

Influence of geometrical parameters of infill on the resistant shear of infilled frames

Seyed Mojtaba Hozhabrossadati^{1*}, Hassan Hajikazemi²

1- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Toos Institute of Higher Education, Mashhad, Iran

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

ABSTRACT

One of the most simplifying computational assumptions in the design of buildings is the omission of infills in the analysis and design of structures. The reason for this is the extremely complex nonlinear behavior of these members that fall into the category of non-structural components. International codes usually apply some factors to the equations in order to enter the influence of infills. In this study, the resistant shear of the infilled frames is investigated by considering the existence of infills. The geometrical parameters affecting the behavior of such members are analytically studied in detail and some relations are suggested for the effects of thickness, length and height of infills. Some of the existing macro theories for modelling of infills along with the proposed relations by the researchers to examine the infilled frames are also reviewed. The proposed results show that square infills with equal length and height have the least amount of resistant shear. In addition, increasing the thickness of the casing will have a significant effect on the resistant shear of the frame.

ARTICLE INFO

Receive Date: 07 February 2020

Revise Date: 23 April 2020

Accept Date: 17 May 2020

Keywords:

Infilled frames

Resistant shear

Infill dimensions

Strut models

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.218938.2073>

*Corresponding author: Seyed Mojtaba Hozhabrossadati
Email address: hozhabrossadati@toos.ac.ir

اثر پارامترهای هندسی میان قاب بر برش مقاوم قاب های میانپیر

سید مجتبی هژبرالساداتی^{۱*}، حسن حاجی کاظمی^۲

۱- استادیار، موسسه آموزش عالی توس، مشهد، ایران

۲- استاد، دانشگاه فردوسی، مشهد، ایران

چکیده

یکی از ساده‌کننده‌ترین فرضیات محاسباتی در طراحی ساختمانها، عدم در نظر گرفتن میانقابها در مراحل تحلیل و طراحی سازه است. دلیل این امر، پیچیدگی بسیار زیاد رفتار غیرخطی این اعضا که در دسته اجزای غیر سازه‌ای قرار می‌گیرند، می‌باشد. معمولاً آیین نامه‌ها با بکارگیری ضریبی اثر میانقابها را در روابط وارد می‌سازند. در سال‌های اخیر، پژوهش‌های متعددی بر نقش اساسی این اجزا در هنگام وقوع زلزله و سایر حوادث غیر مترقبه تاکید داشته‌اند. بنابراین، بررسی رفتار سازه‌ها با در نظر گرفتن میانقابها امری ضروری به نظر می‌رسد. در این پژوهش، برش مقاوم قابهای میانپیر با در نظر گرفتن میانقاب بررسی می‌گردد. پارامترهای هندسی موثر در رفتار چنین اعضایی به طور دقیق و تحلیلی مطالعه شده و روابطی برای اثرات ضخامت، طول و ارتفاع دیوار پیشنهاد می‌گردد. افزون بر این، پاره‌ای از نگره‌های کلان موجود همراه با روابط پیشنهادی پژوهشگران برای بررسی قابهای میانپیر نیز مرور می‌گردند. نتایج پیشنهادی نشان می‌دهند میانقابهای مربعی با طول و ارتفاع برابر، دارای کمترین میزان برش مقاوم می‌باشند. افزون بر این، افزایش ضخامت میانقاب اثر قابل توجهی بر برش مقاوم قاب خواهد داشت.

کلمات کلیدی: قاب میانپیر، برش مقاوم، ابعاد میان قاب، مدل‌های میله‌ای

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.218938.2073	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2020.218938.2073	۱۴۰۰/۰۶/۳۱	۱۳۹۹/۰۲/۲۸	۱۳۹۹/۰۲/۲۸	۱۳۹۹/۰۲/۰۴	۱۳۹۸/۱۱/۱۸
			سید مجتبی هژبرالساداتی hozhabrossadati@toos.ac.ir		*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

قابهای ساختمانی که دارای میانقاب می‌باشند به قابهای میانپر موسومند. اسکلت این قابها معمولاً از فولاد یا بتن مسلح ساخته شده و پرکننده‌های آجری، بلوکهای بتنی و به تازگی نیز بلوکهای سبک به عنوان میانقاب بکار می‌روند. به منظور سادگی تحلیل و طراحی سازه‌ها، از نقش میانقابها در این فرایندها صرف نظر می‌شود و آنها را به عنوان اعضاء غیر سازه‌ای در نظر می‌گیرند [۱]. یادآوری می‌شود، تنها در هنگام بارگذاری ثقلی، وزن میانقابها به عنوان بار مرده یا زنده (بسته به میزان وزن واحد سطح) منظور می‌گردد. به عنوان یک حالت خاص، برای محاسبه دوره تناوب سازه‌ها، مبحث ششم مقررات ملی ساختمان اثر وجود میانقابها را با استفاده از ضریب کاهشده ۰٫۸ در محاسبات وارد ساخته است. با این وجود، تحقیقات به عمل آمده بیانگر باربری جانبی این اعضاء و اندرکنش میان آنها با ستونهای مجاور است. افزون بر این، طبق آمارهای ارائه شده، حدود هشتاد درصد هزینه‌های بازسازی و ترمیم سازه‌ها پس از زلزله‌ها، صرف تعمیر میانقابها شده است [۲]. بنابراین، ضروری است تا رفتار میانقابها در تحلیل سازه‌ها لحاظ گردد. به همین دلیل، در سالهای اخیر توجه ویژه‌ای به اثرات میانقابها در سازه‌ها شده است. در یک پژوهش اعلام شده است تعداد مقالات مرتبط با موضوع میانقابها در سال ۲۰۱۲ بیش از ۱۰ برابر مقالات چاپ شده در همین موضوع در سال ۲۰۰۰ است [۲] که بیانگر آگاهی به نقش مهم این اجزای ساختمانی در میان پژوهشگران است.

در سالهای کنونی نیز، مطالعات فراوانی توسط پژوهشگران درباره رفتار قابهای میانپر انجام شده است. به عنوان نمونه، محمدی و نیکفر قابهای میانپر دارای بازشوی میانی را واکاوی نمودند [۳]. این پژوهشگران، با کمک روشهای آماری و بر پایه نتایج آزمایشگاهی، یک رابطه برای تخمین سختی و مقاومت این قابها با میانقاب از جنس مصالح بنایی پیشنهاد نمودند. سینگال و ری اثر بارهای درون - صفحه و برون - صفحه را بر میانقابهای با مصالح بنایی بررسی کردند [۴]. هشت نمونه آزمایشگاهی شامل چهار نمونه توپر و چهار نمونه با بازشوی میانی ساخته و تست گردید. در پژوهشی دیگر، سو و همکاران به مطالعه رفتار لرزه‌ای قابهای میانپر با آجرهای توخالی تحت بارهای چرخه‌ای پرداختند [۵]. دو رابطه برای تخمین سختی و مقاومت قابها پیشنهاد گردید. باید آگاه بود، قابهای میانپر بتن مسلح مقاومسازی شده با الیاف کربنی را بروگیری و همکاران بررسی نمودند [۶]. یک مدل اجزای محدود برای مطالعه اثر ضخامت و عرض الیاف کربنی بر رابطه نیرو - تغییرمکان سازه ایجاد و واکاوی گردید. شش نمونه قاب میانپر با و بدون بازشوی میانی تحت بار جانبی توسط ونگ و همکاران آزمایش شدند [۷]. هدف اصلی این پژوهش، بررسی سختی میانقاب بر رفتار کل قاب بود. نتایج نشان دادند میانقابهای با مقاومت بالاتر اثر مطلوب تری بر رفتار کلی سازه دارند. شایان توجه است، تغییرات سختی با ایجاد بازشو با ابعاد مختلف ایجاد شده بود. نوری فرد و همکاران به مطالعه اثر میانقابها بر ایجاد طبقه نرم در ساختمانها پرداختند [۸]. برای این منظور، یک رابطه با استفاده از تحلیل رگرسیون پیشنهاد شد. درستی این رابطه با مقایسه آن با نتایج بدست آمده از ۲۲۷۷ مدل نشان داده شد.

پژوهشهای به عمل آمده نشان داده‌اند که رفتار سیستم مرکب قاب - دیوار دارای ویژگی‌های زیر است [۹]:

- ۱) اندرکنش قاب - دیوار علاوه بر سختی نسبی میانقاب و ستونهای مجاور، به مقاومت دیوار نیز بستگی دارد.
- ۲) منظور نمودن اثرات میانقاب، سبب افزایش چشمگیر سختی جانبی و ممان اینرسی درون صفحه سیستم می‌شود.
- ۳) اندرکنش قاب - دیوار باعث بازتوزیع اثرات کنش شده که این امر در برخی موارد باعث بوجود آمدن خرابی‌های پیش‌بینی نشده می‌گردد.

