

مدل سه میله‌ای برای میانقاب بنایی بتنی قاب‌های فولادی

چکیده

مدت زیادی است که مشخص شده است که پنل‌های پرکننده بنایی در سازه‌های دارای قاب، بر مقاومت، سختی و شکل‌پذیری سازه‌های مرکب^۱ تاثیر می‌گذارند. در مناطق لرزه‌خیز، نادیده گرفتن رفتار مرکب همیشه جنبه‌ی ایمن ندارد؛ زیرا اندرکنش بین پنل و قاب تحت بارهای جانبی به طور چشمگیری سختی و مشخصات دینامیکی سازه‌ی مرکب و در نتیجه پاسخ آن در مقابل بارهای لرزه‌ای را تغییر می‌دهد. این مطالعه، یک روش ساده را برای برآورد سختی و ظرفیت بار جانبی قاب‌های فولادی با میانقاب بنایی بتنی^۲ (CMISF) در حالت خرابی خردشدگی گوشه^۳ و نیز نیروهای داخلی در اعضای قاب فلزی ارائه می‌کند. در این روش، هر پنل بنایی با سه میله^۴ با مشخصات نیرو-جابه‌جایی بر اساس رفتار ارتوتروپیک^۵ میانقاب بنایی جایگزین می‌گردد. یک مدل ساده شده‌ی قاب فولادی نیز بر اساس حالات خرابی^۶ مشخص CMISF ارائه شده است. این روش به راحتی می‌تواند در رایانه مدل‌سازی شده و تحلیل غیرخطی و طراحی سازه‌های سه بعدی CMISF انجام گردد.

مقدمه

پنل‌های پوششی بنایی می‌توانند به عنوان دیوارهای داخلی و خارجی در سازه‌های بتن آرمه و فولادی مشاهده گردند. از آنجایی که آن‌ها معمولاً به عنوان المان‌های معماری در نظر گرفته می‌شوند، اغلب وجود آن‌ها توسط مهندسين سازه نادیده گرفته می‌شود. با این حال هنگامی که سازه تحت بارهای لرزه قرار می‌گیرد، این پنل‌ها تمایل به اندرکنش با قاب اطراف را دارند که به سیستم ایجاد شده تحت عنوان قاب با میانقاب^۷ اشاره می‌شود.

نادیده گرفتن اثر میانقاب در سخت‌شوندگی و مقاومت قاب اطراف همواره یک روش محافظه‌کارانه نیست؛ زیرا هر چه یک ساختمان سخت‌تر باشد، بارهای لرزه‌ای بیش‌تری را جذب می‌نماید. اگر تنش بیش از اندازه به پنل وارد شود و در اثر آن بخشی از پنل یا تمام آن تخریب گردد، نیروهای زیادی که از قبل جذب شده بودند و قاب سخت همراه با میانقاب آن‌ها را تحمل می‌کرد؛ پس از خرابی بخشی از میانقاب یا تمام آن، ناگهان به قاب منعطف‌تری منتقل می‌شوند. علاوه بر این تغییر در توزیع سختی می‌تواند با توجه به اثرات پیچشی منجر به نیروهای لرزه‌ای بیش‌تر گردد. به دلیل پیچیدگی مسئله و عدم وجود یک مدل تحلیلی ساده نزدیک به واقعیت، تاثیر پنل‌های میانقاب بنایی اغلب در تحلیل غیرخطی سازه‌های ساختمان نادیده گرفته می‌شود. این فرض ممکن است منجر به اشتباه قابل توجه در پیش‌بینی سختی جانبی، مقاومت و شکل‌پذیری سازه شود. هم‌چنین غیراقتصادی شدن طراحی قاب با توجه امکان کاهش شدید تقاضا^۸ی سختی و مقاومت قاب از دیگر پیامدهای این فرض خواهد بود. تاثیر پنل‌های میانقاب بنایی بر تغییرات سختی، ظرفیت نهایی و حالت خرابی سازه‌های دارای قاب یکی از عناوین جالب توجه تحقیق در ۵ دهه‌ی اخیر بوده است. روش‌های مختلفی به کار گرفته شده است که از روش ساده‌ی مقاومت مواد شروع شد و به

1 Composite structures

2 Concrete Masonry-Infill Steel Frame(CMISF)

3 Corner Crushing (CC)

4 Strut

5 Orthotropic

6 Failure modes

7 Infilled frame

8 Demand

آزمایش‌ها به منظور تطبیق نتایج آزمایشگاهی با استفاده از مدل‌های ساده، روش‌هایی بر اساس تئوری الاستیسیته^۱، تعادل و روش انرژی و تحلیل پلاستیک رسید؛ اخیراً نیز روش المان محدود^۲ مورد استفاده قرار گرفته است. (کومیت ۱۹۹۶).

هدف مطالعه‌ی موجود، ارائه‌ی یک روش ساده برای پیش‌بینی سختی و نیز ظرفیت بار نهایی قاب‌های فولادی با میانقاب بنایی بتنی می‌باشد. این روش، طراحی یا تحلیل این سیستم‌ها را با ساده‌ترین مراجع موجود در دفاتر طراحی به راحتی امکان‌پذیر می‌نماید. این تکنیک می‌تواند به منظور اهداف طراحی و توسعه‌ی یک روش مفهومی تحلیل و طراحی این سیستم‌ها مورد استفاده قرار گیرد.

حالات خرابی قاب‌ها با میانقاب

بر اساس دانش به دست آمده از طریق مطالعات تحلیلی و آزمایشگاهی در طول ۵ دهه‌ی اخیر، حالت‌های خرابی مختلف قاب‌ها با میانقاب بنایی می‌تواند در ۵ حالت مجزای با نام‌های زیر دسته‌بندی گردد:

۱. حالت خردشدگی گوشه که مطابق شکل (a) ۱ نمایانگر خردشدگی در میانقاب حداقل در یکی از گوشه‌های بارگذاری شده است. این حالت در مواقعی که میانقاب با بلوک‌های بنایی ضعیف به وسیله‌ی یک قاب با اتصال ضعیف و اعضای قوی محصور شده است؛ رخ می‌دهد.

۲. حالت برش لغزشی^۳ که مطابق شکل (b) ۱ نمایانگر خرابی برشی لغزشی افقی در محل درز افقی میانقاب بنایی است. این حالت در میانقاب با بندهای ملات ضعیف و قاب قوی رخ می‌دهد.

۳. حالت فشار قطری^۴ که مطابق شکل (c) ۱ نمایانگر خردشدگی میانقاب در منطقه‌ی مرکزی آن است. این حالت مربوط به میتقاب نسبتاً لاغر که در آن خرابی ناشی از عدم تعادل میانقاب در اثر کمانش خارج از صفحه است؛ می‌باشد.

۴. حالت ترک قطری^۵ که مطابق شکل (d) ۱ در تشکیل یک ترک که از دو انتهای بارگذاری شده امتداد می‌یابد؛ مشاهده می‌شود. این حالت مربوط به یک قاب ضعیف یا یک قاب با اتصالات ضعیف و اعضای قوی و میانقاب نسبتاً قوی می‌باشد.

۵. حالت خرابی قاب^۶ که مطابق شکل (e) ۱ در تشکیل مقاصل پلاستیک در ستون‌ها یا اتصالات تیر به ستون مشاهده می‌شود. این حالت نیز مربوط به یک قاب ضعیف یا یک قاب با اتصالات ضعیف و اعضای قوی و میانقاب نسبتاً قوی می‌باشد.

