

## Determining the appropriate thickness of the concrete panel to optimize the seismic behavior of the composite shear wall system

Moein Jalilian<sup>1</sup>, Mansour Ghalehnovi<sup>2\*</sup>

1- M.Sc. of Structural Engineering, Civil Engineering Department, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran

2- Professor of Structural Engineering, Civil Engineering Department, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran

### ABSTRACT

The concrete-encased steel plate shear wall is one of the lateral load-bearing systems in high-rise buildings. This system has been developed to prevent buckling of the steel plate before yielding in shear. In this research, through numerical modeling in the Abaqus software environment and validating the results with experimental data, the optimal thickness of the concrete panel in the composite shear wall under cyclic loading was determined. Three main parameters, including the thickness of the steel plate, the height-to-width ratio of the system, and the shear stud spacing, were considered as key variables. The main assumptions of the models included the placement of the concrete panel on both sides of the steel plate and the introduction of a gap between the boundary elements and the concrete panel, which were considered in all analyses. Furthermore, a mathematical relationship was presented to predict the optimal thickness of the concrete panel based on the system parameters, which can be used in various design conditions. According to the results of this study, the thickness of the concrete panel decreases with the reduction of the system's height-to-width ratio. For a 10-mm steel plate and shear stud spacing of 500 mm, the optimal thickness of the concrete panel was calculated to be 110 mm and 80 mm for height-to-width ratios of 1 and 0.5, respectively. Additionally, by reducing the shear stud spacing to 250 mm, an 80-mm thickness was recognized as optimal for all conditions. This relationship shows that the code-recommended thicknesses are up to 30% conservative.

### ARTICLE INFO

**Receive Date:** 23 August 2024

**Revise Date:** 08 October 2024

**Accept Date:** 28 October 2024

### Keywords:

Composite Shear Wall  
Concrete Panel Thickness  
Cyclic Loading  
Height-to-width Ratio  
Shear Connector Spacing  
ABAQUS  
Multi-Expression  
Programming

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: [10.22065/jsce.2024.471921.3491](https://doi.org/10.22065/jsce.2024.471921.3491)

\*Corresponding author: Mansour Ghalehnovi

Email address: [Ghalehnovi@um.ac.ir](mailto:Ghalehnovi@um.ac.ir)

## استخراج ضخامت مناسب پانل بتنی برای بهینه‌سازی رفتار لرزه‌ای سیستم دیوار برشی

### مرکب

معین جلیلیان<sup>۱</sup>، منصور قلعه‌نوی<sup>۲\*</sup>

۱- کارشناس ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران

۲- استاد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران

### چکیده

دیوار برشی فولادی با ورق مدفون در بتن یکی از سیستم‌های باربر جانبی در ساختمان‌های بلندمرتبه است. این سیستم به منظور جلوگیری از کمانش ورق فولادی قبل از جاری شدن در برش توسعه یافته است. در این پژوهش، به کمک مدل‌سازی عددی در محیط نرم‌افزار آباکوس و صحت‌گذاری نتایج با داده‌های آزمایشگاهی، ضخامت بهینه پانل بتنی در دیوار برشی مرکب تحت بار چرخه‌ای تعیین گردید. سه پارامتر اصلی شامل ضخامت ورق فولادی، نسبت ارتفاع به عرض سیستم، و فاصله‌ی برشگیرها به‌عنوان متغیرهای کلیدی در نظر گرفته شدند. فرضیات اصلی مدل‌ها شامل قرارگیری پانل بتنی در دو طرف ورق فولادی و تعبیه شکافی میان اجزای مرزی و پانل بتنی می‌باشند که در تمامی تحلیل‌ها مدنظر قرار گرفته‌اند. در ادامه نیز، یک رابطه‌ی ریاضی برای پیش‌بینی ضخامت بهینه پانل بتنی با توجه به پارامترهای سیستم ارائه شده است که می‌تواند در شرایط مختلف طراحی استفاده شود. بر اساس نتایج حاصل از این پژوهش، ضخامت پانل بتنی با کاهش نسبت ارتفاع به عرض سیستم کاهش می‌یابد؛ به طوری که برای ورق فولادی ۱۰ میلی‌متری و فاصله‌ی برشگیرهای ۵۰۰ میلی‌متری، ضخامت بهینه پانل بتنی به ترتیب ۱۱۰ میلی‌متر و ۸۰ میلی‌متر برای نسبت ارتفاع به عرض یک و ۰.۵ محاسبه شد. همچنین، در صورت کاهش فاصله‌ی برشگیرها به ۲۵۰ میلی‌متر، ضخامت ۸۰ میلی‌متری برای تمامی شرایط به‌عنوان ضخامت بهینه شناخته شد. این رابطه نشان می‌دهد که ضخامت‌های پیشنهادی آئین‌نامه‌ها تا ۳۰٪ محافظه‌کارانه هستند.

کلمات کلیدی: دیوار برشی مرکب، ضخامت پانل بتنی، بارگذاری چرخه‌ای، نسبت ارتفاع به عرض، فاصله برشگیرها، آباکوس، روش

برنامه‌نویسی چندمتغیره

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/jsce.2024.471921.3491	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	https://doi.org/10.22065/jsce.2024.471921.3491	۱۴۰۴/۰۳/۳۱	۱۴۰۳/۰۸/۰۷	۱۴۰۳/۰۸/۰۷	۱۴۰۳/۰۷/۱۷	۱۴۰۳/۰۶/۰۲
منصور قلعه‌نوی					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	
Ghalehnovi@um.ac.ir						

## ۱- مقدمه

دو نوع کلی دیوار برشی مرکب با هدف بهبود عملکرد و پوشش کاستی‌های سیستم‌های دیوار برشی معرفی شده‌اند. دیوارهای برشی مرکب با ورق فولادی مدفون در بتن<sup>۱</sup> و دیوار برشی مرکب با بتن محصور بین دو ورق فولادی<sup>۲</sup> به ترتیب به عنوان جایگزینی برای دیوارهای برشی فولادی و بتنی ارائه شده‌اند. این پژوهش حول نوع اول دیوارهای برشی مرکب طراحی و ساماندهی شده است.

از اوایل قرن بیستم، دیوارهای برشی بتن مسلح<sup>۳</sup> به عنوان یکی سیستم‌های باربر جانبی در ساختمان‌های میان مرتبه و بلندمرتبه مورد استقبال قرار گرفتند. برای اولین بار و در سال ۱۹۷۰، دیوارهای برشی فولادی به عنوان جایگزینی برای دیوارهای برشی بتنی سنتی استفاده شدند. اولین دیوارهای برشی فولادی به صورت سخت شده بودند؛ نبشی‌ها<sup>۴</sup> و ورق‌ها به عنوان سخت‌کننده‌های افقی، قائم و یا ترکیبی یک یا دوطرفه، برای ورق فولادی پیشنهاد شدند [۱]. این سخت‌کننده‌ها با هدف جلوگیری از کمناش ورق فولادی در نظر گرفته می‌شدند. هزینه (اقتصادی و زمانی) سخت‌کننده‌ها بر روی ورق فولادی از نکات منفی این روش بود. از طرفی، پدیده کمناش لزوماً به عنوان عاملی محدودکننده در رفتار دیوار برشی فولادی دیده نشده بود؛ به طوری که مقاومت پسا کمناشی<sup>۵</sup> ورق فولادی قابل ملاحظه گزارش شده بود. بنابراین، دیوارهای برشی سخت نشده با هدف استفاده از ظرفیت پسا کمناشی ورق فولادی پیشنهاد گردیدند. با کمناش ورق در دررفت‌های پایین (حدود ۰/۵٪)، مکانیزم برش درون صفحه به میدان کششی مورب تبدیل و سختی و مقاومت سیستم توسط رفتار پسا کمناشی ورق فولادی تامین می‌شد [۲، ۳]. با وجود رفتار چرخه‌ای مناسب و نمودارهای هیستریزس پایدار [۴]، اخلاف در عملکرد پسا کمناشی ورق به علت تغییر شکل‌های ناخواسته ورق نازک حین نصب، عدم استفاده از کل ظرفیت ورق فولادی در باربری جانبی به علت کمناش زود هنگام ورق، تقاضای خمشی بالای اجزای مرزی به علت عملکرد میدان کششی ورق فولادی و ضعف در برابر آتش [۵]، مهندسیین را با عدم اطمینان‌هایی برای استفاده گسترده این سیستم مواجه کرده است. بهره‌گیری از ورق‌های فولادی سوراخ‌شده مخصوص، استفاده از مصالح فولادی با مقاومت کم برای ورق و عدم اتصال ورق فولادی به اجزای مرزی، به عنوان برخی از روش‌های مناسب جهت پوشش نقض‌های دیوار برشی فولادی به کار گرفته شده‌اند. در این میان، جرقه‌ی ایده استفاده از پانل بتنی در طرفین ورق فولادی به دلیل مشکلات تئوری و اجرائی دیوارهای برشی فولادی بدون سخت‌کننده، زده شد [۶]. رفع اکثر کاستی‌های سیستم دیوار برشی فولادی با تعبیه پانل بتنی بر روی ورق فولادی، مطالعه بر روی سیستم مرکب‌سازی شده دیوار برشی فولادی را توجیه‌پذیر می‌کرد [۷]. اجزای دیوارهای برشی مرکب شامل تمامی اجزای دیوارهای برشی فولادی به علاوه پانل بتنی است که توسط بولت‌ها، قلاب‌ها و یا گل‌میخ‌ها به ورق فولادی متصل است. نحوه عملکرد این سیستم در برابر بار جانبی، از سیستم دیوار برشی فولادی سخت شده<sup>۶</sup> الهام گرفته شده است [۸]. در دیوار برشی سخت شده، با تعبیه سخت‌کننده‌های عرضی، ظرفیت کمناشی ورق فولادی افزایش می‌یابد و نوع کمناش از کمناش کلی به کمناش محلی در پانل‌های ایجاد شده روی ورق تبدیل می‌شود. به‌طور مشابه، پانل بتنی در دیوار برشی فولادی مرکب، نقش سخت‌کننده را برای ورق فولادی ایفا می‌کند به گونه‌ای که از ایجاد میدان کششی زود هنگام در ورق فولادی جلوگیری و کمناش ورق فولادی به بعد از تسلیم برشی کامل آن موکول می‌کند [۹].

سوگی<sup>۷</sup> و یامادا<sup>۸</sup> [۶]، برای اولین بار، جهت تقویت عملکرد سیستم دیوار برشی فولادی، ورق فولادی و اجزای مرزی سیستم دیوار برشی فولادی را در بتن مدفون کردند. آن‌ها نه نمونه دیوار برشی فولادی تقویت شده دو طبقه با مقیاس ۱:۱۰ را در شش سری نسبت ارتفاع به عرض و دو سری لاغری ورق تحت بار یکنواخت<sup>۹</sup> آزمایش کردند. نمونه‌های آن‌ها شامل دو گروه دیوار تقویت نشده و تقویت شده با کاور بتنی بود. آن‌ها نتیجه گرفتند تشکیل میدان فشاری در بتن محصورکننده در خلاف جهت میدان کششی ورق فولادی، باعث افزایش

<sup>1</sup> CSPSW-CE: Composite Steel Plate Shear Wall- Concrete Encased

<sup>2</sup> CSPSW-CF: Composite Steel Plate Shear Wall- Concrete Filled

<sup>3</sup> Reinforced Concrete Shear Wall

<sup>4</sup> Angels

<sup>5</sup> Post-Buckling Strength

<sup>6</sup> SSPSW: Stiffened Steel Plate Shear Wall

<sup>7</sup> Sugii

<sup>8</sup> Yamada

<sup>9</sup> Monotonic Loading

سختی و مقاومت سیستم دیوار برشی فولادی می‌شود. ژائو<sup>۱۰</sup> و آستانه‌اصل [۱۰] اولین پژوهشگرانی بودند که رفتار چرخه‌ای دیوارهای برشی فولادی تقویت شده با پانل بتنی یک‌طرفه را بررسی کردند؛ پژوهشگران دو نوع دیوار برشی مرکب با مقیاس ۱:۲ را تحت بار چرخه‌ای قرار دادند. در یکی از نمونه‌ها پانل بتنی به اجزای مرزی چسبیده و در نمونه دیگر فاصله‌ای<sup>۱۱</sup> بین پانل بتنی و اجزای مرزی در نظر گرفته شده بود. ژائو و آستانه‌اصل [۱۰] در هر دو نمونه رفتار شکل‌پذیری را مشاهده کردند؛ به طوری که هر دو نمونه دررفت ۴٪ را بدون افت مقاومت تجربه کردند. با این وجود در نظرگیری فاصله بین پانل بتنی و اجزای مرزی منجر به آسیب محدودتر به پانل بتنی، رفتار پایدارتر و نرم‌تر در چرخه‌های هیستریزس و شکل‌پذیری بیشتر سیستم می‌شد. مونسی و همکاران [۱۱] در پژوهشی آزمایشگاهی با مقیاس ۱:۲، که به مقایسه رفتار دیوار برشی فولادی و مرکب با و بدون فاصله بین اجزای مرزی و پانل بتنی پرداخته شده بود، شش برابر شدن انرژی اتلافی سیستم را در اثر جداسازی پانل بتنی و اجزای مرزی گزارش کردند. شمار زیادی از مطالعات عددی نیز بر روی دیوارهای برشی مرکب انجام پذیرفته است. شفائی و همکاران [۱۲] طی پژوهشی عددی، اثر ضخامت پانل بتنی و ورق فولادی و فاصله برشگیرها را بر رفتار دیوار برشی مرکب بررسی کردند؛ نتایج بارگذاری یک‌طرفه نمونه‌ها نشان داد که استفاده از ضخامت‌های پانل بتنی بیش از حدی مشخص، تاثیری بر بهبود رفتار سیستم دیوار برشی مرکب ندارد. شفائی و همکاران [۱۲] اذعان کردند که ضخامت ورق فولادی عامل تعیین‌کننده در تعیین ضخامت بهینه پانل بتنی است و حد ضخامت پانل بتنی یک‌طرفه ۱۲۵ و ۱۵۰ میلی‌متری به ترتیب برای ورق‌هایی تا ضخامت ۵ و تا ضخامت ۷ میلی‌متر در دیوار با نسبت ارتفاع به عرض یک و فاصله‌ی بولت‌های ۲۴۰ میلی‌متری، مناسب است. رهنورد و همکاران [۱۳] با انجام پژوهشی عددی بر روی نمونه‌ی آزمایشگاهی ژائو و آستانه‌اصل [۱۰]، عدم تغییر شکل‌پذیری سیستم با افزودن بیش از حد ضخامت پانل بتنی را گزارش کردند.