با وجود موارد ذکر شده در بالا، می‌توان ویژگی‌های زیر را از دلایل عدم مدلسازی میانقابها در تحلیل سازه‌ها دانست:

- ۱) پیچیدگی رفتار میانقاب: با توجه به رفتار بسیار پیچیده میانقاب و همچنین شرایط متغیر ناحیه تماس میانقاب و قاب مجاور، تاکنون مدل جامعی که ارائه کننده رفتار واقعی سیستم مرکب قاب - دیوار باشد پیشنهاد نشده است.
- ۲) عدم قطعیت‌های سازه‌ای: رفتار میانقاب وابستگی زیادی به نحوه اتصال آن به قاب دارد. همچنین، در عمل نیز ممکن است اجرای اتصالات بین دیوار و قاب مطابق نقشه‌ها نباشد. وجود فاصله میان دیوار و قاب نیز تاثیر زیادی بر رفتار سیستم دارد [۱۰]. افزون بر

اینها، مشخصات مصالح ترد میانقاب معمولاً با تقریب زیادی در دسترس است. تمام این موارد سبب ایجاد عدم قطعیت در تحلیل این نوع سیستم است.

پژوهشهای فوق‌الذکر نشان می‌دهند با وجود انجام مطالعات فراوان بر روی قابهای میانپیر، تاکنون برش مقاوم آنها و اثر عاملهای هندسی میانقاب بر این پارامتر بررسی نشده است. در این مقاله تلاش می‌شود به منظور پر کردن این حفره پژوهشی، برش مقاوم قابهای میانپیر با در نظر گرفتن وجود میانقابها بررسی شود. نخست رفتار قابهای میانپیر و مودهای شکست این سیستمها مورد مطالعه قرار می‌گیرند. پس از آن، انواع روشهای تحلیل این قابها با در نظر گرفتن اندرکنش قاب - دیوار معرفی می‌شوند. در بخش سوم، نگره‌های مختلف پیشنهادی برای مدل‌سازی کلان میانقاب مورد مطالعه قرار می‌گیرند. بخش چهارم به تحلیل حساسیت کمیت‌های موثر بر برش افقی پرکننده در حد نهایی و در طول تماس دیوار و قاب اختصاص دارد. در بخش پایانی این نوشتار، نتایج عددی برآمده از بخش چهارم بررسی می‌شوند. پایان‌بخش پژوهش پیش‌رو، ارائه نتایج کیفی بدست آمده از این مطالعه است.

۲- رفتار قابهای میانپیر

همان‌گونه که در بخش پیشین ذکر شد، رفتار قابهای میانپیر در برابر بارهای جانبی هنگامی که قاب به صورت مرکب در نظر گرفته شود، بسیار پیچیده است. این پیچیدگی می‌تواند ناشی از رفتار بسیار غیر خطی ۱ سیستم در پاسخ به بارهای جانبی باشد. یادآور می‌شود، بخش عمده‌ای از این رفتار ناخطی ناشی از رفتار غیر خطی مصالح پرکننده است [۱۱]. پس از اعمال بار به سیستم مرکب، ابتدا ترکهای مرزی در محل اتصال دیوار و ستونها مشاهده می‌شود. این امر منجر به جدا شدن طولی از دیوار از ستونهای مجاور خود می‌گردد. باید آگاه بود، طولی از دیوار که همچنان در تماس با ستون است، طول تماس نامیده می‌شود. با افزایش میزان بار، گسیختگی سیستم در قاب و یا در میانقاب رخ خواهد داد. در صورتی که ستونها توانایی تحمل بارهای وارده را داشته باشند، افزایش بار جانبی منجر به گسیختگی میانقاب خواهد شد.

به‌طور کلی، گسیختگی در میانقاب به طور معمول در قالب چهار مود رخ دهد. این چهار مود شکست را می‌توان به قرار زیر دسته‌بندی نمود:

(۱) لهیدگی گوشه‌های فشاری دیوار (CC): در این مود، گوشه‌های دیوار که در انتهای قطر فشاری میانقاب قرار دارند می‌پُکنند. دلیل این امر را می‌توان تکیه قاب به دیوار در این نواحی و ایجاد تنش فشاری در گوشه‌های دیوار دانست. خاطر نشان می‌کند، این مود در قابهایی که دارای اعضای قوی می‌باشند ولی میانقاب از مصالح بنایی ضعیف تشکیل شده است و اتصال قاب و دیوار نیز ضعیف است بسیار رایج است.

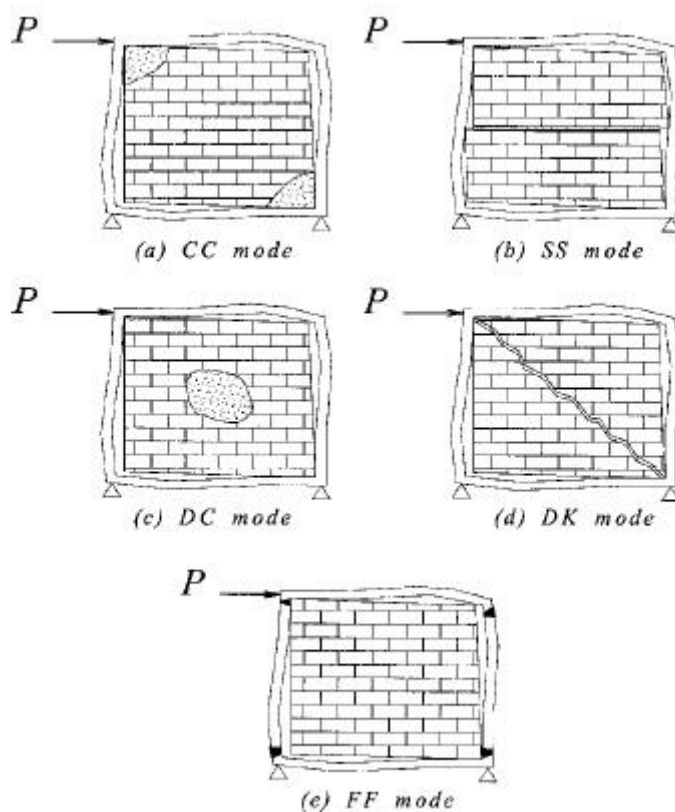
(۲) شکست لغزشی دیوار (SS): این نوع گسیختگی معمولاً در وسط دیوار رخ می‌دهد و قسمتی از دیوار بر روی دیوار زیرین خود می‌لغزد. محققان سبب این نوع شکست را استفاده از ملاتهای ساختمانی با مقاومت کم می‌دانند.

(۳) مود فشار قطری (DC): هنگامی که ضخامت دیوار پرکننده کم باشد، امکان وقوع کمانش خارج از صفحه دیوار وجود دارد و در اثر کمانش، قسمت‌های میانی میانقاب خرد می‌شود.

(۴) مود ترک قطری (DK): در این مود، ترکهای قطری در طول خط یا خطهایی به موازات قطر فشاری دیوار ایجاد می‌گردند. این ترکها خود به دلیل تنشهای کششی عمود بر قطر بوجود می‌آیند. تنشهای کششی عمود، ناشی از واگرایی تنشهای فشاری در دو قسمت مخالف قطر کششی و در محدوده وسط پرکننده است که از وسط قطر، جایی که تنشهای کششی بیشینه می‌باشند شروع و توسعه یافته و در گوشه‌های فشاری که تنش کششی وجود ندارد متوقف می‌گردد. بعضی از پژوهشگران اعلام نموده‌اند که این مود همزمان با شکست لغزشی دیوار اتفاق می‌افتد.

¹ highly nonlinear

شایان توجه است، پنجمین حالت گسیختگی برای سیستم قاب میانپیر زمانی اتفاق می افتد که اعضای قاب مجاور دیوار ضعیف بوده و یا اتصالات قاب ضعیف باشند. در این حالت قبل از رخ دادن موده‌های نامبرده در بالا، قاب گسیخته شده و مفاصل پلاستیک در تیر یا ستون ایجاد می گردند (FF). تصاویر این پنج مود گسیختگی در شکل ۱ به نمایش در آمده است. علاقمندان می توانند برای آشنایی بیشتر با رفتار قابهای میانپیر و موده‌های شکست این قابها، به مراجع [۱۲، ۱۹، ۱۷] مراجعه کنند.



شکل ۱: انواع موده‌های گسیختگی قابهای میانپیر [۱۷]

۳- نگره‌های موجود برای تحلیل قابهای میانپیر

در بخش قبل، رفتار مرکب قابهای میانپیر و انواع موده‌های گسیختگی میانقاب و قاب مورد مطالعه قرار گرفت. به منظور تحلیل این نوع قابها، تاکنون، دو نگره با در نظر گرفتن اثرات اندرکنشی بین قاب - دیوار ارائه شده است؛ مدلسازی خرد^۲ یا محلی و مدلسازی کلان^۳ یا کلی.

