

## Provide Analytical Relationship to Calculate the Strength of Composite Steel Shear Walls by Abaqus software

Majid Gholhaki<sup>1\*</sup>, Omid Rezayfar<sup>2</sup>, Mohammadsadegh Rahimikhah<sup>3</sup>

1- Associate Professor, Faculty of Civil Engineering, University of Semnan

2- Associate Professor, Faculty of Civil Engineering, University of Semnan

3- MS Structural Engineering, Faculty of Civil Engineering, University of Semnan

### ABSTRACT

Composite steel plate shear wall is usually made up of a steel plate and also a reinforced concrete cover, which is attached to one side or both sides of the plate by means of a shearing device. In innovative composite steel plate shear wall system, a gap is created between concrete cover and boundary beams and columns. The presence of this gap in small earthquakes does not cause the concrete to interfere with the frame and thus prevent its failure. In relatively large quakes, this distance between the concrete wall and the boundary members is closed and added to the resistance of the system. In this paper, steel plate, concrete cover and frame were separated to calculate the strength of composite steel plate shear wall by their interaction. To evaluate the effect of concrete strength on composite steel plate shear wall strength, the gap between concrete cover and boundary members has been discussed, and then two relationships have been proposed to calculate the strength of composite steel plate shear wall. For this purpose, this paper has been used for analyzing pushover. In order to verify the numerical modeling, the characteristics of a steel plate shear wall model, composed of a laboratory study by Arabzadeh and colleagues at Tarbiat Modares University in 2011. On the behavior of composite steel plate shear walls, it has been selected.

### ARTICLE INFO

**Receive Date:** 16 April 2019

**Revise Date:** 29 May 2019

**Accept Date:** 03 June 2019

### Keywords:

Composite steel plate shear  
Wall  
Strength  
Frame  
Concrete cover  
Steel plate

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2019.179141.1830

\*Corresponding author: Majid Gholhaki  
Email address: mgholhaki@semnan.ac.ir

## ارائه ی رابطه ی تحلیلی محاسبه مقاومت دیوارهای برشی فولادی مرکب به کمک

### نرم افزار ABAQUS

مجید قلهکی<sup>۱\*</sup>، امید رضایی فر<sup>۲</sup>، محمد صادق رحیمی خواه<sup>۳</sup>

۱- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

۳- کارشناس ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

#### چکیده

دیوار برشی فولادی مرکب معمولاً از یک ورق فولادی و نیز پوششی از بتن مسلح که در یک سو یا هر دو سوی ورق فولادی به کمک برشگیر متصل می شود، تشکیل می شود. در سیستم نوین دیوار برشی فولادی مرکب فاصله ای بین دیوار بتنی و تیرها و ستون های مرزی وجود دارد. وجود این فاصله در زلزله های کوچک باعث عدم درگیر شدن بتن با قاب و در نتیجه جلوگیری از خرابی آن می گردد. در زلزله های نسبتاً بزرگ این فاصله بین دیوار بتنی و اعضای مرزی بسته شده و به مقاومت مجموعه اضافه می گردد. در این مقاله به منظور محاسبه مقاومت دیوار برشی فولادی مرکب یک طبقه تک دهانه، ورق فولادی، قاب و پوشش بتنی از یکدیگر تفکیک شده و با در نظر گرفتن اندرکنش بین آنها، مقاومت دیوار برشی فولادی مرکب محاسبه شده است. برای در نظر گرفتن اثر مقاومت بتن در مقاومت دیوار برشی فولادی مرکب، فاصله بین پوشش بتنی و اعضای مرزی مورد بررسی قرار گرفته و به دنبال آن، دو رابطه برای محاسبه مقاومت دیوار برشی فولادی مرکب یک طبقه تک دهانه به کمک نرم افزار اجزای محدود ABAQUS پیشنهاد شده است. همچنین مشاهده گردید که تغییر شکل خارج از صفحه ورق فولادی در نمونه های دارای پوشش بتنی محدود می شود که این محدودیت در نمونه های بدون درز افزایش پیدا می کند.

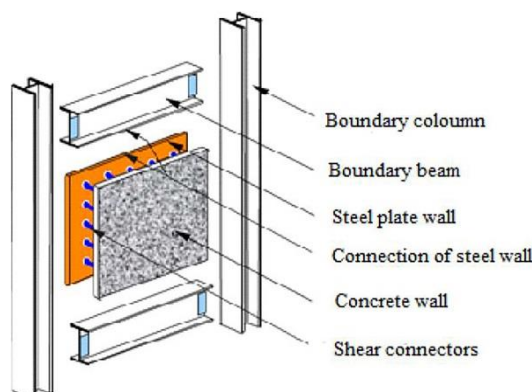
کلمات کلیدی: دیوار برشی فولادی مرکب، مقاومت، قاب، پوشش بتنی، ورق فولادی

| شناسه دیجیتال: |   | سابقه مقاله: |               |                        |            |            |
|----------------|---|--------------|---------------|------------------------|------------|------------|
| doi:           | 10.22065/JSCE.2019.179141.1830                    | چاپ          | انتشار آنلاین | پذیرش                  | بازنگری    | دریافت     |
|                | https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2019.179141.1830 | ۱۴۰۰/۰۳/۳۰   | ۱۳۹۸/۰۳/۱۳    | ۱۳۹۸/۰۳/۱۳             | ۱۳۹۸/۰۳/۰۸ | ۱۳۹۸/۰۱/۲۷ |
|                |   |              |               | *نویسنده مسئول:        |            |            |
|                |   |              |               | مجید قلهکی             |            |            |
|                |   |              |               | mgholhaki@semnan.ac.ir |            |            |
|                |   |              |               | پست الکترونیکی:        |            |            |

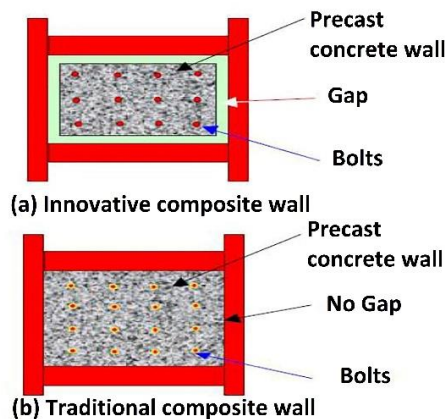
## ۱- مقدمه

دیوار برشی فولادی مرکب شامل یک دیوار برشی فولادی است که توسط پوششی از بتن در یک سمت یا دو سمت ورق فولادی به وسیله بولت احاطه شده است. اجزای اصلی این سیستم در شکل ۱ نشان داده شده است. این دیوارها مطابق شکل ۲ خود به دو نوع دیوار برشی فولادی مرکب بدون درز (سنتی) و دیوار برشی فولادی مرکب با درز (نوین) تقسیم می‌گردند که در نوع دوم، وجود درز سبب افزایش چشمگیر شکل پذیری و کاهش آسیب دیدگی سازه می‌شود. از جمله مزایای دیوارهای برشی فولادی مرکب می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

