

## بررسی زمان تناوب طبیعی قابهای ساختمانی فولادی با در نظر گرفتن تأثیر میانقابها

محسن آزادبخت

دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

[mohsen\\_azadbakht@sina.kntu.ac.ir](mailto:mohsen_azadbakht@sina.kntu.ac.ir)

### خلاصه

آئین نامه‌های طراحی ساختمانی روابط تجربی ساده‌ای را جهت محاسبه زمان تناوب طبیعی سازه بر حسب نوع سازه (فولادی یا بتن مسلح)، نوع سیستم سازه‌ای (قاب، دیوار برشی و غیره) و ارتفاع سازه ارائه کرده‌اند. در این تحقیق با مدلسازی سه‌بعدی اجزاء محدود چندین قاب خمشی ساختمانی فولادی، زمان تناوب اصلی سازه با در نظر گرفتن تأثیرات میانقابها محاسبه شده است. در این تحقیق ویژگی‌هایی مانند ضخامت میانقاب، میزان پانل‌های پر شده با میانقاب، طول و تعداد دهانه‌های قاب به عنوان پارامترهای مؤثر بر زمان تناوب اصلی سازه مورد بررسی قرار گرفته‌اند.

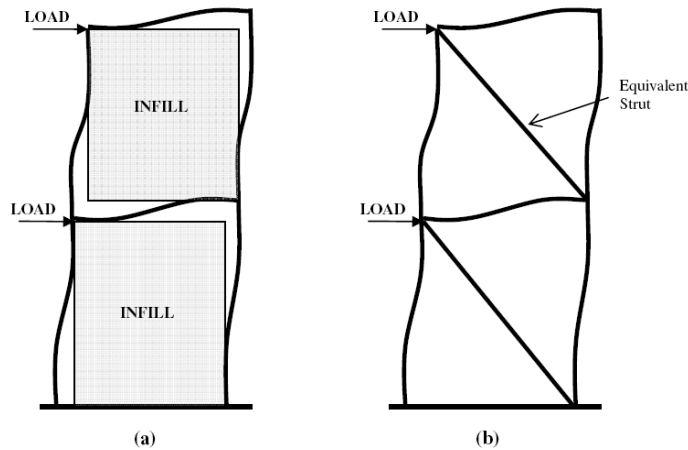
کلمات کلیدی: زمان تناوب طبیعی سازه، میانقاب، تحلیل اجزاء محدود، قاب خمشی ساختمانی فولادی، المان قطری معادل

### مقدمه

آئین‌نامه‌های طراحی ساختمانی از جمله آئین‌نامه طراحی ساختمانی در برابر زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰) [۱]، آئین‌نامه UBC 97 [۳]، آئین‌نامه EC 8 [۴]، آئین‌نامه FEMA 350 [۵]، روابط تجربی ساده‌ای را جهت محاسبه زمان تناوب طبیعی سازه بر حسب نوع سازه (فولادی یا بتن مسلح)، نوع سیستم سازه‌ای (قاب، دیوار برشی و غیره) و ارتفاع سازه ارائه کرده‌اند [۷، ۸، ۹، ۱۰، ۱۱]. با توجه به تحقیقات صورت گرفته توسط Goel و Chopra زمان تناوب محاسباتی توسط روش اجزاء محدود بطور مشخص از مقادیر پیش‌بینی شده توسط آئین‌نامه‌ها بیشتر می‌باشد. روشهای معمول در مدلسازی اجزاء محدود که بطور قابل ملاحظه‌ای در عمل مورد استفاده قرار می‌گیرند با توجه به در نظر نگرفتن تأثیر عواملی مانند میانقابها منجر به ارائه نتایج می‌شوند که قابهای ساختمانی را بسیار انعطاف پذیرتر از آنچه که در واقعیت است، نشان می‌دهند. در حقیقت وجود این عناصر باعث سخت‌تر شدن سازه و در نتیجه کاهش زمان تناوب اصلی سازه می‌شود [۷، ۸، ۹]. در این تحقیق با مدلسازی سه‌بعدی اجزاء محدود چندین قاب خمشی ساختمانی فولادی، زمان تناوب اصلی سازه با در نظر گرفتن تأثیرات میانقابها محاسبه شده است. در این تحقیق ویژگی‌هایی مانند ضخامت میانقاب، میزان پانل‌های پر شده با میانقاب، طول و تعداد دهانه‌های قاب به عنوان پارامترهای مؤثر بر زمان تناوب اصلی سازه مورد بررسی قرار گرفته‌اند. در این تحقیق جهت مدلسازی میانقاب به عنوان یک المان قطری معادل، از روابط گفته شده توسط آئین‌نامه FEMA 273 [۶]، استفاده شده است. نتایج حاصل از تحقیق اخیر با نتایج حاصل از به کار بردن آئین‌نامه‌های معرفی شده، مقایسه شده است. پس از بررسی نتایج مشخص شده است در صورتی که مدل بررسی شده فاقد میانقاب باشد، زمان تناوب محاسبه شده از تحلیل اجزاء محدود با اختلاف از زمان تناوب پیش‌بینی شده توسط آئین‌نامه‌ها بیشتر می‌باشد. در مدلسازی شامل میانقاب، اختلاف نتایج بدست آمده از تحلیل اجزاء محدود با مقادیر پیش‌بینی شده توسط آئین‌نامه‌ها کاهش محسوسی دارد.

