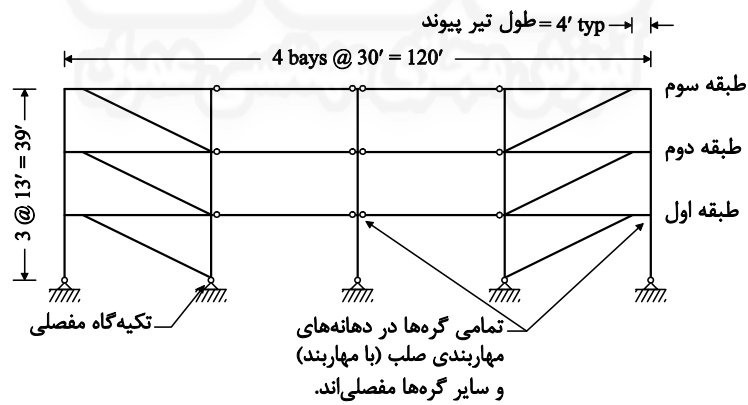
گام‌های اصلی در روش طراحی PBPD عبارت است از:

- ابتدا پارامترهای طراحی متناظر مطابق 2006 IBC به دست می‌آید که در جدول ۵-۱۰ به‌طور خلاصه آورده شده است.
- دوره تناوب طراحی براساس تحلیل اولیه اصلاح و برش پایه طرح با توجه به معیار عملکردی حداکثر نسبت تغییر مکان نسبی بین طبقه 2% و برای یک زلزله با سطح خطر 10% در 50 سال ( $\frac{2}{3} \text{MCE}$ ) تعیین می‌گردد. پارامترهای طراحی برای روش PBPD مطابق فلوچارت داده شده در شکل ۲-۹ که در جداول ۵-۱۱ a و ۵-۱۱ b آمده محاسبه و سپس برش پایه طرح از معادلات (۳-۱)، (۳-۱۳) و (۳-۱۴) به دست می‌آید. پس از تعیین برش پایه طرح، همان‌طور که در جدول ۵-۱۱ a آورده شده است نیروهای جانبی با استفاده از روابط (۳-۱) تا (۳-۳) محاسبه می‌شود. مقاومت برش مورد نیاز تیر پیوند،  $\beta_i V_{Pr}$  در طبقه i از معادله (۵-۱۰) تعیین و آن‌گاه طراحی تیرهای پیوند برشی به کمک معادله (۵-۱۳) انجام می‌شود. از فولاد A 992 با تنش تسلیم اسمی 50 ksi استفاده و نسبت فشردگی (باریکی) نیز کنترل شد. مقاطع طراحی در جدول ۵-۱۲ آورده شده است.

طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...



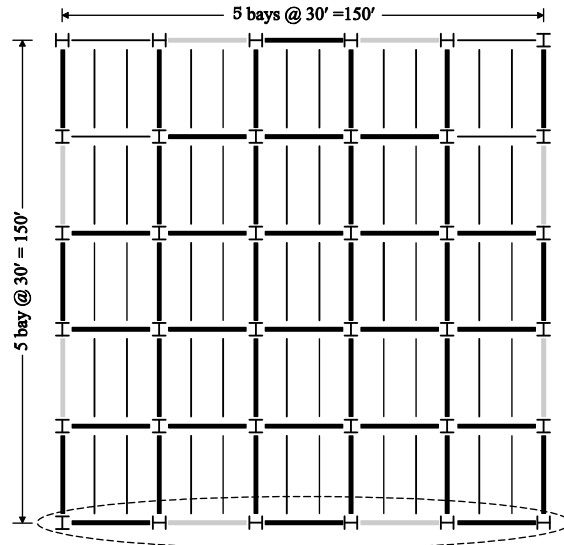
قاب مثال  
 تمامی ستون‌ها در دهانه مهاربندی در جهت قوی می‌باشند.  
 — دهانه مهاربندی برون محور  
 (a)



For SI: 1 foot = 304.8 mm

(b)

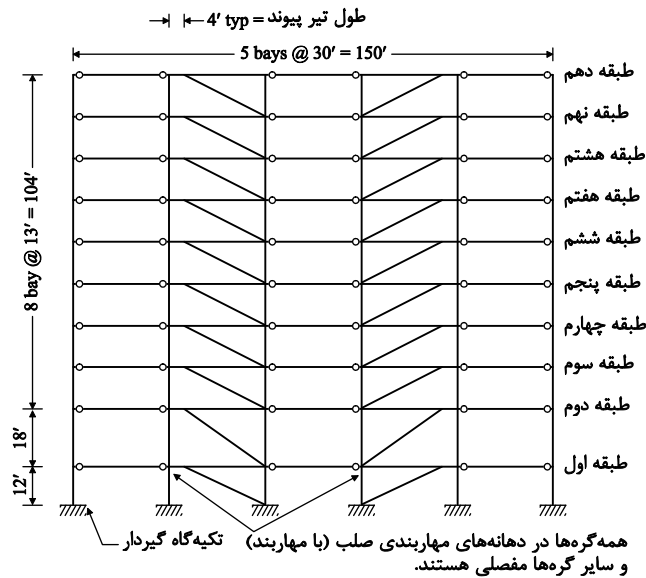
شکل ۵-۹ - پلان مربوط به مثال ساختمان ۳ طبقه و قاب‌های دارای EBF



I تمامی ستون‌ها در دهانه مهاربندی در جهت قوی می‌باشند. قاب مثال

— دهانه مهاربندی برون محور

(a)

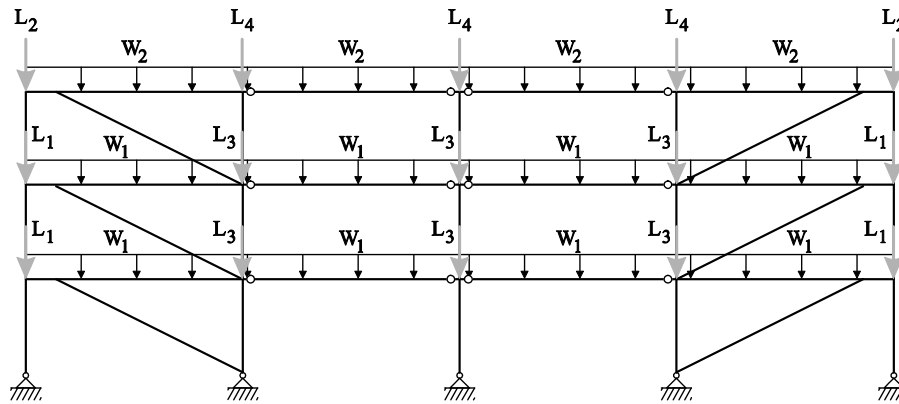


(b)