- در مقایسه با یک دیوار برشی بتن مسلح، دیوار برشی فولادی مرکب با مقاومت برشی یکسان و در عین حال سختی برشی بیشتر، حجم کمتری از فضا را اشغال می‌کند که این خاصیت در معماری سازه و استفاده مفید از فضا بسیار سودمند است.
- وزن دیوار برشی فولادی مرکب از دیوار برشی بتن مسلح کمتر بوده و این خاصیت علاوه بر کاهش وزن در طراحی فونداسیون برای وزن کمتر، کمک بسزایی می‌کند.
- دیوارهای برشی فولادی مرکب می‌توانند در محل کارگاه ساخته شوند و یا پیش ساخته باشند و در قسمت مخصوص متصل شوند.
- خسارات ناشی از زلزله در دیوارهای برشی بتنی موجب ترک برداشتن و شکستن و در دیوارهای برشی فولادی سبب گسیختگی فولاد می‌شود، اما در دیوارهای برشی فولادی مرکب (مخصوصاً وقتی از دیوار برشی نوین استفاده می‌شود) در حد جاری شدن ورق بوده و حتی در بتن هم ترکی ایجاد نمی‌شود.
- بتن مسلح موجود در دیوار برشی فولادی مرکب به عنوان عایق حرارتی و صوتی و نیز محافظ ورق فولادی در برابر آتش‌سوزی می‌باشد.



شکل ۱: اجزای اصلی دیوار برشی فولادی مرکب [۱]



شکل ۲: نمایی از دیوارهای برشی فولادی مرکب نوین و قدیمی [۱]

اولین کار جدی برای بررسی مقاومت پانل‌های برشی پس از کمانش جان آنها توسط واگنر در سال ۱۹۳۱ انجام گرفت. وی براساس آزمایش‌هایی که روی پانل‌های برشی نازک از جنس آلومینیوم انجام داد، تئوری میدان کشش قطری را ارائه نمود. پس از او دانشمندان بسیاری همچون کوهن، باسler، راکي، پورتر و غیره بر روی میدان کشش قطری تیورق‌ها مطالعه و بررسی نمودند و به تدریج در محاسبه مقاومت نهائی آنها، سختی بالها نیز با توجه به نتایج آزمایشگاهی، در نظر گرفته شد [۲].

آستانه اصل در سال ۲۰۰۰ آزمایشاتی در زمینه دیوار برشی فولادی مرکب در دانشگاه برکلی کالیفرنیا انجام داد. در این آزمایشات دو نوع مختلف از این سیستم شامل نمونه نوین و معمولی مورد بررسی قرار گرفت. نتایج حاکی از آن بود که مقاومت ماکزیمم سیستم معمولی بیشتر از سیستم نوین بود، که این مورد انتظار بود [۱].

در مطالعات کینگ لیانگ و همکاران در سال ۲۰۰۷ روابطی جهت تعیین ضریب کمانش و مقاومت نهایی ورق ارائه شد، نتایج نشان داد که نسبت عرض به ضخامت ورق تاثیر غیر مستقیم بر روی مقاومت ورق دارد [۳].

رهایی و حاتمی در سال ۲۰۰۸ به مطالعه عددی و آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی مرکب پرداختند، به منظور تحلیل عددی دو مدل آزمایشگاهی در دانشگاه برکلی و آلبرتا را انتخاب کردند. نتایج نشان داد که افزایش تعداد برشگیرها باعث افزایش سختی می‌شود. علاوه بر این تحقیقات نشان داد که صلبیت تیر میانی، نوع اتصال بین تیر میانی و ستون تاثیر زیادی بر روی سیستم دیوار برشی فولادی مرکب ندارد. فاصله بهینه بین برشگیرها برابر یک هشتم مقدار دهانه آزاد بدست آمد [۴].

در تحقیقات عربزاده و همکاران در سال ۲۰۱۱ سختی اولیه، تغییرمکان تسلیم، تغییرمکان نهایی، تغییر مکان معادل نیروها، استهلاک انرژی کل، ضریب کمانش صفحه و طراحی اجزای اصلی دیوار برشی فولادی مرکب از اهداف مورد نظر در این مطالعات بودند. همچنین تاثیر بولت‌ها، پانل بتن مسلح و فاصله پوشش بتنی با المان‌های مرزی در نظر گرفته شده است [۵، ۶].

طبق تحقیقات ناطق اللهی و خزایی در سال ۲۰۱۲ رفتار غیر خطی دیوار برشی فولادی مرکب شامل لایه هایی از FRP تحت بارگذاری شبه استاتیکی بررسی گردید. در این بررسی که بر روی تعدادی دیوار برشی فولادی یک طبقه با استفاده از روش اجزای محدود انجام گرفت، مشخص شد که جهت لایه FRP بر روی مقاومت سیستم موثر است و در صورتی که این لایه در جهت میدان کششی قطری باشد مقاومت سیستم دیوار برشی فولادی افزایش می‌یابد [۷].

در تحقیقات شفایی و همکاران در سال ۲۰۱۶ بر روی دیوار برشی فولادی مرکب نتایج نشان داد که مقاومت نهایی سیستم مرکب به مقدار زیادی بیشتر از سیستم بدون پوشش می‌باشد [۸].

در مطالعاتی که قلهکی و همکاران در سال ۲۰۱۷ بر روی دیوار برشی فولادی مرکب داشتند، دو رابطه تحلیلی برای محاسبه سختی جانبی سیستم دیوار برشی فولادی مرکب در دو حالت وجود و عدم وجود فاصله بین پوشش بتنی و قاب محیطی در محدوده‌ی مدلهای مورد بررسی ارائه گردید. این مطالعات نشان داد فلسفه استفاده از پوشش بتنی در این گونه دیوارها، جلوگیری از کمانش ورق فولادی نازک و تغییر مود باربری ورق از حالت مقاومت پس کمانشی (میدان کششی قطری) به مقاومت برشی داخل صفحه بوده که بدین ترتیب مقاومت جانبی سیستم افزایش می‌یابد، در حالتی که پوشش بتنی با قاب پیرامونی دارای فاصله باشد، فقط به عنوان مقید کننده ورق فولادی محسوب شده و لذا در عمل بر بار جانبی و سختی سیستم بی تاثیر است [۹].