### مدلسازی میانقاب جهت محاسبات سازه ای

میانقابهای ساخته شده از مصالح آجری به طور گسترده‌ای در قابهای ساختمانی مورد استفاده قرار می‌گیرند. اگرچه هدف اصلی از وجود این عناصر تقسیم‌بندی فضای معماری ساختمان می‌باشد اما از طرف دیگر وجود این عناصر باعث تغییر در سختی سیستم سازه‌ای می‌گردد [۷]. در این تحقیق جهت مدلسازی میانقاب به عنوان یک المان قطری معادل، از روابط گفته شده توسط آئین‌نامه FEMA 273 [۶]، استفاده شده است. هنگامی که یک سازه شامل قاب و میانقاب تحت بارگذاری جانبی قرار گیرد و هیچ گونه اتصال و یا مهارتی بین قاب و میانقاب وجود نداشته باشد، در اثر بارگذاری وارده میانقاب ممکن است در طول زیادی از کناره‌های خود از قاب محیطی جدا شود. در این حالت فقط گوشه‌های تحت بارگذاری جانبی چسبیده به قاب باقی می‌مانند که در مجموع این نوع عملکرد میانقاب توسط یک المان قطری معادل قابل نشان دادن است. در شکل (۱) قاب مرکب تحت بارگذاری جانبی و قاب معادل همراه با المان قطری معادل نشان داده شده است [۱۲، ۱۳].



شکل (۱) a : قاب مرکب تحت بارگذاری جانبی ، b : قاب معادل همراه با المان قطری معادل

جهت محاسبه سختی و مقاومت المان قطری معادل، ابتدا باید ویژگی مصالح مورد استفاده مشخص گردد. با توجه به خواص مصالح مورد استفاده، مقادیر ارائه شده توسط FEMA 273 جهت تعیین  $f_{me}$  (مقاومت فشاری) و  $E_{me}$  (مدول الاستیسیته)، در جدول (۱) نشان داده شده است. مقدار مدول الاستیسیته مصالح ۵۵۰ برابر مقدار در نظر گرفته شده برای مقاومت فشاری می باشد.

جدول (۱) مقادیر ارائه شده توسط FEMA 273 جهت تعیین مقاومت فشاری مصالح میانقاب

نوع مصالح	$f_{me}$ (Mpa)
مصالح با ویژگی های خوب	6
مصالح با ویژگی های متوسط	4
مصالح با ویژگی های ضعیف	2

