



# Journal of Structural and Construction Engineering

www.jsce.ir



## The high modes of structure effect on the seismic demands of hollow brick partitions

Ali Reza Kazerounian<sup>1\*</sup>, Mohammad Taghi Kazemi<sup>2</sup>

1- Senior Lecturer, Department of Civil Engineering, Bushehr branch, Islamic Azad University, Bushehr, Iran

2- Associate Professor, Department of Civil Engineering, Sharif University of Technology, Tehran, Iran

### ABSTRACT

Observations from past earthquakes in reinforced concrete buildings show that the masonry partitions can endanger the life of buildings occupants and lead to significant damage and loss. The most present codes of practice do not consider the effects of nonlinearity and higher modes of the structure and three-dimensional behavior of partitions on the out-of-plane seismic demands of these components simultaneously and the main purpose of this study is to investigate the effect of these cases together. This research involves assessing the seismic performance of partitions made of the hollow brick located in different stories of 3-, 7- and 11-story buildings containing 3D reinforced concrete special moment frames and subjected to a suite of 7 appropriate earthquakes. A finite element program, OpenSees, has been used for nonlinear seismic response history analysis. The average of the peak of responses of partition, under the seismic excitations, was computed for any model and the forces obtained using the analytical method, which some of them verified with existing studies results, were compared with the values from the code. For the majority of the models, the results show that the analytical seismic demands on partitions, in the lower half, are higher than those calculated using the code provisions because of the effect of higher modes of the structures and the peak values is even up to 1.54 times the computed value based on the code. The code provisions are conservative for the partitions in the upper half of the buildings.

### ARTICLE INFO

**Receive Date:** 13 March 2019

**Revise Date:** 10 May 2019

**Accept Date:** 17 May 2019

### Keywords:

Partition

3D Behavior

Higher Modes

Response History Analysis

Seismic Demand

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2019.176038.1806

\*Corresponding author: Ali Reza Kazerounian.

Email address: alirezakazerounian@gmail.com

## مطالعه اثر مودهای بالای سازه بر نیازهای لرزه ای تیغه های آجری مجوف

علیرضا کازرونیان<sup>۱\*</sup>، محمد تقی کاظمی<sup>۲</sup>

۱- مربی، گروه مهندسی عمران، واحد بوشهر، دانشگاه آزاد اسلامی، بوشهر، ایران

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، تهران، ایران

### چکیده

مشاهدات از زلزله های گذشته در ساختمان های بتن مسلح نشان می دهد که تیغه های جداکننده بنایی می توانند زندگی ساکنان را به خطر انداخته و منجر به آسیب و زیان قابل توجهی شوند. اکثر آئین نامه های کنونی، اثرات غیرخطی و مودهای بالاتر سازه و رفتار سه بعدی تیغه ها را بر روی نیازهای لرزه ای خارج از صفحه این اجزا به طور همزمان در نظر نمی گیرند و هدف اصلی این پژوهش بررسی اثر این موارد به صورت توأم می باشد. در این تحقیق عملکرد لرزه ای تیغه های ساخته شده از آجر مجوف و مستقر در طبقات مختلف ساختمان های ۳، ۷ و ۱۱ طبقه با قابهای سه بعدی خمشی بتن مسلح ویژه و تحت تاثیر مجموعه ای از ۷ زلزله مناسب مورد ارزیابی قرار گرفته است. از برنامه اجزای محدود *OpenSees* جهت تحلیل غیرخطی تاریخچه پاسخ لرزه ای استفاده شده است. برای هر نمونه، میانگین حداکثر پاسخ های تیغه ناشی از تحریک های لرزه ای محاسبه و این نیروهای حاصل از تحلیل، که بعضی از آنها با نتایج مطالعات موجود صحت سنجی شده اند، با مقادیر آئین نامه مقایسه شدند. نتایج نشان می دهد که در اکثر نمونه ها به علت تاثیر مودهای بالاتر سازه ها، نیازهای لرزه ای تحلیلی تیغه های واقع در نیمه پایینی بیشتر از مقادیر حاصل از ضوابط آئین نامه بوده و حداکثر آنها حتی تا ۱/۵۴ برابر مقدار محاسبه شده بر اساس آئین نامه می باشد. ضوابط آئین نامه برای تیغه های واقع در نیمه فوقانی ساختمان ها به صورت محافظه کارانه می باشند