در گونه نخست، سیستم به تعداد زیادی جزء تقسیم شده و اثرات محلی به طور دقیق در نظر گرفته می شود. گروه دوم، مدلی ساده از سیستم بر مبنای فهم فیزیکی از رفتار قاب ارائه می کند و معمولاً تعداد محدودی جزء سازه‌ای برای مدلسازی سیستم بکار می روند. رابطه‌سازی اجزاء محدود و سیستم خریای معادل نمونه‌ای از هر شیوه است. آشکار است، روش اجزاء محدود با بهره‌جویی از یک شبکه ریز می تواند نتایج دقیق تری نسبت به روشهای مدلسازی کلان ارائه کند. با این وجود، با توجه به رفتار غیر خطی مواد مصالح تشکیل دهنده دیوار، نیاز به رابطه‌سازی اجزاء محدود غیر خطی است که این امر سبب هزینه بالا (هم وقت و هم محاسبات) می شود. بنابراین روشهای

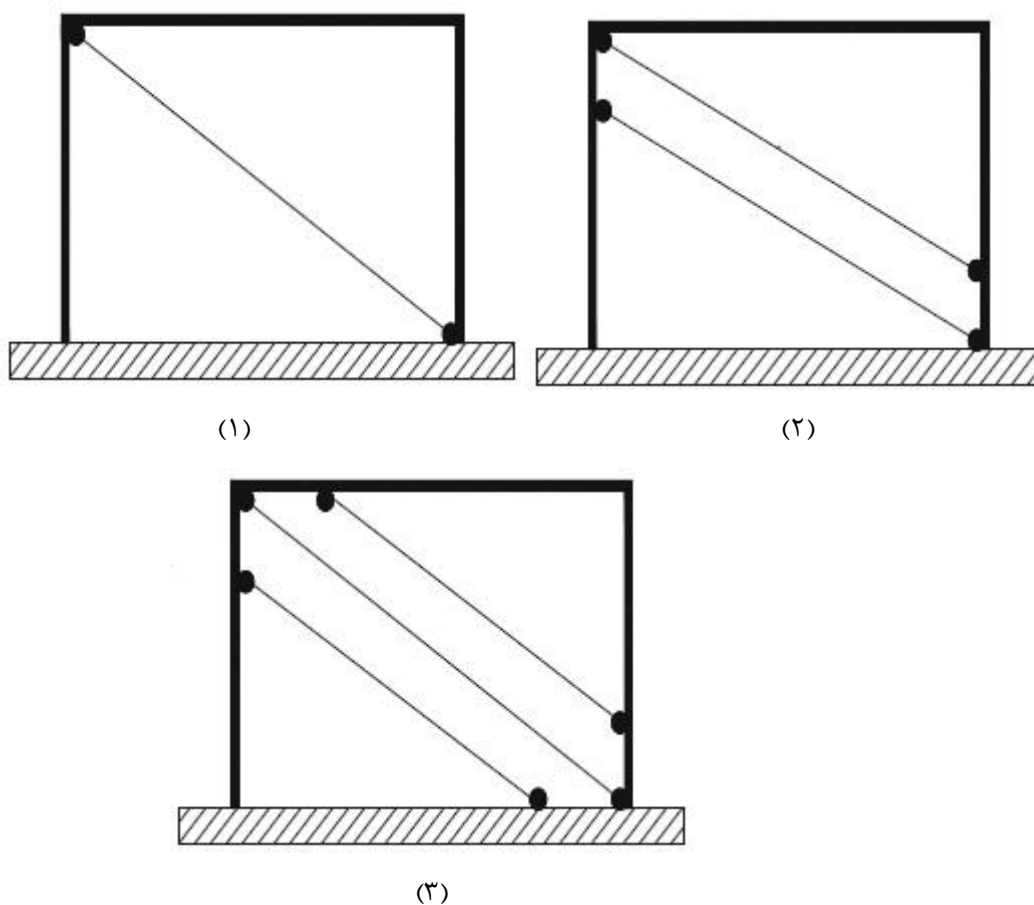
² Micromodelling

³ Macromodelling

مدلسازی کلان در عین سادگی می‌تواند برای تحلیل تقریبی رفتار قابهای میانپیر با در نظر گرفتن اثرات اندرکنش قاب - دیوار بسیار مفید باشند. در بخش بعدی، نگره‌های کلان پیشنهادی توسط محققین بررسی می‌شوند.

۴- مروری بر نگره‌های کلان موجود

تحقیقات بر روی قابهای میانپیر و تاثیر میانقاب بر رفتار سیستم مرکب قاب - دیوار از دهه‌ی پنجاه قرن بیستم میلادی آغاز شد. بخش عمده‌ی این فعالیتها مربوط به آزمایشات تجربی بود. بر همین پایه، در دهه شصت میلادی، اولین روابط که نیمه تجربی نیمه تحلیلی بودند، برای مدلسازی میانقابها ارائه شدند. باید دانست، بر همین اساس، تاکنون مدل‌های تک‌میله‌ای، دومیله‌ای و سه‌میله‌ای برای مدلسازی پرکننده پیشنهاد شده‌اند. این سه نوع مدل در شکل ۲ به نمایش در آمده‌اند. در این بخش، مروری هر چند مختصر بر پاره‌ای این مدلها و روابط متناظر آنها صورت می‌پذیرد.



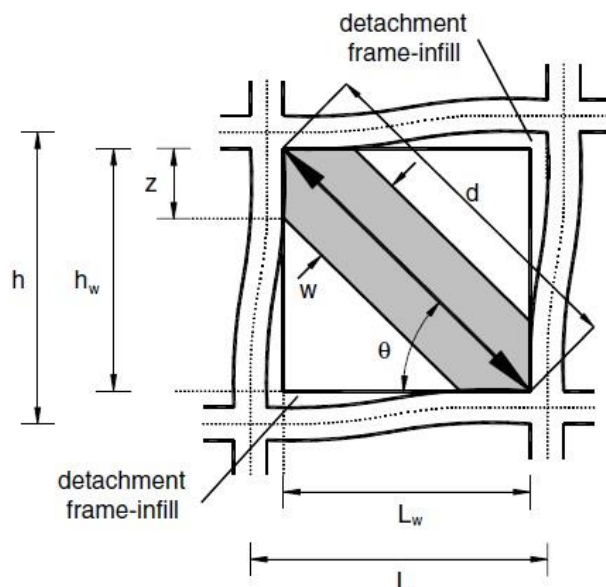
شکل ۲: انواع مدل‌های رایج برای مدلسازی قابهای میانپیر؛ (۱) مدل تک میله‌ای (۲) مدل دومیله‌ای، (۳) مدل سه‌میله‌ای

در سال ۱۹۶۰، پلیاکف پیشنهاد نمود میانقاب با یک عضو خرابایی فشاری معادل مدل شود [۹]. این پیشنهاد با استقبال پژوهشگران روبه‌رو شد و در واقع شالوده روشهای مدلسازی کلان ریخته شد. مهمترین مسأله در این شیوه تعیین عرض معادل میله‌ی خرابایی بود. بنابراین، بیشتر پژوهشهای بعد از آن به تعیین عرض میله‌ی معادل مربوط می‌شد. خاطر نشان می‌کند، در اکثر پژوهشها، ضخامت عضو یا اعضای خرابایی معادل برابر با ضخامت دیوار در نظر گرفته شده است. شکل ۳ یک قاب میانپیر و مشخصات آن را نشان می‌دهد.

اولین رابطه را هولمز و به سال ۱۹۶۱ ارائه نمود. وی نسبت عرض میله معادل به طول میله را یک سوم پیشنهاد نمود [۱۳]:

$$\frac{w}{d} = \frac{1}{3} \quad (1)$$

در این رابطه w عرض میله معادل و d طول آن است. وی در مقاله خود، نتایج تحلیلی بدست آمده بر پایه پیشنهادش را با نتایج حاصل از سیزده نمونه آزمایشگاهی مقایسه نمود. باید دانست، این پیشنهاد با واکنشهایی از سوی استافورد اسمیت، وود و ساچانسکی [۱۴] و مین استون [۱۵] همراه بود.



