

مطالعه رفتار قاب خمشی فولادی مرکب دارای میانقاب تحت بار جانبی

سید علی طباطبایی

کارشناس ارشد، دانشگاه آزاد اسلامی واحد یزد

حسن پورمحمد

استادیار، دانشگاه آزاد اسلامی واحد کرج

PoorMohammad72@yahoo.com

چکیده

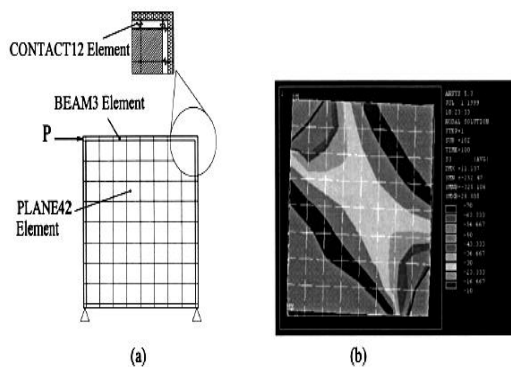
تاثیر وجود میانقاب در سازه‌ها در زلزله‌های گذشته، نشان‌دهنده ضرورت مدلسازی و در نظر گرفتن اثرات آنها در تحلیل و طراحی سازه‌ها می‌باشد. در این زمینه روش‌های مدلسازی مختلفی تا به حال ارائه شده است. در این پژوهش علاوه بر مدلسازی اثرات وجود میانقاب، اثرات میانقاب در سازه‌های با طبقات مختلف به روش Pushover مورد مطالعه قرار گرفته است. نتایج این بررسی نشان می‌دهد رفتار مورد انتظار سازه با در نظر گرفتن میانقاب نسبت به حالت بدون میانقاب، تغییر قابل توجهی داشته و همچنین با افزایش طبقات، میزان سختی اولیه، پیروید اصلی سازه، میزان نیروی برشی ستون‌ها، میزان تغییر مکان طبقات در ساختمان‌های با میانقاب نسبت به ساختمان‌های بدون میانقاب تغییر قابل توجهی داشته است.

کلمات کلیدی: سختی اولیه، پیروید اصلی سازه، نیروی برشی ستون‌ها، تغییر مکان طبقات

۱- مقدمه

در سال ۱۹۵۸ وود آزمایشاتی را بر روی قاب فولادی دارای میانقاب‌های آجری، بتنی و بلوکهای محجوف خستی و تحت بار جانبی انجام داد. در سال ۱۹۶۱ هولمز در مقاله‌ای نتایج حاصل از آزمایشات مشابهی را ارائه نمود. در آن مقاله فرمول‌هایی برای محاسبه سختی و مقاومت پانل‌های منفرد میانقاب پیشنهاد نمود. استد فورد اسمیت در سال ۱۹۶۲ نتیجه تحقیقات خود را بر روی تعیین سختی جانبی قاب‌های با میانقاب، که تلفیقی از بررسی‌های آزمایشگاهی و نظری بود، ارائه نمود [۳].

سالانه حجم عظیمی از مصالح مختلف بنایی در احداث ساختمان‌ها مصرف می‌شوند که بخش قابل توجهی از این مصالح در ساخت دیوارهای بنایی بکار می‌روند و قسمت عمده وزن ساختمان (و در نهایت هزینه) را به خود اختصاص داده و بطور مستقیم یا غیرمستقیم، رفتار سازه را نیز تحت تأثیر قرار می‌دهند هرچند که در اغلب موارد نقش سازه‌ای آنها نادیده گرفته می‌شود. در اواخر دهه ۱۹۴۰ م، پولیا کف بر روی قاب‌های با میانقاب آزمایشاتی را انجام داد [۱]. بنجامین و ویلیامز در اوایل دهه ۱۹۵۰ م، در آمریکا تحقیقاتی را در مورد قابهای فولادی و بتنی با میانقاب با استفاده از دیوارهای آجری در ابعاد واقعی انجام دادند. در سال ۱۹۵۲ توماس اولین برنامه استاتیکی آزمایشگاهی و تجربی را بر روی این قاب‌ها با اعمال بار جانبی با افزایش تدریجی انجام داد [۲].



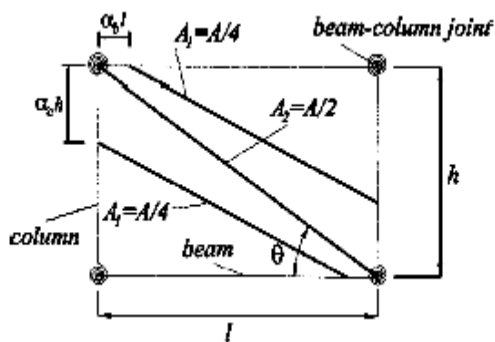
شکل ۱- مدل ANSYS یک قاب با میانقاب: (a) دیاگرام شماتیک، (b) نشانگر تنش های اصلی

وجود ناحیه قطری نشان می‌دهد که میانقاب به عنوان یک المان قطری که دو کنج تحت بار را به هم متصل می‌کند نیست، بلکه یک ناحیه تحت تنش از میانقاب است که مناطقی از قاب را که در مجاورت دو کنج تحت بار هستند، به هم وصل می‌کند. بدین ترتیب ایده‌ی جایگزین کردن میانقاب با سه قطر فشاری با ویژگی‌های مشخص مطرح شد که این قطرها در نقاط معینی در درون قاب قرار می‌گیرند. در ادامه با بسط بیشتر این ایده به معرفی مدل مهندسی پیشنهاد شده و مدل مصالح پرداخته می‌شود.

مدل کاملتری برای مدل سازی میانقابها با مصالح بنایی توسط ال داخانی در سال ۲۰۰۳ ارائه شد. مبانی این روش نیز بر پایه‌ی نظریه قطر معادل استوار است. با این تفاوت که در این مدل سازی، دیوار با سه عضو قطری معادل جایگزین می‌شود.