در سال ۲۰۱۶ چینی‌ها در دانشگاه گوانگ ژو چین به بررسی فاصله بین ورق فولادی و پوشش بتنی به کمک نرم افزار اجزا محدود ABAQUS پرداختند و نتیجه گرفتند که با افزایش فاصله بین ورق فولادی و پوشش بتنی مقاومت برشی دیوار برشی فولادی مرکب کاهش می‌یابد [۱۰].

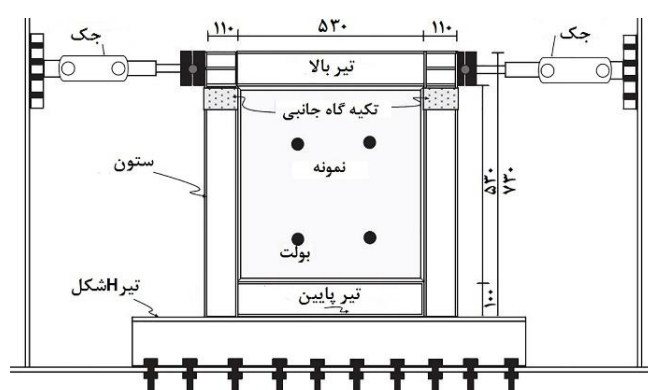
با توجه به مطالعات اخیر در زمینه سیستم‌های دیوار برشی فولادی مرکب و همچنین عدم وجود تحقیقات جدی بر روی روابط موجود در این سیستم، در این مقاله با بررسی تنش تسلیم ورق، ستون و مقاومت فشاری مشخصه ی بتن، رابطه‌ی تحلیلی جهت محاسبه‌ی مقاومت تسلیم دیوار برشی فولادی مرکب یک طبقه تک‌دهانه ارائه می‌شود.

## ۲- صحت‌سنجی و مدلسازی قاب‌ها

مدل دیوار برشی مورد استفاده جهت صحت‌سنجی مدلسازی عددی براساس مدل دیوار برشی فولادی مرکب یک‌طبقه تک‌دهانه مطابق شکل ۳ که توسط عربزاده و همکاران در سال ۲۰۱۱ [۵] مورد آزمایش قرار گرفت، انتخاب شد. مشخصات فولاد مصرفی و پوشش بتنی به ترتیب در جداول ۱ و ۲ آورده شده است. مقاومت فشاری استوانه ای و مدول الاستیسیته مصالح بتنی به کار رفته در آزمایش به ترتیب ۴۳ و ۳۰۰۷۱ مگاپاسکال می‌باشد. همچنین مشخصات مقاطع نمونه آزمایشگاهی مطابق با جدول ۳ می‌باشد.

با توجه به در دسترس نبودن کرنش پلاستیک مصالح فولادی و لزوم لحاظ کردن این پارامتر در تحلیل غیرخطی مشخصات پلاستیک فولاد به صورت دوخطی در نظر گرفته شده است و شیب ثانویه منحنی تنش کرنش نیز به صورت معمول ۲ تا ۳ درصد در نظر گرفته می‌شود. همچنین ضریب پواسون مصالح فولادی برابر ۰/۳ در نظر گرفته شد. با توجه به اینکه صحت‌سنجی بر روی نمودارهای هیستریزس صورت می‌گیرد، جهت تعریف مشخصات پلاستیک مصالح فولادی با انتخاب سخت‌شدگی به صورت سینماتیکی خالص یک سیکل سخت‌شدگی با نسبت ثابت در نظر گرفته می‌شود [۱۱].

در نرم افزار ABAQUS برای در نظر گرفتن خرابی بتن سه نوع ترک‌خوردگی شامل مدل ترک خورده، مدل شکننده و مدل پلاستیک آسیب دیده قابل مدلسازی است. با توجه به اینکه مدل پلاستیک آسیب دیده دو فرض اصلی شامل ترک‌خوردگی کششی و خردشدگی فشاری را در نظر می‌گیرد و در واقع رفتار بتن واقعی‌تر نشان داده می‌شود، از مدل پلاستیک آسیب دیده<sup>۱</sup> استفاده شده است. مشخصات محدوده پلاستیک بتن در جدول ۲ آورده شده است [۱۱].



شکل ۳: نمایی از مدل آزمایشگاهی [۵]

جدول ۱: مشخصات فولاد مصرفی در مدل آزمایشگاهی

| اعضا                | مقاومت نهایی (مگاپاسکال) | مقاومت تسلیم (مگاپاسکال) | مدول یانگ (مگاپاسکال) |
|---------------------|--------------------------|--------------------------|-----------------------|
| بال تیرها و ستون‌ها | ۴۷۹                      | ۳۰۸                      | ۲۰۰۰۰                 |
| جان تیرها و ستون‌ها | ۴۴۶                      | ۲۸۵                      | ۲۰۰۰۰                 |
| ورق فولادی          | ۴۱۵                      | ۲۶۸                      | ۲۰۰۰۰                 |
| بولت‌ها             | ۱۲۹۰                     | ۱۰۸۰                     | ۲۰۰۰۰                 |
| میلگردها            | ۴۹۲                      | ۲۳۶                      | ۲۰۳۰۰                 |

جدول ۲: مشخصات محدوده پلاستیک بتن

| ضریب ویسکوزیته | k    | $f_b/f_{c0}$ | گریز از مرکز | زاویه اتساع |
|----------------|------|--------------|--------------|-------------|
| ۰,۰۱           | ۰,۶۷ | ۱,۱۶         | ۰,۰۵         | ۳۰          |

<sup>1</sup> - concrete damage plasticity model

جدول ۳: مشخصات مقاطع در مدل آزمایشگاهی

| ابعاد                  | اعضا                       |
|------------------------|----------------------------|
| ۲ IPE ۱۰۰ + ۲ PL ۵*۱۰۰ | ستون‌ها                    |
| ۲ IPE ۱۰۰              | تیرها                      |
| ۲                      | ضخامت ورق فولادی (میلیمتر) |
| ۲۰                     | قطر بولت‌ها (میلیمتر)      |
| ۳                      | قطر میلگردها (میلیمتر)     |
| ۳۰                     | ضخامت بتن (میلیمتر)        |

## ۲-۱- انتخاب نوع المان

با توجه به صحت سنجی انجام گرفته در این تحقیق جهت مدل سازی ورق فولادی، سخت کننده‌ها و المان‌های مرزی از المان پوسته ای Shell با ۴ گره و با استفاده از انتگرال کاهش یافته (S4R) استفاده شده است. گفتنی است که از المان Shell برای مدل سازی سازه هایی که تغییرات تنش در بعد سوم آنها قابل چشم پوشی است استفاده می‌شود. همچنین استفاده از انتگرال گیری کاهش یافته موجب کاهش زمان اجرای برنامه می‌شود.

