

اثر استفاده از میلگردهای ضربداری و بتن رویه در صلبیت سقفهای طاق ضربی سازههای فولادی

موسی محمودی صاحبی^{۱*}، علی خاکی^۲، مجاهد حاجی عزیزی^۳

۱- استادیار گروه عمران، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران، ایران

۲- مدرس گروه عمران، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران، ایران

۳- کارشناس ارشد گروه عمران، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران، ایران

m.mahmoudi@srttu.edu

تاریخ پذیرش: ۱۳۹۱/۰۳/۱۸

تاریخ دریافت: ۱۳۹۰/۰۸/۱۷

چکیده- تعداد زیادی از سقفهای ساخته شده در کشور، سقفهای طاق ضربی است. این نوع سقف، در برابر نیروهای کناری مانند زلزله، کارکرد مناسبی ندارند. بنابراین صلبیت این سقفها باید با دقت بیشتری بررسی شود. هدف این مقاله، بررسی سقفهای طاق ضربی و اثر استفاده از میلگردهای ضربداری و بتن رویه بر صلبیت آنها است. در این پژوهش چند نمونه از ساختمانهای اسکلت فولادی با سقف طاق ضربی که تعداد طبقات چشمههایی با اندازههای متفاوت داشت انتخاب شد و سقفهای آنها به کمک میلگردهای ضربداری و بتن رویه، مقاومسازی شد. برای بررسی صلبیت این سقفها از نرمافزار ارزیابی غیرخطی ANSYS استفاده شد و همهی اجزای تشکیل دهنده سقفهای طاق ضربی به کمک این نرمافزار، مدلسازی شد. به کمک ضوابط در استاندارد ۲۸۰۰ و نشریه ۳۶۰، اثر قطر میلگردها و ضخامت بتن رویه بر صلبیت اینگونه سقفها، ارزیابی شد. در بررسیها، نسبت اندازههای چشمهها از ۱ تا ۱/۷۵، تغییر داده شد و ساختمانهای یک تا سه طبقه، بررسی شد. بازه قطر میلگردها، ۱۴ تا ۲۰ میلیمتر و ضخامت بتن رویه، ۶ تا ۱۰ سانتیمتر در نظر گرفته شد. در پایان، با استفاده از نتایج ارزیابی، روابطی برای محاسبه قطر برای میلگردها و همچنین ضخامت مناسب بتن رویه برای صلب کردن سقفها بر پایه اندازههای چشمه و تعداد طبقات ساختمان پیشنهاد شد.

کلیدواژگان: سقف طاق ضربی، دیافراگم صلب، میلگردهای ضربداری، بتن رویه، مقاومسازی

۱- مقدمه

ضربی همچنان در صنعت ساختمان کشور استفاده می شود.

دالهای طاق ضربی سستی برابر نیروهای گرانشی، پایدار است ولی رفتار ضعیف این دالها در زلزله، گویای ناپایداری و ضعف آنها برابر نیروهای کناری است [۱]. در دو دهه پیشین، دالهای طاق ضربی به صورت سستی،

در دهههای پیشین، سقفهای طاق ضربی، رایجترین نوع دال در اجرای ساختمانهای شهرها و گاهی روستاهای ایران بوده است. امروزه هم با وجود استفاده روزافزون از دالهای تیرچه بلوک، بتن آرمه و مرکب، سقفهای طاق

تجربی و غیرمهندسی اجرا شده است. در فرهنگ مهندسی سازه، از دال‌های طاق ضربی به عنوان عناصری غیرمهندسی نام برده می‌شود که قاعده و قانون ویژه‌ای برای طراحی آن وجود ندارد.

ضعف عمومی دال‌های طاق ضربی سستی برابر لرزش‌های ناشی از زلزله، به خاطر نداشتن تجانس و یکپارچگی است. جدایی تیرآهن‌های مهارنشده از یکدیگر، باعث فروریختن طاق‌های آجری می‌شود. در دال‌هایی که تیرچه‌ها در نقاطی، به ویژه در دو انتها، به یکدیگر وصل شده باشند، جدایی تیرها از یکدیگر اتفاق نخواهد افتاد و دال‌ها در برابر لرزش‌ها مقاومت چشم‌گیری خواهند داشت، باز هم دیده شده است که اندرکنش دینامیکی عناصر ناهمگون، تیرآهن و طاق ضربی در زمان لرزش‌های قوی زلزله می‌تواند باعث تخریب و فروپاشی عنصر ضعیف‌تر شود. این عنصر ضعیف‌تر معمولاً طاق آجری است [۲].

فناوری ساخت و اجرای ساده، احتیاج نداشتن به آموزش ویژه، فراهم بودن مصالح، سرعت بالای اجرا، قیمت کم و پایداری سقف در شرایط عادی استاتیکی از جمله فایده‌های سقف‌های طاق ضربی است. اگر جبران رفتار ضعیف سقف برابر زلزله و افزایش مقاومت آن برای بارهای دینامیکی، مورد توجه قرار گیرد، این سقف می‌تواند به عنوان یک دال مهندسی، با اصول و طراحی، از مناسب‌ترین دال‌های قابل اجرا در ایران به شمار آید [۳].

در سال ۱۹۶۸، معین‌فر [۴] برای چیره شدن بر ضعف سقف طاق ضربی برابر زلزله، پیشنهاد اتصال تیرها به یکدیگر با تسمه یا میل‌گرد را به شکل ضربدری ارائه کرد. ماهری نیز یکی از راه‌کارهای مقاوم‌سازی سقف طاق ضربی را استفاده از تسمه یا میل‌گرد برای اتصال تیرآهن‌ها به یکدیگر اعلام کرد [۲]. ماهری، پورفلاح و مطیع‌الهی استفاده از میل‌گردهای ضربدری را با ساخت مدل

آزمایشگاهی یک سقف طاق ضربی به اندازه‌های ۳×۴ متر و با توجه به استاندارد ۲۸۰۰، بررسی کردند. در پژوهش آن‌ها، میل‌گردهای ضربدری، بالای سقف طاق ضربی در نظر گرفته شد [۱].

زهرائی و احمدی [۳] نخستین کار ارزیابی کننده و رایانه‌ای ساخت مدل یک چشمه سقف ساختمانی با اندازه‌های نقشه ۴/۲× ۴/۲ متر را انجام دادند. در این ارزیابی، چشمه‌های یک دهانه و دو دهانه را در محیط نرم‌افزار ANSYS مدل کرده و آن‌ها را با استفاده از میل‌گردهای ضربدری با توجه به استاندارد ۲۸۰۰ [۵]، روی تیرچه‌ها، مقاوم ساختند. آن‌ها، سقف طاق ضربی را روی یک اسکلت فلزی مطالعه کردند و با مقایسه نتایج ارزیابی‌های رایانه‌ای با نتایج مدل ساخته‌شده در آزمایشگاه، دریافتند که با به کار بردن میل‌گردهای ضربدری، صلبیت سقف طاق ضربی تأمین می‌شود. ایشان گفتند که سقف‌های طاق ضربی در صورتی که روی یک اسکلت سازه‌ای مناسب مستقر شوند کارکرد خوبی دارد. شکیب و میرجلیلی [۶]، در پژوهشی مشابه، به جای استفاده از میل‌گرد، از تسمه‌ی برابر استفاده کردند؛ با این تفاوت که تسمه‌های برابر با میل‌گردها را زیر سقف و تیرچه‌ها قرار دادند.

استاندارد ۲۸۰۰ [۵]، برای نگه‌داری یکپارچگی سقف‌های طاق ضربی، ضوابط ذیر را پیشنهاد می‌کند:

الف) فاصله تیرآهن‌ها از یک متر بیشتر نشود.

ب) تیرآهن‌ها باید به وسیله میل‌گرد یا تسمه فولادی به صورت ضربدری به یکدیگر بسته شوند؛ به گونه‌ای که طول مستطیل ضربدری شده بیش از ۱/۵ برابر عرض آن نباشد و مساحت تحت پوشش هر ضربدری از ۲۵ مترمربع بیشتر نشود.

پ) کمینه سطح مقطع میل‌گرد یا تسمه که برای مهاربندی ضربدری تیرآهن‌های سقف یا استوار کردن آخرین دهانه به

۲- روش پژوهش

سقف‌های طاق ضربی در ساختمان‌های دارای مصالح بنایی و ساختمان‌های دارای اسکلت فلزی اجرا شدنی است. سازه‌های اسکلت فلزی در این پژوهش بررسی می‌شود. ارزیابی این سازه‌ها با نرم افزار ANSYS انجام می‌شود و هم‌اکنون اجزای تشکیل دهنده سقف‌های طاق ضربی به کمک این نرم‌افزار، مدل‌سازی می‌شوند.

به کمک این نرم‌افزار، بیشینه تغییر مکان طبقات سازه و بیشینه تغییر مکان دیافراگم طبقات سازه به دست می‌آید. پس از محاسبه بیشینه تغییر مکان طبقات و بیشینه تغییر مکان دیافراگم طبقات، صلبیت و یا انعطاف‌پذیری دیافراگم سازه برپایه استاندارد ۲۸۰۰ مشخص می‌شود. استاندارد ۲۸۰۰ ایران، شرط صلبیت دیافراگم‌ها را به صورت زیر بیان می‌کند:

در حالتی که نسبت $\Delta_{diaph} / \Delta_{story}$ بسیار کوچک باشد (کمتر از ۰/۵) و یا دیافراگم به تنهایی هیچ‌گونه تغییر شکلی تحت تأثیر بارهای کناری نداشته باشد، دیافراگم، صلب است. اگر نسبت $\Delta_{diaph} / \Delta_{story}$ برابر یا بیشتر از ۰/۵ باشد، دیافراگم، انعطاف‌پذیر است. Δ_{story} تغییر مکان نسبی و Δ_{diaph} بیشینه تغییر شکل دیافراگم است.