برای رسیدن به آنچه عملکرد ایده‌آل دیوار برشی مرکب سیستم یاد می‌شود، وجود پانل بتنی در یک یا دو طرف ورق فولادی هر چند ضروری است اما کافی نیست؛ اجزای متصل‌کننده پانل بتنی به فولاد و ضخامت پانل بتنی باید به گونه‌ی طرح شود تا از هرگونه کمناش محلی و کمناش کلی ورق قبل تسلیم برشی ورق جلوگیری کند [۱۴]. در شرایط مختلف اجزای مرزی و حالات مختلف بارگذاری، ضخامتی مشخص از پانل بتنی، ورق فولادی را برای اهداف مشخص طراحی، مهار می‌کند. به‌کارگیری ضخامت‌های بیشتر از این مقدار، ضمن افزایش وزن سازه، چه‌بسا باعث افت عملکرد کلی دیوار برشی شود. همچنین، تعیین حد بالای ضخامت پانل بتنی، این هشدار را به مهندس طراح اعلام می‌کند که طرح بیش از این حد، موجب طرحی غیراقتصادی و از بین رفتن مصالح و منابع مادی خواهد شد. در دهه‌ی گذشته، پژوهشگران برای بررسی رفتار سیستم دیوار برشی مرکب، اغلب با فرض ضخامتی محافظه‌کارانه برای پانل بتنی، نتایج پژوهش‌های خود را در نشریات عرضه کردند [۷] و چه‌بسا انتخاب نامناسب ضخامت پانل بتنی، نتایج و خروجی‌های پژوهشگران را ناخودآگاهانه تحت تأثیر قرار داده باشد. در یکی از این پژوهش‌های پیشین، دی<sup>۱۲</sup> و بومیک<sup>۱۳</sup> [۸] با استفاده از نظریه کلاسیک کمناش<sup>۱۴</sup> ورق‌های سخت‌شده، رابطه‌ی را برای حداقل ضخامت پانل یک‌طرفه بتنی ارائه کردند؛ پایه رابطه‌سازی آن‌ها بر اساس دو معیار تسلیم ورق فولادی قبل از کمناش محلی هر کدام از پانل‌های فرعی<sup>۱۵</sup> و عدم وقوع کمناش کلی در ورق بنا شده بود [۱۵]. در ادامه رابطه‌سازی‌ها برای حداقل ضخامت پانل بتنی، وی<sup>۱۶</sup> و همکاران [۱۶] با انجام پژوهشی عددی، رابطه‌ی برای حداقل ضخامت پانل بتنی دو طرفه، در سیستم دیوار برشی مرکب با اتصال منقطع ورق فولادی و اجزای مرزی ارائه کردند؛ رابطه آن‌ها وابسته به نحوه چینش برشگیرها، ضخامت و مقاومت ورق فولادی و مدول الاستیسیته فولاد و بتن بود. وی و همکاران [۱۶] لاغری ورق فولادی بین ۲۰۰ تا ۵۰۰ را برای دیوارهای برشی مرکب مناسب ارزیابی کردند و فاصله‌ی برشگیرها را در این محدوده لاغری به ۵۰۰ میلی‌متر محدود کردند. در ادامه، مقدادیان و همکاران [۱۷] طی کار عددی دیگری، رابطه‌ی برای ضخامت پانل بتنی دیوار برشی مرکب دارای بازشو ارائه کردند؛ هدف آن‌ها ارائه ضخامت پانل بتنی کاهش‌یافته‌ای بود که رفتار دیوار برشی مرکب دارای بازشو را از نظر سختی اولیه سیستم به رفتار دیوار برشی مرکب بدون بازشو شبیه‌سازی کند. کی<sup>۱۷</sup> و

<sup>10</sup> Zhao

<sup>11</sup> Gap

<sup>12</sup> Dey

<sup>13</sup> Bhowmick

<sup>14</sup> Elastic Buckling Theory

<sup>15</sup> Sub-Panels

<sup>16</sup> Wei

<sup>17</sup> Qi

همکاران [۱۸] طی کاری تحلیلی، با استفاده از تئوری کمانش کشسان و با فرض هایی ساده کننده، رابطه ای برای حداقل ضخامت پانل بتنی دوطرفه سیستم دیوار برشی مرکب ارائه کردند؛ رابطه آن ها برای دیوارهای برشی مرکبی ارائه شده بود که هیچ گونه فاصله ای میان پانل بتنی و اجزای مرزی آن تعبیه نشده بود. به علاوه، رابطه کی و همکاران [۱۸] برای دیوارهای با نسبت ارتفاع به عرض ۰/۵ تا یک، حداکثر فاصله ی برشگیرهای ۲۵۰ میلی متر، ضخامت های ورق فولادی بین ۱۰ تا ۲۰ میلی متر و در بارگذاری های یک طرفه ارائه شده بود. در ادامه، ونگ<sup>۱۸</sup> و همکاران [۱۹]، با تاکید بر اینکه حداقل ضخامت های در نظر گرفته شده برای دیوارهای برشی مرکب تحت بارگذاری چرخه ای نسبت به بارگذاری یک طرفه به مراتب بالاتر است، رابطه کی و همکاران [۱۸] را اصلاح کردند. ضخامت پانل بتنی دوطرفه در رابطه ونگ و همکاران [۱۹] برای سیستم های دیوار برشی مرکب با فاصله ی برشگیرهای کمتر از ۴۰۰ میلی متر تحت بارگذاری چرخه ای معتبر بود. روابط ارائه شده جهت تخمین حداقل ضخامت پانل بتنی دیوار برشی مرکب در پژوهش های گذشته، به همراه محدودیت آن ها، در جدول ۱ بیان شده است.

جدول ۱: رابطه های پیشنهادی برای حداقل ضخامت پانل بتنی دیوار برشی مرکب

منبع مطالعه	رابطه ضخامت پانل بتنی*	نوع پانل بتنی	نوع بارگذاری	کاربرد ها / محدودیت ها
دی و بومیک [۸]	$0.65t_s^3 \sqrt{\left[ \frac{K_{sl} h^2 n}{K_{sg} SD} - \frac{Sn}{D} \right]^{**}}$	یک طرفه	چرخه ای	با فرض فاصله برشگیرهای برابر. با فرض وجود فاصله بین پانل و اجزای مرزی. $1/0 \leq$ نسبت ارتفاع به عرض دیوار $\leq 0.67$
وی و همکاران [۱۶]	$\left[ \frac{12f_y a^2 b^5 (1-v_c^2)}{\pi^2 E_c (a^2 + b^2)^2} - \frac{E_s t_s^3 (1-v_c^2)}{E_c (1-v_s^2)} \right]^{1/3***}$	دوطرفه	یک طرفه	با فرض عدم اتصال گوشه های ورق به اجزای مرزی. با فرض وجود فاصله بین پانل و اجزای مرزی. $1/0 \leq$ نسبت ارتفاع به عرض دیوار $\leq 0.5$ $600 \leq$ لاغری ورق فولادی $\leq 200$ $500$ mm فاصله برشگیرها
کی و همکاران [۱۸]	$1.213 \sqrt[3]{\frac{t_s f_y h^2}{k_v E_c} *****}$	دوطرفه	یک طرفه	با فرض عدم وجود فاصله بین پانل و اجزای مرزی. $1/0 \leq$ نسبت ارتفاع به عرض دیوار $\leq 0.5$ $10$ mm $\leq$ نسبت ارتفاع به عرض دیوار $\leq 20$ mm $1000$ mm فاصله برشگیرها
ونگ و همکاران [۱۹]	$\sqrt[3]{\frac{t_s f_y h^2}{11.8 k_v E_c} *****}$	دوطرفه	چرخه ای	با فرض عدم وجود فاصله بین پانل و اجزای مرزی. $1/0 \leq$ نسبت ارتفاع به عرض دیوار $\leq 0.5$ $10$ mm $\leq$ نسبت ارتفاع به عرض دیوار $\leq 20$ mm $400$ mm فاصله برشگیرها

\* در تمامی روابط  $t_s$  ضخامت ورق فولادی،  $E_c$  مدول الاستیسیته بتن،  $E_s$  مدول الاستیسیته فولاد،  $f_y$  تنش تسلیم ورق فولادی و  $h$  ارتفاع دیوار است.  
\*\*  $K_{sg}$  ضریب کمانش کلی است که مقدار حداقل آن برابر با  $3/64$  و  $6/9$  به ترتیب برای اتصالات مفصلی و اتصالات خمشی اجزای مرزی است.  $K_{sl}$  ضریب کمانش محلی است که برابر با  $14/58$  برای فاصله برابر برشگیرها است.  $D$  قطر برشگیرها،  $S$  فاصله برشگیرها و  $n$  برابر با نسبت مدولار است.  
\*\*\*  $a$  طول و  $b$  عرض مستطیل مورب تشکیل شده بین ورق های گاست گوشه های ورق فولادی هستند.  $v_c$  و  $v_s$  به ترتیب برابر ضریب پواسون مصالح بتنی و فولادی است.  
\*\*\*\*  $k_v$  برابر است با  $5.34 + 4\alpha^2$  برای  $1.0 \leq \alpha$  که  $\alpha$  نسبت ارتفاع به عرض دیوار است.  
\*\*\*\*\*  $\zeta$  به ترتیب برابر  $2.4 + \lambda/180$  برای  $\lambda \leq 300$  و  $3.6 + \lambda/730$  برای  $\lambda \geq 300$  است که  $\lambda$  ضریب لاغری ورق است.

از سویی آیین نامه های طراحی لرزه ای ضمن اشاره مختصر به سیستم دیوار برشی مرکب، حداقل ضخامت پانل بتنی برابر ۱۰۰ و ۲۰۰ میلی متر در صورت استفاده از به ترتیب یک پانل و دو پانل بتنی در طرفین ورق پیشنهاد شده است [۱۵]. این توصیه بدون در نظرگیری اثر فاصله ی برشگیرها و سایر پارامترهای موثر در تعیین ضخامت پانل بتنی فرض شده است. بنابراین، تعیین حد بهینه ضخامت پانل بتنی در شرایط مختلف سیستم، ضمن تضمین عملکرد مدنظر سیستم دیوار برشی مرکب و حفظ منابع، می تواند سایر نتایج مربوط به عملکرد این سیستم را معتبر سازد.

طبق تاریخچه پژوهشی ذکر شده و مقدمه مطرح شده، در پژوهش‌های گذشته، داده یا پژوهشی بر روی ضخامت مورد نیاز پانل بتنی در دیوار برشی مرکبی که پانل با یک شکاف از اجزای مرزی جداسازی شده باشد و و دیوار تحت بار چرخه‌ای قرار گرفته باشد، یافت نمی‌شود. همچنین در تمامی پژوهش‌های عددی، شبیه‌سازی رفتار اجزای فولادی با مدل‌های سخت‌شوندگی پویا صورت گرفته است؛ این در حالی است که طبق آزمایشات رفتار فولاد تحت بار چرخه‌ای، ترکیبی از سخت‌شوندگی‌های ایزوتروپیک و سخت‌شوندگی پویا است. براساس این شکاف‌های پژوهشی شناسایی شده، هدف از مطالعه پیش رو تعیین حد مناسب ضخامت پانل بتنی دوطرفه، با اثر عوامل مختلف در دیوارهای برشی مرکب طی پژوهشی عددی هدف مطالعه قرار گرفته است. در پژوهش حاضر طی مطالعه‌ای عددی، اثر فاصله برشگیرها و نسبت ارتفاع به عرض دیوار<sup>۱۹</sup> توأمان با ضخامت‌های متفاوت پانل بتنی در بیش از ۱۰۰ نمونه دیوار برشی مرکب تحت بار چرخه‌ای بررسی شده است. سپس، ضخامت مناسب پانل بتنی در سیستم‌های دیوار برشی مرکب با مشخصات مختلف، طی دو رویکرد انتخاب گردیده است. در انتها، رابطه‌ای جهت محاسبه ضخامت پانل بتنی مناسب با بهره‌گیری از برنامه‌نویسی چند تابعی ارائه گردیده است. مهم‌ترین نوآوری‌های مطالعه کنونی به صورت خلاصه شامل موارد ذیل می‌شود:

- توسعه یک مدل عددی دقیق برای شبیه‌سازی رفتار دیوارهای برشی مرکب با در نظر گرفتن سخت‌شوندگی ترکیبی ایزوتروپیک و پویا برای مصالح فولادی
- ارائه رابطه برای پیش‌بینی ضخامت مورد نیاز پانل بتنی در دیوارهای مرکب دارای شکاف بین پانل بتنی و اجزای مرزی برای نخستین بار
- در نظر گرفتن دامنه گسترده‌تری از نسبت‌های ابعادی برای دیوار برشی در ارائه رابطه مذکور

در ادامه پژوهش، نحوه ساخت و مشخصات نمونه‌ها، معرفی مدل‌های مصالح اجزا، شیوه بارگذاری، صحت سنجی مدل عددی و رویکردهای انتخاب پانل بتنی مناسب در بخش ۲ ارائه می‌شوند. بخش ۳ به بررسی نتایج، بحث و تحلیل مدل‌های عددی، انتخاب و ارائه رابطه‌ای برای ضخامت پانل بتنی مناسب اختصاص یافته است. در نهایت در بخش ۴، نکات اصلی و جمع‌بندی نهایی پژوهش ارائه شده است.

## ۲- روش تحقیق

### ۲-۱- مشخصات نمونه‌های عددی

کلیه نمونه‌های عددی، سیستم‌های یک‌دهانه، یک طبقه با مقیاس ۱:۱ و با ارتفاع ورق فولادی ۳۰۰۰ میلی‌متر هستند. جهت کاهش اثرات اجزای مرزی بر عملکرد باربری جانبی سیستم و مشاهده حداکثر اثر ورق فولادی بر پانل بتنی، اتصالات اجزای مرزی به صورت مفصلی شبیه‌سازی شدند؛ فاصله‌ای ۱۰ میلی‌متری بین اجزای مرزی به عنوان بادخور در نظر گرفته شد و جان جز مرزی افقی به وسیله نبشی جان به بال اجزای مرزی قائم متصل گردیده است. به‌علاوه، تمام درجات آزادی گره‌های متصل به تکیه‌گاه نمونه عددی بسته شده است. نمای کلی و برخی از جزئیات نمونه‌های عددی در شکل ۱ نشان داده شده است.