جهت مدل سازی پوشش بتنی و بولت‌ها از المان پیوسته (Solid) سه بعدی ۸ گرهی با استفاده از انتگرال کاهش یافته (C3D8R) استفاده شده است. المان های Solid می توانند برای تحلیل های خطی یا غیرخطی پیچیده با وجود تماس، پلاستیسیته و یا تغییر شکل های بزرگ در مسائل از جمله تحلیل های تنش، انتقال حرارت، آکوستیک، ترمومکانیکی، الکترومغناطیسی و غیره به کار روند. برای مشاهده یک تنش سه بعدی در ABAQUS از المان Solid استفاده می‌شود.

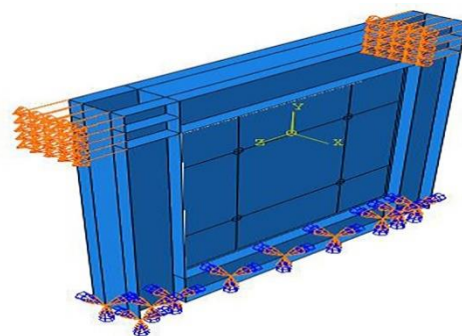
جهت مدل سازی میلگردها از المان خریابی (Truss) سه بعدی با مرتبه هندسی خطی (T3D2) استفاده شده است. این المان‌ها اعضای سازه ای هستند که فقط نیروی محوری را انتقال داده و لنگر خمشی و برش را انتقال نمی‌دهند.

## ۲-۲- تعیین اندرکنش المان‌های مدل

با توجه به اتصال گیردار تیر به ستون، و سخت کننده‌ها به ستون در مدل عددی این اتصالات به صورت merge انجام گرفت. با توجه به اینکه از مدل کردن ورق‌های اتصال ورق فولادی به المان‌های مرزی صرف نظر کردیم، ورق فولادی به تیرها و ستون‌ها به صورت گره به گره بسته شد. جهت مدل سازی اتصال جوشی بولت‌ها به ورق فولادی، از قید tie برای این اتصال در مدل استفاده شد. جهت اتصال بولت‌ها به پوشش بتنی از قید tie استفاده گردید. همچنین از یک لایه تماسی بدون اصطکاک و مانع نفوذ جهت تماس بتن مسلح با المان-های مرزی و ورق فولادی استفاده شد.

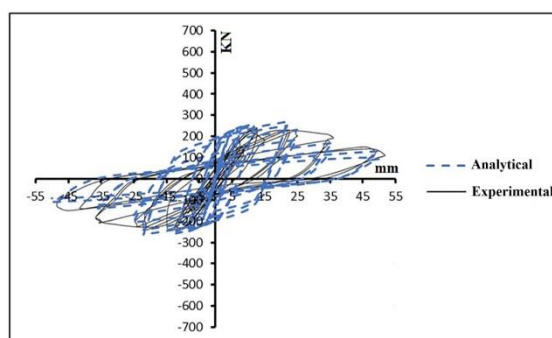
## ۲-۳- تعیین شرایط مرزی و بارگذاری

جهت تعریف شرایط تکیه‌گاهی اتصال پای ستون‌ها و بال پایینی تیر کف به صورت گیردار مدل شده است. همچنین به منظور انجام تحلیل پوش آور، تغییر مکانی برابر تغییر مکان مورد نظر در قسمت سطح تماس جک‌ها با بال ستون‌ها و در راستای تیر بام اعمال شده است. همچنین جهت مدل کردن کماتش ورق فولادی یک میلیمتر تغییر مکان خارج از صفحه در وسط ورق به عنوان عیب ابتدایی اعمال گردید که تغییر شکل خارج از صفحه مدل‌های دارای پوشش به این علت می‌باشد. مدل تحت شرایط مرزی و بارگذاری در نرم افزار، در شکل ۴ نشان داده شده است.

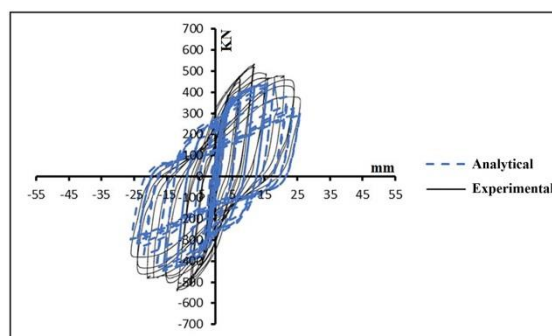


شکل ۴: شرایط مرزی و بارگذاری مدل عددی

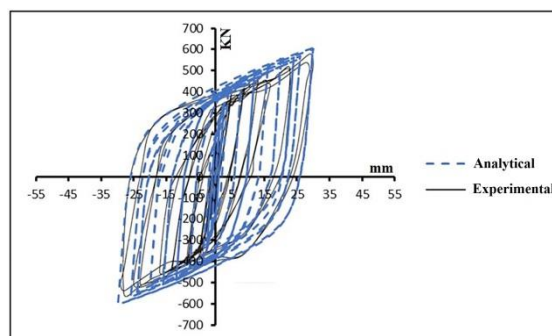
در نهایت نمودار چرخه ای برش پایه در مقابل تغییر مکان جانبی مدل اجزا محدود قاب تنها، قاب با ورق فولادی و قاب با ورق فولادی و پوشش بتنی تحت بارگذاری استاتیکی به ترتیب در شکل های ۵، ۶ و ۷ ترسیم شده است. همان طور که مشاهده می شود، نمودارهای بدست آمده در قسمت سختی اولیه، بار تسلیم، بار نهایی و میزان جذب انرژی مطابقت خوبی با نتایج آزمایشگاهی دارد.



