



## بررسی رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده واگرا با پیوند قائم مرکب

محسنعلی شایانفر<sup>۱</sup>، محمدعلی برخوردار<sup>۲</sup>، محمدقاسم وتر<sup>۳</sup>، علیرضا رضائیان<sup>۴</sup>

(دریافت: خرداد ۸۸، پذیرش: مهر ۸۸)

### چکیده

این مقاله یک مطالعه تجربی و آزمایشگاهی از رفتار پیوندهای برشی قائم را در حالت معمول (پروفیل فولادی با و بدون سخت کننده) و مرکب (پروفیل فولادی که بتن، ناحیه محصور به جان و بال‌ها را پر کرده است) ارائه می‌نماید. چهار نمونه در این مقاله برای بررسی اثر سخت کننده و اثر مرکب شدن جان پیوند انتخاب شده‌اند. نمونه اول یک نمونه بدون سخت کننده می‌باشد، در نمونه دوم طبق ضابطه‌های AISC 2005 سخت کننده‌های لازم تعبیه شده است، نمونه‌های سوم و چهارم نمونه‌های مرکب می‌باشند. در مدل مرکب، خاموت‌ها به جان پروفیل متصل می‌شوند و تفاوت نمونه‌های مرکب، فاصله بین آرماتورهای عرضی می‌باشد. آزمایش‌های انجام شده از نوع چرخه‌ای شبه استاتیکی بوده و در مقیاس یک به یک انجام شده‌اند. در ابتدا جزئیات پیشنهادی برای پیوندهای مرکب تشریح می‌گردد، سپس نحوه ساخت، بارگذاری، گزارش آزمایش‌ها و نتایج حاصله بیان می‌شود. جزئیات ارائه شده برای پیوند قائم مرکب به صورتی بوده است که نتایج حاصله حاکی از افزایش قابل توجه ظرفیت برشی و شکل پذیری آن نسبت به حالت معمول می‌باشد.

### کلمات کلیدی

قاب‌های مهاربندی شده واگرا، پیوند قائم، پیوند مرکب، سخت کننده، خاموت، محصور شدگی

## Seismic Behavior of Eccentrically Braced Frames with Composite Vertical Shear Link (CV-EBF<sub>s</sub>)

M. A. Shayanfar, M. A. Barkhordari, M. G. Vetr, A. R. Rezaeian

### ABSTRACT

This paper is an experimental study on the behavior of vertical shear link in the normal (steel section with and without stiffener) and composite (steel section with concrete is located the area limited to web and flanges of the section) configurations. There have been four specimens selected for examining the effects of different details. The first specimen was an I section with no stiffener, while the second specimen composed of I section with stiffeners designed according to AISC 2005. Third and fourth specimens were composed of I section with reinforced concrete located at the area between its flanges and web. The tests carried out were of quasi-static kind and conducted on a full scale. The comments on composite links are at first, explained in details and construction method, loading and test are then expressed. The details rendered for composite vertical link have been in such a way that the results obtained show remarkable increase in its shear capacity and ductility.

### Key words

Eccentrically Braced Frame Vertical Link, Composite Link, Stiffener, Transverse Reinforcement, Confinement

۱. عضو هیأت علمی دانشگاه علم و صنعت ایران - مشاور مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن shayanfar@iust.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲. عضو هیأت علمی دانشگاه علم و صنعت ایران barkhordar@iust.ac.ir

۳. عضو هیأت علمی پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله vetr@iiies.ac.ir

۴. دانشجوی دکتری دانشگاه علم و صنعت ایران - پژوهشگر مرکز تحقیقات مسکن و ساختمان farid\_rezaeian@yahoo.com



به صورت عمومی مزایای پیوند قائم نسبت به پیوند افقی عبارتست از:

- انتقال تغییر شکل‌های غیر خطی به خارج از تیر طبقه و استهلاک انرژی فقط در پیوند قائم.
- طراحی پیوند قائم فقط برای نیروهای جانبی انجام می‌شود، به دلیل آنکه پیکربندی قاب با پیوند قائم به صورتی است که نیروی ناچیزی از بارهای ثقلی به پیوند قائم منتقل می‌گردد.
- تعویض پذیری ساده پیوند قائم پس از زلزله به علت آنکه خارج از سیستم باربر پایه می‌باشد.
- کاربرد در مقاوم سازی ساختمان‌های موجود به علت آنکه تاثیر کمی در سیستم باربر پایه ایجاد می‌نماید.

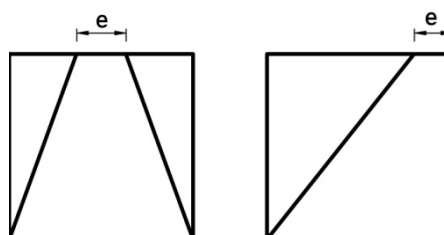
نکته قابل توجه در مهاربندهای واگرا طول پیوند می باشد، هرچه طول پیوند کوتاه تر باشد اثر نیروی برشی نسبت به لنگر خمشی بیشتر شده و اصطلاحاً بیان می‌گردد که رفتار قاب، برشی است. در طول بلند پیوند اثر لنگر خمشی بیشتر شده و رفتار قاب، خمشی نامیده می‌شود [۳-۱]. اصولاً در قاب‌های دارای پیوند قائم، عمدتاً تأکید بر رفتار برشی می‌باشد.

## ۲- هدف تحقیق

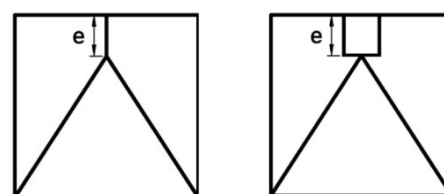
هدف اصلی این مقاله در ارتباط با پیوندهای قائم مرکب، دستیابی به موارد زیر می‌باشد:

- توسعه و بهبود درک مکانیزم تسلیم و کنترل خرابی در پیوند قائم مرکب.
- جمع‌آوری داده‌های آزمایشگاهی دوران پلاستیک و مقاومت نهایی پیوند قائم مرکب.
- بررسی اثر خاموت‌ها در مقاومت و شکل پذیری پیوند قائم مرکب.
- مقایسه بین رفتار و مقاومت برشی پیوندهای معمول و مرکب.
- توانایی بتن در به تعویق انداختن کماتش برشی جان تا انتهای باربری.