کلمات کلیدی: تیغه جداکننده، رفتار سه بعدی، مودهای بالاتر، تحلیل تاریخچه پاسخ، نیاز لرزه ای.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/JSCE.2019.176038.1806	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2019.176038.1806	۱۴۰۰/۰۱/۳۰	۱۳۹۸/۰۲/۲۷	۱۳۹۸/۰۲/۲۷	۱۳۹۸/۰۲/۲۰	۱۳۹۷/۱۱/۲۲
علیرضا کازرونیان alirezakazerounian@gmail.com					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

## ۱- مقدمه

اجزای غیرسازه‌ای آن دسته از اجزایی از ساختمان هستند که بخشی از سیستم سازه‌ای باربر اصلی نبوده اما ممکن است تحت تاثیر تحریک لرزه‌ای بزرگ قرار بگیرند. آسیب اجزای غیرسازه‌ای می‌تواند به طور جدی به عملکرد یک ساختمان آسیب رسانده و خطر جانی را ایجاد کند. بنابراین بخش بزرگی از آسیب‌ها را در صورت وقوع زلزله تشکیل می‌دهند. در مطالعات گذشته، شتاب تولید شده در این اجزا با استفاده از روش‌های تحلیلی و آزمایشگاهی با و بدون در نظر گرفتن اندرکنش بین سازه‌های اصلی و این اجزا مورد بررسی قرار گرفته است. در تحقیق انجام شده توسط لپیچ و همکاران و آلدکا و همکاران روابط جدید با توجه به برخی پارامترها پیشنهاد گردید [۱-۴]. پارامترهای در نظر گرفته شده شامل نسبت ارتفاعی جزء غیرسازه‌ای به سازه اصلی، زمان تناوب جزء و سازه، نسبت میرایی، حداکثر شتاب زمین و نسبت برون مرکزی سازه می‌باشند.

از میانقاب‌های بنایی در سازه‌های قاب بتن مسلح به عنوان دیوارهای داخلی و خارجی استفاده می‌شود. در تحقیقات گذشته، بسیاری از محققان اثر دیوار برشی و میانقاب بنایی را بر رفتار سازه بررسی و نتایج نشان داد که دیوارهای میانقابی مقاومت و سختی سازه‌ها را افزایش می‌دهند [۵-۸].

موقعیت و اندازه بازشوها در دیوار میانقابی دو پارامتر اصلی بوده که بر رفتار دیوارهای میانقابی و نیز قاب تاثیر می‌گذارند. تکلی و آیدین رفتار لرزه‌ای قابهای بتن مسلح با میانقاب دارای بازشو را با استفاده از روش آزمایشگاهی مورد مطالعه قرار دادند [۹]. ده نمونه آزمایشی با مقیاس ۱/۳ ساخته و تحت بارگذاری جانبی چرخه‌ای آزمایش شدند. نتایج آزمون به وضوح نشان داد وقتی که نسبت بازشو بیشتر از ۹٪ باشد، میزان مشارکت دیوار میانقابی در رفتار قابهای بتن مسلح به طور قابل توجهی کاهش می‌یابد.

چیدمان دیوارهای میانقابی نیز پارامتر دیگری است که بر عملکرد لرزه‌ای سازه تأثیر می‌گذارد. رزاقی و جاویدنیا عملکرد لرزه‌ای ۱۸ مدل از سازه‌های مشابه اما دارای چیدمان مختلف دیوارها را تحت تاثیر چهار شتابنگاشت متفاوت با استفاده از نرم افزار PERFORM 3D مورد مطالعه قرار دادند [۱۰]. نتایج نشان داد که دیوارها نقش حیاتی در عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح دارند. همچنین تغییرات قابل توجه در عملکرد لرزه‌ای (مانند وضعیت آسیب دیدگی، اتلاف انرژی، و غیره) سازه‌های مشابه با چیدمان متفاوت دیوارهای میانقابی ممکن است رخ دهد.

در حین زلزله، دیوارهای موجود در سازه‌ها تحت تاثیر بارهای درون و خارج از صفحه خود قرار می‌گیرند. کریمی و همکاران دیوارهای مصالح بنایی را تحت تاثیر بارهای داخل صفحه به صورت تحلیلی و آزمایشگاهی مورد بررسی قرار دادند [۱۱ و ۱۲]. رفتار و بارگذاری خارج از صفحه نیز بایستی برای پایداری دیوار در حین تحریک لرزه‌ای در نظر گرفته شود. رضائی‌فر و همکاران رفتار خمشی عمود بر صفحه دیوارهای پیش ساخته نوین را مورد مطالعه تحلیلی و آزمایشگاهی قرار دادند [۱۳]. چندین مدل از این دیوارها با ضخامتهای مختلف به صورت آزمایشگاهی تحت بارگذاری قرار گرفته و مقادیر نیروهای حداکثر، جابجایی‌های حداکثر و نهایی آنها تعیین گردید. همچنین جابجایی دیوارها نیز با استفاده از روابط تحلیلی محاسبه و با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شدند. پرتی و همکاران نتایج آزمایشگاهی مربوط به رفتار دیوارهای میانقابی بنایی مهندسی را تحت هر دو بارگذاری درون و برون صفحه ارائه دادند [۱۴]. آزمون‌ها بر روی دو نمونه به منظور بررسی ظرفیت تغییر شکل، آسیب‌های مرتبط با سطوح مختلف تغییر مکان نسبی و خواص مکانیکی اجزا انجام شد. در نهایت یک روش طراحی برای دیوارهای مصالح بنایی ایجاد که توانایی رفع آسیب‌پذیری و اندرکنش مضر با سازه قابی را در حین تحریک لرزه‌ای دارا بود.