شکل ۵: مقایسه نتایج عددی و آزمایشگاهی قاب تنها



شکل ۶: مقایسه نتایج عددی و آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی

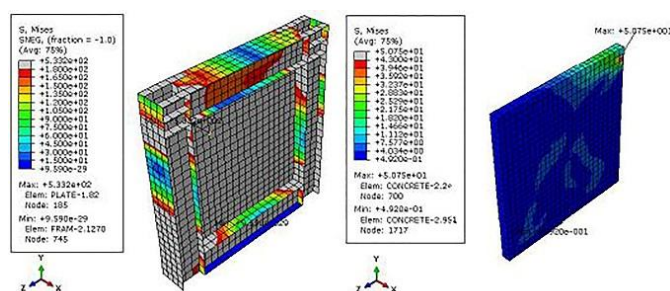


شکل ۷: مقایسه نتایج عددی و آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی مرکب



## ۲-۴- تنش‌های ایجاد شده در المان‌ها

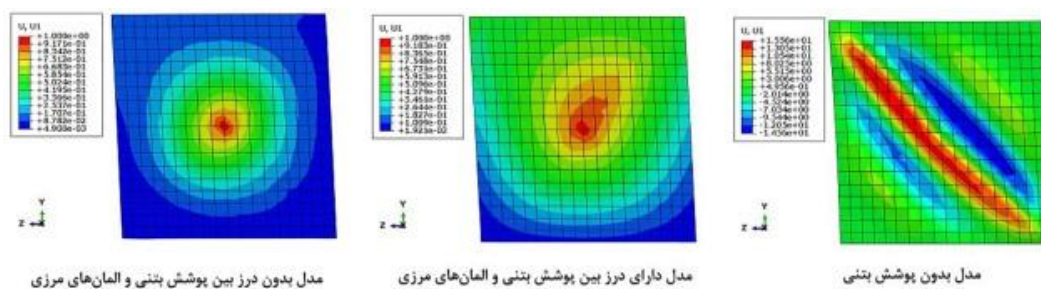
در این بخش به عنوان نمونه مطابق شکل ۸ تنش‌های ایجاد شده در المان‌ها در مدل با تنش تسلیم ستون ۲۴۰ مگاپاسکال، تنش تسلیم ورق ۱۸۰ مگاپاسکال، مقاومت فشاری بتن ۴۳ مگاپاسکال در حالت دارای درز ارائه شده است. مطابق شکل ۸ مقادیر ماکزیمم و مینیمم تنش‌ها در المان‌ها نشان داده شده است. مطابق این شکل مشاهده می‌گردد که در این سیستم ورق فولادی با تنش تسلیم کاملاً به تسلیم رسیده است و نقش فیوز را ایفا می‌کند.



شکل ۸: تنش‌های ایجاد شده در مدل تغییر شکل یافته

## ۲-۵- نمایش وضعیت کمانش ورق‌ها

در این قسمت به عنوان نمونه وضعیت کمانش ورق‌ها در مدل‌های با تنش تسلیم ستون ۲۴۰ مگاپاسکال، تنش تسلیم ورق ۱۸۰ مگاپاسکال، مقاومت فشاری بتن ۴۳ مگاپاسکال در سه حالت دارای درز و بدون درز و بدون پوشش بتنی مطابق شکل ۹ ارائه شده است. مطابق شکل ۹ مشاهده می‌شود در حالتی که بین پوشش بتنی و قاب فولادی فاصله وجود نداشته باشد، با توجه به درگیر شدن پوشش بتنی با المان‌های مرزی مقدار تغییر شکل خارج از صفحه ورق فولادی در مقایسه با نمونه متناظر دارای درز کاهش می‌یابد. در حالت بدون پوشش مشاهده می‌شود که ورق فولادی نسبت به حالت‌های دارای پوشش بتنی از تغییر شکل خارج از صفحه بیشتری برخوردار می‌باشد.



شکل ۹: مقایسه وضعیت کمانش ورق فولادی

## ۳- محاسبه مقاومت دیوار برشی فولادی مرکب یک طبقه تک دهانه

در این مقاله با توجه به روابطی که جهت محاسبه مقاومت قاب تنها، ورق فولادی و پوشش بتنی به کار می‌رود، ابتدا مقاومت هر یک از اجزا به صورت جداگانه محاسبه شده و ارائه می‌گردد. پوشش بتنی از طریق جلوگیری از کمانش ورق فولادی و تماس با المان‌های مرزی بر روی مقاومت تسلیم دیوار برشی فولادی مرکب تاثیرگذار خواهد بود. با توجه به اندرکنش بین پوشش بتنی با ورق فولادی و المان‌های مرزی می‌توان جهت لحاظ کردن این تاثیر از دوضریب  $\alpha$  و  $\beta$  به عنوان ضریب اصلاح استفاده کرد. بدین ترتیب از برابر قرار



دادن مقدار مقاومت تسلیم خروجی نرم افزار با روابط حاصل از تحلیل که شامل این ضرایب می باشند، مقدار  $\alpha$  و  $\beta$  تعیین شده و روابط نهایی ارائه می گردد. چگونگی تعیین این ضرایب در ادامه شرح داده می شود.

### ۳-۱- مقاومت قاب

مجموع مقاومت تسلیم قاب مستقل از مقاومت تسلیم تیرها می باشد و تنها مشخصات ستون وابسته می باشد، بنابراین مقاومت تسلیم قاب پس از شکل گیری مفاصل پلاستیک در ستون ها مطابق رابطه (۱) بدست می آید [۲].

$$V_F = \frac{4M_{fp}}{d} \quad (1)$$

$$M_{fp} = F_y z \quad (2)$$

در رابطه فوق  $M_{fp}$  ممان پلاستیک ستون،  $F_y$  تنش تسلیم ستون،  $d$  ارتفاع ستون و  $z$  اساس مقطع پلاستیک ستون می باشد. همچنین مقدار  $M_{fp}$  از رابطه (۲) محاسبه می شود.

پس از محاسبه اساس مقطع ستون با توجه به ابعاد آن برابر با  $157899 \text{ mm}^3$  و با در نظر گرفتن ارتفاع دیواربرشی برابر  $630 \text{ mm}$  و تنش تسلیم ستون برابر  $240 \text{ N/mm}^2$  مقاومت تسلیم قاب برابر  $240609 \text{ N}$  بدست می آید.

