

نوع مقاله: پژوهشی

چکیده

آیین‌نامه‌های لرزه‌ای جهت تخمین زمان تناوب، روابط تجربی را پیشنهاد داده‌اند که معمولاً تابعی از ارتفاع و نوع اسکلت سازه بوده و در اکثر آنها تأثیر المان‌های غیرسازه‌ای مانند میانقاب‌ها، صرفاً در کاهش زمان تناوب لحاظ می‌شود. برای مثال استاندارد ۲۸۰۰ با اعمال ضریب ۰/۸ در زمان تناوب اصلی سازه‌های قاب خمشی، اثرات افزایش سختی ناشی از وجود میانقاب را در نظر می‌گیرد. این در حالی است که میزان سختی، ضخامت و یا درصد حضور میانقاب در پلان هر سازه، الزاماً ثابت نیست و اعمال یک ضریب ثابت برای تمامی سازه‌ها کمی سؤال‌برانگیز است. از این رو در این مقاله تأثیر پارامترهایی چون ارتفاع سازه، سختی میانقاب، درصد بازشو، درصد حضور میانقاب در پلان و همچنین اثر اندرکنش خاک و سازه بر زمان تناوب سازه‌های سه‌بعدی قاب خمشی و قاب مهاربندی و اگرای فولادی ۳ تا ۱۸ طبقه مورد بررسی قرار گرفت و نتایج نشان داد که تغییرات سختی میانقاب، تأثیر چشمگیری در زمان تناوب سازه دارد، به گونه‌ای که میانقاب‌های مرسوم با مدول الاستیسیته بین ۱۰۰۰ تا ۲۰۰۰ مگاپاسکال، زمان تناوب سازه را به میزان ۳۰ الی ۶۰ درصد کاهش می‌دهند. در نهایت با محاسبه رگرسیون بر روی نتایج ۲۳۸۲ تحلیل، روابط جدیدی جهت تخمین دقیق‌تر زمان تناوب قاب‌های فولادی فوق پیشنهاد گردید.

واژگان کلیدی: زمان تناوب، میانقاب، قاب خمشی فولادی، مهاربند و اگر، اندرکنش خاک و سازه.

تأثیر میانقاب بر زمان تناوب قاب‌های خمشی فولادی و قاب‌های مهاربندی و اگر با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه

کیانوش کیانی

دانش آموخته کارشناسی ارشد سازه، دانشکده عمران، واحد نجف‌آباد، دانشگاه آزاد اسلامی، نجف‌آباد، ایران

سید محمد متولی امامی (نویسنده مسئول)

استادیار مهندسی زلزله، دانشکده عمران، واحد نجف‌آباد، دانشگاه آزاد اسلامی، نجف‌آباد، ایران، sm.emami@pci.iaun.ac.ir

۱- مقدمه

امروزه با پیشرفت آیین‌نامه‌ها و ضوابط ساختمانی در سرتاسر جهان، روزبه‌روز ضرورت تحلیل و طراحی دقیق‌تر ساختمان‌ها افزایش می‌یابد. برای تحلیل یک سازه معمولاً شکل ایده‌آلی از آن به‌عنوان مدل محاسباتی در نظر گرفته می‌شود، که بدون شک با مدل واقعی سازه تفاوت‌هایی دارد. برای مثال در این خصوص می‌توان به وجود دیوارهای پرکننده در بین قاب‌های ساختمانی اشاره کرد. معمولاً برای تحلیل و طراحی ساختمان‌ها اعم از بتنی یا فولادی، آنها را به‌صورت قاب‌های توخالی^۱ مدل‌سازی می‌کنند و عملاً از مدل‌سازی اجزای غیرسازه‌ای همچون دیوارها صرف‌نظر می‌شود. این در حالی است که در اغلب موارد، قاب‌های ساختمانی در نواحی میانی یا پیرامونی ساختمان با دیوارهای مصالح بنایی به‌عنوان جداکننده یا عایق

صوتی و حرارتی بر می‌شوند. به این نوع دیوار میانقاب^۲ و به سیستم حاصل از ترکیب قاب و میانقاب، قاب مرکب یا قاب میان پر گفته می‌شود [۱]. مشخص است که در این شرایط دیگر رفتار قاب مرکب با رفتار قاب خالی یکسان نیست. در این حالت میانقاب‌ها بر روی مقاومت، سختی و شکل‌پذیری قاب‌های مرکب تأثیر بسزایی خواهند داشت. ولیکن با توجه به اینکه این نوع اعضا به‌صورت اجزای غیرسازه‌ای تلقی می‌شوند، معمولاً اثر آنها در تحلیل قاب مرکب نادیده انگاشته می‌شود. اما در عمل این اجزا وجود دارند و اثرات قابل توجهی بر رفتار لرزه‌ای سازه‌ها می‌گذارند.

از طرفی یکی از پارامترهای اساسی در فرآیند تحلیل و طراحی سازه‌ها، تعیین زمان تناوب^۳ واقعی ساختمان‌ها می‌باشد،

می‌گیرد. مالیک و سورن [۵] اولین کسانی بودند که به روش ریز مدل‌سازی عمل کردند. پولیاکف [۶] در سال ۱۹۵۶ اولین مطالعات تحقیقاتی را بر سختی و مقاومت میانقاب‌ها انجام داد. وی همچنین جزو اولین اشخاصی بود که رفتار قاب‌های با دیوار پرکننده آجری و بتنی را مورد بررسی قرارداد و عنوان کرد انتقال تنش بین میانقاب و عناصر قاب تنها در قطر فشاری میانقاب صورت می‌گیرد. هولمز [۷] در سال ۱۹۶۱ ایده‌ی قید قطری^۶ معادل به عرض $1/3$ قطر دیوار را جهت انجام تحلیل‌های سازه‌ای پیشنهاد نمود. این تئوری بعدها توسط اسمیت [۸]، اسمیت و کارتر [۹]، مینستون [۱۰]، لیو و کان [۱۱]، دکانینی و فانتین [۱۲] و سایرین بسط و گسترش داده شد. یکی از پرکاربردترین روش‌ها، معادله پیشنهادی است که توسط مینستون [۱۰] ارائه شد به گونه‌ای که همین معادله اساس کار بسیاری از آئین‌نامه‌ها از جمله FEMA 356 [۱۳] و دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌ها [۱۴] قرار گرفت. محمدی و متولی امامی [۱۵] در سال ۲۰۱۹ پیرو یک تحقیق عددی و آزمایشگاهی به مطالعه بر روی قاب‌های چند دهانه فولادی دارای میانقاب با اتصالات مفصلی و گیردار پرداختند. آنها ثابت کردند سختی و مقاومت میانقاب‌ها در قاب‌های فولادی با اتصال مفصلی به ترتیب ۹۰ درصد و ۸۰ درصد حالت گیردار است. در این حالت آنها پیشنهاد کردند می‌توان عرض دستک را ۱۰ درصد کمتر از حالت گیردار در نظر گرفت. در ادامه همچنین مطالعات فراوانی در خصوص تأثیرات میانقاب‌ها بر زمان تناوب سازه‌ها صورت پذیرفته است که از مهم‌ترین آنها می‌توان به موارد زیر اشاره نمود.

کاس [۱۶] در سال ۲۰۰۹ پیرو یک تحقیق جامع به مطالعه بر روی زمان تناوب ساختمان‌های قاب خمشی بتنی پرداخت. او همچنین در مطالعات خود به بررسی پارامترهای تأثیرگذار بر زمان تناوب همچون ارتفاع، تعداد دهانه، نسبت حضور دیوار برشی در پلان، نسبت حضور میانقاب در پلان پرداخت. از نتایج مشخص گردید تعداد طبقات (ارتفاع سازه) اصلی‌ترین پارامتر تأثیرگذار بر زمان تناوب سازه است که مورد تأیید اکثر

زیرا مطابق طیف طراحی با تغییر زمان تناوب، نیروهای وارد به سازه نیز تغییر خواهد کرد [۲]. در استاندارد ۲۸۰۰ [۳] روابط تجربی جهت تعیین زمان تناوب اصلی نوسان ارائه شده است و در ادامه صراحتاً قید شده است که اگر ساختمانی دارای میانقابی بود که با قاب پیرامونی خود در تماس است و در حقیقت مانع حرکت قاب شود، با اعمال ضریب کاهش $0/8$ در زمان تناوب تجربی سازه، می‌توان اثرات افزایش سختی ناشی از وجود میانقاب را در نظر گرفت. این در حالی است که این ضریب ثابت، فقط برای قاب‌های خمشی منظور شده است و از نظر استاندارد ۲۸۰۰ میانقاب در برآورد زمان تناوب سایر سیستم‌ها تأثیری ندارد. حال این پرسش به وجود می‌آید که آیا این ضریب برای تمامی سازه‌های قاب خمشی فارغ از ارتفاع، ضخامت دیوار، درصد وجود میانقاب در پلان و ارتفاع، مصالح مختلف میانقاب و غیره یکسان است یا خیر؟ همچنین آیا این ضریب کاهش، برای سایر سیستم‌های سازه‌ای قابل چشم‌پوشی است؟ به عبارتی دیگر محاسبه‌ی زمان تناوب تنها با اکتفا بر ارتفاع سازه، از دقت خوبی برخوردار نخواهد بود و بهتر است جهت تخمین دقیق‌تر زمان تناوب سایر پارامترهای تأثیرگذار نیز در محاسبه آن در نظر گرفته شود. تاکنون مطالعات بسیاری در سرتاسر جهان در این زمینه صورت پذیرفته است و در اکثر مقالات بر ضرورت در نظر گرفتن اثرات میانقاب‌ها تأکید شده است. در ادامه به برخی از مهم‌ترین مطالعات انجام شده در خصوص میانقاب‌ها و اثرات آنها بر زمان تناوب اشاره شده است.

توجه به نقش میانقاب‌ها و اندرکنش آن با سازه سال‌هاست موضوع جذابی برای محققین بوده به گونه‌ای که مطالعات آغازین از سال ۱۹۵۰ میلادی شروع شد و تاکنون ادامه دارد. روش‌های متعددی برای مدل کردن میانقاب در سازه‌ها وجود دارد که به صورت کلی می‌توان آنها را به دو گروه ریزمدل‌سازی^۴ و درشت مدل‌سازی^۵ تقسیم کرد [۴]. در گروه اول میانقاب به تعداد زیادی المان تقسیم می‌گردد درحالی که در گروه دوم مدل ساده شده میانقاب مورد بررسی و تحلیل قرار

آستریس و همکاران [۲۰] در سال ۲۰۱۷ در ادامه مطالعات پیشین، با بررسی بیش از ۵۰۰ نمونه سازه مختلف با تعداد طبقات ۴، ۸ و ۱۴ طبقه، جهت محاسبه دقیق زمان تناوب سازه‌های بتنی معادله‌ای را پیشنهاد دادند. در این معادله پارامترهایی چون ارتفاع سازه، طول و تعداد دهانه، سختی میانقاب و درصد وجود بازشو در تعیین زمان تناوب قاب‌های خمشی بتنی نقش دارند.

یکی دیگر از عوامل تأثیرگذار بر زمان تناوب اصلی نوسان سازه اثر اندرکنش خاک و سازه^۷ است. بدیهی است که انعطاف‌پذیری خاک باعث افزایش زمان تناوب می‌شود [۲۱]. به عبارتی اندرکنش خاک و سازه فرایندی است که در آن پاسخ خاک بر حرکت سازه تأثیر می‌گذارد، همچنین حرکت یک سازه معین نیز بر پاسخ خاک تأثیر می‌گذارد. در این پدیده جابه‌جایی‌های سازه و زمین مستقل از یکدیگر صورت می‌گیرند. در تحلیل و بررسی رفتار لرزه‌ای یک سازه، تحریکی که از جانب زمین به سازه اعمال می‌شود برای حالتی که سازه بر زمین سخت و سنگ بستر متکی باشد همان تحریکی است که قبل از احداث سازه در آن نقطه پی وجود داشته است، اما در صورتی که سازه بر خاک نرم متکی باشد تغییرات مهمی در ورودی لرزه‌ای سازه رخ خواهد داد. از مهم‌ترین تحقیقات مرتبط با اندرکنش خاک و سازه می‌توان به موارد زیر اشاره نمود.

فروغی و همکاران [۲۲] در سال ۲۰۱۶ به بررسی تغییرات مشخصات دینامیکی سازه‌های مجاور هم پرداختند. در تحقیقات آنها از توابع همبستگی مربوط به فنرها و میراگرها برای محاسبه اندرکنش دینامیکی پی‌های سطحی (که روی محیط همگن، ایزوتروپیک و الاستیک خطی قرار دارند) استفاده شد. تحلیل‌های آنها نشان داد که وجود خاک انعطاف‌پذیر در زیر سازه باعث می‌شود تا زمان تناوب اصلی سازه افزایش یابد. در ارتباط با مقادیر زمان تناوب دو سازه مجاور نیز مشاهده شد که مجاورت دو سازه تنها بر فرکانس طبیعی مربوط به درجه آزادی انتقالی پی تأثیر ملموسی دارد.

تومثو و همکاران [۲۳] در سال ۲۰۱۷ در پژوهشی به اثرات اندرکنش خاک و سازه بر عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی

آیین‌نامه‌ها نیز می‌باشد. وجود دیوارهای برشی دومین پارامتر مهم و اثرگذار بر زمان تناوب سازه شناخته شد. وی وجود میانقاب را سومین عامل مهم بر تغییرات زمان تناوب سازه دانست.

آستریس و همکاران [۱۷] در سال ۲۰۱۵، در تحقیقی به بررسی پارامترهای مؤثر بر زمان تناوب اصلی سازه‌های بتن مسلح ۸ و ۱۴ طبقه پرداختند. به‌طور کل متغیرهای موجود در این تحقیق عبارت بودند از تعداد دهانه، طول دهانه، سختی مقاطع میانقاب، تأثیر بازشو، موقعیت طبقه نرم و نوع خاک. در نهایت نتیجه گرفتند که تعداد دهانه اثر قابل توجهی بر دوره تناوب ندارد، افزایش طول دهانه باعث افزایش زمان تناوب می‌شود، با افزایش سختی میانقاب، زمان تناوب تا ۶۰ درصد کاهش می‌یابد، جنس خاک نیز بر زمان تناوب تأثیر دارد و بیشترین مقدار زمان تناوب متعلق به خاک‌های نرم است.

بیرقی [۱۸] در سال ۲۰۱۶ به بررسی زمان تناوب ساختمان‌های فولادی با قاب خمشی دارای میانقاب پرداخت. وی با مطالعه و تحلیل بیش از ۴۰۰ مدل مختلف دریافت که زمان تناوب تحلیلی قاب بدون میانقاب در همه موارد ۵۰ درصد بیشتر از زمان تناوب تجربی استاندارد ۲۸۰۰ است. زمان تناوب تحلیلی در اثر وجود میانقاب به شدت کاهش می‌یابد. زمان تناوب تحلیلی در حالتی که پراکندگی میانقاب بیشتر از ۵۰ درصد باشد از زمان تناوب تجربی کمتر است. با افزایش ارتفاع سازه زمان تناوب افزایش می‌یابد ولی تعداد دهانه و ارتفاع طبقات عوامل تأثیرگذاری نیستند.