Δ_{story} با توجه به بیشینه تغییر مکان طبقات در راستای x (U_x)، پس از آنالیز رایانه‌ای مدل‌ها، تعیین می‌شود. برای به دست آوردن تغییر مکان دیافراگم طبقه (Δ_{diaph})، ستون‌های ساختمان حذف می‌شوند و تغییر مکان‌های راستای y و z سقف طاق ضربی در تکیه‌گاه‌های پایینی آن بسته می‌شوند. در تکیه‌گاه‌های کناری سمت راست سقف، که همان تکیه‌گاه‌های روبروی تیر اصلی بارگذاری شده به وسیله بار جانبی (بار زلزله) است، هر سه تغییر مکان در راستای x ، y و z بسته می‌شود و بیشینه تغییر مکان دیافراگم در راستای x به عنوان تغییر مکان دیافراگم طبقه،

کار می‌رود، میل‌گرد ۱۴ میلی‌متری یا تسمه برابر آن است. هدف این مقاله، بررسی صلبیت سقف‌های طاق ضربی برابر زلزله است. برای صلب کردن سقف‌های طاق ضربی از میل‌گردها و تسمه‌ها در بالا یا پایین سقف و همچنین از بتن رویه در بالای سقف، استفاده می‌شود. برای ساخت ساختمان‌های جدید، گذاشتن میل‌گرد یا تسمه روی سقف، ساده‌تر است ولی در بهسازی سقف‌های موجود، برای اجرای میل‌گرد ضربدری روی سقف، باید کف‌سازی و پوشش‌های روی سقف، تخلیه و جمع‌آوری شود که هزینه‌بردار است. اجرای میل‌گرد ضربدری زیر سقف، ساده‌تر و کم هزینه‌تر است. از دیدگاه کارایی، اجرای میل‌گردهای ضربدری زیر سقف، افزون بر اتصال تیرآنها به یکدیگر و جلوگیری از کماتش طولی و جابه‌جایی تیرآنها نسبت به هم، از کماتش عرضی تیرها در اثر بار قوسی طاق آجری که بر بال پایینی تیرآهن وارد می‌شود نیز جلوگیری می‌کند. بنابراین اگر قرار است یک ردیف میل‌گرد ضربدری بر سقف اجرا شود، مناسب‌تر است که زیر سقف قرار گیرد [۷]. از آن‌جا که استفاده از میل‌گردهای ضربدری روی سقف و تیرچه‌ها به خاطر لزوم تخلیه‌ی مصالح پرکننده رویه سقف طاق ضربی، هزینه‌بردار است، برای مقاوم ساختن سقف طاق ضربی و صلب کردن آن برابر زلزله، از میل‌گردهای ضربدری، زیر سقف، استفاده می‌شود.

در این پژوهش، مساحت یک چشمه سقف ساختمانی، نسبت اندازه‌های (نسبت طول به عرض) چشمه، شماره میل‌گردهای ضربدری، ضخامت بتن رویه و تعداد طبقات ساختمان، متغیرهایی است که اثر آنها بر صلبیت سقف‌های طاق ضربی، بررسی می‌شود. در بررسی صلبیت سقف‌ها از ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ و نشریه ۳۶۰ استفاده می‌شود.

در نظر گرفته می شود.

آیین نامه بهسازی لرزه ای ساختمان ها (نشریه ۳۶۰) این گونه در باره ی دیافراگم بحث می کند:

دیافراگم ها: به صلب، نیمه صلب یا نرم، دسته بندی می شوند. اگر بیشینه تغییر شکل افقی دیافراگم، بزرگ تر از دو برابر متوسط تغییر مکان کناری نسبی طبقه ی زیر آن باشد، آن دیافراگم نرم است. در دیافراگم صلب، این نسبت باید کمتر از نیم باشد. دیافراگمی که نه صلب و نه نرم باشد، دیافراگم نیمه صلب نامیده می شود. منظور از تغییر مکان نسبی طبقه، تغییر مکان کناری سامانه های قائم برابر کناری آن طبقه نسبت به طبقه ی زیرین است [۷].

باید گفته شود که برای تعیین صلبیت سقف ها، تغییر مکان نسبی طبقات و تغییر مکان دیافراگم ها تحت نیروی زلزله طرح (پیشنهاد شده در استاندارد ۲۸۰۰) به دست می آید. هدف طراحی لرزه ای سازه ها در استاندارد ۲۸۰۰ برای رویارویی با زلزله طرح، حفظ ایمنی جانی است. پس می توان گفت نتایج این پژوهش، تنها برای حالت کارکردی ایمنی جانی، درست است.

۳- ویژگی های مدل ارزیابی شده

یکی از نوآوری های این پژوهش، مدل کردن یک سازه ی اسکلت فلزی دارای سقف طاق ضربی در مقیاس گسترده و چند دهانه است، که بارهای گرانشی و کناری آن در نرم افزار ANSYS وارد شده و ارزیابی می شود. سختی آجرها، سختی تیرچه ها و تیرهای اصلی در مدل در نظر گرفته می شود. در ارزیابی ها، رفتار کل سازه در نظر گرفته می شود.

مدل های استفاده شده در این پژوهش، سازه هایی چند طبقه است که (۳) دهانه در راستای طولی و ۳ دهانه در راستای عرضی) دارد. در مدل های انتخاب شده، چشمه های سقف

طاق ضربی به ترتیب دارای ابعاد $3/6 \times 3/6$ متر، $4/5 \times 3/6$ متر، $3/6 \times 3/6$ متر و $5/4 \times 3/6$ متر است. نسبت ابعاد سقف طاق ضربی یعنی نسبت طول به عرض سقف ها عبارت است از: ۱، ۱/۲۵، ۱/۵ و ۱/۷۵. میلگردهای با شماره های $\Phi 14$ ، $\Phi 16$ ، $\Phi 18$ و $\Phi 20$ برای مقاوم سازی سقف ها، استفاده شده است. بتن رویه استفاده شده در این پژوهش، ضخامت های ۶، ۸ و ۱۰ سانتی متر دارد. در جدول ۱ ویژگی های میلگردها و بتن رویه آمده است.

جدول (۱) ویژگی های المان های مقاوم سازی سقف ها

شماره میلگردهای مصرف شده	$\Phi 14$	$\Phi 16$	$\Phi 18$	$\Phi 20$
ضخامت های بتن رویه (cm)	۶	۸	۱۰	

در این سازه ها، تیرهای اصلی، مقطع IPE270 و تیرچه ها مقطع IPE180 دارند. فاصله ی تیرچه ها از هم ۹۰ سانتی متر است. ستون های پیرامون بادبندها، مقطع 2IPE180 و سایر ستون ها مقطع 2IPE160 دارند. ارتفاع طبقات ۳ متر است و برای تحمل نیروهای کناری و پایداری از 2UNP80 و 2UNP100 به عنوان اعضای بادبندها استفاده شده است. در جدول ۲ مقاطع استفاده شده در مدل های ساختمان ها آمده است.

جدول (۲) مقاطع استفاده شده در مدل های انتخابی

اعضای سازه ای	تیرهای اصلی	تیرچه های فرعی	ستون ها	بادبندها
مقاطع	IPE270	IPE180	2IPE180 2IPE160	2UNP100 2UNP80

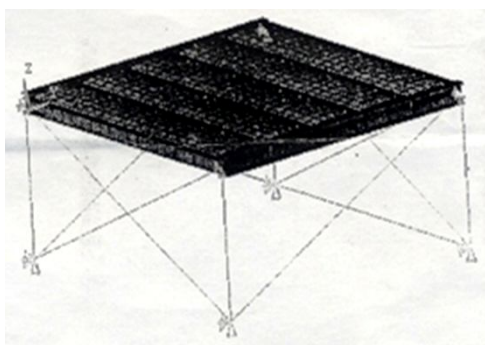
در مدل سازی سقف ها در محیط ANSYS، برای تیرهای اصلی، تیرچه ها، ستون ها و بادبندها از المان Solid 45 که یک المان سه بعدی است استفاده شد. برای طاق آجری المان Solid 65 به کار گرفته شد. این المان، غیرخطی است و می توان آثار ترک خوردگی طاق آجری را به کمک آن

با بیش از یک طبقه و یک دهانه (شبیه حالت‌های واقعی) استفاده شده است.

- در مدل زهرائی و احمدی تنها اثر استفاده از میل‌گردهای ضربردی بررسی شد. اما در این پژوهش افزون بر میل‌گردهای ضربردی، اثر بتن رویه نیز بررسی شده است.

۴- بررسی درستی مدل سازی

برای اطمینان از درستی مدل‌سازی، یک نمونه آزمایشگاهی که در پژوهش زهرائی و احمدی [۳] آزمایش شده، در نظر گرفته شد و با مقایسه آن با نتایج مدل‌سازی این پژوهش، درستی روش مدل‌سازی بررسی شد. مدل آزمایشگاهی، یک قاب یک طبقه و یک دهانه با سقف طاق ضربی است که با وارد کردن بار کناری برابر با بار زلزله طرح در استاندارد ۲۸۰۰، آزمایش شد. نمای کلی این مدل در شکل ۴ دیده می‌شود.



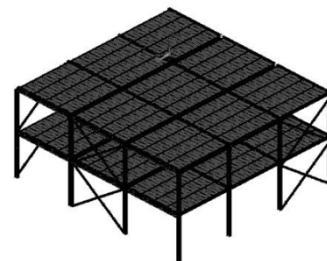
شکل (۴) نمای مدل نرم‌افزاری

در پژوهش زهرائی و احمدی، این قاب افزون بر روش آزمایشگاهی، به روش ارزیابی‌کننده هم تحت بارگذاری مشابه قرار گرفت که نتایج گویای همگرایی دو روش در محاسبه تغییر مکان سقف است. شکل ۵ تغییر مکان‌های سقف را تحت بارگذاری کناری در مدل تحلیلی نشان می‌دهد. بیشینه تغییر مکان کناری سقف در این حالت ۳/۶۹ میلی‌متر به دست آمد.

مدل‌سازی کرد. میل‌گردهای ضربردی نیز با المان‌های خطی و یک بعدی BEAM4، مدل شد. در شکل‌های ۱، ۲ و ۳، نمای کلی مدل‌های ساخته شده، به ترتیب برای ساختمان‌های یک، دو و سه طبقه نشان داده شده است.

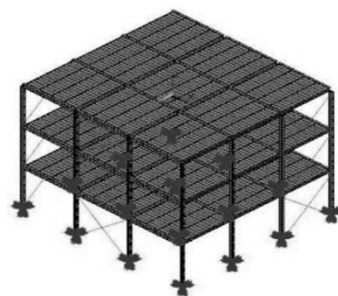


شکل (۱) نمای سه بعدی مدل سازه‌ی یک طبقه



شکل (۲) نمای سه بعدی مدل سازه‌ی دو طبقه

برای هر مدل، یک مدل سقف مقاوم‌سازی نشده نیز در نظر گرفته شد، تا به عنوان پایه‌ای برای مقایسه با سقف‌های مقاوم‌سازی شده (با میل‌گردها یا بتن رویه) استفاده شود.



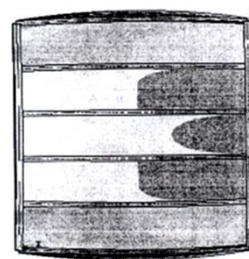
شکل (۳) نمای سه بعدی مدل سازه‌ی سه طبقه

تفاوت مدل‌های استفاده شده در این پژوهش با مدل‌های استفاده شده در پژوهش زهرائی و احمدی [۳] به قرار زیر است:

- مدل استفاده شده در پژوهش زهرائی و احمدی، یک طبقه و یک دهانه است ولی در این پژوهش از مدل‌هایی

۵- نتایج

در این بخش نتایج ارزیابی‌های کامپیوتری ارائه می‌شود. نتایج برای چشمه‌های با نسبت طول به عرض گوناگون ارائه شده است که در آنها برای مقاوم‌سازی از میل‌گردها با شماره‌های ۱۴، ۱۶، ۱۸ و ۲۰ و از بتن رویه با ضخامت‌های ۶، ۸ و ۱۰ سانتی‌متر استفاده شده است.