شکل ۳: قاب میانبر با عضو خرپایی معادل [۹]

استافورد اسمیت و همکاران در دهه‌ی شصت میلادی تحقیقات زیادی در این باره انجام دادند. در سال ۱۹۶۹، استافورد اسمیت و کارتر در پژوهشی جامع روشی نوین برای تحلیل قابهای میانبر ارائه کردند [۱۶]. آنان با تعریف دو کمیت مهم تاثیر عمیقی بر پژوهشهای پس از خود داشتند. این دو کمیت، طول ناحیه تماس بین دیوار و ستونها و همچنین نسبت سختی لهیدگی دیوار به سختی خمشی ستون بودند و به صورت زیر رابطه‌سازی شدند:

$$\lambda = \left(\frac{E_w t \sin 2\theta}{4EIh} \right)^{0.25} \quad (2)$$

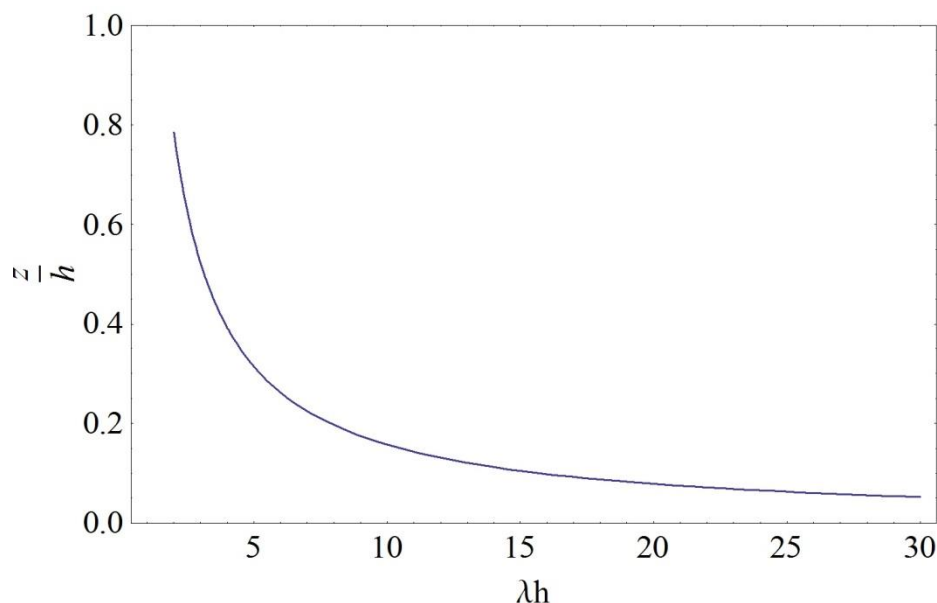
$$z = \frac{\pi}{2\lambda}$$

λ و z در این روابط به ترتیب بیانگر نسبت سختی لهیدگی دیوار به سختی خمشی ستون و طول ناحیه تماس بین دیوار و ستون می‌باشند. همچنین، E_w و t مدول یانگ مصالح تشکیل دهنده دیوار و ضخامت دیوار، EI صلبیت خمشی ستون و h ارتفاع دیوار است. ملاحظه می‌گردد که در این روابط اثری از سختی تیر نیست. این امر موافق با مشاهدات آزمایشگاهی نیز می‌باشد. آزمایشات نشان داده‌اند تغییرات سختی تیر تاثیر بسیار اندکی بر پاسخ سیستم مرکب قاب - دیوار دارد. بنابراین، نادیده گرفتن سختی تیرها منطقی به نظر می‌رسد. افزون بر این، بر اساس نتایج آزمایشگاهی پژوهشگران اعلام نموده‌اند که طول ناحیه تماس بین دیوار و تیرها مستقل از سختی تیرها و حدود پنجاه درصد طول تیر است [۱۵].

به منظور بی‌بعد کردن رابطه ارائه شده برای z ، طرفین رابطه مذکور بر h تقسیم می‌شود:

$$\frac{z}{h} = \frac{\pi}{2\lambda h} \quad (3)$$

در شکل ۴، نمودار تغییرات z/h بر حسب λh ترسیم شده است. ملاحظه می‌گردد که با افزایش λh یا در واقع افزایش نسبت سختی دیوار به سختی ستون، طول ناحیه تماس بین میانقاب و ستونها به صورت غیر خطی کاهش می‌یابد.



شکل ۴: تغییرات z/h بر حسب λh

در سال ۱۹۷۱، مین‌استون با استفاده از λ و همچنین نتایج آزمایشگاهی رابطه زیر را برای عرض میله‌ی معادل پیشنهاد نمود [۲]:

$$\frac{w}{d} = 0.16(\lambda h)^{-0.3} \quad (4)$$

خاطر نشان می‌کند، مین‌استون در سال ۱۹۷۴ پس از آزمایشات متعدد رابطه‌ای دیگر برای تعیین نسبت w/d به قرار زیر ارائه نمود [۲]:

$$\frac{w}{d} = 0.175(\lambda h)^{-0.4} \quad (5)$$

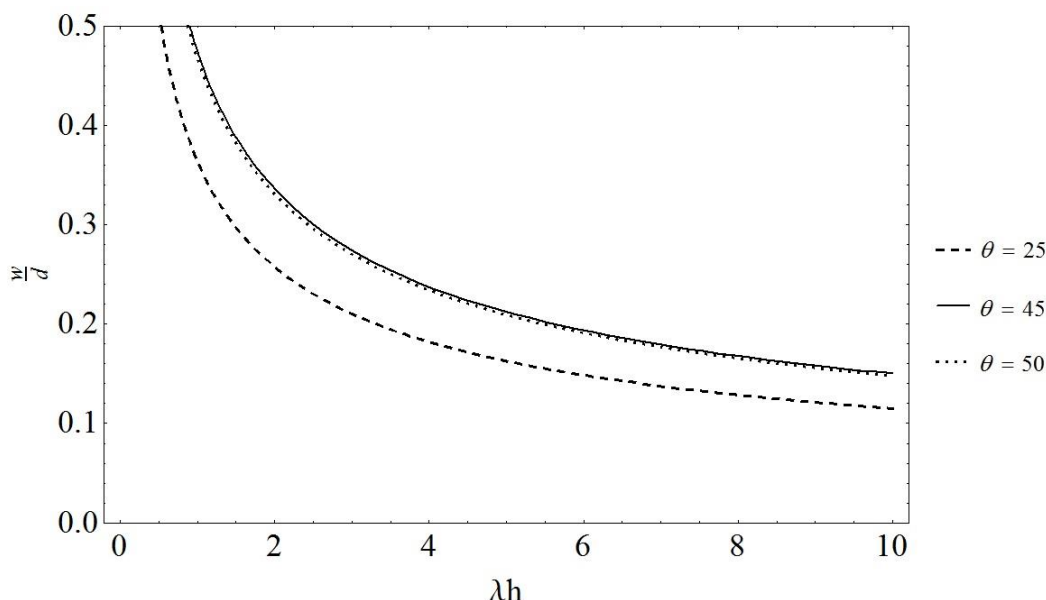
در پژوهشی دیگر، لیو و وان و به سال ۱۹۸۴ از رابطه (۵) برای تعیین نسبت w/d بهره جستند:

$$\frac{w}{d} = \frac{0.95 \sin 2\theta}{2\sqrt{\lambda h}} \quad (6)$$

که در آن

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{h}{L}\right) \quad (7)$$

باید آگاه بود، رابطه (۵) برای $25 \leq \theta \leq 50$ پیشنهاد شده است. حد بالای θ متناظر با $L/h = 0.84$ و حد پایین آن متناظر با $L/h = 2.14$ است. به بیان دیگر، این رابطه برای بازه $0.84 \leq L/h \leq 2.14$ معتبر است. با عنایت به اینکه بازه پیشنهادی برای L/h بسیار کاربردی است، این رابطه توسط محققین زیادی استفاده شده است [۲]. شکل ۵ نمودار تغییرات w/d بر حسب λh و سه مقدار $\theta = 25$ ، $\theta = 45$ و $\theta = 50$ را نمایش می‌دهد. آشکار است، به ازاء $\theta = 45$ که مقدار $\sin 2\theta$ بیشینه است، رابطه پیشنهادی برای w/d بیشترین مقدار خود را دارد.



شکل ۵: نمودار تغییرات w/d بر حسب λh بر اساس رابطه لیو و وان (۵)

ناگفته نماند، پائولی و پریستلی رابطه ساده زیر را برای تعیین نسبت عرض میله معادل به طول آن در سال ۱۹۹۲ و پس از حدود ۳۰ سال از اولین رابطه پیشنهادی توسط هولمز، ارائه کردند [۱۱]:

$$\frac{w}{d} = \frac{1}{4} \quad (۸)$$

در این مرحله شاید مفید باشد تا مقایسه‌ای بین روابط ارائه شده توسط پژوهشگران برای تعیین نسبت w/d داشته باشیم. نمودار تغییرات w/d بر حسب λh برای چهار رابطه پیشنهاد شده توسط هولمز، رابطه (۱)، مین‌استون، رابطه (۵)، لیو و وان، رابطه (۶) و پائولی و پریستلی، رابطه (۸) در شکل ۶ ترسیم شده است. با اندکی درنگ به این نمودارها، چند نکته به قرار زیر استنباط می‌شود:

(۱) روابط ارائه شده توسط هولمز، رابطه (۱)، و پائولی و پریستلی، رابطه (۸)، مستقل از λh هستند. شاید بتوان گفت با توجه به سادگی این روابط، فرمولهای پیشنهادی برای تحلیل ابتدایی قاب میانپیر مناسب باشند.