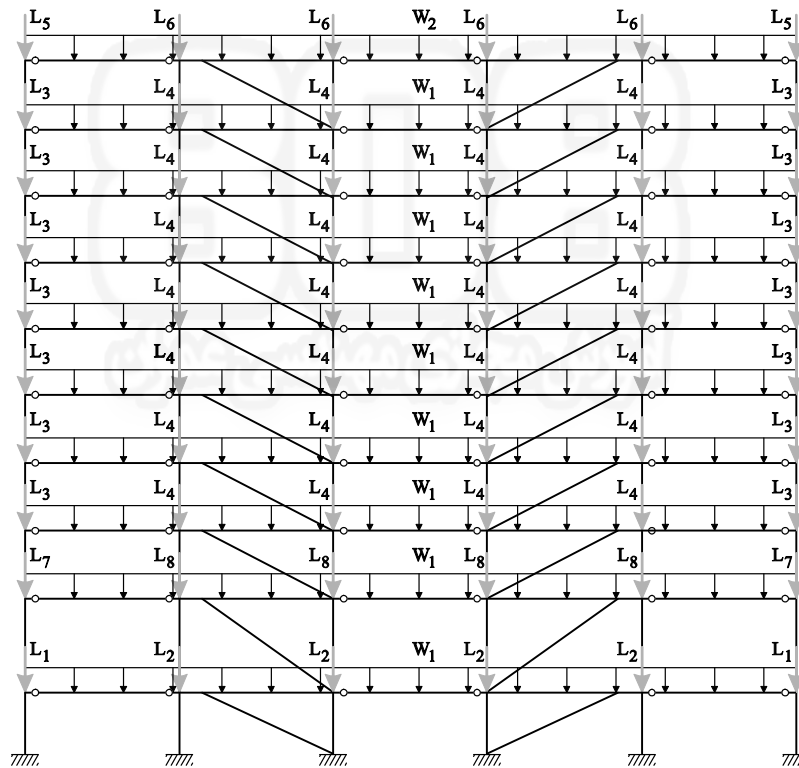
For SI: 1 foot = 304.8 mm

شکل ۵-۱۰ - پلان مربوط به مثال ساختمان ۱۰ طبقه و قاب‌های دارای EBF

طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...



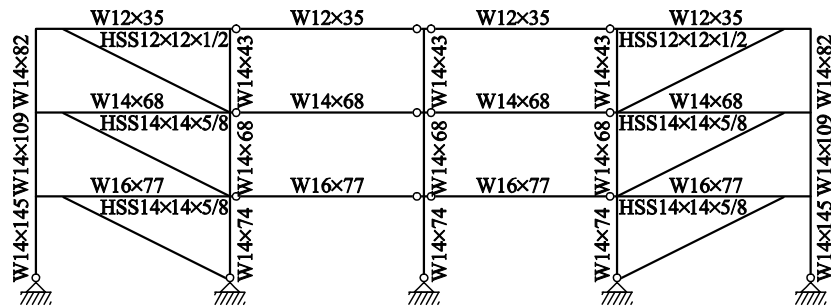
(a)



(b)

شکل ۵-۱۱ - (a) بارگذاری ثقیلی برای EBF 3 طبقه (b) بارگذاری ثقیلی برای EBF برای 10 طبقه





شکل ۵-۱۲ - مقاطع اعضای مثال EBF 3 طبقه

۲- تحلیل‌های اولیه نشان داد که تغییر ارتفاع طبقه دوم در قاب 10 طبقه منجر به تمرکز تغییر شکل در تیر پیوند آن طبقه خواهد شد. نامنظمی سختی، در ارتفاع، براساس این مطلب که دوران تیر پیوند در یک طبقه با تغییر مکان نسبی جانبی بین طبقات متناسب است اصلاح می‌شود. (Chao, and Goel, 2005, 2006c). لذا دوران تیر پیوند با اصلاح مقاومت آن براساس نسبت سختی طبقه هدف به سختی طبقه مورد نظر کنترل می‌شود. یعنی:

$$V'_p = V_p \cdot \frac{K_t}{K_{\text{story}}} \quad (19-5)$$

$V_p$ : مقاومت برشی طراحی تیر پیوند که براساس روش طراحی پیشنهادی بدون در نظر گرفتن نامنظمی سختی به دست می‌آید.  $V'_p$  مقاومت برش اصلاح شده تیر پیوند،  $k_t$  سختی طبقه هدف که بعداً شرح داده خواهد شد و  $k_{\text{story}}$  سختی الاستیک طبقه داده شده است که برابر است با:

$$K_{\text{story}} = K_{\text{ستون}} + K_{\text{بادبند}} \quad (20-5)$$

اگر هر دو انتهای ستون گیردار باشد.

$$K_{\text{story}} = \sum_i \frac{12E_s I_i}{h^3} + \sum_i \frac{(\sin \theta)(\cos^2 \theta)E_s A}{h} \quad (21-5)$$

اگر یک انتها مفصل باشد:

$$k_{\text{story}} = \sum_i \frac{3E_s I_i}{h^3} + \sum_i \frac{(\sin \theta)(\cos^2 \theta)E_s A}{h} \quad (22-5)$$

که  $E_s$ : مدول الاستیسیته،  $I_i$  ممان اینرسی ستون  $i$ ام در یک طبقه خاص،  $h$ : ارتفاع طبقه،  $\theta$ : زاویه مهاربند (شکل ۵-۱۳) و  $A$  سطح مقطع مهاربند می‌باشد. از آنجایی که انتظار می‌رود ستون‌ها و بادبندها در طول زلزله‌های بزرگ الاستیک باقی بمانند سختی الاستیک می‌تواند به کار رود.

طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...