### ۳-۲- مقاومت برشی ورق فولادی

مقاومت تسلیم ورق فولادی [۲] هنگام جاری شدن آن که حد نهائی باربری آن می باشد، مطابق رابطه (۳) تعیین می شود.

$$V_w = bt \left( \tau_{cr} + \frac{1}{2} \sigma_0 \sin 2\theta \right) \quad (3)$$

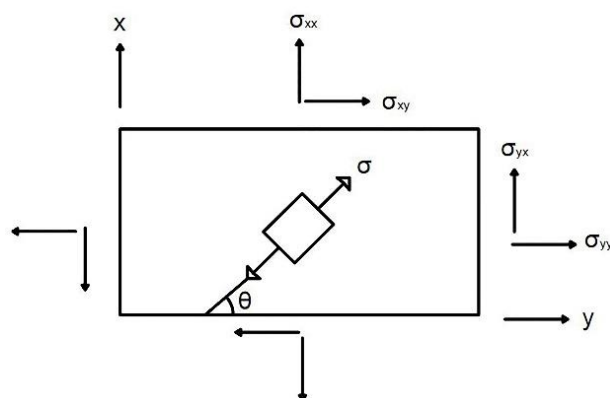
در رابطه (۳)  $\sigma_0$  تنش تسلیم ورق فولادی در آزمایش تک محوری کششی،  $\tau_{cr}$  تنش برشی بحرانی ورق می باشد که طبق رابطه (۴) محاسبه می شود،  $t$  ضخامت ورق فولادی،  $b$  عرض دیوار برشی و  $\theta$  زاویه میدان کششی به وجود آمده طبق شکل ۱۰ می باشد که با توجه به یکسان بودن ارتفاع و عرض ورق فولادی برابر  $45^\circ$  در نظر گرفته می شود.

$$\tau_{cr} = \frac{k \pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left( \frac{t}{b} \right)^2 \quad (4)$$

$$k = 5.35 + 4 \left( \frac{b}{d} \right)^2 \quad \frac{d}{b} \geq 1 \quad (5)$$

$$k = 4 + 5.35 \left( \frac{b}{d} \right)^2 \quad \frac{d}{b} \leq 1$$

که در این روابط  $\mu$  ضریب پواسون ورق فولادی،  $d$  ارتفاع دیوار برشی،  $E$  مدول الاستیسیته و  $K$  طبق رابطه (۵) محاسبه می شود [۱۲، ۱۳].



شکل ۱۰: زاویه میدان کششی ورق فولادی [۲]

در صورت ضخیم بودن ورق فولادی و یا استفاده از پوشش بتنی بر روی آن به طوری که تنش بحرانی ( $\tau_{cr}$ ) در آن از تنش برشی حد تسلیم شدن آن ( $\tau_{wy}$ ) بیشتر شود، و یا به عبارت دیگر ورق فولادی دچار کمزش نگردد در این حالت مطابق رابطه (۶)، ورق فولادی زمانی به تسلیم خواهد رسید که :

$$\tau_{cr} = \tau_{wy} = \frac{\sigma_0}{\sqrt{3}} \quad (6)$$

به عبارت دیگر رابطه (۳) به رابطه (۷) تبدیل می شود.

$$V_w = bt \sigma_0 \left( \frac{1}{\sqrt{3}} + \frac{1}{2} \sin 2\theta \right) \quad (7)$$

رابطه (۷) برای حالتی است که تنش بحرانی مساوی تنش برشی در حالت تسلیم بشود. در حقیقت این حالت زمانی رخ خواهد داد که تمام نقاط ورق فولادی به تسلیم برسد. با توجه به اینکه امکان رخ دادن چنین حالتی ممکن نیست، لذا مقاومت تسلیم واقعی ورق فولادی با اضافه کردن ضریبی همچون  $\alpha$  طبق رابطه (۸) اصلاح می شود. مقدار این ضریب با توجه به نتایج نرم افزار اجزا محدود ABAQUS بدست می آید.

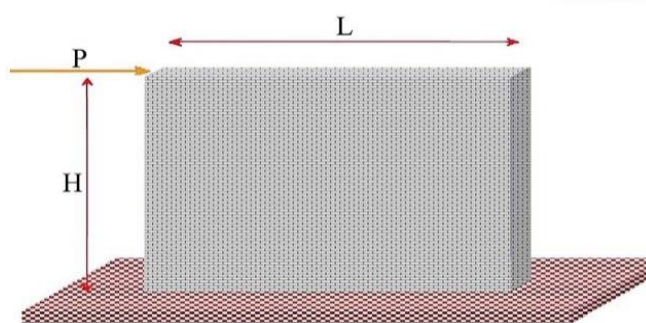
$$V_{pl-cspsw} = \alpha bt \sigma_0 \left( \frac{1}{\sqrt{3}} + \frac{1}{2} \sin 2\theta \right) \quad (8)$$

### ۳-۳- مقاومت دیوار برشی بتنی

مقاومت برشی و خمشی یک دیوار برشی بتنی [۱۴، ۱۵] طبق شکل ۱۱ مطابق رابطه (۹) محاسبه می شود.

$$V_{concrete} = 0.664 \sqrt{f_c} t L + \frac{0.8 A_v f_{yt} L}{S} \quad (9)$$

که در این روابط  $t$  ضخامت پوشش بتنی،  $f_c$  مقاومت فشاری بتن،  $L$  عرض پوشش بتنی،  $f_{yt}$  تنش تسلیم میلگردها،  $A_v$  سطح مقطع کلی میلگردهای قائم و  $S$  فاصله بین آنها می باشد.



شکل ۱۱: دیوار برشی بتنی [۱۶]

به دلیل اینکه پوشش بتنی توسط المانهای مرزی یعنی تیرها و ستونها احاطه شده است، رابطه (۹) با استفاده از ضریب  $\beta$  اصلاح شده و به صورت رابطه (۱۰) نوشته می شود. بدین ترتیب سهم پوشش بتنی در مقاومت دیوار برشی فولادی مرکب طبق رابطه (۱۰) محاسبه شده و مقاومت برشی و خمشی واقعی پوشش بتنی بدست می آید.

$$V_{co-mod} = \beta \left[ 0.664 \sqrt{f_c} t L + \frac{0.8 A_v f_{yt} L}{S} \right] \quad (10)$$

ضریب اصلاحی  $\beta$  با توجه به نتایج نرم افزار اجزای محدود ABAQUS محاسبه می گردد.