بررسی و مطالعات بر روی قاب‌های مهاربندی شده خارج از مرکز (EBFs) از دهه ۷۰ میلادی به صورت گسترده آغاز گردید. پوپوف و همکاران [۳-۱] بیان کردند که EBF ها در مقایسه با دیگر سیستم‌های باربر جانبی (مانند MRF و CBF) دو معیار طراحی لرزه ای، سختی و شکل پذیری، را به خوبی ارضا می نمایند. این قاب‌ها تحت زلزله‌های خفیف و متوسط سختی زیاد و در برابر زلزله‌های شدید، شکل پذیری مناسبی از خود بروز می‌دهند. پیکربندی این سیستم در شکل (۱) نمایش داده شده است. خروج از مرکزیت ایجاد شده در این قاب ها، که به "پیوند" معروف است، با پارامتر  $e$  نمایش داده می شود. پیوند ضعیف ترین قسمت قاب بوده و علت اصلی استهلاک انرژی ناشی از زلزله در این ناحیه است.



الف) پیوند افقی



ب) پیوند قائم [۴]

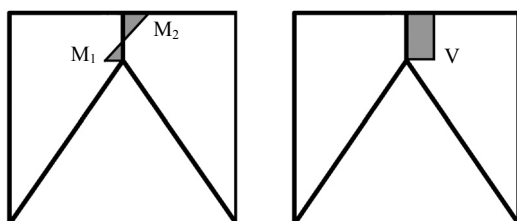
شکل (۱): پیکربندی قاب‌های مهاربندی شده واگرا

همانطور که در شکل (۱) مشخص است نحوه قرارگیری پیوند به دو صورت افقی و قائم می باشد. بنابراین دو نوع کلی قاب واگرا با پیوند افقی (H-EBF) و با پیوند قائم (V-EBF) وجود دارد.

### ۳- شیوه تحقیق

این فرض صحت کامل دارد که پایداری کل قاب تامین شده باشد، مطالعات عددی و آزمایشگاهی در موارد مشابه پایداری کلی قاب را به اثبات رسانده‌اند [۵]. به همین علت می‌توان در آزمایشگاه شرایط مرزی مشابه با شرایط پیوند قائم در قاب ایجاد و پیوند ها، خارج از قاب مورد آزمایش قرار بگیرند.

مهمترین مشخصه پیوندهای قائم، عدم برابری لنگرهای انتهایی پیوند به علت عدم برابری سختی تیر طبقه و عضوهای مهار می‌باشد، شکل (۳). در بیشتر مواقع سختی تیر طبقه به صورت چشمگیری از سختی عضوهای مهار می‌باشد، در نتیجه ممان به وجود آمده در پیوند قائم در نزدیک تیر، بزرگتر از ممان انتهای نزدیک به عضوهای مهار می‌باشد.



الف) دیاگرام لنگر

ب) دیاگرام برش

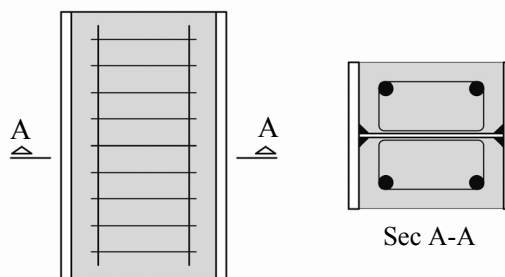
شکل (۳): نمایش برش و لنگر در پیوند قائم

برای شبیه سازی این حالت در آزمایشگاه یک انتهای پیوند به کف قوی و انتهای دیگر به یک تیر بارگذاری، که دارای سختی به مراتب کمتری از کف آزمایشگاه می‌باشد، متصل شد، شکل (۴). برای اتصال نمونه به کف قوی و تیر بارگذاری از یک ورق به ضخامت ۳۰ میلی‌متر و طول ۸۶ سانتی‌متر استفاده شد. برای جلوگیری از دوران تیر بارگذاری، از دو پایه و یک تیر فوقانی و ۴ غلتک در دو انتهای تیر بارگذاری، استفاده گردید، شکل (۴).

شیوه به کار گرفته شده در این تحقیق تأکید بر مطالعه آزمایشگاهی رفتار نمونه‌ها می‌باشد. هر چند برای تعیین پروتکل بارگذاری از آنالیزهای عددی نیز استفاده شده است.

### ۴- جزئیات پیشنهادی

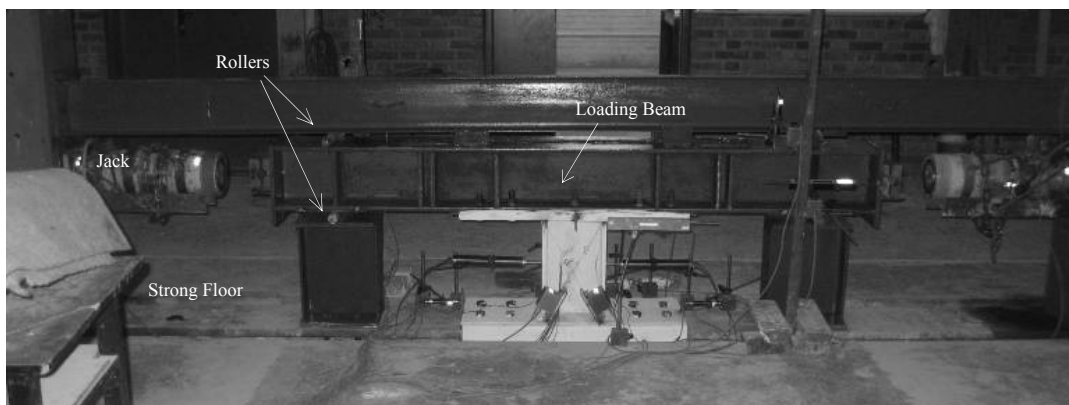
در شکل (۲) جزئیات پیشنهادی در ارتباط با مرکب نمودن پیوندهای قائم، نمایش داده شده است. در این جزئیات خاموت‌های به کاررفته که نقش محصورشدگی بتن را به عهده دارند، به جان پروفیل I شکل پیوند جوش می‌شوند که وظیفه انتقال نیروی برشی بین جان پیوند و بتن را نیز انجام دهند. آرماتورهای طولی نیز در دو انتها قلاب شده و به جان جوش می‌گردند تا از حرکت لغزشی آنها جلوگیری به عمل آید و فضای محدود به جان نیز کاملاً با بتن پر می‌شود.