۲- مدل‌سازی قاب و میانقاب به روش سه قطری

در روش سه قطری که حاصل از تحلیل اجزای محدود می باشد به دلیل اینکه یک ناحیه عریضی از میانقاب در رفتار سازه مشارکت دارد، میانقاب به صورت سه عضو قطری فشاری مدل می شود. در شکل (۲) پارامترها بصورت زیر تعریف می‌شوند:



شکل ۲- مدل پیشنهاد شده برای قاب فولادی با میانقاب با مصالح بنایی

فاصله محل قرارگیری آنها از محل اتصال تیر- ستون توسط روابط زیر به دست می‌آید:

مینستون در سال ۱۹۷۱ روابط تجربی را بر حسب پارامتر سختی برای عرض مؤثر قید فشاری معادل میانقاب ارائه کرد [۴].

وود (۱۹۷۸)، لیائو و کوان (۱۹۸۵)، روش‌های تحلیل پلاستیک برای تعیین محدودیت بارهای در صفحه قاب‌های با میانقاب فولادی را ارائه کردند. دانشکار و پیچ (۱۹۸۶) ولیائو و لو (۱۹۸۸)، از عناصر تیری خطی و غیر خطی برای مدل کردن قاب‌های فولادی و عناصر صفحه‌ای برای مدل کردن اندرکنش پانل‌های میانقاب با قاب محیطی، با استفاده از روش عناصر محدود، استفاده نمودند. صیعی نژاد و هویس (۱۹۹۰) روشی را بر حسب روش قید معادل فشاری برای آنالیز قابهای فولادی دارای میانقاب‌های بتنی و بنایی و تحت بارگذاری صفحه‌ای ارائه نمودند [۵].

سی در سال ۱۹۹۸ یک قاب فولادی را با المانهای الاستیک تیر- ستون مدل کرد که این المان‌ها به کمک فنرهای چرخشی- برشی و فشاری غیر خطی به هم متصل شده اند [۶].

در سال ۱۹۹۷ مسلم و همکارانش نتایج آزمایش بر روی قاب های فولادی با میانقاب با دیوارهای متشکل از بلوکهای بتنی را منتشر کردند [۷].

فلناگان و همکارانش در ۱۹۹۹ نتایج تعدادی آزمایش با بارگذاری درون صفحه‌ای بر روی قاب‌های فولادی با میانقاب با میانقاب آجری را منتشر کردند [۸].

مینوس و همکاران در سال ۲۰۰۰ مطالعاتی آزمایشگاهی را در مورد تأثیر میانقابهای مصالح بنایی بر روی پاسخ لرزه‌ای قاب‌های چند طبقه بتن‌آرمه انجام دادند [۹].

در این تحقیق با توجه به نیاز بررسی اثر وجود میانقابها در سازه های مختلف از نظر ارتفاع سعی شده است اثرات میانقاب مورد بررسی قرار بگیرد. میانقابها را در یک مدل ساده می‌توان با یک عضو قطری معادل جایگزین نمود. این فرضیه برای اولین بار توسط هلمز در سال ۱۹۶۱ بیان شد. از دیگر مدل‌های معرفی شده می‌توان به مدل تروونگدام اشاره کرد. او ضمن معرفی روش خود اظهار داشت که در قاب های با میانقاب به جای جایگزینی یک عضو قطری معادل می‌توان شبکه‌ای از میله‌های معادل را به کار برد [۱۰].

رفتار میانقابها با استفاده از روش اجزای محدود توسط ال داخانی در سال ۲۰۰۰ مورد بررسی قرار گرفت. ال داخانی با استفاده از برنامه ANSYS یک قاب با میانقاب را مدل سازی کرد. بخشی از میانقاب که تحت تنش قرار گرفت همانند شکل به صورت ناحیه قطری است. استفاده از یک مدل با چند قطر نسبت به مدلی با یک قطر قابلیت بهتری را در نشان دادن ناحیه واقعی تحت تنش میانقاب در اختیار قرار خواهد داد

و مدل‌سازی خرابی مرحله به مرحله را در منطقه تماسی کنج و نه فقط در نقاط کنج، تسهیل خواهد کرد [۱۱].

۲-۱- مدل مصالح پانل میانقاب

بر پایه منابع موجود، آشکار است که بخش تحت تنش میانقاب، یک ناحیه قطری است که دو کنج بارگذاری شده را به هم متصل می‌کند. بنابراین توجیه‌پذیر است که فرض شود خواص حاکم بر رفتار میانقاب در واقع خواص پانل میانقاب در جهت قطری آن است. یک تخمین دقیق این است که میانقاب مصالح بنایی ناهمسانگرد، ارتروپیک در نظر گرفته شود، به این علت که میانقاب طوری رفتار می‌کند که گویا تحت بار قطری قرار گرفته است. بنابراین برای به دست آوردن مدول یانگ صفحه در جهت قطری از روابط تشکیل دهنده صفحات ارتروپیک شیمز و کوزاری و ماتریس تبدیل محورها به صورت رابطه زیر استفاده می‌شود.

(۴)

$$E_{\theta} = \frac{1}{\frac{1}{E_0} \cos^4 \theta + \left[-\frac{2\nu_{0-90}}{E_0} + \frac{1}{G} \right] \cos^2 \theta \sin^2 \theta + \frac{1}{E_{90}} \sin^4 \theta}$$

که E_0 و E_{90} به ترتیب مدول یانگ در جهت موازی و عمود بر بستر پانل هستند و ν_{0-90} نسبت پواسون است که به صورت نسبت کرنش در جهت عمود بستر، به کرنش در جهت موازی تعریف می‌شود و G مدول برشی است. برای دیوارهای مصالح بنایی غیر مسلح، مدل یانگ در جهت مورب را تا 80% جهت عمود بر بستر تخمین می‌زنند.

مرسوم است که مدول یانگ اولیه مصالح شبه ترد مثل بتن و مصالح بنایی به مقاومت فشاری نهایی نسبت داده شوند. بنابراین، منطقی است که فرض شود که با تغییرات θ نه تنها مدول یانگ تغییر خواهد کرد بلکه مقاومت نهایی پانل مصالح بنایی نیز تغییر می‌کند $f_{m-\theta}^t$. یک روش ساده برای تعریف این تغییرات این است که E_{θ} را به $f_{m-\theta}^t$ مربوط سازیم با استفاده از همان فاکتوری که با آن می‌توان E_{90} را به f_{m-90}^t نسبت داد. اثر تنش برشی نادیده گرفته می‌شود زیرا میانقاب در مد CC شکسته می‌شود. همچنین از اثر حالت دو محوری تنش در مجاورت کنج‌های میانقاب چشم‌پوشی می‌شود.