تعیین عرض المان قطری معادل

تعیین عرض المان قطری معادل، عامل تعیین کننده در محاسبه سختی میانقاب مربوطه می باشد. با تعیین این عرض، میزان سختی و مقاومت جانبی میانقاب، تحت بارگذاری وارده مشخص می شود. مدول الاستیسیته و ضخامت المان قطری معادل، برابر با مدول الاستیسیته و ضخامت پانل میانقاب می باشد [۶]. عرض مؤثر المان قطری معادل از رابطه (۱) محاسبه می شود [۶]:

$$a = 0.175(\lambda_1 h_{COL})^{-0.4} r_{inf} \quad (1)$$

که :

$$\lambda_1 = \left[ \frac{E_{me} \cdot t_{inf} \cdot \sin(2\theta)}{4 \cdot E_{fe} \cdot I_{COL} \cdot h_{inf}} \right]^{\frac{1}{4}} \quad (2)$$

که :

$h_{col}$  : ارتفاع ستون (مرکز تا مرکز تیر)،  $h_{inf}$  : ارتفاع پانل میانقاب،  $E_{fe}$  : مدول الاستیسیته مصالح قاب،  $E_{me}$  : مدول الاستیسیته مصالح میانقاب،  $I_{COL}$  : لنگر اینرسی ستون،  $r_{inf}$  : طول قطر پانل میانقاب،  $t_{inf}$  : ضخامت پانل میانقاب و المان قطری معادل،  $\theta$  : زاویه ای که تانژانت آن برابر نسبت ارتفاع به طول پانل میانقاب می باشد (بر حسب رادیان)

روابط آئین‌نامه‌ای جهت محاسبه زمان تناوب اصلی سازه

در این بخش روابط ارائه شده توسط آئین‌نامه‌های مختلف و پارامترهای مؤثر بر این روابط به صورت جداگانه توضیح داده می‌شود.

۱.۳. رابطه ارائه شده در آئین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰) (ویرایش سوم) [۱] جهت محاسبه زمان تناوب طبیعی سازه‌های با سیستم قاب خمشی فولادی به صورت رابطه (۳) می‌باشد:

$$T = 0.08H^{3/4} \quad (3)$$

در رابطه فوق،  $H$ ، ارتفاع ساختمان بر حسب متر از تراز پایه است و در محاسبه آن، ارتفاع خرپشته، در صورتی که وزن آن بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، نیز باید منظور گردد. بنابر ضوابط این آئین‌نامه چنانچه در سازه‌های با سیستم قاب خمشی از میانقاب استفاده شده باشد و این عناصر مانعی در برابر حرکت قاب باشند باید زمان تناوب سازه ( $T$ ) که از رابطه (۳) بدست می‌آید در ضریب ۰/۸ ضرب شود.

۲.۳. رابطه ارائه شده در آئین‌نامه FEMA 350 [۵]، جهت محاسبه زمان تناوب طبیعی سازه برای سیستم قاب خمشی فولادی به صورت رابطه (۴) می‌باشد:

$$T_a = 0.028 h_t^{0.8} \quad (4)$$

در این رابطه برابر با ارتفاع ساختمان بر حسب فوت می‌باشد که با تبدیل به سیستم متریک به صورت رابطه (۵) تغییر می‌یابد:

$$T_a = 0.0724 h_t^{0.8} \quad (5)$$

۳.۳. رابطه ارائه شده در آئین‌نامه UBC 97 [۳]، جهت محاسبه زمان تناوب طبیعی سازه برای سیستم قاب خمشی فولادی به صورت رابطه (۶) می‌باشد:

$$T_a = 0.085 h_t^{3/4} \quad (6)$$

در این رابطه برابر با ارتفاع ساختمان بر حسب متر می‌باشد.

۴.۳. رابطه ارائه شده در آئین‌نامه EC 8 [۴]، جهت محاسبه زمان تناوب طبیعی سازه برای سیستم قاب خمشی فولادی به صورت رابطه (۷) می‌باشد:

$$T_a = 0.085 h_t^{3/4} \quad (7)$$

در این رابطه برابر با ارتفاع ساختمان بر حسب متر می‌باشد.