شکل (۲): جزئیات پیوند قائم مرکب

### ۵- پیکربندی آزمایش

به علت آنکه در قاب های مهاربندی شده واگرا با پیوند قائم (V-EBF)، تمام برش طبقه توسط پیوند تحمل می‌گردد و دیگر اعضا باید در ناحیه خطی (ارتجاعی) باقی بمانند، در نتیجه رفتار غیر خطی این قاب‌ها به بررسی رفتار پیوند خلاصه می‌گردد. لازم به ذکر است در صورتی



شکل (۴): پیکربندی آزمایش

#### ۶- طراحی نمونه‌ها

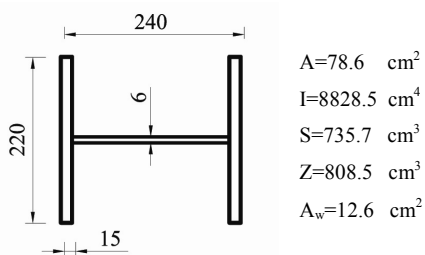
طراحی نمونه‌ها در دو بخش کلی انتخاب ابعاد و انتخاب طول نمونه‌ها بیان می‌گردد.

#### ۶-۱- انتخاب ابعاد

طراحی نمونه‌ها باید با توجه به محدودیت‌های موجود در آزمایشگاه و ساخت آنها انجام می‌گردد. به عنوان مثال، به علت آنکه جان پروفیل‌های نورد شده معمولاً دارای تنش تسلیم واقعی بالاتر از حد اسمی آنها می‌باشند (تنش اسمی ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع اما تنش واقعی ۳۵۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع) و در بعضی موارد شرایط آئین‌نامه را به عنوان پیوند ارضا نمی‌نمایند، تصمیم بر آن شد تا برای بخش فولادی پیوند از یک تیر ورق با مشخصات مناسب استفاده گردد. به همین دلیل از یک ورق با تنش تسلیم واقعی ۲۴۹۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع به عنوان جان پیوند استفاده گردید (این فولاد از رده ST33 انتخاب گردید). از آنجائیکه بال‌ها نقش عمده‌ای در مقاومت برشی پیوند ندارند، حساسیتی در اینکه تنش تسلیم آنها از حد مشخص بالاتر نباشد وجود نداشت به همین علت از فولاد معمولی یعنی رده ST37 استفاده گردید. ابعاد و اندازه نمونه‌ها با لحاظ پارامترهای متعددی انتخاب و طراحی گردیدند، بعضی از این پارامترها عبارتند از:

الف- وجود فضای کافی در بین بال و جان نمونه برای آرماتوربندی و بتن ریزی.

ب- وجود ضخامت کافی جان برای اتصال خاموت‌ها.  
ج- جوش بین جان و بال توانایی تحمل تنش ناشی از تسلیم برشی و سخت‌شوندگی کرنشی جان را داشته باشد.  
د- جوش بین نمونه و ورق‌های بالایی و پائینی که برای اتصال به کف قوی و تیر بارگذاری می‌باشند تحمل نیروهای وارده تا انتهای بارگذاری را داشته باشند.  
با توجه به موارد فوق یک تیر ورق در محدوده تیرهای بال پهن با مشخصات مندرج در شکل (۵) طراحی گردید.



شکل (۵): مشخصات تیر ورق ساخته شده برای بخش

#### فولادی پیوند

#### ۶-۲- انتخاب طول پیوند

نکته مهم در طراحی این پیوند، انتخاب طول مناسب برای آن می‌باشد، زیرا پیوند باید توانایی ایجاد تغییر شکل‌های غیر خطی را داشته و دچار ناپایداری نشود. در این صورت به علت اعمال نیروهای جانبی در پیوند قائم، مفصل برشی تشکیل شده و می‌تواند با ترکیبی از سخت‌شدگی‌های کینماتیک و ایزوتروپیک به حداکثر ظرفیت باربری خود برسد. با توجه به رفتار مفصل‌های برشی در پیوندهای افقی که به علت سخت‌شوندگی کرنشی، مقدار برش و خمش در

پیوند برشی به ستون اتفاق می‌افتد [۶]، طول پیوند قائم می‌تواند محدودتر نیز شود. رابطه‌ای که نمونه‌های آزمایشی این تحقیق بر اساس آن طراحی شده‌اند، با محدود نمودن لنگر فوقانی به نصف لنگر پلاستیک  $0.5M_p$  در رابطه (۳) به صورت رابطه (۵) می‌باشد.

$$e \leq \frac{0.7(1+\kappa)(0.5M_p)}{V_p} = \frac{0.35(1+\kappa)M_p}{V_p} \quad (5)$$

لازم به ذکر است در این مقاله طول پیوندها بدون توجه به مرکب بودن آنها و صرفاً بر اساس رابطه (۵) انتخاب شده‌اند. با لحاظ  $\kappa=0$  (که بحرانی‌ترین حالت است) و جایگزینی مقادیر معادل، محدوده طول پیوند قائم برای ارضاء شرایط برشی برابر است با:

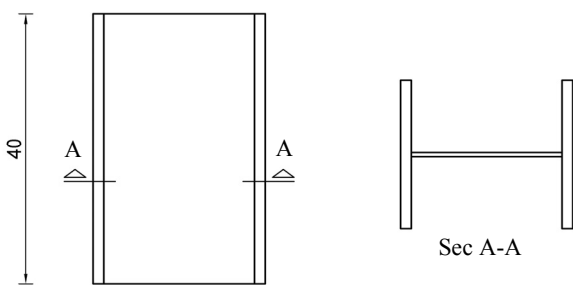
$$e \leq \frac{0.35 \times 808 \times 3000}{0.6 \times 21 \times 0.6 \times 2490} = 50 \text{ cm}$$

با توجه به محدوده به دست آمده، طول پیوند برابر ۴۰ سانتی‌متر انتخاب شد.

#### ۷- نمونه‌های انتخابی

نمونه‌های مورد آزمایش در این مقاله ۴ نمونه به شرح زیر می‌باشند:

**نمونه ۱:** پیوند فولادی بدون سخت کننده (VSL1)، شکل (۶).



شکل (۶): جزئیات نمونه ۱

**نمونه ۲:** پیوند فولادی با سخت کننده (VSL2)، در این نمونه سخت کننده‌ها بر اساس ضابطه‌های AISC 2005 طراحی شدند. با توجه به این طراحی باید دو سخت کننده با ابعاد ۲۱ در ۱۰/۷ سانتی‌متر و فاصله ۱۳/۵ سانتی‌متر در یک طرف پیوند تعبیه گردد، شکل (۷).