دلیل انتخاب E_{θ} و $f_{m-\theta}^t$ این است که همانند تست استاندارد [ASTM E-447 (ASTM 1996a)] برای به دست آوردن مقاومت منشورهای مصالح بنایی، جهت عمود بر بستر یعنی جهتی که معمولاً جهت بارگذاری دیوارهای تحت بار است در نظر گرفته می‌شود. این فرض که مقاومت فشاری مصالح بنایی طبق زاویه بارگذاری تغییر می‌کند توسط حمید و دراس دلیل بررسی شده است. همچنین سی رابطه‌ی بین مقاومت فشاری مصالح بنایی در جهت عمود و در جهت موازی بستر را به صورت $f_{m-0}^t = 0.7 f_{m-90}^t$ پیشنهاد کرده است. شکل (۳) مدل ارتروپیک میانقاب مصالح بنایی را نشان می‌دهد.

$$a_c h = \sqrt{\frac{2(M_{pj} + 0.2M_{pc})}{t \cdot f_{m-0}^t}} \leq 0.4h \quad (۱)$$

$$a_c l = \sqrt{\frac{2(M_{pj} + 0.2M_{pb})}{t \cdot f_{m-0}^t}} \leq 0.4l \quad (۲)$$

که در آنها a_c نسبت طول تماسی ستون به ارتفاع ستون، a_b نسبت طول تماس تیر به طول آن، h ارتفاع ستون، l طول تیر و M_{pj} مینیمم ظرفیت لنگر پلاستیک اتصال را معرفی می‌کند، به همین ترتیب M_{pc} و M_{pb} به ترتیب حداقل ظرفیت‌های لنگر پلاستیک ستون و تیر هستند و بالاخره t ضخامت میانقاب را نشان می‌دهد. f_{m-90}^t و f_{m-0}^t به ترتیب مقاومت فشاری مصالح بنایی در جهت موازی و در جهت عمود بر بستر است زیرا بر خلاف پانل همسانگرد بتنی، میانقاب مصالح بنایی ناهمسانگرد و یا در بهترین حالت ارتروپیک است.

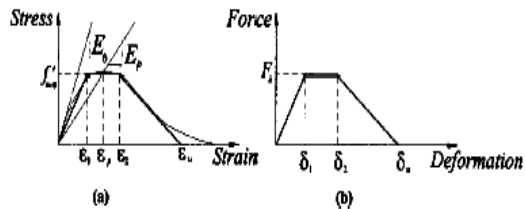
با توجه به شکل (۲) استفاده از قطرهای بجای امان‌های صفحه‌ای برای نمایش دو ناحیه پانل میانقاب کاربردی‌تر است. با فرض اینکه ناحیه قطری با مساحت برابر با A که بعداً تعیین می‌شود به صورت یکنواخت بارگذاری شده باشد، هر ناحیه از پانل که در شکل (۲) نشان داده شده دارای مساحت $A/2$ خواهد بود. به علاوه با فرض توزیع یکنواخت تنش در طول ناحیه تماسی، هر قسمت با دو قطر جایگزین می‌شود که هر یک با مساحت $A_1 = 1/2(A/2) = A/4$ در شروع و انتهای طول تماس قاب میانقاب قرار گرفته‌اند. ترکیب دو قطری که کنج‌های تحت بار از دو ناحیه را به یک قطر با مساحت $A_2 = 2A_1 = A/2$ متصل می‌کند باعث می‌شود که کل صفحه میانقاب با سه قطر جایگزین شود. قطر بالایی، تیر بالایی را به دو ستون دورتر از بار با مساحت $A_1 = A/4$ وصل می‌کند. یک قطر میانی با مساحت $A_2 = A/2$ دو گوشه بار را به هم مرتبط می‌سازد و در نهایت قطر پایینی با مساحت $A_1 = A/4$ ستون نزدیک به بار را به تیر پایین متصل می‌کند و بنابراین مساحت قطرهای به صورت $A_2 + 2A_1 = A$ حاصل می‌شود. مدل مهندسی پیشنهاد شده برای تیب قاب فولادی با میانقاب با مصالح بنایی (CMISF) در شکل (۲) نشان داده شده است.

مساحت کل عضو قطری توسط رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$A = \frac{(1 - \alpha_c) \alpha_c h t}{\cos \theta} \quad (۳)$$

بنابراین با محاسبه مساحت کل می‌توان میانقاب را با ۳ عضو قطری معادل سازی کرد.

شکل مشخص حاصل می‌شود یکی برای قطرهای بالا و پایین و دیگری برای قطر میانی.



شکل ۴- روابط سه خطی ساده شده (a) رابطه تنش- کرنش مصالح بنایی (b) رابطه نیرو- تغییر شکل برای قطر ها [۱۱]

بدین ترتیب ال‌داخاننی یک ماکرو مدل را برای مدل‌سازی میانقاب معرفی می‌کند. لازم به ذکر است که استفاده از یک ماکرو مدل که نه یک قطر است و نه یک صفحه توسط محققان دیگری نیز پیشنهاد شده است.

۳- تحلیل عددی

۱-۳- معرفی مدل ها

سازه‌های مورد مطالعه در این پژوهش از جنبه ارتفاع (تعداد طبقات) متفاوت انتخاب شده اند. سازه های ۵، ۳، ۱ و ۷ طبقه بوده که همگی دارای ۳ دهانه ۵ متری می‌باشند. ارتفاع طبقات ۳/۵ متر است.

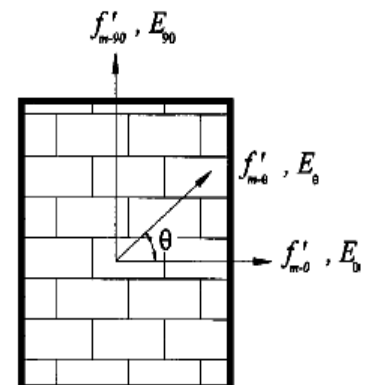
برای دیوارهای قابهای مورد مطالعه از مصالح آجر فشاری با ضخامت ۲۰ سانتی متر استفاده شده است.