پس از مدلسازی نمونه آزمایشگاهی مطابق مشخصات مقاله عربزاده و همکاران به کمک نرم افزار اجزای محدود ABAQUS تحلیل پوش آور انجام شد، و مقاومت تسلیم قاب و مقاومت معادل دیوار برشی فولادی مرکب یک طبقه تک دهانه در حالت دارای درز و بدون درز بین پوشش بتنی و المان های مرزی طبق نرم افزار به ترتیب به صورت رابطه (۱۳) بدست آمد.

$$\begin{cases} V_{F-FEM} = 244946N \\ V_{CSPSW-FEM} = 451306N \\ V_{CSPSW-FEM (nogap)} = 509522N \end{cases} \quad (13)$$

همچنین مقاومت قاب تنها، ورق فولادی و دیوار بتنی با توجه به خصوصیات آنها در مقاله آزمایشگاهی مطابق روابط (۱)، (۷) و (۹) به صورت رابطه (۱۴) بدست می آید.

$$\begin{cases} V_F = 240609N \\ V_W = 205558N \\ V_{concrete} = 291858N \end{cases} \quad (14)$$

با توجه به نتایج بدست آمده ملاحظه می شود که اختلاف مقدار مقاومت قاب تنها در دو حالت تحلیلی و اجزا محدود کمتر از یک درصد است، که نشان دهنده صحت محاسبات می باشد.

جهت محاسبه مقدار  $\alpha$  می توان نوشت:

$$\begin{aligned} V_{CSPSW} &= \frac{4M_{fp}}{d} + abt\sigma_0 \left( \frac{1}{\sqrt{3}} + \frac{1}{2} \sin 2\theta \right) = V_{CSPSW-FEM} \\ \Rightarrow 240609 + 205558\alpha &= 451306 \\ \Rightarrow \alpha &= 1.025 \end{aligned} \quad (15)$$

جهت محاسبه مقدار  $\beta$  نیز می توان نوشت:

$$\begin{aligned} V_{CSPSW (no gap)} &= \frac{4M_{fp}}{d} + abt\sigma_0 \left( \frac{1}{\sqrt{3}} + \frac{1}{2} \sin 2\theta \right) \\ + \beta \left[ 0.664\sqrt{f_c}tL + \frac{0.8A_v f_{yt} L}{S} \right] &= V_{CSPSW-FEM (nogap)} \\ \Rightarrow 240609 + 205558 \times 1.025 + 609593.103\beta &= 509522 \\ \Rightarrow \beta &= 0.095 \end{aligned} \quad (16)$$

بدین ترتیب مقدار ضرایب  $\alpha$  و  $\beta$  بدست خواهند آمد و روابط نهایی به ترتیب به صورت روابط (۱۷) و (۱۸) جهت محاسبه مقاومت تسلیم دیوار برشی فولادی مرکب بدون درز و دارای درز قابل استفاده می باشند.

$$\begin{aligned} V_{CSPSW (no gap)} &= \frac{4M_{fp}}{d} + 1.025bt\sigma_0 \left( \frac{1}{\sqrt{3}} + \frac{1}{2} \sin 2\theta \right) \\ + 0.095 \left[ 0.664\sqrt{f_c}tL + \frac{0.8A_v f_{yt} L}{S} \right] & \end{aligned} \quad (17)$$

$$V_{CSPSW} = \frac{4M_{fp}}{d} + 1.025bt\sigma_0 \left( \frac{1}{\sqrt{3}} + \frac{1}{2} \sin 2\theta \right) \quad (18)$$

به منظور صحت محاسبات تعداد ۱۰ مدل با پارامترهای مختلف شامل تنش تسلیم ستون، تنش تسلیم ورق، مقاومت فشاری بتن، بررسی گردید و نتایج مطابق جدول (۴) و (۵) ارائه گردید. به منظور شناسایی و رهگیری مناسب مدل ها، از یک نامگذاری مناسب استفاده

گردید. این نامگذاری دارای چهار بخش می باشد که بخش اول مشخص کننده تنش تسلیم ستون، بخش دوم نشان دهنده تنش تسلیم ورق و بخش سوم مقاومت فشاری بتن را نشان می دهد. در بخش چهارم در صورتی که بین پوشش بتنی و المان های مرزی فاصله وجود نداشته باشد، از عبارت nogap و در غیر این صورت از عبارت gap استفاده می شود. بطور مثال، نام gap-۴۳-۲۴۰-۲۴۰-۲۴۰ CSPSW نشان دهنده نمونه ای است که در آن تنش تسلیم ستون ۲۴۰ مگاپاسکال، تنش تسلیم ورق ۲۴۰ مگاپاسکال، مقاومت فشاری پوشش بتنی ۴۳ مگاپاسکال در دو طرف ورق است و پوشش بتنی با المان های مرزی فاصله دارد. مشاهده می شود که اختلاف بین نتایج حاصل از مدل اجزا محدود و نتایج حاصل از روابط (۱۷) و (۱۸) بسیار کم می باشد که نشان دهنده صحت این روابط می باشد.

جدول ۴: مقایسه مقاومت تسلیم مدل های بدون درز

| مدل ها                  | نتایج نرم افزار | نتایج روابط | اختلاف |
|-------------------------|-----------------|-------------|--------|
| CSPSW ۲۴۰-۱۸۰-۴۳-no gap | ۶۶۱۴۶۸          | ۶۳۰۴۳۳      | ۵درصد  |
| CSPSW ۲۴۰-۲۴۰-۴۳-no gap | ۶۹۵۲۹۳          | ۷۰۶۰۷۹      | ۲درصد  |
| CSPSW ۳۶۰-۱۸۰-۴۳-no gap | ۷۴۷۵۴۱          | ۷۳۱۷۵۱      | ۲درصد  |
| CSPSW ۲۴۰-۱۸۰-۳۰-no gap | ۶۴۹۶۲۷          | ۶۲۲۹۱۸      | ۴درصد  |
| CSPSW ۲۴۰-۱۸۰-۴۳-no gap | ۷۳۴۰۳۱          | ۷۱۹۹۱۴      | ۲درصد  |

جدول ۵: مقایسه مقاومت تسلیم مدل های دارای درز

| مدل ها               | نتایج نرم افزار | نتایج روابط | اختلاف |
|----------------------|-----------------|-------------|--------|
| CSPSW ۲۴۰-۱۸۰-۴۳-gap | ۴۵۱۳۰۶          | ۴۲۹۵۷۲      | ۵درصد  |
| CSPSW ۲۴۰-۲۴۰-۴۳-gap | ۴۸۷۹۱۴          | ۵۰۵۲۱۸      | ۴درصد  |
| CSPSW ۳۶۰-۱۸۰-۴۳-gap | ۵۲۴۳۴۱          | ۵۳۰۸۹۰      | ۱درصد  |
| CSPSW ۲۴۰-۱۸۰-۳۰-gap | ۴۵۱۷۹۰          | ۴۲۹۵۷۲      | ۵درصد  |
| CSPSW ۲۴۰-۳۶۰-۴۳-gap | ۵۲۶۳۸۶          | ۵۵۱۷۰۵      | ۵درصد  |