1 Theory of elasticity

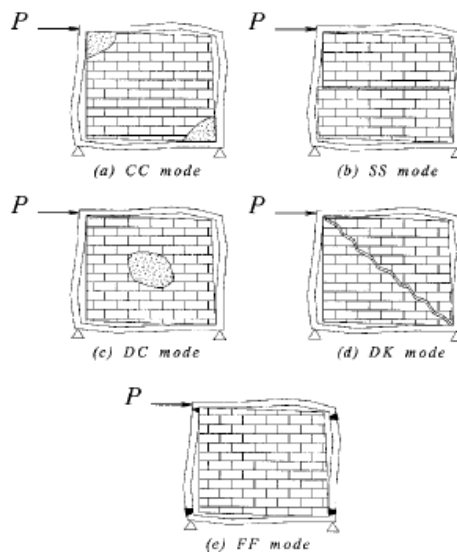
2 Finite element

3 Sliding Shear (SS)

4 Diagonal Compression (DC)

5 Diagonal Cracking (DK)

6 Frame Failure (FF)



شکل ۱. حالات خرابی مختلف قاب با میانقاب بنایی (a) حالت خردشدگی گوشه (b) حالت برشی لغزشی (c) حالت فشار قطری (d) حالت ترک قطری و (e) حالت خرابی قاب

بهتر است یادآوری شود که تنها دو حالت اول، حالت‌های خردشدگی گوشه و برش لغزشی، از لحاظ عملی مهم هستند (کومیت ۱۹۹۶)؛ زیرا حالت سوم (فشار قطری) به ندرت رخ می‌دهد و نیازمند یک نسبت لاغری^۱ بالا برای میانقاب است تا تحت بارگذاری داخل صفحه دچار کمانش خارج از صفحه^۲ گردد. این حالت با توجه به ابعاد عملی پنل‌های مورد استفاده و طراحی ضخامت آن‌ها به منظور ارضای عایق‌بندی صدا^۳ و الزامات محافظت در برابر آتش، به ندرت اتفاق می‌افتد. حالت چهارم (ترک قطری) با توجه به این واقعیت که میانقاب پس از ترک می‌تواند بار بیشتری را تحمل کند؛ نبایست به عنوان یک حالت خرابی در نظر گرفته شود. اگر چه حالت پنجم (خرابی قاب) ممکن است در قاب‌های بتن مسلح در نظر گرفته شود؛ اما در مورد قاب‌های فولادی با میانقاب متشکل از بلوک‌های بنایی بتنی توخالی غیر مسلح، به ندرت رخ می‌دهد. این مطالعه تنها حالت خردشدگی گوشه را که معمول‌ترین حالت خرابی است، مدل می‌نماید. به منظور تعیین حالت خرابی غالب، ظرفیت پنل‌های پوششی را که از طریق مدل ارائه شده به دست آمده است باید با این ظرفیت تحت حالت خرابی برش لغزشی که می‌توان با استفاده از روش پیشنهادی پاولای و پریستلی برآورد نمود؛ مقایسه کرد.

توسعه‌ی مدل قاب فولادی با میانقاب بنایی بتنی

مدل‌سازی قاب با پنل بنایی تنها، تحت بارگذاری قطری معمولاً منجر به یک خرابی ناگهانی به وسیله‌ی یک ترک مرحله‌ای در طول قطر بارگذاری شده و تقسیم پنل به دو قسمت مجزا و بلافاصله تخریب نمونه با توجه به عدم محصورشدگی می‌شود. این رفتار توسط الداخنی^۴ (۲۰۰۰) با استفاده از نرم افزار المان محدودی انسیس^۵ بررسی شد. نمونه‌ی آزمایش کشش قطری

^۱ Slenderness

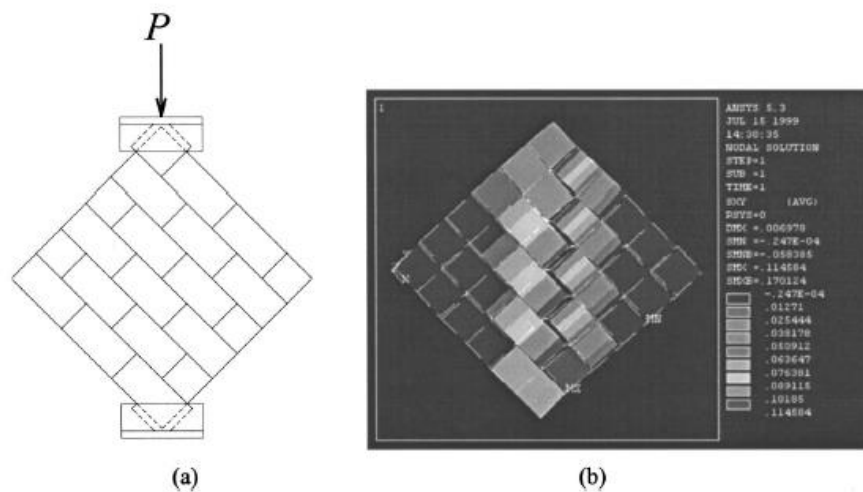
^۲ Out-of-plane buckling

^۳ Acoustic isolation

^۴ ElDakhkhni

^۵ Ansys

استاندارد ASTM E-519 که نمایانگر این حالت بارگذاری است و مدل المان محدودی استفاده شده برای تکرار مکانیزم خرابی آزمایشگاهی در شکل (۲) نشان داده شده‌اند.



شکل ۲ نمونه‌ی کشش قطری (a) طرز انجام آزمایش ASTM-519 (b) خطوط تراز تنش برشی حالت خرابی به دست آمده با استفاده از نرم افزار المان محدودی انسیس

بر خلاف پنل محصور نشده، به محض این که ترک در پنل پوششی گسترش یابد (معمولاً در سطوح بار و خیز بسیار پایین تر از حد نهایی)، پنل در میان قاب اطراف محصور می‌گردد و مطابق شکل (۳) در طول‌های تماسی^۱ در مقابل آن مقاومت می‌کند. طول‌های تماسی، محصورشدگی^۲ کافی را برای جلوگیری از خرابی فراهم می‌آورد و این اجازه را به پنل می‌دهد تا زمان ادامه‌ی تعریض ترک‌های قطری موجود و پیدایش ترک‌های جدید به وجود آورنده‌ی خرابی نهایی، بار بیش‌تری را تحمل نماید. این رفتار در پیشینه‌ی مطالعات توسط محققین بسیاری گزارش شده است (پولیاکوف^۳ ۱۹۵۶، استافورد^۴-اسمیت^۵ و کارتر^۶ ۱۹۶۹، فلناگان^۷ و دیگران ۱۹۹۲ و صانعی‌نژاد^۸ و هابس^۹ ۱۹۹۵، سیه^{۱۰} ۱۹۹۸). برای مدل‌سازی این رفتار معقول است که مطابق شکل (۳) پنل متشکل از دو ناحیه‌ی قطری در نظر گرفته شود. یک ناحیه به تیر بالایی و ستون پشت به باد و دیگری به ستون رو به باد و تیر پایینی متصل است. مطابق با گزارش بسیاری از محققین (رفلاک^{۱۱} و فاجفر^{۱۲} ۱۹۹۱، صناعی‌نژاد و هابس ۱۹۹۵، موسالم^{۱۳} و دیگران ۱۹۹۷، بونوپان^{۱۴} و وایت^{۱۵} ۱۹۹۹)، لنگرهای خمشی و نیروهای برشی در اعضای قاب نمی‌تواند

^۱ Contact length

^۲ Confinement

^۳ Polyakov

^۴ Stafford

^۵ Smith

^۶ Carter

^۷ Flanagan

^۸ Saneinejad

^۹ Hobbs

^{۱۰} Seah

^{۱۱} Reflak

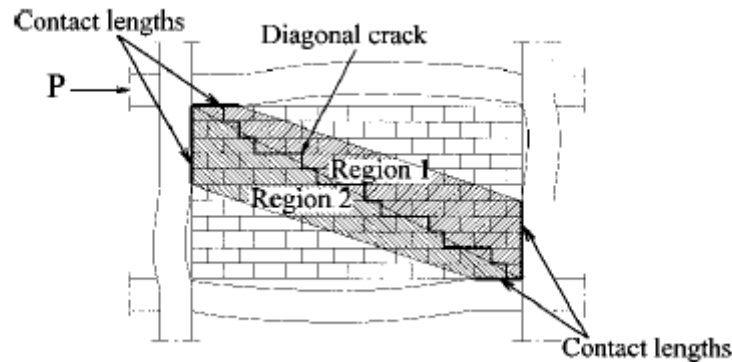
^{۱۲} Fajfar

^{۱۳} Mosalam

^{۱۴} Buonopane

^{۱۵} White

با استفاده از یک میله‌ی قطری تک که دو گوشه‌ی بارگذاری شده را به هم متصل می‌کند، در نظر گرفته شوند (اگر چه اغلب استفاده شده است).