نام‌گذاری مدل‌ها با این الگو انجام شده که ابتدا تعداد طبقه و سپس تو خالی یا تو پر بودن قاب و همچنین نوع مصالح میانقاب مشخص شده است. در کل ۸ مدل مختلف مورد مطالعه قرار گرفته که نام مدل‌ها در جدول (۱) مشاهده می‌شود:

جدول ۱- نام گذاری مدل‌ها

تعداد طبقه	قاب خالی	قاب میانبر یا آجر فشاری
1	1S-WMIF	1S-BMIF
3	3S-WMIF	3S-BMIF
5	5S-WMIF	5S-BMIF
7	7S-WMIF	7S-BMIF

قاب های مورد مطالعه همگی از نوع قاب خمشی فولادی می باشند که طرح لرزه‌ای آنها مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ و طراحی اعضاء مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان با رعایت ضوابط شکل پذیری متوسط انجام گرفته است.



شکل ۳- مدل ارتروپیک مصالح بنایی [۱۱]

صانعی‌نژاد و هوبس بر پایه آنالیزهای غیر خطی المان محدود بیان کردند که سختی سکانت قاب های با میانقاب در بار پیک نصف سختی اولیه آن است. این ممکن است مستقیماً به صورت رابطه تنش - کرنش برای پانل مصالح بنایی با فرض اینکه مدول یانگ سکانت در بار پیک برابر با نصف مدول یانگ اولیه E_{θ} است یعنی $E_p = 0.5E_{\theta}$ تعریف شود.

همان‌طور که در شکل (۴- a) نشان داده شده، با دانستن E_p و تعیین کرنش نظیر بار نهایی یعنی ϵ_p ساده خواهد بود. برای تحلیل ساده‌تر و عملی‌تر پیشنهاد شده است که به جای استفاده از رابطه پارابولیک تنش - کرنش همان طوری که در شکل (۴- a) نیز توسط خطوط ضخیم نشان داده شده این رابطه به صورت یک رابطه سه خطی تخمین زده شود. اگر پارامترهای شکل (۴- a) طبق روابط زیر فرض شوند اطلاعات بسیار دقیقی در دسترس خواهد بود.

$$\epsilon_1 = \epsilon_p - 0.001 \quad (5)$$

$$\epsilon_2 = \epsilon_p + 0.001 \quad (6)$$

$$\epsilon_u = 0.01 \quad (7)$$

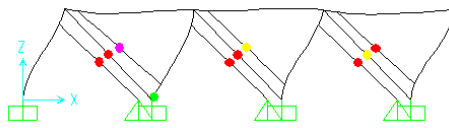
با دانستن رابطه تنش - کرنش در روی سطح قطر (با استفاده از رابطه ۳) و طول هر سه قطر (که با دانستن ابعاد میانقاب و طول‌های تماس داده شده که از روابط (۱) و (۲) به راحتی محاسبه می‌شود) به دست آوردن رابطه نیرو- تغییر شکل برای هر قطر ممکن می‌شود. همان‌طور که در شکل (۴- b) نشان داده شده با ضرب ساده کرنش‌های $\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_u$ در طول هر پشت بند به ترتیب مقادیر $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_u$ به دست می‌آیند. همچنین ضرب تنش $f_{m-\theta}^t$ در مساحت هر قطر مقدار F_u را برای هر کدام می‌دهد. در واقع با فرض اینکه E_{θ} و $f_{m-\theta}^t$ برای تمام قطرهای یکی است و با نادیده گرفتن تغییر جزئی در زاویه شیب بین قطر میانی با دو قطر بالا و پایین، فقط دو رابطه نیرو- تغییر

۲-۳- تحلیل Pushover

آنالیز Pushover به دو روش دینامیکی و استاتیکی قابل انجام است که حالت استاتیکی معمولاً با این فرض انجام شود که مد اصلی ارتعاش سازه، مد غالب بر پاسخ لرزه‌ای سازه باشد. این فرض تنها برای سازه‌های با پیوند اصلی ارتعاش کمتر از یک ثانیه معتبر می‌باشد. ولی برای سازه‌هایی که دارای پیوند اصلی بزرگتری می‌باشند اثرات مدهای بالاتر را با تنظیم الگوی بارگذاری روی سازه به گونه‌ای اعمال می‌کنیم که سازه در مدهای دیگر نیز تغییر شکل دهد. در آنالیز استاتیکی غیر خطی، نیروها یا جابه‌جایی‌های جانبی وارد بر مدل سازه به صورت گام به گام افزایش یافته، تا حدی که کل المان‌های سازه یا قسمتی از آن جاری شوند. حاصل تحلیل استاتیکی غیر خطی نمودار برش پایه- تغییر مکان بام است.

۴- نتایج و نمودارها

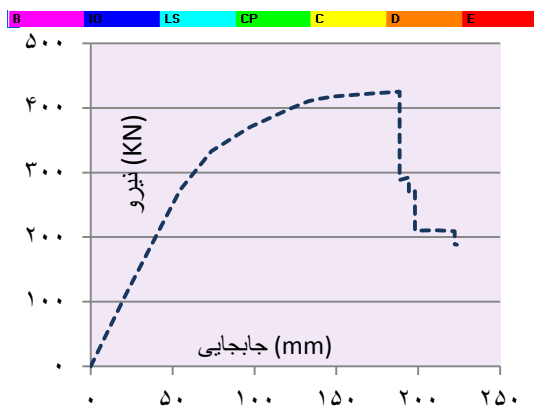
پس از تحلیل سازه‌های مورد مطالعه، نمودارهای نیرو و تغییر مکان بدست آمد که نتایج و نمودارهای آنها به صورت زیر ارائه گردیده است:



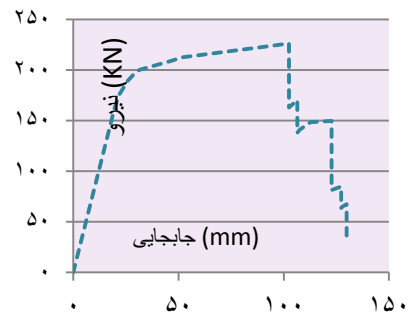
شکل ۸- محل تشکیل اولین مفصل در قاب یک طبقه با میانقاب در step 2

در سازه یک طبقه بدون میانقاب اولین مفصل پلاستیک در Step 2 و در نیروی ۱۶۲ KN و در تغییر مکان ۱۹/۵ mm تشکیل شد در حالی که در حالتی که میانقاب در نظر گرفته شد اولین مفصل پلاستیک در اجزای سازه‌ای در Step 2 و در نیروی ۱۱۲۱ KN و در تغییر مکان ۱۵/۲mm تشکیل شد.