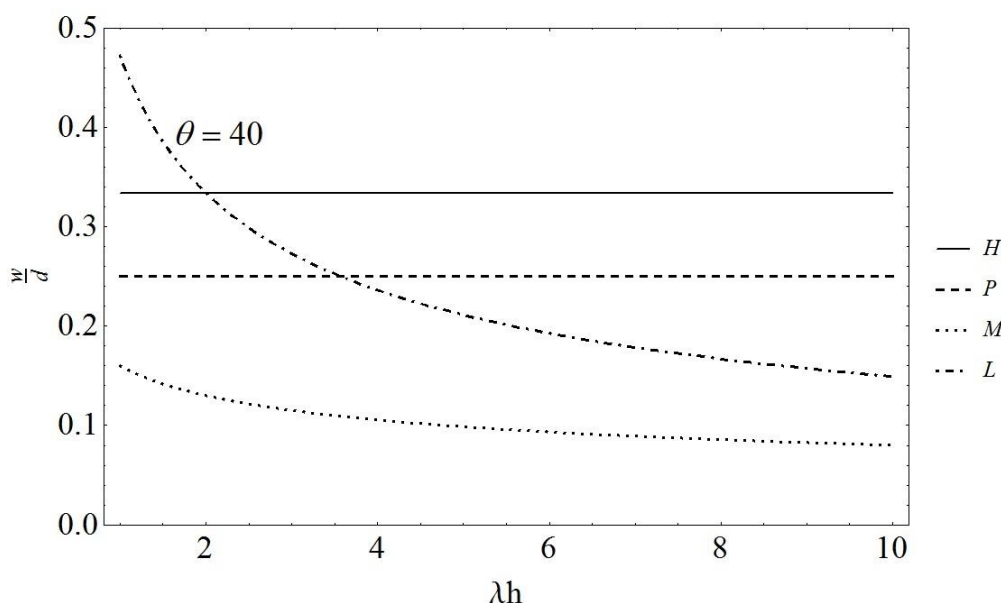
(۲) رابطه هولمز حد بالای مقدار w/d را پیشنهاد می‌کند، در حالیکه رابطه مین‌استون حد پایین و یا به عبارتی محافظه‌کارانه‌ترین مقدار را ارائه می‌نماید.

(۳) رابطه (۸) که توسط پائولی و پریستلی معرفی شده است تقریباً حد وسط را برای نسبت عرض به طول میله معادل را بدست می‌دهد.

(۴) رابطه پیشنهادی توسط لیو و وان بین دو حد بالا و پایین (روابط هولمز و مین‌استون) قرار دارد و با افزایش λh مقدار w/d به طور چشمگیری کاهش می‌یابد.

(۵) روابط ارائه شده توسط مین‌استون و لیو و وان نشان می‌دهند که با افزایش نسبت سختی دیوار به ستون، نسبت عرض به طول میله معادل کاهش می‌یابد.

(۶) رابطه پیشنهادی لیو و وان که در دل خود نسبت L/h را دارد، از رابطه معرفی شده توسط مین‌استون به تغییرات λh حساس‌تر می‌باشد.



شکل ۶: نمودار تغییرات w/d بر حسب λh بر اساس روابط هولمز (H)، مین‌استون (M)، لیو و وان (L) و پائولی و پرستلی (P)

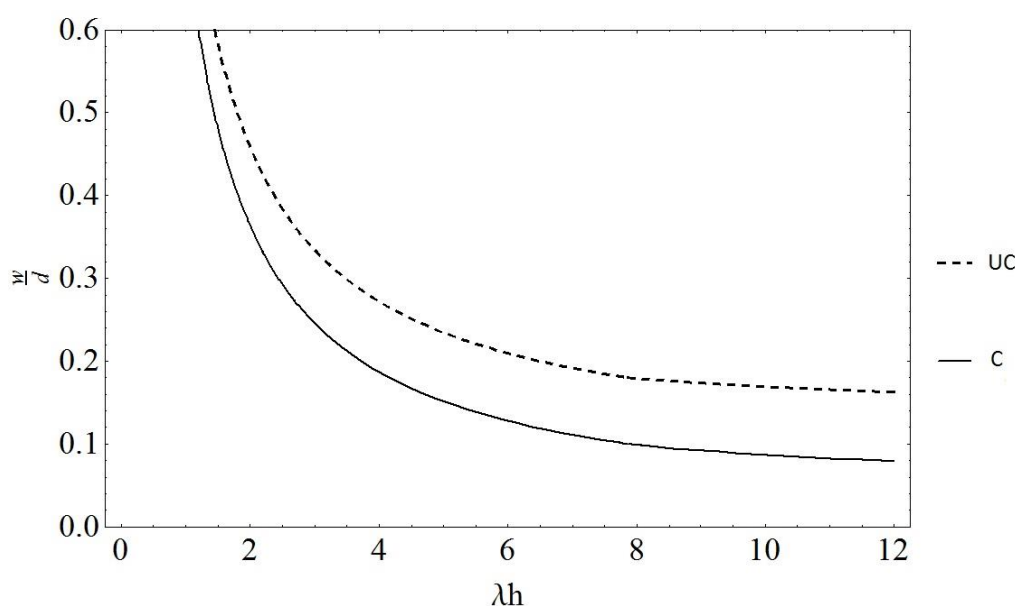
شایان توجه است، دکانینی و فانتین در سال ۱۹۸۷ رابطه‌ای برای تخمین نسبت عرض به طول میله‌ی خرابایی معادل برای دیوارهای ترک‌خورده و دیوارهای ترک‌خورده به قرار زیر پیشنهاد نمودند [۹]. رابطه (۹) برای دیوارهای ترک‌خورده و رابطه (۱۰) برای دیوارهای ترک‌خورده می‌باشد:

$$\frac{w}{d} = \begin{cases} 0.085 + \frac{0.748}{\lambda h} & \lambda h \leq 7.85 \\ 0.130 + \frac{0.393}{\lambda h} & \lambda h > 7.85 \end{cases} \quad (۹)$$

$$\frac{w}{d} = \begin{cases} 0.010 + \frac{0.707}{\lambda h} & \lambda h \leq 7.85 \\ 0.040 + \frac{0.470}{\lambda h} & \lambda h > 7.85 \end{cases} \quad (۱۰)$$

شاید بتوان مهم‌ترین مزیت این روابط را تمایز قائل شدن بین دیوارهای ترک‌خورده و ترک‌خورده دانست که سبب واقعی‌تر شدن روابط شده است. در شکل ۷ نمودار تغییرات w/d بر حسب λh برای هر دو حالت دیوار ترک‌خورده و ترک‌خورده به نمایش درآمده است. آشکار است، نسبت w/d به طور چشمگیری پس از ترک خوردن میانقاب کاهش می‌یابد. افزون بر این، هر چه میزان λh افزایش یافته، اختلاف بین حالت ترک‌خورده و ترک‌خورده نیز بیشتر می‌شود. دلیل این امر را می‌توان مشارکت بیشتر دیوارهای ترک‌خورده‌ی سخت‌تر در باربری سیستم مرکب قاب - دیوار دانست.

اینک، شاید مفید باشد تا مقایسه‌ای عددی بین پنج رابطه پیشنهادی صورت پذیرد. در اینجا مقدار w/d برای $\lambda h = 4$ و یک پانل مربعی ($\theta = 45^\circ$) محاسبه می‌گردد. مقادیر $1/4$ ، $1/3$ ، 0.1055 ، 0.2375 و 0.272 به ترتیب با بکارگیری روابط هولمز، پائولی و پرستلی، مین استون، لیو و وان و دکانینی و فانتین برای w/d بدست می‌آید. لازم به ذکر است از رابطه دیوار ترک‌خورده برای محاسبه w/d بر طبق پیشنهاد دکانینی و فانتین بهره‌جویی شده است. در صورت استفاده از رابطه دیوار ترک‌خورده، مقدار $w/d = 0.1867$ در دسترس قرار می‌گیرد. ملاحظه می‌گردد که مقادیر بدست آمده از روابط پیشنهادی توسط دکانینی و فانتین بین مقادیر بیشینه و کمینه قرار دارد. همچنین، در حالت دیوار ترک خورده، نسبت عرض به طول میله‌ی خرابی معادل حدود ۶۸ درصد حالت ترک‌خورده تعیین شده است. باید دانست، طبق رابطه دکانینی و فانتین، میزان w/d پس از ترک خوردن دیوار حدود ۵۰ تا ۸۰ درصد کاهش می‌یابد [۱۱].