پارامترهای 2006 IBC	
$S_S$	2.38g
$S_I$	0.84g
$F_a$	1.000
$F_v$	1.500
$S_{DS}$	1.587g
$S$	0.840g
منطقه لرزه خیزی	D
نوع کاربری	II
طبقه‌بندی طرح لرزه‌ای	E
ارتفاع ساختمان	134 ft
$T$	1.418sec.
ضریب اهمیت	1.0
مجموع وزن ساختمان	15700kips

جدول ۵-۱۰ - پارامترهای طراحی برای مثال EBF 10 طبقه از 2006 IBC

طبقه	$h_i$ (ft.)	$w_i$ (kips)	$w_i h_i$ (kip-ft)	$\sum w_i h_i$	$\beta_i$	$(\beta_i - \beta_{i+1}) \cdot h_i$	$F_i^*$ (kips)
10th	134	1660	222440	222440	1.000	134.00	434
9th	121	1560	188760	411200	1.521	63.06	226
8th	108	1560	168480	579680	1.923	43.40	174
7th	95	1560	148200	727880	2.246	30.72	140
6th	82	1560	127920	855800	2.509	21.53	114
5th	69	1560	107640	963440	2.720	14.58	92
4th	56	1560	87360	1050800	2.886	9.30	72
3rd	43	1560	67080	1117880	3.011	5.36	54
2nd	30	1560	46800	1164680	3.096	2.56	37
1st	12	1560	18720	1183400	3.130	0.41	15
$\Sigma$		15700	1183400		24.044	324.93	1358

\* برای دو EBF نشان داده شده در شکل ۵-۱۰ a

جدول ۵-۱۱ - a - پارامترهای طراحی مربوط به مثال EBF 10 طبقه

پارامترهای روش PBPD	
$S_a$	0.559
T	1.600
تغییرمکان نسبی تسلیم	0.5%
تغییرمکان نسبی هدف	2%
$\mu_s = \frac{\theta_u}{\theta_y}$	4
$R_\mu$	4
$\gamma$	0.4375
$\alpha$	1.491
V / W	0.086
برش پایه طراحی	1358 kips برای دو EBF یا چهار دهانه مهاربندی

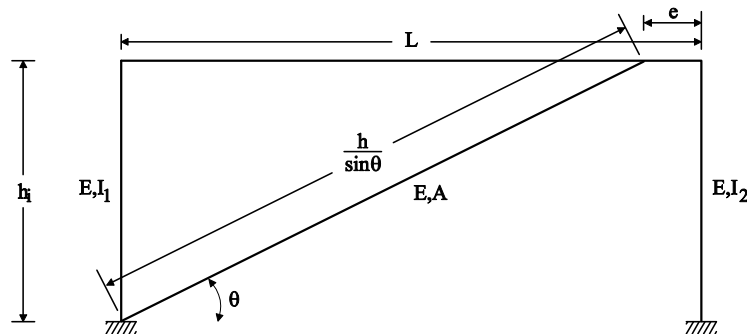
جدول ۵-۱۱-ب - پارامترهای طراحی مربوط به مثال EBF 10 طبقه (ادامه)

طبقه	$F_i / 4$ (kips)	$(\sum F_i h_i) / 4$ (kips)	$\beta_i V_{pr}$ (kips)	مقطع طراحی تیر پیوند	$\phi V_p$ (kips)	$\frac{b_f}{2t_f} *$
10th	108.4	14532.1	50.9	W8×31	54.8	9.19
9th	56.5	6838.8	77.4	W10×45	83.7	6.47
8th	43.6	4707.1	97.8	W12×50	109.1	6.31
7th	45.1	3331.6	114.3	W14×53	125.6	6.11
6th	28.5	2334.7	127.6	W14×68	140.7	6.97
5th	22.9	1581.6	138.4	W14×74	153.4	6.41
4th	18.0	1008.6	146.8	W14×74	153.4	6.41
3rd	13.5	580.8	153.2	W16×67	159.6	7.70
2nd	9.3	278.2	157.5	W16×67	159.6	7.70
1st	3.7	44.1	159.3	W16×67	159.6	7.70

\*  $0.38\sqrt{E_s / F_y} = 9.2$  مطابق ضوابط لرزهای AISC (2005) کلیه مقادیر  $h/t_w$  الزامات AISC را برآورده می‌نمایند که در این‌جا نشان داده نشده‌اند.

جدول ۵-۱۲ - پارامترهای طراحی برای طراحی تیر پیوند (روابط (۵-۱۰) و (۵-۱۳))

طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...



شکل ۵-۱۳ - محاسبه سختی طبقه در یک EBF

سختی هر طبقه برای قاب 10 طبقه محاسبه و در جدول ۵-۱۳ ارائه شد. همان‌طور که در جدول ۵-۱۳ دیده می‌شود سختی طبقه دوم به‌طور قابل توجهی کوچک‌تر از طبقات مجاور است. این مقدار با روش زیر اصلاح شد.

به‌طور کلی بیش‌ترین مقدار سختی، مربوط به طبقه زیرین است و به‌تدریج در طبقات بالا کاهش می‌یابد. بنابراین سختی طبقه هدف،  $K_t$ ، برای طبقه دوم باید مقداری بین سختی طبقه اول و سوم داشته باشد. بنابراین:

$$k_t \approx \frac{5152 + 7008}{2} = 6080 \text{ kip / in} \quad (23-5)$$

لذا مقاومت طبقه دوم به‌صورت زیر افزایش می‌یابد.

$$V_p' = V_p \cdot \frac{K_t}{K_{\text{story}}} = V_p \cdot \frac{6080}{3796} = 1.6 V_p \quad (24-5)$$

مساحت مورد نیاز جان (رابطه ۵-۱۳) به‌صورت زیر به‌دست می‌آید:

$$A_w' = [(d_b - 2t_f)t_w]' = 5.91 \times 1.6 \approx 9.4 \text{ in}^2 \quad (25-5)$$

مقطع  $W_{18 \times 27}$  برای طبقه دوم جایگزین مقطع  $W_{16 \times 67}$  که از طراحی اولیه به‌دست آمده شد. بعد از اصلاح مقطع تیر پیوند، ستون‌ها و بادبندها نیز باید با روش شرح‌داده‌شده اخیر اصلاح شوند. مقاطع نهایی اعضا برای EBF ۱۰ طبقه در جدول ۵-۱۴ نشان داده شده‌اند. سپس حداکثر نیروی برش مورد انتظار، حداکثر لنگر تیر پیوند در نزدیکی ستون و حداکثر لنگر تیر پیوند در نزدیکی بادبند محاسبه می‌شوند تا اعضای غیر از تیرهای پیوند برشی طراحی گردند.