شکل (۵) تغییر مکان مدل تحت نیروی زلزله و بار گرانشی

در مدل‌سازی مشابهی که در این پژوهش انجام شد (شکل ۶) نمونه انتخابی شده، تحت بارگذاری یکسان قرار گرفت و تغییر مکان سقف تعیین شد. مقدار به دست آمده در این حالت برابر ۳/۶۰ میلی‌متر بود (شکل ۷) که تطابق خوبی با نتایج کار زهرائی و احمدی داشت.

با توجه به بررسی‌های انجام شده می‌توان ادعا کرد که روش مدل‌سازی و مشابه‌سازی در این پژوهش از اعتبار قابل قبولی دارد.

۵-۱- مقاوم سازی با استفاده از میل گرد

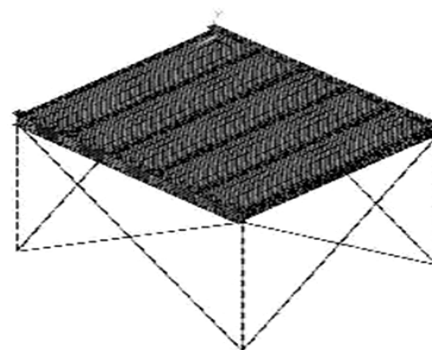
۵-۱-۱- نسبت ابعادی یک

در این حالت، چشمه‌های سقف طاق ضربی به شکل مربع و با طول و عرض ۳/۶ متر در نظر گرفته شد. نسبت طول به عرض چشمه‌ها در این حالت، برابر یک و مساحت چشمه‌ها ۱۲/۹۶ مترمربع است. نسبت $\Delta_{diaph}/\Delta_{story}$ (یا ضریب صلبیت) با توجه به میل‌گردهای مصرف شده برای مقاوم سازی سقف طاق ضربی در جدول ۳ آمده است.

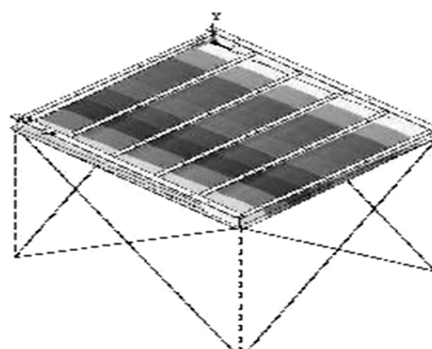
جدول (۳) ضریب صلبیت برای نسبت ابعادی یک

شماره میل گرد مصرف شده	یک طبقه	دو طبقه	سه طبقه
	۰/۶۲	۰/۶۷	۰/۶۸
۱۴	۰/۵۲	۰/۵۶	۰/۶۱
۱۶	۰/۴۶	۰/۴۹	۰/۵۴
۱۸	۰/۴۰	۰/۴۲	۰/۴۶
۲۰	۰/۳۳	۰/۳۶	۰/۴۰

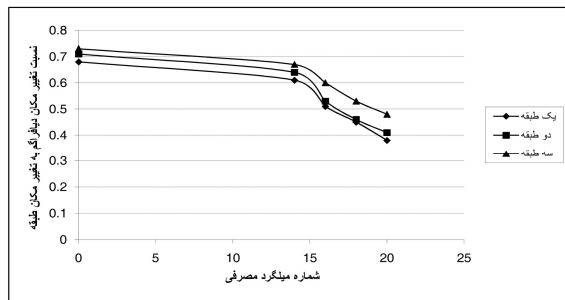
همان‌گونه که در جدول ۳ مشاهده می‌شود، اگر مساحت دهانه‌ی بادبندی نزدیک به ۱۳ مترمربع باشد، میل‌گرد شماره ۱۶ برای ساختمان‌های یک و دو طبقه و میل‌گردهای شماره ۱۸ و ۲۰ برای ساختمان‌های یک، دو و سه طبقه برای صلب کردن سقف طاق ضربی مناسب است. شکل ۸ نتایج ارزیابی مدل چشمه $۳/۶ \times ۳/۶$ را با تقویت میل‌گردهای گوناگون نشان می‌دهد.



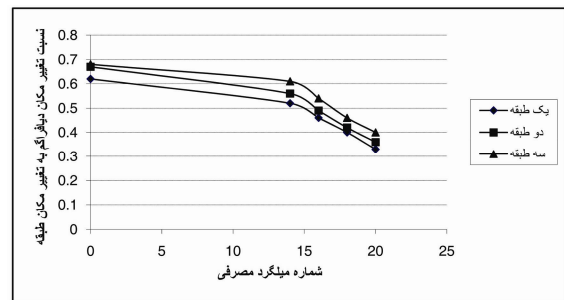
شکل (۶) مدل نمونه برای مقایسه



شکل (۷) تغییر مکان مدل نمونه در این پژوهش



شکل (۹) ضریب صلبیت برای نسبت ابعادی ۱/۲۵



شکل (۸) ضریب صلبیت برای نسبت ابعادی یک

۵-۱-۳- نسبت ابعادی ۱/۵

در حالت سوم، چشمه‌های سقف طاق ضربی به صورت مستطیل و با درازای ۵/۴ متر و پهنای ۳/۶ متر در نظر گرفته شد. نسبت طول به عرض چشمه‌ها در این حالت، برابر ۱/۵ و مساحت چشمه‌ها نیز ۱۹/۴۴ مترمربع است. نسبت $\Delta_{diaph} / \Delta_{story}$ با توجه به نوع میل‌گردهای مصرف شده در جدول ۵ نشان داده شده است.

جدول (۵) ضریب صلبیت برای نسبت ابعادی ۱/۵

شماره میل‌گرد مصرف شده	یک طبقه	دو طبقه	سه طبقه
	۰/۷۲	۰/۷۴	۰/۷۳
۱۴	۰/۶۷	۰/۶۸	۰/۷۰
۱۶	۰/۵۶	۰/۵۹	۰/۶۳
۱۸	۰/۴۸	۰/۵۲	۰/۵۵
۲۰	۰/۴۵	۰/۴۷	۰/۵۱

مطابق جدول بالا می‌توان این‌گونه گفت که اگر مساحت دهانه‌های سقف طاق ضربی نزدیک به ۲۰ مترمربع باشد، جهت رهنمون کردن رفتار سقف طاق ضربی به سمت رفتار یک سقف صلب باید از میل‌گردهای زیر استفاده کرد:
- میل‌گرد شماره ۱۸ برای ساختمان‌های یک طبقه و میل‌گرد شماره ۲۰ برای ساختمان‌های یک و دو طبقه. شکل ۱۰ نتایج ارزیابی مدل چشمه $۵/۴ \times ۳/۶$ را با تقویت میل‌گردهای گوناگون نشان می‌دهد.

۵-۱-۲- نسبت ابعادی ۱/۲۵

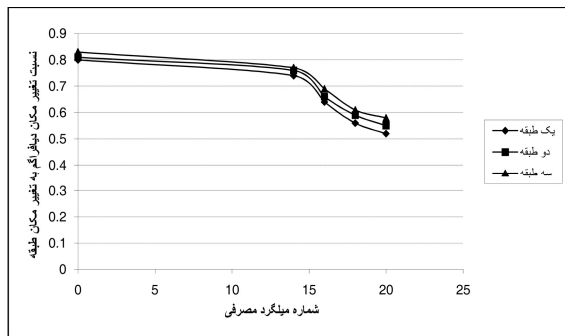
در حالت دوم، چشمه‌های سقف طاق ضربی به شکل مستطیل و با طول ۴/۵ متر و عرض ۳/۶ متر در نظر گرفته شد. نسبت طول به عرض چشمه‌ها در این حالت برابر ۱/۲۵ و مساحت چشمه‌ها نیز ۱۶/۲ مترمربع است. نسبت $\Delta_{diaph} / \Delta_{story}$ (یا ضریب صلبیت) با توجه به نوع میل‌گردهای مصرف شده برای مقاوم‌سازی سقف طاق ضربی پس از ارزیابی با نرم‌افزار Ansys در جدول ۴ دیده می‌شود.

جدول (۴) ضریب صلبیت برای نسبت ابعادی ۱/۲۵

شماره میل‌گرد مصرف شده	یک طبقه	دو طبقه	سه طبقه
	۰/۶۸	۰/۷۱	۰/۷۳
۱۴	۰/۶۱	۰/۶۴	۰/۶۷
۱۶	۰/۵۱	۰/۵۳	۰/۶۰
۱۸	۰/۴۵	۰/۴۶	۰/۵۳
۲۰	۰/۳۸	۰/۴۱	۰/۴۶

با توجه به نتایج مشخص می‌شود که اگر مساحت دهانه‌های سقف طاق ضربی نزدیک به ۱۶ مترمربع باشد، میل‌گرد شماره ۱۸ برای ساختمان‌های یک و دو طبقه و میل‌گرد شماره ۲۰ برای ساختمان‌های یک، دو و سه طبقه برای صلب کردن سقف‌های طاق ضربی مناسب است. شکل ۹ نتایج ارزیابی چشمه $۴/۵ \times ۳/۶$ متر را با تقویت میل‌گردهای گوناگون نشان می‌دهد.

شود، هیچ‌کدام از میل‌گردهای استفاده شده در پژوهش، نمی‌توانند سقف طاق ضربی با ابعاد ذکر شده و در ساختمان‌های یک، دو و سه طبقه را صلب کنند. شکل ۱۱ نتایج ارزیابی مدل چشمه $3/6 \times 6/3$ را با تقویت میل‌گردهای گوناگون نشان می‌دهد.



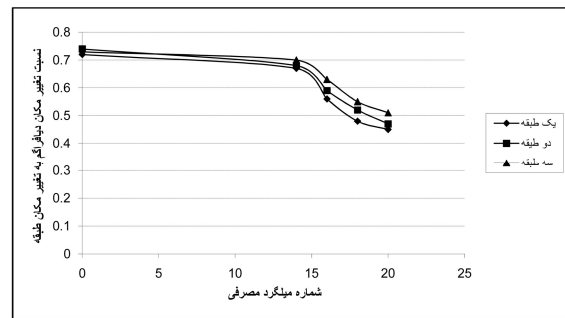
شکل (۱۱) ضریب صلبیت برای نسبت ابعادی ۱/۷۵

۲-۵- مقاوم‌سازی با استفاده از بتن رویه

جهت مقاوم‌سازی سقف ساختمان‌های اسکلت فولادی، از بتن رویه، روی سقف طاق ضربی نیز استفاده می‌شود. پس از ارزیابی مدل ساختمان اسکلت فولادی در نرم‌افزار Ansys، نتایجی برای مدل‌های با نسبت‌های طول به عرض گوناگون به دست می‌آید که در ادامه این فصل ارائه شده است. باید گفته شود که سقف‌های طاق ضربی با استفاده از بتن رویه با ضخامت‌های متفاوت ۶، ۸ و ۱۰ سانتی-متر مقاوم‌سازی شده است.