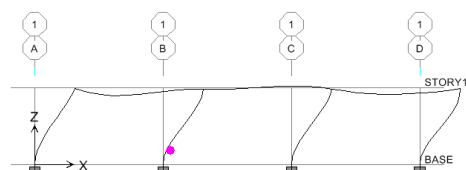
با توجه به نمودار مشاهده می‌شود که قاب یک طبقه بدون میانقاب تا زمان رسیدن به تغییر مکان ۱۰۲/۵ mm و در نیروی ۲۲۶ KN و در step 12 قادر به تحمل نیروی بیشتر می‌باشد اما سازه دارای میانقاب تا زمان رسیدن به تغییر مکان ۲۸/۲ mm و در نیروی ۱۲۱۵ KN دیگر قادر به تحمل نیروی بیشتری نیست.



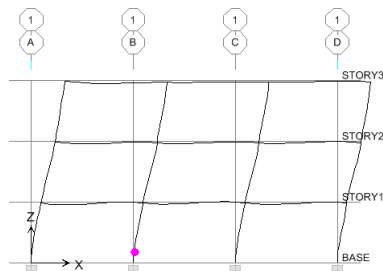
شکل ۹- منحنی ظرفیت قاب سه طبقه بدون میانقاب



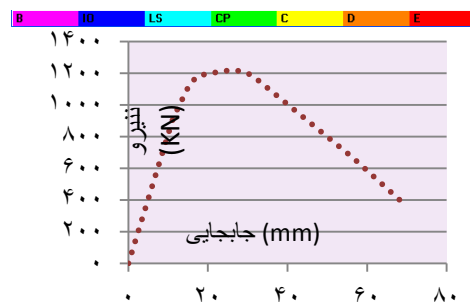
شکل ۵- منحنی ظرفیت قاب یک طبقه بدون میانقاب



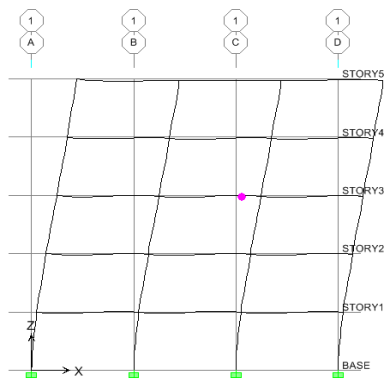
شکل ۶- محل تشکیل اولین مفصل در قاب یک طبقه بدون میانقاب در step 2



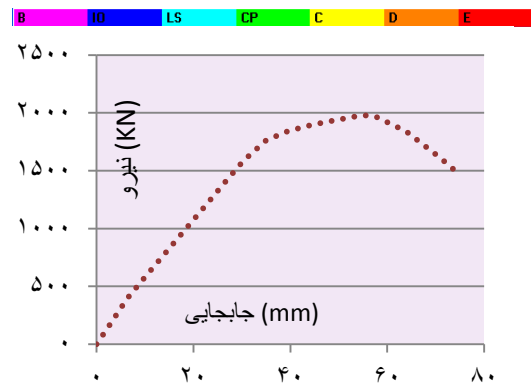
شکل ۱۰- محل تشکیل اولین مفصل در قاب سه طبقه بدون میانقاب در step 2



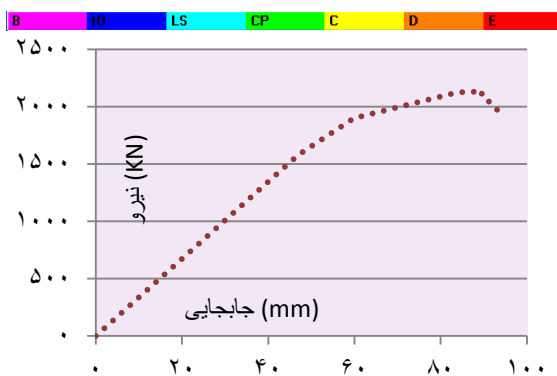
شکل ۷- منحنی ظرفیت قاب یک طبقه با میانقاب



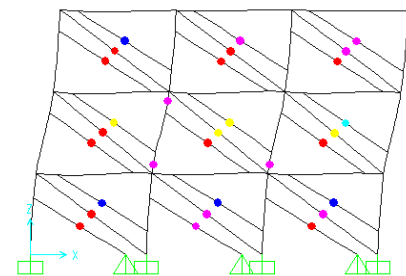
شکل ۱۴- محل تشکیل اولین مفصل در قاب پنج طبقه بدون میانقاب در step 2



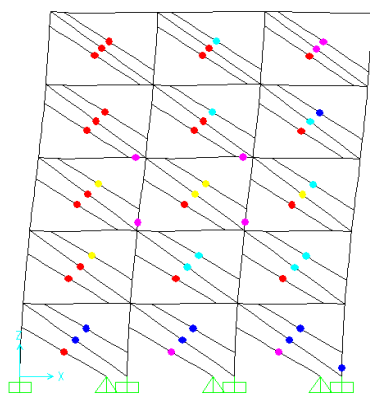
شکل ۱۱- منحنی ظرفیت قاب سه طبقه با میانقاب