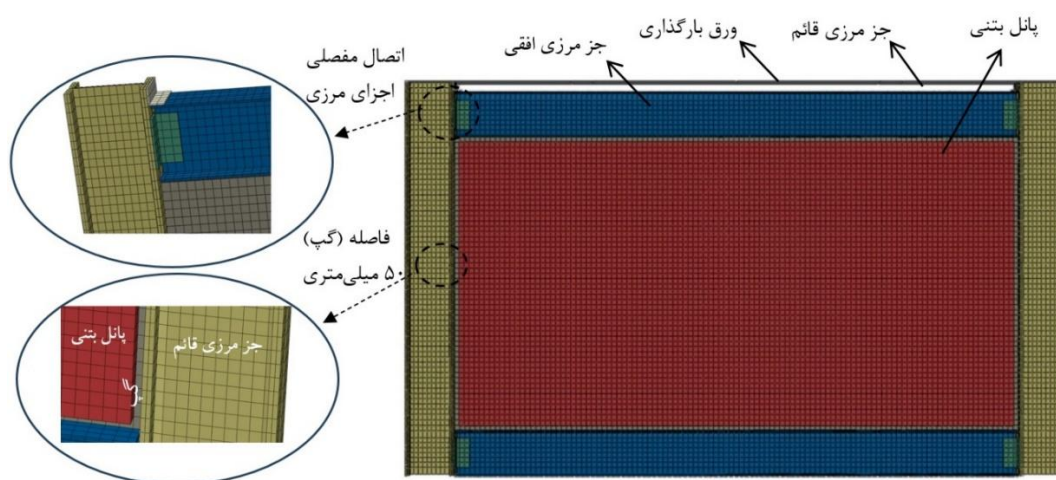
نمونه‌های عددی بر اساس نسبت ارتفاع به عرض سیستم به سه گروه تقسیم و هر گروه در سه فاز تحلیل شد؛ سه نسبت ارتفاع به عرض ۰/۵، یک و دو برای دیوار در نظر گرفته شد که چهار ضخامت ورق فولادی و دو فاصله برشگیر متفاوت در هر یک از این گروه‌ها، به عنوان مشخصات متغیر دیوار در نظر گرفته شدند. نمونه‌ها در هر یک از گروه‌ها در سه فاز تحت بار چرخه‌ای قرار گرفتند (جدول ۲):

فاز یک: دیوار برشی فولادی. نمونه‌های این فاز فاقد هیچ‌گونه پانل بتنی، برشگیر و میلگرد هستند.

فاز دو: دیوار برشی فولادی مقید. همان نمونه‌های فاز یک هستند با این تفاوت که در سراسر بارگذاری چرخه‌ای، از تغییر مکان خارج از صفحه تمامی گره‌های ورق فولادی جلوگیری شده است.

<sup>19</sup> Aspect Ratio

فاز سوم: دیوار برشی مرکب. با قرار دادن پانل بتنی در دو طرف ورق دیوار برشی فولادی (فاز یک)، نمونه‌های این فاز ساخته می‌شوند. بهینه‌ترین ضخامت پانل بتنی برای سیستم دیوار برشی مرکب از نمونه‌های این فاز انتخاب شده است.



شکل ۱: نمونه‌ای از دیوار برشی مرکب شبیه‌سازی شده پژوهش حاضر با نسبت ارتفاع به عرض ۰/۵.

جدول ۲: مشخصات و متغیرهای نمونه‌های عددی پژوهش.

شماره فاز	نوع دیوار	نسبت ارتفاع به عرض	متغیرهای نمونه‌ها		
			ضخامت ورق فولادی (میلی‌متر)	فاصله برشگیرها (میلی‌متر)	ضخامت پانل بتنی (میلی‌متر)
۱	دیوار برشی فولادی	۰/۵ - ۱/۰ - ۲/۰	۲ - ۵ - ۱۰ - ۱۵	-	-
۲	دیوار برشی فولادی	۰/۵ - ۱/۰ - ۲/۰	۲ - ۵ - ۱۰ - ۱۵	-	-
۳	دیوار برشی مرکب	۰/۵ - ۱/۰ - ۲/۰	۲ - ۵ - ۱۰ - ۱۵	۲۵۰ - ۵۰۰	متغیر

## ۲-۲- سایر شرایط مرزی، قیدها، رفتار اجزای در تماس

برای ساده‌سازی اتصالات جوشی در شبیه‌سازی‌های عددی، از قید Tie استفاده می‌شود. تمامی گره‌های ورق فولادی به وسیله قید Tie به گره‌های مشترک با اجزای مرزی متصل گردیدند. از آنجا که اتصالات بین اجزای مرزی به صورت مفصلی در نظر گرفته شده است، تمامی گره‌های مشترک بال اجزای مرزی قائم و جان اجزای مرزی افقی به گره‌های نبشی تودلی مقید شده است (شکل ۱). جهت مدفون‌سازی اجزای سیستم مثل میلگردها و برشگیرها در پانل بتنی، از قید Embed استفاده می‌شود. در این قید، المان مدنظر برای مدفون‌سازی<sup>۲۰</sup> در المان میزبان<sup>۲۱</sup> دفن می‌شود به گونه‌ای که درجه آزادی انتقالی گره المان مدفون شده حذف و با توجه به درون‌یابی درجه آزادی گره‌های المان میزبان تعیین می‌شود [۲۰]. همچنین، تمام درجات آزادی گره‌های پای اجزای مرزی قائم بسته شده‌اند. با فرض تیرهای خارج از صفحه و سقف برای سیستم، درجه آزادی خارج از صفحه انتقالی اجزای مرزی قائم در فاصله ارتفاع اجزای مرزی قائم و همچنین گره‌های بال بالایی جز مرزی قائم بالایی بسته شده است.

برای کلیه اجزای در تماس سیستم، دو رفتار در راستای عمودی<sup>۲۲</sup> و مماسی<sup>۲۳</sup> در نظر گرفته شده است. برای عدم نفوذ<sup>۲۴</sup> اجزا به داخل یکدیگر، رفتار فشاری<sup>۲۵</sup> با ویژگی تماس سخت<sup>۲۶</sup> برای راستای عمودی انتخاب شد؛ به گونه‌ای که اجازه جدایی اجزا بعد از برخورد داده

<sup>20</sup> Slave

<sup>21</sup> Master

<sup>22</sup> Normal Behavior

<sup>23</sup> Tangential Behavior

<sup>24</sup> Penetration

<sup>25</sup> pressure-overclosure

شده است<sup>۲۷</sup>. همچنین برای رفتار مماسی، مدل تماسی کولمب جهت برهمکنش بین صفحات فولادی و پانل بتنی برگزیده شد. مقدار ضریب اصطکاک<sup>۲۸</sup> بین ۰ تا ۰/۷ تأثیر چندانی بر پاسخ‌های درون صفحه ندارد به گونه‌ای که در پژوهش‌های گذشته مقدار این ضریب در همین محدوده با پاسخ‌های مناسب همراه شده است [۲۱-۲۳]. از این رو، در این پژوهش مقدار ۰/۳ انتخاب گردیده است. همچنین، جهت جلوگیری از مشکلات همگرایی کماتش غیر خطی<sup>۲۹</sup> و کمک به پیش‌بینی شروع کماتش ورق فولادی، نقض اولیه‌ای برای ورق‌های فولادی سیستم دیوار برشی فولادی (نمونه‌های فاز یک) در نظر گرفته شد. نقض اولیه با توجه به الگوی تغییر شکل مد اول تحلیل کماتشی ورق برابر با ۰/۱٪ عرض ورق فولادی اعمال شد [۲۴، ۲۵].

## ۲-۳- مشخصات اجزای نمونه‌های عددی

در جدول ۳ مشخصات هر یک از اجزای سیستم دیوار برشی مرکب معرفی شده است. همچنین لازم به ذکر است، در تمامی نمونه‌های فاز سه (دیوارهای برشی مرکب)، فاصله‌ای به اندازه ۵۰ میلی‌متر (حدود ۱/۱۵٪ ارتفاع سیستم) بین ورق فولادی و پانل‌های بتنی در نظر گرفته شده است (شکل ۱). همچنین، قطر میلگردهای دیوار در تمام نمونه‌ها به گونه‌ای انتخاب شد تا این اجزا کمترین اثر را بر رفتار سیستم داشته باشند [۱۴]. بنابراین درصد میلگردگذاری در تمام نمونه‌ها ۰/۲۵٪، برابر با حداقل درصد آرماتور در هر مقطع دیوارهای برشی سنتی انتخاب شد [۲۶]. به علاوه، با توجه به ضخامت پانل بتنی هر نمونه، طول برشگیرهای ۲۰ میلی‌متر کمتر از ضخامت پانل بتنی شبیه‌سازی شد. از آنجا که نسبت طول به قطر برشگیرهای (گلمیخ) بزرگ‌تر از چهار، منجر به رفتار مناسب در سیستم دیوار برشی مرکب می‌شود [۲۷]. بنابراین، قطر ۱۰ میلی‌متر برای کلیه برشگیرها انتخاب شد.

جدول ۳: مشخصات اجزای نمونه‌های عددی پژوهش.

نام جز	مصالح جز*	مقطع جز	نوع المان جز محدود
ورق فولادی	ASTM A36	طبق جدول ۲	S4R <sup>30</sup>
پانل بتنی	C25	طبق جدول ۲	C3D8R <sup>31</sup>
جز قائم**	ASTM A572-Gr50	W18x158	S4R
جز افقی**	ASTM A572-Gr50	W18x76	S4R
برشگیرها	A490	به قطر ۱۰ میلی‌متر	B31 <sup>32</sup>
میلگردها	AII	۰/۲۵٪ سطح مقطع پانل بتنی	T3D2 <sup>33</sup>
نبشی جان	ASTM A572-Gr50	L15x15	C3D8R

\* شبیه‌سازی هر یک از مصالح فولادی و بتنی اجزای سیستم به ترتیب در بخش ۲-۳-۱ و ۲-۳-۲ شرح داده شده است.  
\* طبق توصیه‌های [۱۵] طرح شده است.

## ۲-۳-۱- شبیه‌سازی مصالح فولادی اجزای سیستم

اکثر شبیه‌سازی‌های عددی مصالح فولادی دیوارهای برشی مرکب به وسیله سخت شوندگی پویا<sup>۳۴</sup> انجام گرفته است که اساس آن جابه‌جا شدن مرکز سطح تسلیم در فضای تنش، بدون تغییر در اندازه سطح تسلیم است. با این وجود، در آزمایشات چرخه‌ای مختلف فولاد، تغییر ابعاد سطح تسلیم که نشان‌دهنده نوع سخت شوندگی ایزوتروپیک<sup>۳۵</sup> فولاد است، به‌وضوح مشاهده شده است [۲۸]. از این رو

<sup>26</sup> Hard Contact

<sup>27</sup> Allow separation after contact

<sup>28</sup> A coefficient of friction

<sup>29</sup> nonlinear buckling problem

<sup>30</sup> Three-dimensional- 4-node doubly curved thin or thick shell, reduced integration

<sup>31</sup> An 8-node linear brick, reduced integration

<sup>32</sup> A 2-node linear beam in space.

<sup>33</sup> A 2-node linear 3-D truss

<sup>34</sup> Kinematic Hardening

<sup>35</sup> Isotropic Hardening

استفاده از مدل با سخت‌شوندگی ترکیبی<sup>۳۶</sup> برای رفتار چرخه‌ای اجزا با مصالح فولادی پیشنهاد می‌شود. مدل سخت‌شوندگی ترکیبی هم‌زمان قادر به اعمال چندین نوع سخت‌شوندگی پویا (طبق شکل ۲) به رفتار اجزای فولادی است که دقت رفتاری فولاد را در بازه‌های مختلف کرنش، بالا می‌برد [۲۹]؛ از آنجا که استفاده از بارگذاری‌ها با نرخ‌های متفاوت کرنش برای شبیه‌سازی نمودار تنش-کرنش فولاد در مدل‌های الاستوپلاستیک روشی ایده‌آل برای به دست آوردن رفتار فولاد در چرخه‌های رفت و برگشتی است [۳۰]، این مدل برای شبیه‌سازی عددی پژوهش حاضر انتخاب شده است.

### سخت‌شوندگی ایزوتروپیک

رابطه (۱) از معروف‌ترین رابطه‌های حاکم بر گسترش سطح تسلیم مصالح فولادی است که بر اساس کرنش مومسان فولاد بیان می‌شود [۳۱]:

$$\sigma^0 = \sigma|_0 + Q_\infty (1 - e^{-b\varepsilon_p}) \quad (1)$$

که  $Q_\infty$  و  $b$  عامل‌های وابسته به ماده و  $\varepsilon_p$  کرنش موثر معادل تنش فن میزس است و  $\sigma|_0$  تنش تسلیم اولیه (اندازه سطح تسلیم در کرنش خمیری صفر) و  $\sigma^0$  اندازه سطح تسلیم است. عامل‌های  $Q_\infty$  و  $b$  به عنوان نمایندگان ضرایب سخت‌شوندگی ایزوتروپیک برای هر نوع فولاد شناخته می‌شوند.

### سخت‌شوندگی پویا

تابع سخت‌شوندگی پویا از رابطه (۲) بیان می‌شود:

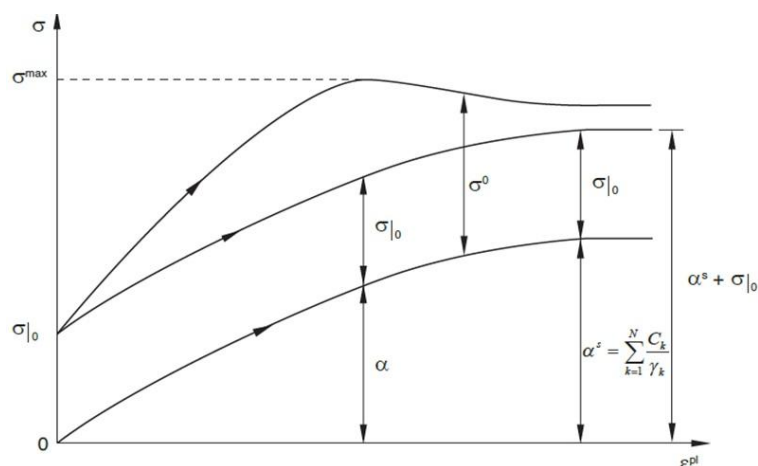
$$\dot{\alpha} = C \dot{\varepsilon}_p \frac{1}{\sigma_0} (\sigma - \alpha) - \gamma \alpha \varepsilon_p \quad (2)$$

که  $\alpha$  تانسور تنش بازگشت<sup>۳۷</sup> طبق رابطه (۳) و  $\alpha_i$  تنش بازگشت  $i$  ام (طبق شکل ۲) است و  $C$  و  $\gamma$  عامل‌های وابسته به ماده و نماینده ضرایب سخت‌شوندگی پویا مصالح فولادی هستند. این ضرایب با استفاده از آزمایش‌های مختلف بارگذاری چرخه‌ای و یکنواخت با نرخ‌های مختلف کرنش برای هر نوع فولاد، قابل ارزیابی و کالیبراسیون هستند. طبق توصیه [۳۲]، استفاده از حداقل سه تنش بازگشت، می‌تواند رفتار سخت‌شوندگی پویا مصالح فولادی با نقطه تسلیم پایین را در گستره‌ی بزرگی از کرنش‌ها، شبیه‌سازی کند. با استفاده از عملیات ریاضی بر روی داده‌های پژوهش [۳۳]، شامل نمونه‌هایی گوناگون تحت بارگذاری چرخه‌ای در تغییرات کرنش مختلف، ضرایب سخت‌شوندگی ایزوتروپیک و پویا برای هر دو نوع فولاد در جدول ۴ گزارش شده است.

