دانشگاه گیلان

دانشکده فنی

گروه عمران

بررسی عملکرد لرزه ای سازه های فولادی با استفاده از مهار بند برون محور با تیر پیوند قائم(V-EBF)

از

نوید وفا

استاد راهنما:

دکتر سعید پورزینلی

اسفند ۱۳۹۰

فهرست مطالب

عنوان **صفحه**

فصل اول **(۱-۶)**

مقدمه..... ۱

۱-۱ کلیات ۲

۱-۲ لزوم انجام تحقیق حاضر ۳

۱-۳ ساختار پایان نامه ۵

فصل دوم **(۷-۴۱)**

مروری بر تحقیقات گذشته و انواع سیتم های اتلاف انرژی زلزله..... ۷

۲-۱ مقدمه..... ۸

۲-۲ تاریخچه ای از کارهای انجام گرفته روی پانل برشی..... ۸

۲-۳ آسیبهای وارده به ساختمانهای فولادی در زلزله های گذشته..... ۲۳

۲-۴ ضعف ها و اشکالات اجرایی ساختمانهای فولادی موجود در کشور..... ۲۹

۲-۵ روشهای ترمیم و بهسازی ساختمانهای فولادی موجود..... ۳۲

۲-۶ مروری بر انواع روشهای کنترل غیر فعال در سازه ها..... ۳۲

۲-۶-۱ جداگر های لرزه ای..... ۳۲

۲-۶-۲ میر اگرهای اصطکاکی و ویسکو الاستیک..... ۳۳

۲-۶-۳ میراگر با سیال ویسکوز..... ۳۴

۲-۶-۴ میراگر های جرمی متعادل..... ۳۶

۲-۶-۵ میراگر های مایع متعادل..... ۳۶

۲-۶-۶ میراگر های فلزی جاری شونده..... ۳۷

۲-۶-۷ ورقهای ADAS..... ۳۸

فصل اول

مقدمه

۱-۱ کلیات

با وجود لرزه خیزی شدید اغلب مناطق پرجمعیت ایران و آسیب پذیری ساختمان های موجـود در برابـر زلزلـه، بـر اساس تجربیات به دست آمده از زلزله های اخیر، همانند زلزله منجیل، چنگوره و بم، تاکنون توجه کافی به سـاخت و سـاز صحیح و اصولی صورت نگرفته است. این در حالی است که با توجه به پیشرفت های سال های اخیر در امر مهندسی زلزلـه، به ویژه پس از زلزله های نورتریج (آمریکا) و کوبه (ژاپن)، احداث بنا های مقاوم در برابر زلزله چندان دور از دسترس نیست. علی رغم این که در زلزله شدیدی همچون زلزله نورتریج حتی یک ساختمان فولادی نیز فرو پاشـیده نشـده اسـت و تمـام خرابی ها به صورت موضعی بوده اند، عملکرد این ساختمانها از نظر جامعه مهندسی آمریکا، قابل قبـول نبـوده و بـه همـین دلیل در دهه اخیر، مطالعات گسترده ای در جهت رفع نواقص فوق انجام شده است. عملکرد لرزه ای ضـعیف سـاختمانهای موجود در کشور، به طور خاص سازه های فولادی، عمدتاً به دو دلیل علمی و فنی زیر است:

۱- عدم توجه کافی به مرحله طراحی ساختمان و به خصوص پیشرفت های روز دنیا در زمینه ضوابط طراحـی لـرزه ای ساختمان های جدید و نیز مقاوم سازی سازه های موجود در مقابل زلزله.

۲- ورود افراد فاقد دانش فنی در امور ساخت و ساز و دور ماندن صاحبان فن از این امور و نیز سهل انگاری دسـتگاه های ناظر بر امور ساخت و ساز.

در طراحی ساختمان های مقاوم در برابر زلزله، انتظار می رود که سازه قـادر بـه تحمـل تغیـر شـکل هـای بـزرگ و متناوب غیر ارتجاعی در طول یک زلزله شدید باشد. رفتار چرخه ای غیر ارتجاعی خوب یـک سـازه مقـاوم در برابـر زلزلـه، توسط حلقه های هیسترزیس (نیرو – تغییر شکل) کامل و پایدار دارای شکل پذیری و ظرفیت استهلاک انرژی لازم جهت مقاومت در برابر زلزله، تعریف می شوند. برای رسیدن به این مطلوب، باید سازه هایی که برای نواحی لرزه خیز طراحی مـی شوند دو معیار اصلی را ارضاکنند. آنها باید دارای سختی کافی باشند تا بتوانند تغییر مکان سازه را کنترل کرده و از خرابـی های سازه ای و غیر سازه ای در طول یک زلزله متوسط جلوگیری کنند. از طرف دیگر، تحت اثر لرزش های شدید، سازه ها باید از مقاومت و شکل پذیری کافی برخوردار باشند تا فروپاشی به وقوع نپیوندد و سازه قـادر بـه اسـتهلاک انـرژی زیـادی باشد. در چنین شرایطی، خرابی های غیر سازه ای و تا حدودی خرابی های سازه ای قابل قبول می باشد. به عبـارت دیگـر، سازه های مقاوم در برابر زلزله، باید انرژی لرزه ای را به گونه ای مستهلک سازند که سختی و مقاومت سازه به انـدازه کـافی محفوظ بماند تا نیروی جانبی بتوانند به پی سازه منتقل شوند.