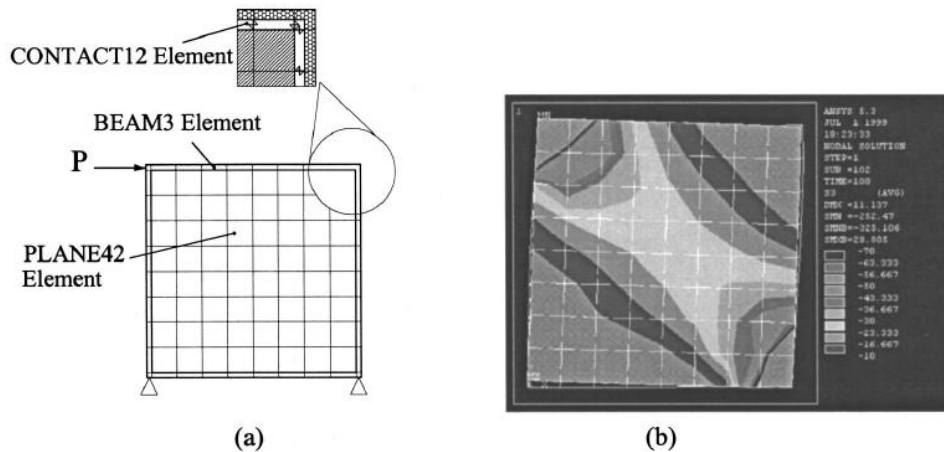
شکل ۳ جداسازی پنل پوششی به دو ناحیه‌ی قطری

بر اساس موارد بالا، توصیه شده است تا حداقل دو میله‌ی مورب دیگر در نقاط منطقه‌ی لنگرهای بیشینه^۱ در تیرها و ستون‌ها به منظور فراهم آوردن دوباره‌ی این لنگرها مطابق با شکل (۴) مورد نیاز است. علاوه بر این از آنجایی که انتقال بار از اعضای قاب به میانقاب به طول تماسی که به نوبه‌ی خود متاثر از سختی و شکل خیز^۲ اعضای قاب است؛ بستگی دارد، استفاده از مدل چند میله‌ای امکان اندرکنش بین پنل‌های مختلف ساختمان‌های چند طبقه را فراهم می‌آورد. این موضوع بر اساس این واقعیت است که برخی تیرها (و/یا ستون‌ها) از طریق پنل‌های بالایی یا پایینی (یا پنل‌های چپ و راست) در مناطق مختلف دهانه (یا ارتفاع) تحت بار قرار می‌گیرند که می‌تواند بر شکل خیز و در نتیجه کرنش‌های پنل اثر بگذارد و متعاقباً بار خرابی را تغییر دهد. الداخنی (۲۰۰۰) با استفاده از نرم افزار المان محدودی انسیس، یک قاب تنها با میانقاب را با المان‌های تنش مسطحه^۳ PLANE42 متصل شده به عضو قاب با المان‌های اتصال CONTACT2 مدل کرده است. مطابق شکل (۵)، قسمتی از پنل که تحت تنش قرار گرفته است به شکل یک ناحیه‌ی قطری می‌باشد. استفاده از مدل چند میله‌ای در مقایسه با تک میله، ناحیه‌ی واقعی تحت تنش در میانقاب را بهتر نشان می‌دهد و همچنین مدل‌سازی فرایند خرابی پیش‌رونده در ناحیه‌ی تماسی گوشه و نه تنها در نقاط گوشه، تسهیل می‌نماید.

¹ Maximum field moments

² Deflection

³ Plane stress



شکل ۵ مدل المان محدودی یک قاب تنها با میانقاب در نرم افزار انسیس (a) دیاگرام شماتیک (b) خطوط تراز تنش اصلی

توسعه‌ی مدل تحلیلی قاب با میانقاب به دو قسمت تقسیم می‌شود. اولین قسمت مربوط به توسعه‌ی یک مدل برای ارائه‌ی هندسی اجزای سیستم سازه‌ای، قاب فولادی و پنل پوششی، می‌باشد. در این مدل هندسی، توجه بیش‌تر به کار تحلیلی و آزمایشگاهی قبل مشخص می‌سازد که اگر چه کل قاب تا رسیدن به خرابی، به صورت غیرخطی رفتار می‌نماید اما منبع غیرخطی بودن بیش از دهانه‌ی اعضا در اتصال تیر به ستون متمرکز شده است. بنابراین تنها در ناحیه‌هایی که رفتار غیرخطی انتظار می‌رود، از المان‌های غیرخطی استفاده می‌شود. بنا بر مفهوم ناحیه‌ی میله‌ی قطری توصیه می‌گردد تا پنل به عنوان یک میله‌ی قطری متصل بین دو گوشه‌ی بارگذاری شده رفتار کند. این میله تنها یک خط ساده‌ی متصل‌کننده‌ی دو گوشه نیست، در عوض این میله یک منطقه‌ی تحت تنش پنل است که بخش‌هایی از قاب در حوالی دو گوشه‌ی بارگذاری شده را متصل می‌نماید. این پنل با استفاده از سه میله با مشخصات معین مدل می‌گردد و در نقاط مشخصی از قاب قرار می‌گیرد.

بخش دوم مربوط به مدل ماده‌ی توصیه شده برای فولاد و مصالح بنایی است. روابط ساده شده‌ی تنش-کرنش و بار-تغییرمکان برای مدل فولاد و مصالح بنایی استفاده شده است. پیچیدگی مربوط به ناهمسانی^۱ پنل بنایی اولاً با استفاده از ارتوتروپیک در نظر گرفتن تقریبی آن و سپس استفاده از روابط محافظه‌کارانه و ماتریس‌های انتقال محور برای دستیابی به مشخصات پنل در راستای بارگذاری برطرف شده‌اند.

مدل هندسی قاب فولادی

اعضای قاب فولادی در نرم افزار المان محدودی انسیس با استفاده از المان‌های تیر الاستیک، BEAM3، متصل شده با المان‌های فنر دورانی^۲ غیرخطی، COMBIN39، در محل اتصال تیر به ستون مدل شده‌اند. تمرکز رفتار غیرخطی تنها بر این اصل استوار است که به دلیل شکل‌پذیری محدود میانقاب و نیز تغییرشکل محدود قاب در حداکثر بار به غیر از گوشه‌های تحت بار، محدوده‌ی لنگرهای بیشینه از جمله لنگرهای خمشی در اتصالات بارگذاری نشده کم‌تر از اتصالات بارگذاری شده هستند و مشخص شده است که حداکثر ۲۰ درصد ظرفیت لنگر پلاستیک مقطع می‌باشند (صانعی‌نژاد و هابس ۱۹۹۵). بر خلاف مدل ارائه شده توسط سیه (۱۹۹۸) که اندرکنش بین نیروهای محوری و برشی و لنگر خمشی در اتصال را با استفاده از سه فنر ممکن می‌ساخت، از

¹ Anisotropic

² Rotational spring

فرمهای دورانی در اتصال مدل ارائه شده استفاده نشده است و به جای آن حالت اتصال^۱ درجات آزادی در انسیس انجام شده است که بر اساس آن نقاط تیر و ستون در اتصال تیر به ستون در حالت انتقال دو بعدی^۲ درجات آزادی به هم متصل شده‌اند تا به یک مقدار جابه‌جا شوند.