شکل ۱۵- منحنی ظرفیت قاب پنج طبقه با میانقاب

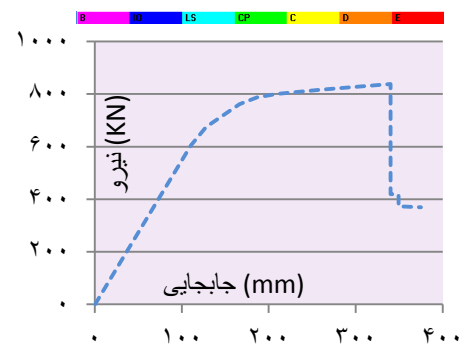


شکل ۱۲- محل تشکیل اولین مفصل در قاب سه طبقه با میانقاب در step 8



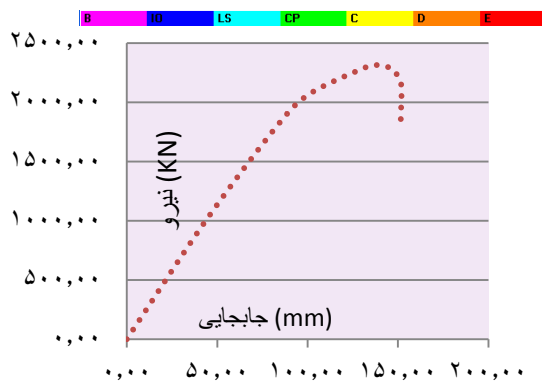
شکل ۱۶- محل تشکیل اولین مفصل در قاب پنج طبقه با میانقاب در step 2

در سازه سه طبقه بدون میانقاب اولین مفصل پلاستیک در Step 3 و در نیروی ۲۷۳ KN و در تغییر مکان ۵۴/۳۷ mm تشکیل شد در حالیکه در حالتی که میانقاب در نظر گرفته شد اولین مفصل پلاستیک در اجزای سازه‌ای در Step 8 و در نیروی ۱۵۸۵ KN و در تغییر مکان ۳۰/۲mm تشکیل شد. با توجه به نمودار مشاهده می‌شود که قاب سه طبقه بدون میانقاب تا زمان رسیدن به تغییر مکان ۱۸۸/۶ و در نیروی ۴۲۵ KN و در step 11 قادر به تحمل نیروی بیشتر می‌باشد اما سازه دارای میانقاب قبل از رسیدن به تغییر مکان ۵۵/۶ mm و در نیروی ۱۹۷۷ KN و در step 16 دیگر قادر به تحمل نیروی بیشتری نیست.

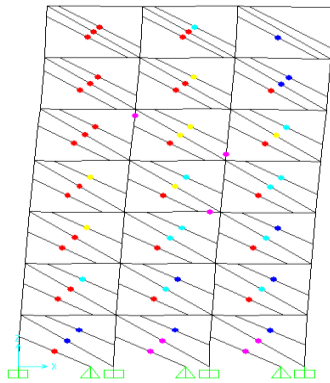


شکل ۱۳- منحنی ظرفیت قاب پنج طبقه بدون میانقاب

با در نظر گرفتن اثرات پرکننده‌ها (میانقاب‌ها) رفتار سازه پنج طبقه تغییر کرده است به نحوی که ملاحظه می‌شود در حالت بدون میانقاب اولین مفاصل در تیرها تشکیل شده است در صورتیکه در حالت با میانقاب اولین مفاصل در تیرهای دیگر و ستون‌ها تشکیل شده است.



شکل ۱۹- منحنی ظرفیت قاب هفت طبقه با میانقاب

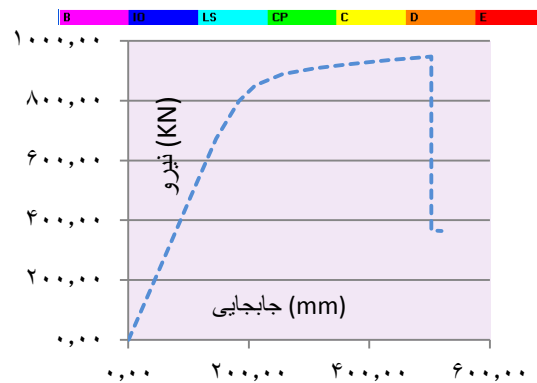


شکل ۲۰- محل تشکیل اولین مفصل در قاب هفت طبقه با میانقاب در step 2

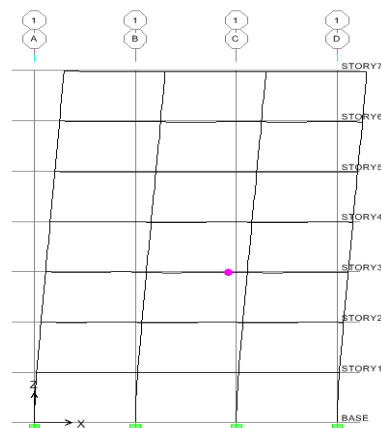
با در نظر گرفتن اثرات پرکننده ها (میانقاب ها) رفتار سازه هفت طبقه تغییر کرده است به نحوی که ملاحظه می شود در حالت بدون میانقاب اولین مفاصل در تیر تشکیل شده است در صورتیکه در حالت با میانقاب اولین مفاصل در ستون تشکیل شده است. در سازه هفت طبقه بدون میانقاب اولین مفصل پلاستیک در Step3 و در نیروی ۶۷۳ KN و در تغییر مکان ۱۴۵ mm تشکیل شد در حالیکه با وجود میانقاب اولین مفصل پلاستیک در اجزای سازه‌ای در Step2 و در نیروی ۱۸۱۰ KN و در تغییر مکان ۸۳٫۶mm تشکیل شد. با توجه به نمودار مشاهده می شود که قاب هفت طبقه بدون میانقاب تا زمان رسیدن به تغییر مکان ۵۰۳mm و نیروی ۹۴۷ KN و در step11 قادر به تحمل نیروی بیشتر می باشد اما سازه دارای میانقاب قبل از رسیدن به تغییر مکان ۱۴۷٫۵۷ mm و نیروی ۲۲۹۱KN و در step14 دیگر قادر به تحمل نیروی بیشتری نیست.