پیوند به ترتیب به  $1.5V_p$  و  $1.2M_p$  می‌رسد و با نوشتن معادله تعادل پیوند (در این پیوندها مقدار ممان دو انتهای پیوند برابر است)، طول پیوند افقی به صورت رابطه (۱) تعیین می‌گردد:

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

در این رابطه  $V_p$  و  $M_p$  به ترتیب لنگر و برش پلاستیک می‌باشند. برای داشتن یک رابطه محافظه کارانه، طول پیوند برای تامین رفتار برشی به صورت رابطه (۲) پیشنهاد شده است [۶]:

$$e \leq 1.4 \frac{M_p}{V_p} \quad (2)$$

برای یک مفصل برشی قائم با توجه به آنکه ممان در دو انتهای آن مساوی نمی‌باشد، شکل (۲)، و لحاظ سخت-شوندگی کرنشی مانند پیوندهای افقی، طول پیوند قائم به صورت زیر تعیین و طبق رابطه (۳) می‌باشد:

$$\begin{aligned} e \times V &= M_1 + M_2 \\ \kappa &= \frac{M_2}{M_1} \\ e &= \frac{M_1(1+\kappa)}{V_p} \\ e &\leq \frac{1.2M_p(1+\kappa)}{1.5V_p} = \frac{0.8(1+\kappa)M_p}{V_p} \quad (3) \end{aligned}$$

در این رابطه‌ها:

- $V$ : نیروی برشی موجود در پیوند قائم؛
- $M_1$ : لنگر بالای پیوند قائم؛
- $M_2$ : لنگر پائین پیوند قائم؛

با توجه به فلسفه به کار رفته در رابطه (۲)، برای ارائه یک رابطه محافظه کارانه برای طول پیوندهای برشی قائم رابطه (۴)، پیشنهاد می‌گردد:

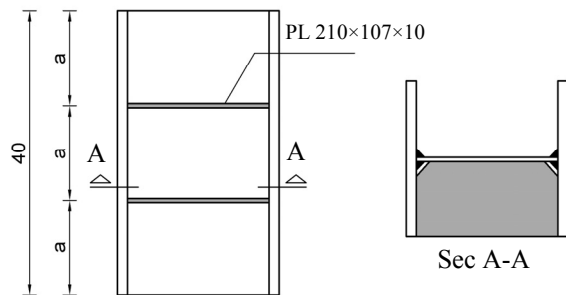
$$e \leq \frac{0.7(1+\kappa)M_p}{V_p} \quad (4)$$

برای کاهش میزان لنگر در محل اتصال پیوند قائم به تیر طبقه (در این آزمایش‌ها محل اتصال پیوند به کف قوی) و کاهش احتمال شکست در جوش، مانند آنچه در اتصال



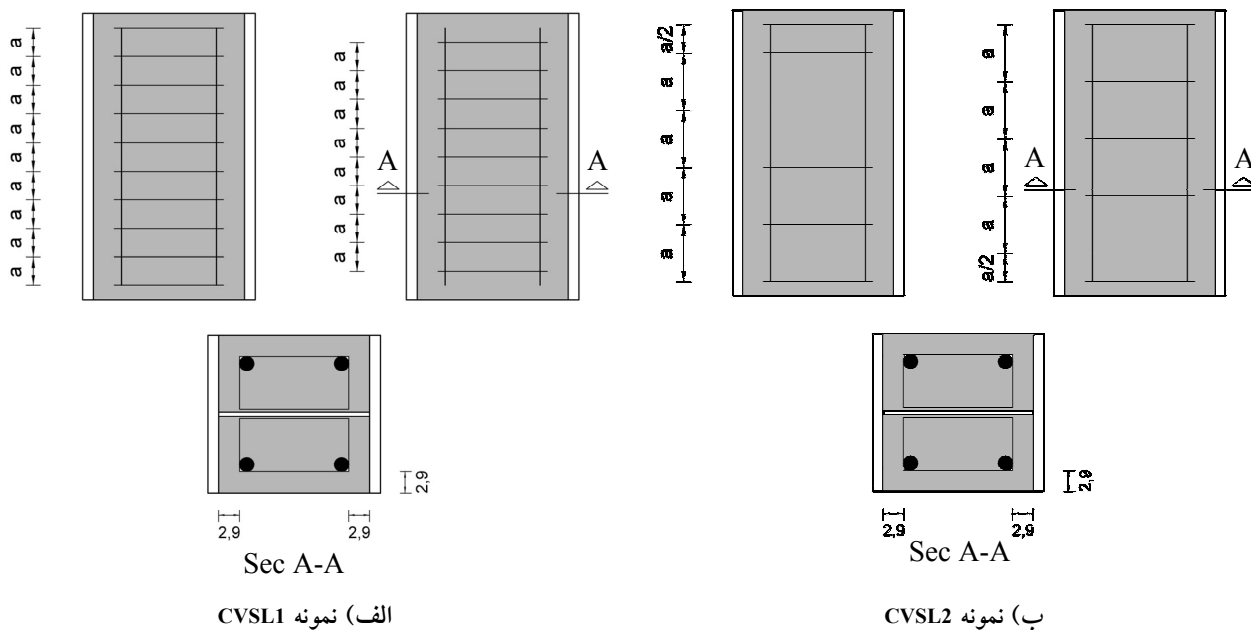
20 ϕ می‌باشد. در این تحقیق دو نمونه مرکب مورد آزمایش قرار گرفت که تفاوت آنها در فاصله بین خاموت‌های آنها می‌باشد. در نمونه CVSL1 فاصله خاموت‌ها (a) 4 سانتی‌متر و در نمونه CVSL2، فاصله خاموت‌ها 8 سانتی‌متر لحاظ شده است.

نکته قابل توجه در این نمونه‌ها آن است که خاموت‌ها در دو طرف به صورت یک در میان انجام شده‌اند تا از تردشکنی احتمالی به علت جوش بر روی جان در یک محل از دو طرف جلوگیری به عمل آید. در شکل (8) جزئیات نمونه‌های مرکب آمده است.