پرونده و همکاران [۱۹] در سال ۲۰۱۶ به ارزیابی اثرات میانقاب بر زمان تناوب سازه‌های با قاب خمشی بتنی پرداختند. آنها در دو حالت منظم و نامنظم (در ارتفاع) سازه‌های خود را مدل‌سازی کردند. آنها ثابت کردند میزان سختی میانقاب‌ها بسیار بر زمان تناوب سازه‌ها اثرگذار است، به گونه‌ای که در یک قاب دو طبقه با ارتفاع ۷ متر، با افزایش مدول الاستیسیته از ۱۲۰۰ تا ۶۲۰۰ مگاپاسکال، زمان تناوب به ترتیب از ۴۸ تا ۶۹ درصد کاهش پیدا می‌کند.

یکسان و مقدار آن برابر با ۵ متر در نظر گرفته شد. ارتفاع طبقات یکسان و برابر با ۳ متر فرض گردید. در همه‌ی سازه‌های قاب خمشی اتصال پای ستون به فونداسیون گیردار و برای سیستم‌های قاب ساده با مهاربندی واگرا این اتصال مفصلی در نظر گرفته شد. بار مرده طبقات ۵۵۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار مرده بام ۶۰۰ کیلوگرم بر مترمربع فرض شد. بار زنده طبقات ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار زنده بام ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع فرض شد. بار پارتیشن داخلی برابر با ۱۰۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شد. بار دیوارهای جانبی برابر با ۵۵۰ کیلوگرم بر متر طول فرض شد. سقف تمامی طبقات دال دو طرفه با ضخامت ۱۵ سانتی‌متر مدل‌سازی شد. فولاد مورد استفاده در طراحی از نوع ST37 با تنش تسلیم ۲۴۰ مگاپاسکال انتخاب گردید. اثرات P-Δ در تحلیل سازه منظور شده است. تحلیل همه قاب‌ها به صورت سه‌بعدی انجام شده است. قاب‌های ساختمانی مورد بررسی دارای کاربری مسکونی و در گروه ساختمانی با ضریب اهمیت متوسط می‌باشند. خاک ساختگاه از نوع II و شتاب مبنای طرح در منطقه با خطر متوسط و برابر با ۰/۲۵ انتخاب شد. مهاربندها از نوع واگرا به شکل V معکوس با برون‌محوری ۱ متری در نظر گرفته شده‌اند. لازم به ذکر است طراحی اعضا به روش LRFD و توسط نرم‌افزار ETABS [۲۵] انجام شده است. در روند تحلیل و طراحی از زمان تناوب تجربی طبق ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ [۳] استفاده شده است و برای تمامی سازه‌ها کنترل دررفت انجام شده است. لازم به ذکر است در طراحی قاب‌ها، اثرات میانقاب در محاسبه پی‌یود و در نهایت برش پایه در نظر گرفته شده است. پس از طراحی، تیپ‌بندی و تعیین مقاطع اعضای سازه، مجدداً کلیه ساختمان‌ها در نرم‌افزار SeismoStruct [۲۶] نیز مدل‌سازی شدند. نرم‌افزار SeismoStruct به راحتی قابلیت مدل‌سازی میانقاب‌ها را به روش کریسافولی [۲۷] که متشکل از دو دستک جهت انتقال فشار و یک دستک جهت انتقال برش می‌باشد را داراست. بدین منظور ابتدا عرض دستک معادل به روش پیشنهادی مینستون [۱۰] محاسبه می‌شود و سپس پارامترهای مربوطه در نرم‌افزار وارد می‌گردد.

پرداختند. آنها در مطالعات خود پارامترهایی چون، خواص خاک، انواع روش‌های مدل‌سازی اثرات اندرکنش خاک و سازه و همچنین سطوح مختلفی از طراحی لرزه‌ای را مورد بررسی قرار دادند. تحقیقات آنها نشان داد، اندرکنش خاک و سازه نقش مؤثری بر پارامترهای لرزه‌ای دارد، به طوری که برش پایه در برخی از ساختمان‌ها تا ۲۰ درصد کاهش می‌یابد.

احمدی [۲۴] در سال ۲۰۱۹ در پژوهشی به اثرات هم‌زمان اینرسی و سینماتیکی اندرکنش خاک و سازه بر مقاومت، شکل‌پذیری و زمان تناوب ساختمان‌های بتنی با پی مدفون پرداخت. مطالعات وی نشان داد، تأثیرات اندرکنش اینرسی خاک و سازه بر شکل‌پذیری سازه‌ها، قبل و بعد از آستانه نوسان نتیجه معکوس دارد.

همان‌طور که ملاحظه گردید عمده مطالعات انجام شده در زمینه زمان تناوب سازه مربوط به سازه‌های بتنی بوده است و کمتر به سازه‌های فولادی پرداخته شده است. در همین راستا، در این مقاله با مقایسه دقیق‌تر عوامل مؤثر بر زمان تناوب دو سیستم سازه‌ای قاب خمشی فولادی و قاب ساده با مهاربندی واگرای ۳، ۶، ۹، ۱۲، ۱۵ و ۱۸ طبقه، با بررسی عواملی چون سختی میانقاب، ضخامت دیوار، ارتفاع سازه‌ها، درصد بازشو در میانقاب، درصد حضور میانقاب در پلان و همچنین اثرات هم‌زمان اندرکنش خاک و سازه، برآورد دقیق‌تری از زمان تناوب واقعی سازه‌ها حاصل شده است. در پایان روابطی جهت محاسبه زمان تناوب سازه‌های مورد بررسی با در نظرگیری پارامترهای تأثیرگذار پیشنهاد گردید.

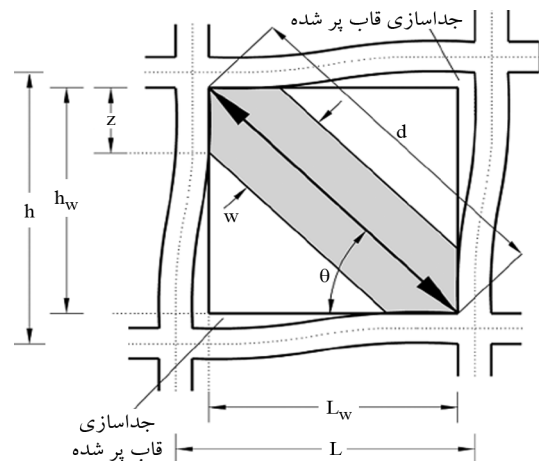
۲- مدل‌سازی

کلیه ساختمان‌ها در این تحقیق اعم از قاب خمشی فولادی و یا قاب ساده با مهاربندی واگرا در چندین ارتفاع طبقاتی شامل ۳، ۶، ۹، ۱۲، ۱۵ و ۱۸ طبقه مورد مطالعه و ارزیابی قرار گرفتند. در تمامی سازه‌ها فرضیات زیر برقرار است. پلان تمامی آنها یک پلان مربع و منظم به ابعاد ۱۵ در ۱۵ متر انتخاب شد. تعداد دهانه در هر طرف سازه یکسان و برابر با عدد ۳ بود. طول دهانه‌ها

θ : زاویه‌ای که تاثرات آن برابر ضریب تناسب پانل می‌باشد (نسبت ارتفاع به طول) بر حسب درجه و λ : ضریبی که برای محاسبه عرض دستک فشاری معادل به کار می‌رود.

این معادله تابعی از ابعاد هندسی و سختی میانقاب، همچنین ارتفاع و سختی ستون جانبی میانقاب می‌باشد. هر چه قاب اطراف میانقاب سخت‌تر باشد، مقدار عرض دستک افزایش خواهد یافت و هر چه سختی و ضخامت میانقاب افزایش یابد، عرض دستک کاهش می‌یابد. در تحقیق حاضر، ابعاد قاب ثابت است و به دنبال آن ابعاد میانقاب نیز ثابت خواهد ماند و تنها سختی و ضخامت میانقاب و سختی قاب اطراف میانقاب در محاسبه عرض دستک دخیل خواهند بود. تغییرات مدول الاستیسیته میانقاب برای این تحقیق از ۱۰۰۰ تا ۱۰۰۰۰ مگاپاسکال متغیر است. ضخامت میانقاب‌ها ۵۰، ۷۰ و ۱۰۰ میلی‌متر می‌باشد. با توجه به ابعاد قاب (ارتفاع ۳ متر و دهانه ۵ متر) و همچنین ابعاد تیر و ستون، طول و عرض میانقاب به ترتیب برابر با ۲۷۰۰ میلی‌متر و ۴۶۰۰ میلی‌متر می‌باشد که زاویه بین قید قطری و خط افق برابر با $30/4$ درجه به دست می‌آید. مدول الاستیسیته فولاد برابر با ۲۰۰ گیگاپاسکال و ممان اینرسی ستون کنار میانقاب برای هر پانل قابل محاسبه است. به‌عنوان نمونه، اعداد مربوط به محاسبه چند نمونه دستک برای میانقاب‌های قاب خمشی در جدول (۱) آورده شده است.

نحوه جانمایی میانقاب‌ها در پلان مطابق با شکل (۲) می‌باشد. در شکل (۲-الف) فرض بر آن است که نیمی از دهانه‌های قاب با میانقاب پر شده است و در شکل (۲-ب) کل دهانه‌های قاب با میانقاب آجری پوشیده شده است.



شکل (۱): قید قطری معادل و پارامترهای مرتبط با آن.

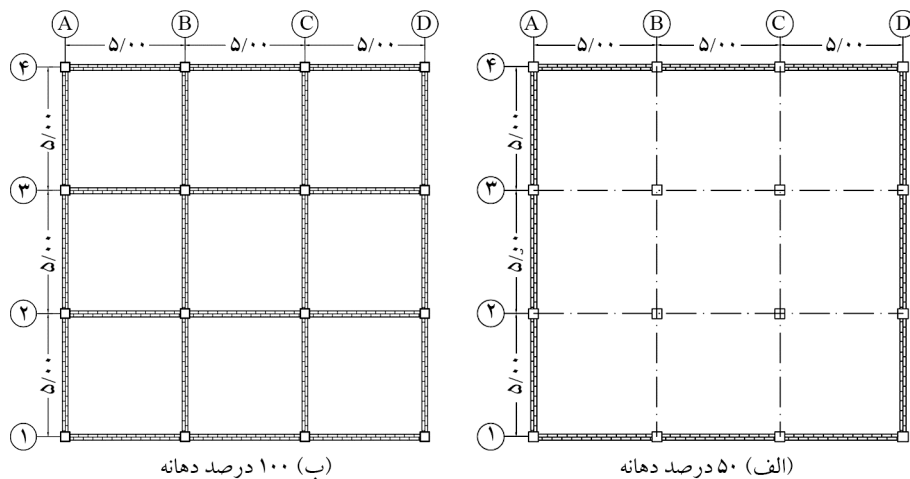
برای محاسبه عرض دستک روش‌های گوناگونی وجود دارد که یکی از معتبرترین آنها استفاده از معادله مینستون [۱۰] می‌باشد. در این معادله عرض دستک معادل بر اساس سختی، ضخامت و سختی قاب اطراف میانقاب محاسبه شده و سپس میانقاب با یک قید قطری با عرض و ضخامت و مصالح مشخص در مدل‌سازی جایگزین می‌گردد. در شکل (۱) قید قطری معادل به همراه پارامترهای مرتبط با آن نمایش داده شده است.

$$w = 0.175(\lambda h_{col})^{-0.4} d_{inf} \quad (1)$$

که در آن $\lambda = \left[\frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{0.25}$ ارتفاع مرکز تا مرکز تیر بر حسب میلی‌متر، h_{inf} : ارتفاع میانقاب بر حسب میلی‌متر، E_{fe} : ضریب ارتجاعی مورد انتظار مصالح قاب بر حسب نیوتن بر میلی‌متر مربع، E_{me} : ضریب ارتجاعی مورد انتظار مصالح میانقاب بر حسب نیوتن بر میلی‌متر مربع، I_{col} : لنگر اینرسی ستون بر حسب میلی‌متر به توان ۴، d_{inf} : طول قطری میانقاب بر حسب میلی‌متر، t_{inf} : ضخامت میانقاب بر حسب میلی‌متر،

جدول (۱): محاسبه عرض دستک برای سازه‌های MRF.

w (میلی‌متر)	λh_{col}	λ	h_{col}	d_{inf}	h_{inf}	I_{col}	E_{fe}	Sin2 θ	t_{inf}	E_{me}
۸۷۵	۱/۱۷۶	۰/۰۰۰۳۹۲	۳۰۰۰	۵۳۳۴	۲۷۰۰	۸۵۳۹۸۲۰۱۶	۲۰۰۰۰۰	۰/۸۷	۵۰	۱۰۰۰
۸۴۶	۱/۲۷۹	۰/۰۰۰۴۲۶	۳۰۰۰	۵۳۳۴	۲۷۰۰	۸۵۳۹۸۲۰۱۶	۲۰۰۰۰۰	۰/۸۷	۷۰	۱۰۰۰
۸۱۶	۱/۳۹۸	۰/۰۰۰۴۶۶	۳۰۰۰	۵۳۳۴	۲۷۰۰	۸۵۳۹۸۲۰۱۶	۲۰۰۰۰۰	۰/۸۷	۱۰۰	۱۰۰۰
۷۸۴	۱/۵۴۷	۰/۰۰۰۵۱۶	۳۰۰۰	۵۳۳۴	۲۷۰۰	۸۵۳۹۸۲۰۱۶	۲۰۰۰۰۰	۰/۸۷	۱۰۰	۱۵۰۰
۷۶۲	۱/۶۶۳	۰/۰۰۰۵۵۴	۳۰۰۰	۵۳۳۴	۲۷۰۰	۸۵۳۹۸۲۰۱۶	۲۰۰۰۰۰	۰/۸۷	۱۰۰	۲۰۰۰



شکل (۲): جانمایی میانقاب‌ها در پلان در دو حالت.

۳- بررسی و تحلیل

در این تحقیق مقادیر زمان تناوب تحلیلی سازه‌های قاب خمشی فولادی و قاب‌های مهاربندی واگرا در حالت بدون میانقاب، پس از مدل‌سازی در نرم‌افزار SeismoStruct با انجام تحلیل مقادیر ویژه، به دست آمده است و به منظور صحت‌سنجی مقادیر به دست آمده از این نرم‌افزار با نتایج حاصل از نرم‌افزار ETABS 2016 مقایسه شده است. همان‌گونه که در جدول‌های (۲) و (۳) مشخص است، نتایج هر دو نرم‌افزار بسیار به هم نزدیک است و فرایند تحلیل از دقت بسیار خوبی برخوردار است. در مقاله اعداد محاسبه شده بر اساس نرم‌افزار SeismoStruct می‌باشد. از مقایسه زمان تناوب‌های تحلیلی با زمان تناوب حاصل از رابطه تجربی استاندارد ۲۸۰۰ می‌توان نتیجه گرفت که در تمامی حالات زمان تناوب تحلیلی بیش‌تر از زمان تناوب تجربی است.

جدول (۲): زمان تناوب تحلیلی قاب‌های خمشی فولادی بدون میانقاب (ثانیه).