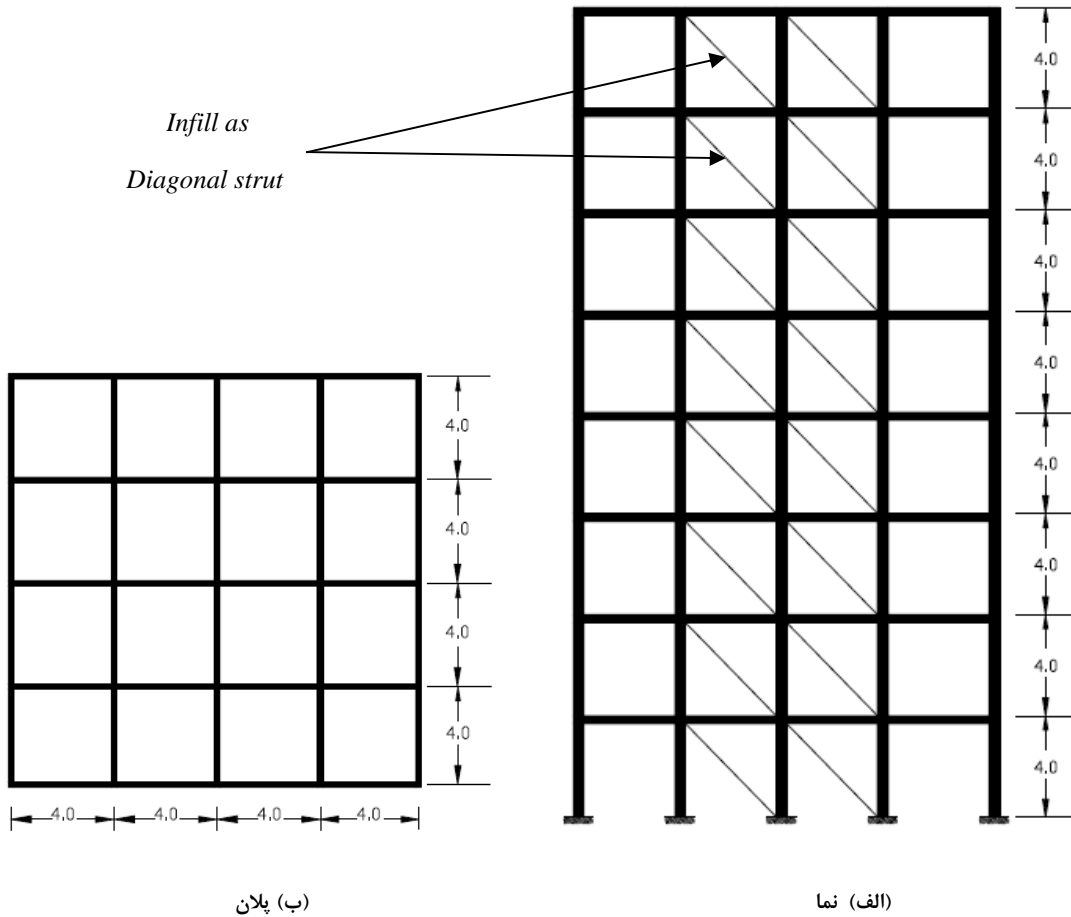
#### مدلسازی اجزاء محدود

زمان تناوب یک سازه اساساً تابعی از جرم و سختی سازه می‌باشد. بنابراین هر عاملی که باعث تغییر در جرم و سختی شود باعث تغییر در زمان تناوب نیز خواهد شد [۷]. تغییر در عواملی همچون ضخامت میانقاب، میزان پانل‌های پر شده با میانقاب، طول دهانه‌ها و تعداد دهانه‌ها باعث تغییر در زمان تناوب بدست آمده می‌شود. در این بررسی جهت مشاهده میزان اثر این عوامل، در مراحل مختلف تحلیل، مقادیری به عنوان مقادیر ثابت در نظر گرفته شده‌اند و با تغییر در سایر عوامل سعی در بررسی تأثیرات آنها شده است. مشخصات قابهای فولادی مورد بررسی در این تحقیق در جدول (۲) و مشخصات هندسی قاب مرجع در شکل (۲) آورده شده است. تمام قابهای فولادی توسط روش اجزاء محدود مورد بررسی قرار گرفته‌اند. ابتدا مدل اجزاء محدود هر قاب در برنامه ETABS 2000 ایجاد شده است و سپس با تحلیل مودال زمان تناوب اصلی سازه بدست آمده است. مدول الاستیسیته فولاد ( $E$ ) برابر  $210 \text{ GPa}$ ، ضریب پواسون ( $\nu$ ) برابر  $0.3$  و جرم واحد حجم برابر  $800 \text{ Kg/m}^3$  در نظر گرفته شده است. به علت عدم نظارت کافی در هنگام اجرا، امکان عدم اختصاص مصالح با کیفیت بالا جهت دیوارهای مصالح بنایی و سایر مشکلات اجرایی، در این بررسی نوع مصالح ضعیف در نظر گرفته شده است بنابراین  $f_{me}$  (مقاومت فشاری) و  $E_{me}$  (مدول الاستیسیته) به ترتیب  $2 \text{ MPa}$  و  $1100 \text{ MPa}$  در نظر گرفته شده است. با توجه به کاربرد سقف تیرچه بلوک در ساختمانهای معمول، با توجه به آئین‌نامه بارگذاری ایران [۲]، میزان بار مرده و زنده به