مدل هندسی پنل پوششی

صانعی‌نژاد و هابس (۱۹۹۵) نشان دادند که برای اعضای قاب فولادی با پنل پوششی بتنی مسطحه، نقاط محدوده‌ی حداکثر لنگر به سمت تکیه‌گاه اعضای قاب و نزدیک انتهای طول‌های تماس امتداد می‌یابند و در فواصلی از اتصال تیر به ستون که از روابط زیر به دست می‌آید، قرار گرفته‌اند.

$$\alpha_c h = \sqrt{\frac{2(M_{pj} + \beta_c M_{pc})}{\sigma_c t}} \leq 0.4h \quad (1)$$

$$\alpha_b l = \sqrt{\frac{2(M_{pj} + \beta_b M_{pb})}{\sigma_b t}} \leq 0.4l \quad (2)$$

که در آن α_c نسبت طول تماس ستون به طول ستون و α_b نسبت طول تماس تیر به طول دهانه‌ی تیر، h برابر ارتفاع ستون، l برابر دهانه‌ی تیر، M_{pj} کم‌ترین مقدار لنگر ستون، تیر یا ظرفیت لنگر پلاستیک اتصال، که به آن ظرفیت لنگر پلاستیک اتصال گفته می‌شود، M_{pc} و M_{pb} به ترتیب ظرفیت‌های لنگر پلاستیک ستون و تیر، β_c و β_b به ترتیب تنش‌های تماس نرمال سطح ستون و تیر، β_c و β_b به ترتیب نسبت‌های بین لنگر محدوده‌ی الاستیک گسترش یافته در طول ستون به M_{pc} و گسترش یافته در دهانه‌ی تیر به M_{pb} و در نهایت t ضخامت پنل می‌باشند.

قابل ذکر است که این طول‌های تماس ثابت نیستند و با توجه به تاریخچه‌ی بارگذاری تغییر می‌نمایند. صانعی‌نژاد و هابس (۱۹۹۵) پیشنهاد کردند که در آستانه‌ی خرابی، مقادیر β_c و β_b یا β_o و β_{bo} با توجه به این که خرابی میانقاب در سطح ستون یا تیر آغاز شود، به ترتیب برابر با مقادیر حد بالای خود β_{co} و β_o یا β_{bo} و β_o می‌باشند. آن‌ها یک روش برای محاسبه‌ی β_c و β_b ارائه کردند و با استفاده از تحلیل المان محدودی نشان دادند که β_o برابر 0.7 است. به منظور ساده‌سازی و فرض پلاستیک شدن کامل میانقاب در ناحیه‌ی گوشه‌های بارگذاری شده در آستانه‌ی خرابی، توصیه شده است که β_c و β_b یا β_{co} و β_{bo} به مقادیر حد بالای خود رسانده شوند. صانعی‌نژاد و هابس توصیه کردند که مقادیر حد بالای β_{co} و β_{bo} از روابط ارائه شده‌ی زیر محاسبه شود:

$$\sigma_{co} = \frac{f'_c}{\sqrt{1 + 3\mu^2 r^4}} \quad (3)$$

¹ Coupling

² Planar

$$\sigma_{bo} = \frac{f'_c}{\sqrt{1 + 3\mu^2}} \quad (4)$$

که در آن f'_c مقاومت فشاری بتن میانقاب سطحی، μ ضریب اصطکاک بین قاب فولادی و پنل بتنی و r نسبت شیب پنل که به صورت $r=h/l < 1$ تعریف می‌شود؛ می‌باشند.

به منظور اصلاح روابط (۳) و (۴) برای بتن بنایی، f'_c باید با f'_{m-0} و f'_{m-90} به ترتیب در روابط (۳) و (۴) جایگزین شوند. f'_{m-0} و f'_{m-90} به ترتیب مقاومت فشاری میانقاب بنایی موازی و عمود بر درز افقی می‌باشند؛ زیرا بر خلاف بتن صفحه‌ای همسان، بتن بنایی غیرهمسان و یا در بهترین حالت ارتوتروپیک است. علاوه بر این از آن جایی که μ بین فولاد و مصالح بنایی کم است (معمولاً حدود ۰/۳) و انقباض بتن میانقاب ممکن است منجر به جدا شدن بین قاب و پنل گردد، بنا بر یک فرض معقول از اصطکاک بین قاب فولادی و مصالح بنایی صرف نظر شده است. با یک فرض مشابه توسط لیاوو و کوان (۱۹۸۲) اصطکاک به عنوان ذخیره‌ی مقاومت فرض شده است. باید توجه شود که مطالعه‌ی اخیر انجام شده توسط فلانگان و دیگران (۱۹۸۲) به این نتیجه منجر شد که در روش ارائه شده توسط صانعی نژاد و هابس (۱۹۹۵) که ظرفیت به دست آمده از کار آزمایشگاهی را دو بار برآورد کرده بودند، بهترین نتایج با μ برابر با صفر به دست آمده است. همچنین از آن جایی که $r < 1$ است؛ مقدار r^4 بسیار کوچک است و قابل صرف نظر کردن می‌باشد.

با خلاصه کردن فرضیات و ساده‌سازی‌های بالا، توصیه می‌گردد فواصل از اتصال تیر به ستون تا نقاط محدوده‌ی لنگرهای بیشینه در ستون‌ها و تیرها قاب (که تقریباً همان طول‌های تماسی هستند)، به ترتیب از طریق روابط (۵) و (۶) به دست می‌آیند:

$$\alpha_c h = \sqrt{\frac{2(M_{pj} + 0.2M_{pc})}{tf'_{m-0}}} \leq 0.4h \quad (5)$$

$$\alpha_b l = \sqrt{\frac{2(M_{pj} + 0.2M_{pb})}{tf'_{m-90}}} \leq 0.4l \quad (6)$$

با توجه به شکل (۳)، استفاده از میله‌ها به المان‌های صفحه‌ای به منظور نمایش دو ناحیه‌ی میانقاب عملی‌تر است. با فرض این‌که ناحیه‌ی قطری معادل با بارگذاری یکنواخت، مساحتی برابر با A داشته باشد، که A در ادامه مشخص خواهد شد، هر ناحیه‌ی نشان داده شده در شکل (۳) مساحتی برابر با $A/2$ خواهد داشت. علاوه بر این، با فرض توزیع یکنواخت تنش تماسی در نواحی تماسی، هر ناحیه با استفاده از ۲ میله، هر کدام با مساحت $A_1 = 1/2(A/2) = A/4$ در ابتدا و انتهای طول تماسی جایگزین می‌گردد. ترکیب دو میله‌ی متصل‌کننده‌ی دو گوشه‌ی بارگذاری شده از دو ناحیه به یک میله با مساحت $A_2 = 2A_1 = A/2$ منجر به معادل کردن کل میانقاب به وسیله‌ی ۳ میله می‌شود، یک میله‌ی بالایی با مساحت $A_1 = A/4$ که تیر بالایی به ستون پشت به باد متصل می‌کند، میله‌ی میانی با مساحت $A_2 = A/2$ که دو گوشه‌ی بارگذاری شده را به هم متصل می‌نماید و در نهایت یک میله‌ی پایینی با مساحت $A_1 = A/4$ که ستون رو به باد را به تیر پایینی اتصال می‌دهد، که در مجموع $A = 2A_1 + A_2$ خواهد شد. مدل هندسی ارائه شده برای یک سازه‌ی CMISF معمول در شکل (۶) نشان داده شده است. صانعی نژاد و هابس (۱۹۹۵) میانقاب را به وسیله‌ی یک میله با مساحت A_d که از رابطه‌ی صفحه‌ی بعد به دست می‌آید، جایگزین نمودند:

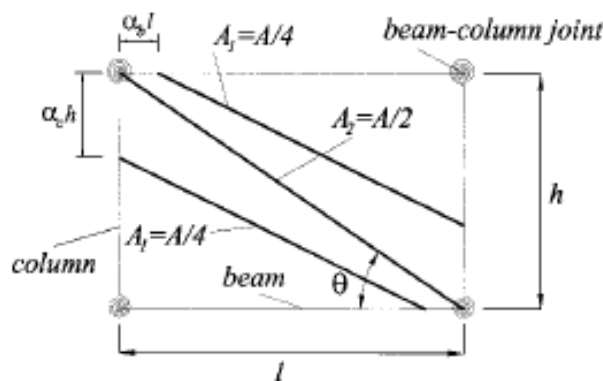
$$A_d = \frac{(1 - \alpha_c) \alpha_c h t \frac{\sigma'_c}{f_c} + \alpha_b l t \frac{\tau_b}{f_c}}{\cos \theta} \quad (7)$$

که در آن f_c مقاومت کاهش یافته بر اساس محدوده‌ی طراحی نهایی، $\Theta = \tan^{-1} \theta = (h/l)$ و τ_b تنش برشی یکنواخت گسترش یافته در سطح مشترک تیر و میانقاب و به صورت $\tau_b = \mu_b b$ به دست می‌آید.