شکل ۷: نمودار تغییرات w/d بر حسب λh بر اساس روابط دکانینی و فانتین؛ ترک‌خورده (UC)، ترک‌خورده (C)

خاطر نشان می‌کند، ال‌دخانی و همکاران رابطه‌ای دیگر برای مدل کردن دیوار بهره جستند. آنها برای مدلسازی میانقاب از یک مدل سه‌میله‌ای مطابق شکل ۸ استفاده کردند [۱۷]. باید دانست، کمیت مجهول در محاسبات آنها مساحت میله‌ها بود. بنابراین، با در نظر گرفتن مساحت میله‌ی وسط برابر $A/2$ و میله‌های کناری برابر $A/4$ ، رابطه زیر را برای تعیین A ارائه کردند:

$$A = \frac{(1 - \alpha_c) \alpha_c h t}{\cos \theta} \quad (13)$$

در این رابطه $\alpha_c h$ طول ناحیه‌ی تماس بین دیوار و ستون است و از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\alpha_c h = \sqrt{\frac{2(M_{pj} + \beta_c M_{pc})}{\sigma_c t}} \leq 0.4h \quad (14)$$

در رابطه بالا، M_{pj} کمینه سه مقدار لنگر پلاستیک ستون، لنگر پلاستیک تیر و لنگر پلاستیک اتصال است. همچنین، M_{pc} لنگر پلاستیک ستون و σ_c تنش تماسی قائم در وجه ستون است. β نیز یک ثابت است که برابر ۰.۲ منظور می‌گردد. ملاحظه می‌شود که این روابط نسبت به مدل‌های تک‌میله‌ای بسیار پیچیده‌تر می‌باشند.

$$Q = \frac{\pi}{2} f_w t \left(\frac{4Eih}{E_w t \sin 2\theta} \right)^{0.25} \quad (16)$$

همان گونه که ملاحظه می شود، در رابطه (۱۶) اثری از طول دیوار یا L نیست. برای وارد کردن L در محاسبات، عبارت $\sin 2\theta$ به صورت زیر نوشته می شود:

$$\sin 2\theta = 2 \sin \theta \cos \theta \quad (17)$$

با بکارگیری روابط هندسی و پس از ساده سازی، $\sin 2\theta$ بر حسب L و h به قرار زیر در می آید:

$$\sin 2\theta = \frac{2hL}{h^2 + L^2} \quad (18)$$

با قرار دادن رابطه بالا به جای $\sin 2\theta$ و انجام پاره ای ساده سازی، تساوی (۱۶) به صورت زیر بازنویسی می شود:

$$Q = \frac{\pi}{2} f_w \left[\frac{2Eit^3(h^2 + L^2)}{E_w L} \right]^{0.25} \quad (19)$$

اینک، می توان اقدام به آنالیز حساسیت رابطه بدست آمده برای Q بر حسب ضخامت دیوار و مستقل از نوع قاب و یا مصالح دیوار انجام داد. بر اساس رابطه (۱۹)، ارتباط Q و t به قرار زیر است:

$$Q \propto \alpha t^{0.75} \quad (20)$$

در این رابطه، \propto علامت متناسب بودن است. همچنین، α یک عدد ثابت است که نشان دهنده مقادیر دیگر کمیات در رابطه (۱۹) است. بنابراین، ارتباط Q و t غیرخطی است. برای یک قاب دلخواه، نمودار تغییرات Q بر حسب t در شکل ۹ برای $\alpha=1$ ترسیم شده است. ملاحظه می شود، با توجه به اینکه درجه Q از t تقریباً به یک نزدیک است (۰.۷۵)، نمودار به جز در قسمتهای نخستین، به یک نمودار خطی شباهت دارد. بنابراین، به نظر می رسد به عنوان یک تقریب مناسب می توان در پژوهشهای مرتبط، از اثر غیرخطی ضخامت دیوار چشم پوشی کرد و آنرا خطی فرض نمود.

افزون بر این، Q تابعی از درجه ۰.۲۵ از E/E_w می باشد. این ارتباط را می توان به شکل زیر نمایش داد:

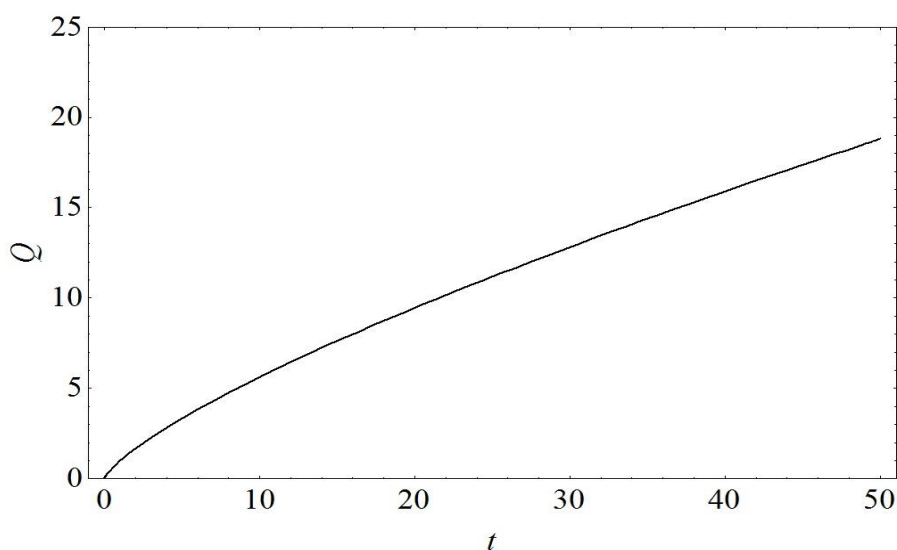
$$Q \propto \beta \left(\frac{E}{E_w} \right)^{0.25} \quad (21)$$

در رابطه بالا، β یک ثابت است. شکل ۱۰ نمودار تغییرات Q را بر حسب E/E_w برای $\beta=1$ نشان می دهد. همان گونه که ملاحظه می گردد، نمودار به شدت غیرخطی است. افزون بر این، با اندکی درنگ به نمودار می توان دریافت که برای مقادیر زیاد E/E_w ، افزایش E/E_w تاثیر کمتری نسبت به مقادیر کم E/E_w دارد. به عنوان نمونه، برای یک قاب فولادی می توان نسبت E/E_w را برابر ۳۰ و برای یک قاب بتنی این نسبت را برابر ۳ در نظر گرفت. با وجود ده برابر بودن نسبت E/E_w برای قاب فولادی نسبت به قاب بتنی، اما نسبت Q متناظر این قابها برابر ۱.۷۷۸ است. از سوی دیگر، در یک قاب بتنی، در صورتی که مصالح پرکننده بتنی باشند، نسبت E/E_w برابر یک می شود. در این حالت، برش افقی مقاوم دیوار به میزان ۰.۷۶ درصد دیوار با مصالح آجری کاهش می یابد. خاطر نشان می سازد، با حرکت معکوس روی نمودار (یعنی افزایش مدول الاستیسیته مصالح دیوار)، برش مقاوم کاهش می یابد. به عنوان نمونه، افزایش دو برابری و چهار برابری ضریب الاستیسیته مصالح دیوار، به ترتیب موجب کاهش ۱۶ درصدی و ۳۰ درصدی برش مقاوم می گردد.

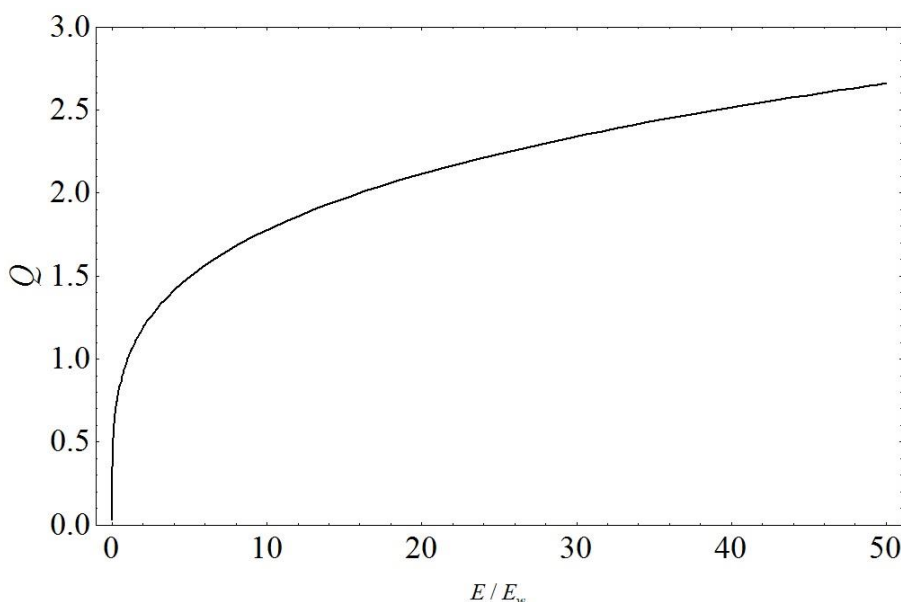
در این گام، آنالیز حساسیت طول دیوار بر برش مقاوم انجام می پذیرد. باید توجه داشت که ارتباط بین Q و L به سادگی موارد قبل نیست. ارتباط این دو را می توان به صورت زیر نوشت:

$$Q \propto \kappa \left(\frac{h^2 + L^2}{L} \right)^{0.25} \quad (22)$$

κ در رابطه (22) یک ثابت است. برای انجام آنالیز حساسیت L ، یک مقدار ثابت برای h منظور می شود. البته، به طور معمول نیز ارتفاع طبقه ثابت است و طول دهانه متغیر است. در اینجا مقدار $h=3\text{m}$ انتخاب می شود. با فرض $\kappa=1$ می توان شکل ۱۳ را برای نمودار تغییرات Q بر حسب L ترسیم نمود.