تعداد طبقات	زمان تناوب تحلیلی (ثانیه)	استاندارد ۲۸۰۰	
		ETABS	SeismoStruct
۳	۰/۵۹۷	۰/۴۱۵	۱/۴۳
۶	۱/۲۳	۰/۶۹۹	۱/۷۶
۹	۱/۷۶	۰/۹۴۷	۱/۸۵
۱۲	۲/۳۳	۱/۱۷۵	۱/۹۸
۱۵	۲/۷۱	۱/۳۸۹	۱/۹۵
۱۸	۲/۹۶	۱/۵۹۳	۱/۸۵

۳-۱- قاب‌های خمشی دارای میانقاب

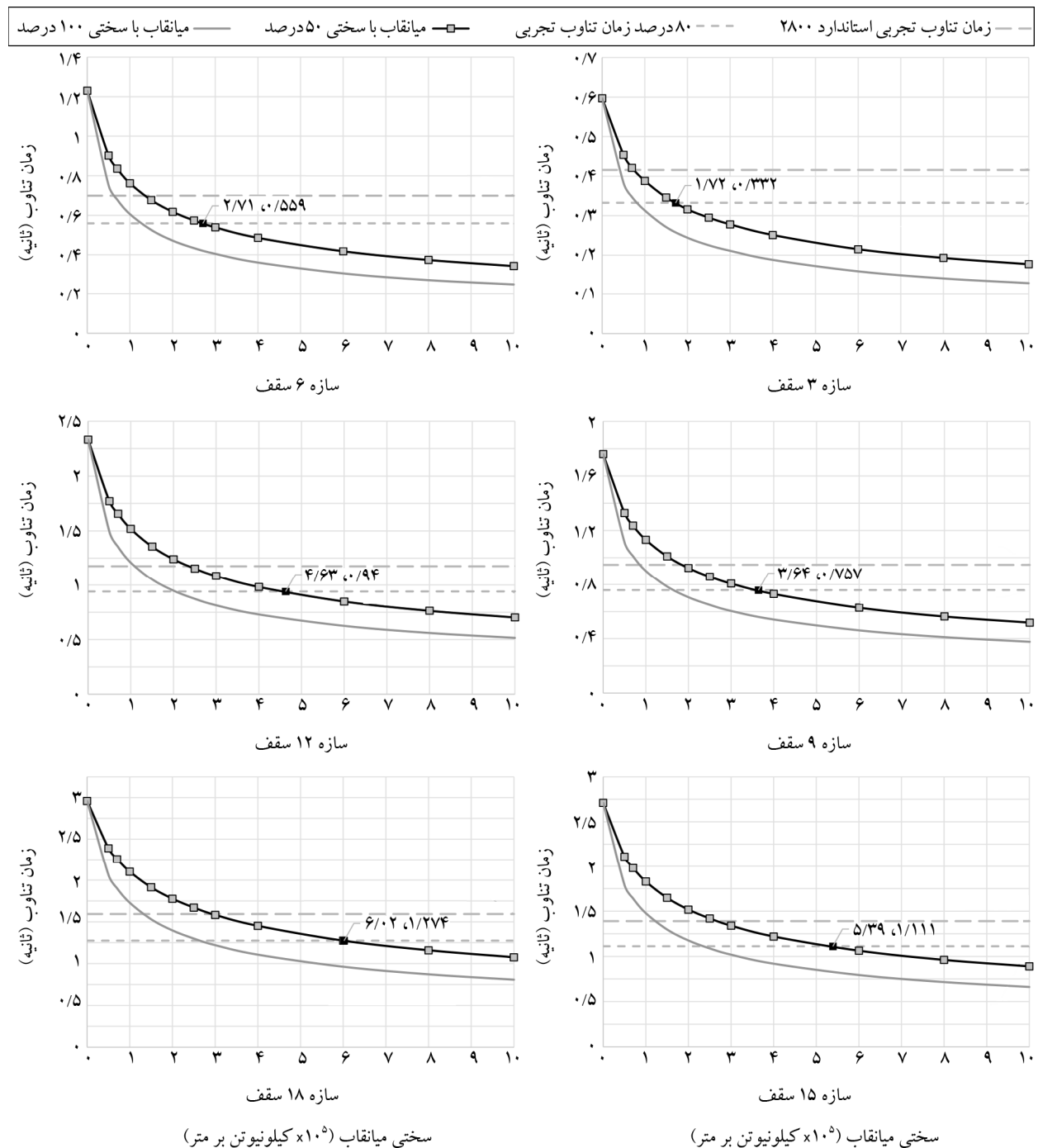
بیشترین تأثیر حضور میانقاب بر زمان تناوب یک سازه هنگامی است که تمامی دهانه‌های قاب با میانقاب پوشیده شده باشد. به این حالت اصطلاحاً میانقاب کامل^۸ گفته می‌شود. در برخی موارد ممکن است سازه فقط دارای دیوار جانبی باشد و یا ممکن است ترکیبی از دیوارهای جانبی و داخلی باشد که به آن میانقاب مقطعی^۹ گفته می‌شود. حتی ممکن است در برخی سازه‌ها مقدار حضور میانقاب در یک راستا نسبت به راستای دیگر کمتر یا بیشتر باشد. در این حالت به دلیل چیدمان متفاوت میانقاب در دو راستا، زمان تناوب‌های آنها یکسان و برابر نخواهد بود. همچنین در برخی از ساختمان‌ها به دلیل وجود پارکینگ یا فضای تجاری، چیدمان میانقاب‌ها در طبقات پایین کمتر از طبقات بالاتر است در این حالت سختی طبقه به‌مراتب کمتر از سایر طبقات شده و ممکن است منجر

جدول (۳): زمان تناوب تحلیلی قاب‌های مهاربندی شده واگرا بدون میانقاب (ثانیه).

تعداد طبقات	زمان تناوب تحلیلی (ثانیه)	استاندارد ۲۸۰۰	
		ETABS	SeismoStruct
۳	۰/۴۶۷	۰/۴۸۱	۰/۴۱۵
۶	۰/۷۹۳	۰/۸۱۱	۰/۶۹۹
۹	۱/۲۸۴	۱/۲۹۷	۰/۹۴۷
۱۲	۱/۸۰۴	۱/۸۵۶	۱/۱۷۵
۱۵	۲/۵۸۳	۲/۶۵۷	۱/۳۸۹
۱۸	۲/۹۵	۳/۰۱۳	۱/۵۹۳

بازشو و یا عاملی که باعث کاهش در سختی این میانقاب‌ها شود، وجود ندارد. همچنین در هر تحلیل، ضخامت و مدول الاستیسیته فرض شده برای میانقاب‌ها در تمامی طبقات یکسان است. در شکل (۳) نتایج حاصل از تحلیل برای قاب‌های خمشی فولادی ۳، ۶، ۹، ۱۲، ۱۵ و ۱۸ طبقه برای دو حالت با وجود ۱۰۰ درصد و ۵۰ درصد میانقاب‌های با سختی متفاوت آورده شده است.

به تشکیل طبقه نرم گردد. در این حالت زمان تناوب سازه با مقدار در نظر گرفته شده در هنگام تحلیل و طراحی سازه متفاوت خواهد شد. در ادامه به بررسی زمان تناوب سازه‌های دارای میانقاب با چیدمان‌های متفاوت پرداخته شده است. در این قسمت فرض بر آن است که کل و یا ۵۰ درصد دهانه‌های قاب‌های سازه با میانقاب آجری پر شده باشند. هیچ‌گونه



شکل (۳): زمان تناوب تحلیلی قاب‌های خمشی دارای میانقاب.

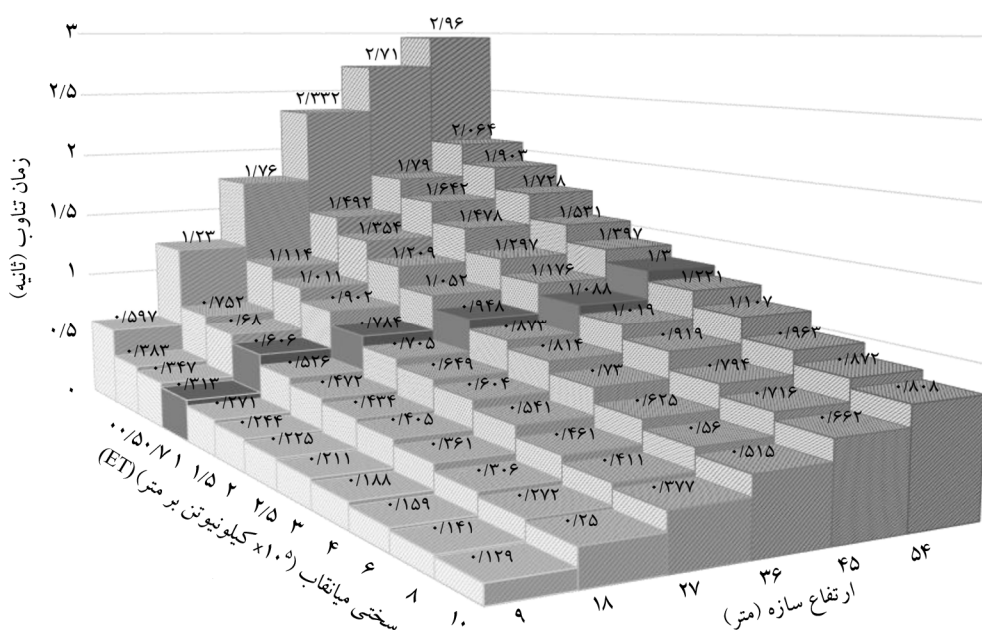
مثال در قاب خمشی ۱۲ طبقه در حالتی که ۵۰ درصد میانقاب با سختی ۴/۶۳ کیلونیوتن بر متر وجود داشته باشد، زمان تناوب تحلیلی با تجریمی برابر خواهد شد. لازم به ذکر است که در رابطه پیشنهادی استاندارد ۲۸۰۰ برای محاسبه زمان تناوب مقدار سختی و درصد وجود آن در قاب لحاظ نشده، درحالی که با توجه به شکل (۳) وجود چنین پارامتری در محاسبه زمان تناوب لازم است.

در شکل‌های (۴) و (۵) زمان تناوب قاب‌های خمشی فولادی، برای تمامی طبقات به صورت یکجا در دو حالت چیدمان میانقاب کامل و میانقاب ۵۰ درصد نمایش داده شده است. بلوک‌های تیره‌رنگ بیانگر مقادیر زمان تناوب با احتساب ضریب ۰/۸ مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ است.

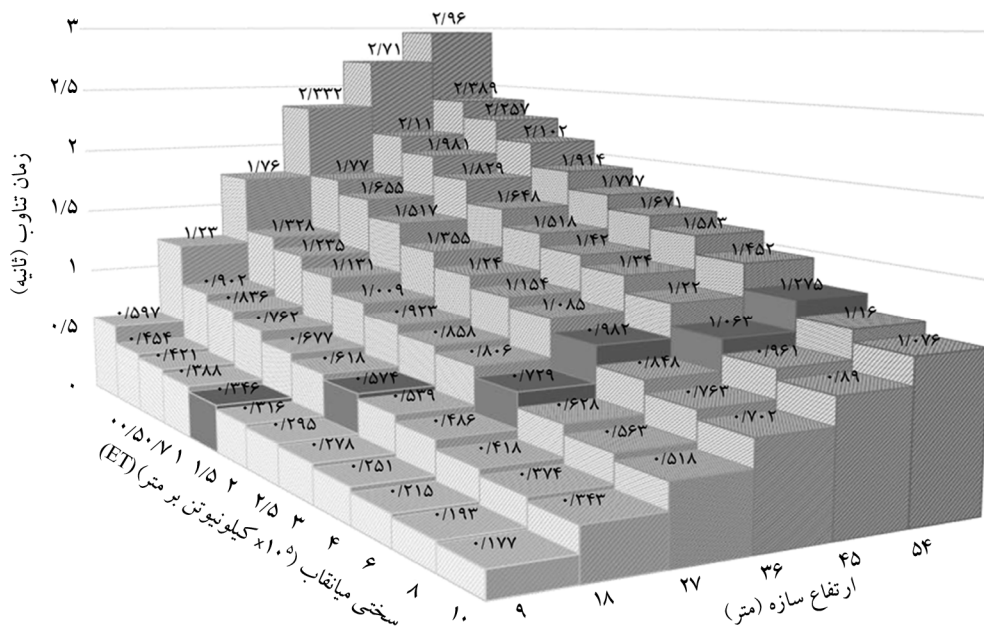
۳-۲- قاب‌های مهاربندی شده واگرا دارای میانقاب

در این حالت نیز فرض بر آن است که کل و یا ۵۰ درصد دهانه‌های قاب‌های سازه با میانقاب آجری پر شده باشند. هیچ‌گونه بازشو و یا عاملی که باعث کاهش در سختی میانقاب‌ها شود، وجود ندارد. در شکل (۶) نتایج حاصل از تحلیل برای قاب‌های مهاربندی شده واگرا ۳، ۶، ۹، ۱۲، ۱۵ و ۱۸ طبقه برای دو حالت با وجود ۱۰۰ و ۵۰ درصد میانقاب‌های با سختی متفاوت آورده شده است.

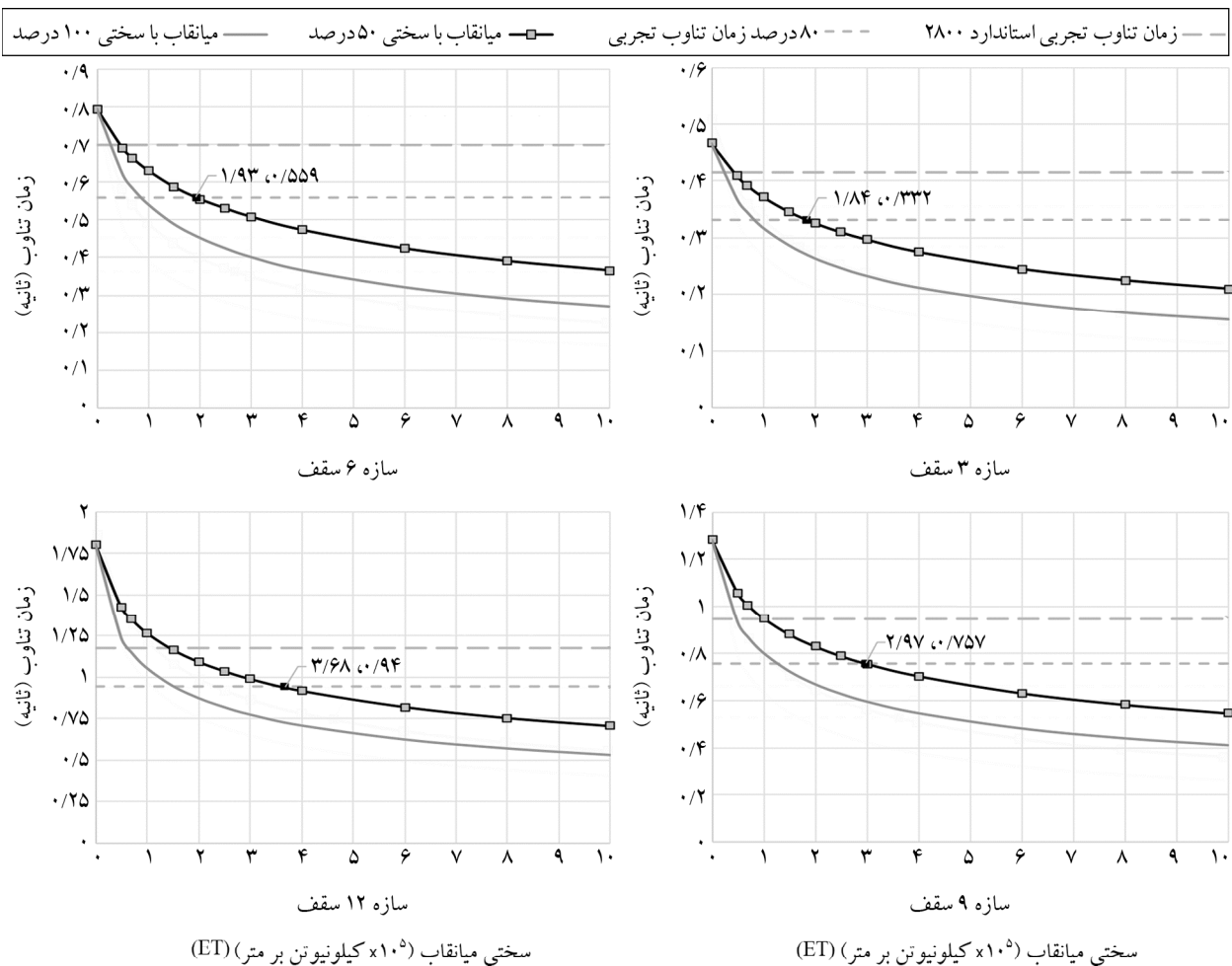
همچنین رابطه تجربی پیشنهاد شده در استاندارد ۲۸۰۰ نیز با این نتایج مورد مقایسه قرار گرفته است. همان‌طور که در شکل (۳) مشخص است، زمان تناوب قاب‌ها با افزایش میزان سختی میانقاب کاهش می‌یابد. به‌طور مثال در قاب سه‌طبقه که در حالت بدون میانقاب زمان تناوب ۰/۶ ثانیه می‌باشد، با اضافه کردن ۵۰ درصد میانقاب با سختی‌های 2×10^5 و 8×10^5 کیلونیوتن بر متر زمان تناوب سازه به ترتیب به مقادیر ۰/۳۱ ثانیه (۴۸ درصد کاهش) و ۰/۲ ثانیه (۶۶ درصد کاهش) تنزل می‌یابد. این در حالی است که در قاب ۱۸ طبقه بدون میانقاب زمان تناوب از ۳ ثانیه به مقادیر ۱/۷۵ ثانیه (۴۱ درصد کاهش) و ۱/۲ ثانیه (۶۰ درصد کاهش) با وجود میانقاب‌های اشاره شده تبدیل می‌شود. این مطلب بیان‌گر این نکته است که میانقاب در سازه‌های کوتاه‌مرتبه اثر بیشتری در افزایش سختی و در نتیجه کاهش زمان تناوب دارد. از سوی دیگر با افزایش درصد وجود میانقاب این کاهش زمان تناوب، چشم‌گیرتر خواهد شد؛ به‌طوری که در قاب‌های ۳ طبقه با میانقاب کامل با سختی 2×10^5 کیلونیوتن بر متر زمان تناوب ۰/۲۴ ثانیه (۶۰ درصد کاهش) می‌شود و این زمان تناوب در قاب ۱۸ طبقه ۱/۳۷ ثانیه (۵۴ درصد کاهش) به‌دست می‌آید. همچنین در شکل (۳) مقادیر سختی میانقاب در هر سازه با طبقات مختلف مشخص گردیده است. به‌طور