جدول ۴: مشخصات مصالح فولادی سازگار با بارگذاری چرخه‌ای در پژوهش حاضر [۳۳-۳۵].

نوع فولاد*	E (MPa)	$\nu$	$\sigma_y^m$ (MPa)	$\sigma_y^c$ (MPa)	$Q_\infty$ (MPa)	b	$\gamma_1$	$C_1$	$\gamma_2$	$C_2$	$\gamma_3$	$C_3$	$\gamma_4$	$C_4$
A36	۱۸۳۴۹۷	۰/۳	۲۵۰	۱۵۵/۸	۱۳۷	۱۰	۳۷۷۰	۲۸۱۴۸۲	۶۲۱	۴۸۶۴۸	۱۰/۷	۷۵۲۷	۰	۸۲۷
A572-Gr50	۱۸۲۱۵۳	۰/۳	۳۵۰	۲۵۱/۷	۸۳	۴	۴۵۸۵	۱۲۵۴۱۵	۳۲۴	۲۸۸۶۸	۴۲	۲۶۷۵	۰	۱۴۵

<sup>36</sup> Combined Hardening  
<sup>37</sup> Back Stress Tensor



شکل ۲: رفتار چرخه‌ای مصالح فولادی سازگار با مدل سخت‌شوندگی ترکیبی [۲۹].

### ۲-۳-۲- شبیه‌سازی مصالح بتنی پانل بتنی

جهت شبیه‌سازی رفتار مصالح پانل بتنی در دیوارهای برشی مرکب پژوهش، از مدل آسیب خمیری<sup>۳۸</sup> (CDP) استفاده شده است. این مدل، رفتار بتن را در بارگذاری‌های چرخه‌ای و دینامیکی به خوبی بازتاب می‌دهد [۴۸]. مدل آسیب خمیری با استفاده از تئوری خمیری به خوبی مواد ناکشسان مستقل از نرخ کرنش<sup>۳۹</sup> را تحلیل می‌کند به طوری که می‌توان طیف گسترده‌ای از رفتارها، مانند اتساع<sup>۴۰</sup> و زوال سختی<sup>۴۱</sup>، را با دقت مناسبی شبیه‌سازی کرد. در این مدل کرنش خمیری بر اساس کرنش ناکشسان بیان می‌شود. با این روش، می‌توان به اطلاعاتی مانند ترک خوردگی دست یافت که ارتباط چندانی با مومسانی ندارند. تئوری پلاستیسیته به کار رفته در مدل CDP، به مراتب ساده‌تر از تئوری‌هایی مانند نظریه مکانیک شکست<sup>۴۲</sup> و مکانیک آسیب پیوسته<sup>۴۳</sup> است [۳۶]. شکل ۳ خلاصه‌ای از روند و گام‌های طی شده جهت شبیه‌سازی رفتار مصالح پانل بتنی پژوهش حاضر را بیان می‌کند.

شکل سطح تسلیم مدل آسیب خمیری بر اساس مدل اصلاح‌شده مدل لوبلینر و همکاران [۳۶] که توسط لی و فنوس [۳۷] ارائه شده، انتخاب گردیده است. همچنین جهت بیان تغییر حجم بتن در حالت‌های شدید ناکشسان که سبب اعوجاج خمیری می‌شود، می‌توان از توابع پتانسیل خمیری بهره گرفت [۳۶]. در پژوهش حاضر از تابع جریان هایپربولیک دراکر-پراگر [۳۸] برای شبیه‌سازی این تغییر حجم در مصالح بتنی استفاده شد [۲۹]. عامل‌های روابط شکل سطح تسلیم و تابع جریان در جدول ۵ آورده شده‌اند.

رفتار بتن در فشار بعد از نقطه تسلیم (نقطه اوج نمودار تنش-کرنش) یا رفتار نرم‌شوندگی، به شدت به محصورشدگی<sup>۴۴</sup> بتن وابسته است. با توجه به نحوه قرارگیری و میلگرد گذاری پانل بتنی، مدل‌های رفتاری بتن غیر محصور برای دیوارهای برشی مرکب پژوهش حاضر پیشنهاد می‌شود. یک از این مدل‌های رفتاری پیشنهادی کرییرا<sup>۴۵</sup> و چو<sup>۴۶</sup> [۳۹] است که برای تخمین نمودار تنش-کرنش بتن معمولی ( $f_c' \leq 50 \text{MPa}$ ) در بارگذاری فشاری برگزیده شد. همچنین، برای ساخت نمودار تنش-کرنش کششی بتن از مدل هوردیک [۴۰] استفاده شد؛ این مدل به دلیل دخیل کردن عرض ترک بحرانی در روابط خود، از دقت خوبی برای شبیه‌سازی رفتار بتن در تنش‌های کششی برخوردار است. مقادیر اعمال‌شده برای شبیه‌سازی بتن با رده C25 در جدول ۶ بیان شده و نمودار تنش - کرنش بتن در هر دو رفتار فشاری و کششی در شکل ۴-الف نشان داده شده است. همچنین، از آنجا که رفتار بتن در قسمت نرم‌شوندگی وابستگی بیشتر به اندازه شبکه‌بندی دارد [۳۶]، بنابراین از مدل الفرچ<sup>۴۷</sup> و همکاران [۴۱]، که اندازه شبکه اجزا را در روابط خود دخیل کرده است، جهت

<sup>38</sup> Concrete Damage Plasticity

<sup>39</sup> Rate-Independent Inelastic

<sup>40</sup> Dilatancy

<sup>41</sup> Stiffness Degradation

<sup>42</sup> Fracture Mechanics

<sup>43</sup> Continuum Damage Mechanics

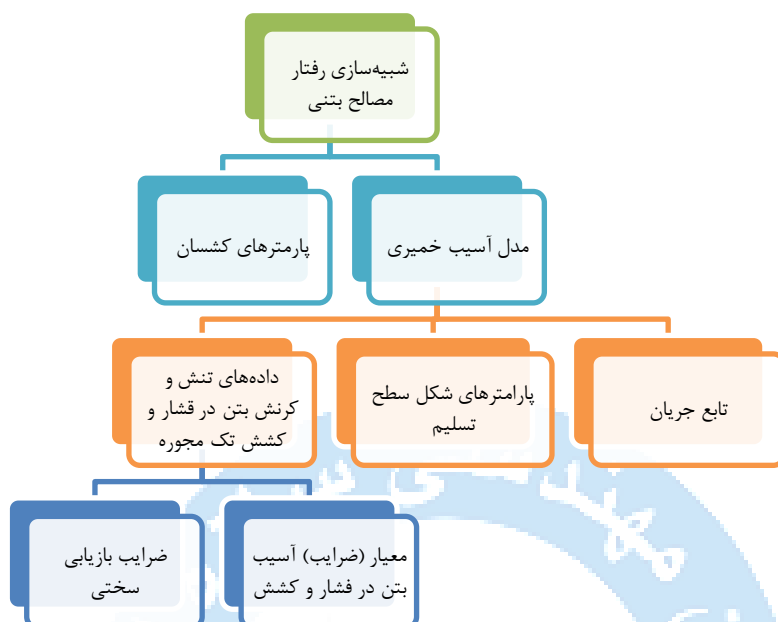
<sup>44</sup> Confinement

<sup>45</sup> Carreira

<sup>46</sup> Chu

<sup>47</sup> Alfarah

شبه‌سازی معیار تسلیم<sup>۴۸</sup> بعد از ناحیه رفتار خطی مصالح بتنی، استفاده شده است. در جدول ۷ داده‌های مدل آسیب آورده شده است و در شکل ۴-ب نمودار روند پیشرفت آسیب فشاری بتن با افزایش کرنش اینالاستیک نشان داده شده است.



شکل ۳: فلوچارت روند شبه‌سازی مصالح بتنی بر اساس مدل آسیب خمیری در دیوارهای برشی مرکب پژوهش.

جدول ۵: پارمترهای مدل شکل سطح تسلیم و تابع جریان مصالح بتنی.

$\bar{\lambda}$	$f_{b0}/f_{c0}$	$K_c$	$\psi$	$\nu$
۰/۱	۱/۱۶	۰/۶۷	۳۰	۰/۲

جدول ۶: پارمترهای مدل پیشنهادی برای ساخت نمودار تنش - کرنش بتن در فشار و کشش.

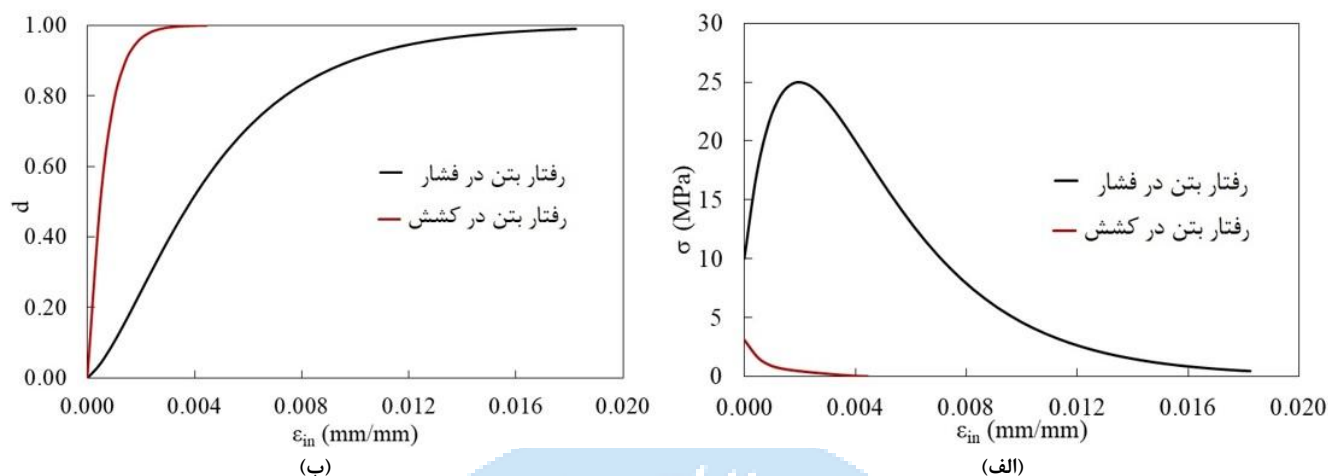
پارمترهای محاسبه نمودار تنش-کرنش بتن در کشش [۴۰]					پارمترهای محاسبه نمودار تنش-کرنش بتن در فشار [۳۹]							
$c_2$	$c_1$	$w_c$ (mm)	$\epsilon'_t$	$f_{tm}$ (MPa)	$\beta$	$E_{ci}$ (MPa)	$E_0$ (MPa)	$\epsilon'_{c0}$	$\rho_c$ (kg/m <sup>3</sup> )	$f_{0,c}$ (MPa)	$f_{ck}$ (MPa)	$f'_c$ (MPa)
۶/۹۳	۳/۰۰	۰/۳۳۶	۰/۰۰۰۰۸۷	۲/۰	۲/۱۸۶	۱۲۵۰۰	۲۳۰۳۹	۰/۰۰۲	۲۳۰۰	۱۰	۱۸	۲۵

جدول ۷: پارمترهای مدل آسیب الفرح و همکاران [۴۱] برای ساخت مدل آسیب بتن در فشار و کشش.

پارمترهای محاسبه آسیب کششی بتن						پارمترهای محاسبه آسیب فشاری بتن					
$\omega_t$	$b_t$	$a_t$	$g_t$ (MPa)	$G_f$ (N/mm)	$l_{ca}$ (mm)	$\omega_c$	$b_c$	$a_c$	$g_c$ (MPa)	$G_{ch}$ (N/mm)	$l_{ca}$ (mm)

<sup>48</sup> Damage Criteria

۰/۰ ۱۰۳۲/۹۵۷ ۱/۰۰۰ ۰/۰۰۳ ۰/۱۳۰ ۴۵ ۱/۰ ۱۰۸/۴۵۸ ۷/۸۷۳ ۰/۴۵۵ ۲۰/۴۸۲ ۴۵



شکل ۴: رفتار بتن تحت بارگذاری یک طرفه. الف: نمودار تنش-کرنش. ب: نمودار روند پیشرفت آسیب در برابر کرنش اینالاستیک.

## ۴-۲- بارگذاری و تحلیل نمونه‌های عددی

### ۴-۲-۱- شیوه بارگذاری

در این پژوهش از راهنمای آزمایش‌های لرزه‌ای اجزای سازه‌های فولادی<sup>۴۹</sup> (یا ATC24) جهت بارگذاری چرخه‌ای نمونه‌ها استفاده شده است. این دستورالعمل برای آزمایشاتی گردآوری شده که به نتیجه‌های لرزه‌ای سازه نظیر ویژگی‌های مقامتی و سختی و تغییرات وابسته به تاریخچه بارگذاری مانند سخت‌شوندگی‌های چرخه‌ای<sup>۵۰</sup>، نرم‌شوندگی<sup>۵۱</sup>، زوال<sup>۵۲</sup> و شکست<sup>۵۳</sup> می‌انجامد. بارگذاری پیشنهادی به صورت تغییر مکان-کنترل و در تعداد مشخصی گام افزایشی به صورت چرخه‌ای<sup>۵۴</sup> به هر نمونه اعمال می‌شود. هر گام از تعدادی چرخه تشکیل شده است. هر چرخه به صورت رفت و برگشتی و به صورت کاملاً متقارن تعریف شده و نقطه اوج در هر گام، مشخص‌کننده بیشترین تغییر مکانی است که سازه در آن گام تجربه می‌کند [۴۲]. در جدول ۸ شیوه کلی بارگذاری هر نمونه را طبق دستورالعمل ATC-24 بیان شده است.