در سازه های فولادی، دو سیستم مقاوم در برابر زلزله، پیشینه زیادی دارند و در سطح وسیعی مورد استفاده قرار می گیرند که عبارتند از: سیستم قاب خمشی و سیستم قاب با مهاربندی همگرا. قاب های خمشی که دارای ظرفیت استهلاک انرژی بالایی به واسطه تشکیل مفاصل پلاستیک در انتهای تیر ها هستند، اغلب بسیار انعطاف پذیر می باشند و محدود کردن تغییر مکان جانبی در این سیستم، به خصوص در سازه های بلند مرتبه، معضل اصلی طراحان می باشد. از آن جا که اتصالات گیر دار تیر به ستون نقش اصلی را در رفتار لرزه ای قاب های خمشی به عهده دارند، کسب اطمینان از کیفیت و توانایی آن ها بسیار حائز اهمیت است. در کشور ما متأسفانه نحوه اجرا و کنترل کیفیت اتصالات صلب چندان مطلوب نیست به عنوان مثال، به کرات مشاهده می شود که جوش اتصال تیر به ستون (مستقیماً و یا به وسیله ورق های تحتانی و فوقانی) به صورت جوش گوشه اجرا می شود. این در حالی است که استفاده از جوش گوشه به جای جوش نفوذی کامل در بخش هایی از سازه که متأثر از بارگذاری دینامیکی می باشند، صریحاً نفی شده است[۱]. به عنوان نمونه دیگری از بی توجهی به نحوه اجرای اتصالات صلب می توان به عدم دقت در انتخاب نوع الکترود اشاره کرد. در ساخت و سازه های رایج در سطح کشوراستفاده از الکترود E60 مرسوم می باشد. این نوع الکترود دارای مدول چقرمگی پائینی می باشد و در مقابل تحریکات لرزه ای شکل پذیری مناسبی از خود نشان نمی دهد. به علاوه، در پی تجربه زلزله نور تریج مشخص شده است که اتصالات متداول تا قبل از این زلزله، حتی اگر با کیفیت خوبی اجرا شده باشند، قادر به استهلاک انرژی مناسبی نیستند. بنا براین در دهه اخیر، مطالعات بسیار وسیع و سازمان یافته ای در مورد علت ناکار آمد بودن اتصالات صلب مرسوم و نحوه ارتقای عملکرد لرزه ای این گونه اتصالات صورت گرفته است. این تحقیات منجر به تغییرات اساسی در آئین نامه های لرزه ای و نیز ابداع اتصالات جدید از جمله اتصالات Side plates، Haunch، Plate Cover و RBS شده است، که متأسفانه دانش عمومی مهندسان طراح در کشورمان نسبت به این پیشرفت ها ناچیز است.

در مقابل قاب های خمشی، قاب های با مهار بندی همگرا معمولاًدارای سختی و مقاومت بالایی هستند، ولیکن میزان استهلاک انرژی آنها به علت امکان وقوع کمانش در اعضای قطری فشاری و عدم شکل پذیری، پائین است. بعلاوه همانند قاب های خمشی، نواقص و مشکلات قابل تأملی در نحوه اجرای این سیستم مقاوم جانبی در سطح کشور وجود دارد، مثل:

۱- اجرای ورق کوتاه اتصال باد بند به تیر و ستون به صورت خارج از مرکز.

۲- عدم اتصال ورق باد بند به تیر و بعضاً فاصله زیاد آن از تیر.

۳- اشکالات در اجرای جوش های قائم و بالاسری.

۴- عدم اتصال کافی بین زوج پروفیل های باد بند.

۵- استفاده از اعضای لاغر مهار بندی.

۱-۲- لزوم انجام تحقیق حاضر

هدف از این تحقیق، بررسی عملکرد لرزه ای مهار بندی های دارای پانل برشی و در صورت امکان ارائه راهکار هـایی جهت تسهیل در اجرای آن ها با توجه به امکانات اجرایی و توانایی های موجود در کشور می باشد. زیرا همان طور که اشاره شد، هر یک از دو سیستم قاب خمشی و قاب با مهار بندی همگرا دارای محدودیتهایی می باشند. برای غلبه بر کاستی های موجود در هر یک از دو سیستم یاد شده، بیش از دو دهه قبل، سیستم مناسبی تحـت عنـوان قـاب بـا مهـار بنـدی واگـرا[1] پیشنهاد شده است [۲و۳]. امتداد راستای یک باد بند در این سیستم تعمداً دارای خروج از مرکزیت نسبت به محل تقـاطع تیر و ستون یا محل تقاطع تیر و باد بند دیگر می باشد. با انتخاب مناسب مقدار خروج از مرکزیت، قاب تا حد قابل تـوجهی سختی خود را حفظ خواهد کرد، ضمن این که به سبب تسلیم برشی در قسمت کوتاهی از تیر (موسوم به تیر رابط بـا تیـر پیوند[2]) شکل پذیری لازم احراز خواهد شد.

تفکر اولیه در ابداع بادبندی های واگرا، ایجاد تیر رابط کوتاه جهت وقوع تسلیم برشی بوده است. لیکن گاهی اوقـات برای ایجاد فضا های معماری باز، چاره ای جز استفاده از تیر های رابط بلند وجود نـدارد. دراین حالتهـا، انـرژی بـه سـبب تشکیل مفاصل پلاستیک خمشی در دو انتهای تیر رابط مستهلک خواهد شد. عملکرد ضعیف تر تیر های رابط بلند نسـبت به رابط های کوتاه با آزمایشهای متعدد به اثبات رسیده است [۴].

علی رغم عملکرد مطلوب قاب های با مهار بندی های واگرا در مقابل بارهای لرزه ای، نقاط ضعف مهمی نیز در ایـن نوع سیستم مقاوم در برابر زلزله، وجود دارد. از جمله که بر اثر وقوع تغییر شکل های غیر الاستیک قابل توجه در تیر رابـط پس از یک زلزله شدید، تراز طبقات ساختمان دچار تابیدگی قابل توجه خواهند شد. در ایـن صـورت بهـره وری سـاختمان پس از زلزله میسر نخواهد بود. ضمن اینکه بازسازی تیرهای رابط نیزکه بخشی از تیر اصلی هستند، هزینـه بـر مـی باشـد. جهت سهولت در امر بازسازی ساختمان های مهار بندی شده با سیستم واگرا، در دو دهه اخیر، تفکر جدید تری در طراحی سازه های فولادی شکل گرفته است بدین ترتیب که، به جای تسلیم کشاندن بخشی از تیر که به عنوان یک عضـو اصـلی و درجه یک در سازه محسوب می شود، عضوی فرعی در سازه تعبیه شده تا استهلاک انرژی در این عضو فرعی رخ می دهـد. یک نمونه از مهار بندی های واگراکه منطبق با چنین تفکری می باشد. به مهار بند با تیر رابط عمودی و یا مهار بند با پانـل برشی موسوم است.

در مهار بند با پانل برشی، مهار بندها به واسطه یک تیر رابط برشی عمودی (که به عنوان یک عضو فرعـی محسـوب می شود) به تیر اصلی ساختمان متصل می شوند. دراین سیستم قاب به گونه ای طراحی می شود کـه اعضـای اصـلی آن،

[1] Eccentrically Bracced Frames (EBFs)
[2] Link beam

یعنی ستون ها، تیر ها و مهار بند ها تا حد امکان در مقابل ارتعاشات لرزه ای در محدوده ارتجاعی باقی بمانند و فقط تیر رابط برشی نقش مستهلک کننده انرژی را به عهده داشته باشد. در این صورت، انتظار می رود پس از یک زلزله شدید تمای اعضای اصلی سازه تقریباً بدون عیب باقی بمانند و خرابی ها صرفاً در اعضای فرعی، یعنی تیر های رابط برشی متمرکز شوند. بنا براین یکی از مزایای عمده این سیستم نسبت به مهار بندی های واگرای پیشین، یعنی امکان تعمیر و باز سازی به مراتب راحت تر و کم هزینه تر کاملاً به چشم می آید. در صورتی که تیر رابط برشی با استفاده از پیچ به تیر اصلی متصل شود، به سهولت قابل تعویض خواهد بود و می تواند به عنوان عضوی یکبار مصرف [3]در نظر گرفته شود، بدین معنی که، تیر رابط پس از آسیب دیدن بر اثر یک زلزله شدید، از سازه جدا شده و عضوی جدید و مشابه با آن جایگزین می شود.