شکل (۴): زمان تناوب تحلیلی قاب‌های خمشی فولادی با میانقاب کامل.

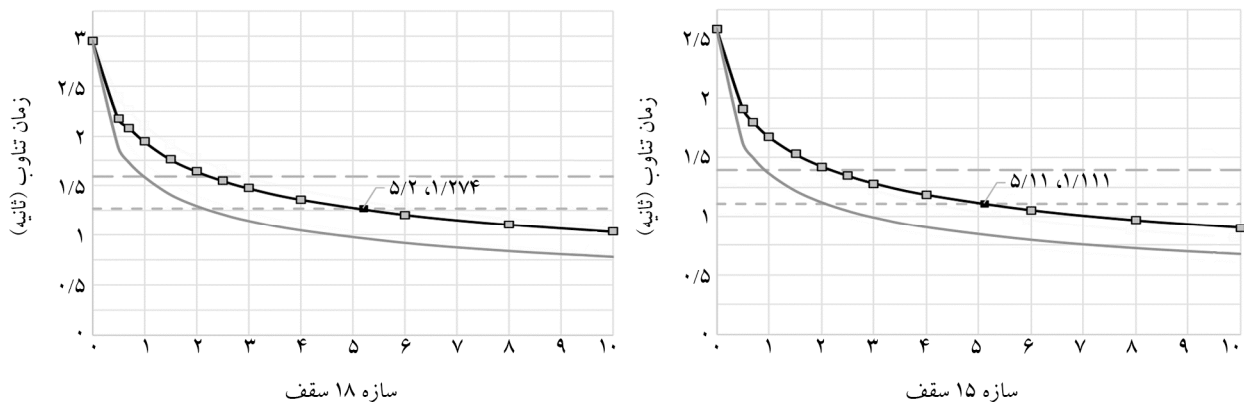


شکل (۵): زمان تناوب تحلیلی قاب‌های خمشی فولادی با ۵۰ درصد میانقاب.



شکل (۶): زمان تناوب تحلیلی قاب مهاربندی واگرا دارای میانقاب.

— زمان تناوب تجربی استاندارد ۲۸۰۰ — — ۸۰ درصد زمان تناوب تجربی — میانقاب با سختی ۵۰ درصد — میانقاب با سختی ۱۰۰ درصد



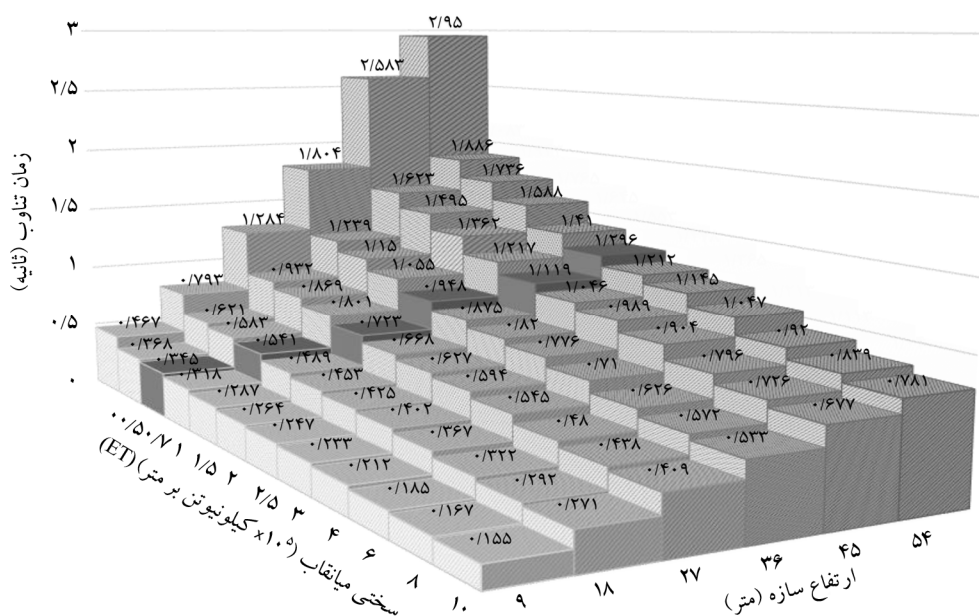
سختی میانقاب ($\times 10^5$ کیلونیوتن بر متر) (ET)

سختی میانقاب ($\times 10^5$ کیلونیوتن بر متر) (ET)

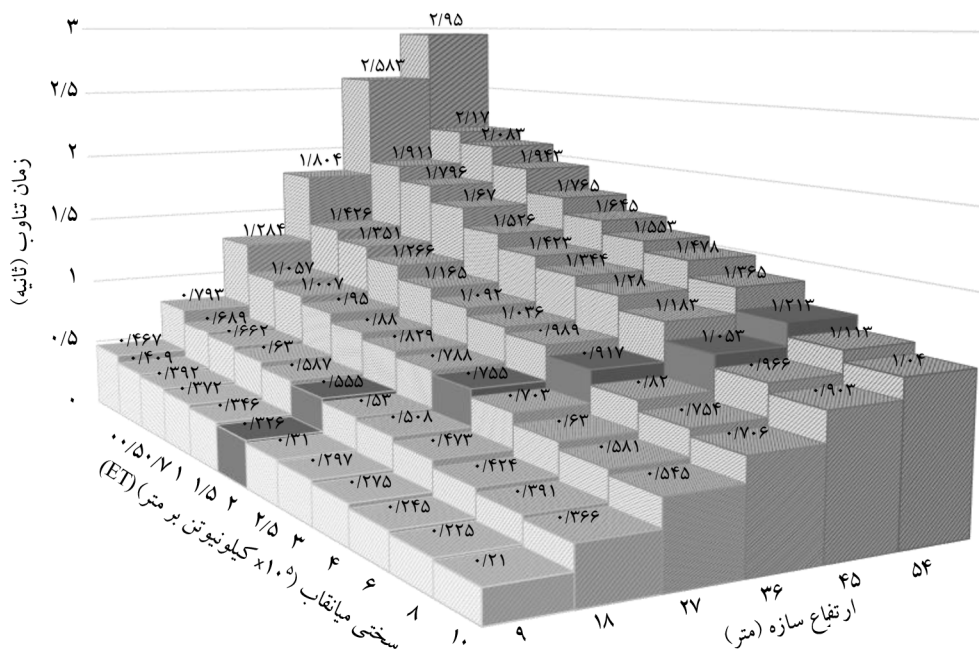
ادامه شکل (۶).

زمان تناوب سازه از $2/9$ ثانیه به مقادیر $1/6$ ثانیه (۴۴ درصد کاهش) و $1/1$ ثانیه (۶۲ درصد کاهش) با وجود میانقاب‌های اشاره شده تبدیل می‌شود. این مطلب بیان‌گر این نکته است که بر خلاف قاب‌های خمشی، میانقاب در سازه‌های بلندمرتبه اثر بیشتری در افزایش سختی و در نتیجه کاهش زمان تناوب دارد. در شکل‌های (۷) و (۸) زمان تناوب قاب‌های مهاربندی و اگر، برای تمامی طبقات به صورت یکجا در دو حالت چیدمان میانقاب کامل و میانقاب ۵۰ درصد نمایش داده شده است. بلوک‌های تیره‌رنگ بیانگر مقادیر زمان تناوب با احتساب ضریب $0/8$ مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشد.

همچنین رابطه تجربی پیشنهاد شده در استاندارد ۲۸۰۰ نیز با این نتایج مورد مقایسه قرار گرفته است. همان‌طور که در این شکل مشخص است، همانند قاب‌های خمشی فولادی، زمان تناوب قاب‌های مهاربندی و اگر نیز با افزایش میزان سختی میانقاب کاهش می‌یابد. به‌طور مثال در قاب سه طبقه که در حالت بدون میانقاب زمان تناوب آن $0/47$ ثانیه می‌باشد، با اضافه کردن ۵۰ درصد میانقاب با سختی‌های متفاوت 2×10^5 کیلونیوتن بر متر و 8×10^5 کیلونیوتن بر متر زمان تناوب سازه به ترتیب به مقادیر $0/33$ ثانیه (۲۹ درصد کاهش) و $0/23$ ثانیه (۵۱ درصد کاهش) تنزل می‌یابد. این در حالی است که در قاب ۱۸ طبقه بدون میانقاب



شکل (۷): زمان تناوب تحلیلی قاب‌های مهاربندی و اگر با میانقاب کامل.



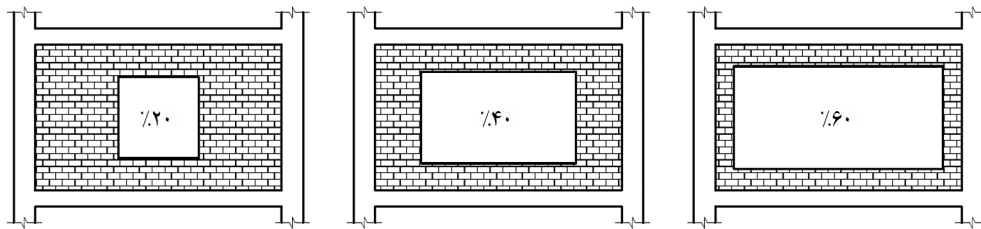
شکل (۸): زمان تناوب تحلیلی قاب‌های مهاربندی واگرا با ۵۰ درصد میانقاب.

قرار گرفت [۲۹-۳۲] و در نهایت بهترین و دقیق‌ترین رابطه، معادله‌ای بود که توسط آل‌چار و همکاران [۲۹] در سال ۲۰۰۳ پیشنهاد شده بود. آنها ثابت کردند، حضور درب و پنجره در میانقاب‌های آجری باعث کاهش مقاومت و سختی جانبی قاب‌های میان‌پیر می‌شود. آنها در چندین مرحله انواع و اقسام درب و پنجره در ابعاد مختلف و در دهانه‌های مختلف را مورد بررسی قرار دادند و در نهایت با ارائه رابطه‌ی زیر میزان کاهش سختی و مقاومت میانقاب دارای بازشو را تحت عنوان یک ضریب کاهش‌ی پیشنهاد نمودند؛ به گونه‌ای که می‌توان با محاسبه ضریب کاهش‌ی ذیل و ضرب آن در عرض دستک، اثرات حضور بازشو در میانقاب را به خوبی لحاظ نمود.

$$R = 0.6 \left(\frac{A_{\text{open}}}{A_{\text{panel}}} \right)^2 - 1.6 \left(\frac{A_{\text{open}}}{A_{\text{panel}}} \right) + 1 \quad (2)$$

در این تحقیق با در نظر گرفتن روش پیشنهادی آل‌چار و همکاران [۲۹] میانقاب‌ها با فرض بازشوهای مرکزی با نسبت ۲۰، ۴۰، ۶۰، ۸۰ درصد مطابق شکل (۹) مدل‌سازی شده و سپس مقادیر زمان تناوب سازه در این حالات مورد بررسی قرار گرفته است.

۳-۳- اثرات بازشو بر زمان تناوب قاب‌های دارای میانقاب
 ساختمان‌های متعارف معمولاً دارای میانقاب‌هایی هستند که همیشه به صورت کامل اجرا نمی‌شوند و وجود بازشوایی چون درب و پنجره در آنها، باعث تغییر در رفتار میانقاب خواهد شد. وجود بازشو سبب کاهش سختی میان قاب می‌شود و در نتیجه اثر کاهش زمان تناوب در اثر وجود میان قاب را کم می‌کند. به عبارتی دیگر هنگامی که در یک میانقاب بازشو وجود داشته باشد، سختی آن میانقاب به مراتب کمتر از زمانی است که میانقاب فاقد بازشو می‌باشد. در این حالت محققین جهت محاسبه سختی میانقابی که دارای بازشو می‌باشد معادلاتی را پیشنهاد داده‌اند که به این معادلات ضریب کاهش عرض دستک^۱ گفته می‌شود و با ضرب این ضریب کوچک‌تر از ۱ در مقدار محاسبه شده عرض دستک از رابطه مینستون [۱۰]، عرض دستک کوچک‌تری حاصل می‌شود که در آن اثرات وجود بازشو لحاظ شده است. تاکنون محققین زیادی در این زمینه فعالیت داشته‌اند از این رو در سال ۲۰۱۳ در یک تحقیق جامع که توسط محمدی و نیکفر [۲۸] صورت گرفت، تمامی نتایج حاصل از محققین پیشین طی آزمایش‌های مختلف مورد بررسی



شکل (۹): نسبت مساحت بازشو به مساحت میانقاب.

۳-۲-۳- زمان تناوب قاب‌های مهاربندی واگرا دارای میانقاب

کامل با وجود بازشو

در این حالت فرض بر آن است که کل دهانه‌های قاب‌های سازه با میانقاب آجری پر شده باشند. قاب‌ها در هر تحلیل با تغییر در ضخامت و سختی میانقاب‌ها به‌طور جداگانه مورد تحلیل و بررسی قرار می‌گیرند. همچنین در هر تحلیل، ضخامت و مدول الاستیسیته فرض شده برای میانقاب‌ها در تمامی طبقات یکسان است. میانقاب‌ها با ۲۰، ۴۰، ۶۰ و ۸۰ درصد بازشو مورد بررسی قرار گرفته‌اند. نتایج به دست آمده مطابق با جدول (۵) و شکل (۱۱) نشان می‌دهد که افزایش بازشو در میانقاب‌ها باعث افزایش زمان تناوب به‌صورت خطی می‌شود. علاوه بر آن هرچه سختی میانقاب بیشتر باشد میزان افزایش زمان تناوب نیز بیشتر خواهد بود.