در سازه پنج طبقه بدون میانقاب اولین مفصل پلاستیک در Step2 و در نیروی ۴۱۱ KN و در تغییر مکان ۷۵/۱۶ mm تشکیل شد در حالیکه در حالتی که میانقاب در نظر گرفته شد اولین مفصل پلاستیک در اجزای سازه‌ای در Step2 و در نیروی ۱۶۰۵ KN و در تغییر مکان ۴۷/۹mm تشکیل شد.

با توجه به نمودار مشاهده می شود که قاب پنج طبقه بدون میانقاب تا زمان رسیدن به تغییر مکان ۳۴۰ mm و در نیروی ۸۳۸ KN و در step 10 قادر به تحمل نیروی بیشتر می باشد اما سازه دارای میانقاب قبل از رسیدن به تغییر مکان ۸۷ mm و در نیروی ۲۱۳۲ KN دیگر قادر به تحمل نیروی بیشتری نیست.



شکل ۱۷- منحنی ظرفیت قاب هفت طبقه بدون میانقاب



شکل ۱۸- محل تشکیل اولین مفصل در قاب هفت طبقه بدون میانقاب در step 2

۶- در سازه یک طبقه اختلاف ناچیزی میان پریود تحلیلی در حالت با در نظر گرفتن میانقاب و پریود حاصل از حاصل از رابطه $0.08H^{3/4}$ با کاهش ۲۰ درصدی دیده می شود.

۷- در سازه سه طبقه مورد مطالعه اختلاف ۴۱ درصدی میان پریود حاصل از رابطه $0.08H^{3/4}$ و پریود تحلیلی بدون در نظر گرفتن میانقاب دیده می شود.

۸- در سازه سه طبقه مورد مطالعه اختلاف ۲۵ درصدی میان پریود تحلیلی در حالت بدون در نظر گرفتن میانقاب و پریود تحلیلی با در نظر گرفتن میانقاب دیده می شود.

۹- در سازه سه طبقه اختلاف ۳۸ درصدی میان پریود تحلیلی در حالت با در نظر گرفتن میانقاب و پریود حاصل از حاصل از رابطه $0.08H^{3/4}$ با کاهش ۲۰ درصدی دیده می شود.

۱۰- در سازه پنج طبقه مورد مطالعه اختلاف ۲۶ درصدی میان پریود حاصل از رابطه $0.08H^{3/4}$ و پریود تحلیلی بدون در نظر گرفتن میانقاب دیده می شود.

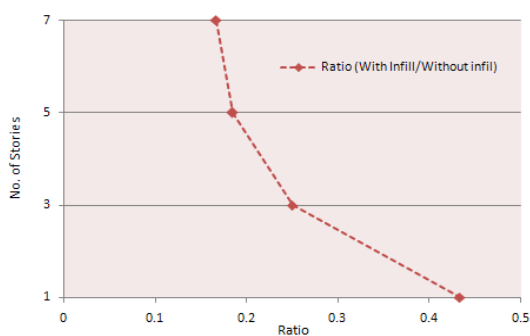
۱۱- در سازه پنج طبقه مورد مطالعه اختلاف ۱۸ درصدی میان پریود تحلیلی در حالت بدون در نظر گرفتن میانقاب و پریود تحلیلی با در نظر گرفتن میانقاب دیده می شود.

۱۲- در سازه پنج طبقه مورد مطالعه اختلاف ۲۷ درصدی میان پریود تحلیلی در حالت با در نظر گرفتن میانقاب و پریود حاصل از حاصل از رابطه $0.08H^{3/4}$ با کاهش ۲۰ درصدی دیده می شود.

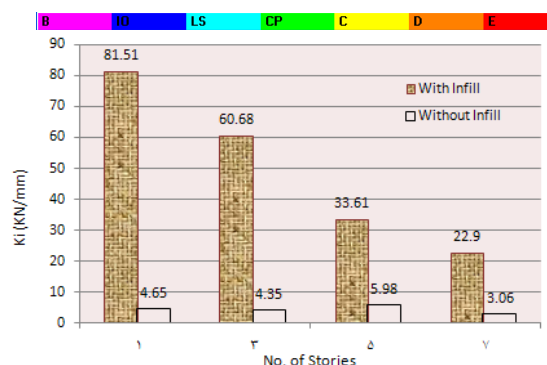
۱۳- در سازه هفت طبقه مورد مطالعه اختلاف ۲۷ درصدی میان پریود حاصل از رابطه $0.08H^{3/4}$ و پریود تحلیلی بدون در نظر گرفتن میانقاب دیده می شود.

۱۴- در سازه هفت طبقه مورد مطالعه اختلاف ۱۶ درصدی میان پریود تحلیلی در حالت بدون در نظر گرفتن میانقاب و پریود تحلیلی با در نظر گرفتن میانقاب دیده می شود.

۱۵- در سازه هفت طبقه مورد مطالعه اختلاف ۳۰ درصدی میان پریود تحلیلی در حالت با در نظر گرفتن میانقاب و پریود حاصل از حاصل از رابطه $0.08H^{3/4}$ با کاهش ۲۰ درصدی دیده می شود.



شکل ۲۳- نسبت دوره تناوب قابهای با و بدون میانقاب

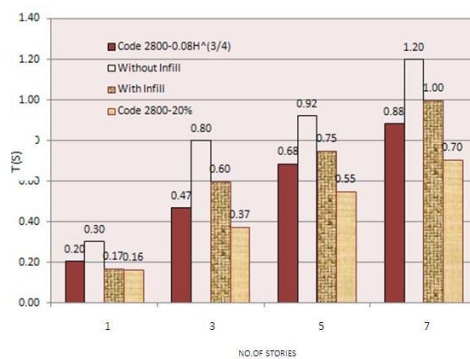


شکل ۲۱- سختی اولیه قابهای مطالعه شده

شکل ۲۱ نمودار سختی اولیه سازه‌های مورد مطالعه می باشد، همانطور که ملاحظه می شود:

۱- سختی اولیه سازه با در نظر گرفتن میانقاب نسبت به حالت بدون میانقاب در سازه‌های مورد مطالعه تقریباً ۲۰ برابر شده است.

۲- میزان افزایش سختی اولیه در محدوده ی مطالعه شده با افزایش ارتفاع قاب ها کمتر می شود بر این اساس در قاب‌های کوتاه تر نادیده گرفتن میانقاب‌ها می تواند خطای بیشتری را در برآورد سختی وارد محاسبات کند.