۳- طراحی اعضای غیر از تیرهای پیوند با استفاده از دو ستون داخلی شبیه آنچه که در شکل‌های ۵-۷-ب و ۵-۸-ا دیده می‌شود انجام می‌گیرد. نیروهای اعمالی به ستون و مهاربند و قطعات تیر

طبقه	$K_{\text{column}}$ (kip / in)	$K_{\text{brace}}$ (kip / in)	$K_{\text{story}}$ (kip / in)
10th	357	3272	3629
9th	467	3764	4231
8th	629	3764	4393
7th	752	3764	4516
6th	1028	3764	4793
5th	1107	3764	4871
4th	1324	3764	5088
3rd	1388	3764	5152
2nd	872	2924	3796
1st	3070	3938	7008

جدول ۵-۱۳ - سختی الاستیک طبقات در EBF 10 طبقه

(شکل ۵-۷-ب) براساس نیروهای جانبی  $F_L(\alpha, F_R)$  اصلاح می‌شوند. نیروی محوری ستون نتیجه بارگذاری ثقلی است  $(P_u)_i$ ، بار گسترده ثقلی،  $W_{in}$ ؛ حداکثر لنگر تیر پیوند در نزدیکی بادبند و حداکثر نیروی برش مورد انتظار  $(V_u)_i$ . برای ستون‌های بدون بادبند و قطعات تیر (شکل ۵-۸-ا) نیروهای اعمالی  $F_R$ ،  $(V_u)_i$ ،  $(M_c)_i$ ،  $(\Delta_M)_i$  و  $(P_u)_i$  می‌باشند. مقادیر متناظر در جداول ۵-۱۵ و ۵-۱۶ به‌طور خلاصه آورده شده‌اند.

۴- سپس دیاگرام جسم آزاد نشان داده شده در اشکال ۵-۷ و ۵-۸ به‌صورت الاستیک تحلیل و نیروهای الاستیک داخلی به‌دست آورده می‌شوند و برای طراحی ستون‌ها و بادبندها مطابق ضوابط AISC به‌کار می‌روند. مقاطع نهایی در شکل ۵-۱۴ نشان داده شده است.

در عمل، برخلاف این مثال که در هر طبقه ستون مقاطع ستون تغییر کرد سعی می‌شود ابعاد ستون هر دو یا سه طبقه یک‌بار عوض شود. این کار اگرچه تا حدی سبب افزایش وزن مصالح مصرفی می‌گردد اما هزینه ساخت را کاهش می‌دهد (خصوصاً برای وصله ستون‌ها). به‌هر حال انتظار نمی‌رود که پاسخ لرزه‌ای تغییر قابل توجهی کند.

طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...

طبقه	مقطع تیر پیوند	$(V_u)_i$ $= 1.25R_y(V_p)_i$ (kips)	لنگر انتهای تیر پیوند در ستون (kip - ft)	لنگر انتهای تیر پیوند در مهاربند (kip - ft)	$\frac{b_f}{2t_f} *$
10th	W8×31	84	139	147	9.19
9th	W10×45	128	252	189	6.47
8th	W12×50	167	330	247	6.31
7th	W14×53	192	399	299	6.11
6th	W14×68	215	527	395	6.97
5th	W14×74	234	578	433	6.41
4th	W14×74	234	578	433	6.41
3rd	W16×67	244	605	454	7.70
2nd	W18×97	372	967	725	6.41
1st	W16×67	244	605	454	7.70

برآورده می‌نمایند که در این جا نشان داده نشده اند.  $9.2 = 0.38^* \sqrt{E_s / F_y}$  مطابق ضوابط لرزه ای AISC (2005) کلیه مقادیر  $h/tw$  الزامات AISC را

#### جدول ۵-۱۴ - طراحی تیر پیوند و پارامترهای طراحی متناظر

طبقه	ستون‌ها با قطعات تیر و مهاربند		
	بارهای ثقیلی روی قطعه تیر $w_{iu}$ (kip / ft)	نیروی محوری ستون $(P_u)_i$ (kips)	نیروی جانبی به روز شده $\alpha_i F_L$ (kips)
10th	0.877	17.84	182.9
9th	0.957	23.71	95.3
8th	0.957	23.71	73.5
7th	0.957	23.71	59.1
6th	0.957	23.71	48.0
5th	0.957	23.71	38.7
4th	0.957	23.71	30.4
3rd	0.957	23.71	22.8
2nd	0.957	23.71	15.6
1st	0.957	25.51	6.2
$\Sigma$			572.5

#### جدول ۵-۱۵ - مثال طراحی ستون‌ها با مقاطع تیرها و مهاربندها

طبقه	ستون‌ها بدون قطعات تیر و مهاربند		
	$(\Delta M)_i^*$ (kip / ft)	نیروی محوری ستون $(P_U)_i$ (kips)	نیروی جانبی به روز شده $\alpha_i F_R$ (kips)
10th	48.85	30.99	21.4
9th	74.59	38.06	11.1
8th	97.21	38.06	8.6
7th	111.89	38.06	6.9
6th	125.37	38.06	5.6
5th	136.68	38.06	4.5
4th	136.68	38.06	3.5
3rd	142.21	38.06	2.7
2nd	217.04	38.06	1.8
1st	142.21	39.86	0.7
$\Sigma$			66.9

\* به شکل ۵-۸ بنگرید

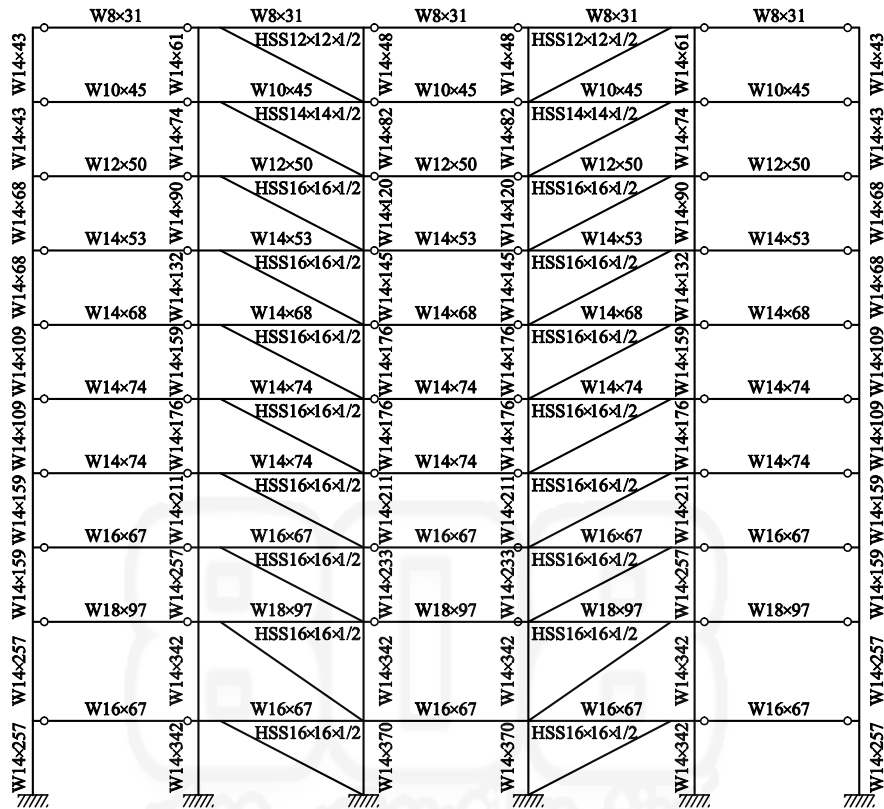
#### جدول ۵-۱۶- مثال طراحی ستون‌ها بدون مقاطع تیرها و بادبندها