۱-۲-۵- نسبت ابعادی یک

ویژگی‌های این مدل پیش‌تر گفته شد. اگر از بتن رویه با ضخامت‌های ۶، ۸ و ۱۰ سانتی‌متر برای صلبیت سقف طاق ضربی در ساختمان‌های یک و دو طبقه اسکلت فولادی استفاده شود، نسبت $\Delta_{diaph}/\Delta_{story}$ مانند جدول ۷ خواهد بود.



شکل (۱۰) ضریب صلبیت برای نسبت ابعادی ۱/۵

۵-۱-۴- نسبت ابعادی ۱/۷۵

حالت چهارم مربوط به چشمه‌های سقف طاق ضربی با درازای $6/3$ متر و پهنای $3/6$ متر است. نسبت درازا به پهنای چشمه‌ها در این حالت ۱/۷۵ بوده و مساحت چشمه‌ها نیز $22/68$ مترمربع است، که نسبت ابعاد چشمه‌ها، خلاف با ضوابط پیشنهادی استاندارد ۲۸۰۰ و بیشتر از ۱/۵ است ولی مساحت چشمه‌ها کم‌تر از مساحت ۲۵ مترمربع مشخص شده در استاندارد ۲۸۰۰ است. نسبت $\Delta_{diaph}/\Delta_{story}$ بر حسب نوع میل‌گردهای مصرف شده در جدول ۶ دیده می‌شود.

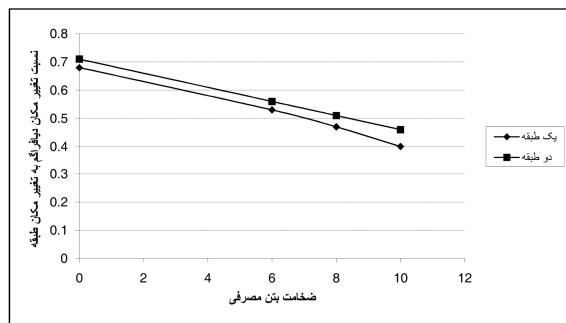
جدول (۶) ضریب صلبیت برای نسبت ابعادی ۱/۷۵

شماره میل‌گرد مصرف شده	یک طبقه	دو طبقه	سه طبقه
	۰/۸۰	۰/۸۱	۰/۸۳
۱۴	۰/۷۴	۰/۷۶	۰/۷۷
۱۶	۰/۶۴	۰/۶۶	۰/۶۹
۱۸	۰/۵۶	۰/۵۹	۰/۶۱
۲۰	۰/۵۲	۰/۵۵	۰/۵۸

با توجه به جدول بالا این‌گونه نتیجه گرفته می‌شود:

اگر مساحت دهانه‌ی سقف طاق ضربی نزدیک به ۲۳ مترمربع باشد و برای صلبیت آن از مقاوم‌سازی به روش میل‌گردهای ضربدری در زیر سقف طاق ضربی استفاده

اگر مساحت دهانه‌ی سقف طاق ضربی ۱۶ مترمربع باشد، بتن رویه با ضخامت ۸ سانتی‌متر برای ساختمان‌های یک طبقه و بتن رویه‌ی با ضخامت ۱۰ سانتی‌متر برای ساختمان‌های یک و دو طبقه مناسب است. شکل ۱۳ نتایج ارزیابی مدل چشمه ۳/۶ × ۴/۵ را با تقویت بتن رویه نشان می‌دهد.



شکل (۱۳) ضریب صلبیت برای نسبت ابعادی ۱/۲۵

۵-۲-۳- نسبت ابعادی ۱/۵

اگر مساحت دهانه‌ی سقف طاق ضربی نزدیک به ۲۰ مترمربع باشد نتایج نزدیک به نتایج حاصل از سقف با مساحت ۱۶ مترمربع به دست می‌آید. نتایج ارزیابی این مدل ساختمانی در جدول ۹ دیده می‌شود.

جدول (۹) ضریب صلبیت برای نسبت ابعادی ۱/۵

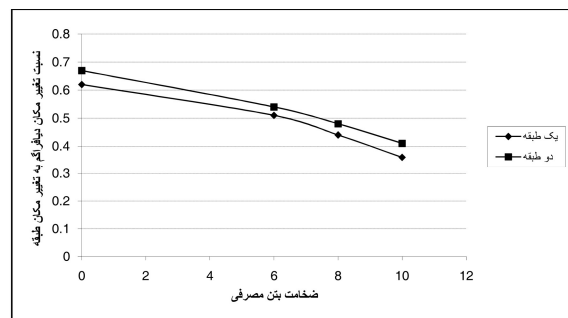
ضخامت بتن مصرف شده	یک طبقه	دو طبقه
۰	۰/۷۲	۰/۷۴
۶	۰/۵۵	۰/۵۹
۸	۰/۵۰	۰/۵۳
۱۰	۰/۴۵	۰/۴۹

با توجه به نتایج بالا، می‌توان ادعا کرد اگر مساحت دهانه‌ی سقف طاق ضربی، ۲۰ مترمربع باشد، بتن رویه با ضخامت ۸ سانتی‌متر برای ساختمان‌های یک طبقه و بتن رویه‌ی با ضخامت ۱۰ سانتی‌متر برای ساختمان‌های یک و دو طبقه، مناسب خواهد بود. شکل ۱۴ نتایج حاصل از ارزیابی مدل چشمه ۳/۶ × ۵/۴ را با تقویت بتن رویه نشان می‌دهد.

جدول (۷) ضریب صلبیت برای نسبت ابعادی یک

ضخامت بتن مصرف شده	یک طبقه	دو طبقه
۰	۰/۶۲	۰/۶۷
۶	۰/۵۱	۰/۵۴
۸	۰/۴۴	۰/۴۸
۱۰	۰/۳۶	۰/۴۱

با توجه به جدول بالا می‌توان گفت که اگر مساحت دهانه‌ی سقف طاق ضربی نزدیک به ۱۳ مترمربع باشد، بتن رویه با ضخامت‌های ۸ و ۱۰ سانتی‌متری در ساختمان‌های یک و دو طبقه، پاسخ‌گوی صلبیت سقف طاق ضربی است. شکل ۱۲ نتایج ارزیابی مدل چشمه ۳/۶ × ۳/۶ تقویت شده با بتن رویه را نشان می‌دهد.



شکل (۱۲) ضریب صلبیت برای نسبت ابعادی یک

۵-۲-۲- نسبت ابعادی ۱/۲۵

اگر مساحت دهانه سقف طاق ضربی به ۱۶ مترمربع افزایش یابد، نتایج ارزیابی این مدل مانند جدول ۸ خواهد بود. با توجه به نتایج کلی ارائه‌شده در جدول بالا، نتیجه زیر گرفته می‌شود:

جدول (۸) ضریب صلبیت برای نسبت ابعادی ۱/۲۵

ضخامت بتن مصرف شده	یک طبقه	دو طبقه
۰	۰/۶۸	۰/۷۱
۶	۰/۵۳	۰/۵۶
۸	۰/۴۷	۰/۵۱
۱۰	۰/۴۰	۰/۴۶

۶- روابط پیشنهاد شده

۶-۱- تعیین قطر میل‌گرد

با توجه به نتایج ارزیابی‌های کامپیوتری با نرم افزار اجزاء محدود ANSYS، شماره میل‌گردهایی که جهت صلبیت سقف طاق ضربی با نسبت‌های گوناگون طول به عرض چشمه مناسب است، با توجه به تعداد طبقات ساختمان در جدول‌های ۱۱، ۱۲ و ۱۳ آمده است.

جدول (۱۱) شماره میل‌گردهای لازم برای صلبیت سقف طاق ضربی

ساختمان یک طبقه

شماره میل‌گرد Φ	نسبت طول به عرض چشمه (a/b)
۲۰ و ۱۸ و ۱۶	۱
۲۰ و ۱۸	۱/۲۵
۲۰ و ۱۸	۱/۵
-	۱/۷۵

جدول (۱۲) شماره میل‌گردهای لازم برای صلبیت سقف طاق ضربی

ساختمان دو طبقه

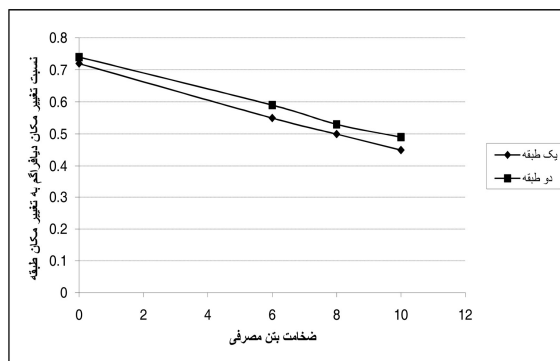
شماره میل‌گرد Φ	نسبت طول به عرض چشمه (a/b)
۲۰ و ۱۸ و ۱۶	۱
۲۰ و ۱۸	۱/۲۵
۲۰	۱/۵
-	۱/۷۵

جدول (۱۳) شماره میل‌گردهای لازم برای صلبیت سقف طاق ضربی

ساختمان سه طبقه

شماره میل‌گرد Φ	نسبت طول به عرض چشمه (a/b)
۲۰ و ۱۸	۱
۲۰	۱/۲۵
-	۱/۵
-	۱/۷۵

به کار گرفتن نتایج بالا و روش‌های عددی رابطه ۱ برای محاسبه‌ی سطح مقطع میل‌گرد برای صلبیت سقف طاق ضربی در یک ساختمان با نسبت گوناگون طول به عرض



شکل (۱۴) ضریب صلبیت برای نسبت ابعادی ۱/۵

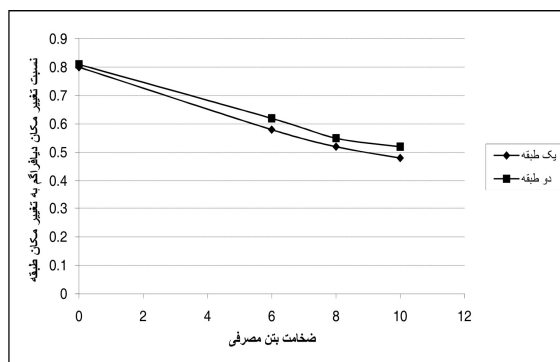
۵-۲-۴- نسبت ابعادی ۱/۷۵

نتایج ارزیابی این ساختمان در جدول شماره ۱۰ آمده است.

جدول (۱۰) ضریب صلبیت برای نسبت ابعادی ۱/۷۵

ضخامت بتن مصرف شده	یک طبقه	دو طبقه
۰	۰/۸۰	۰/۸۱
۶	۰/۵۸	۰/۶۲
۸	۰/۵۲	۰/۵۵
۱۰	۰/۴۸	۰/۵۲

بر پایه جدول بالا، اگر مساحت دهانه‌ی سقف طاق ضربی ۲۳ مترمربع باشد، تنها بتن رویه با ضخامت ۱۰ سانتی‌متر برای صلبیت سقف طاق ضربی ساختمان یک طبقه مناسب است. شکل ۱۵ نتایج ارزیابی مدل چشمه ۶/۳×۳/۶ را با تقویت بتن رویه نشان می‌دهد.