تیغه‌های جداکننده اجزای غیرسازه‌ای اصلی بوده که پس از وقوع زلزله آسیب دیده‌اند. مطالعات بسیار محدودی در گذشته بر روی رفتار لرزه‌ای تیغه‌های جداکننده آجری مجوف صورت گرفته است. پترونو و همکاران تیغه‌های جداکننده داخلی آجری مجوف را با استفاده از آزمایش‌های میز لرزه مورد مطالعه قرار دادند [۱۵]. از آزمایش‌های میز لرزه دو جهت برای بررسی عملکرد لرزه‌ای تیغه‌های جداکننده استفاده گردید که به طور همزمان آنها را در معرض جابجایی‌های نسبی درون طبقه درون صفحه و شتاب‌های برون صفحه قرار می‌داد.

آئین نامه های فعلی از قبیل ASCE 7-16 [۱۶] و استاندارد ۲۸۰۰ [۱۷] نیز تاثیر موده های بالاتر سازه ها را بر نیروی طراحی لرزه ای اجزای غیرسازه ای در نظر نمی گیرند. این بدان معنی است که اگر این اثر در تحلیل اجزای غیرسازه ای مورد توجه قرار گیرد، نیروی به دست آمده می تواند به طور قابل ملاحظه ای متفاوت باشد.

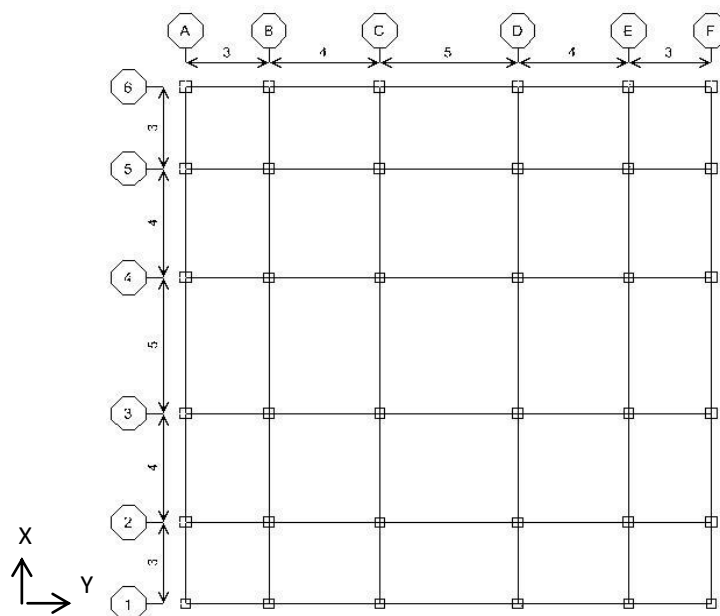
در مطالعات انجام شده برای بررسی نیروهای لرزه ای در جزء غیرسازه ای، هیچگونه گزارشی برای تعیین نیروهای اعمال شده بر روی تیغه های جداکننده در حین زلزله ها با در نظر گرفتن همزمان رفتار خارج از صفحه تیغه جداکننده، غیرخطی بودن و همچنین تاثیر موده های بالاتر سازه ها ارائه نشده است.

اهداف اصلی این تحقیق شامل تعیین نیروی طراحی لرزه ای خارج از صفحه تیغه های جداکننده مستقر در مکان های مختلف ارتفاعی با در نظر گرفتن اندرکنش بین رفتارهای درون و خارج از صفحه آنها، مقایسه مقادیر تحلیلی نیروهای طراحی لرزه ای خارج از صفحه با مقادیر حاصل از استاندارد ۲۸۰۰ [۱۷] و تعیین موقعیت بحرانی تیغه جداکننده با بیشترین اختلاف بین نیازهای لرزه ای تحلیلی و مقادیر حاصل از استاندارد می باشند.