شکل ۹: نمودار تغییرات Q بر حسب t برای $\alpha=1$



شکل ۱۰: نمودار تغییرات Q را بر حسب E/E_w برای $\beta=1$

آشکار است، نمودار از دو شاخه‌ی نزولی و صعودی تشکیل شده است. برای بدست آوردن محل نقطه کمینه، از تابع $Q(L)$ بر حسب L مشتق گرفته می‌شود:

$$\frac{dQ}{dL} = 0 \quad (23)$$

رابطه فوق در نقطه $L=h$ برقرار خواهد بود. این بدان معنی است که نمودار رسم شده در شکل ۱۳ دارای یک نقطه کمینه است و در نقطه $L=h$ شاخه نزولی نمودار به شاخه صعودی تبدیل می‌گردد. از نقطه نظر سازه‌ای شاید بتوان دلیل این امر را تغییر مود شکست دیوار دانست.

۶- نمونه عددی

در آخرین بخش از این نوشتار، آنالیز حساسیت بررسی شده در بخش قبل، برای یک قاب فولادی و یک قاب بتنی صورت می‌پذیرد. ستونهای فولادی دارای مقطع باکس $25 \times 25 \times 0.8 \text{ cm}$ و ستونهای بتنی مربع شکل و $40 \times 40 \text{ cm}$ می‌باشند. سه مقدار $t = 10, 20, 35 \text{ cm}$ به عنوان ضخامت دیوار در نظر گرفته می‌شود. ممان اینرسی ستون فولادی به قرار زیر حساب می‌شود:

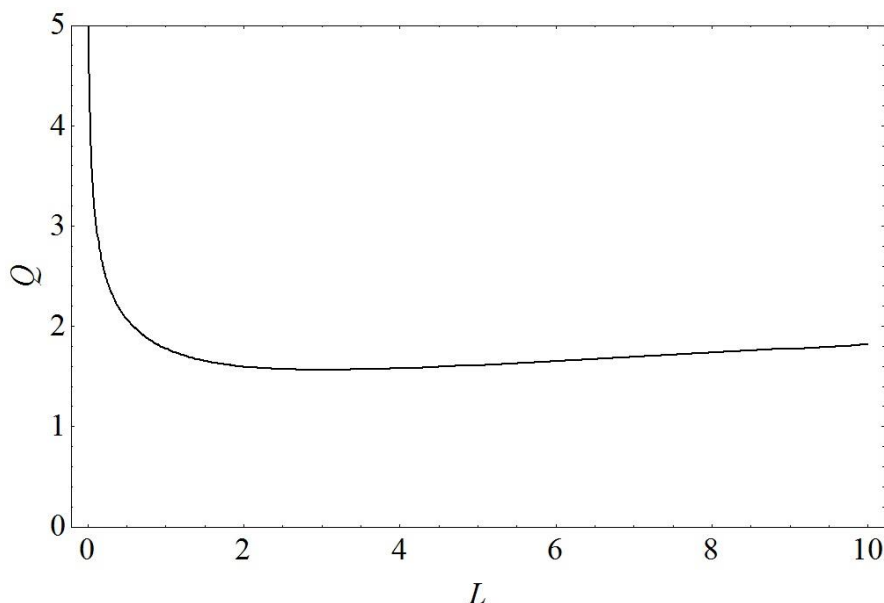
$$I = \frac{(25^4 - 24.2^4)}{12} = 3970.9 \text{ cm}^4 \quad (24)$$

با انتخاب E/E_w برابر ۳۰، $h=300 \text{ cm}$ و $f_w = 25 \text{ kg/cm}^2$ ، رابطه (۱۹) برای یک قاب فولادی به صورت زیر بازنویسی

می‌شود:

$$Q = 867.6 \left(\frac{t^3 (300^2 + L^2)}{L} \right)^{0.25} \quad (25)$$

نمودار تغییرات Q بر حسب L برای یک قاب فولادی و سه مقدار $t = 10, 20, 35 \text{ cm}$ در شکل ۱۴ به نمایش درآمده است. همان گونه که در بخش پیشین مشخص شد، نمودار دارای دو شاخه نزولی و صعودی و یک نقطه کمینه در $L=h=300 \text{ cm}$ است. تاثیر t بر افزایش برش افقی مقاوم پرکننده نیز در نمودار کاملاً مشهود می‌باشد. ملاحظه می‌شود در شاخه صعودی اثر افزایش طول دیوار چشمگیر نیست. به عنوان نمونه، افزایش طول دیوار از ۴ متر به ۸ متر موجب افزایش برش مقاوم به میزان ۹،۹۲۳ درصد می‌شود.

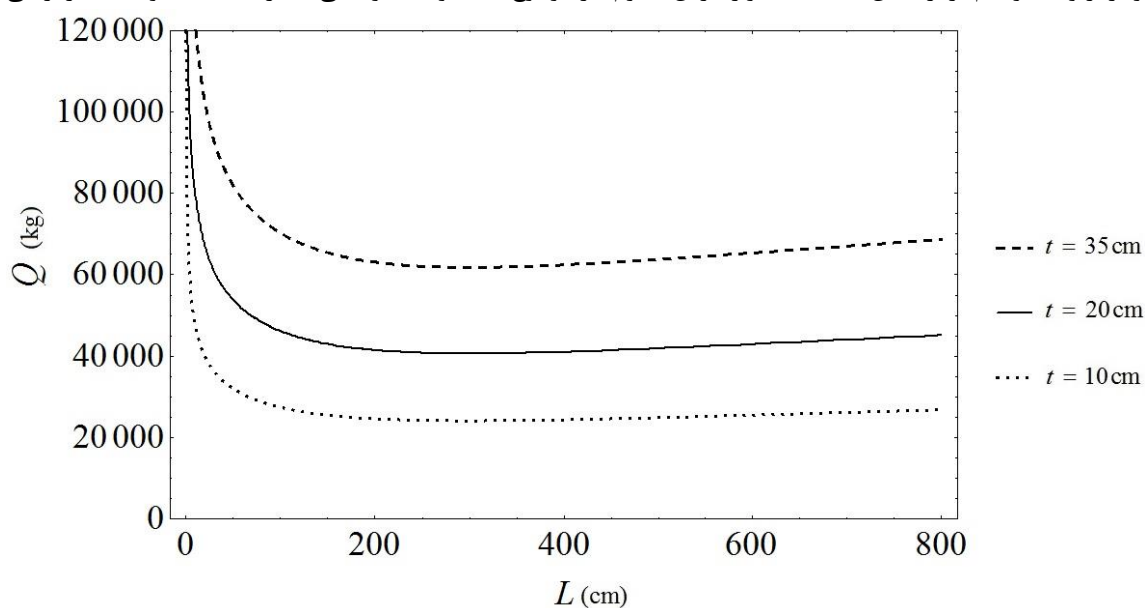


شکل ۱۳: نمودار تغییرات Q بر حسب L برای $\kappa=1$

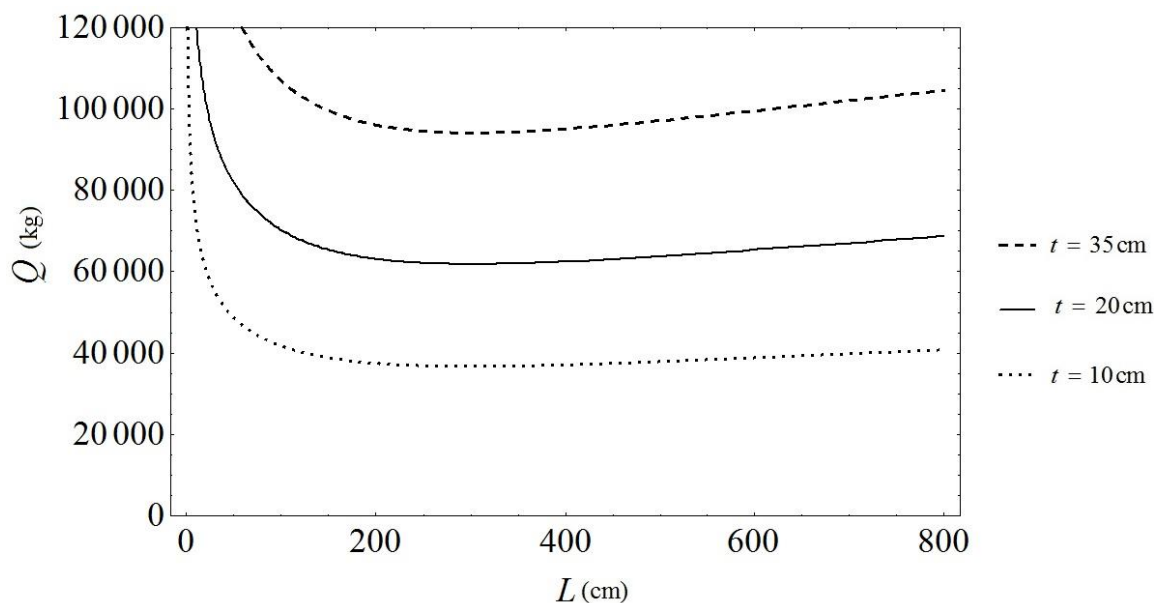
به طور مشابه، برای یک قاب بتنی با قرار دادن E/E_w برابر ۳، $h=300\text{cm}$ و $f_w=25\text{kg/cm}^2$ ، به همراه ممان اینرسی $I=40^4/12=213333.33\text{cm}^4$ ، رابطه (۱۹) به قرار زیر در می آید:

$$Q = 1320.877 \left(\frac{t^3 (300^2 + L^2)}{L} \right)^{0.25} \quad (26)$$

شکل ۱۵ نشان دهنده نمودار تغییرات Q بر حسب L برای یک قاب بتنی با پرکنندهی آجری و سه مقدار $t=10, 20, 35\text{cm}$ است. شایان توجه است، شکل های ۱۴ و ۱۵ نشان دهنده افزایش یکسان اثر ضخامت در هر دو قاب فولادی و بتنی می باشند. به عنوان نمونه، با دو برابر و سه و نیم برابر شدن ضخامت دیوار، برش مقاوم هر دو نوع قاب فولادی و بتنی به ترتیب ۱،۶۸ و ۲،۵۶ برابر می گردد.