#### ۵-۴- صحت سنجی با استفاده از تحلیل غیر خطی

#### ۵-۴-۱- قاب‌های طراحی شده به روش الاستیک

قاب‌های EBF 3 و 10 طبقه توسط یک مهندس حرفه‌ای به روش الاستیک مطابق آیین‌نامه‌های رایج طراحی شده‌اند که در این‌جا قاب IBC نامیده می‌شوند. جزئیات طراحی در کار (Chao and Goel, 2005) ارائه شده است. شکل‌های ۵-۱۵ و ۵-۱۶ ابعاد اعضا را به ترتیب برای قاب‌های 3 و 10 طبقه نشان می‌دهند. در جدول ۵-۱۷ و ۵-۱۸ وزن اعضای به کار رفته در قاب‌های IBC و PBPD با یکدیگر مقایسه شده‌اند. از این دو جدول، می‌توان نتیجه گرفت که قاب IBC تیرهای سنگین‌تر و ستون‌های سبک‌تری نسبت به قاب PBPD دارد. اگرچه وزن کلی دو قاب تقریباً برابر است اما هم‌چنان که در بخش‌های بعدی توضیح داده می‌شود قاب PBPD عملکرد بهتری در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی نشان می‌دهد.

طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...



شکل ۵-۱۴- مقاطع اعضاء مثال 10 EBF طبقه طراحی شده با روش PBD

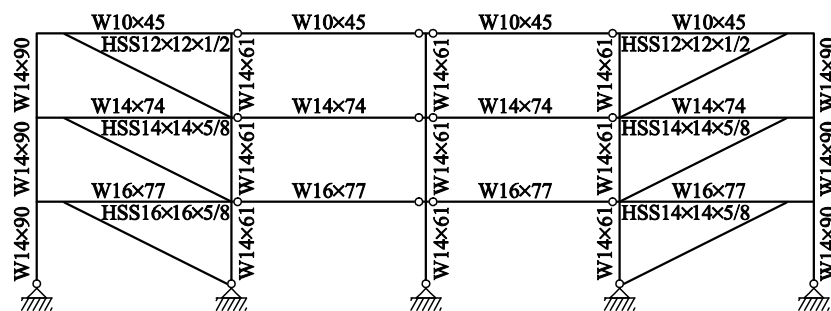
	IBC	PBD	PBD / IBC
وزن تیر (lb)	23,520	21,600	0.92
وزن ستون (lb)	14,157	15,951	1.13
وزن مهاربند (lb)	17,005	17,202	1.01
وزن کل (lb)	54,682	54,753	1.00

جدول ۵-۱۷- مقایسه وزن مصالح در دو قاب 3 طبقه



	IBC	PBPD	PBPD / IBC
وزن تیر (lb)	108,150	93,900	0.87
وزن ستون (lb)	113,668	137,966	1.21
وزن مهاربند (lb)	59,951	57,963	0.97
وزن کل (lb)	281,769	289,829	1.03

جدول ۵-۱۸- مقایسه وزن مصالح در دو قاب 10 طبقه



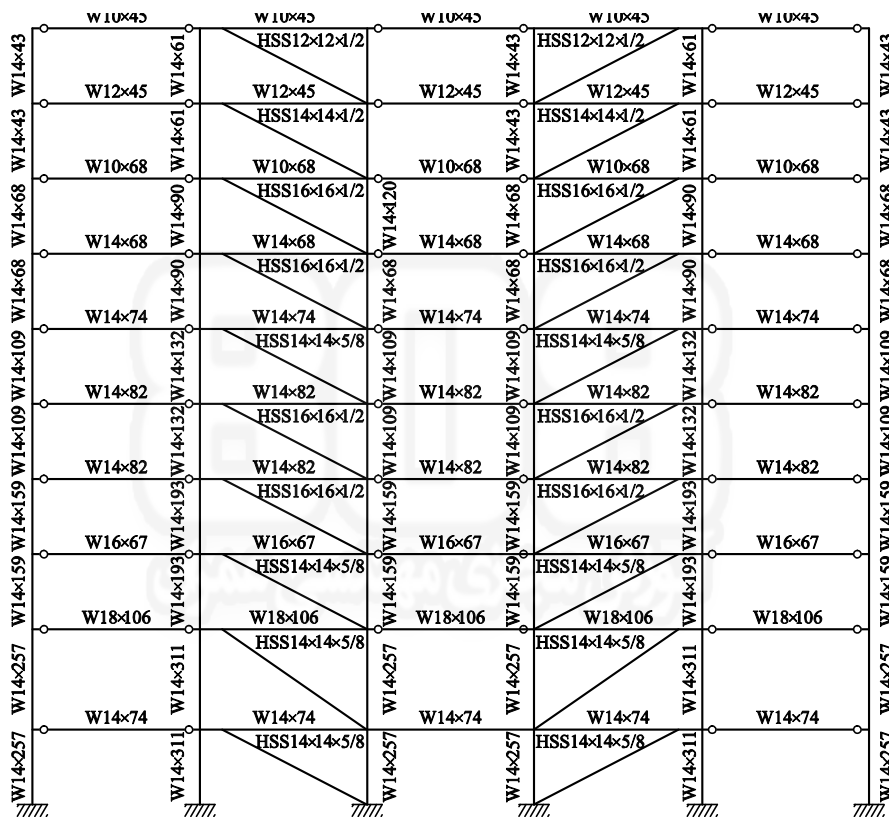
شکل ۵-۱۵- مقاطع اعضاء مثال طراحی EBF 3 طبقه با روش الاستیک