بنابراین، یک مطالعه شامل تحلیل اجزای محدود ساختمان ها با قاب بتن مسلح و میانقاب های مصالح بنایی از آجر رسی مجوف انجام می گردد. نیروهای عمود بر تیغه های جداکننده از روش تاریخچه پاسخ لرزه ای غیرخطی تعیین و مقادیر تحلیلی نیروهای طراحی لرزه ای خارج از صفحه با مقادیر محاسبه شده از ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ [۱۷] برای اجزای غیرسازه ای مقایسه می گردند.

## ۲- مدل های مورد مطالعه

در این بخش، سازه های قاب مقاوم خمشی بتن مسلح با تعداد طبقات ۳، ۷، ۱۱ و با شکل پذیری ویژه براساس مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران [۱۸] و استاندارد ۲۸۰۰ [۱۷] طراحی می شوند. علاوه بر کنترل ضوابط مقاومت در اجزای سازه، مقادیر تغییر مکان نسبی طبقات نیز با مقدار مجاز در استاندارد ۲۸۰۰ [۱۷] مقایسه و کنترل گردیده اند. مدل ها با پلان منظم با ابعاد  $۱۹ \times ۱۹$  متر و در هر دو جهت X و Y شامل دهانه های ۳، ۴ و ۵ متری و ارتفاع هر طبقه  $۳/۲۸$  متر به همراه تیغه در موقعیت های متفاوت ارتفاعی در نظر گرفته شده اند. پلان مدل ها در شکل ۱ نشان داده شده است.



شکل ۱: پلان مدل ها (اندازه ها بر حسب متر).

برای محاسبه برش پایه زلزله بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ [۱۷] پارامترهای ضریب رفتار (R)، ضریب اهمیت (I)، نسبت شتاب مبنای طرح (A) و نوع زمین به ترتیب ۰/۳۵، ۱، ۷/۵، II در نظر گرفته شده است. برای بارگذاری ثقلی، بار مرده کفسازی طبقات  $1.90 \text{ kN/m}^2$ ، بار مرده کفسازی بام  $2.93 \text{ kN/m}^2$ ، بار زنده طبقات  $2.00 \text{ kN/m}^2$  و بار زنده بام  $1.50 \text{ kN/m}^2$  منظور می‌شود. تیپ بندی ستون‌ها، مشخصات و ابعاد المان‌های سازه‌ای مورد طراحی مدل‌ها در جداول ۱ تا ۴ ارائه شده‌اند.

جدول ۱: موقعیت تیپ‌های ستون‌ها

تیپ	تقاطع محورها
A	A-1, A-6, F-1, F-6
B	A-2, A-5, B-1, B-2, B-5, B-6, E-1, E-2, E-5, E-6, F-2, F-5
C	A-3, A-4, B-3, B-4, C-1, C-2, C-5, C-6, D-1, D-2, D-5, D-6, E-3, E-4, F-3, F-4
D	C-3, C-4, D-3, D-4

جدول ۲: مقاطع و آرماتورهای ستون‌ها و تیرهای مدل ۳ طبقه

شماره طبقه	تیپ ستون				ابعاد مقطع تیر (mm)
	D	C	B	A	
۱	$12\Phi 16-400 \times 400 \text{ mm}^2$	$12\Phi 18-400 \times 400 \text{ mm}^2$	$12\Phi 18-400 \times 400 \text{ mm}^2$	$12\Phi 20-400 \times 400 \text{ mm}^2$	$350 \times 350$
۲	$8\Phi 14-350 \times 350 \text{ mm}^2$	$8\Phi 16-350 \times 350 \text{ mm}^2$	$12\Phi 16-350 \times 350 \text{ mm}^2$	$12\Phi 16-350 \times 350 \text{ mm}^2$	$350 \times 350$
۳	$8\Phi 14-350 \times 350 \text{ mm}^2$	$8\Phi 14-350 \times 350 \text{ mm}^2$	$8\Phi 14-350 \times 350 \text{ mm}^2$	$8\Phi 16-350 \times 350 \text{ mm}^2$	$350 \times 350$