شکل ۱۴: نمودار تغییرات Q بر حسب L برای یک قاب فولادی با میانقاب آجری و سه مقدار t



شکل ۱۵: نمودار تغییرات Q بر حسب L برای یک قاب بتنی با میانقاب آجری و سه مقدار t

۷- نتیجه گیری

در این پژوهش، اندرکنش سیستم مرکب قاب - دیوار مورد بررسی قرار گرفت. در ابتدا سخن از چرایی اهمیت مدلسازی میانقاب به همراه دلایل عدم مدلسازی آن به میان آمد. پس از آن، رفتار قابهای میانپر و مودهای گسیختگی آنها مورد مطالعه قرار گرفتند. سپس، انواع نگره‌های مدلسازی سیستم قاب - دیوار معرفی شدند. باید افزود، توجه ویژه‌ای به مدلسازی کلان این قابها مبذول گردید و مدل‌های مختلفی مطرح شدند. رابطه برش مقاوم قاب میانپر بر اساس نگره استافورد اسمیت معرفی گردید. در ادامه با انجام محاسبات ریاضی، رابطه برش مقاوم و پارامترهای قاب مانند طول دیوار، نسبت ضریب الاستیسیته ستون به ضریب الاستیسیته مصالح دیوار و ضخامت دیوار استخراج گردید. تمام این رابطه‌ها غیر خطی بوده که این امر نشان دهنده دلیل دشواری تحلیل دقیق سیستم قاب - دیوار است. آنالیز حساسیت این پارامترها بر برش افقی مقاوم قاب انجام پذیرفت. نتایج نشان می‌دهند افزایش ضخامت دیوار منجر به افزایش برش مقاوم آن در طول ناحیه تماس بین دیوار و ستون می‌شود. به عنوان نمونه، افزایش دو برابری ضخامت دیوار منجر به افزایش ۶۸ درصدی برش مقاوم می‌گردد. استفاده از مصالح با ضریب الاستیسیته بیشتر به عنوان میانقاب، موجب کاهش برش افقی مقاوم سیستم مرکب قاب - دیوار می‌گردد. به عنوان نمونه، چهار برابر نمودن ضریب الاستیسیته مصالح دیوار، کاهش ۳۰ درصدی برش مقاوم را رقم می‌زند. از سوی دیگر افزایش ضریب الاستیسیته مصالح ستون، سبب افزایش برش مقاوم قاب مرکب می‌شود. به عنوان نمونه، تغییر قاب بتنی به فولادی که با افزایش ۱۰ برابری ضریب الاستیسیته قاب همراه است، باعث افزایش ۷۸ درصدی برش مقاوم سیستم قاب - دیوار خواهد شد. باید آگاه بود، برش مقاوم دیوار بر حسب طول دیوار دارای رفتاری دوگانه است. برای دیوارهایی که طول آنها کمتر از ارتفاعشان است، افزایش طول دیوار منجر به کاهش برش افقی مقاوم دیوار می‌شود که این کاهش چشمگیر است. از طرف دیگر، در دیوارهایی که طولشان بیشتر از ارتفاعشان است، افزایش طول دیوار به افزایش برش افقی مقاوم می‌انجامد که البته این افزایش چندان قابل توجه نمی‌باشد. به عنوان نمونه، در یک قاب با ارتفاع ۳ متر، افزایش طول دیوار از ۴ متر به ۸ متر تنها منجر به افزایش حدود ۱۰ درصدی برش مقاوم می‌گردد. در این بین، دیوارهای مربعی که دارای طول و ارتفاع برابرند، کمترین مقاومت برشی را از خود نشان می‌دهند. در نهایت، به نظر می‌رسد ضخامت دیوار بیشترین اثر را برش مقاوم دیوار دارد.

مراجع

- [1] Stafford Smith, B. and Coull, A. (1991) *Tall Building Structures: Analysis and Design*. New York: John Wiley and Sons.
- [2] Asteris, P. G., Cotsovos, D. M., Chrysostomou, C. Z., Mohebkhah, A. and Al-Chaar, G. K. (2013) Mathematical micromodeling of infilled frames: State of the art. *Engineering Structures*, 56, 1905-1921.
- [3] Mohammadi, M. and Nikfar, F. (2013) Strength and stiffness of masonry-infilled frames with central openings based on experimental results. *Journal of Structural Engineering*, 139, 974-984.
- [4] Singhal, V. and Rai, D. C. (2016) In-plane and out-of-plane behavior of confined masonry walls for various toothing and openings details and prediction of their strength and stiffness. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 45, 2551-2569.
- [5] Su, Q., Cai, G. and Cai, H. (2017) Seismic behavior of full-scale hollow bricks-infilled RC frames under cyclic loads. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15, 2981-3012.
- [6] Breveglieri, M., Camata, G. and Spacone, E. (2018) Strengthened infilled RC frames: continuum and macro modeling in nonlinear finite element analysis. *Composites Part B*, 151, 78-91.
- [7] Wang, L., Qian, K., Fu, F. and Deng X. F. (2019) Experimental study on the seismic behavior of reinforced concrete frames with different infill masonry. *Magazine of Concrete Research*, Ahead of Print.
- [8] Noorifard, A., Tabeshpour, M. R. and Mehdizadeh Saradj, F. (2020) New approximate method to identify soft story caused by infill walls. *Structures*, 24, 922-939.
- [9] Asteris, P. G., Antoniou, S. T., Sophianopoulos, D.S. and Chrysostomou, C. Z. (2011) Mathematical macromodeling of infilled frames: State of the art. *Journal of Structural Engineering*, 137 (12), 1508-1517.
- [10] Riddington, J. R. (1984) The influence of initial gaps on infilled frame behavior. *ICE Proceedings*, 77 (3), 295-310.
- [11] F. J. Crisafulli, A. J. Carr, R. Park, (2000) Analytical modeling of infilled frame structures: A general review. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 33 (1) 30-47.
- [12] Salehi YaneSari, M. M., Moradmand, H. and SarvGhad Moghadam, A. (2010) The effect of modelling methods of masonry infill on seismic performance of RC moment resistance frames. *Journal of Modelling in Engineering*, 8 (20), 27-38 (in persian).
- [13] Holmes, M. (1961) Steel frames with brickwork and concrete infilling. *ICE Proceedings*, 19 (4), 473-478.
- [14] Holmes, M., Stafford Smith, B., Mainstone, R. J., Wood, R. H. and Sachanski, S. (1962) Discussion on steel frames with brickwork and concrete infilling. *ICE Proceedings*, 23, 93-104.
- [15] Holmes, M. and Mainstone, R. J. (1963) Supplementary discussion on steel frames with brickwork and concrete infilling. *ICE Proceedings*, 24, 296-297.
- [16] Stafford Smith, B. and Carter, C. (1969) A method of analysis for infilled frames. *ICE Proceedings*, 44, 31-48.
- [17] El-Dakhkhni, W. W., Elgaaly, M. and Hamid, A. A. (2003) Three-strut model for concrete masonry-infilled steel frames. *Journal of Structural Engineering*, 129, 177-185.
- [18] Crisafulli, F. J. and Carr, A. (2007) Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 40, 69-77.
- [19] Moretti, M. L., Papatheocharis, T. and Perdikaris, P. C. (2014) Design of reinforced concrete infilled frames. *Journal of Structural Engineering*, 140, 0401406210-040140621.
- [20] Basha, S. H. and Kaushik, H. B. (2016) Behavior and failure mechanisms of masonry-infilled RC frames (in low-rise buildings) subject to lateral loading. *Engineering Structures*, 111, 233-245.
- [21] Wang, L., Tang, Z., Li, Y. and Qian, K. (2019) Seismic behavior of masonry-infilled precast concrete frames concrete considering effects of openings. *Construction and Building Materials*, 211, 756-770.