جدول ۸: شیوه انجام بارگذاری تغییر مکان-کنترل بر اساس دستورالعمل ATC-24 [۴۲].

شماره گام (i)	تعداد چرخه (n <sub>i</sub> )	تغییر مکان اوج گام (δ <sub>i</sub> )	نوع کنترل
0	≥6	≤δ <sub>y</sub>	نیرو کنترل-تغییر مکان کنترل
i=1,3	≥3	δ <sub>y</sub> +(i-1)Δ	تغییر مکان کنترل
i=4,m	≥2	δ <sub>y</sub> +(i-1)Δ	تغییر مکان کنترل

\* δ<sub>y</sub> نقطه تسلیم سیستم در بارگذاری یکطرفه است که بر اساس روش‌های پیشنهادی [۴۲] برای هر نمونه استخراج می‌شود.

<sup>49</sup> Guidelines For Cyclic Seismic Testing Of Components Of Steel Structures

<sup>50</sup> Cyclic Hardening

<sup>51</sup> Softening

<sup>52</sup> Deterioration

<sup>53</sup> Failure

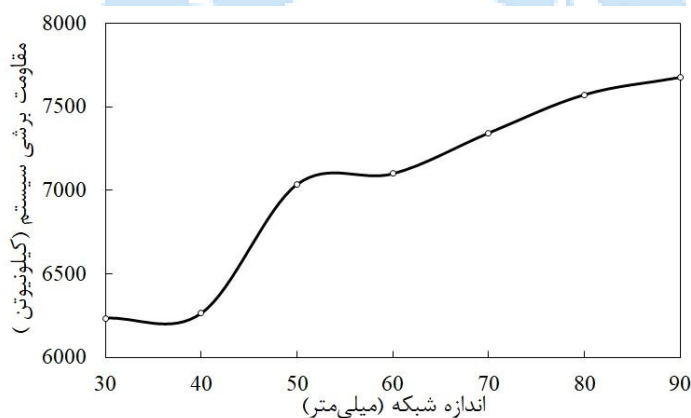
<sup>54</sup> Stepwise Increasing Deformation Cycles

## ۲-۴-۲- شیوه تحلیل

جهت تحلیل نمونه‌های اجزای محدود ساخته شده تحت بارگذاری چرخه‌ای از حلگر صریح<sup>۵۵</sup> استفاده شده است. این حلگر ابزار قدرتمندی برای شبیه‌سازی مسائل دینامیکی با نرخ بالا، مسائل غیرخطی شدید و دارای تغییر شکل‌های بزرگ و مسائل با مشخصات مصالح پیچیده است. در حلگر صریح همگرایی سیستم هیچ‌گاه بررسی نمی‌گردد با این وجود برای کوچک کردن انحراف رفتار سیستم از حالت تعادل، تعداد گام‌های حل مسئله، افزایش می‌یابد<sup>۵۶</sup>؛ این امر موجب صرفه‌جویی در هزینه‌های محاسباتی پژوهش‌های عددی می‌شود. جهت شبیه‌سازی اجزای محدود نمونه‌ها نیز از کتابخانه حلگر صریح نرم‌افزار آباکوس استفاده شده است؛ نوع المان هر جز در جدول ۳ بیان شده است.

## ۲-۵- آنالیز حساسیت شبکه‌بندی

در پژوهش حاضر جهت انجام تحلیل حساسیت اندازه شبکه اجزا، دیوارهای برشی مرکب با اندازه متفاوت شبکه، مورد تحلیل قرار گرفتند. در این پژوهش، از مقاومت برشی نهایی سیستم به عنوان معیار اصلی جهت انتخاب اندازه شبکه مناسب برای اجزای سیستم استفاده شد؛ طبق شکل ۵، با کاهش ابعاد شبکه ۴۰ به ۳۰ میلی‌متر، تنها ۵٪ از مقاومت برشی سیستم کاسته شده است و با افزایش اندازه شبکه از ۴۰ به ۵۰ میلی‌متر، مقاومت برشی تنها ۱۲٪ افزایش می‌یابد. پس، جهت برقراری تعادل مطلوب بین اندازه شبکه و هزینه‌های محاسباتی، اندازه شبکه ۴۵ میلی‌متری برای نمونه‌های عددی این پژوهش انتخاب شد.



شکل ۵: مقاومت برشی سیستم با شبکه‌بندی‌های متفاوت در نمونه عددی با نسبت ارتفاع به عرض یک، ضخامت ورق فولادی ۵ میلی‌متر، ضخامت پانل بتنی ۸۰ میلی‌متر و فاصله‌ی برشگیرهای ۲۵۰ میلی‌متر.

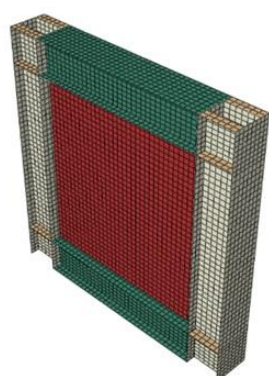
## ۲-۶- راستی آزمایی

برای بررسی صحت و دقت شبیه‌سازی مصالح اجزا سیستم، المان‌های انتخابی برای اجزا و شرایط مرزی سیستم، پژوهش عرب‌زاده و همکاران [۴۳] جهت راستی‌آزمایی انتخاب شد؛ پانل بتنی دیوار برشی مرکب آزمایش آن‌ها با فاصله نسبت به اجزای مرزی اجرا شده و مصالح فولادی آن‌ها مطابق مصالح انتخابی پژوهش حاضر بودند. بعد از شبیه‌سازی و تحلیل نمونه آزمایشگاهی (شکل ۶)، برخی گزارشات آزمایش نظیر نمودارهای هیستریزس (شکل ۷-الف)، پوش برش پایه-تغییر مکان (شکل ۷-ب) و برخی مشاهدات میدانی مثل تغییر شکل ورق فولادی در انتهای آزمایش (شکل ۸)، با نتایج نمونه‌های عددی مقایسه شدند. اختلاف‌های بسیار پایین مقادیر آزمایشگاهی

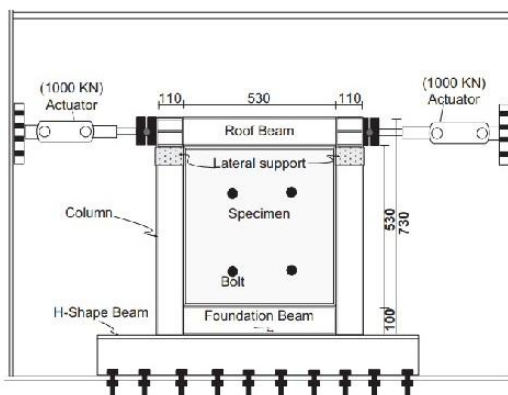
<sup>55</sup> Explicit Solver

<sup>56</sup> حلگر صریح، برخلاف حلگر استاندارد (Standard Solver)، در هر گام معادلات تعادل را اعمال نکرده و پایداری مسئله را بررسی نمی‌کند. به همین دلیل این حلگر، با واگرایی‌های که در مسائل تماسی (Contacts) پیچیده رخ می‌دهد، کمتر مواجه می‌شود.

و عددی، برای مثال اختلاف کمتر از ۲٪ در مقادیر حداکثر مقاومت برشی سیستم (جدول ۹)، حاکی از دقت و صحت مدل‌های عددی انتخابی در پیش‌بینی رفتار واقعی سیستم دارند.

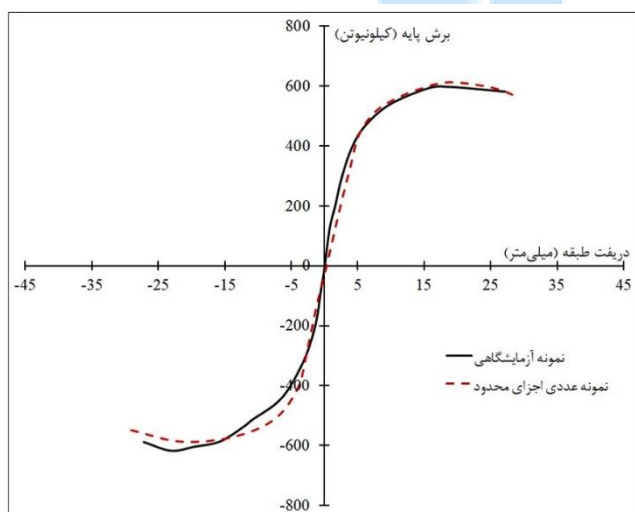


(ب)

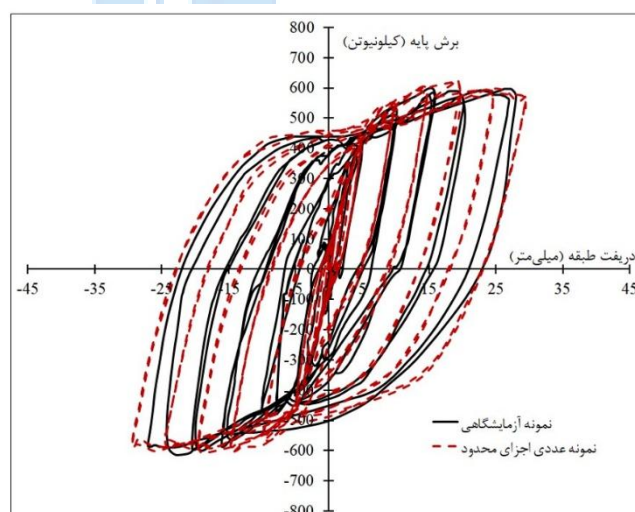


(الف)

شکل ۶: دیوار برشی مرکب عرب‌زاده و همکاران [۴۳]. الف: مشخصات نمونه آزمایشگاهی. ب: نمونه عددی ساخته شده جهت راستی‌آزمایی.

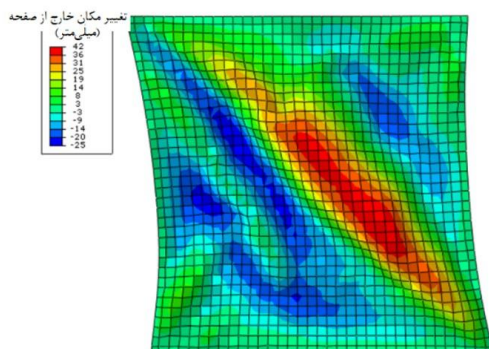


(ب)



(الف)

شکل ۷: مقایسه نتایج نمونه آزمایشگاهی دیوار برشی مرکب عرب‌زاده و همکاران [۴۳] با نمونه اجزای محدود شبیه‌سازی شده. الف: نمودار هیستریزس. ب: نمودار پوش برش پایه-تغییر مکان.



(الف)

(ب)

شکل ۸: تطابق و تشابه الف: تغییر شکل نهایی ورق فولادی در آزمایش عربزاده و همکاران [۴۳] با ب: تغییر شکل نهایی ورق فولادی در نمونه عددی اجزای محدود.

جدول ۹: مقایسه درصد خطای نتایج آزمایش عربزاده و همکاران [۴۳] با نمونه عددی شبیه‌سازی شده.

تغییر مکان تسلیم*			سختی اولیه** (کیلو نیوتن/ میلی‌متر)			تغییر مکان متناظر مقاومت بیشینه			مقاومت برشی بیشینه (کیلو نیوتن)		
خطا	عددی	آزمایشگاهی	خطا	عددی	آزمایشگاهی	خطا	عددی	آزمایشگاهی	خطا	عددی	آزمایشگاهی
۷	۰/۰۱۳۲	۰/۰۱۴۲	۳۰	۹۳	۱۳۴	۱	۰/۰۳۱۹	۰/۰۳۱۵	۲	۶۰۱	۶۱۰

داده‌های جدول با میانگین‌گیری مقادیر در دررفت‌های مثبت و منفی محاسبه شده‌اند.

\* بر اساس روش انرژی اتلافی معادل<sup>۵۷</sup> [۴۴] محاسبه شده است.

\*\* بر اساس شیب نمودار در نسبت دررفت ۰/۰۲۵ ( نصف نسبت دررفت ۰/۰۰۵ ) به دست آمده است.

## ۷-۲- انتخاب ضخامت بهینه پانل بتنی

### ۱-۷-۲- رویکرد انتخاب ضخامت بهینه پانل بتنی

جهت انتخاب ضخامت بهینه‌ی پانل بتنی، می‌توان معیارهای متفاوتی را در نظر گرفت. میزان تأخیر در کمانش ورق فولادی، میزان آسیب به پانل بتنی و یا رسیدن به میزان مشخصی پیشرفت از نظر مقاومت کلی سیستم دیوار برشی مرکب نسبت دیوار برشی فولادی، از جمله این معیارها هستند. در این پژوهش، از رویکرد سوم جهت ارائه ضخامت بهینه‌ی پانل بتنی دیوار برشی مرکب، استفاده شد. در این روش، دو نسبت دررفت به عنوان دررفت مینا انتخاب شدند. شرط انتخاب ضخامت مناسب پانل بتنی برای هر گروه از نمونه‌های پژوهش، رسیدن مقاومت هر نمونه دیوار برشی مرکب فاز سه (شرح داده شده در بخش ۱-۳) در هر یک از دررفت‌های مینا، به مقاومت نمونه‌ی فاز دو است.

### ۲-۷-۲- نسبت دررفت مینا جهت انتخاب ضخامت بهینه پانل بتنی

نسبت دررفت بسته به نوع خطرپذیری محل ساخت و ارتفاع سازه و نوع سیستم باربر جانبی، در آئین‌نامه‌های مختلف محدود شده است. آئین‌نامه بارگذاری آمریکا دررفت ۱٪ تا ۲٪ را، بسته به سطح خطرپذیری سازه، به عنوان حد دررفت مجاز برای ساختمان‌های با تعداد طبقات بیش از چهار طبقه برای سازه‌های با دیوار برشی غیر بنایی، معرفی کرده است [۶۹]. از طرفی در پژوهش آستانه‌اصل و ژائو [۱۶]، دررفت ۴٪ به عنوان دررفت متناظر با مقاومت نهایی دیوار برشی مرکب گزارش شده است. در نتیجه در پژوهش حاضر، نسبت دررفت ۲٪ و ۴٪ به عنوان دررفت‌های مینای بخش ۳-۷-۱ در نظر گرفته شدند. در ادامه، ضخامت بهینه پانل بتنی به دست آمده در نسبت دررفت ۲٪ و ۴٪ به ترتیب ضخامت بهینه رویکرد اول و دوم خوانده شده‌اند.