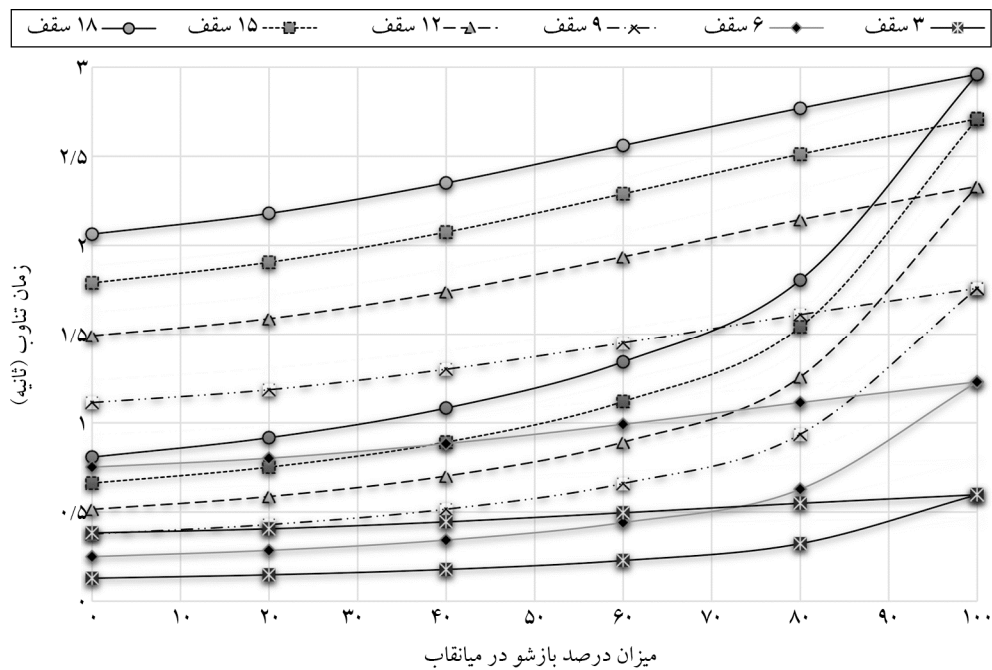
۳-۳-۱- زمان تناوب قاب‌های خمشی دارای میانقاب کامل با

وجود بازشو

در این حالت فرض بر آن است که کل دهانه‌های قاب‌های سازه با میانقاب آجری پر شده باشند. قاب‌ها در هر تحلیل با تغییر در ضخامت و سختی میانقاب‌ها به‌طور جداگانه مورد تحلیل و بررسی قرار می‌گیرند. همچنین در هر تحلیل، ضخامت و مدول الاستیسیته فرض شده برای میانقاب‌ها در تمامی طبقات یکسان است. میانقاب‌ها با ۲۰، ۴۰، ۶۰ و ۸۰ درصد بازشو مورد بررسی قرار گرفته‌اند. نتایج به دست آمده مطابق با جدول (۴) و شکل (۱۰) نشان می‌دهد که افزایش بازشو در میانقاب‌ها باعث افزایش زمان تناوب به‌صورت خطی می‌شود. علاوه بر آن هرچه سختی میانقاب بیشتر باشد میزان افزایش زمان تناوب نیز بیشتر خواهد بود.

جدول (۴): زمان تناوب قاب‌های خمشی فولادی با میانقاب دارای بازشو (فائیه).

تعداد سقف	سختی میانقاب $\times 10^5$ (Et) (کیلو نیوتن بر متر)	میزان درصد بازشو در میانقاب				
		بدون بازشو	۲۰ درصد	۴۰ درصد	۶۰ درصد	۸۰ درصد
۳ سقف	۰/۵	۰/۳۸۳	۰/۴۰۶	۰/۴۴۵	۰/۴۹۶	۰/۵۴۹
	۱۰	۰/۱۲۹	۰/۱۴۸	۰/۱۷۸	۰/۲۲۸	۰/۳۲۳
۶ سقف	۰/۵	۰/۷۵۲	۰/۸۰۲	۰/۸۸۴	۰/۹۹۲	۱/۱۱۴
	۱۰	۰/۲۵	۰/۲۸۵	۰/۳۴۳	۰/۴۴۱	۰/۶۲۸
۹ سقف	۰/۵	۱/۱۱۴	۱/۱۸۶	۱/۳۰۱	۱/۴۵	۱/۶۱۲
	۱۰	۰/۳۷۷	۰/۴۳	۰/۵۱۶	۰/۶۶	۰/۹۳۶
۱۲ سقف	۰/۵	۱/۴۹۲	۱/۵۸۹	۱/۷۴۱	۱/۹۳۷	۲/۱۴۵
	۱۰	۰/۵۱۵	۰/۵۸۷	۰/۷۰۲	۰/۸۹۲	۱/۲۵۸
۱۵ سقف	۰/۵	۱/۷۹	۱/۹۰۶	۲/۰۷۵	۲/۲۹	۲/۵۱۲
	۱۰	۰/۶۶۲	۰/۷۵۲	۰/۸۹۲	۱/۱۲	۱/۵۴۲
۱۸ سقف	۰/۵	۲/۰۶۴	۲/۱۸	۲/۳۵۱	۲/۵۶۱	۲/۷۷
	۱۰	۰/۸۰۸	۰/۹۱۷	۱/۰۸۳	۱/۳۴۳	۱/۸۰۶



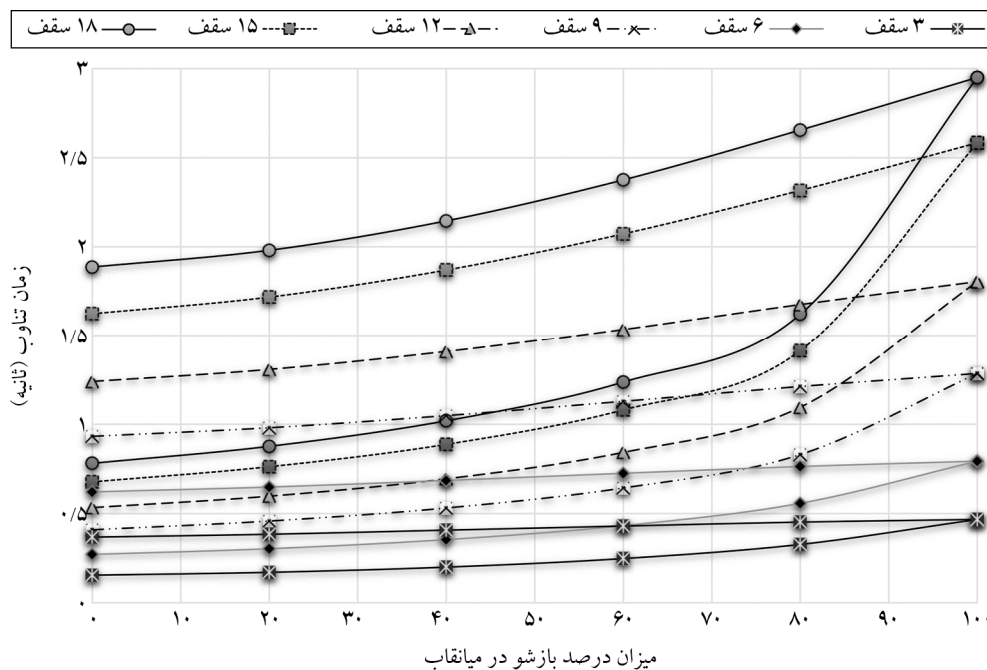
شکل (۱۰): زمان تناوب قاب‌های خمشی فولادی با میانقاب دارای بازشو.

جدول (۵): زمان تناوب قاب‌های مهاربندی واگرا با میانقاب دارای بازشو (ثابته).

تعداد سقف	سختی میانقاب $\times 10^5 (Et)$ (کیلو نیوتن بر متر)	میزان درصد بازشو در میانقاب				
		بدون بازشو	۲۰ درصد	۴۰ درصد	۶۰ درصد	۸۰ درصد
سقف ۳	۰/۵	۰/۳۶۸	۰/۳۸۴	۰/۴۰۷	۰/۴۳	۰/۴۵۲
	۱۰	۰/۱۵۵	۰/۱۷۱	۰/۲	۰/۲۴۸	۰/۳۲۷
سقف ۶	۰/۵	۰/۶۲۱	۰/۶۴۸	۰/۶۸۵	۰/۷۲۵	۰/۷۶۳
	۱۰	۰/۲۷۱	۰/۳۰۳	۰/۳۵۴	۰/۴۳۲	۰/۵۵۷
سقف ۹	۰/۵	۰/۹۳۲	۰/۹۸	۱/۰۴۸	۱/۱۲۸	۱/۲۱۱
	۱۰	۰/۴۰۹	۰/۴۵۸	۰/۵۳۱	۰/۶۴۳	۰/۸۳
سقف ۱۲	۰/۵	۱/۲۳۹	۱/۳۰۷	۱/۴۰۸	۱/۵۳۴	۱/۶۷۵
	۱۰	۰/۵۳۳	۰/۵۹۷	۰/۶۹۴	۰/۸۴۲	۱/۰۹۵
سقف ۱۵	۰/۵	۱/۶۲۳	۱/۷۱۷	۱/۸۶۹	۲/۰۷۲	۲/۳۱۶
	۱۰	۰/۶۷۷	۰/۷۶۲	۰/۸۸۷	۱/۰۸	۱/۴۱۳
سقف ۱۸	۰/۵	۱/۸۸۶	۱/۹۸	۲/۱۴۵	۲/۳۷۵	۲/۶۵۵
	۱۰	۰/۷۸۱	۰/۸۷۶	۱/۰۱۹	۱/۲۳۶	۱/۶۲

۴ درصد الی ۱۰ درصد در قاب‌های مهاربندی واگرا می‌گردد. همچنین وجود ۴۰ درصد بازشو در میانقاب باعث افزایش زمان تناوب به میزان ۱۶ الی ۳۶ درصد در قاب‌های خمشی و ۱۲ درصد الی ۳۶ درصد در قاب‌های مهاربندی واگرا می‌گردد.

مطابق با شکل‌های (۱۰) و (۱۱) نتایج به‌خوبی نشان می‌دهد که تأثیر وجود بازشو بر سیستم‌های قاب خمشی فولادی از سیستم‌های قاب مهاربندی واگرا بیشتر است. برای مثال وجود ۲۰ درصد بازشو در میانقاب باعث افزایش زمان تناوب به میزان ۶ درصد الی ۱۴ درصد در قاب‌های خمشی و



شکل (۱۱): زمان تناوب قاب‌های مهاربندی واگرا با میانقاب دارای بازشو.

شده است [۳۳]. از آنجا که ورودی نرم‌افزار بسیار وابسته به سختی خود سازه است، می‌توان نتیجه گرفت سازه‌ها با سختی‌های متفاوت، رفتار متفاوتی نسبت به یک خاک یکسان نشان خواهند داد. به عبارتی هرچه نسبت سختی سازه به خاک بیشتر باشد، میزان افزایش زمان تناوب نیز بیشتر می‌شود. در این تحقیق با در نظر گرفتن چهار نوع خاک مختلف، سختی خاک زیر پی محاسبه و در قالب فترهایی در زیر سازه اعمال شده است. روند تحلیل به گونه‌ای است که ابتدا با معرفی مشخصات خاک و شعاع فونداسیون معادل به نرم‌افزار CONAN یک فایل ورودی ساخته می‌شود و سپس مطابق با سختی هر سازه، فرکانس زاویه‌ای آن از نرم‌افزار SeismoStruct استخراج می‌گردد و به نرم‌افزار CONAN معرفی می‌شود، سپس نرم‌افزار در قالب یک فایل متنی، سختی فترهای معادل زیر فونداسیون سازه را بر اساس درجه آزادی انتخابی، ارائه می‌دهد.

۴-۳-۱- زمان تناوب قاب خمشی با میانقاب کامل و اندرکنش خاک

مقادیر محاسبه شده زمان تناوب قاب‌های خمشی با میانقاب کامل و تحت تأثیر اندرکنش خاک و سازه در خاک‌های مختلف در جدول (۶) آورده شده است.

۴-۳-۲- تأثیرات اندرکنش خاک و سازه بر زمان تناوب

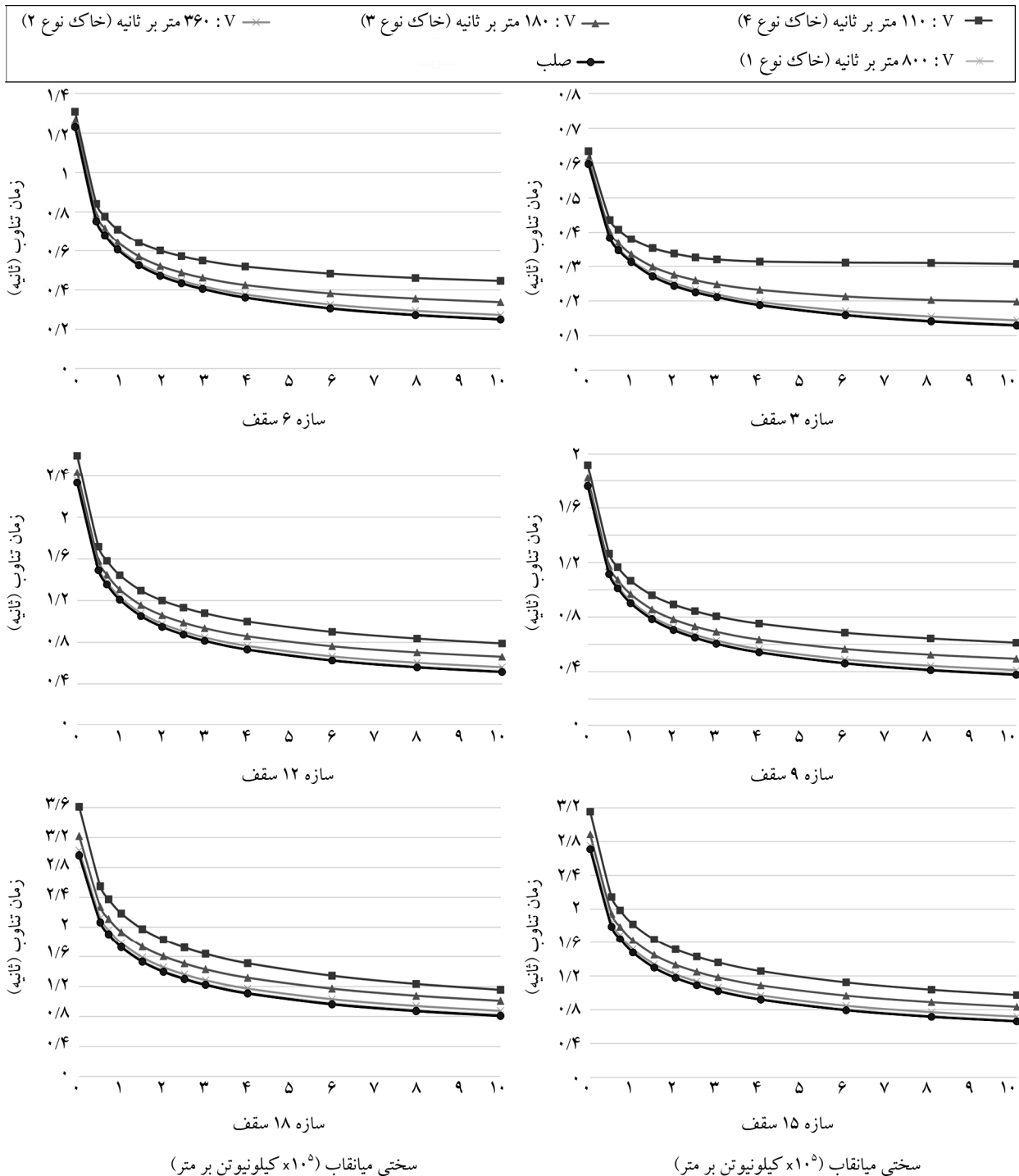
معمولاً در تحلیل‌های سازه‌ای، خاک زیر پی به صورت صلب فرض شده و از اثر اندرکنش خاک و سازه صرف‌نظر می‌شود، این فرض در صورتی که خاک زیر پی یک خاک سخت باشد، فرض صحیحی است و می‌توان خاک زیر پی را یک مجموعه صلب در نظر گرفت؛ در غیر این صورت، اگر خاک زیر پی یک خاک نرم باشد، دیگر نمی‌توان از اثراتی که خاک نرم بر سازه ایجاد می‌نماید صرف‌نظر کرد. در این حالت می‌بایست اثرات اندرکنش خاک و سازه در نظر گرفته شود. طبیعی است که با وجود خاک نرم در زیر پی، زمان تناوب سازه افزایش می‌یابد. بنابراین در این بخش سعی شده است با در نظر گرفتن انواع خاک و همچنین سازه‌های دارای میانقاب با درصد‌های مختلف، به بررسی زمان تناوب سازه‌های قاب خمشی و قاب مهاربندی شده واگرا پرداخته شود و در نهایت نتایج با حالت پایه صلب مقایسه گردد. روش‌های مختلفی برای در نظر گرفتن اثرات اندرکنش خاک و سازه وجود دارد که یکی از آنها روش مخروطی است که از زیرشاخه‌های روش زیرسازه به حساب می‌آید. در این تحقیق نیز سختی خاک زیر پی، با استفاده از نرم‌افزار CONAN که به روش مخروطی عمل می‌کند، محاسبه