یکی دیگر از مزایای عمده روش جدید، امکان استفاده از آن، در بهسازی و مقاوم سازی ساختمان ها ی موجود می باشد که راحتر از بقیه روشها انجام می گیرد. خصوصاً در کشور ما که بخش عظیمی از ساختمان ها فاقد سیستم مقاوم در برابر زلزله می باشند، استفاده از این مزیت مهار بند با تیر رابط عمودی یا پانل برشی می تواند کمک شایانی در بهسازی لرزه ای این بخش از ساختمان ها محسوب شود.

ایده اولیه بکارگیری قابهای مهاربندی واگرا توسط ایگور پوپوف [۵-۶]، ارائه گردید که نتایج مطالعات آن منجر به وارد شدن ضوابط طراحی قابهای مهاربند واگرا با تیر پیوند افقی به آیین نامه های معتبر طراحی لرزه ای شامل AISC و UBC شد[۷- ۸].

سیستم دیگری که دارای مزایای مشابه با سیستم قاب مهار بندی واگراست، قاب مهاربندی شده با اعضای زانویی نام دارد که اولین بار توسط آریستسزابال واکوا[۹]، ابداع شد. در این سیستم (که معمولاً به صورت همگراست)، مهاربند ها به سبب عضوی فرعی موسوم به عضو زانویی به تیر و ستون متصل می شوند. در واقع، در قاب های مهار بندی شده با اعضای زانویی، عضو زانویی به هنگام زلزله به صورت فیوز شکل پذیر عمل می کند و با جاری شدن، انرژی زلزله را مستهلک می گرداند.

یکی دیگر از کاربردهای سیستم پانل برشی در امور بهسازی پلها می باشد. به عنوان نمونه زهرایی و برونو[۱۰] به کمک نرم افزار های ADINA و DRAIN2DX مطالعاتی در این زمینه انجام داده اند.

۱-۳- ساختار پایان نامه

در این پایان نامه، مراحل زیر دنبال شده است :

---

[3] Disposable Element

فصل اول: مقدمه

این فصل مشتمل بر تعریف مسئله، اهداف دنبال شده در این پایان نامه و همینطور شیوه روند تحقیق انجام شده می باشد.

فصل دوم: مروری بر تحقیقات گذشته و آثار زلزله ها بر سازه های فولادی و معرفی انواع سیتم های اتلاف انرژی زلزله

در این فصل ابتدا تاریخچه ای از کارهای انجام گرفته روی پانل برشی مورد بررسی قرار گرفته و سپس آثار زلزله های صورت گرفته در ایران و جهان بر روی سازه های فولادی ارزیابی شده و در انتهای این فصل به معرفی چند نوع از سیستم های اتلاف انرژی زلزله پرداخته شده است.

فصل سوم: بررسی رفتار اعضای سازه های فولادی در محدوده غیر الاستیک

در این فصل ابتدا به بررسی منحنی تنش و کرنش فولاد و سپس ارزیابی پارامترهایی از قبیل شکل پذیری و اتلاف انرژی و رفتار غیر الاستیک مقاطع فولادی تحت حالات مختلف تنش بررسی می شود و در انتهای فصل نیز به بررسی رفتار اعضای سازه های فولادی تحت بارگذاری چرخه ای پرداخته شده است.

فصل چهارم: تعیین ضریب رفتار سازه ها و ضریب تغییر مکان غیر خطی و پارامترهای مورد نیاز برای تحلیل استاتیکی غیر خطی

در این فصل به بررسی روابط مورد نیاز برای تعیین ضریب رفتار و ضریب تغییر مکان غیر خطی و همچنین پارامترهای مورد نیاز برای انجام تحلیل استاتیکی غیر خطی که در کارهای تحلیل مورد استفاده قرار می گیرند، پرداخته شده است.

فصل پنجم: مطالعه عددی بر روی قابهای با تیر پیوند قائم بوسیله نرم افزار اجزای محدود ABAQUS

در این فصل ابتدا شرحی مختصر از پارامترهای مورد نیاز برای مدل سازی در نرم افزار اجزای محدود ABAQUS[۱۱] ارائه شده و سپس به مطالعه نمونه های مورد بررسی و نتایج بدست آمده از مطالعات عددی پرداخته می شود.

فصل ششم: بررسی تحلیلی تأثیر پانل برشی در بهبود لرزه ای ساختمانهای فولادی

در این فصل جهت بررسی تأثیر سیستم پانل برشی در عملکرد لرزه ای سازه های فولادی اقدام به مدل سازی چندین نمونه در نرم افزار SAP2000-V14[۱۲] نمودیم. همچنین در این فصل به مقایسه سازه های با پانل برشی با

مهاربند همگرای ضربدری و مهاربند برون محور با تیر پیوند افقی با استفاده از تحلیل های تاریخچه زمانی غیرخطی و استاتیکی غیر خطی پرداخته شده است.

فصل هفتم: نتیجه گیری و ارائه پیشنهادات

در این فصل، خلاصه و جمع بندی نتایج ارائه شده در فصل پنجم و ششم، در کنار پیشنهاداتی به منظور ادامه ی تحقیق حاضر، در مطالعات آینده آورده شده است.

فصل دوم

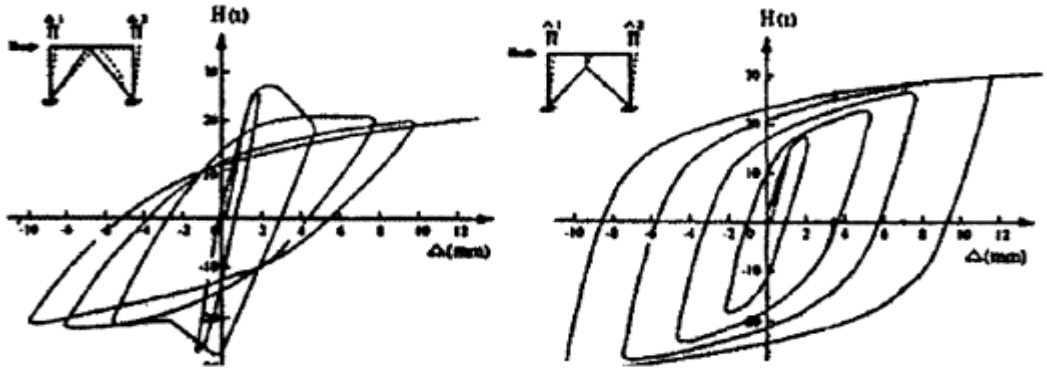
مروری بر تحقیقات گذشته و آثار زلزله ها بر سازه های فولادی و معرفی انواع سیتم های اتلاف انرژی زلزله

۲-۱- مقدمه

در این فصل ابتدا مروری بر تحقیقات انجام شده بر روی سیستم های با مهاربند برون محور با تیر پیوند قائم صورت گرفته و سپس به بررسی آثار زلزله های صورت گرفته در ایران و جهان، بر روی سازه های فولادی پرداخته شده است. در بخش آخر، چند نوع از سیستم های اتلاف انرژی ناشی از زلزله معرفی می گردد.