## ۳- نتایج و بحث بر روی نتایج

### ۱-۳- نتایج

ضخامت بهینه‌ی پانل بتنی هر یک از نمونه‌ها با فاصله‌ی برشگیرهای ۲۵۰ و ۵۰۰ میلی‌متری (تشریح شده در بخش ۳-۱)، بر اساس رویکرد اول و دوم پژوهش (تشریح شده در بخش ۳-۷)، در جدول ۱۰ تا جدول ۱۲ برای هر سه گروه نمونه‌ها، برحسب میلی‌متر گزارش شده‌اند. لازم به ذکر است، اختلاف مقاومت برشی کل نمونه‌ای که دارای ضخامت بهینه است، با نمونه متناظر دیوار برشی فاز دو، کمتر از پنج درصد است. برای مثال، شکل ۹ مقاومت هر یک از نمونه‌های فاز سه با فاصله‌ی برشگیرهای ۲۵۰ میلی‌متر، نسبت به مقاومت

<sup>57</sup> Equivalent Energy Absorption

نمونه‌ی متناظر فاز دو را در دیوار با نسبت ارتفاع به عرض یک نشان می‌دهد؛ ضخامت‌های بهینه پانل بتنی برگزیده شده در جدول ۱۱، نمونه‌هایی با مقادیر بالاتر از ۹۵٪ مقاومت نمونه متناظر فاز دو هستند.

جدول ۱۰: ضخامت بهینه پانل بتنی دوطرفه (برحسب میلی‌متر) بر اساس دو رویکرد در دیوار برشی مرکب با نسبت ارتفاع به عرض ۰/۵.

رویکرد اول (دریافت مبنای ۲٪)		رویکرد دوم (دریافت مبنای ۴٪)		ضخامت ورق فولادی (میلی‌متر)
فاصله برشگیرهای ۲۵۰ میلی‌متری	فاصله برشگیرهای ۵۰۰ میلی‌متری	فاصله برشگیرهای ۲۵۰ میلی‌متری	فاصله برشگیرهای ۵۰۰ میلی‌متری	
۵۰	۵۰	۷۰	۷۰	۲
۶۰	۷۰	۷۰	۸۰	۵
۶۰	۷۰	۸۰	۷۰	۱۰
۵۰	۶۰	۷۰	۷۰	۱۵

جدول ۱۱: ضخامت بهینه پانل بتنی دوطرفه (برحسب میلی‌متر) بر اساس دو رویکرد در دیوار برشی مرکب با نسبت ارتفاع به عرض یک.

رویکرد اول (دریافت مبنای ۲٪)		رویکرد دوم (دریافت مبنای ۴٪)		ضخامت ورق فولادی (میلی‌متر)
فاصله برشگیرهای ۲۵۰ میلی‌متری	فاصله برشگیرهای ۵۰۰ میلی‌متری	فاصله برشگیرهای ۲۵۰ میلی‌متری	فاصله برشگیرهای ۵۰۰ میلی‌متری	
۴۰	۴۰	۴۰	۵۰	۲
۶۰	۷۰	۷۰	۱۰۰	۵
۶۰	۷۰	۸۰	۱۱۰	۱۰
۵۰	۶۰	۷۰	۹۰	۱۵

جدول ۱۲: ضخامت بهینه پانل بتنی دوطرفه (برحسب میلی‌متر) بر اساس دو رویکرد در دیوار برشی مرکب با نسبت ارتفاع به عرض دو.

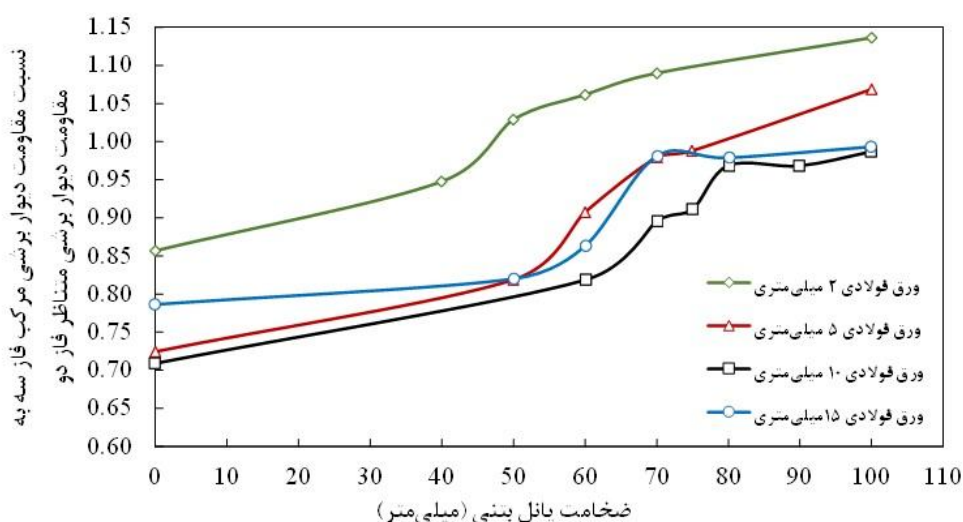
رویکرد اول (دریافت مبنای ۲٪)		رویکرد دوم (دریافت مبنای ۴٪)		ضخامت ورق فولادی (میلی‌متر)
فاصله برشگیرهای ۲۵۰ میلی‌متری	فاصله برشگیرهای ۵۰۰ میلی‌متری	فاصله برشگیرهای ۲۵۰ میلی‌متری	فاصله برشگیرهای ۵۰۰ میلی‌متری	
۴۰	۴۰	۴۰	۴۰	۲
۵۰	۸۰	۷۰	۱۰۰	۵
۶۰	۱۰۰	۸۰	*	۱۰
۶۰	۷۰	*	*	۱۵

\* در این موارد، مقاومت برشی نمونه‌های فاز سه با تعبیه هیچ ضخامتی از پانل بتنی، به ۹۵٪ مقاومت برشی نمونه‌های فاز دو نرسیده‌اند.

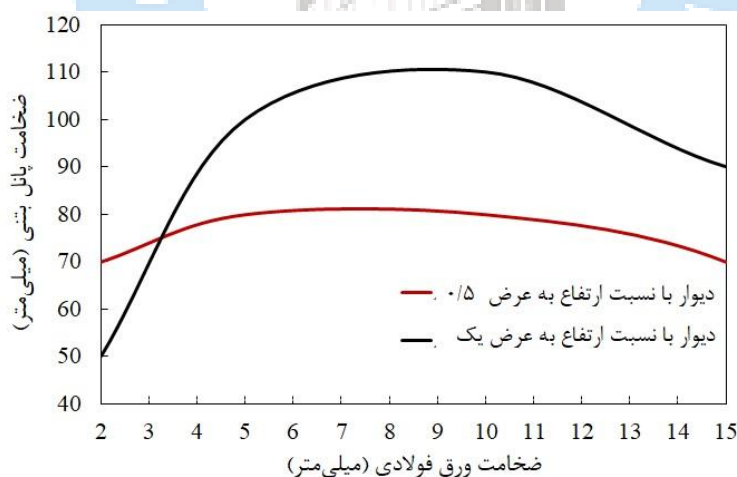
## ۲-۲- بحث بر روی نتایج

## ۳-۲-۱- اثر نسبت ارتفاع به عرض دیوار بر ضخامت بهینه پانل بتنی

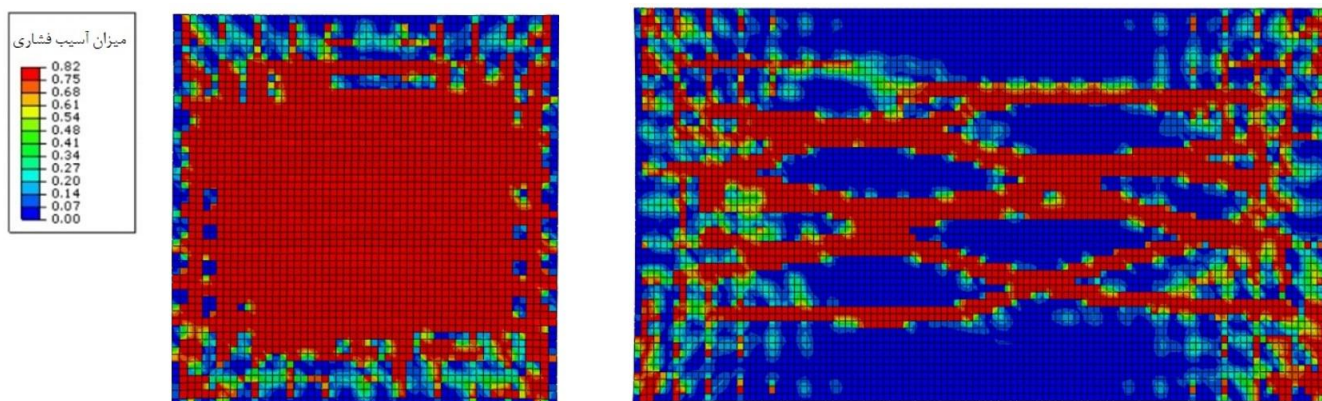
به طور کلی با کاهش نسبت ارتفاع به عرض دیوار، برای ورق‌های فولادی ضخیم‌تر از ۵ میلی‌متر، ضخامت بهینه‌ی پانل بتنی بر اساس رویکرد اول و دوم، کاهش می‌یابد (برای مثال، شکل ۱۰). با دقت در روند و شکل آسیب در پانل بتنی، می‌توان علل این یافته را توجیه نمود؛ به طوری که طبق شکل ۱۱، در یک دررفت مشخص و با ویژگی‌های ثابت نمونه‌ها، رشد آسیب کمتری در پانل بتنی دیوار با نسبت ارتفاع به عرض ۰/۵ نسبت به پانل بتنی دیوار با نسبت ارتفاع به عرض یک، دیده شد. لازم به ذکر است که در ورق‌های با ضخامت کم‌نظیر ۲ میلی‌متر، به علت اختلاف کم مقاومت دیوار برشی مقید با مقاومت دیوار برشی فولادی در دیوار با نسبت ارتفاع به عرض دو، عملاً با ضخامت‌های ناچیز پانل بتنی، ورق فولادی مقید شده است.



شکل ۹: مقایسه مقاومت برشی نمونه‌های فاز دو و فاز سه در نسبت دررفت ۴٪ در دیوار با نسبت ارتفاع به عرض یک و فاصله برشگیرهای ۲۵۰ میلی‌متر.



شکل ۱۰: اثر نسبت ارتفاع به عرض دیوار بر ضخامت بهینه‌ی پانل بتنی در دیوار با فاصله‌ی برشگیرهای ۵۰۰ میلی‌متر.



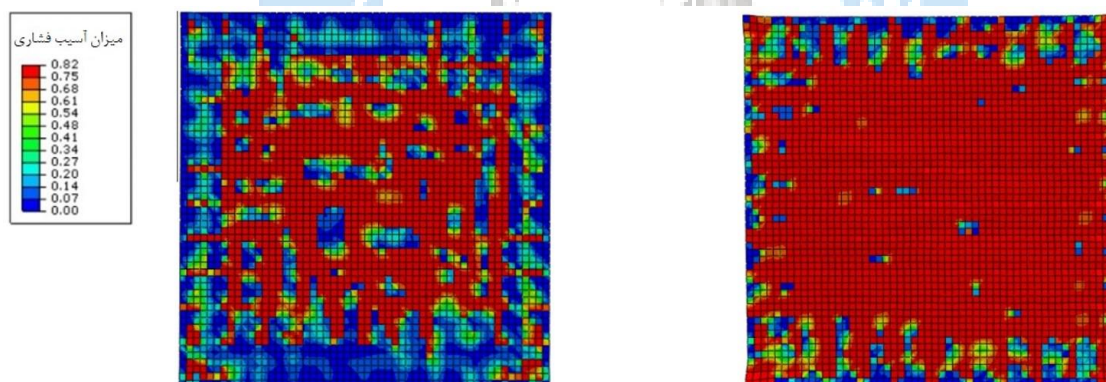
(ب)

(الف)

شکل ۱۱: آسیب فشاری پانل بتنی با ضخامت ۷۰ میلی‌متر در دیوار با ورق فولادی ۱۰ میلی‌متر و فاصله‌ی برشگیرهای ۲۵۰ میلی‌متر در نسبت دررفت ۰.۲٪ الف: دیوار با نسبت ارتفاع به عرض ۰.۵. ب: دیوار با نسبت ارتفاع به عرض یک.

### ۳-۲-۳- اثر نسبت ضخامت ورق فولادی بر ضخامت بهینه پانل بتنی

در تمامی نمونه‌های با نسبت ارتفاع به عرض ۰.۵ و یک، با افزایش ضخامت ورق فولادی تا ۱۰ میلی‌متر، تقاضا برای پانل بتنی، روندی افزایشی دارد. این درحالی است که از ضخامت ورق فولادی ۱۰ تا ۲۰ میلی‌متر، نیاز به ضخامت پانل بتنی، بر اساس هر دو رویکرد، کاهش می‌یابد. علت را می‌توان در ظرفیت کمانشی بیشتر ورق‌های فولادی ضخیم‌تر یافت؛ افزایش بار کمانشی ورق فولادی عملاً منجر به تعویق رشد آسیب پانل بتنی (شکل ۱۲) و در نتیجه افزایش ظرفیت پانل بتنی برای مقیدسازی ورق فولادی شده است.



(ب)

(الف)

شکل ۱۲: آسیب فشاری پانل بتنی با ضخامت ۶۰ میلی‌متر در دیوار با نسبت ارتفاع به عرض یک و فاصله‌ی برشگیرهای ۲۵۰ میلی‌متر در نسبت دررفت ۰.۲٪ الف: دیوار با ورق فولادی ۲ میلی‌متر ب: دیوار با ورق فولادی ۱۵ میلی‌متر.