دوباره بر اساس بحث قبل، توصیه شده است تا از τ_b در رابطه‌ی (۷) صرف نظر شود. علاوه بر این، از آن جایی که این مطالعه به بررسی رفتار قاب‌ها با میانقاب تا خرابی می‌پردازد، هیچ معیاری برای کاهش مقاومت مواد نباید به کار گرفته شود. از این رو فرض می‌شود که f_c به بیش‌ترین مقدار خود برای مصالح بنایی در موازات درز افقی f_{m-o} می‌رسد. در هنگام خرابی مطابق با بحث انجام شده در مورد روابط (۳) و (۴)، b_c به بیش‌ترین مقدار خود b_{co} می‌رسد که برای مصالح بنایی بتنی تقریباً برابر با f_{m-o} می‌باشد. این مورد می‌تواند منجر به کاهش نسبت f_c/b_c به مقدار واحد شود. در این فرض، اثر ناحیه‌ی دومحوره‌ی تنش در نزدیکی گوشه‌های میانقاب به منظور سادگی صرف نظر شده است.

بر اساس موارد بالا، پیشنهاد می‌شود که مساحت کل میله‌های قطری از رابطه‌ی زیر محاسبه شود:

$$A = \frac{(1 - \alpha_c) \alpha_c h t}{\cos \theta} \quad (8)$$



شکل ۶ مدل ارائه شده برای قاب فولادی با میانقاب مصالح بنایی بتنی

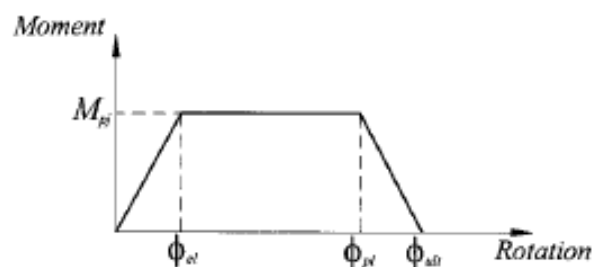
مدل مواد قاب فلزی

استفاده از المان‌های قاب الاستیک به یک مساحت و ممان اینرسی مقطع و همچنین مدول الاستیسیته‌ی فولاد که تنها ورودی موردنیاز برای مقاطع قاب به منظور تشکیل ماتریس سختی است، نیازمند است. این حالت لزوم اصلاح ماتریس سختی را مانند فرایند تکرار انجام شده در رفتار غیرخطی قاب فولادی از بین می‌برد. استفاده از المان‌های الاستیک با توجه به بحث قبلی در مورد مدل هندسی قاب فولادی توجیه‌پذیر است. ظرفیت نهایی لنگر فتر دورانی غیرخطی، M_{pj} ، که نمایانگر اتصال تیر به ستون است، به صورت کم‌ترین مقدار ظرفیت نهایی ستون، تیر و اتصال تعریف می‌شود که همانطور که در روابط (۱) و (۲) بیان شده است به عنوان ظرفیت پلاستیک لنگر در اتصال شناخته می‌شود. سختی دورانی فتر می‌تواند کالیبره گردد تا سختی جانبی قاب با قاب واقعی تنها مطابقت داشته باشد. اطلاعات لازم برای کالیبره کردن می‌تواند به صورت آزمایشگاهی یا استفاده از تحلیل

الاستیکی ساده و یا در حالت اتصال نیمه صلب^۱ اعضا، اطلاعات موجود استفاده شده برای مدل سازی اتصالات نیمه صلب به دست آید (چن^۲ و لویی^۳ ۱۹۹۱). رفتار اتصال در شکل (۷) نشان داده شده است که در آن Φ_{el} حداکثر دوران الاستیک است که اتصال بدون تسلیم شدن می تواند تحمل کند؛ Φ_{pl} حداکثر دوران پلاستیک است که اتصال نمی تواند بیش تر از آن را تحمل کند. ظرفیت نهایی قاب تنها، H_u ، می تواند به صورت دقیق با استفاده از تحلیل پلاستیک و به راحتی با استفاده از رابطه ی زیر بررسی شود:

$$H_u = \frac{\sum_{j=1}^4 M_{pj}}{h} \quad (9)$$

که در آن علامت مجموع برای هر ۴ اتصال قاب می باشد.



شکل ۷ رفتار مدل مواد اتصال تیر به ستون

مدل مواد پنل پوششی

بر اساس پیشینه ی موجود، واضح است که بخشی از پنل که تحت تنش قرار می گیرد، یک منطقه ی قطری است که دو گوشه ی بارگذاری شده را به هم متصل می کند. بنابراین فرض غالب بودن مشخصات این منطقه در رفتار پنل پوششی توجیه پذیر است. پنل های بنایی به صورت ناهمسان معرفی شده اند (حمید^۴ و دریسدیل^۵ ۱۹۸۰، خطاب^۶ و دریسدیل ۱۹۹۲، موسالم و دیگران ۱۹۹۷، سیه ۱۹۹۸). با استفاده از یک تقریب نزدیک، مصالح بنایی ناهمسان به صورت ارتوتروپیک در نظر گرفته می شوند. بنا بر این واقعیت که پنل وقتی به صورت قطری بارگذاری گردد شروع به کار می نماید، روابط محافظه کارانه صفحات ارتوتروپیک (شیمس^۷ و کوزارلی^۸ ۱۹۹۲) و ماتریس انتقال محورها برای به دست آوردن مدول یانگ پنل در جهت قطری، E_θ ، از رابطه ی زیر به دست می آید:

$$E_\theta = \frac{1}{\frac{1}{E_0} \cos^4 \theta + \left[-\frac{2\nu_{0.90}}{E_0} + \frac{1}{G} \right] \cos^2 \theta \sin^2 \theta + \frac{1}{E_{90}} \sin^4 \theta} \quad (10)$$

¹ Semirigid

² Chen

³ Lui

⁴ Hamid

⁵ Drysdale

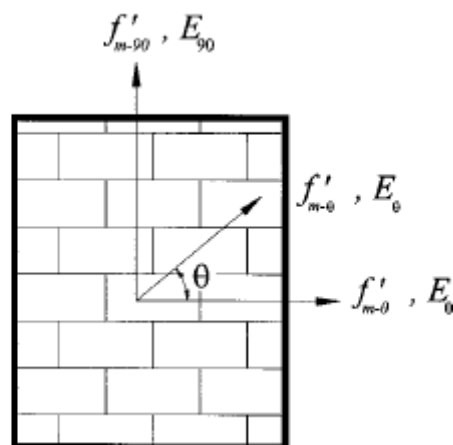
⁶ Khattab

⁷ Shames

⁸ Cozzarelli

که در آن E_0 و E_{90} به ترتیب مدول یانگ در راستاهای موازی و عمود بر درز افقی^۱، u_{0-90} نسبت پواسون است که به صورت نسبت کرنش در جهت عمود بر درز افقی به کرنش در جهت موازی با درز افقی تعریف می‌شود؛ و G مدول برشی می‌باشند. اگرچه استفاده از این روش در پیوند متداول^۲ میانقاب‌های بنایی به صورت عملی مرسوم است، اما در مورد پیوند انباشتی^۳ نیز می‌توان این تکنیک را به کار برد. استفاده از رابطه‌ی بالا برای دیوارهای بنایی بتنی غیرمسلح، مدول یانگ را در راستای مایل تا رسیدن به حدود ۸۰ درصد آن در جهت عمود بر درز افقی کاهش می‌دهد.