۲-۲- تاریخچه ای از کارهای انجام گرفته روی پانل برشی

واکاباياشی [۱۳] در سال ۱۹۸۷ با مقایسه رفتار هیسترزیس قاب مهاربند شده هم مرکز شورون (شکل۲-۱- ب) و قاب مهاربندی شده خارج از مرکز با پیوند قائم[۴] (V-EBF) (شکل۲-۱- الف)، به این نتیجه رسید که قابهای مهار بند شده خارج مرکز با پیوند قائم، تحت بارهای سیکلی دارای نمودارهای هیسترزیس پایدارتر و از شکل پذیری بالا تری برخوردار هستند. در شکل(۲-۱) نتیجه تحقیقات ایشان آمده است.



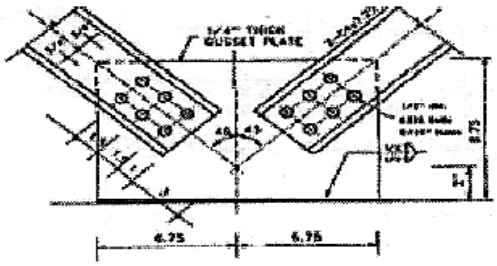
الف- قاب V-EBF ب- قاب با مهاربند شورون

شکل۲-۱- مقایسه رفتار قاب V-EBF با قاب دارای مهاربند شورون [۱۳]

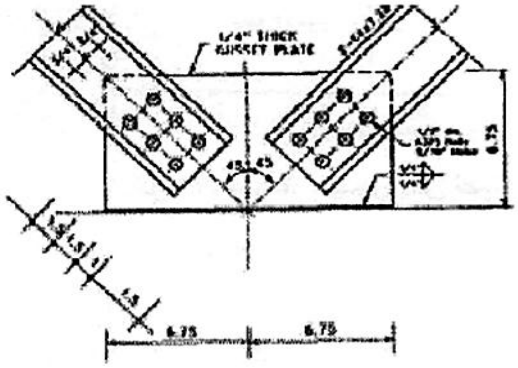
[۴]- Vertical- Eccentric Brace Frame

آستانه اصل [۱۴] بین سالهای ۱۹۸۹ تا ۱۹۹۱ مطالعاتی آزمایشگاهی بر روی شکل پذیری اتصال در قابهای مهاربند شده هم مرکز شورون V معکوس انجام داد. در شکل(۲-۲) سه نمونه که توسط ایشان مورد مطالعه قرار گرفته، آمده است. پارامتر اصلی مورد بررسی در شکل پذیری اتصال، تاثیر خروج از مرکزیت محل تلاقی تارهای خنثی عضوهای مهاری نسبت به تیر طبقه بود.

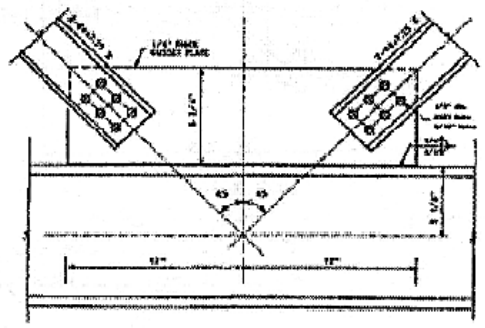
در نمونه اول، شکل(۲-۲-الف) محل تلاقی تارهای خنثی در عضوهای مهاری، ۲ اینچ از مرکز خط جوش اتصال صفحه اتصال به زیر تیر طبقه، فاصله داشت. در نمونه دوم، شکل(۲-۲-ب) محل تلاقی تارهای خنثی عضوهای مهاری بر روی مرکز خط جوش اتصال صفحه اتصال به زیر تیر طبقه قرار داشت و بالاخره در نمونه سوم، شکل(۲-۲-ج) محل تلاقی تارهای خنثی عضوهای مهاری بر روی تار خنثی تیر طبقه قرار می گرفت. در حقیقت نمونه اول به تعبیری همان مهاربند خارج از مرکز با پیوند قائم می باشد که در آن زمان آستانه به این دید به آن نگاه نمی کرد.



الف- نمونه اول، دارای خروج از مرکزیت محل خط اثر مهاربندها با بال تیر



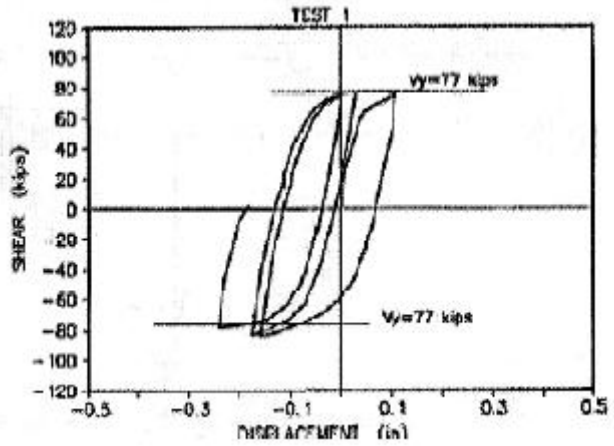
ب- نمونه دوم، دارای محل خط اثر مهاربندها بر روی بال تیر



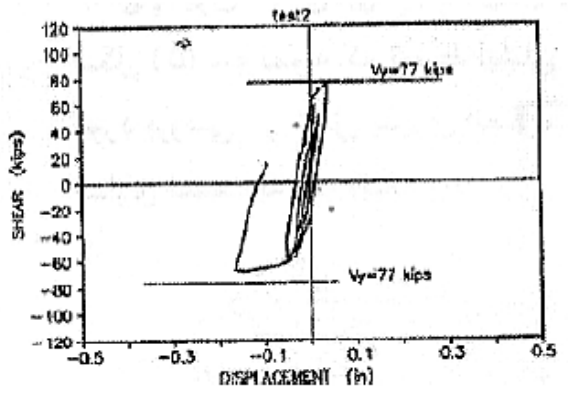
ج- نمونه سوم، دارای خط اثر مهاربندها بر روی تار خنثی تیر