جدول (۶): زمان تناوب قاب‌های خمشی دارای میانقاب و تحت تأثیر اندرکنش خاک و سازه (ثانیه).

تعداد سقف	سختی میانقاب	زمان تناوب با توجه به نوع خاک								
		صلب	خاک ۱	نسبت افزایش	خاک ۲	نسبت افزایش	خاک ۳	نسبت افزایش	خاک ۴	نسبت افزایش
سقف ۳	۰	۰/۵۹۷	۰/۵۹۸	۱/۰۰	۰/۶۰۱	۱/۰۱	۰/۶۱۱	۱/۰۲	۰/۶۳۴	۱/۰۶
	۰/۵	۰/۳۸۳	۰/۳۸۳	۱/۰۰	۰/۳۸۶	۱/۰۱	۰/۴۰۱	۱/۰۵	۰/۴۳۶	۱/۱۴
	۲	۰/۲۴۴	۰/۲۴۶	۱/۰۱	۰/۲۵۲	۱/۰۳	۰/۲۷۶	۱/۱۳	۰/۳۳۷	۱/۳۸
	۴	۰/۱۸۸	۰/۱۹	۱/۰۱	۰/۱۹۷	۱/۰۵	۰/۲۳۲	۱/۲۳	۰/۳۱۴	۱/۶۷
	۱۰	۰/۱۲۹	۰/۱۳۲	۱/۰۲	۰/۱۴۴	۱/۱۲	۰/۱۹۸	۱/۵۳	۰/۳۰۷	۲/۳۸
سقف ۶	۰	۱/۲۳	۱/۲۳۲	۱/۰۰	۱/۲۳۸	۱/۰۱	۱/۲۶	۱/۰۲	۱/۳۰۸	۱/۰۶
	۰/۵	۰/۷۵۲	۰/۷۵۵	۱/۰۰	۰/۷۶۱	۱/۰۱	۰/۷۸۵	۱/۰۴	۰/۸۴	۱/۱۲
	۲	۰/۴۷۲	۰/۴۷۶	۱/۰۱	۰/۴۸۵	۱/۰۳	۰/۵۲۲	۱/۱۱	۰/۶۰۱	۱/۲۷
	۴	۰/۳۶۱	۰/۳۶۴	۱/۰۱	۰/۳۷۷	۱/۰۴	۰/۴۲۵	۱/۱۸	۰/۵۱۹	۱/۴۴
	۱۰	۰/۲۵	۰/۲۵۴	۱/۰۲	۰/۲۷۳	۱/۰۹	۰/۳۳۸	۱/۳۵	۰/۴۴۶	۱/۷۸
سقف ۹	۰	۱/۷۶	۱/۷۶۳	۱/۰۰	۱/۷۷۵	۱/۰۱	۱/۸۲	۱/۰۳	۱/۹۱۸	۱/۰۹
	۰/۵	۱/۱۱۴	۱/۱۱۸	۱/۰۰	۱/۱۳	۱/۰۱	۱/۱۷۳	۱/۰۵	۱/۲۶۴	۱/۱۳
	۲	۰/۷۰۵	۰/۷۱	۱/۰۱	۰/۷۲۶	۱/۰۳	۰/۷۸۳	۱/۱۱	۰/۸۹۲	۱/۲۷
	۴	۰/۵۴۱	۰/۵۴۶	۱/۰۱	۰/۵۶۶	۱/۰۵	۰/۶۳۵	۱/۱۷	۰/۷۵۲	۱/۳۹
	۱۰	۰/۳۷۷	۰/۳۸۴	۱/۰۲	۰/۴۱۱	۱/۰۹	۰/۴۹۴	۱/۳۱	۰/۶۱۲	۱/۶۲
سقف ۱۲	۰	۲/۳۳۲	۲/۳۳۸	۱/۰۰	۲/۳۵۸	۱/۰۱	۲/۴۳۵	۱/۰۴	۲/۵۹۷	۱/۱۱
	۰/۵	۱/۴۹۲	۱/۴۹۷	۱/۰۰	۱/۵۱۶	۱/۰۲	۱/۵۸۳	۱/۰۶	۱/۷۱۷	۱/۱۵
	۲	۰/۹۴۸	۰/۹۵۴	۱/۰۱	۰/۹۷۸	۱/۰۳	۱/۰۵۹	۱/۱۲	۱/۲۰۱	۱/۲۷
	۴	۰/۷۳	۰/۷۳۷	۱/۰۱	۰/۷۶۶	۱/۰۵	۰/۸۵۸	۱/۱۸	۱	۱/۳۷
	۱۰	۰/۵۱۵	۰/۵۲۵	۱/۰۲	۰/۵۶۱	۱/۰۹	۰/۶۶۱	۱/۲۸	۰/۷۸۹	۱/۵۳
سقف ۱۵	۰	۲/۷۱	۲/۷۲	۱/۰۰	۲/۷۵۵	۱/۰۲	۲/۸۸۵	۱/۰۶	۳/۱۵۴	۱/۱۶
	۰/۵	۱/۷۹	۱/۸۰۵	۱/۰۱	۱/۸۳۶	۱/۰۳	۱/۹۴۲	۱/۰۸	۲/۱۴۴	۱/۲۰
	۲	۱/۱۷۶	۱/۱۸۶	۱/۰۱	۱/۲۲	۱/۰۴	۱/۳۳۳	۱/۱۳	۱/۵۱۷	۱/۲۹
	۴	۰/۹۱۹	۰/۹۳	۱/۰۱	۰/۹۶۹	۱/۰۵	۱/۰۸۷	۱/۱۸	۱/۲۵۷	۱/۳۷
	۱۰	۰/۶۶۲	۰/۶۷۴	۱/۰۲	۰/۷۱۸	۱/۰۸	۰/۸۳۴	۱/۲۶	۰/۹۷۳	۱/۴۷
سقف ۱۸	۰	۲/۹۶	۲/۹۷۴	۱/۰۰	۳/۰۲۸	۱/۰۲	۳/۲۲	۱/۰۹	۳/۶۱	۱/۲۲
	۰/۵	۲/۰۶۴	۲/۰۷۷	۱/۰۱	۲/۱۲۲	۱/۰۳	۲/۲۷۴	۱/۱۰	۲/۵۵	۱/۲۴
	۲	۱/۳۹۷	۱/۴۱۱	۱/۰۱	۱/۴۵۸	۱/۰۴	۱/۶۰۵	۱/۱۵	۱/۸۳	۱/۳۱
	۴	۱/۱۰۷	۱/۱۲۱	۱/۰۱	۱/۱۷۲	۱/۰۶	۱/۳۱۷	۱/۱۹	۱/۵۱۱	۱/۳۶
	۱۰	۰/۸۰۸	۰/۸۲۳	۱/۰۲	۰/۸۷۴	۱/۰۸	۱/۰۰۸	۱/۲۵	۱/۱۵۵	۱/۴۳

خمش را نشان می‌دهد. یک نکته حائز اهمیت در این بخش، توجه به سازه‌های کوتاه مرتبه می‌باشد. با توجه به شکل (۱۲)، به خوبی مشخص است که تأثیرات اندرکنش خاک و سازه بر سازه‌های سه سقف بیشتر از سایر ساختمان‌ها است. علت این امر، به خاطر سختی بیش از حد ساختمان‌های کوتاه مرتبه است.

مطابق با جدول (۶) وجود خاک نرم در زیر سازه، زمان تناوب سازه را به شدت افزایش می‌دهد و همچنین افزایش سختی میانقاب، باعث افزایش بیشتر زمان تناوب در خاک‌های نرم می‌گردد. شکل (۱۲) به خوبی تأثیرات هم‌زمان حضور میانقاب با سختی‌های متفاوت و اندرکنش خاک و سازه در قاب‌های



شکل (۱۲): زمان تناوب قاب‌های خمشی دارای میانقاب و تحت تأثیر اندرکنش خاک و سازه.

می‌باشد زمان تناوبی برابر با $2/06$ ثانیه دارد این در حالی است که اگر خاک زیر پی از نوع ۴ باشد زمان تناوب حدود ۲۴ درصد افزایش خواهد یافت و برابر با $2/55$ ثانیه می‌شود و با افزایش سختی به 10×10^5 کیلونیوتن بر متر و قرار گرفتن سازه بر روی خاک نوع ۴، زمان تناوب تنها ۴۳ درصد افزایش می‌یابد.

۳-۴-۲- زمان تناوب قاب مهاربندی شده واگرا با میانقاب کامل و اندرکنش خاک

در این حالت فرض بر آن است که تمامی دهانه‌های قاب‌های سازه با میانقاب آجری پر شده باشند. هیچ‌گونه بازشو و یا عاملی که باعث کاهش در سختی میانقاب‌ها شود، وجود ندارد. نتایج حاصل از این تحلیل برای قاب‌های مهاربندی واگرا به شرح جدول (۷) می‌باشد.

مطابق با جدول (۷) وجود خاک نرم در زیر سازه، زمان تناوب سازه را به شدت افزایش می‌دهد و همچنین افزایش سختی میانقاب، باعث افزایش بیشتر زمان تناوب در خاک‌های نرم می‌گردد.

برای مثال در ساختمان‌های سه‌سقف هنگامی که سازه بر روی خاک صلب قرار گرفته است و میانقاب دارای سختی $0/5 \times 10^5$ کیلونیوتن بر متر می‌باشد زمان تناوبی برابر با $0/38$ ثانیه دارد این در حالی است که اگر خاک زیر پی از نوع ۴ باشد زمان تناوب حدود ۱۴ درصد افزایش خواهد یافت و برابر با $0/43$ ثانیه می‌شود.

از طرفی هر چه سختی میانقاب بیشتر باشد تأثیر نرمی خاک بر افزایش زمان تناوب بیشتر خواهد بود، به گونه‌ای که در ساختمان‌های سه‌سقف هنگامی که سازه بر روی خاک صلب قرار گرفته است و میانقاب دارای سختی 10×10^5 کیلونیوتن بر متر می‌باشد زمان تناوبی برابر با $0/13$ ثانیه دارد این در حالی است که اگر خاک زیر پی از نوع ۴ باشد زمان تناوب حدود ۱۳۸ درصد افزایش خواهد یافت و برابر با $0/3$ ثانیه می‌شود. این در حالی است که اندرکنش خاک و سازه در ساختمان‌های با ارتفاع بیشتر، تأثیر متفاوت‌تری بر افزایش زمان تناوب سازه دارد. برای مثال در ساختمان‌های ۱۸ سقف هنگامی که سازه بر روی خاک صلب قرار گرفته است و میانقاب دارای سختی $0/5 \times 10^5$ کیلونیوتن بر متر

جدول (۷): زمان تناوب قاب‌های مهاربندی واگرا دارای میانقاب و تحت تأثیر اندرکنش خاک و سازه (ثانیه).

تعداد سقف	سختی میانقاب	زمان تناوب با توجه به نوع خاک								
		صلب	خاک ۱	نسبت افزایش	خاک ۲	نسبت افزایش	خاک ۳	نسبت افزایش	خاک ۴	نسبت افزایش
۳ سقف	۰	۰/۴۶۷	۰/۴۶۹	۱/۰۰	۰/۴۷۵	۱/۰۲	۰/۵۲۹	۱/۱۳	۰/۵۸۷	۱/۲۶
	۰/۵	۰/۳۶۸	۰/۳۷	۱/۰۱	۰/۳۷۶	۱/۰۲	۰/۴۰۴	۱/۱۰	۰/۴۷	۱/۲۸
	۲	۰/۲۶۴	۰/۲۶۶	۱/۰۱	۰/۲۷۲	۱/۰۳	۰/۳۰۱	۱/۱۴	۰/۴	۱/۵۲
	۴	۰/۲۱۲	۰/۲۱۴	۱/۰۱	۰/۲۲	۱/۰۴	۰/۲۶۲	۱/۲۴	۰/۳۸۶	۱/۸۲
۶ سقف	۱۰	۰/۱۵۵	۰/۱۵۷	۱/۰۱	۰/۱۶۳	۱/۰۵	۰/۲۳۶	۱/۵۲	۰/۳۸۳	۲/۴۷
	۰	۰/۷۹۳	۰/۸۱۳	۱/۰۳	۰/۸۵۲	۱/۰۷	۰/۹۱۲	۱/۱۵	۱/۰۱۹	۱/۲۸
	۰/۵	۰/۶۲۱	۰/۶۲۵	۱/۰۱	۰/۶۴۷	۱/۰۴	۰/۶۹۸	۱/۱۲	۰/۸۰۵	۱/۳۰
	۲	۰/۴۵۳	۰/۴۵۴	۱/۰۰	۰/۴۶۹	۱/۰۴	۰/۵۲۶	۱/۱۶	۰/۶۴۳	۱/۴۲
۹ سقف	۴	۰/۳۶۷	۰/۳۶۸	۱/۰۰	۰/۳۸۲	۱/۰۴	۰/۴۴۷	۱/۲۲	۰/۵۷۵	۱/۵۷
	۱۰	۰/۲۷۱	۰/۲۷۲	۱/۰۰	۰/۲۹۱	۱/۰۷	۰/۳۷۱	۱/۳۷	۰/۵۰۸	۱/۸۷
	۰	۱/۲۸۴	۱/۳۳۱	۱/۰۴	۱/۳۹	۱/۰۸	۱/۴۸۲	۱/۱۵	۱/۶۴۵	۱/۲۸
	۰/۵	۰/۹۳۲	۰/۹۴۷	۱/۰۲	۰/۹۸۱	۱/۰۵	۱/۰۵۹	۱/۱۴	۱/۲۱	۱/۳۰
۹ سقف	۲	۰/۶۶۸	۰/۶۷۲	۱/۰۱	۰/۶۹۸	۱/۰۴	۰/۷۸	۱/۱۷	۰/۹۳۲	۱/۴۰
	۴	۰/۵۴۵	۰/۵۴۷	۱/۰۰	۰/۵۷۳	۱/۰۵	۰/۶۶۱	۱/۲۱	۰/۸۱	۱/۴۹
	۱۰	۰/۴۰۹	۰/۴۱۱	۱/۰۰	۰/۴۴	۱/۰۸	۰/۵۳۴	۱/۳۱	۰/۶۷۴	۱/۶۵

ادامه جدول (۷).