ترتیب  $6 \text{ KN/m}^2$  و  $2 \text{ KN/m}^2$  در نظر گرفته شده است. جرم هر قاب نیز از ترکیب  $D+W+0.2L$  محاسبه شده است. که  $D$  بار مرده واحد سطح برابر  $6 \text{ KN/m}^2$  و  $L$  نیز بار زنده واحد سطح برابر  $2 \text{ KN/m}^2$  می‌باشد.  $W$  بار مرده حاصل از وزن دیوار است که برای دیوارهای به ضخامت  $10$ ،  $15$ ،  $20$ ،  $25$  و  $30$  سانتیمتر به ترتیب برابر  $1$ ،  $1/5$ ،  $2$ ،  $2/5$  و  $3 \text{ KN/m}^2$  می‌باشد، به گونه‌ای که برای دیواری به ضخامت  $10$  سانتیمتر و ارتفاع  $3/6$  متر، مقدار  $3/6 \text{ KN/m}$  به عنوان بار خطی اعمال می‌شود.

جدول (۲) : مشخصات قابهای فولادی مورد بررسی

Frame parameters under study

parameters	Reference values	Studied values
Type of Column	IPB 400	
Type of Beam	IPE 400	
Span Length	4 m	3, 4, 5, 6 m
Number of Spans	4	3, 4, 5, 6
Thickness of Infill	20 cm	10, 15, 20, 25, 30 cm
Amount of Infilled Panels	50 %	20%, 30%, 40%, 50%, 60%, 70%, 80%



شکل (۲) مشخصات قاب مرجع

### بررسی نتایج

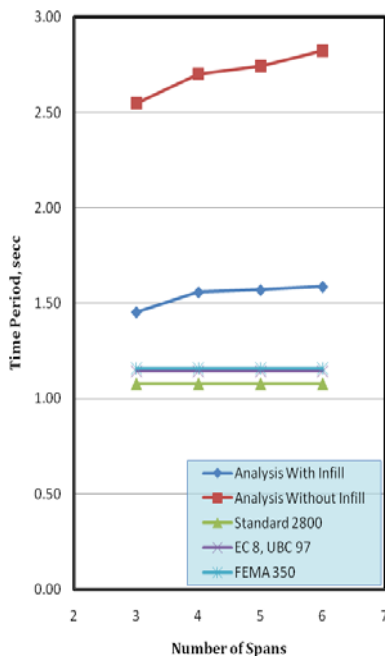
مطالعات قبلی در زمینه تأثیر عوامل مختلف در زمان تناوب طبیعی سازه نشان می‌دهد در صورتی که میانقاب به عنوان یک عنصر سازه‌ای در محاسبات در نظر گرفته شود، سهم سختی عناصری مانند تیر و ستون در سختی کل سازه تغییر می‌یابد و همچنین میزان تأثیر عوامل دیگر مانند ارتفاع طبقات و طول دهانه‌ها تحت تأثیر قرار می‌گیرد [۷،۱۴]. نتایج بدست آمده از تحلیل اجزاء محدود سازه در دو حالت با میانقاب و بدون آن با هم مقایسه شده و در قسمتهای جداگانه زیر ارائه می‌گردد:

### تأثیر طول دهانه

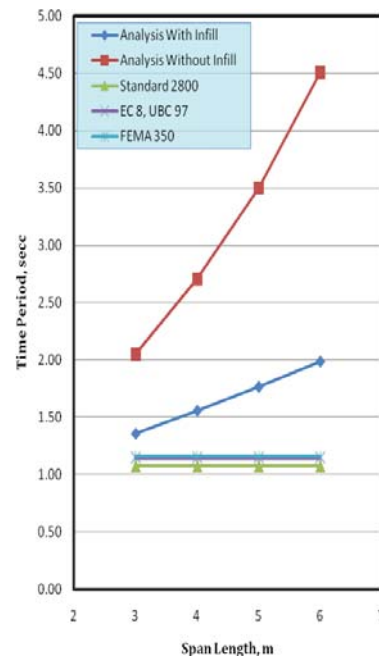
روابط آئین‌نامه‌های ذکر شده پیش‌بینی خاصی را جهت تأثیر دادن طول دهانه در نظر نگرفته است. بنابراین نتایج حاصل از آئین‌نامه‌ها برای تمام حالت‌های بررسی شده علی‌رغم تغییر در طول دهانه قابها یکسان می‌باشد. نتایج حاصل از تحلیل مودال قابهای مرکب نشان دهنده تغییر در زمان تناوب محاسبه شده در اثر تغییر طول دهانه‌ها می‌باشد. با توجه به شکل (۵) می‌توان فهمید که با افزایش طول دهانه میزان زمان تناوب محاسباتی افزایش می‌یابد. علت این تغییرات، کاهش سختی میانقاب در دهانه‌های با طول زیاد است به گونه‌ای که با افزایش طول دهانه از سختی میانقاب کاسته شده و در نتیجه تحلیل منجر به ارائه زمان تناوبهایی با مقدار بیشتر می‌شود. زمان تناوبهای بدست آمده از تحلیل در حالت بدون میانقاب نشان دهنده تفاوت زیادی بین این مقادیر و نتایج آئین‌نامه‌ای می‌باشد. با توجه به شکل می‌توان فهمید که در دهانه‌های با طول ۳ متر نتایج تحلیل اجزاء محدود با در نظر گرفتن میانقاب کمترین اختلاف را با نتایج آئین‌نامه‌ای دارد.

### تأثیر تعداد دهانه‌ها

همانگونه که در شکل (۶) مشخص است با افزایش تعداد دهانه‌ها میزان زمان تناوب محاسباتی افزایش می‌یابد و این حالت در هر دو مورد مدلسازی با میانقاب و بدون آن وجود دارد. نتایج بدست آمده نشان می‌دهد که روابط ارائه شده توسط آئین‌نامه‌ها نزدیک به حالت مدلسازی با در نظر گرفتن میانقاب است. با توجه به شکل می‌توان فهمید که میزان حساسیت زمان تناوب محاسباتی چه در حالت با در نظر گرفتن میانقاب و چه در حالت بدون در نظر گرفتن میانقاب، نسبت به تعداد دهانه‌ها کم می‌باشد و میزان تغییرات در نمودارهای بدست آمده ناچیز می‌باشد. همانگونه که از شکل مشخص است میزان تغییرات در نتایج حاصل از تحلیل اجزاء محدود در حالت بدون در نظر گرفتن میانقاب از میزان تغییرات در نتایج حاصل از تحلیل اجزاء محدود در حالت با در نظر گرفتن میانقاب بیشتر می‌باشد. در هر دو مورد بیشترین تطابق بین نتایج تحلیل اجزاء محدود و نتایج حاصل از روابط ارائه شده توسط آئین‌نامه‌ها مربوط به حالتی می‌باشد که تعداد دهانه‌ها برابر ۳ باشد.