#### ۵-۴-۲- نتایج تحلیل دینامیکی غیر خطی

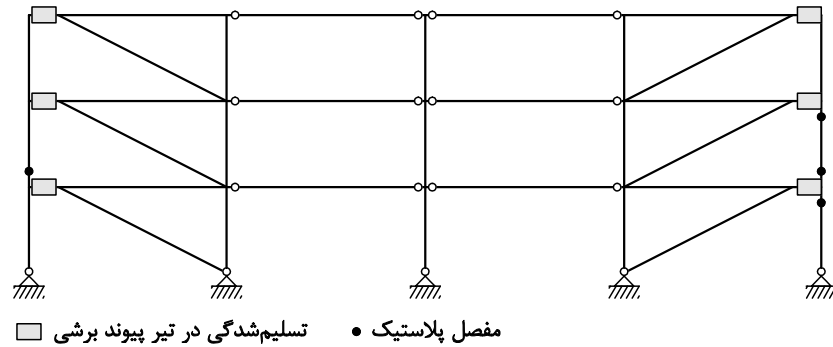
برای بررسی رفتار قاب‌های IBC و PBPD، تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی انجام شد. تحلیل‌ها با استفاده از برنامه 3D-Perform (RAM, 2003) که در آن از مدل مفصل برشی موجود برای تیرهای پیوند برشی کوتاه استفاده می‌شود انجام گرفت. 8 رکورد، با احتمال رویداد 10% در 50 سال و 4 رکورد با احتمال 2% در 50 سال از مجموعه رکوردهای زمین لرزه لس‌آنجلس SAC انتخاب شد. در شکل‌های ۵-۱۷ و ۵-۱۸ برخی از نتایج نشان داده شده است. در قاب‌های PBPD، همه مفاصل پلاستیک خمشی و برشی در تیرهای پیوند و پای ستون طبقه اول ایجاد شدند. از طرف دیگر، در قاب IBC رفتار غیرالاستیک به صورت پراکنده (شامل مفاصل پلاستیک گسترده در ستون‌ها) دیده شد و با تغییر رکوردها نیز تغییر می‌کرد. هم‌چنین در قاب‌های PBPD، مکانیزم تسلیم هدف به دست آمد. حداکثر تغییر مکان نسبی بین طبقه به دست آمده از زمین لرزه‌ای با احتمال 10% در 50 سال مربوط به قاب‌های EBF 3 و 10 طبقه در شکل‌های ۵-۱۹ و ۵-۲۰ نشان داده شده است. کلیه تغییر مکان‌های نسبی بین طبقات در قاب‌های PBPD در محدوده تغییر مکان نسبی هدف طرح 2% بوده است که این امر حکایت از این دارد که عملکرد لرزه‌ای مولفه‌های حساس به تغییر شکل (مثل روکش

طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...

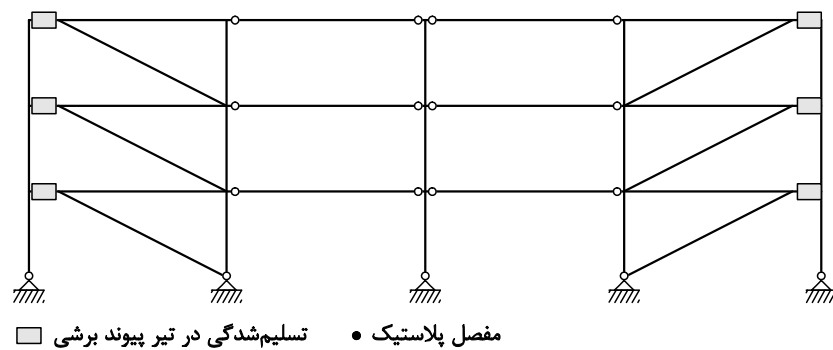
سقف، دیوارهای داخلی، قفسه‌های چوبی نازک داخلی و شیشه‌ها) و نیز آسیب تیرهای پیوند در روش PBPD قابل کنترل است. این شکل‌ها هم‌چنین نشان می‌دهد که قاب‌های PBPD به‌طور کلی تغییر مکان نسبی بین طبقه یکنواخت‌تری را نسبت به قاب‌های IBC نمایش می‌دهد. برای رکوردهای با احتمال رویداد 2% در 50 سال نیز رفتار مشابهی دیده می‌شود. (شکل ۵-۲۱)



شکل ۵-۱۶ - مقطع اعضای 10 EBF طبقه طراحی شده با روش الاستیک.



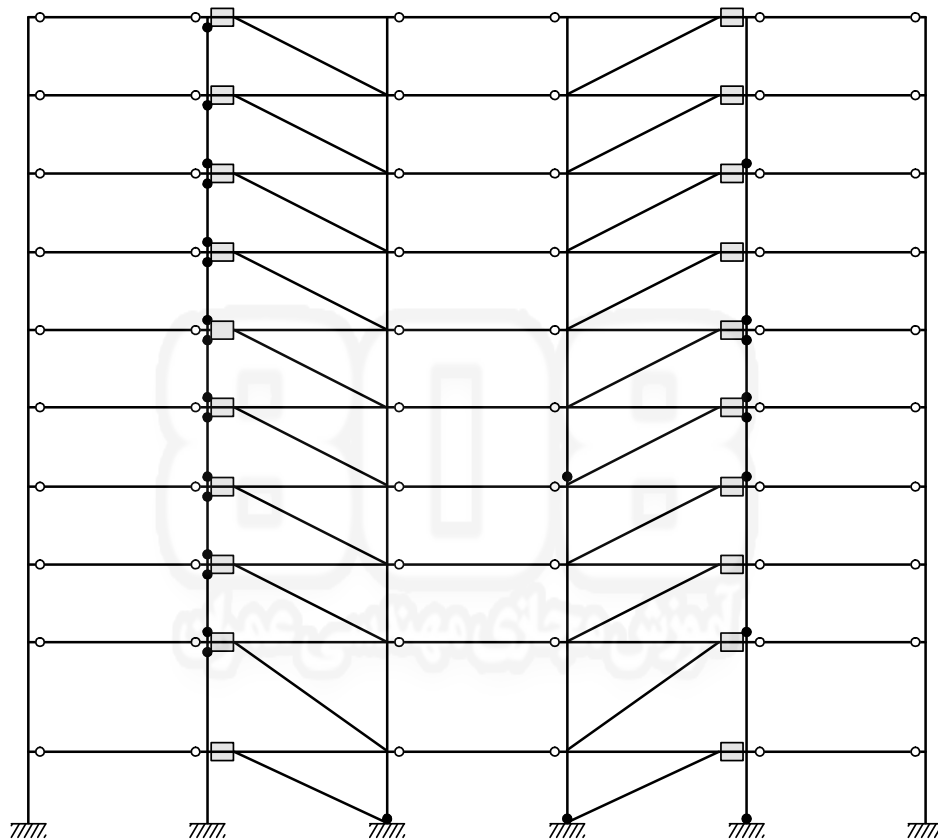
IBC (ED) قاب (a)