زمان تناوب با توجه به نوع خاک									سختی میانقاب	تعداد سقف
نسبت افزایش	خاک ۴	نسبت افزایش	خاک ۳	نسبت افزایش	خاک ۲	نسبت افزایش	خاک ۱	صلب		
۱/۳۰	۲/۳۵	۱/۱۷	۲/۱۰۹	۱/۰۹	۱/۹۷	۱/۰۴	۱/۸۷۸	۱/۸۰۴	۰	۱۲ سقف
۱/۳۲	۱/۶۳۷	۱/۱۵	۱/۴۲۸	۱/۰۶	۱/۳۱۴	۱/۰۲	۱/۲۶۳	۱/۲۳۹	۰/۵	
۱/۴۱	۱/۲۳	۱/۱۸	۱/۰۳۴	۱/۰۵	۰/۹۱۸	۱/۰۱	۰/۸۸۱	۰/۸۷۵	۲	
۱/۴۸	۱/۰۵	۱/۲۳	۰/۸۷۱	۱/۰۶	۰/۷۵۳	۱/۰۱	۰/۷۱۵	۰/۷۱	۴	
۱/۵۸	۰/۸۴۴	۱/۳۰	۰/۶۹۴	۱/۰۸	۰/۵۷۸	۱/۰۱	۰/۵۳۹	۰/۵۳۳	۱۰	
۱/۲۳	۳/۱۷۲	۱/۱۱	۲/۸۶۲	۱/۰۵	۲/۷۱	۱/۰۲	۲/۶۴۳	۲/۵۸۳	۰	۱۵ سقف
۱/۲۹	۲/۰۹	۱/۱۳	۱/۸۲۶	۱/۰۴	۱/۶۸۴	۱/۰۱	۱/۶۳۸	۱/۶۲۳	۰/۵	
۱/۳۸	۱/۵۳۹	۱/۱۷	۱/۳۱۱	۱/۰۴	۱/۱۶۹	۱/۰۰	۱/۱۲۴	۱/۱۱۹	۲	
۱/۴۳	۱/۲۹۲	۱/۲۱	۱/۰۹۵	۱/۰۶	۰/۹۵۶	۱/۰۱	۰/۹۱	۰/۹۰۴	۴	
۱/۴۹	۱/۰۱۱	۱/۲۷	۰/۸۵۷	۱/۰۸	۰/۷۳۱	۱/۰۱	۰/۶۸۴	۰/۶۷۷	۱۰	
۱/۲۸	۳/۷۶۷	۱/۱۲	۳/۳۰۴	۱/۰۴	۳/۰۷۹	۱/۰۲	۳/۰۰۷	۲/۹۵	۰	۱۸ سقف
۱/۳۴	۲/۵۱۹	۱/۱۵	۲/۱۶۷	۱/۰۴	۱/۹۶۸	۱/۰۱	۱/۹۰۶	۱/۸۸۶	۰/۵	
۱/۴۱	۱/۸۳۲	۱/۲۰	۱/۵۵۸	۱/۰۵	۱/۳۶۷	۱/۰۱	۱/۳۰۵	۱/۲۹۶	۲	
۱/۴۵	۱/۵۲۱	۱/۲۴	۱/۲۹۸	۱/۰۷	۱/۱۱۹	۱/۰۱	۱/۰۵۶	۱/۰۴۷	۴	
۱/۴۹	۱/۱۶۶	۱/۲۹	۱/۰۰۴	۱/۰۹	۰/۸۵۵	۱/۰۲	۰/۷۹۳	۰/۷۸۱	۱۰	

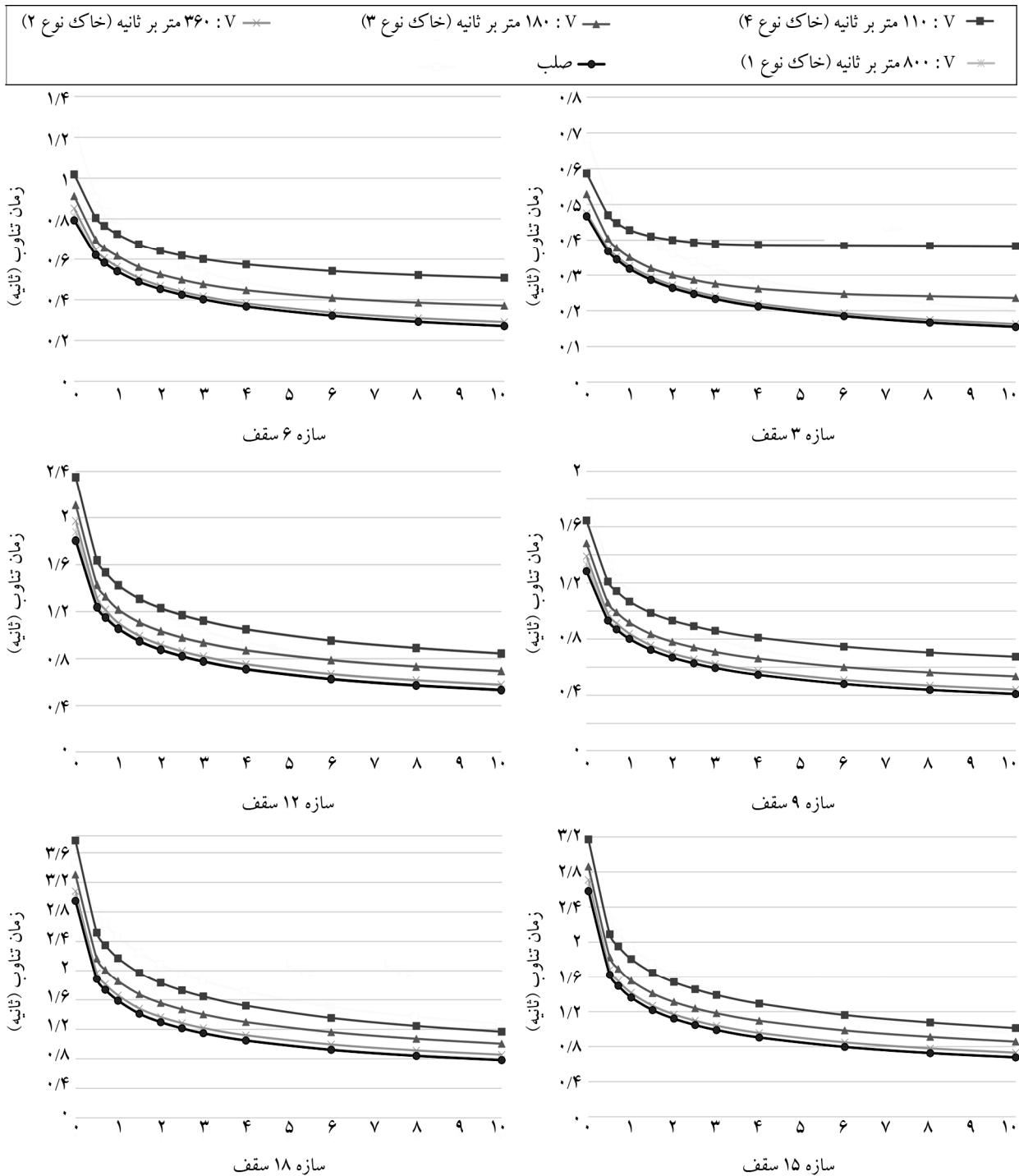
خواهد یافت و برابر با ۰/۳۸ ثانیه می‌شود. این در حالی است که اندرکنش خاک و سازه در ساختمان‌های با ارتفاع بیشتر، تأثیر متفاوت‌تری بر افزایش زمان تناوب سازه دارد. برای مثال در ساختمان‌های ۱۸ سقف هنگامی که سازه بر روی خاک صلب قرار گرفته است و میانقاب دارای سختی $۰/۵ \times ۱۰^۵$ کیلونیوتن بر متر می‌باشد زمان تناوبی برابر با ۱/۸۸ ثانیه دارد در حالی که اگر خاک زیر پی از نوع ۴ باشد زمان تناوب حدود ۳۴ درصد افزایش خواهد یافت و برابر با ۲/۵۲ ثانیه می‌شود و با افزایش سختی به ۱۰×۱۰^۵ کیلونیوتن بر متر و قرار گرفتن سازه بر روی خاک نوع ۴، زمان تناوب تنها ۴۹ درصد افزایش می‌یابد.

نتایج به دست آمده از زمان تناوب تحلیلی قاب‌های دارای میانقاب که در آنها اثرات اندرکنش خاک و سازه لحاظ گردیده است به خوبی نشان داد که وجود خاک نرم در زیر سازه باعث افزایش زمان تناوب می‌شود و هرچه خاک نرم‌تر و سازه سخت‌تر باشد، افزایش زمان تناوب نیز بیشتر خواهد بود. اثرات اندرکنش خاک و سازه بر روی سازه‌های کوتاه‌مرتبه که دارای میانقاب با

شکل (۱۳) به خوبی تأثیرات هم‌زمان حضور میانقاب با سختی‌های متفاوت و اندرکنش خاک و سازه در قاب‌های مهاربندی واگرا را نشان می‌دهد. نکته قابل توجه این است که در مقایسه با سیستم‌های قاب خمشی، تأثیر خاک نرم بر روی سیستم‌های مهاربندی واگرا اندکی بیشتر است. برای مثال در ساختمان‌های سه‌سقف هنگامی که سازه بر روی خاک صلب قرار گرفته است و میانقاب دارای سختی $۰/۵ \times ۱۰^۵$ کیلونیوتن بر متر می‌باشد زمان تناوبی برابر با ۰/۳۷ ثانیه دارد این در حالی است که اگر خاک زیر پی از نوع ۴ باشد زمان تناوب حدود ۲۸ درصد افزایش خواهد یافت و برابر با ۰/۴۷ ثانیه می‌شود. از طرفی هر چه سختی میانقاب بیشتر باشد تأثیر نرمی خاک بر افزایش زمان تناوب بیشتر خواهد بود، به گونه‌ای که در ساختمان‌های سه‌سقف هنگامی که سازه بر روی خاک صلب قرار گرفته است و میانقاب دارای سختی ۱۰×۱۰^۵ کیلونیوتن بر متر می‌باشد زمان تناوبی برابر با ۰/۱۵ ثانیه دارد ولی اگر خاک زیر پی از نوع ۴ باشد زمان تناوب حدود ۱۴۷ درصد افزایش

بر سازه‌های بدون میانقاب اثری معکوس دارد. به عبارت دیگر، تأثیر اندرکنش خاک و سازه بر زمان تناوب قاب‌هایی که فاقد میانقاب هستند در سازه‌های بلند مرتبه بیشتر از سازه‌های کوتاه مرتبه است.

سختی بالا بودند به مراتب بیشتر از سایر ساختمان‌ها بود. لازم به ذکر است تأثیر این امر در ساختمان‌های قاب مهاربندی واگرا اندکی بیشتر از سازه‌های دارای قاب خمشی فولادی بود. برخلاف سازه‌های دارای میانقاب، تأثیر اندرکنش خاک و سازه



سختی میانقاب ($\times 10^5$ کیلونیوتن بر متر)

سختی میانقاب ($\times 10^5$ کیلونیوتن بر متر)

شکل (۱۳): زمان تناوب قاب‌های مهاربندی واگرا دارای میانقاب و تحت تأثیر اندرکنش خاک و سازه.

۴- معادلات پیشنهادی

با مقایسه و بررسی ۲۳۸۲ تحلیل بر روی سازه‌های قاب خمشی و قاب مهاربندی واگرا و با در نظر گرفتن انواع پارامترهای تأثیرگذار مشخص گردید برای تعیین زمان تناوب یک سازه، عوامل بسیاری دخیل هستند و تنها با اکتفا بر ارتفاع سازه نمی‌توان برآورد دقیقی از آن داشت. از این رو با توجه به نتایج به دست آمده از این تحقیق، معادلاتی ساده و در عین حال کاربردی مستخرج گردید تا بتوان تخمین دقیق‌تری از زمان تناوب سازه‌های قاب‌های خمشی و قاب‌های مهاربندی واگرا داشت. لازم به ذکر است برای به دست آوردن این روابط، در ابتدا تأثیر کاهشی یا افزایشی هر کدام از پارامترهای در نظر گرفته شده بر روی زمان تناوب بررسی و سپس با استفاده از رگرسیون از نتایج تحلیل ۲۳۸۲ داده با پارامترهای مختلف، معادلات مذکور از دو روش الگوریتم ژنتیک^{۱۱} (تئوری انتخاب طبیعی^{۱۲}) و روش تعمیم‌یافته گرادایانی^{۱۳} کاهشی استخراج گردیده است. در این معادلات، با در نظر گرفتن عواملی چون ارتفاع سازه، مدول الاستیسیته میانقاب، ضخامت میانقاب، میزان درصد حضور میانقاب در پلان و حتی تأثیر نرمی خاک زیر سازه، به مراتب می‌توان نتایج نزدیک‌تری به واقعیت به دست آورد. مقادیر به دست آمده از معادلات پیشنهادی با دقت بسیار خوبی بر نتایج تحلیلی منطبق گردید. این امر به خوبی در شکل (۱۴) برای قاب‌های خمشی و قاب‌های مهاربندی واگرا قابل مشاهده می‌باشد.

برای هر سیستم به طور جداگانه دو سری معادله با و بدون میانقاب در روابط (۳) الی (۶) ارائه شده است.