شکل (7): جزئیات نمونه ۲

نمونه ۳ و ۴: پیوندهای مرکب (CVSL1 & CVSL2)، پیوندهای مرکب مورد تحقیق بر اساس جزئیات شکل (۲) می‌باشد که خاموت‌های آن 8 ϕ و میلگردهای طولی آن



الف) نمونه CVSL1

ب) نمونه CVSL2

شکل (8): نمونه‌های مرکب

#### 8- نحوه ساخت

همانطور که عنوان شد برای بخش فولادی پیوند، یک تیوروق به کار گرفته شد. در ساخت این تیر ورق برای حصول اطمینان از کیفیت جوش اتصال بال به جان آن، از جوش زیرپودری کارخانه ای استفاده شد. برای اتصال خاموت‌ها به جان از جوش قوس الکتریکی با الکتروود دستی استفاده گردید. نوع جوش اتصال بال‌ها به ورق‌های بالایی و پائینی، شیاری با نفوذ کامل و جوش اتصال جان پیوند به ورق‌های بالایی و پائینی جوش گوشه می‌باشد. نقشه ساخت پیوندهای مرکب در شکل (9) آمده است.

مشخصات تمام نمونه‌ها به صورت خلاصه در جدول (1) آمده است.

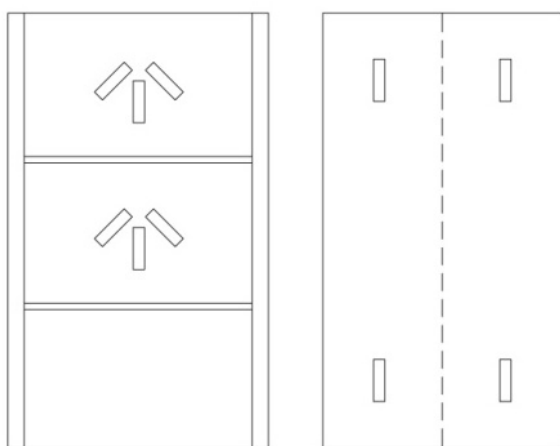
جدول (1): مشخصات نمونه‌های انتخابی

نام	طول	تعداد سخت‌کننده	a	توضیحات
VSL 1	40	-	-	نمونه شاهد
VSL 2	40	2	13.5	نمونه شاهد
CVSL1	40	-	4	نمونه مرکب
CVSL2	40	-	8	نمونه مرکب

متوسط استوانه‌ای بتن در نمونه‌های مرکب ۲۵۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع بود.

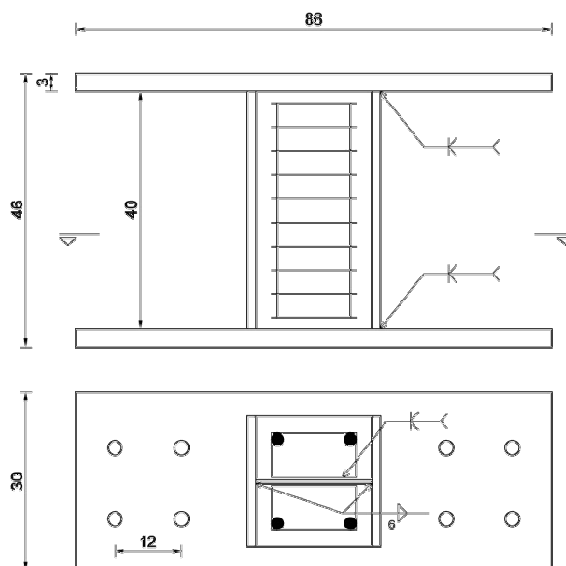
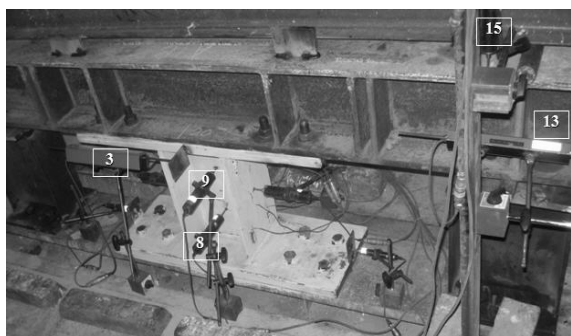
#### ۱۰- ابزار بندی نمونه‌ها

برای ثبت اطلاعات حاصل از آزمایش‌ها سلول بار (Load Cell)، تغییر مکان سنج (LVDT) و کرنش سنج (Strain Gage) استفاده گردید. کرنش سنج‌های به کار رفته از نوع خطی که بر روی بال‌های نمونه و Roset غیرخطی که بر روی جان پیوند نصب شده‌اند، می‌باشند. در شکل (۱۵) کرنش سنج‌های نصب شده در نمونه ۲ نمایش داده شده است.



شکل (۱۰): کرنش سنج‌های نصب شده بر روی جان و بال نمونه ۲

از چندین LVDT در مکان‌های مختلف برای ثبت تغییر مکان‌های نمونه استفاده گردید در شکل (۱۱) آرایش LVDT ها و در جدول (۲) علت نصب آنها آمده است.

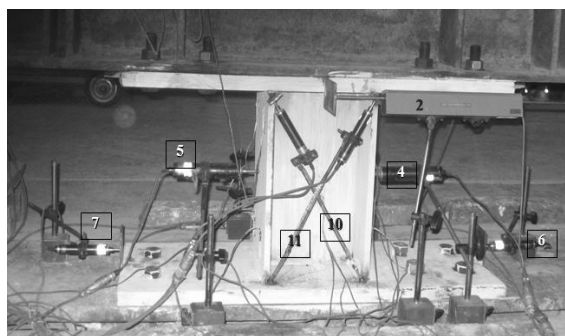


شکل (۹): جزئیات ساخت پیوندهای مرکب

طرح اختلاط بتن بر اساس دستورالعمل "طرح ملی اختلاط بتن" صورت پذیرفت [۷]. بتن ریزی در دو روز متوالی انجام شد (در هر روز یک طرف نمونه‌های مرکب بتن ریزی گردیدند).

#### ۹- مشخصات مصالح

فولاد جان از نوع ST33 با تنش تسلیم ۲۴۹۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع و تنش نهائی ۴۲۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع و فولاد بال از نوع ST37 با تنش حدود ۳۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع بود. آرماتورهای به کار رفته از نوع AIII با تنش تسلیم ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع و مقاومت



شکل (۱۱): آرایش تغییر مکان سنج‌ها (LVDT) در نمونه‌ها

جدول (۲): مشخصات LVDT ها و علت نصب آنها

شماره LVDT	دلیل	شماره LVDT	دلیل
۲	تعیین تغییر مکان افقی	۶	تعیین لغزش پای نمونه
۳	تعیین تغییر مکان افقی	۷	تعیین لغزش پای نمونه
۴	تعیین مکان وسط نمونه	۱۰	اعوجاج پانل برشی
۵	تعیین مکان وسط نمونه	۱۱	اعوجاج پانل برشی

نگرفت. طبق دستورالعمل ATC24 تا نقطه تسلیم نمونه، بارگذاری به وسیله کنترل نیرو و پس از آن به وسیله کنترل تغییر مکان انجام گیرد.