### ۳-۲-۳- اثر فاصله برشگیرها بر ضخامت بهینه پانل بتنی

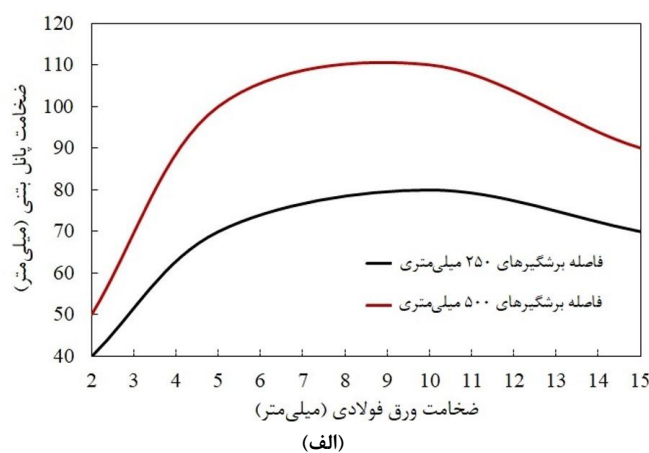
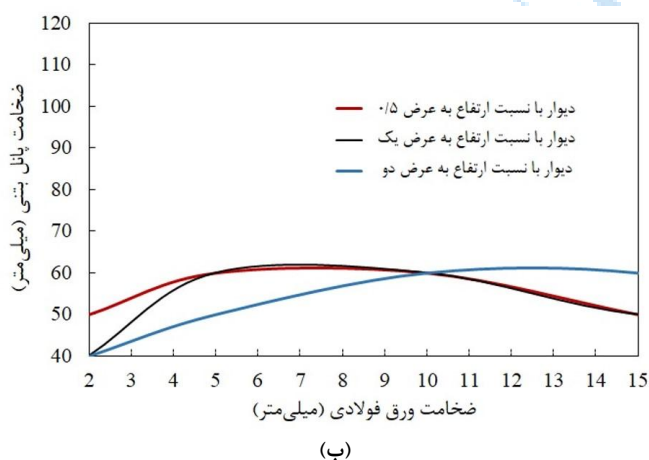
به‌طور کلی با افزایش فاصله‌ی برشگیرها از ۲۵۰ به ۵۰۰ میلی‌متر، در تمامی گروه‌ها، ضخامت بهینه‌ی پانل بتنی، برای ضخامت مشخصی از ورق فولادی و برای هر دو رویکرد پانل بتنی، افزایش می‌یابد (برای مثال، شکل ۱۳-الف). هر چند که با افزایش فاصله برشگیرها، در نسبت دررفت ثابت، آسیب در پانل بتنی کاهش می‌یابد؛ اما به علت تغییر مد کمانشی ورق فولادی، کمانش محلی ورق نسبت به کمانش کلی آن غالب و تعداد موج‌های کمانشی بیشتری در ورق پدیدار می‌شود (شکل ۱۴). گزارش کاهش مقادیر تغییر مکان خارج صفحه با افزایش فاصله برشگیرها در برخی پژوهش‌ها [۱۳، ۴۵]، حاکی از همین تغییر مد کمانشی ورق فولادی است.

با این تفاسیر، هرچند که ضخامت بهینه‌ی پانل بتنی بر اساس پارامترهای پژوهش تا حدودی به‌طور جداگانه قابل تفسیر است، اما بعضی از مشاهدات حاکی از تأثیر این پارامترها بر یکدیگر، به خصوص فاصله برشگیرها، و متعاقباً بر ضخامت پانل بتنی دارد. در نتیجه بررسی توأمان این پارامترها بر ضخامت بهینه‌ی پانل بتنی، به تفسیر روشن‌تر برخی مشاهدات و تناقضات کمک شایانی خواهد کرد. برای مثال با کاهش فاصله برشگیرها، اختلاف ضخامت بهینه پانل بتنی در نمونه‌های مختلف، به شدت کاهش می‌یابد (شکل ۱۳-ب)؛ به‌طوری‌که می‌توان اثر پارامتر نسبت ارتفاع به عرض و ضخامت ورق فولادی در تعیین ضخامت بهینه‌ی پانل را حذف نمود. در صورت طرح و انتخاب مناسب فاصله‌ی برشگیرها، می‌توان کران بالایی از ضخامت پانل بتنی را جهت مهار کلیه ضخامت‌های ورق فولادی در تمام نسبت‌های ارتفاع به عرض دیوار برگزید. روشی که در برخی پژوهش‌ها نیز برای انتخاب حداقل ضخامت پانل بتنی به کار گرفته شده است [۱۲، ۱۵، ۱۶، ۲۲، ۲۷]. هر چند که در برخی نمونه‌ها این شیوه باعث ارائه طرح‌های محافظه‌کارانه خواهد شد.

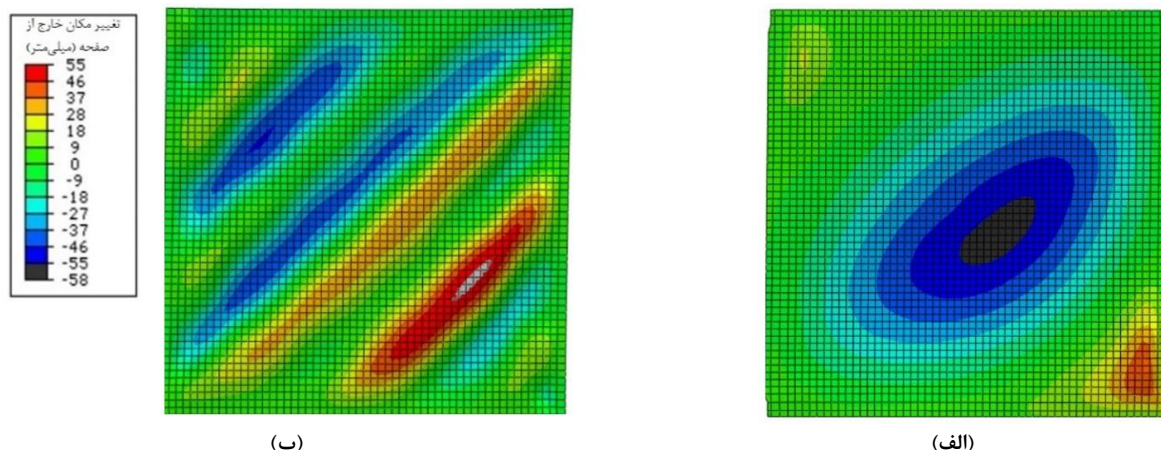
### ۳-۲-۴- مقایسه ضخامت بهینه‌ی پانل بتنی با یافته‌های سایر پژوهش‌ها

نتایج بررسی ضخامت بهینه پانل بتنی پژوهش حاضر با نتایج حاصل از روابط ارائه شده در پژوهش‌های پیشین (ذکر شده در جدول ۱)، در شکل ۱۵ با یکدیگر مقایسه شده‌اند. طبق شکل ۱۵، ضخامت‌های بهینه پانل بتنی به‌دست‌آمده در این پژوهش، چه بر اساس دریافت مبنای ۲٪ و چه بر اساس دریافت مبنای ۴٪، اختلاف مشهودی نسبت به مقادیر پیشنهادی آئین‌نامه [۱۵] دارد؛ عدم در نظرگیری اثر پارامترهای مختلف بر برآورد ضخامت پانل بتنی نظیر فاصله‌ی برشگیرها، نسبت ابعادی دیوار، ضخامت ورق فولادی و وجود فاصله میان اجزای مرزی و پانل بتنی، سبب پیشنهاد مقدار محافظه‌کارانه‌ای توسط آئین‌نامه [۱۵] شده است.

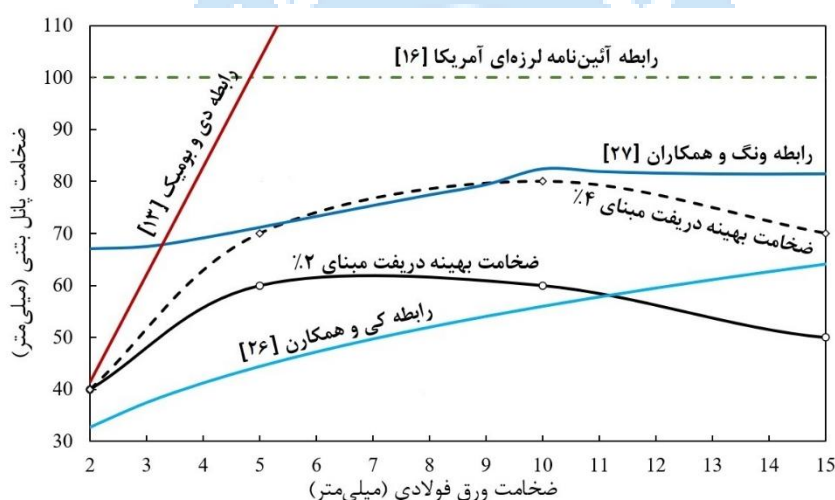
همچنین، با مقایسه مقادیر ضخامت پانل بتنی پیشنهادی در سایر پژوهش‌ها نسبت به مقادیر پیشنهادی پژوهش حاضر، می‌توان به نکاتی پی برد؛ تخمین مقادیر ضخامت بهینه پانل بتنی پژوهش ونگ و همکاران [۱۹] برای دیوارهای برشی مرکبی ارائه شده بود که تا دریافت ۲٪ بارگذاری شده‌اند. اختلاف معناداری بین ضخامت پانل بتنی پیشنهادی ونگ و همکاران [۱۹] نسبت به ضخامت‌های بهینه پانل بتنی که بر اساس دریافت مبنای ۲٪ در این پژوهش به دست آمده‌اند، دیده می‌شود؛ علت اصلی این اختلاف را می‌توان عدم وجود فاصله بین اجزای مرزی و پانل بتنی در نمونه‌های ونگ و همکاران [۱۹] دانست. برخورد پانل بتنی به اجزای مرزی در همان ابتدای بارگذاری سیستم و شروع زود هنگام آسیب در پانل بتنی سبب افزایش تقاضای پانل بتنی برای مهار ورق فولادی می‌شود. همچنین، مقادیر ارائه شده توسط کی و همکاران [۱۸]، ضخامت پانل بتنی را دسته پایین تخمین می‌زند؛ علت را می‌توان اعمال بارگذاری یک‌طرفه برای سیستم توسط کی و همکاران [۱۸] دانست. لازم به ذکر است که مقایسه نتایج پژوهش حاضر با مقادیر ارائه شده توسط دی و بومیک [۸]، نشان از اختلاف زیاد بین تقاضای پانل بتنی یک‌طرفه و دوطرفه در دیوارهای برشی مرکب دارد.



شکل ۱۳: اثر فاصله برشگیرها بر ضخامت بهینه پانل بتنی در الف: دیوار با نسبت ارتفاع به عرض یک بر اساس رویکرد دوم. ب: دیوار با نسبت‌های ارتفاع به عرض مختلف بر اساس رویکرد اول.



شکل ۱۴: تغییر مکان خارج از صفحه (بر حسب میلی متر) متناظر با دررفت ۲/۵٪ در ورق فولادی با ضخامت ۱۰ میلی متر در دیوار برشی با نسبت ارتفاع به عرض یک و ضخامت پانل بتنی ۷۰ میلی متر. الف: فاصله ی برشگیر ۲۵۰ میلی متری. ب: فاصله ی برشگیر ۵۰۰ میلی متری.



شکل ۱۵: مقایسه ضخامت بهینه پانل بتنی پژوهش حاضر با مقادیر ارائه شده در سایر پژوهش ها برای دیوار برشی مرکب به ارتفاع ۳۰۰۰ میلی متر با نسبت ارتفاع به عرض یک، ورق با مشخصات فولاد نرمه و فاصله ی برشگیرهای ۲۵۰ میلی متر.

### ۳-۳- رابطه سازی ضخامت بهینه پانل بتنی

جهت پیش بینی و بیان روابط ریاضی در علوم مختلف از رویکرد الگوریتم تکاملی<sup>۵۸</sup> (EA) بهره گرفته می شود. در پژوهش حاضر، جهت پیش بینی ضخامت بهینه ی پانل بتنی، از یک رویکرد الگوریتمی جدید به نام برنامه نویسی چندتابعی<sup>۵۹</sup> (MEP) استفاده شده است. از MEP برای حل بسیاری از مسائل پیچیده محاسباتی مانند رگرسیون سمبولیک<sup>۶۰</sup>، استفاده می شود؛ زیرا مزیت اصلی MEP، برنامه ریزی راه حل های متعدد در یک کروموزوم<sup>۶۱</sup> است [۴۶]. در جدول ۱۳ عامل های پنداشتی جهت پیش بینی ضخامت بهینه ی پانل بتنی ارائه شده است.

جدول ۱۳: ضخامت بهینه عامل های پنداشتی روش MEP جهت پیش بینی ضخامت بهینه ی پانل بتنی.

<sup>58</sup> Evolutionary Algorithm

<sup>59</sup> Multi-Expression Programming

<sup>60</sup> Symbolic regression

<sup>61</sup> Chromosome: در برنامه نویسی چندتابعی، رشته های خطی هستند که برنامه های رایانه ای پیچیده را رمزنگاری می کنند.

نام عامل	طول کد	احتمال عملگرها	احتمال متغیرها	احتمال ثابتها	تعداد ثابتها	احتمال متقاطع	احتمال جهش	اندازه ترنم	تعداد پردازش	تعداد نسلها	تعداد زیرجمعیت	اندازه
مقدار عامل	۶۰۰	۰/۴۹	۰/۴۹	۰/۰۲	۰	۰/۹۵	۰/۰۱	۲	۵۰	۱۰۰	۵	۱۰۰

طبق رویکرد الگوریتم تکاملی و باتوجه به عامل‌های پنداشتی، ضعیف‌ترین گزینه‌ها حذف شده و راه‌حل‌های با ارزش‌تر نگه‌داری می‌شوند. این راه‌حل‌های در چرخه‌های بعدی ارزیابی می‌شوند و مجدداً راه‌حل‌های مناسب‌تر فیلتر می‌شوند. این روند تا رسیدن به پاسخ مطلوب مسئله ادامه می‌یابد [۴۶]. بر اساس این رویکرد، ضخامت بهینه پانل بتنی دوطرفه برای دیوارهای برشی مرکب طبق رویکرد اول و دوم این پژوهش به ترتیب طبق رابطه (۳) و رابطه (۴) ارائه شده‌اند؛ جهت بررسی دقت رابطه‌های پیش‌بینی ضخامت بهینه پانل بتنی، از معیارهای مختلفی برای اندازه‌گیری خطا استفاده شد. مقدار هر یک از این معیارها در جدول ۱۴ محاسبه و بیان شده است.

$$t_{opt,1} = t_s \left(1 + \frac{1}{A^2}\right) (\log_{10}^{9.72247/t_s}) + \ln(t_s S)^2 - t_s + A + \sqrt{t_s \left(1 + \frac{1}{A^2}\right)} \quad (3)$$

$$t_{opt,2} = \frac{\log_2^{(3S-t_s+A)}}{A^2 \sqrt{\log_{10}^S}} + \ln S + 2t_s + \frac{(\log_2^S \log_2^{t_s})^2}{t_s} \quad (4)$$

که  $t_{opt,1}$  و  $t_{opt,2}$  به ترتیب ضخامت بهینه پانل بتنی بر اساس رویکرد اول و دوم برای سیستم دیوار برشی مرکب با شکاف بین پانل بتنی و اجزای مرزی است. همچنین،  $A$  نسبت ارتفاع به عرض سیستم،  $S$  فاصله‌ی برشگیرها برحسب میلی‌متر و  $t_s$  ضخامت ورق فولادی برحسب میلی‌متر است.