شکل (۱۵) ضریب صلبیت برای نسبت ابعادی ۱/۷۵

چشمه‌های آن، پیشنهاد می‌شود:

$$A_s = 2(n)^{0/1} (a/b)^{0/75} \quad (۱)$$

A_s سطح مقطع میل گرد، n تعداد طبقات ساختمان، a بعد بزرگ‌تر چشمه‌ی سقف طاق ضربی و b بعد کوچک‌تر چشمه‌ی سقف طاق ضربی است. ضریب همبستگی این رابطه ۹۹ درصد است.

در این رابطه با توجه به دو متغیر مستقل "نسبت طول به عرض چشمه و تعداد طبقات ساختمان"، متغیر وابسته سطح مقطع میل گرد ضربدری لازم برای صلب کردن سقف طاق ضربی به دست می‌آید.

بر اساس نتایج و استفاده از روش‌های آماری، رابطه ۲ برای تعیین ضخامت بتن رویه برای صلبیت سقف طاق ضربی در یک ساختمان با نسبت مختلف طول به عرض چشمه، پیشنهاد می‌شود:

$$t = 8(n)^{0/1} (a/b)^{\frac{1}{3}} \quad (۲)$$

t ضخامت بتن رویه، n تعداد طبقات ساختمان، a بعد بزرگ‌تر چشمه‌ی سقف طاق ضربی و b بعد کوچک‌تر چشمه‌ی سقف طاق ضربی است. ضریب همبستگی در این رابطه ۹۲ درصد است.

۷- نتیجه‌گیری

برای صلب کردن سقف‌های طاق ضربی دو روش وجود دارد: میل‌گردهای ضربدری و بتن رویه. در این پژوهش اثر استفاده از این دو روش در صلب کردن سقف‌های طاق ضربی با نرم‌افزار ANSYS بررسی شد و نتایج زیر به دست آمد:

اگر مساحت چشمه‌های سقف طاق ضربی در بازه‌ی ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ یعنی مساحت ۲۵ مترمربع باشد، برای نسبت طول به عرض ۱، میل‌گرد شماره ۱۶ برای ساختمان‌های یک و دو طبقه و میل‌گرد شماره ۱۸ و ۲۰ برای ساختمان‌های یک، دو و سه طبقه برای صلب کردن سقف طاق ضربی برگزیده می‌شود. همچنین بتن رویه با ضخامت‌های ۸ و ۱۰ سانتی‌متری برای صلب کردن سقف طاق ضربی ساختمان‌های یک و دو طبقه قابل قبول است.

برای نسبت طول به عرض ۱/۲۵، میل‌گرد شماره ۱۸ برای ساختمان‌های یک و دو طبقه و میل‌گرد شماره ۲۰ برای صلبیت سقف‌های ساختمان‌های یک الی سه طبقه مناسب است. بتن رویه با ضخامت ۸ سانتی‌متر برای ساختمان‌های یک طبقه و بتن رویه با ضخامت ۱۰ سانتی-متر برای ساختمان‌های یک و دو طبقه مناسب است.

۶-۲- تعیین ضخامت بتن رویه

با توجه به نتایج ارزیابی‌های کامپیوتری با نرم‌افزار اجزاء محدود ANSYS، ضخامت بتن رویه‌ای که برای صلبیت سقف طاق ضربی با نسبت‌های گوناگون طول به عرض چشمه است، با توجه به تعداد طبقات ساختمان در جدول‌های ۱۴ و ۱۵ آمده است.

جدول (۱۴) ضخامت بتن رویه برای صلبیت سقف طاق ضربی

ساختمان یک طبقه

نسبت طول به عرض چشمه (a/b)	ضخامت بتن رویه (t)
۱	۶ و ۸ و ۱۰
۱/۲۵	۸ و ۱۰
۱/۵	۸ و ۱۰
۱/۷۵	۱۰

جدول (۱۵) ضخامت بتن رویه برای صلبیت سقف طاق ضربی

ساختمان دو طبقه

نسبت طول به عرض چشمه (a/b)	ضخامت بتن رویه (t)
۱	۸ و ۱۰
۱/۲۵	۸ و ۱۰
۱/۵	۱۰
۱/۷۵	-

[۳] زهرائی س م، احمدی ح؛ "بررسی عددی بهبود رفتار سقف‌های طاق ضربی در مناطق زلزله خیز"، مهندسی ساختمان و علوم مسکن، شماره‌ی هشتم، دوره‌ی چهارم، ۶۲-۴۵؛ ۱۳۸۵.

[4] Moinfar A. A., (1965), Earthquake engineering trend in Iran, Pro. Of 3rd World Conf. on Earthquake, Eng., New Zealand, Vol. 3.

[۵] مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ ایران)، ویرایش سوم؛ ۱۳۸۴.

[۶] میرجلیلی ع، شکیب ح، مزروعی ع، ماهری م ر؛ "بررسی آزمایشگاهی روش‌های بهبود رفتار سقف‌های طاق ضربی"، هشتمین کنگره بین‌المللی مهندسی عمران، دانشگاه شیراز، شیراز، ایران، ۲۱ تا ۲۳ اردیبهشت؛ ۱۳۸۸.

[۷] دفتر امور فنی تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله؛ آیین‌نامه بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، نشریه ۳۶۰؛ ۱۳۸۵.

برای نسبت طول به عرض ۱/۵، میل‌گرد شماره ۱۸ برای ساختمان یک طبقه و میل‌گرد شماره ۲۰ برای ساختمان‌های یک و دو طبقه برای صلبیت سقف طاق ضربی مناسب است. بتن رویه با ضخامت ۸ سانتی‌متر برای ساختمان‌های یک طبقه و بتن رویه با ضخامت ۱۰ سانتی‌متر برای ساختمان‌های یک و دو طبقه برگزیده می‌شود.

برای نسبت طول به عرض ۱/۷۵، هیچ‌یک از میل‌گردهای استفاده شده جواب‌گوی صلبیت سقف طاق ضربی این ساختمان‌ها نیست ولی بتن رویه با ضخامت ۱۰ سانتی‌متر برای صلبیت سقف طاق ضربی ساختمان یک طبقه مناسب است.

در پایان، بر اساس نتایج به دست آمده، روابطی برای تعیین قطر میلگردها و ضخامت بتن رویه پیشنهاد شده است که برای ارزیابی صلبیت سقف‌های طاق ضربی ساختمان‌های فولادی در حالت عملکردی ایمنی جانی قابل استفاده می‌شود.

۸- منابع

[۱] پورفلاح س، مطیع الهی ف، ماهری م ر؛ "مقایسه تجربی رفتار خارج از صفحه سقف‌های طاق ضربی تقویت شده"، هشتمین کنگره بین‌المللی مهندسی عمران، ۲۱ تا ۲۳ اردیبهشت؛ دانشگاه شیراز، شیراز، ایران، ۱۳۸۸.

[۲] ماهری م ر، بهار ا؛ "بررسی اندرکنش دینامیکی عناصر تیرآهن و طاق‌های آجری در سقف‌های طاق ضربی"، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله؛ ۱۳۷۳.

یک رابطه جدید برای المان‌های پیوند در محاسبه اثر ضربه، بر پایه آثار ضریب استرداد و سرعت برخورد

حسین نادرپور^{۱*}، روی مانوئل منزس کارنیرو باروس^۲، سید محمد خاتمی^۳

۱- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، ایران

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه پورتو، (FEUP)، پورتو، پرتغال

۳- دانشجوی دکتری سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، ایران

naderpour@semnan.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۱۳۹۱/۱۲/۲۰

تاریخ دریافت: ۱۳۹۱/۰۵/۰۸

چکیده- اثر ضربه ساختمان‌ها هنگام زلزله و آثار آسیب‌زای آن، به گونه‌ای گسترده بررسی شده است. از آن‌جا که ساختمان‌ها به صورت منفرد و بدون توجه به شرایط ساختمان کناری، طراحی و ساخته می‌شوند، با وارد شدن بارهای لرزه‌ای، هر ساختمان رفتار متفاوتی از خود بروز داده و تغییر مکان‌های کناری آن‌ها بر اساس جنس سازه، ارتفاع آن و همچنین مود ارتعاشی هر یک از آن‌ها ایجاد می‌شود. این تفاوت رفتاری سبب می‌شود که ساختمان‌ها با یکدیگر برخورد کرده و آسیب‌هایی به اعضای سازه‌ای آن‌ها وارد شود. پژوهشگران بسیاری درباره‌ی نیروی وارد شده در اثر ضربه ساختمان‌ها و انرژی هدر رفته در این رخداد مطالعه کرده‌اند. برای به دست آوردن این نیرو و میزان انرژی آن، بررسی‌های عددی نیاز به المان مجازی دارد که شامل فنر و میراگر است و به صورت موازی با هم به محل اتصال دو جسم مورد مطالعه وصل می‌شود. روابط ریاضی زیادی برای به دست آوردن نیروی وارد شده و انرژی دقیق و واقعی‌تر ارائه شده است. در این پژوهش با استفاده از رابطه جدید محاسبه ضریب میرایی، آثار ضریب استرداد، بررسی شده و برای همگرایی پاسخ‌های داده شده در بررسی‌های عددی ضربه، رابطه‌ای ریاضی برای آن و سرعت برخورد پیشنهاد شده است.

کلیدواژه‌گان: ضربه ساختمان‌های کناری، سرعت ضربه، انرژی هدر رفته، ضریب میرایی.

۱- مقدمه

بنابراین بسیاری از پژوهشگران، با ارزیابی ضربه به صورت آزمایشگاهی و عددی، در پیشبرد علم این پدیده کمک کرده‌اند. آناگنوستوپولوس [۱]، از نخستین پژوهشگرانی بود که با ارزیابی ضربه، مقدار عددی و آزمایشگاهی آن را به صورت خطی به دست آورد. پاپادراکیس و مزاکیس [۲] با استفاده از میز لرزان، دو سازه بتنی با مقیاس واقعی را بدون

در دهه نزدیک، ضربه ساختمان‌ها و موضوعات مرتبط به آن توجه پژوهشگران و مهندسين علم ساختمان را به خود جلب کرده است. در حقیقت ضربه ساختمان‌ها به یکدیگر هنگام زلزله، باعث شده که مهندسين زلزله بیشتر به آثار آسیب‌زای آن پی برده و در پی برطرف کردن آن باشند.

یکسان‌سازی نتایج محاسبات عددی ضربه، رابطه‌ای ریاضی بین ضریب استرداد و سرعت ضربه ارائه می‌شود.

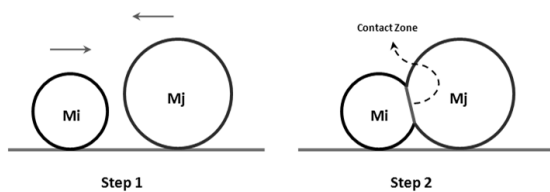


شکل (۱) برخورد دو ساختمان در زلزله مکزیکوسیتی ۱۹۸۵

۲- پیوند المان

۱-۲- ضربه

در بررسی‌های عددی، اثر ضربه با استفاده از دو جسم به جرم m_i و m_j و سرعت ضربه v_{imp} تعریف می‌شود که به سمت یکدیگر در حرکتند و پس از برخورد، به اندازه δ در یکدیگر فرو رفته و از هم جدا می‌شوند.