برای تعیین نقطه جاری شدن نمونه ها، از منحنی های ظرفیت که از یک آنالیز غیر خطی تحت بار یک طرفه افزایشی که توسط نرم افزار ANSYS [۱۰] بدست آمده بود به عنوان راهنما و از اعداد قرائت شده از کرنش سنج های نصب شده بر روی جان پیوند در هنگام آزمایش استفاده شد.

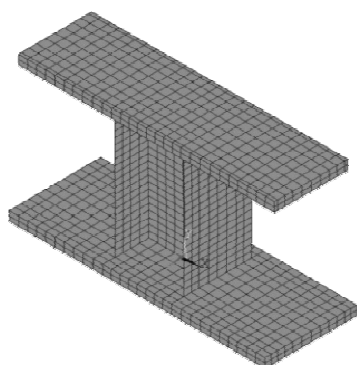
با توجه به آنکه اولین آزمایش بر روی مدل VSL1 انجام گردید پروتکل بارگذاری برای این آزمایش تعیین شد و برای آنکه امکان مقایسه وجود داشته باشد از همین پروتکل در تمام آزمایش ها استفاده شد و در ادامه نحوه تعیین پروتکل آمده است.

در شکل (۱۲) مدل اجزا محدود نمونه ۱ به همراه نمودار ظرفیت ترسیم شده است همانطور که در شکل مشخص است نمونه در تغییر مکان نظیر ۱/۶ میلیمتر تسلیم شده است.

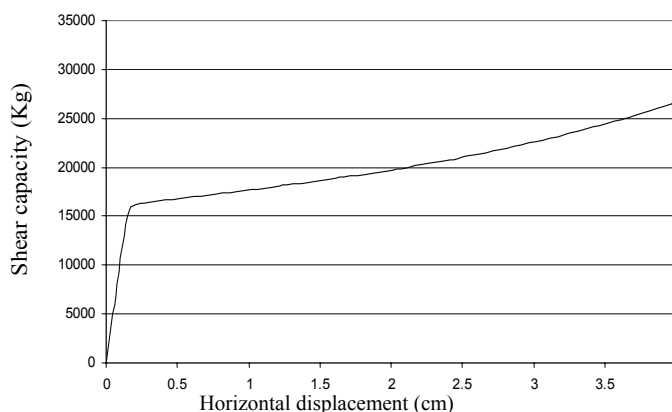
دو عدد سلول بار با ظرفیت ۱۰۰ تن نیز برای ثبت میزان بار در چرخه های بارگذاری نصب گردید.

### ۱۱- پروتکل بارگذاری

در این تحقیق از دستورالعمل ATC24 [۸] برای تعیین تاریخچه بارگذاری استفاده شده است. برای تعیین پروتکل بارگذاری امکان استفاده از AISC2005 [۹] نیز وجود داشت، اما این پروتکل برای بررسی اتصالات در EBF ها ارائه شده است نه رفتار کلی قاب ضمن آنکه در توضیحات آئین نامه فوق الذکر همچنان استفاده از ATC24 مجاز دانسته شده است، بنابراین استفاده از AISC2005 مورد توجه قرار



الف) مدل اجزاء

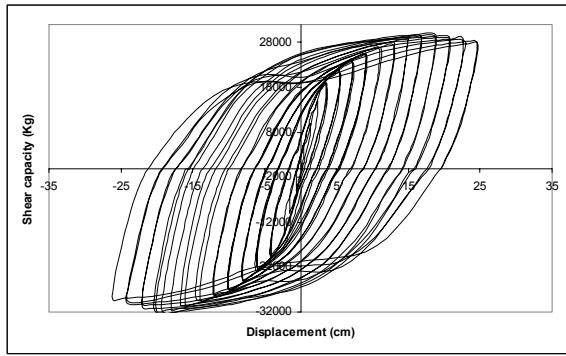


ب) نمودار ظرفیت

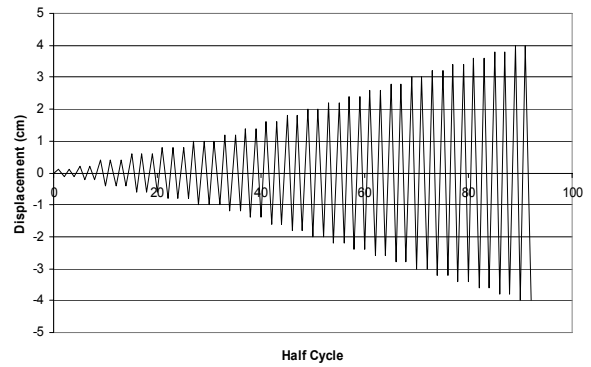
شکل (۱۲): مدل اجزاء محدوده و نمودار ظرفیت نمونه ۱

جان کنترل و تأیید گردید. در نهایت تابع بارگذاری استفاده شده برای تمام آزمایش ها در شکل (۱۳) آمده است.

این عدد (تغییر مکان تسلیم) در ضمن آزمایش با قرائت مداوم اعداد حاصل از کرنش سنج های نصب شده بر روی