شکل ۲۲- دوره تناوب اصلی قابهای مطالعه شده

شکل ۲۲ نمودار دوره تناوب اصلی قاب‌های مطالعه شده سازه های مورد مطالعه می باشد، همانطور که ملاحظه می شود:

۳- در سازه‌های مورد مطالعه پریود حاصل از رابطه $0.08H^{3/4}$ تقریباً ۳۰ درصد کمتر از مقدار پریود تحلیلی بدون در نظر گرفتن میانقاب می باشد که علت آن می تواند فرضیات مدلسازی و تجربی بودن رابطه آیین نامه باشد.

۴- در سازه یک طبقه مورد مطالعه اختلاف ۳۳ درصدی میان پریود حاصل از رابطه $0.08H^{3/4}$ و پریود تحلیلی بدون در نظر گرفتن میانقاب دیده می شود.

۵- در سازه یک طبقه مورد مطالعه اختلاف ۴۳ درصدی میان پریود تحلیلی در حالت بدون در نظر گرفتن میانقاب و پریود تحلیلی با در نظر گرفتن میانقاب دیده می شود.

the Institution of Civil Engineers, Part 2, Vol. 75, 1983, pp 379-396.

6- Seah, C.K., A Universal Approach for the Analysis and Design of Masonry In filled Frame Structures, Ph.D, thesis, The University of New Brunswick, Canada, December, 1998.

7- Mosalam, K., White, R.N., and Gergely, P., Seismic Evaluation of Frames with Infill Walls Using Pseudo-Dynamic Experiments, NCEER 97-2000, 1997.

8- Flanagan, R.D., Bennett, R.M., and Barclay, G.A., In-plane Behavior of Structural Clay Tile In filled Frames, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 125, No. 6, 1999, pp 590-599.

9- Manos, C.J., Thaumpta, J., and Bilal, Y., Influence of Masonry In fills on the Earthquake Response of Multi-Story RC Structures, Proceeding of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, 2000.

10- Thiruvengadam, V., On the natural frequencies of infilled frames, ASCE, Journal of Earthquake Eng. Struc. Dyn, Engineering, Vol. 13, 1985, pp 401-419.

11- El-Dakhkhni, W.W., Elgaaly, M., Hamid, A., Three-Strut Model for Concrete Masonry-In filled Steel Frames, ASCE Journal of Structural, Vol. 129, No. 2, 2003, pp 177-185.

۱۲- دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران، ۱۳۸۱.

همانطور که در شکل (۲۳) مشاهده می‌شود در نظر گرفتن میانقاب باعث کاهش پریود اصلی سازه می‌شود و نسبت این کاهش با بالا رفتن ارتفاع سازه کاهش پیدا می‌کند که می‌توان نتیجه گیری کرد در نظر نگرفتن اثر وجود میانقاب در سازه های کوتاه‌تر می‌تواند خطاهای بزرگتری ایجاد کند.

۵- نتیجه گیری کلی

نتایج حاصل از این تحقیق با توجه به ۲ بعدی بودن قابها و تعداد طبقات محدود حاصل شده است و تعمیم نتایج نیازمند بررسی مدل های بیشتر می‌باشد.

- با توجه به تحلیل‌های انجام شده همانطور که پیش‌بینی می‌شد میانقاب‌ها به شکل قابل توجهی باعث افزایش و سختی قابها شدند. میزان سختی در محدوده مطالعه شده با افزایش ارتفاع قاب‌ها کمتر می‌شود و بر این اساس در قاب‌های کوتاه‌تر نادیده گرفتن میانقاب‌ها می‌تواند خطای بیشتری را در برآورد سختی اولیه وارد محاسبات کند.

- وجود میانقاب به شدت روی پریود طبیعی سازه تاثیر می‌گذارد و باعث کاهش مقدار آن می‌شود.

- با مدل کردن میانقاب‌ها در قاب‌ها رفتار مورد انتظار سازه نسبت به حالت بدون میانقاب تغییر می‌کند بطوریکه محل تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب‌های مرکب نسبت به قاب‌های توخالی متفاوت است.

- به نظر می‌رسد با توجه به تغییر رفتار مورد انتظار سازه، با مدل کردن میانقاب می‌توان اثرات وجود آنها را پیش‌بینی کرد و از نتایج آن برای مسایل مقاوم سازی سازه‌ها استفاده نمود.

۶- منابع

1- Polyakov, S.V., Masonry in Framed Buildings, Godsudarstvenoe Isdatel stvo literary Po Stroidal stvui Architecture. Moscow, 1956, Translated by G.L. Cairns National Lending for Science and Technology, Boston Spa, Yorkshire, U.K, 1963.

2- Moghaddam, H.A., and Dowling, P.J., The state of the art in filled frames, ESEE research Rep, No. 87-2, Civil Eng, Dept, Imperial Collage, London, 1987.

3- Holmes, M., Steel Frames with Brickwork and Concrete Infilling, Proceeding of the Institution of Civil Engineers, Vol. 19, 1961, pp 473-478.

4- Mainstone, R.J., On the Stiffness and Strengths of in filled Frames, Proceeding of the Institution of Civil Engineers, Supplement IV, 1971, pp 57-90.

5- Liauw, T.C., and Kwan, K.H., Plastic Theory of Non-Integral In filled Frames, Proceeding of

Study on Behavior of Infilled Composite Steel Frame under Lateral Loading

A.Tabatabayi

Department of Civil Engineering, Islamic Azad University, Yazd Branch, Iran

H.Poormohammad

Department of Civil Engineering, Islamic Azad University, Karaj Branch

Abstract

In previous earthquakes, the effect of infill in the structures has shown the importance of modeling and evaluating their influences in analyzing and designing the structures. Different modeling methods have been presented up to now in this field. In this research, the effect of infill with various number of stories is investigated by pushover method. The results of this research reveal that the expected behavior of the structures with and without infill differs significantly. Also with increasing the number of stories, values of initial stiffness, periods, shear values and drift in buildings with infill vary basically in comparison with building without infill.

Keywords: infilled composite steel, lateral loading, pushover method