شکل (۶) میزان زمان تناوب بر حسب تعداد دهانه‌ها



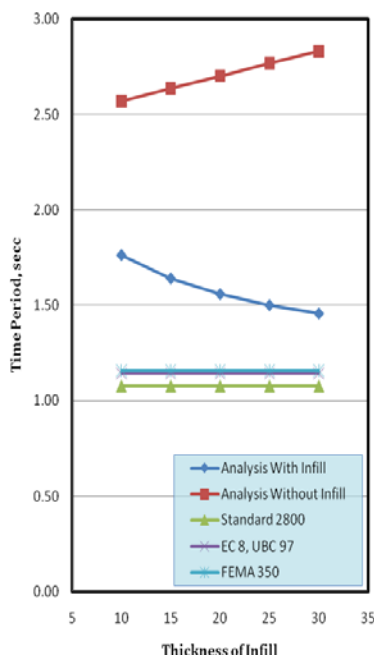
شکل (۵) میزان زمان تناوب بر حسب طول دهانه

#### تأثیر درصد پانلهای میانقاب

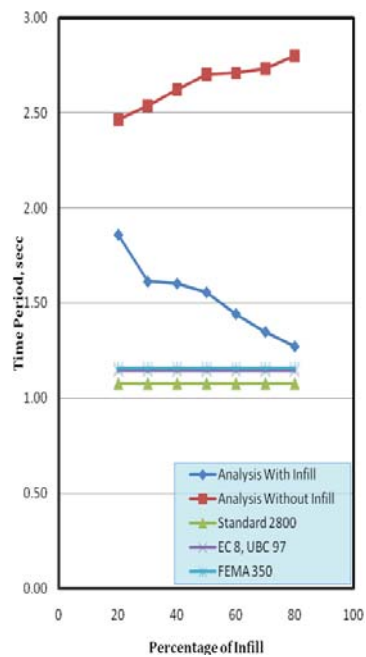
شکل (۷) نتایج مربوط به تأثیر درصد پانلهای میانقاب در زمان تناوب محاسبه شده را نشان می‌دهد. با توجه به اینکه آئین‌نامه‌های بررسی شده پارامتری جهت دخالت درصد پانلهای میانقاب در نظر نگرفته‌اند، بنابراین با افزایش یا کاهش این مقدار تغییری در نتایج بدست آمده از روابط آئین‌نامه‌ای دیده نمی‌شود، در صورتی که با مشاهده نتایج حاصل از تحلیل می‌توان فهمید که با افزایش درصد پانلهای میانقاب در حالت بدون مدلسازی سازه‌ای آنها میزان زمان تناوب سازه افزایش می‌یابد که این امر به علت افزایش جرم کل سازه می‌باشد. اما در حالت مدلسازی سازه‌ای میانقاب میزان زمان تناوب محاسباتی به علت افزایش سختی کل سازه، کاهش می‌یابد. میزان کاهش زمان تناوب محاسباتی در حالت با در نظر گرفتن میانقاب بسیار قابل توجه می‌باشد که نشان دهنده افزایش سختی کل سازه در اثر مدلسازی میانقاب به عنوان المان سازه‌ای می‌باشد. مشاهده می‌شود که در حالتی که میزان پانلهای میانقاب ۸۰ درصد باشد، کمترین اختلاف بین نتایج تحلیل اجزاء محدود در حالت با در نظر گرفتن میانقاب و نتایج حاصل از روابط ارائه شده توسط آئین‌نامه‌ها وجود دارد.

#### تأثیر ضخامت میانقاب

شکل (۸) نتایج مربوط به تأثیر ضخامت پانلهای میانقاب در زمان تناوب محاسبه شده را نشان می‌دهد. همانگونه که مشاهده می‌شود با افزایش ضخامت میانقاب، میزان جرم کل سازه افزایش می‌یابد و در نتیجه میزان زمان تناوب محاسباتی افزایش می‌یابد اما در صورت مدلسازی سازه‌ای میانقاب، به خاطر افزایش سختی سازه میزان زمان تناوب محاسباتی به طور محسوسی کاهش می‌یابد. همانگونه که در شکل مشخص است در پانل‌های میانقاب با ضخامت ۳۰ سانتیمتر، نتایج حاصل از تحلیل اجزاء محدود با در نظر گرفتن میانقاب بیشترین تطابق را با نتایج حاصل از روابط آئین‌نامه‌ای دارد.