به طور معمول مدول یانگ اولیه‌ی مواد نیمه شکننده مانند بتن و مصالح بنایی را به مقاومت فشاری نهایی آن‌ها ارتباط می‌دهند. از این رو این فرض منطقی به نظر می‌رسد که نه تنها مدول‌های یانگ بلکه مقاومت نهایی میانقاب بنایی در راستای θ ، $f'_{m-\theta}$ نیز تغییر خواهند یافت. یک راه ساده برای در نظر گرفتن تغییرات این راستا مرتبط با ساختن E_0 با $f'_{m-\theta}$ با استفاده از ضریب یکسان مرتبط ساختن E_{90} با f'_{m-90} و صرف نظر از اثر تنش برشی همانند اثر محدوده‌ی تنش دومحوره در نزدیکی گوشه‌ها با توجه به حالت خرابی خردشدگی گوشه در میانقاب است. دلیل انتخاب E_{90} و f'_{m-90} کاربرد عملی معمول آن همانند آزمایش استاندارد (ASTM E-447) برای به دست آوردن مقاومت مصالح بنایی منشوری در جهت عمود بر درزهای افقی یعنی راستای قائم که معمولاً در دیوارهای باربر در جهت بارگذاری هستند، می‌باشد. این فرضیه که مقاومت فشاری مصالح بنایی بر اساس زاویه‌ی بارگذاری تغییر می‌نماید توسط حمید و دریس‌دیل (۱۹۹۸) بررسی و یک رابطه به صورت $f'_{m-0}=0.7f'_{m-90}$ توسط سیه (۱۹۹۸) پیشنهاد شده است. شکل (۸) مدل ارتوتروپیک را برای میانقاب بنایی نشان داده است.



شکل ۸ مدل ارتوتروپیک مصالح بنایی بتنی

بر اساس تحلیل‌های غیرخطی المان محدودی، صانعی‌نژاد و هابس (۱۹۹۵) پیشنهاد کردند که سختی وتر قاب‌ها با میانقاب در بیشینه‌ی بار برابر با نصف سختی اولیه باشد. این موضوع می‌تواند مستقیماً در قالب رابطه‌ی تنش-کرنش برای میانقاب بنایی

¹ Bed joint

² Running bond

³ Stacked bond

با فرض مدول یانگ وتر در حداکثر بار، E_p ، برابر با نصف مدول یانگ اولیه یعنی $E_p=0.5E_\theta$ تفسیر شود. این فرض از آن جایی که سختی قاب با میانقاب به طور قابل توجهی متأثر از سختی میانقاب می‌باشد، توجیه‌پذیر است. (هاناسکر^۱ و صفحه‌ی ۱۹۸۶).

مطابق شکل ۹(a)، با دانستن E_p و $f'_{m-\theta}$ ، تعیین کرنش منطبق با حداکثر بار، ϵ_p ، یک کار ساده خواهد بود. به جای استفاده از رابطه‌ی منحنی درجه‌ی ۲ تنش-کرنش که در شکل ۹(a) نشان داده شده است، توصیه شده است تا با یک رابطه‌ی سه خطی که مطابق شکل ۹(a) برای تحلیل ساده‌تر و کاربردی‌تر تقریب زده شود. در صورت عدم وجود اطلاعات دقیق، پارامترهای شکل ۹(a) به صورت زیر فرض می‌شوند:

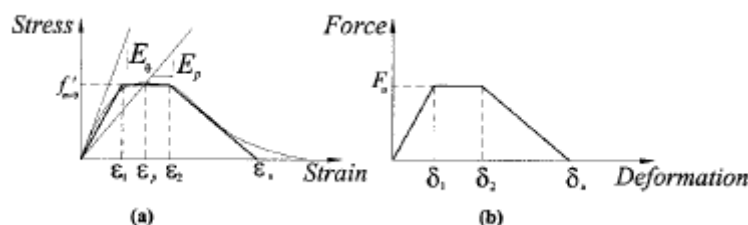
$$\epsilon_1 = \epsilon_p - 0.001 \quad 11(a)$$

$$\epsilon_2 = \epsilon_p + 0.001 \quad 11(b)$$

$$\epsilon_u = 0.01 \quad 11(c)$$

دانستن رابطه‌ی تنش-کرنش با مساحت (از رابطه‌ی (۸)) و طول هر سه میله (که به راحتی با دانستن ابعاد میانقاب و طول‌های تماسی بر اساس روابط (۵) و (۶) محاسبه می‌شود) به دست آوردن یک رابطه‌ی نیرو-جابجایی را برای هر میله ممکن می‌سازد. مطابق شکل ۹(b) با ضرب ساده‌ی کرنش‌های ϵ_1 ، ϵ_2 و ϵ_u در طول هر میله به ترتیب مقادیر δ_1 ، δ_2 و δ_u به دست می‌آید. همچنین با ضرب تنش، $f'_{m-\theta}$ ، در مساحت هر میله مقدار F_u برای آن میله محاسبه می‌گردد. در حقیقت، با فرض برابری E_θ و $f'_{m-\theta}$ برای تمام میله‌ها و صرف نظر از اختلاف زاویه‌ی شیب بین میله‌ی وسطی و میله‌های بالایی و پایینی، منجر به یافتن تنها دو رابطه‌ی نیرو-تغییرمکان مجزا خواهد شد، که یکی برای میله‌های بالایی و پایینی و دیگری برای میله‌ی وسطی است.

لازم به ذکر است که استفاده از یک مدل در ابعاد بزرگ، که از تک میله و صفحه برای جایگزینی میانقاب استفاده نکند، قبلاً توسط تعدادی از محققین پیشنهاد شده است. کریسوستومو (۱۹۹۱) و مندر و نایر (۱۹۹۴) مدل‌های چندمیله‌ای را پیشنهاد کرده‌اند. موسالم و دیگران (۱۹۹۷c) از یک خریا^۲ با المان‌های تماسی استفاده کرده‌اند. با توجه به پیچیدگی مسئله، بیش‌تر مشخصات این نوع مدل‌ها توسط محققین زیادی پیشنهاد داده شده بود که برخلاف مدل ارائه شده در این تحقیق از نظر سطح مصالح و مواد توجیه‌پذیر نبودند. در حقیقت مساحت‌ها و سختی‌های اعضا که معادل میانقاب بودند، معمولاً با تطبیق تعدادی از یافته‌های آزمایشگاهی مانند سختی و/یا بار نهایی یا فرکانس طبیعی تحت بارگذاری لرزه‌ای انتخاب می‌شدند. در سایر حالات، مشخصات ماکرو مدل با تطبیق برخی مشخصات یک ماکرو مدل پیچیده‌تر انتخاب می‌شدند.