شکل (۲) برخورد دو جسم با یکدیگر

نظریه‌های ارائه‌شده در این زمینه، در سه حالت گوناگون مطرح می‌شود:

- الف- دو جسم با سرعت یکسان در یک راستا حرکت می‌کنند.
- ب- دو جسم با سرعت‌های گوناگون در مسیر برگشت خود قرار می‌گیرند.
- ج- جسم با سرعت کمتر، پس از برخورد، با سرعت بیشتری در مسیر برگشت قرار می‌گیرد و جسم با سرعت بیشتر، با کاهش سرعت مواجه شده و در مسیر برگشت خود قرار می‌گیرد.

درز انقطاع، ارزیابی کردند. همچنین دو ساختمان سه و هشت طبقه فلزی به وسیله‌ی فیلترالت [۳] ارزیابی آزمایشگاهی و آثار ضربه ساختمان کوتاه‌تر به سازه بلندتر، بررسی شده است. نتایج این آزمایش با نتایج عددی پیش‌بینی شده که به وسیله‌ی ایشان انجام شده بود، مقایسه و دقت نتایج عددی تأیید شد. کول [۴] با بررسی سامانه‌های ضربه با جرم متمرکز و گسترده، به این نتیجه رسید که سرعت ضربه دو ساختمان از مهم‌ترین پارامترها در بحث ضربه ساختمان‌ها است. کان [۵]، یانکوفسکی [۶] و کومودروموس [۷] در پژوهش‌های جداگانه، ضربه را بررسی و برای میزان میرایی پیوند المان، روابطی پیشنهاد کردند. باروس و خاتمی [۸] با بررسی فاصله میان ساختمان‌ها در آیین نامه زلزله ایران، نشان دادند که فاصله توصیه‌شده در این آیین‌نامه نمی‌تواند از برخورد ساختمان‌ها جلوگیری کند و نیاز به بازبینی دارد. این پژوهشگران همچنین با بررسی دو قاب بتنی یک طبقه، روابط ریاضی گوناگون ارائه‌شده برای به دست آوردن ضربه را بررسی و با هم مقایسه کردند [۹]. در پژوهش دیگری، باروس و کوردیرو [۱۰] با استفاده از انواع فنرها و میراگرها، ضربه مدل‌های گوناگون با مقیاس کوچک را بررسی کردند. باروس و خاتمی [۱۱] با برآورد یک میرایی متناسب با فنر، میزان متعادل را برای میراگر استفاده شده در پیوند المان، پیشنهاد کرده‌اند. این دو همچنین نقش دیوار برشی بتنی را در کاهش تغییر مکان کناری، کاهش تعداد و قدرت ضربه ساختمان‌های کناری بررسی کرده‌اند [۱۲]. یانکوفسکی [۱۳] در یک کار آزمایشگاهی با استفاده از گلوله‌های بتنی، رابطه‌ای برای سرعت ضربه و ضریب استرداد ارائه کرده است.

در این مقاله، در کنار بررسی پیوند المان‌های استفاده شده معمول، یک رابطه جدید برای محاسبه میرایی پیوند المان پیشنهاد شده و بررسی می‌شود. همچنین، برای بهینه‌سازی و

بنابراین ضریب CR^1 تعریف می‌شود که نسبتی بین سرعت قبل و بعد از ضربه است. به این ضریب، ضریب استرداد گفته می‌شود که رفتار الاستیک یا پلاستیک ضربه را مشخص می‌کند.

$$0 < CR = \frac{v_{before}}{v_{after}} < 1 \quad (۱)$$

۲-۲-۲ مدل ضربه خطی

نخستین مدل استفاده شده در محاسبه ضربه، از دو جسم که با یک فنر به یکدیگر وصل می‌شوند، تشکیل شده است. این المان، شرایط را برای یک ضربه الاستیک خطی بین دو جسم فراهم کرده و نیروی ضربه را به دست می‌آورد.

$$F_l = k_l \cdot \delta(t) \quad (۲)$$

سختی فنر استفاده شده، k_l میزان فشردگی فنر در زمان t ، $\delta(t)$ است.

۲-۳-۲ مدل ضربه ویسکوالاستیک خطی

از آنجایی که مدل ضربه خطی تنها توانایی نشان دادن نیروی ضربه را در زمان‌های گوناگون و تحت یک رابطه خطی دارد، پژوهشگران برای محاسبه انرژی جذب‌شده در هر ضربه، از یک میراگر موازی فنر استفاده کرده‌اند. این مدل، کلین-ویت (Kelvin-Voigt) نامیده می‌شود و نیروی ضربه دو جسم به صورت زیر به دست می‌آید:

$$F_l = k_l \cdot \delta(t) + c_{imp} \dot{\delta}(t) \quad (۳)$$

c_{imp} میزان میرایی میراگر و $\delta(t)$ رابطه سرعت بین دو جسم، است. بر پایه پیشنهاد اناگنوستوپولوس [۱۴]، میزان میرایی ویسکوز با استفاده از سختی فنر استفاده شده و جرم

اجسام بررسی شده به صورت زیر است:

$$c_{imp} = 2 \cdot \zeta \sqrt{k_l \frac{m_i m_j}{m_i + m_j}} \quad (۴)$$

در این رابطه، ضریب میرایی ζ از رابطه ۵ به دست می‌آید:

$$\zeta = -\frac{\ln CR}{\sqrt{\pi^2 + (\ln CR)^2}} \quad (۵)$$

از رابطه ۳، افزون بر نیروی ضربه، میزان انرژی جذب‌شده برخورد که سطح زیر منحنی نمودار $F_l - \delta(t)$ است نیز به دست می‌آید؛ اما از آنجا که در این نمودار به خاطر فعال بودن میراگر پس از ضربه، مقدار منفی نیز دیده می‌شود، پژوهشگران، روابط جدیدی بر اساس نیروی ضربه و میزان میرایی ارائه کرده‌اند که بررسی خواهد شد.

۲-۴-۲ مدل ضربه ویسکوالاستیک غیر خطی

یانکوفسکی [۶] برای بهبود رفتار این المان و همچنین از بین بردن قسمت منفی انرژی جذب‌شده، فرض کرد که بیشتر انرژی در قسمت نخست برخورد و زمانی که سرعت مثبت است جذب می‌شود. او از جذب انرژی در سرعت منفی چشم‌پوشی کرده و با ارائه رابطه‌ای جدید، میراگر را پس از ضربه، غیرفعال در نظر گرفته است.

$$F_l = k_h \cdot \delta(t)^{1.5} + c_{imp} \dot{\delta}(t) \quad (۶)$$

با استفاده از رابطه ۶، معادله c_{imp} به شکل زیر تغییر می‌کند:

$$c_{imp} = 2 \cdot \zeta \sqrt{k_l \sqrt{\delta(t)} \frac{m_i m_j}{m_i + m_j}} \quad (۷)$$

در این معادله:

$$\zeta = \frac{9\sqrt{5}}{2} \frac{1 - CR^2}{CR(CR(9\pi - 16) + 16)} \quad (۸)$$

1- CR=Coefficient of Restitution

بر پایه‌ی نمودار ارائه‌شده و برای مدل‌های یک درجه آزادی، خواهیم داشت:

$$\left(\frac{\delta}{\delta_{\max}}\right)^2 + \left(\frac{\dot{\delta}}{\dot{\delta}_0}\right)^2 = 1 \quad (10)$$

نسبت پیشنهادشده برای تناسب بین تغییر مکان‌ها و سرعت‌ها در شکل ۳، محاسبه و به صورت تقریبی ارائه شده است (معادله پیشنهادشده اتلاف انرژی در میرایی لزجی). فرضیه اساسی این معادله، تناسب بین جابه‌جایی در یک زمان مشخص با سرعت آن و جابه‌جایی بیشینه با سرعت نخستین است. بر پایه‌ی معادله و شکل ارائه شده، رابطه بین سرعت و جابه‌جایی به صورت زیر نشان داده می‌شود:

$$\dot{\delta} = \dot{\delta}_0 \sqrt{1 - \left(\frac{\delta}{\delta_{\max}}\right)^2} \quad (11)$$

اگر در رابطه (۶) فرض شود که مقدار میرایی $c_{imp} = \zeta \delta^{1.5}$ باشد، انرژی جذب‌شده در پیوند المان با استفاده از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\begin{aligned} \Delta E &= \int_0^{\delta_{\max}} c \dot{\delta} d\delta = \int_0^{\delta_{\max}} \zeta \delta^{1.5} \dot{\delta} d\delta = \\ &= \int_0^{\delta_{\max}} \zeta \delta^{1.5} \dot{\delta}_0 \sqrt{1 - \left(\frac{\delta}{\delta_{\max}}\right)^2} d\delta \end{aligned} \quad (12)$$

پاسخ انتگرال داده‌شده و انرژی جذب‌شده آن در روابط عددی پیوند المان، به صورت زیر خواهد بود:

$$\Delta E = \zeta (\dot{\delta}_0) \delta_{\max}^{2.5} \int_0^1 x^{1.5} \sqrt{1-x^2} dx \quad (13)$$

معادله ارائه‌شده و میزان جذب انرژی آن بر اساس رفتار الاستیک و یا پلاستیک به صورت زیر تغییر می‌کند:

۲-۵- مدل هرتز با میرایی غیر خطی

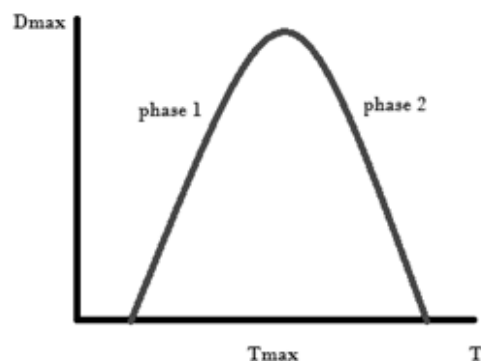
مدل هرتز با میرایی غیر خطی، در حقیقت مدل یانکوفسکی گسترش یافته است. موتوکومار [۱۵] با ارائه رابطه‌ای برای c_{imp} ، نشان داد که سرعت ضربه نیز در میزان جذب انرژی مؤثر است. بر پایه رابطه پیشنهادشده، سختی فنر، جابه‌جایی، ضریب CR و سرعت قبل از ضربه بر میزان میرایی اثر دارند.

$$c_{imp} = \frac{3k_h(1-CR^2)}{4v_{imp}} \delta(t) \quad (9)$$

۲-۶- مدل پیشنهاد شده جدید پیوند المان

مدل پیشنهادشده جدید، شامل یک فنر معادل غیرخطی است که از دو فنر پشت سر هم و یک فنر موازی تشکیل شده که این ترکیب به صورت موازی به یک میراگر وصل شده است. این مدل، در حقیقت مدل هرتز با میرایی غیرخطی است که گسترش یافته و با افزایش سختی، مدل می‌شود. با استفاده از ایده مدل موتوکومار و بر خلاف رابطه یانکوفسکی، سرعت ضربه نیز در میرایی و مقدار انرژی جذب شده، اثر داده شده است.