PBPD قاب (b)

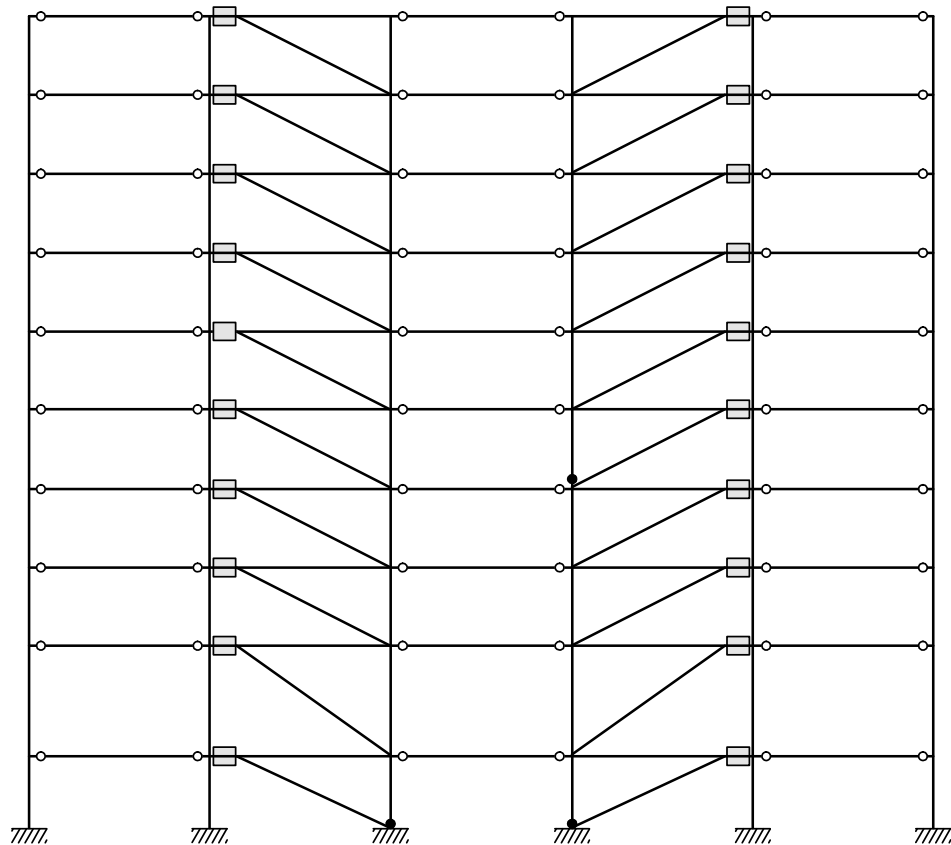
شکل ۵-۱۷ - موقعیت مفاصل پلاستیک خمشی و برشی در قاب‌های IBC و PBPD  
 3 طبقه در معرض زلزله LA12  
 (Loma Prieta, 1989, Gilroy)

طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...



□ تسلیم‌شدگی در تیر پیوند برشی • مفصل پلاستیک

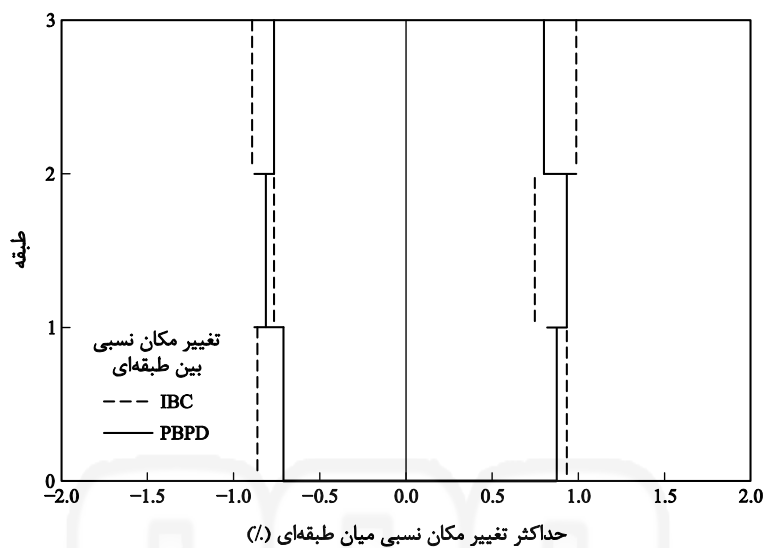
IBC (ED) قاب (a)



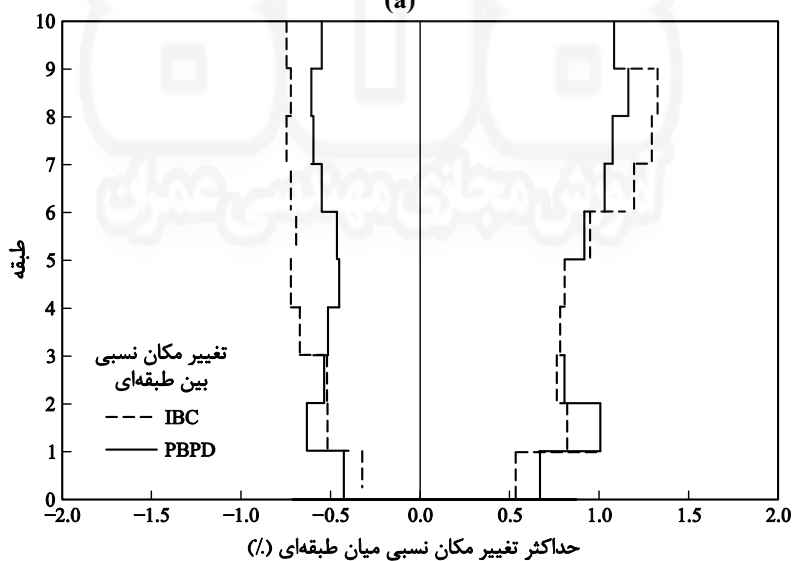
□ تسلیم‌شدگی در تیر پیوند برشی      • مفصل پلاستیک

PBPD قاب (b)

شکل ۵-۱۸ - موقعیت مفاصل پلاستیک خمشی و برشی در قاب‌های PBPD و IBC 10 طبقه در معرض زلزله LA 12 (Landers, 1992, Yermo)