شکل ۹ روابط ساده شده‌ی سه خطی (a) رابطه‌ی تنش-کرنش مصالح بنایی بتنی (b) رابطه‌ی نیرو-تغییرمکان معمول برای میله‌ها

مدل سازی نمونه های آزمایش با استفاده از روش ارائه شده

مدل پیشنهادی برای مدل سازی ۵ نمونه ی CMISF استفاده شده است. ۴ نمونه در دانشگاه نیو برونسویک^۱ تحت بار شدید تکی^۲ توسط یانگ^۳ (۱۹۸۴)، مک براید^۴ (۱۹۸۴)، آموس^۵ (۱۹۸۶) و ریچاردسون^۶ (۱۹۸۶) مورد آزمایشگاه قرار گرفته است. نمونه ی پنجم در دانشگاه کورنل توسط موسالم و دیگران (۱۹۹۷a) تحت بارگذاری تغییرمکان-کنترل شبه استاتیکی مورد آزمایش قرار گرفت. ۴ نمونه ی اول، میانقاب های تنهای CMISF یکسان با مقاومت مصالح بنایی مختلف هستند. دلیل انتخاب این نمونه ها اساسا برای ثبات نتایج آزمایش ها و همچنین صحت سنجی اثر تغییر مقاومت مصالح بنایی در رفتار مدل CMISF می باشد. از این رو این نتایج آزمایشگاهی با استفاده از یک مدل میکروی المان محدودی بسیار پیچیده شامل مجموعه ای از المان های تنش مسطحه که به وسیله ی ۱۰ فنر به هر نقطه متصل شده اند، توسط سیه (۱۹۹۸) تکرار شد. پنجمین نمونه یک مقیاس یک چهارم از یک CMISF یک طبقه ای با دو دهانه و با اتصال نیمه صلب می باشد. این نمونه برای نشان دادن موثر بودن این روش در مدل سازی اتصالات نیمه صلب و نیز تاثیر استفاده از سه میله در تغییرات دیاگرام لنگر خمشی CMISF و قابلیت مدل از لحاظ تشابه با پوش چرخه های بار چرخه ای-خیز (منحنی ظرفیت) انتخاب شده است. جزئیات محاسبات با استفاده از مدل سازی المان محدودی این نمونه ها را در مطالعات دیگر می توان یافت. (الداخنی ۲۰۰۰).

برنامه ی المان محدودی انسیس با استفاده از مدل ارائه شده به منظور به دست آوردن رابطه ی بار-خیز (تغییر مکان) نمونه ی WB2 که توسط یانگ (۱۹۸۴) مورد آزمایش قرار گرفته است، استفاده شده است. روابط بار-تغییرمکان برای مدل قاب تنها و همراه میانقاب در شکل (۱۰) به منظور مقایسه در کنار نتایج آزمایش نشان داده شده است. نمونه ها تا رسیدن تغییرمکان جانبی به مقدار تقریبی ۲۰ میلی متر تحت بار قرار گرفته اند؛ فرض شده است که نمونه در این مقدار تغییرمکان تخریب می شود. یک افت ناگهانی در منحنی بار-تغییرمکان در مقدار تقریبی ۳۱۲ کیلونیوتون با توجه به گسترش ترک قطری که در قبل بحث شد، رخ می دهد. گسترش ترک قطری بر سختی و ظرفیت بار نهایی قاب با میانقاب اثر نمی گذارد و با توجه به اثر آن بر روی شکل پذیری کلی سیستم، تنها منجر به یک جابه جایی نسبی خواهد شد که خارج از بحث این مطالعه است. شکل (۱۰) قابلیت های مدل ارائه شده در پیش بینی سختی و ظرفیت بار نهایی تا خرابی را نشان می دهد. به نظر می رسد این مدل ظرفیت نهایی را حدود ۹ درصد دست بالا در نظر می گیرد و به صورت قابل قبولی متوسط سختی را تا خرابی برآورد می نماید.

روابط بار-تغییرمکان برای نمونه ی WA3 (مک براید ۱۹۸۴) و نمونه ی WC7 (آموس ۱۹۸۶) به ترتیب در شکل های (۱۱) و (۱۲) نشان داده شده است. در این حالت، مدل تشابه زیادی در سختی CMISF تا خرابی داشته است، مقاومت نمونه ی WA3 را ۱۴ درصد بیش تر و برای نمونه ی WC7 را ۳ درصد کم تر در نظر می گیرد.

¹ New Brunswick

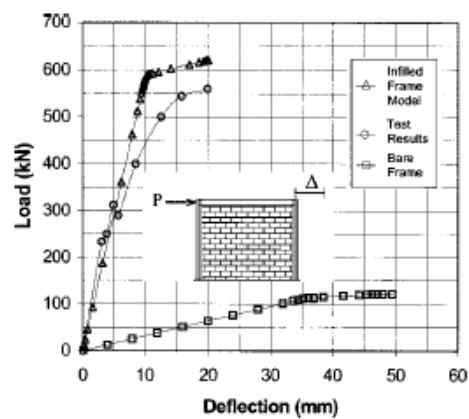
² Monotonic racking load

³ Yong

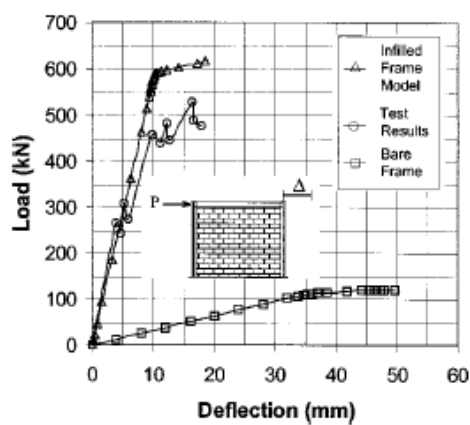
⁴ McBride

⁵ Amos

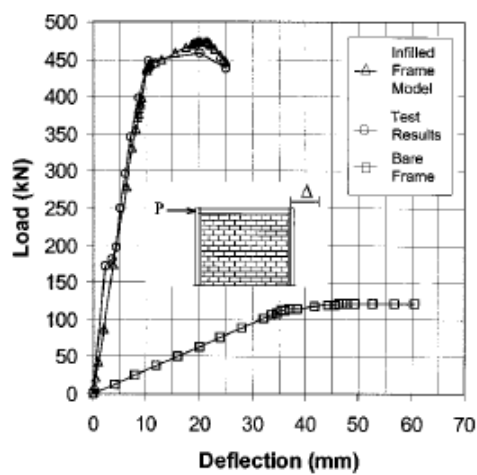
⁶ Richardson



شکل ۱۰ روابط بار-تغییر مکان برای نمونه‌ی WB2 (یانگ ۱۹۸۴)



شکل ۱۱ روابط بار-تغییر مکان برای نمونه‌ی WA3 (مک براید ۱۹۸۴)

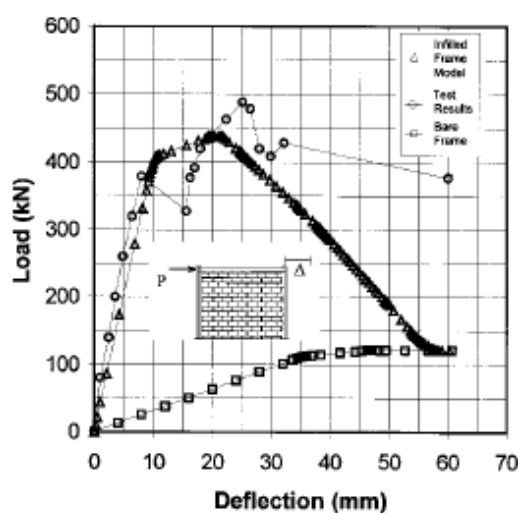


شکل ۱۲ روابط بار-تغییر مکان برای نمونه‌ی WC7 (آموس ۱۹۸۶)