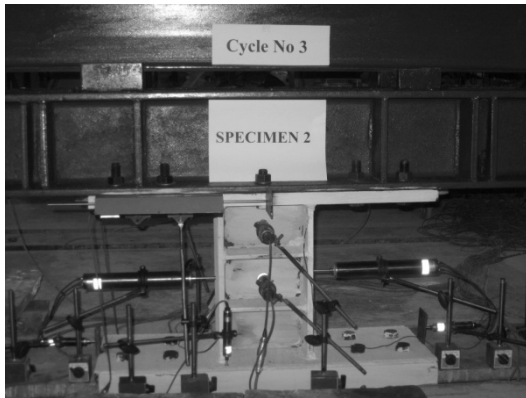


شکل (۱۶): نمودار هیستریزیس VSL1

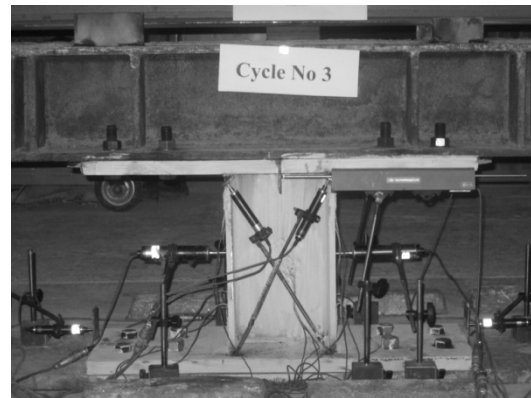


شکل (۱۳): پروتکل بارگذاری به کار رفته در آزمایش

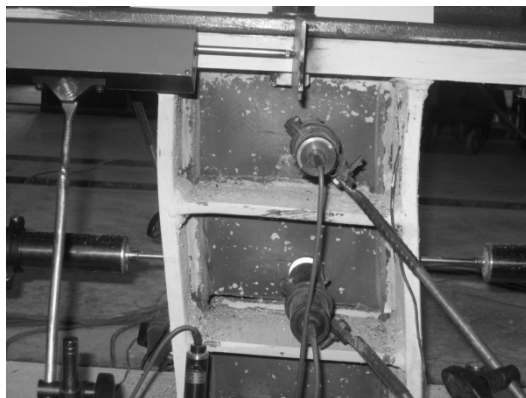
نمونه ۲: این نمونه در تغییر مکان ۰/۱۶ میلیمتر تسلیم گردید (برابر تغییر مکان تسلیم نمونه اول). در گام ۳۸ معادل تغییر مکان ۳۲ میلیمتر نمونه از کنار سخت کننده بالائی شروع به گسیختگی نمود. در شکل‌های (۱۷) و (۱۸) تصاویری از مشاهدات در مراحل بارگذاری مذکور نشان داده شده است. نمودار هیستریزیس این نمونه در شکل (۱۹) آمده است.



شکل (۱۷): نمونه در لحظه تسلیم



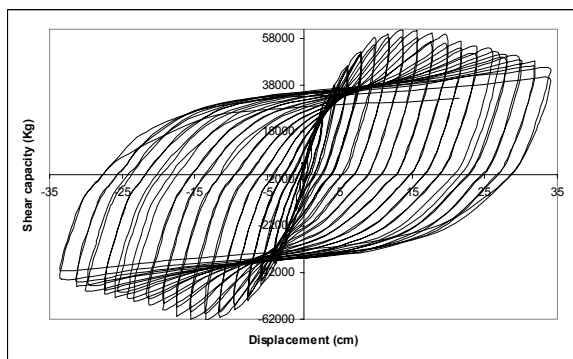
شکل (۱۴): نمونه در لحظه تسلیم



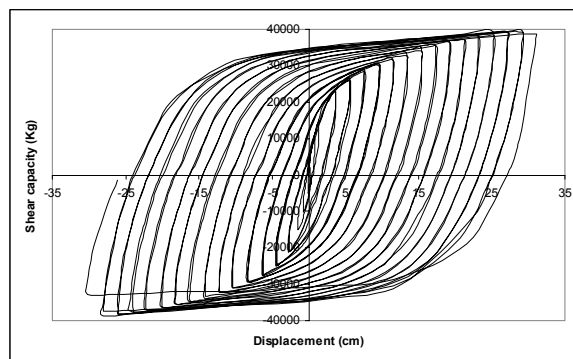
شکل (۱۸): گسیختگی پانل برشی از کناره‌های سخت کننده



شکل (۱۵): گسیختگی پانل برشی از وسط نمونه

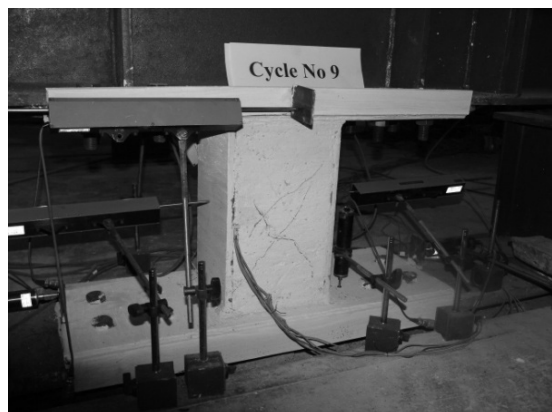


شکل (۲۲): نمودار هیستریزیس CVSL1



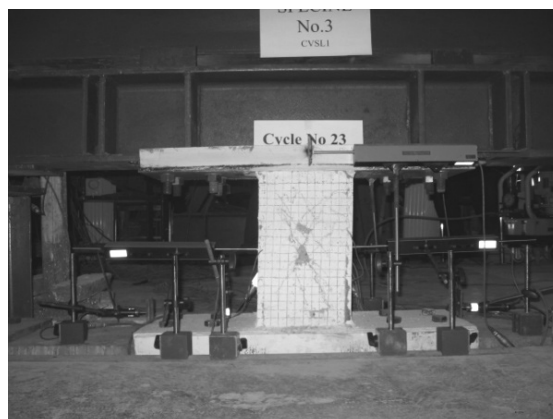
شکل (۱۹): نمودار هیستریزیس VSL2

نمونه ۴: در این آزمایش از سیکل ۷ معادل تغییر مکان ۰/۶ میلی‌متر، بتن شروع به ترک خوردن نمود. و در سیکل ۱۸ بتن پوسته کاملاً ترک خورده و بتن محصور شده در تحمل بار شرکت می‌نمود. در شکل (۲۳) و (۲۴) تصاویری از زمان آزمایش نشان داده شده است. نمودار هیستریزیس این نمونه در شکل (۲۵) آمده است.

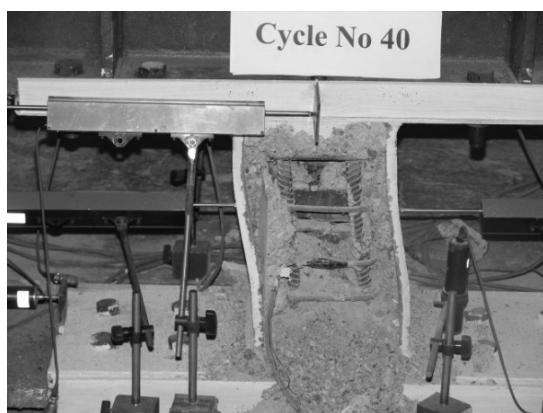


شکل (۲۳): ایجاد ترک های اولیه در بتن نمونه چهارم

نمونه ۳: در این آزمایش از سیکل ۸ معادل تغییر مکان ۰/۶ میلی‌متر، بتن شروع به ترک خوردن نمود و در سیکل ۲۱ بتن پوسته کاملاً ترک خورده و بتن محصور شده در تحمل بار شرکت می‌نمود. در شکل (۲۰) و (۲۱) تصاویری از زمان آزمایش نشان داده شده است. نمودار هیستریزیس این نمونه در شکل (۲۲) آمده است.