شکل۲-۲- نمونه های مورد آزمایش در تحقیق آستانه اصل[۱۴]

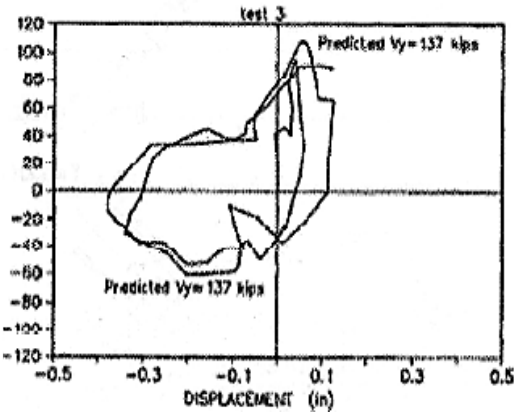
نتیجه آزمایشها حاکی از آن بود که نمونه اول شکل پذیری مناسبتری نسبت به سایر نمونه ها از خود نشان می دهد که در شکل(۲-۳) نمودار هیسترزیس آن آمده است. شکل پذیری نمونه دوم به خوبی نمونه اول نبود که نمودار هیسترزیس آن در شکل(۲-۴) آمده است و در نمونه سوم همانطور که در شکل(۲-۵) نمودار هیسترزیس آن نشان داده شده پدیده ترد شکنی مشاهده گردید. بنابر این، این تحقیق آستانه اصل نشان می دهد که خروج از مرکزیت قائم ایجاد شده بین انتهای اعضای مهاری و زیر تیر کف طبقه در اتصالات قاب شورون باعث شکل پذیری بیشتر این قاب می شود.



شکل۲-۳- منحنی هیسترزیس نمونه اول

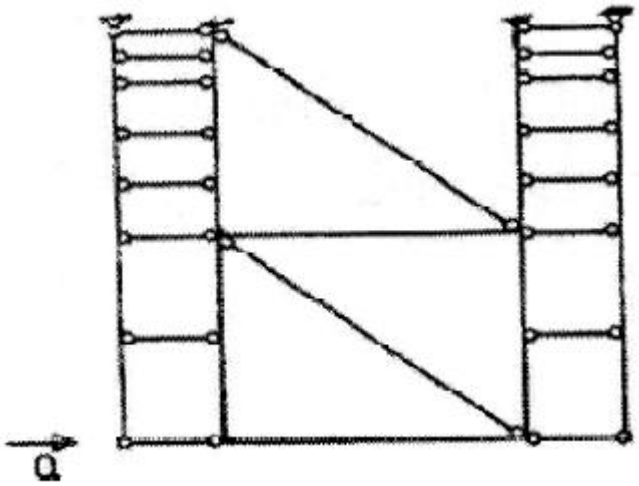


شکل ۲-۴- منحنی هیسترزیس نمونه دوم



شکل ۲- ۵- منحنی هیسترزیس نمونه سوم

فهلینگ و همکاران [۱۵] هم برای بررسی پایداری VSL[۵] در سال ۱۹۹۱، سعی در مدلسازی VSL نمودند. برای این منظور از نرم افزار STABET که امکان بررسی ترکیب ناپایداری خمشی و پیچشی و همچنین رفتار غیر خطی المان را فراهم می نمود استفاده کردند. چون این نرم افزار، تنها شامل المانهای تیر می باشد، برای مدلسازی VSL از یک خر پای قطری شامل یکسری تیر استفاده شد. جان مفصل برشی، با عناصر قطری و هر یک از بالها با المان تیر، مدل شدند(شکل ۲-۶). در عمل، وسط هر بال پانل برشی بوسیله سخت کننده ای که روی جان نصب می شود، به بال دیگر متصل می گردد که این امر در مدلسازی لحاظ شده است[۴۳].



[2-] Vertical Shear Link

شکل ۲- ۶- VSL مدل شده به صورت خرپای قطری با المان تیر توسط فهملینگ و همکاران[۱۵]

بر اساس تحلیل های عددی انجام شده توسط فهلینگ و همکاران [۱۵]، بدلیل سخت شوندگی کرنشی جان پانل برشی، تنش موثر تا ۵۰ درصد افزایش می یابد. برای دستیابی به حاشیه امنیت کافی، باید شکل پذیری محاسبه شده، از شکل پذیری مورد نیاز بیشتر باشد. بر اساس این آزمایشها، برای تیر پیوند عمودی به طول ۶۰ سانتیمتر که حداقل شکل پذیری مورد نیاز آن، معادل $\gamma = 0/06$ بود، به شکل پذیری محاسبه شده ای، معادل $\gamma = 0/08$ دست یافتند و همچنین سیستم پانل برشی حداقل برای بار جانبی؛ معادل $1/5Q_{pl}$ طراحی شده بود که Q_{pl} ظرفیت پلاستیک تیر پیوند می باشد. بر اساس آزمایش انجام شده، سیستم پانل برشی $1/69Q_{pl}$، یعنی ۱/۱۲۵ برابر مقدار مورد نیاز را تحمل نموده بود که نشانگر کارآیی مناسب این سیستم است[۱۵].

طبق مطالعاتی که که وتر و باوکمپ انجام دادند[۱۶ و۱۷]، به عنوان یک رابطه محافظه کارانه برای حالتی که لنگر دو طرف تیر پیوند یکسان است توصیه نمودند که طول تیر پیوند به میزان زیر محدود گردد:

(۱-۲)

$$e \le 1.4\frac{M_{pl}}{V_{pl}}$$

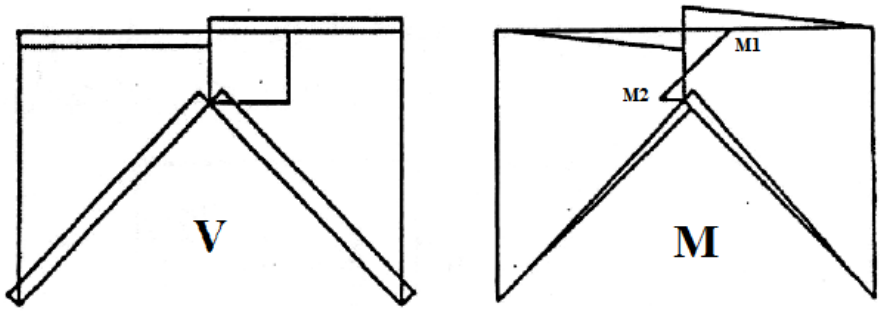
که در آن Mpl و Vpl به ترتیب لنگر پلاستیک و برش پلاستیک مقطع تیر پیوند(مفصل) می باشد.