جدول ۱۴: بررسی میزان دقت روابط پیشنهادی بر اساس معیارهای مختلف خطا.

معیار خطا	RMSE	MAE	IME	R <sup>2</sup>
رابطه (۳)	۰/۱۲	۰/۰۹	۰/۰۹	۰/۸۰
رابطه (۴)	۰/۱۹	۰/۱۳	۰/۱۱	۰/۷۴

#### ۴- جمع‌بندی

تمرکز این پژوهش، بررسی ضخامت بهینه پانل بتنی دیوار برشی مرکب با شکاف بین پانل بتنی و اجزای مرزی تحت بار چرخه‌ای با شبیه‌سازی اجزای محدود، به وسیله نرم‌افزار تجاری آباکوس، اختصاص داشت. بیش از ۱۰۰ نمونه‌ی عددی در سه گروه، با حلگر صریح آباکوس تحلیل شدند. نمونه‌ها بر اساس نسبت ارتفاع به عرض دیوار ۰/۵، یک و دو، گروه‌بندی و در هر گروه، چهار ضخامت ورق فولادی و دو فاصله‌ی برشگیر در نظر گرفته شد. جهت آشنایی بهتر با رفتار دیوار برشی مرکب، نمونه‌های دیوار برشی فولادی متناظر هر نمونه نیز شبیه‌سازی و تحلیل شدند. با در نظرگیری عامل‌های متفاوت در هر نمونه، ضخامت بهینه پانل بتنی با استفاده از دو رویکرد متفاوت محاسبه گردید. در انتهای پژوهش نیز با گردآوری داده‌های حاصل از تحلیل نتایج نمونه‌های اجزای محدود و به کمک روش برنامه‌نویسی MEP، رابطه‌ای جهت محاسبه ضخامت بهینه پانل بتنی سیستم دیوار برشی مرکب ارائه شد. مهم‌ترین نکات حاصل از نتایج این پژوهش، به‌طور خلاصه به شرح زیر است:

۱- نتایج پژوهش نشان از محافظه‌کارانه بودن انتخاب ضخامت پانل بتنی ۱۰۰ میلی‌متری پیشنهادی توسط آئین‌نامه‌های طراحی برای کلیه دیوارها با پانل بتنی دوطرفه دارد. عدم در نظرگیری عوامل مختلف مثل فاصله‌ی برشگیرها، لاغری ورق فولادی و وجود یا عدم وجود فاصله میان اجزای مرزی و پانل منجر به ارائه مقدار محافظه‌کارانه توسط این آئین‌نامه شده است.

۲- با ثابت فرض کردن فاصله‌ی برشگیرها، با افزایش ضخامت ورق فولادی تا مقدار ۱۰ میلی‌متر، تقاضای پانل بتنی افزایش می‌یابد اما از ضخامت ورق فولادی ۱۰ تا ۱۵ میلی‌متر تقاضای پانل بتنی کاهش می‌یابد. همچنین، طبق نتایج این پژوهش، کاهش نسبت ارتفاع به عرض دیوار، به پانل‌های بتنی با ضخامت کمتری برای دیوار برشی مرکب منجر می‌شود. علت را می‌توان در نحوه شروع و توزیع آسیب پانل بتنی جست‌وجو کرد.

۳- ضخامت بهینه پانل بتنی وابستگی شدید به فاصله‌ی میان برشگیرها دارد. در صورتی استفاده از فاصله‌ی کم برای برشگیرها (۲۵۰ میلی‌متر) می‌توان تا حد زیادی اثر ضخامت ورق فولادی و نسبت ابعادی دیوار را بر ضخامت بهینه پانل بتنی کاهش داد. به طوری که با تعبیه ضخامت پانل بتنی ۶۰ و ۸۰ میلی‌متری به ترتیب برای دررفت مبنای ۲٪ و ۴٪، می‌توان کلیه نمونه‌ها را به حداکثر ظرفیت خود رساند.

۴- مقایسه نتایج پژوهش با کارهای پیشین نشان داد، در نظرگیری فاصله میان اجزای مرزی و پانل بتنی تأثیر به‌سزایی در کاهش تقاضای ضخامت‌های پانل بتنی سیستم دارد. به طوری که برای ورق فولادی ۱۰ میلی‌متر با فاصله‌ی برشگیرها ۲۵۰ میلی‌متری و در دررفت مبنای ۲٪، ضخامت پانل بتنی ۶۰ و ۸۰ میلی‌متر به ترتیب برای دیوار برشی با و بدون فاصله میان اجزای مرزی و پانل بتنی مورد نیاز خواهد بود. همچنین، برآورد ضخامت بهینه پانل بتنی تحت رفتار رفت و برگشتی سیستم، مقادیر بالاتری را نسبت به بارگذاری یک‌طرفه ارائه خواهد داد.

## مراجع

1. Agelidis, N. and D. Mansell. *ELEMENT DESIGN FOR A STEEL SERVICES CORE*. in *Seventh Australasian Conference on the Mechanics of Structures and Materials, University of Western Australia, Nedlands, WA, May 12-14, 1980*. 1980. University of Western Australia.
2. Driver, R.G., U.o.A.D.o. Civil, and E. Engineering, *Seismic behaviour of steel plate shear walls*. 1997, University of Alberta Canada.
3. Pachideh, G., M. Gholhaki, and M. Shiri. *Modeling and analysis of thin steel plate shear walls using the new method*. in *2nd international conference on civil engineering, architecture & urban planning elites*. 2016.
4. Gholhaki, M., G. Pachideh, and A. Javahertarash, *Capacity spectrum of SPSW using pushover and energy method without need for calculation of target point*. Structures, 2020. **26**: p. 516-523.
5. Qian, X. and A. Astaneh-Asl, *Development of a high-performance steel plate shear wall system*. International Journal of Earthquake and Impact Engineering, 2016. **1**(1-2): p. 57-80.
6. Sugii, K. and M. Yamada. *Steel panel shear walls with and without concrete covering*. in *Proceedings on CD-Rom, 11th World Conference on Earthquake Eng., Acapulco, Mexico*. 1996.
7. Gharaei-Moghaddam, N., M. Meghdadian, and M. Ghalehnovi, *Innovations and advancements in concrete-encased steel shear walls: A comprehensive review*. Results in Engineering, 2023. **19**: p. 101351.
8. Dey, S. and A.K. Bhowmick, *Seismic performance of composite plate shear walls*. Structures 6, 2016: p. 59-72.
9. Yadegari, A., G. Pachideh, M. Gholhaki, and M. Shiri. *Seismic performance of C-PSW*. in *2nd international conference on civil engineering, architecture & urban planning elites*. 2016.
10. Zhao, Q. and A. Astaneh-Asl, *Cyclic behavior of traditional and innovative composite shear walls*. Journal of Structural Engineering, 2004. **130**(2): p. 271-284.
11. Munesi, A., M. Gholhaki, M.K. Sharbatdar, and V. Pachideh, *Study on the gap width between the steel plate and concrete panels on behavior of the buckling-restrained steel plate shear walls*. Structural Concrete, 2023. **24**(5): p. 5872-5886.
12. Shafaei, S., A. Ayazi, and F. Farahbod, *The effect of concrete panel thickness upon composite steel plate shear walls*. Journal of Constructional Steel Research, 2016. **117**: p. 81-90.
13. Rahnavard, R., A. Hassanipour, and A. Mounesi, *Numerical study on important parameters of composite steel-concrete shear walls*. Journal of Constructional Steel Research, 2016. **121**: p. 441-456.

14. Astaneh-Asl, A., *Seismic behavior and design of composite steel plate shear walls*. 2002: Structural Steel Educational Council Moraga, CA, USA.
15. *American Institute of Steel Construction. ANSI/AISC 341-16 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. AISC, 2016.
16. Wei, M.-W., J. Richard Liew, and X.-Y. Fu, *Nonlinear finite element modeling of novel partially connected buckling-restrained steel plate shear walls*. International Journal of Steel Structures, 2019. **19**: p. 28-43.
17. Meghdadian, M., N. Gharaei-Moghaddam, A. Arabshahi, N. Mahdavi, and M. Ghalehnovi, *Proposition of an equivalent reduced thickness for composite steel plate shear walls containing an opening*. Journal of Constructional Steel Research, 2020. **168**.
18. Qi, Y., Q. Gu, G. Sun, B. Zhao, and H. Wang, *Concrete panel thickness demand for the design of composite steel plate shear wall*. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2019. **28**(8).
19. Wang, H., Q. Gu, and Y. Qi, *Thickness demand for concrete panel in design of C-PSW/CE under cyclic loading*. Journal of Building Engineering, 2022. **48**: p. 104011.
20. Systèmes, D., *Abaqus 2016 Documentation*. Dassault Systèmes, 2016.
21. Wei, M.-W., J.R. Liew, and X.-Y. Fu, *Panel action of novel partially connected buckling-restrained steel plate shear walls*. Journal of Constructional Steel Research, 2017. **128**: p. 483-497.
22. Mei, C., Y. Zhang, D. Wang, C. Wu, and Y. Xu, *Parameter optimal investigation of modular prefabricated two-side connected buckling-restrained steel plate shear wall*. Structures, 2021. **29**: p. 2028-2043.
23. Meghdadaian, M. and M. Ghalehnovi, *Improving seismic performance of composite steel plate shear walls containing openings*. Journal of Building Engineering, 2019. **21**: p. 336-342.
24. Bhowmick, A.K., G.Y. Grondin, and R.G. Driver, *Nonlinear seismic analysis of perforated steel plate shear walls*. Journal of Constructional Steel Research, 2014. **94**: p. 103-113.
25. Cao, Z., Z. Wang, P. Du, H. Liu, and F. Fan, *Research on steel plate shear walls stiffened with X-shaped restrainers: Hysteretic behavior and effect of height-to-thickness ratio of steel plate*. Thin-Walled Structures, 2019. **144**: p. 106316.
26. *ACI 318-19*, in *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. 2019, American Concrete Institute: Farmington Hills, MI, USA.
27. Mei, C., Z. Zhao, Y. Zhang, D. Wang, and C. Wu, *Performance Evaluation and Shear Resistance of Modular Prefabricated Two-Side Connected Composite Shear Walls*. KSCE Journal of Civil Engineering, 2021. **25**(8): p. 2936-2950.
28. Chaboche, J.-L., *A review of some plasticity and viscoplasticity constitutive theories*. International journal of plasticity, 2008. **24**(10): p. 1642-1693.
29. Hibbitt, Karlsson, and Sorensen, *ABAQUS: theory manual*. Vol. 2. 1997: Hibbitt, Karlsson & Sorensen.
30. Lee, P.-S. and H.-C. Noh, *Inelastic buckling behavior of steel members under reversed cyclic loading*. Engineering Structures, 2010. **32**(9): p. 2579-2595.
31. Lemaitre, J. and J.-L. Chaboche, *Mechanics of solid materials*. 1994: Cambridge university press.
32. Chaboche, J., K.D. Van, and G. Cordier, *Modelization of the strain memory effect on the cyclic hardening of 316 stainless steel*. 1979.
33. Kaufmann, E., B. Metrovich, and A. Pense, *Characterization of cyclic inelastic strain behavior on properties of A572 Gr. 50 and A913 Gr. 50 rolled sections*. 2001.
34. Hedayat, A.A., E.A. Afzadi, and A. Iranpour. *Prediction of the bolt fracture in shear using finite element method*. in *Structures*. 2017. Elsevier.
35. Morrison, M., S. Quayyum, and T. Hassan, *Performance enhancement of eight bolt extended end-plate moment connections under simulated seismic loading*. Engineering Structures, 2017. **151**: p. 444-458.
36. Lubliner, J., J. Oliver, S. Oller, and E. Oñate, *A plastic-damage model for concrete*. International Journal of solids and structures, 1989. **25**(3): p. 299-326.
37. Lee, J. and G.L. Fenves, *Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures*. Journal of engineering mechanics, 1998. **124**(8): p. 892-900.
38. Drucker, D.C. and W. Prager, *Soil mechanics and plastic analysis or limit design*. Quarterly of applied mathematics, 1952. **10**(2): p. 157-165.

39. Carreira, D.J. and K.-H. Chu. *Stress-strain relationship for plain concrete in compression*. in *Journal Proceedings*. 1985.
40. Hordijk, D.A., *Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete; experiments, modelling and analyses*. Heron, 1992. **37**(1).
41. Alfarah, B., F. López-Almansa, and S. Oller, *New methodology for calculating damage variables evolution in Plastic Damage Model for RC structures*. *Engineering Structures*, 2017. **132**: p. 70-86.
42. *ATC-24. Guide lines for Seismic testing of components of steel structures. Report 24, Applied Technology Council. Redwood City:CA;1992.*
43. Arabzadeh, A., M. Soltani, and A. Ayazi, *Experimental investigation of composite shear walls under shear loadings*. *Thin-Walled Structures*, 2011. **49**(7): p. 842-854.
44. Park, R., *Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing*. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 1989. **22**(3): p. 155-166.
45. Rahai, A. and F. Hatami, *Evaluation of composite shear wall behavior under cyclic loadings*. *Journal of Constructional Steel Research*, 2009. **65**(7): p. 1528-1537.
46. Arabshahi, A., M. Tavakol, J. Sabzi, and N. Gharaei-Moghaddam. *Prediction of the effective moment of inertia for concrete beams reinforced with FRP bars using an evolutionary algorithm*. in *Structures*. 2022. Elsevier.