شکل (۲۰): گسترش ترک در بتن نمونه سوم



شکل (۲۴): گسیختگی نمونه چهارم



شکل (۲۱): گسیختگی نمونه سوم

کمانش برشی در نمونه اول کاهش شدید باربری و سختی وجود دارد.

وجود سخت کننده‌ها باعث به تاخیر افتادن کمانش برشی جان شده و در افزایش شکل پذیری نمونه نقش بسیار موثری دارند. اما در دوران حدود ۰/۰۸ رادیان به علت تمرکز تنش، جان در محل تماس با سخت کننده دچار گسیختگی گردید.

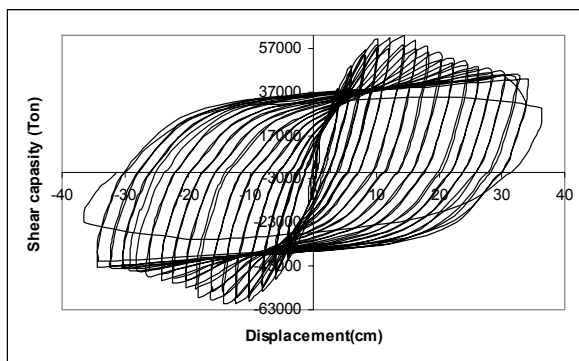
جزئیات پیشنهادی برای پیوند قائم مرکب باعث افزایش چشمگیر مقاومت برشی و افزایش ۱۲ درصدی شکل پذیری نمونه گردید. همانطور که از مقایسه نمودار هیستریزیس نمونه دوم و سوم مشخص می‌باشد در سیکل‌های انتهایی باربری که بتن از بین رفته است، تقریباً دو نمونه یک رفتار را دارند. و این بیانگر آنستکه بتن توانسته است تا حد زیادی کمانش جان را به تعویق بیندازد.

نتیجه آزمایش بیانگر آنستکه در طراحی می‌تواند تحمل بخشی از برش پیوند به عهده بتن گذاشته شود.

در این آزمایش فاصله بین آرماتورهای عرضی در افزایش برش قابل تحمل توسط نمونه تاثیر گذار بوده اما این تاثیر قابل توجه نمی‌باشد. این موضوع از مقایسه نمودارهای هیستریزیس دو نمونه به خوبی مشهود می‌باشد. مقدار تغییر مکان نهایی نمونه ۳ با فاصله خاموت کمتر، از تغییر مکان نمونه ۴ بیشتر می‌باشد.

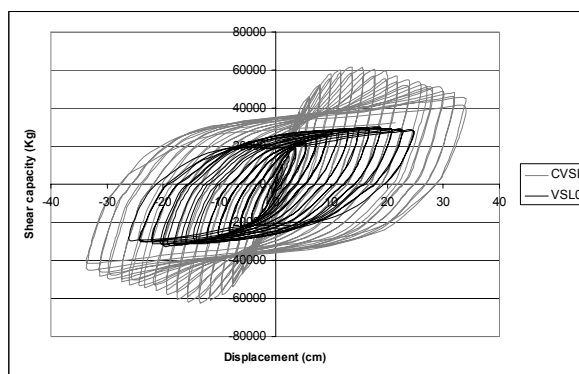
### قدردانی

بدینوسیله از مدیریت پژوهش مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن که امکان انجام آزمایش‌های این تحقیق را در بخش سازه فراهم آوردند تقدیر و تشکر می‌گردد. در ضمن از کارمندان آزمایشگاه نیز به علت هر گونه همکاری در زمینه مسائل اجرایی تشکر می‌شود.

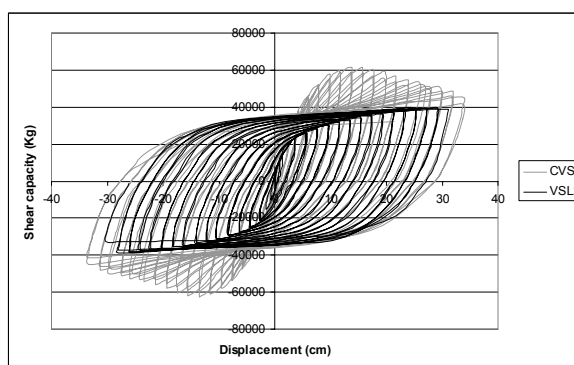


شکل (۲۵): نمودار هیستریزیس CVSL 2

در شکل (۲۶) مقایسه نمودارهای هیستریزیس نمونه‌های CVSL1 و VSL1 و در شکل (۲۷) مقایسه نمودارهای هیستریزیس VSL2 و CVSL1 آمده است.



شکل (۲۶): مقایسه نمودار هیستریزیس CVSL1 و VSL1



شکل (۲۷): مقایسه نمودار هیستریزیس CVSL1 و VSL2

### نتیجه‌گیری

در نمونه‌های اول و دوم تا قبل کمانش پلاستیک برشی نمودار هیستریزیس آنها بر هم منطبق می‌باشد اما پس از

- 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.Shayanfar, A. Rezaeian ,S.Taherkhani, Assessment of the seismic behavior of eccentrically braced frame with double vertical link (DV-EBF), 14th World Conference on Earthquake Engineering , 2008, Beijing, China
- 5- Vetr. M G.Seismic behavior , analysis and design of eccentrically braced frames with vertical shear links. ph. D thesis. university of technology Darmstadt w. Germany,1998.
- 6-Kasai,K. ,Popov,E.P. General Behavior of WF Steel Shear Links Beam. Journal of the Structural Division, ASCE,1986.
- ۷- مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، " طرح اختلاط ملی بتن ایران"، ۱۳۸۵
- 8- ATC. Guidelines for seismic testing of components of steel structures report-24. applied technology council; 1992
- 9- AISC. Seismic Provision for structural steel Building. 2005.
- 10- Ansys Ver.11.User Manual and Theory ,Swan Analysis Systems Inc.2006.