با اعمال ابن رابطه، چرخش جان تیر پیوند می تواند به بیش از ۰/۱ رادیان برسد. در عمل لنگر دو طرف یکسان نیست، بنا براین، توصیه شد با توجه به نسبت سختی چرخشی انتهای تحتانی به انتهای فوقانی تیر پیوند از رابطه زیر استفاده شود:

(۲-۲)

$$e \le \frac{o.7(K+1)M_{pl}}{V_{pl}} \qquad K = \frac{M_2}{M_1}$$

در رابطه فوق؛ M2 لنگر انتهای تحتانی و M1 لنگر انتهای فوقانی تیر پیوند است(شکل-۲-۷) [۱۶].



شکل ۲-۷- دیاگرام لنگر خمشی و نیروی برشی در قاب V-EBF [۱۶]

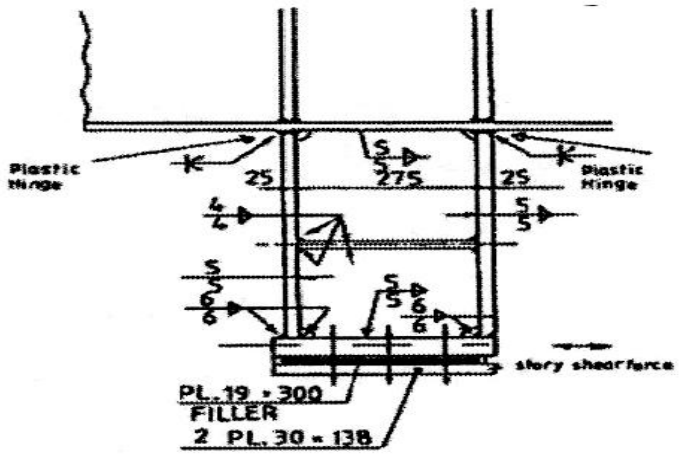
برای جلو گیری از شکست جوش در محل اتصال انتهای فوقانی تیر پیوند، کمیته لرزه نگاری انجمن مهندسان ساختمان کالیفرنیا، توصیه کرد که چرخش برشی مفاصل به ۰/۰۱۵ رادیان محدود شود. بررسی ها نشان داد که در این صورت ظرفیت استهلاک انرژی مفصل بسیار پایین می آید. بنا براین، وتر و باوکمپ [۱۶] توصیه نمودند که از رابطه زیر استفاده شود:

(۲-۳)

$$e \le \frac{o.35(K+1)M_{pl}}{V_{pl}}$$

این همان رابطه (۲-۲) است که لنگر طراحی انتهایی به $M_1 = o.5M_{pl}$ محدود شده است[۱۶].

همچنین، وتر و باوکمپ [۱۷] به منظور بررسی پایداری کلی یک قاب VSL تحت بار جانبی معادل زلزله، تمامی ناحیه مفصل برشی مقاوم را به کمک نرم افزار ANSYS، با صفحه خمشی مدلسازی نمودند (شکل ۲-۷). سپس این مدل را تحت یک تحلیل کمانش غیر خطی قرار دادند. انتهای تحتانی مفصل برای دو حالت با مهار کننده جانبی و بدون آن مدلسازی شد. نتایج این تحلیل نشان داد مفصل برشی قائم قبل از این که ناپایدار شود می تواند تا ۱/۶ برابر ظرفیت گسیختگی برشی پلاستیک تیر(V_{pl}) را تحمل نماید[۱۶و۱۷].



شکل۲-۷- جزئیات نمونه مورد بررسی[۱۷]

با استفاده از مفصل برشی قائم(VSL) می توان طراحی را به گونه ای انجام داد که علاوه بر ایجاد شکل پذیری بالا و فضاهای عبور، تیر، ستون و مهار بند هم در ناحیه الاستیک باقی بمانند. این قطعات توانایی جذب انرژی بالایی دارند. طول یکی از پارامتر های مهم در طراحی VSL است. برای اینکه گسیختگی در برش پیش از خمش رخ دهد، آئین نامه ها طول مفصل را به مقدار زیر محدود می کنند[۱۷]:

(۴-۲)

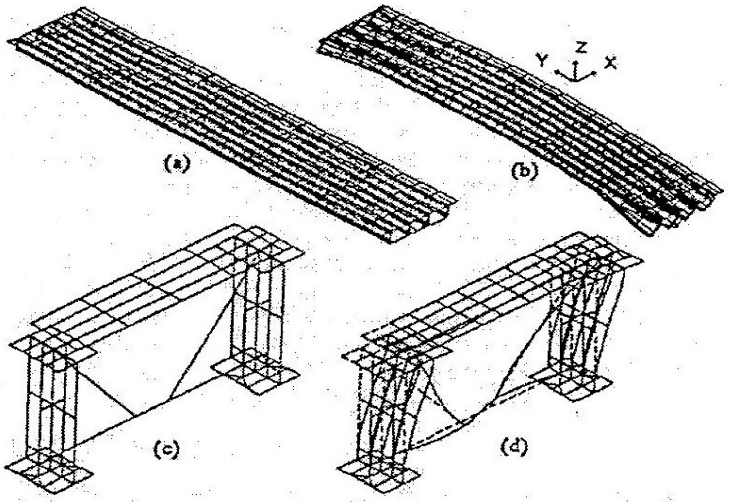
$$e \le 1.6 \frac{M_{pl}}{V_{pl}}$$

در رابطه فوق، e طول مفصل برشی یا همان تیر پیوند قائم بوده و M_{pl} ظرفیت لنگر پلاستیک و V_{pl} ظرفیت برشی پلاستیک تیر پیوند می باشد.

همچنین زهرایی و برونو به کمک نرم افزار های ADINA و DRAIN-2DX یک پل یک دهانه ۴۰ متری و یک پل سه دهانه ۶۰-۹۰-۶۰ متری را مدلسازی نمودند و به کمک سیستمهای EBF، SPS و TADAS سعی در بهسازی این پلها نمودند که در این بخش، فقط سیستم SPS[1] را بررسی می نمائیم. برای شکل گیری یک روش طراحی ساده که قابل کنترل دستی نیز باشد، از یک مدل دو بعدی ساده شده جهت بررسی رفتار سه بعدی پلهای فولادی استفاده گردید(شکل ۲-۸)[۱۸و۱۹].