#### ۴- نتیجه گیری

پس از بررسی های صورت گرفته در این مقاله نتایج به شرح زیر بدست آمد:

- پوشش بتنی به دو طریق بر روی مقاومت دیوار برشی فولادی مرکب تاثیرگذار خواهد بود. در حالت اول پوشش بتنی به صورت غیرمستقیم از طریق جلوگیری از کماتش ورق فولادی باعث افزایش مقاومت دیوار می گردد و در حالت دوم از طریق تماس مستقیم پوشش بتنی با المان های مرزی این افزایش مقاومت را به دنبال دارد. لحاظ کردن مقدار تاثیر پوشش بتنی بر روی مقاومت دیوار برشی فولادی مرکب در حالت اول با در نظر گرفتن ضریب  $\alpha$  به عنوان ضریب اصلاحی تاثیر پوشش بتنی بر کماتش ورق فولادی و در حالت دوم با در نظر گرفتن ضریب  $\beta$  به عنوان ضریب اصلاحی تاثیر مستقیم پوشش بتنی بر مقاومت دیوار برشی فولادی مرکب محقق خواهد شد. در صورتی که پوشش بتنی با المان های مرزی فاصله ای بیش از مقدار جابجایی تسلیم داشته باشد به دلیل درگیر نشدن پوشش بتنی با المان های مرزی مقدار ضریب  $\beta$  صفر خواهد بود. بدین ترتیب دورابطه تحلیلی جهت محاسبه مقاومت تسلیم سیستم دیوار برشی فولادی مرکب یک طبقه تک دهانه در دو حالت وجود و عدم وجود فاصله بین المان های مرزی و پوشش بتنی از طریق انجام تحلیل بارافزون به کمک نرم افزار اجزای محدود ABAQUS در محدوده مدل های مورد بررسی ارائه گردید. لازم به ذکر است که باتوجه به اینکه روابط ارائه شده بر مبنای تعداد محدودی از مدلهای عددی استخراج شده است، لذا برای کنترل جامعیت روابط نیاز به انجام مطالعات بیشتر بر روی نمونه های با ابعاد متفاوت دیگر می باشد.
- با توجه به درگیر شدن پوشش بتنی با المان های مرزی مقدار تغییر شکل خارج از صفحه ورق فولادی در مقایسه با نمونه متناظر دارای درز کاهش می یابد.
- در حالت بدون پوشش مشاهده می شود که ورق فولادی نسبت به حالت های دارای پوشش بتنی از تغییر شکل خارج از صفحه بیشتری برخوردار می باشد.

## مراجع

- [1] A. Astaneh-Asl, Seismic Behavior and Design of Composite Steel Plate Shear Walls, Steel Tips, Structural Steel Educational Council, Technical Information & Product Service, (2002).
- [2] s. Sabouri, Lateral Load Resisting Systems An Introduction To Steel Shear Walls, Anguizeh Poblising Co, 1380(In Persian).
- [3] L. Qing, u. Brian, L. Rechard, Local buckling of steel plates in concrete-filled thin-walled steel tubular beam-columns, Journal of Constructional Steel Research, 63 (2007) 10.
- [4] A. Rahai, F. Hatami, A. Ayazi, Evaluation of Composite Shear Wall Behavior under Cyclic Loadings, Journal of Constructional Steel Reearch, 65 (2009) 10.
- [5] A. Arabzadeh, M. Soltani, A. Ayazi, Experimental Investigation of Composite Shear Walls under Shear Loadings, Journal of Thin-Walled Structures, 49 (2011) 13.
- [6] A. Arabzadeh, H. Moharami, A. Ayazi, Local elastic buckling coefficients of steel plates in composite steel plate shear walls, Scientia Iranica A, 18 (2011) 7.
- [7] F. Nateghi-Alahi, M. Kazaei-Poul, Experimen study of steel plate shear walls with in fill plates strengthened by GFRP laminates, Journal of Constructional Steel Research 78 (2012) 14.
- [8] S. Shafaei, A. Ayazi, F. Farahbod The effect of concrete panel thickness upon composite steel plate shear walls, Journal of Constructional Steel Research 117 (2016) 10.
- [9] M. Gholhaki, O. Rezaifar, M. Movahedinia, Provide Analytical Relationship to Calculate the Stiffness of Composite Steel Shear Walls, Amir Kabir journal of Civil Engineering, (2017)(In Persian).
- [10] W. Mu-Wang , J. Richard Liew , X. Ming-Xiang , F. Xue-Yi Hysteresis model of a novel partially connected buckling-restrained steel plate shear wall, Journal of Constructional Steel Research, 125 (2016) 14.
- [11] S. Soroushnia, The Most Complate Practical Reference of Abaqus, Negarandedanesh Poblising 1394(In Persian).
- [12] K. Basler, strength of plate girders in shear, proc, ASCE, 1961.
- [13] Hognlund, Shear Buckling Resistance of Steel and Alminium plate girders, Journal of Thin walled structure, 29 (1998) 28.
- [14] A. Kheyroddin, E. Emami, Shear Walls, Semnan University Poblising, 1395(In Persian).
- [15] A. 318-14, Building Code Requirment for structural Concrete and Commentary-ACI318-R-14, 2014.
- [16] M. Gerami, N. Siahpolo, Principles of earthquake Engineering, Padideh Poblising, 1388(In Persian).
- [17] ATC-40, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1996.
- [18] C. Uang, Establishing R (or  $R_w$ ) and Cd Factors for Building Seismic Provisions, Journal of Structural Engineering, 117 (1991) 10.
- [19] FEMA. 2000, prestandard and commentary for the seismic ehabilitation of building, FEMA-356 Report, federal emergency management agency, Washington, 2000.
- [20] G. Ghodrati, M. Barkhordari, A. Cheraghalizadeh, Review ATC 40 and FEMA 356 instructions and compare the methods presented in them, in: National Congress on Renewal of Iran, 1387(In Persian).
- [21] G. Ghodrati, M. Eghbali, S. Yaghmaei, Modern method of dual curvature dual linearization for the evaluation of seismicity of steel structures, in: 5th National Congress on Civil Engineering, 1389(In Persian).