اگر قسمت بیشینه نمودار جابه‌جایی المان هنگام فعالیت، انتخاب و به دو قسمت رفت و برگشت تقسیم شود، در حالت بهینه، نمودار جابه‌جایی برحسب زمان به صورت شکل ۳ خواهد بود.



شکل (۳) نمودار جابه‌جایی انتخاب‌شده

۳- مقایسه انرژی جذب شده به وسیله

پیوند المان‌ها

برای تایید مدل ریاضی پیوند المان پیشنهاد شده، مدل‌های ارائه شده در بخش‌های ۲-۵ و ۲-۶ با هم مقایسه می‌شوند. انتخاب مدل هرتز با میرایی غیرخطی این گونه توجیه می‌شود که هر دو معادله ارائه شده، پارامترهای یکسانی دارد و به سختی، CR ، سرعت ضربه و جابه‌جایی وابسته است.

برای این مقایسه، از یک جابه‌جایی کناری تایید شده در پژوهش‌های پیشین [۱۱] استفاده شده است. جابه‌جایی جانبی ارائه شده بر پایه‌ی سری فوریه برآورد شده و با جابه‌جایی واقعی آن هماهنگ‌سازی سازی شده است. این معادله برابر است با:

$$\delta(t) = 0.2245 \cos(3.644t) - 0.7828 \sin(3.644t) - 0.2004 \cos(7.288t) + 0.2102 \sin(7.288t) + 0.07995$$

برای این مقایسه از یک برخورد ریاضی یک درجه آزادی با $CR=0.5$ ، $k=30000 \text{ kN/m}$ و سرعت ضربه 10 m/s استفاده شده است. زمان برخورد دو جسم در بازه‌ی ۴ تا ۶ ثانیه، با ضریب تقسیم 0.01 ثانیه قرار دارد.

بر اساس شکل‌های داده شده، فرض می‌شود که انرژی جذب شده، در بازه‌ی هیستریزس نمودار ضربه-تغییر مکان، نشان داده شود. بنابراین، سطح محدود شده در نمودار ارائه شده، انرژی جذب شده به وسیله‌ی پیوند المان، هنگام برخورد دو جسم است. مقایسه دو پیوند المان نشان می‌دهد که معادله میرایی پیشنهاد شده، انرژی بیشتری نسبت به مدل موتوکومار جذب می‌کند. این مقدار در معادله پیشنهاد شده در حدود $18/55$ کیلو نیوتن میلی متر است که در مقایسه با انرژی $15/85$ کیلو نیوتن میلی متری مدل موتوکومار، حدود ۱۵ درصد بیشتر است.

$$\Delta E = 0.25 \zeta (1+e) \dot{\delta}_0^{2.5} \delta_{\max}^{2.5} \quad (14)$$

با استفاده از رابطه انرژی و تعادل در نظر گرفته شده در شکل ۳، در رفت و برگشت خواهیم داشت:

$$\frac{1}{2} m_1 v_1^2 + \frac{1}{2} m_2 v_2^2 = U_m + \Delta E + \frac{1}{2} (m_1 + m_2) V^2$$

$$m_1 v_1 + m_2 v_2 = (m_1 + m_2) V \quad (15)$$

U_m بیشترین مقدار انرژی جنبشی و ΔE انرژی جذب شده است؛ پس خواهیم داشت:

$$U_m = \int_0^{\delta_{\max}} k_{eff} \delta^{1.5} d\delta = \int_0^{\delta_{\max}} 1.5 k_h \delta^{1.5} d\delta = \frac{3}{5} k_h \delta_{\max}^{2.5} \quad (16)$$

در نتیجه و با استفاده از معادله ۱۵ خواهیم داشت:

$$\frac{1}{2} m_1 v_1^2 + \frac{1}{2} m_2 v_2^2 = \frac{3}{5} k_h \delta_{\max}^{2.5} + 0.25 \zeta \dot{\delta}_0^{2.5} \delta_{\max}^{2.5} + \frac{1}{2} (m_1 + m_2) V^2 \quad (17)$$

$$\frac{1}{2} m_1 v_1^2 + \frac{1}{2} m_2 v_2^2 - \frac{1}{2} (m_1 + m_2) V^2 = \delta_{\max}^{2.5} \left(\frac{3}{5} k_h + 0.25 \zeta \dot{\delta}_0 \right) \quad (18)$$

$$\delta_{\max}^2 = 0.5 \left(\frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2} \right) V^2 \left(\frac{20}{12 k_h + 5 \zeta \dot{\delta}_0} \right) \quad (19)$$

سرانجام و با استفاده از معادلات ارائه شده می‌توان ضریب میرایی عددی پیوند المان پیشنهاد شده را به صورت زیر نوشت:

$$\zeta = \frac{12(1-e)k_h}{5ev_{imp}} \quad (20)$$

$$c_{imp} = \frac{12(1-e)k_h}{5ev_{imp}} \delta(t) \quad (21)$$

نتایج نشان می‌دهد که ضریب‌های ۰/۱ و ۰/۳ نمی‌توانند انتخاب مناسبی برای این کار باشند. زیرا این دو، انرژی منفی همراه خود دارند، بنابراین از بررسی آن‌ها چشم‌پوشی می‌شود. استفاده از این ضریب در پیوند المان پیشنهاد شده نتایجی با نیروی ضربه و انرژی جذب‌شده منفی ارائه می‌دهد. میزان انرژی جذب‌شده در دیگر ضریب‌های استفاده‌شده، در جدول ۱ آمده است.

جدول (۱) انرژی جذب‌شده مدل پیشنهادی با استفاده از CRهای گوناگون

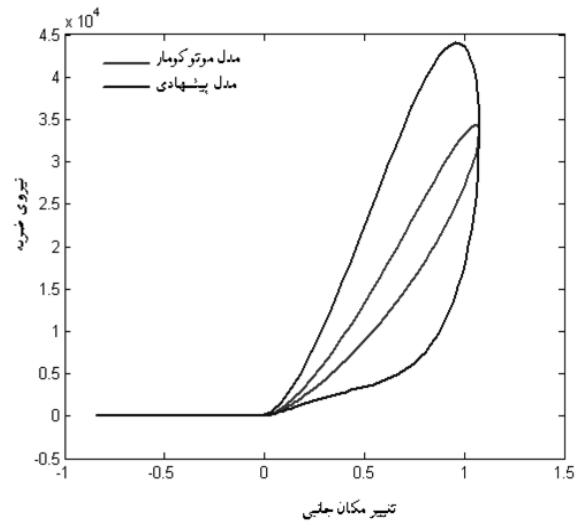
CR	انرژی جذب‌شده (kN.mm)
۰/۵	۳۳/۳۴
۰/۷	۲۷/۱۲
۰/۹	۲۴/۸۵

در این جدول و نمودارهای هیستریزس ارائه‌شده، جذب انرژی از ۰/۵ CR، به مقدار بیشینه خود یعنی ۴۲/۸۵ کیلونیوتن میلی‌متر رسیده است. کمینه مقدار انرژی جذب‌شده مربوط به ۰/۹ CR است که حدود ۳۸ درصد کمتر از مدل با ۰/۳ CR است.

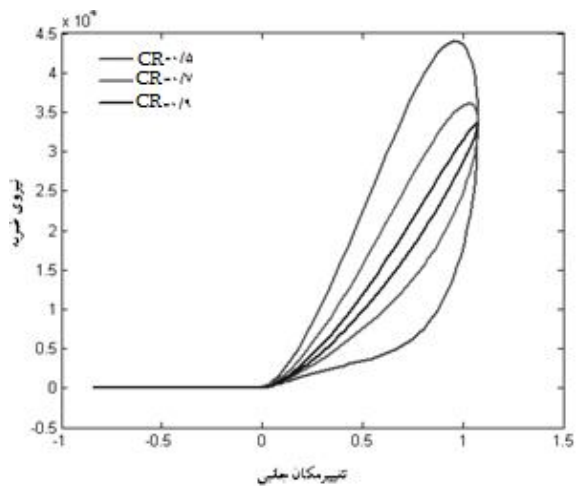
دقت محاسبات انجام‌شده به خاطر متغیر بودن مقدار CR، وابستگی شدیدی به مقدار این ضریب دارد. به بیان بهتر، درستی رابطه ارائه‌شده برای میزان میرایی، در صورتی که بتواند مقدار CR استفاده‌شده را به مقدار CR رابطه انرژی، نزدیک نشان دهد، تأیید می‌شود. بر این اساس، میزان انرژی جذب‌شده با CR مربوط به آن، به دست می‌آید و با معادله انرژی [۱۶] مقایسه می‌شود.

$$\Delta E = \frac{1}{2} \left(\frac{m_1 m_2}{m_1 + m_2} \right) (1 - CR^2) v_{imp}^2 \quad (22)$$

با ارزیابی‌های عددی، میزان ضریب استرداد به دست آمده است. شکل (۶)، CR انتخاب‌شده را نسبت به CR



شکل (۴) رفتار هیستریزس برخورد در دو پیوند المان گوناگون

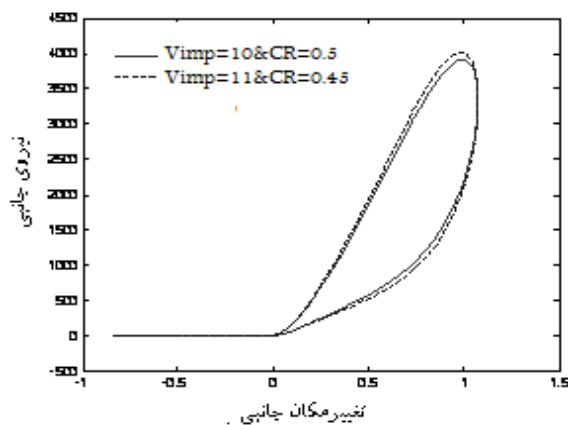


شکل (۵) رفتار هیستریزس برخورد با CRهای گوناگون

۴- مقایسه انرژی جذب‌شده با استفاده از CRهای گوناگون

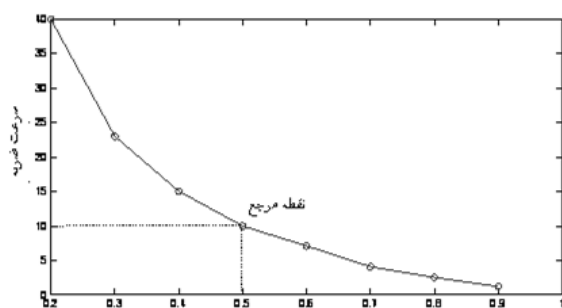
در این قسمت، آثار CR با استفاده از پیوند المان پیشنهاد شده ارزیابی می‌شود. از آن‌جا که میزان میرایی، وابستگی شدیدی به مقدار CR دارد، انتخاب بهترین مقدار آن، به داشتن نتایج دقیق‌تر کمک زیادی می‌کند. بر این اساس، میزان CR از ۰/۱ تا ۰/۹ تغییر می‌کند و نمودارهای آن با هم مقایسه می‌شود.