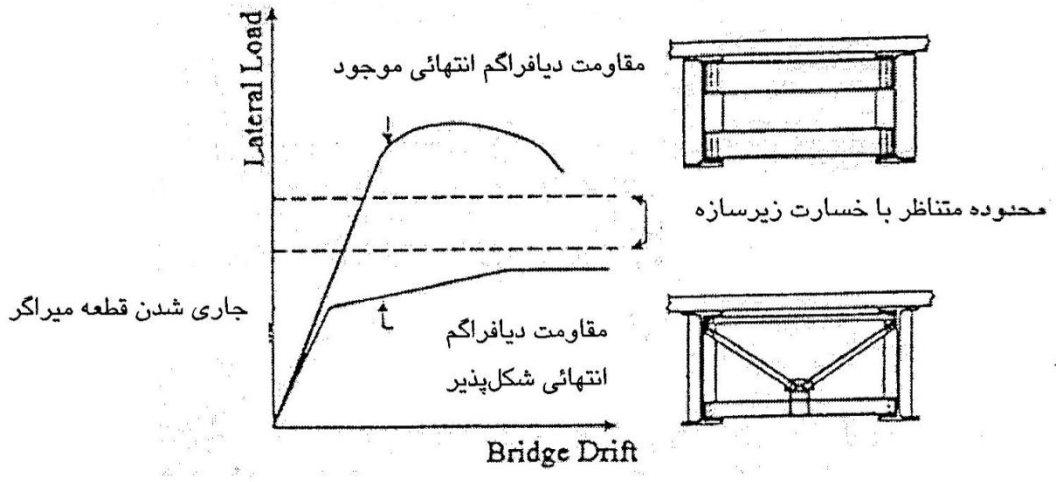
1-Shear Panel System

این مدل پیشنهادی، از دیافراگم انتهایی شکل پذیر، طول محدودی از دو شاهتیر فولادی با تقویت کننده های تحمیلی که به صورت اعضای خمشی مسطح مدل شده، طول مشخصی از دال بتنی مسلح و سیستم جرم و فنر کوچکی در تراز عرشه برای در نظر گرفتن آثار جرم و سختی تعمیم یافته، تشکیل می شود[۱۰و۱۸و۱۹].



شکل ۲-۸- پل تقویت شده با سیستم EBF [۱۸]

بارگذاری این پلها مطابق آئین نامهAASHTO، انجام شد با استفاده از سیستم SPS، شکل پذیری افزایش یافت و با جاری شدن مفصل برشی قائم VSL، سایر المانها الاستیک باقی ماندند. در شکل (۲-۹)، افزایش شکل پذیری به وسیله سیستم پانل برشی نشان داده شده است. سختی ارتجاعی و مقاومت نمونه تحلیل شده، به جهت انرژی هیسترزیس؛ افزایش یافت.



شکل ۲- ۹- اثر پانل برشی در افزایش شکل پذیری پل[۱۸]

برش جاری شدن مفصل برشی در SPS، ۱۴۲kN بود، در حالی که کل بار جانبی در آن لحظه به ۱۵۴ kN رسیده بود. در جابجایی نسبی ۹ mm و بار جانبی ۳۱۴ kN، سخت کننده های جان شاهتیر دچار جاری شدگی خمشی شدند. در پل

با دهانه ۴۰ متر سختی شاهتیر ها در مقایسه با SPS قابل صرف نظر نبود. اما با افـزایش طـول دهانـه در پـل ۶۰-۹۰-۶۰ متری سختی شاهتیرها درصد قابل توجهی را در برابر SPS تسکیل نمی دادند[۱۸و۱۹].

همچنین دهانه میانی پل های تقویت شده در برابر بار جانبی مقاومت چندانی نمی کردند. تأثیر سخت کننـده هـای جان شاهتیر نیز چندان مهم نبود و حداکثر در حدود شش درصد تفاوت ایجاد می نمودند. استفاده از SPS، شکل پـذیری حدود ۳/۵ و ضریب رفتار هفت را بطور متوسط ایجاد نموده بود. همچنـین بـه کمـک نـرم افـزار DRAIN-2DX آنـالیز تاریخچه زمانی با مقیاس ۰/۴g برای زلزله های پارک فیلد، السنترو، لوماپریتا، ساگونی و پاکومادام، انجام شد کـه تمامـاً بـه شکل پذیری بالایی (حدود هفت) دست یافتند و عمدتاًجابجایی نسبی در حد قابل قبول قرار داشت [۱۹].

بر همین اساس روشهای طراحی گام به گام جزئیات انتهای شکل پذیر را برای پلهای دال روی شاهتیر و عرشه روی خرپا ارائه دادند. معادلات برای سه سیستم مشخص TADAS، EBF و SPS(VSL) بیان شدند، که بـرای پانـل برشـی (VSL)؛ سختی معادل، از رابطه زیر به دست می آید:

(۵-۲)

$$K_{sps}=\frac{E}{\frac{I_b}{2A_b\cos^2 a}+\left(\frac{L_s}{4A_{bb}}+\frac{h_1^3}{3_{I_1}}\right)+\frac{2.6h_1}{A_{s.l}}+\frac{L_s\left(h_l+d_{bb}/2\right)^2}{12l_{bb}}+\frac{H\tan^2 a}{2A_g}}$$

در رابطه فوق:

E: مدول ارتجاعی

L_b و A_b: طول و مساحت هر مهار بند

a:زاویه مهار بند با محور افقی

L_S: فاصله شاهتیر ها از یکدیگر

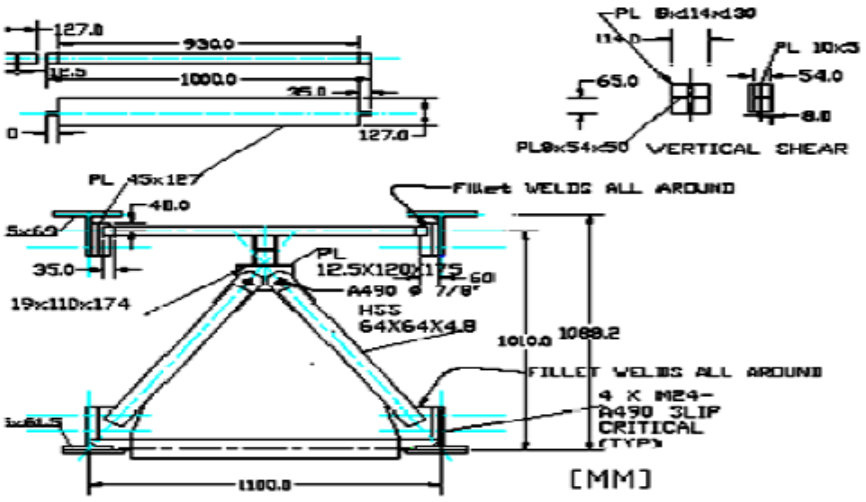
d_{bb}، A_{bb} و I_{bb}: به ترتیب عمق، مساحت مقطع و ممان اینرسی تیر کف می باشند.