شکل (۸) میزان زمان تناوب بر حسب ضخامت میانقاب



شکل (۷) میزان زمان تناوب بر حسب درصد پانلهای میانقاب

#### نتیجه گیری

همانطور که گفته شد آئین‌نامه‌های متداول در طراحی ساختمانها روابط تجربی ساده‌ای را جهت محاسبه زمان تناوب طبیعی سازه در نظر می‌گیرند. این روابط تجربی با در نظر نگرفتن عوامل تأثیرگذار روی زمان تناوب طبیعی سازه منجر به ارائه نتایجی می‌شوند که از دقت کافی برخوردار نیست. در این تحقیق سعی شده است که به بررسی تأثیرات این عوامل بر زمان تناوب طبیعی قابهای ساختمانی فولادی پرداخته شود. با توجه به نتایج می‌توان گفت:

- در قابهای خمشی ساختمانی فولادی بدون میانقاب، زمان تناوب محاسبه شده از روابط ارائه شده توسط آئین‌نامه‌های ساختمانی با اختلاف زیادی از نتایج بدست آمده توسط تحلیل اجزاء محدود بیشتر می‌باشد.

- در صورت مدلسازی میانقابها به عنوان المان سازه‌ای دارای سختی و مقاومت، اختلاف نتایج حاصل از روابط آئین‌نامه‌ای در محاسبه زمان تناوب با نتایج حاصل از تحلیل اجزاء محدود کاهش می‌یابد.
- افزایش ضخامت میانقاب و درصد پانل‌های پر شده با میانقاب، باعث کاهش قابل توجه زمان تناوب محاسباتی شده و افزایش تعداد و طول دهانه‌های قاب باعث افزایش زمان تناوب محاسباتی می‌شود.

منابع و مراجع :

- [۱] آئین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله ، استاندارد ۲۸۰۰ ، ویرایش سوم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن
- [۲] بارهای وارد بر ساختمان، مقررات ملی ساختمان، مبحث ششم، وزارت مسکن و شهرسازی
- [3] UBC (Uniform Building Code). International conference of building officials. Whittier, California; 1997
- [4] EC 8 (Eurocode 8). Design provisions for earthquake resistance of structures. Part 1. Brussels: CEN (European Committee for Standardization); 1994.
- [5] Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings Federal Emergency Management Agency Report FEMA 350 , June, 2000
- [6] Applied Technology Council, “NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings” (ATC33), Federal Emergency Management Agency Report FEMA 273, Washington 1997.
- [7] Khan Mahmud Amanata, Ekramul Hoqueb, A rationale for determining the natural period of RC building frames having infill. Journal of Engineering Structures 28 (2006) 495–502
- [8] Goel RK, Chopra AK. Period formulas for moment-resisting frame buildings. Journal of Structural Engineering, ASCE 1997;123(11).
- [9] Goel RK, Chopra AK. Period formulas for concrete shear wall buildings. Journal of Structural Engineering, ASCE 1998; 124(4).
- [10] Li Q, Cao H, Li Gi. Analysis of free vibrations of tall buildings. Journal of Engineering Mechanics 1994 ;120(9).
- [11] Smith BS, Crowe E. Estimating periods of vibrations of tall buildings. Journal of Structural Engineering 1986; 112(5).
- [12] Mehmet Selim ÖZTÜRK , Effects of masonry infill walls on the seismic performance of buildings, M.S. thesis, Graduate School of Natural and Applied Sciences of Middle East Technical University, 2005
- [13] Smith, B.S. and Carter, C., “A Method of Analysis for Infilled Frames”, Proc. ICE, Vol. 44, pp.31-48, September 1969.
- [14] Amanat KM, Hoque E. A reappraisal of time period formulas of design codes for framed reinforced concrete buildings. In: Topping BHV, Bittnar Z, editors. Proceedings of the sixth international conference on computational structures technology . UK: Civil-Comp Press; 2002.