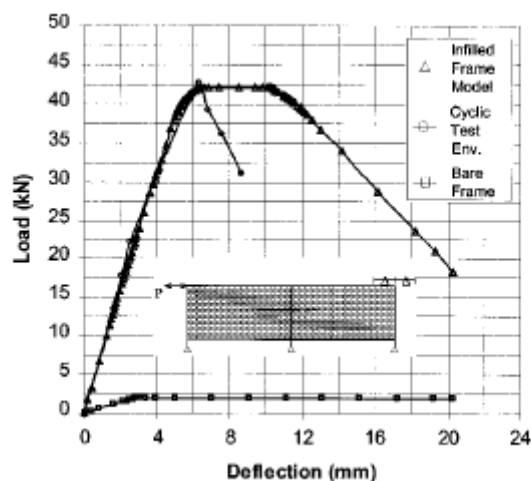
بارگذاری ۳ نمونه‌ی اول به محض آغاز خرابی، معمولاً در جابه‌جایی حدود ۲۰ میلی‌متری، متوقف می‌شود. نمونه‌ی چهارم WD7 که توسط ریچاردسون مورد آزمایش قرار گرفت، تا رسیدن به جابه‌جایی ۶۰ میلی‌متری، تحت بار قرار گرفت. این نمونه نیز با استفاده از تکنیک یکسان و با استفاده از برنامه‌ی المان محدودی انسیس مدل‌سازی شد. روابط بار-تغییر مکان برای مدل قاب تنها و با میان‌قاب در شکل (۱۳) به منظور مقایسه در کنار نتایج آزمایشگاهی نشان داده شده است. بار دیگر این مدل در تکرار نتایج آزمایش تا خرابی، مناسب است. مدل بار خرابی را ۱۰ درصد کم‌تر برآورد کرده است و اطلاعات آزمایشگاهی نشان می‌دهد که نتایج قاب با میان‌قاب به تدریج کاهش می‌یابد و در نهایت در چند نقطه به ظرفیت نهایی قاب تنها می‌رسد.

قابل ذکر است که مدل ارائه شده می‌تواند سختی و مقاومت را تا زمان خرابی به طور مناسبی پیش‌بینی کند اما رفتار قبل از خرابی و شکل‌پذیری سیستم‌های CMISF نامشخص است و نیازمند تحقیق بعدی است که اخیراً در دانشگاه درکسل^۱ در حال انجام شدن است.

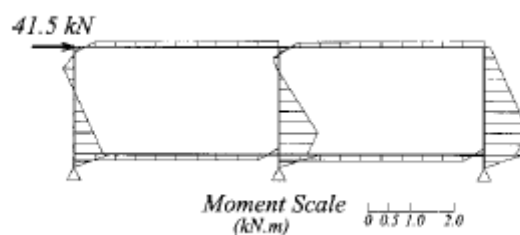
نمونه‌ی Q21SSB که توسط موسالم و دیگران (۱۹۹۷a) مورد آزمایش قرار گرفته است؛ با تکنیک مشابه مدل شده است. شکل (۱۴) رابطه‌ی بار-تغییر مکان مدل قاب تنها و با میان‌قاب را در کنار پوش آزمایش بارگذاری چرخه‌ای پس از اصلاح به منظور مستثنی کردن اثر کمبود تناسب بین قاب و میان‌قاب نشان داده است. مدل، قاب با میان‌قاب را تا جابه‌جایی ۶ میلی‌متر به دقت نشان داده است به طوری که ظرفیت نمونه را به مقدار کم‌تر از ۲ درصد دست کم در نظر می‌گیرد. بعد از این جابه‌جایی، خرابی در نمونه اتفاق می‌افتد، در حالی که مدل همچنان بار بیش‌تری را با وجود سختی بسیار کم تحمل می‌نماید؛ بنابر این به تدریج مقاومت خود را از دست می‌دهد و تخریب می‌گردد. شکل (۱۵)، لنگرهای خمشی در اعضای مدل را در بار ۴۱/۵ کیلو نیوتون و قبل از خرابی نشان می‌دهد. این لنگرها یک جریان مشابه با آن چه که موسالم و دیگران (۱۹۹۷b) به دست آوردند و آن چه توسط رفلاک و فاجفر (۱۹۹۱)، صانعی‌نژاد و هابس (۱۹۹۵) و بونوپان و وایت (۱۹۹۹) پیشنهاد شده است، دارند.



شکل ۱۳ روابط بار-تغییر مکان برای نمونه‌ی WD7 (ریچاردسون ۱۹۸۶)



شکل ۱۴ روابط بار-تغییر مکان برای نمونه‌ی Q21SSB (موسالم و دیگران ۱۹۹۷a)



شکل ۱۵ دیاگرام لنگر خمشی به دست‌آمده با استفاده از مدل انسیس برای نمونه‌ی Q21SSB (موسالم و دیگران ۱۹۹۷a)

در حالت کشش

نتیجه‌گیری و پیشنهادات

این مقاله یک روش تحلیلی پیش‌بینی سختی و ظرفی بار نهایی CMISF را که تحت حالت خردشدگی گوشه خراب می‌شود، ارائه می‌نماید. نتایجی که بر اساس این مطالعه به دست می‌آید، به صورت زیر است:

۱. تکنیک تحلیلی ارائه شده سختی جانبی تا لحظه‌ی خرابی و ظرفیت بار نهایی قاب‌های فولادی با میانقاب بنایی بتنی را با دقت قابل قبولی پیش‌بینی می‌نماید. این تکنیک رفتار غیرخطی رخ داده در قاب فولادی (بر اساس تشکیل مفاصل پلاستیک) و میانقاب بنایی (بر اساس خردشدگی) را مورد توجه قرار می‌دهد. این تکنیک ایجاد ترک کششی قطری در مفاصل مصالح بنایی را صرفاً به عنوان محدوده‌ی قابلیت بهره‌برداری در نظر می‌گیرد.

۲. استفاده از سه میله به جای تک میله بر اساس لنگرهای خمشی مشاهده شده در اعضای قاب که با تک میله به دست نمی‌آیند، توجیه‌پذیر است. علاوه بر این، سه میله به طور ناگهانی خراب نمی‌شوند که حالتی است که در واقعیت نیز در میانقاب‌های بنایی رخ می‌دهد؛ به طوری که خردشدگی در گوشه‌ها آغاز و گسترش آن در نواحی گوشه منجر به خرابی می‌شود. استفاده از مدل سه میله‌ای هم‌چنین مدل‌سازی اندرکنش میان میانقاب‌های مختلف در ساختمان‌های چند طبقه تسهیل می‌نماید.

۳. این تکنیک، یک ماکرومدل را ارائه می‌کند که برای استفاده آسان‌تر و کاربردی‌تر است و به زمان کم‌تری نسبت به مزو مدل‌ها^۱، که در آن میانقاب مانند یک صفحه^۲ رفتار می‌نماید یا میکرومدل‌ها، که در آن پنل به مجموعه‌ای از المان‌های تنش مسطحه تقسیم و به وسیله‌ی مجموعه‌ای از فنرها یا المان‌ها به هم متصل می‌شود؛ نیازمند است.

۴. برای استفاده از این تکنیک در سازه‌های واقعی چند طبقه و چند دهانه‌ای، سه میله‌ی قطری برای هر میانقاب با توجه به گام‌های گفته شده از روش ارائه شده جایگزین می‌شود. این فرآیند می‌تواند به سادگی در رایانه و از جمله برنامه‌های المان محدودی که در تحلیل سازه‌ای استفاده می‌شوند؛ به منظور ایجاد خودکار میله‌های قطری و قرار دادن آن‌ها در محل‌های مناسب با توجه به مشخصات انجام شود.

۵. به جای استفاده از رابطه‌ی تنش-کرنش غیرخطی واقعی که حالتی است که ممکن است در بسیاری از نرم‌افزارهای تحلیل سازه‌ای وجود نداشته باشد، یک رابطه‌ی سه خطی ساده شده برای مصالح بنایی به کار گرفته شده است. یک رابطه‌ی مشابه در مدل‌سازی رابطه‌ی نیرو-تغییر مکان قاب فولادی استفاده شده است. قابل ذکر است که این ساده‌سازی منجر به زمان تحلیل کم‌تر به ویژه در سازه‌های چند طبقه‌ی سه بعدی با تعداد زیاد درجات آزادی می‌گردد. به منظور انجام تحلیل الاستیک خطی، یک روش ساده‌تر استفاده از قسمت اول رابطه‌ی سه خطی به منظور به دست آوردن سختی و بار نهایی است.

¹ Mesomodels

² Plate