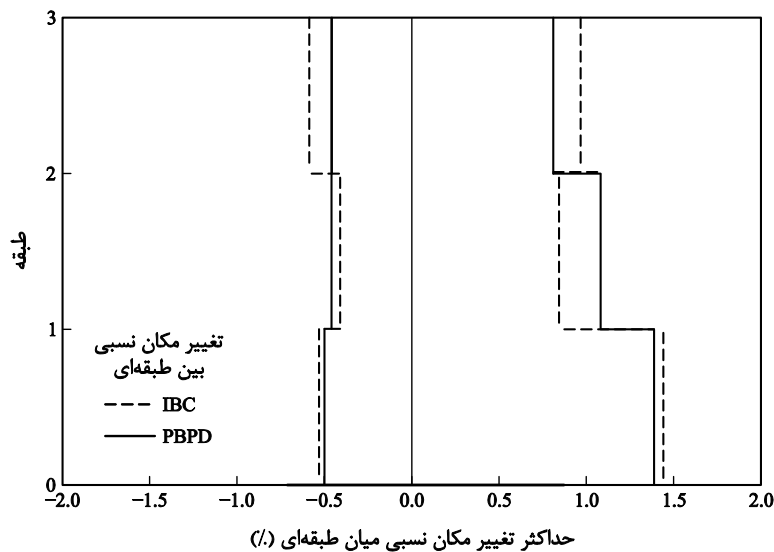


(a)

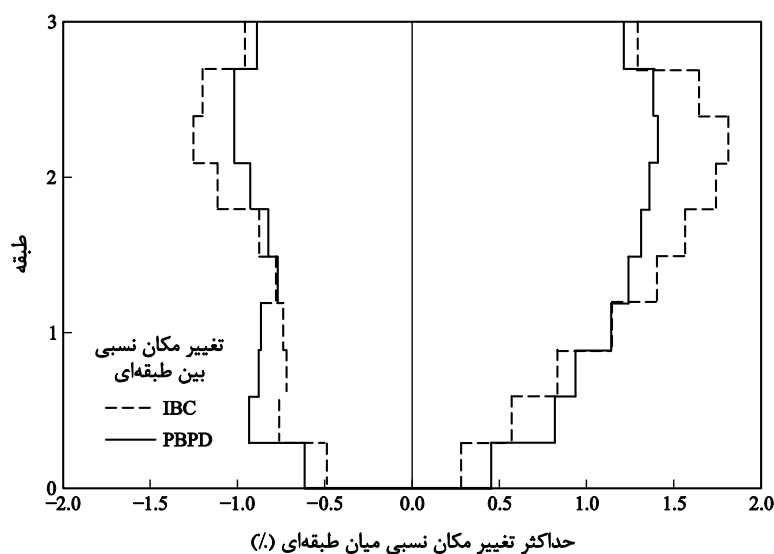


(b)

شکل ۵-۱۹- ماکزیمم تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای (a) قاب‌های 3 طبقه ،  
(b) قاب‌های 10 طبقه در معرض رکورد LA02 (10% در 50 سال)



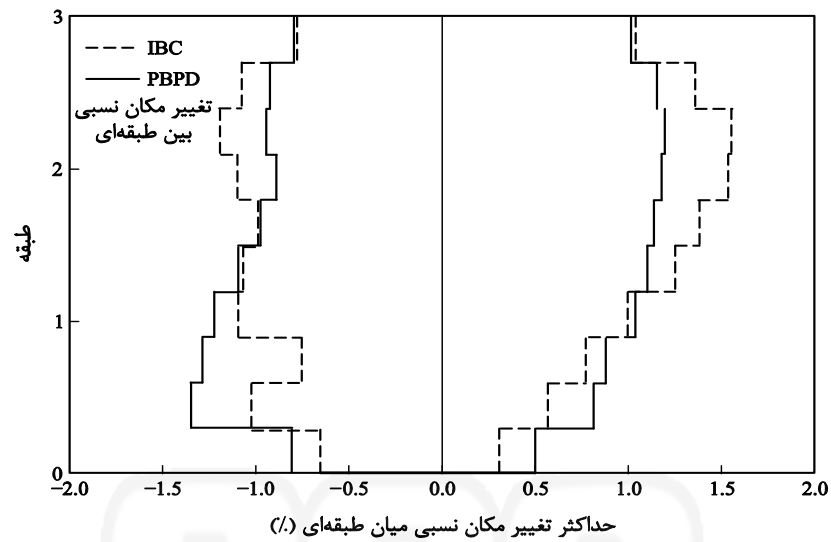
(a)



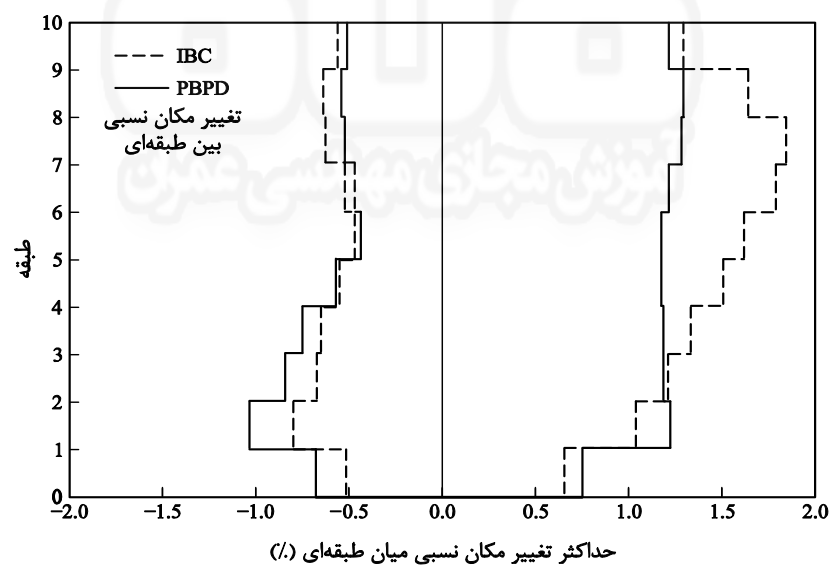
(b)

شکل ۵-۲۰- ماکزیمم تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای (a) قاب‌های 3 طبقه ،  
 (b) قاب‌های 10 طبقه در معرض رکورد LA16 (10% در 50 سال)

طراحی پلاستیک سازه‌های فولادی مقاوم در برابر زلزله ...



(a)



(b)

شکل ۵-۲۱- ماکزیمم تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای اتفاق افتاده در 10 طبقه در طی زلزله‌های 2% در 50 سال (a) رکورد LA26 (b) رکورد LA27