این دو انتخاب در یک چرخه محاسباتی قرار می‌گیرد و پس از محاسبه انرژی جذب شده، مقدار آن با مقدار انرژی به دست آمده از معادله (۱۸) مقایسه می‌شود. اگر انرژی جذب شده در منحنی هیستریزس با انرژی جذب شده محاسبه شده یکسان باشد، برنامه، عددها را به عنوان مقادیر مورد نیاز انتخاب می‌کند؛ اگر نه، مقدار عددی دیگری برای سرعت ضربه، انتخاب و چرخه تکرار می‌شود.



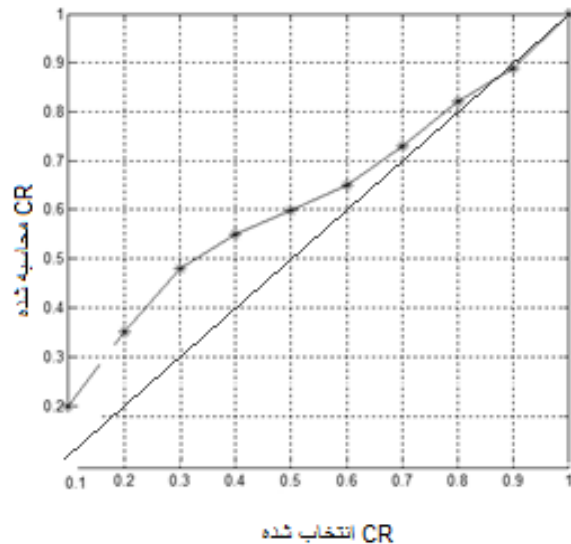
شکل (۷) هماهنگ سازی دو نمودار هیستریزس با ضریب استرداد و سرعت ضربه گوناگون

برای نمونه، ارزیابی عددی انجام شده نشان داده است که سرعت ضربه ۱۱/۰۵ متر بر ثانیه، متناسب با $CR=0.45$ است و همگرایی این پاسخ با مدل مرجع، این دو پارامتر را تأیید می‌کند. انرژی جذب شده در این مدل، ۲۸/۶۴ کیلو نیوتن میلی متر است که نزدیکی قابل قبولی به میزان انرژی مدل مرجع نشان می‌دهد.



شکل (۸) نمودار پیشنهاد شده برای ارتباط CR و سرعت ضربه

محاسبه شده نشان می‌دهد. نزدیکی نمودار به خط قطری، دقت نمودار را نشان می‌دهد.



شکل (۹) دقت CR استفاده شده در پیوند المان پیشنهاد شده

۵- رابطه پیشنهاد شده جدید بین ضریب استرداد (CR) و سرعت ضربه (V_{imp})

برای همگرایی پاسخ‌های محاسبات ضربه و رسیدن به هدف یکسان سازی و بهینه سازی انتخاب‌های CR و سرعت ضربه در پیوند المان‌ها، با استفاده از یک روند سعی و خطا (برنامه CRVK)، معادله‌ای بر حسب CR پیشنهاد می‌شود که با انتخاب آن می‌توان سرعت ضربه متناسب با CR را به دست آورد. برای این کار، نخست به عنوان یک فرض و بر پایه‌ی پژوهش‌های باروس و خاتمی [۱۷]، ضریب ۰/۵ برای CR و سرعت ضربه ۱۰ متر بر ثانیه به عنوان معیار انتخاب می‌شود. میزان انرژی جذب شده در مقدار مرجع محاسبه شده است. این مقدار در شرایط گفته شده، ۲۸/۳۳ کیلو نیوتن میلی متر است. در مرحله بعد، در بازه‌ی صفر تا یک عددی برای CR انتخاب می‌شود. برای سرعت ضربه نیز یک حدس منطقی می‌تواند نتایج را با سرعت بیشتری به همگرایی سوق دهد.

می‌دهد که پیوند المان جدید، میزان جذب نیروی بیشتری نسبت به مدل پیشین فراهم می‌کند. برای درستی صحت نتایج، میزان CR انتخاب شده با ضریب استرداد محاسباتی، مقایسه شد و دقت مناسبی داشت. همچنین برای بهینه‌سازی نتایج محاسبات ضربه، رابطه‌ای بین CR و سرعت ضربه پیشنهاد شده است که نتایج آن، نشان از یکسان‌سازی پاسخ‌های ضربه و انرژی جذب شده در شرایط و حالات گوناگون دارد.

- همه حقوق مادی و معنوی برنامه نوشته شده $CRVK$ به وسیله‌ی خاتمی و همکاران، در دانشکده مهندسی عمران دانشگاه پورتو تحت قوانین کپی رایت، برای این دانشگاه محفوظ است.

۷- مراجع

- [1] Anagnostopoulis, S.A. 1998 "Pounding of Building in Series During Earthquakes". *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*. 16(3).443-456
- [2] Papadrakakis, M and Mouzakis, H. 1991 "A Lagrange multiplier solution method for pounding of building during earthquakes". *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, 20, 981-998.
- [3] Filiatrault, A and Wagner, P 1995 "Analytical Prediction of Experimental Building Pounding". *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, 24, 1131-1154.
- [4] Cole, G.L and Dhakal, R.P. 2009 " the Effect of Diaphragm Wave Propagation on the Analysis of Pounding Structures". *Proc. 2 nd Int. Confrence on computational method in structural dynamic an earthquake engineering (COMPADYN) Paper CD 200.Rhodes. Greece.*
- [5] Ye, K and Zhu, H. 2008, "A note on the Hertz contact model with nonlinear damping for pounding simulation", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 38(9):1135-1142.

نمودار ارائه شده، سرعت‌های ضربه متناسب با CR را در محاسبات ضربه نشان می‌دهد. بر طبق این نمودار، رابطه برآورد کننده به صورت زیر خواهد بود :

$$v_{imp} = 494.32CR^4 - 1299CR^3 + 1285CR^2 - 595.9CR + 116.67$$

برای نمونه با استفاده از رابطه ریاضی پیوند المان پیشنهاد شده، برای دو جسم یک درجه آزادی که با فیزی به سختی ۲۲۵۰۰ و میراگر پیشنهاد شده به یکدیگر وصل شده است، $CR=0.7$ و سرعت ضربه ۴/۵ متر بر ثانیه در نظر گرفته می‌شود. نیروی ضربه و انرژی جذب شده در این مدل به ترتیب، ۴۳۸ کیلونیوتن و ۲۱/۱۸ کیلونیوتن میلی‌متر است. در گام دوم، ضریب $CR=0.3$ در نظر گرفته می‌شود. سرعت ضربه متناظر با این مقدار، ۲۲/۴۸ به دست آمده است. انرژی جذب شده در این مدل، حدود ۲۱/۳۵ کیلونیوتن میلی‌متر است که هماهنگی دقیقی با نمودار پیشین دارد.

۶- نتیجه گیری

از آن‌جا که ساختمان‌ها جداگانه ارزیابی و ساخته می‌شوند، از مبحث ضربه ساختمان‌ها به یکدیگر هنگام بارگذاری لرزه‌ای چشمپوشی شده آثار جبران ناپذیری به دنبال دارد. هنگام زلزله، ساختمان‌ها با تغییر مکان کناری مواجه شده و ضرباتی به یکدیگر وارد می‌کنند. میزان نیروی ضربه و انرژی هدر رفته در هر ضربه، بستگی به جنس و ارتفاع ساختمان‌ها دارد. برای به دست آوردن مقدار انرژی هدر رفته، معادلات بسیاری پیشنهاد شده است. در این مقاله، با استفاده از معادله تغییر مکان پیوند المان متصل به دو مدل محاسباتی، رابطه جدیدی برای میزان میرایی پیوند المان، پیشنهاد و با مدل پیشین مقایسه شده است. نتایج نشان

- [12] Barros, R.C and Khatami, S.M. 2012. "Seismic Response Effect of Shear Walls in Reducing Pounding Risk of Reinforced Concrete Building Pounding Subjected to Near Fault-Ground Motion", 15th World Conference Earthquake Engineering, 15WCEE, Lisbon, Portugal.
- [13] Jankowski, R. 2008. "Earthquake-induced pounding between equal heights buildings with substantially different dynamic properties", Engineering Structures 30. 2818–2829.
- [14] Anagnostopoulos SA, 1992 "An investigation of earthquake induced pounding between adjacent buildings". Earthquake Engineering and Structural Dynamics; 21:289–302.
- [15] Muthukumar, S. 2006, " A Hertz contact model with non-linear damping for pounding simulation", Earthquake Engineering and Structural Dynamics.35:811-828.
- [16] Goldsmith, W. Impact: The theory and physical behavior of colliding solids (1stedn). Edward Arnold: London, U.K. 1960.
- [17] Khatami, S.M. 2012. "Pounding of Building during Earthquake" Proposal for the Degree of Doctor of Philosophy in Earthquake Engineering, Supervisor: Prof Rui C.Barros. (FEUP)
- [6] Jankowski, R. 2005, "Non-linear viscoelastic modeling of earthquake-induced structural pounding", Earthquake Engineering and Structural Dynamics.34:595-611.
- [7] Komodromos, P and Polycarpou, P. 2010 "On the Numerical Simulation of Impact for the Investigation of Earthquake-Induced Pounding of Building". Tenth International Conference on Computational Structures Technology, Civil-Comp Press, Stirlingshire, Scotland.
- [8] Barros, R and Khatami, S.M. 2012 "Importance of Separation Distance on Building Pounding under Near-Fault Ground Motion, using the Iranian Earthquake Code" 9th International Congress on Civil Engineering, Isfahan University of Technology (IUT), Isfahan, Iran
- [9] Barros, R.C. and Khatami, S.M. 2012 "An estimation of damping ratio for the numerical study of impact forces between two adjacent concrete buildings, subjected to pounding". 15th International Conference on Experimental Mechanics (15th ICEM). Symposium on "Dynamics and Stability" (organized by Prof. Rui C. Barros). FEUP (22-27 July 2012), Porto, Portugal.
- [10] Cordeiro, J.M.C. 2011 "Study of the collision between buildings without and with base isolation" (in Portuguese). MSc Thesis in Civil Engineering (Structures) supervised at FE/UP by Prof. Rui Carneiro Barros, 134 pages. Porto (Portugal).
- [11] Barros, R.C. and Khatami, S.M. 2012. "Building Pounding Forces for Different Link Element Models. Proceedings of the Eleventh International Conference on Computational Structures Technology". Dubrovnik (Croatia) 4-7 September 2012, Civil-Comp Press, Stirlingshire, UK.