قاب‌های خمشی فولادی بدون میانقاب:

$$T = \frac{0.15H^{0.86}}{V_s^{0.06}} \quad (۳)$$

قاب‌های خمشی فولادی با میانقاب:

$$T = \frac{0.24H^{0.97}}{(Et \times P)^{0.29} \times V_s^{0.09}} \quad (۴)$$

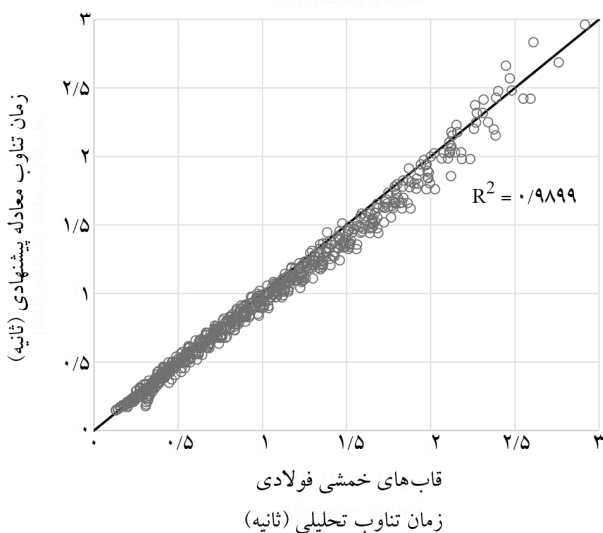
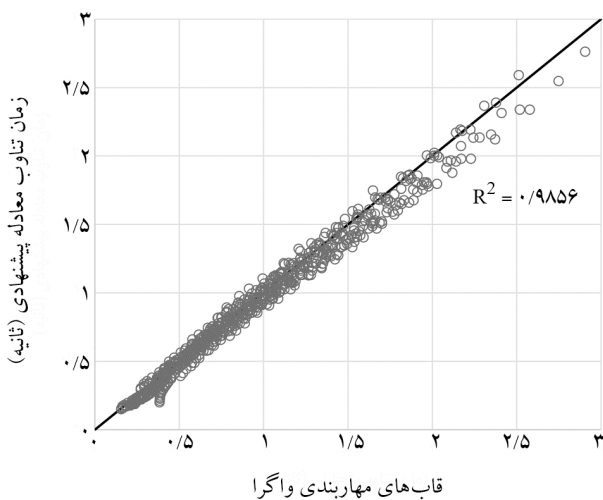
قاب‌های مهاربندی واگرا بدون میانقاب

$$T = \frac{0.06H^{1.15}}{V_s^{0.1}} \quad (۵)$$

قاب‌های مهاربندی واگرا با میانقاب

$$T = \frac{0.23H^{0.97}}{(Et \times P)^{0.24} \times V_s^{0.13}} \quad (۶)$$

که در آن: H: ارتفاع سازه بر حسب متر، V_s : سرعت موج برشی خاک بر حسب متر بر ثانیه، E: مدول الاستیسیته میانقاب بر حسب مگاپاسکال، t: ضخامت میانقاب بر حسب متر و P: درصد حضور میانقاب در پلان (نسبت دهانه پر به کل دهانه‌های قاب).



شکل (۱۴): مقایسه نتایج تحلیلی با معادلات پیشنهادی.

۵- نتیجه گیری

با وجود اینکه تعیین زمان تناوب یکی از مهم‌ترین پارامترهای تأثیرگذار بر تحلیل و طراحی سازه‌ها به حساب می‌آید، روش‌های موجود در آیین‌نامه‌ها برای تخمین زمان تناوب، پارامترهای مهم را در نظر نمی‌گیرند و در اکثر موارد

زمانی رخ می‌دهد که سازه در طبقه اول خود فاقد میانقاب باشد.

- بیشترین افزایش زمان تناوب سازه‌های دارای میانقاب، هنگامی است که سازه بر روی خاک نرم نوع ۴ قرار بگیرد. در این حالت هرچه سازه سخت‌تر باشد تأثیر خاک نرم بر افزایش زمان تناوب نیز بیشتر خواهد بود. خاک نوع ۳ نیز بر افزایش زمان تناوب تأثیرگذار است ولی اثر آن در مقایسه با خاک نوع ۴ کمتر است. در سایر خاک‌های نوع ۲ و ۱ به دلیل سختی بالای خاک، اثر قابل ملاحظه‌ای بر زمان تناوب ایجاد نمی‌شود و رفتار سازه در این حالت بسیار نزدیک به حالت صلب است.

مراجع

1. Tabeshpour, M.R. and Azad, A. (2012) *Seismic Behavior and Retrofit of Infilled Frames, Earthquake - Resistant Structures - Design, Assessment and Rehabilitation*.
2. Crowley, H. and Pinho, R. (2006) Simplified equations for estimating the period of vibration of existing buildings. *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, 1122.
3. Standard No 2800 (2014) *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*. 4th Revision, Housing and Urban Development Research Center, Iran (in Persian).
4. Laurencio, P. and Rots, J.G. (1995) *Two Approaches for the Analysis of Masonry Structures: Micro and Macro-Modeling*. HERON, 40(4).
5. Mallick, D. and Severn, R. (1967) The behaviour of infilled frames under static loading. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 38(4), 639-656.
6. Polyakov, S. (1960) *On the Interaction Between Masonry Filler Walls and Enclosing Frame When Loaded in the Plane of the Wall*. Construction in Seismic Regions.
7. Holmes, M. (1961) Steel frames with brickwork and concrete infilling. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 19(4), 473-478.

دارای ابهاماتی هستند که استفاده از آنها همواره با تردید همراه خواهد بود. در تحقیق حاضر پارامترهای تأثیرگذاری چون سختی میانقاب، میزان درصد بازشو، نسبت حضور میانقاب در پلان، طبقه نرم و سختی خاک زیر پی در تعیین زمان تناوب سازه‌های قاب خمشی فولادی و سازه‌های مهاربندی واگرای ۳ تا ۱۸ طبقه مورد بررسی قرار گرفتند. از تحقیق فوق نتایج زیر حاصل شد:

- نسبت زمان تناوب تحلیلی قاب‌های خالی به زمان تناوب تجربی استاندارد ۲۸۰۰ برای قاب‌های خمشی بین ۱/۴۳ تا ۱/۸۵ برابر و برای قاب‌های مهاربندی واگرا بین ۱/۱۲ تا ۱/۸۵ برابر است.

- زمان تناوب تحلیلی با وجود میانقاب کامل با سختی $۰/۵ \times ۱۰^۵$ کیلونیوتن بر متر تا ۱۰×۱۰^۵ کیلونیوتن بر متر، به‌طور میانگین برای قاب‌های خمشی ۶۴ الی ۲۲ درصد و برای قاب‌های مهاربندی واگرا ۷۱ الی ۳۰ درصد زمان تناوب تحلیلی در حالت Bare است.

- زمان تناوب تحلیلی با وجود ۵۰ درصد میانقاب با سختی $۰/۵ \times ۱۰^۵$ کیلونیوتن بر متر تا ۱۰×۱۰^۵ کیلونیوتن بر متر، به‌طور میانگین برای قاب‌های خمشی ۷۶ الی ۳۰ درصد و برای قاب‌های مهاربندی واگرا ۶۵ الی ۳۲ درصد زمان تناوب تحلیلی در حالت Bare است.

- وجود بازشو در میانقاب، زمان تناوب را به‌صورت خطی افزایش می‌دهد. تأثیر بازشو بر افزایش زمان تناوب قاب‌های خمشی نسبت به قاب‌های مهاربندی واگرا اندکی بیشتر است. وجود ۲۰ الی ۶۰ درصد بازشو در میانقاب، به‌طور میانگین باعث افزایش زمان تناوب به میزان ۱۰ الی ۵۱ درصد در قاب‌های خمشی و ۷ الی ۴۰ درصد در قاب‌های مهاربندی واگرا خواهد شد.

- در اکثر قاب‌های خمشی فولادی چنانچه طبقه دوم سازه فاقد میانقاب باشد (وجود طبقه نرم) و در سایر طبقات میانقاب به‌طور یکنواخت توزیع گردد، زمان تناوب سازه بیشترین مقدار را خواهد داشت. در قاب‌های مهاربندی واگرا این امر

- Special Buildings*, **26**(5).
19. Perrone, D., Leone, M., and Aiello, M.A. (2016) Evaluation of the infill influence on the elastic period of existing RC frames. *Engineering Structures*, **123**, 419-433.
 20. Asteris, P.G., Repapis, C.C., Repapi, E.V., and Cavaleri, L. (2017) Fundamental period of infilled reinforced concrete frame structures. *Structure and Infrastructure Engineering*, **13**, 929-941.
 21. Xiong, W., Jiang, L.Z., and Li, Y.Z. (2016) Influence of soil-structure interaction (structure-to-soil relative stiffness and mass ratio) on the fundamental period of buildings: experimental observation and analytical verification. *Bulletin of Earthquake Engineering*, **14**(1), 139-160.
 22. Forooghi, H., Behnamfar, F., and Madani, M. (2016) Case Study for evaluation of dynamic characteristics of adjacent buildings. *Journal AJSR Civil and Environmental Engineering*, **48**(3), 111-115.
 23. Tomeo, R., Bilotta, A., Pitilakis, D., and Nigro, E. (2017) Soil-structure interaction effects on the seismic performances of reinforced concrete moment resisting frames. *Procedia Engineering*, **199**, 230-235.
 24. Ahmadi, E. (2019) Concurrent effects of inertial and kinematic soil-structure interactions on strength-ductility-period relationship. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **117**, 174-189.
 25. Etabs (2016) *Computers and Structures Software*. Inc., Berkeley California, USA.
 26. SeismoSoft (2018) *SeismoStruct - A Computer Program for Static and Dynamic Nonlinear Analysis of Framed Structures*. SeismoSoft Ltd., Pavia, Italy.
 27. Crisafulli, F.J. (1997) *Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills*.
 28. 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**(6), 974-984.
 8. Smith, B.S. (1966) Behavior of square infilled frames. *Journal of the Structural Division*, **92**(1), 381-404.
 9. Stafford Smith, B. and Carter, C. (1969) A method of analysis for infilled frames. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **44**(1), 31-48.
 10. Mainstone, R.J. (1971) On the stiffness and strengths of infilled frames. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **49**(2), 230.
 11. Te-Chang, L. and Kwok-Hung, K. (1984) Nonlinear behavior of non-integral infilled frames. *Computers and Structures*, **18**(3), 551-560.
 12. Decanini, L.D. and Fantin, G.E. (1987) *Simplificados de la Mampostería Incluida en porticos Características de rigidez y resistencia lateral en estado límite*. Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural III, Asociacion de Ingenieros Estructurales, Buenos Aires, Argentina, **2**, 817-836 (in Spanish).
 13. FEMA-356 (2000) *Prestandard and commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington (DC), Federal Emergency Management Agency.
 14. Vice Presidency for Strategic Planning and Supervision (2014) *Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings* (No. 360). First Revision, Tehran, Iran (in Persian).
 15. Mohammadi, M. and Emami, S.M.M. (2019) Multi-bay and pinned connection steel infilled frames; an experimental and numerical study. *Engineering Structures*, **188**, 43-59.
 16. Kose, M.M. (2009) Parameters affecting the fundamental period of RC buildings with infill walls. *Engineering Structures*, **31**(1), 93-102.
 17. Asteris, P.G., Repapis, C.C., Tsaris, A.K., Di Trapani, F., and Cavaleri, L. (2015) Parameters affecting the fundamental period of infilled RC frame structures. *Earthquakes and Structures*, **9**(5), 999-1028.
 18. Beiraghi, H. (2016) Fundamental period of masonry infilled moment-resisting steel frame buildings. *The Structural Design of Tall and*

29. Al-Chaar, G., Lamb, G.E., and Issa, M. (2003) Effect of openings on structural performance of unreinforced masonry infilled frames. *ACI Special Publications*, **211**, 247-262.
30. Asteris, P.G. (2003) Lateral stiffness of brick masonry infilled plane frames. *Journal of Structural Engineering*, **129**(8), 1071-1079.
31. Tasnimi, A. and Mohebkhah, A. (2011) Investigation on the behavior of brick-infilled steel frames with openings, experimental and analytical approaches. *Engineering Structures*, **33**(3), 968-980.
32. ASCE (2013) *Seismic Evaluation and Retrofit Rehabilitation of Existing Buildings*. ASCE Standard ASCE/SEI 41-13, Reston, Virginia.
33. Wolf, J.P. and Deeks, A.J. (2004) *Foundation Vibration Analysis: A Strength of Materials Approach*. Elsevier.

واژه‌نامه

Bare Frame	۱- قاب‌های توخالی
Infill Wall	۲- دیوار میانقاب
Fundamental Period	۳- زمان تناوب
Micro-Modeling	۴- ریزمدل‌سازی
Macro-Modeling	۵- درشت مدل‌سازی
Diagonal Strut	۶- قید قطری
Soil Structure Interaction (SSI)	۷- اندرکنش خاک و سازه
Fully Infilled	۸- میانقاب کامل
Partially Infilled	۹- میانقاب مقطعی
Reduction Factor for Effective Width of Diagonal Strut	۱۰- معادلات ضریب کاهش عرض دستک
Genetic Algorithm	۱۱- الگوریتم ژنتیک
Natural Selection	۱۲- تئوری انتخاب طبیعی
Gradient Descent	۱۳- تعمیم‌یافته گرادینتی

The Effect of Infill Walls on the Fundamental Period of Steel Frames by Considering Soil-Structure Interaction

Kianoosh Kiani¹ and Sayed Mohammad Motovali Emami^{2*}

1. M.Sc. Graduate, Department of Civil Engineering, Najafabad Branch, Islamic Azad University, Najafabad, Iran
2. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Najafabad Branch, Islamic Azad University, Najafabad, Iran,
*Corresponding Author, email: sm.emami@pci.iaun.ac.ir

One of the most critical parameters in the process of analysis and design of structures is determination of the fundamental period of vibration. The fundamental period depends on the distribution of the mass and stiffness of the structure. However, the building codes propose some empirical equations based on the observed period of real buildings during an earthquake as well as ambient vibration tests. Furthermore, the majority of these proposals do not take into account the presence of infills walls into the structure despite the fact that infill walls increase the stiffness and mass of structure leading to significant changes in the fundamental period numerical value. These equations are usually a function of type and height of the buildings. The different values between the empirical and analytical periods are due to the elimination of non-structural effects in the analytical methods. For this reason, the presence of non-structural elements such as infill panels should be carefully considered. Another effective parameter on the fundamental period is the effect of Soil-Structure Interaction (SSI). It is obvious that soil flexibility increases the fundamental period of the structure. In most of the seismic building codes, the role of the SSI is usually considered beneficial to the structural system under seismic loading since it increases the fundamental period and leads to higher damping of the system. Recent case studies and post-seismic observations suggest that the SSI can be detrimental and neglecting its effects could lead to the unsafe design for both the superstructure and the foundation, especially for the structures located on soft soil. The current research deals with the effect of infill panels on the fundamental period of steel moment resisting (MRF) and eccentrically braced frames (EBF) considering the influence of soil-structure interaction. In this study, all of the buildings designed under gravity and earthquake loading have been evaluated by utilizing 3-D FE modeling incorporating Eigenvalue-analysis to obtain the elastic periods of vibration. For this purpose, the effect of building height, the infill wall panel stiffness, various percentage of infill openings as well as the effect of soil structure interaction in 3, 6, 9, 12, 15 and 18-story 3-D frames were investigated. The studied frames were modeled and analyzed in SeismoStruct software. The calculated values of the fundamental period were compared with those obtained from proposed equation in the seismic code. The results have shown that the number of stories and the soil type are critical parameters that influence the fundamental period of steel frames. Also, it has been found that the height of structures significantly influences the fundamental period. As it is known, in the absence of infill walls, the numerical fundamental periods have generally higher values than those obtained from the empirical formula recommended in building codes such as Iranian Standard No. 2800 and FEMA450 and the other codes. The presence of infill wall leads to a considerable decrease on the fundamental period of steel frames. This decreasing is strongly dependent on the infill wall panel stiffness. In other words, an increase of the infill wall panel stiffness reduces the fundamental period. Also as the infill opening percentage increases, the fundamental period of the structure almost linearly increases. The soil-structure interaction strongly affects the fundamental period of structures. The fundamental period is higher for more flexible soil types. Furthermore, the influence of soil-structure interaction is higher when the infill wall stiffness is higher. Based on the results, one can conclude that the fundamental period of a building cannot be predicted by only using the height of the building. Finally, new equations, which are a function of the selected parameters (building height, modulus of elasticity and the infill wall thickness, infill wall percentage and soil type), are also proposed for predicting the fundamental period of MRF and EBF buildings.

Keywords: Fundamental Period, Infill Wall, Steel Moment Resisting, EBF, Soil-Structure Interaction.