$A_{s,l}, I_l, h_l$: طول، ممان اینرسی و مساحت برشی مفصل

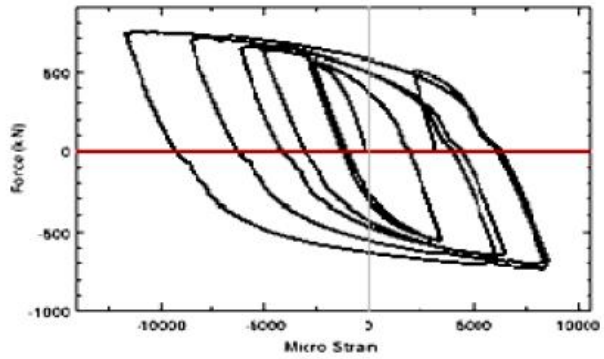
A_g, H:هم ارتفاع و مساحت شاهتیر فولادی سخت شده، می باشند[۱۹و۲۰].

از طرفی دیگر صراف و برونو [۲۱] به کمک SPS، سعی در بهسازی پل های خر پـایی موسـوم بـه Deck Truss Bridges نمودند. در طراحی SPS، سعی آنها بر این بود که مقاومت جاری شدن SPS، کمتر از ظرفیـت زیـر سـازه و رو سازه باشد تا با جاری شدن قطعه انرژی مستهلک گردد (شکل ۲-۱۰-الف و ب)[۲۱].

که نتایج آنها به شرح فوق می باشد: سختی قطعه نباید خیلی کم باشد، چون موجب تغییر مکان جانبی بزرگ در رو سازه می شود و ممکن است در اعضای غیر شکل پذیر خساراتی ایجاد کند. همچنین نمی توان تنها با اعضـای شـکل پـذیر سرو کار داشت. زیرا اولاً بسیاری از پلها قدیمی هستند و از مصالح ترد در آنها استفاده شـده و ثانیـاً طراحـی تمـام اعضـای پلهای در حال ساخت، با شکل پذیری بالا اقتصادی نیست. از طرفی، استفاده از SPS با سختی بسیار بالا نیاز شکل پذیری افزایش می دهد که باز هم اقتصاد ی نیست[۲۱].



شکل ۲-۱۰- الف- دتیل نمونه پانل برشی مورد بررسی توسط برونو و همکاران[۲۱]



شکل۲-۱۰- ب- منحنی هیسترزیس پانل برشی مورد بررسی توسط برونو و همکاران[۲۱]

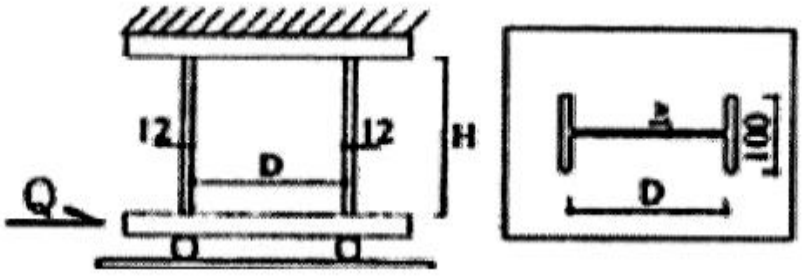
مدلهای تحلیلی پلهای خر پایی با استفاده از برنامه DRAIN-3DX تحلیل شده اند. این نـرم افـزار قابلیـت مـدل سازی رفتار غیر خطی VSL را داراست. تحلیل تاریخچه زمانی برای شش زلزله، السنترو، لوماپریتا، سان فرنانـدو، نرتـریج،

المپیا و تافت با مقیاس ۰/۵۳g انجام شد. قابل ذکر است که در طیف نیو مارک –هال برای حالت $\bar{x} + 0.84\sigma$ حداکثر شتاب زمین g ۰/۴ است که $\bar{x}$ میانگین و σ انحراف معیار داده هاست.

با استفاده از این تحلیل مشخص شد که با جاری شدن VSL و جذب انرژی توسط آن سایر اعضای رو سازه هیچ خساراتی را متحمل نشده اند. همچنین نیروی جانبی در زیر سازه از حد مجاز فراتر نرفت. متوسط شکل پذیری مورد نیاز به دست آمده برای این شش زلزله ۲/۷ و حداکثر آن ۳/۵ بود، در حالی که حد شکل پذیری مورد نیاز برای ضریب رفتار ۱۰ مطابق UBC[1] برابر ۳/۸ بود که نشان از رضایتبخش بودن SPS استفاده شده است. همچنین زاویه اعوجاج VSL در این شش زلزله متوسط سه و حداکثر ۴/۹ درصد بود، در حالی که حد آن مطابق AISC[2]، برابر نه درصد است [۲۱].

ایتانی و همکاران [۲۲]، رفتار تیر های پیوند برشی ساخته شده از ورق را که برای بهسازی لرزه ای برجهای پل ریچموند – سن رافائل در کالیفرنیا استفاده می شد تحت تغییر شکلهای چرخه ای بزرگی بررسی آزمایشگاهی کردند. نتایج آزمایش نشان داد که تیر های ساخته شده از شکل پذیری بالاتر از ۰/۰۸ برخوردار بودند و مود شکست دو نمونه آزمایش شده شامل یک حالت بریدن بال پایین نزدیک به اتصال بادبند و مورد دیگر بریدن جان تیر پیوند بر اثر تغییر شکلهای بزرگ غیر ارتجاعی برشی بود[۲۲].

شایناب و تاکاهاباشی[۲۳]، در سال ۱۹۹۵ تحقیقات خود را متوجه استفاده از فولاد با تنش تسلیم پایین در مشخصه های پیوند قائم نمودند. آنها از مقاطع H شکل که جان آن از فولاد با مقاومت پایین و بال های آن از فولاد پر مقاومت ساخته شده بود استفاده کردند. شکل (۲-۱۱) نمونه مورد بررسی توسط آنها می باشد.



شکل ۲-۱۱- مدل پانل برشی مورد بررسی توسط شایناب و تاکاهاباشی با فولاد نرمه[۲۳]

1- Uniform Building Code
2- American Institute of Steel Construction

نمونه ها طوری ساخته شده بود که قسمت بالایی و پایینی نمونه به صورت موازی باقی بماند تا از تغییر شکل های خمشی جلوگیری شود، اما تغییر شکل بالا و پایین نمونه آزاد است، به علاوه نیروی محوری نیز موجود نیست. نتیجه های به دست آمده از نمونه های مورد بررسی توسط آنها در شکل(۲-۱۳) نمایش داده شده است.