جدول ۳: مقاطع و آرماتورهای ستون‌ها و تیرهای مدل ۷ طبقه

شماره طبقه	تیپ ستون				ابعاد مقطع تیر (mm)
	D	C	B	A	
۱	$8\Phi 18-450 \times 450 \text{ mm}^2$	$12\Phi 18-450 \times 450 \text{ mm}^2$	$12\Phi 20-450 \times 450 \text{ mm}^2$	$12\Phi 20-450 \times 450 \text{ mm}^2$	$450 \times 450$
۲	$8\Phi 18-450 \times 450 \text{ mm}^2$	$8\Phi 18-450 \times 450 \text{ mm}^2$	$12\Phi 18-450 \times 450 \text{ mm}^2$	$12\Phi 18-450 \times 450 \text{ mm}^2$	$450 \times 450$
۳	$8\Phi 18-450 \times 450 \text{ mm}^2$	$8\Phi 18-450 \times 450 \text{ mm}^2$	$12\Phi 18-450 \times 450 \text{ mm}^2$	$8\Phi 18-450 \times 450 \text{ mm}^2$	$450 \times 450$
۴	$8\Phi 16-400 \times 400 \text{ mm}^2$	$8\Phi 18-400 \times 400 \text{ mm}^2$	$12\Phi 18-400 \times 400 \text{ mm}^2$	$8\Phi 18-400 \times 400 \text{ mm}^2$	$400 \times 400$
۵	$8\Phi 16-400 \times 400 \text{ mm}^2$	$8\Phi 16-400 \times 400 \text{ mm}^2$	$8\Phi 18-400 \times 400 \text{ mm}^2$	$8\Phi 16-400 \times 400 \text{ mm}^2$	$400 \times 400$
۶	$8\Phi 16-400 \times 400 \text{ mm}^2$	$8\Phi 16-400 \times 400 \text{ mm}^2$	$8\Phi 16-400 \times 400 \text{ mm}^2$	$8\Phi 16-400 \times 400 \text{ mm}^2$	$400 \times 400$
۷	$8\Phi 16-400 \times 400 \text{ mm}^2$	$8\Phi 16-400 \times 400 \text{ mm}^2$	$8\Phi 16-400 \times 400 \text{ mm}^2$	$8\Phi 16-400 \times 400 \text{ mm}^2$	$400 \times 400$

جدول ۴: مقاطع و آرماتورهای ستون‌ها و تیرهای مدل ۱۱ طبقه

شماره طبقه	تیپ ستون				ابعاد مقطع تیر (mm)
	D	C	B	A	
۱	$12\Phi 22-600 \times 600 \text{ mm}^2$	$12\Phi 20-600 \times 600 \text{ mm}^2$	$12\Phi 22-600 \times 600 \text{ mm}^2$	$12\Phi 25-600 \times 600 \text{ mm}^2$	$600 \times 600$
۲	$12\Phi 18-600 \times 600 \text{ mm}^2$	$12\Phi 18-600 \times 600 \text{ mm}^2$	$12\Phi 20-600 \times 600 \text{ mm}^2$	$12\Phi 20-600 \times 600 \text{ mm}^2$	$600 \times 600$
۳	$18\Phi 12-550 \times 550 \text{ mm}^2$	$18\Phi 12-550 \times 550 \text{ mm}^2$	$20\Phi 12-550 \times 550 \text{ mm}^2$	$20\Phi 12-550 \times 550 \text{ mm}^2$	$550 \times 550$
۴	$8\Phi 18-550 \times 550 \text{ mm}^2$	$12\Phi 18-550 \times 550 \text{ mm}^2$	$12\Phi 20-550 \times 550 \text{ mm}^2$	$12\Phi 18-550 \times 550 \text{ mm}^2$	$550 \times 550$
۵	$8\Phi 18-450 \times 450 \text{ mm}^2$	$12\Phi 18-450 \times 450 \text{ mm}^2$	$12\Phi 20-450 \times 450 \text{ mm}^2$	$12\Phi 18-450 \times 450 \text{ mm}^2$	$450 \times 450$
۶	$8\Phi 18-450 \times 450 \text{ mm}^2$	$8\Phi 18-450 \times 450 \text{ mm}^2$	$12\Phi 18-450 \times 450 \text{ mm}^2$	$8\Phi 18-450 \times 450 \text{ mm}^2$	$450 \times 450$
۷	$8\Phi 18-450 \times 450 \text{ mm}^2$	$8\Phi 18-450 \times 450 \text{ mm}^2$	$12\Phi 18-450 \times 450 \text{ mm}^2$	$8\Phi 18-450 \times 450 \text{ mm}^2$	$450 \times 450$
۸	$8\Phi 18-400 \times 400 \text{ mm}^2$	$8\Phi 18-400 \times 400 \text{ mm}^2$	$12\Phi 18-400 \times 400 \text{ mm}^2$	$8\Phi 18-400 \times 400 \text{ mm}^2$	$400 \times 400$
۹	$8\Phi 16-400 \times 400 \text{ mm}^2$	$8\Phi 16-400 \times 400 \text{ mm}^2$	$8\Phi 16-400 \times 400 \text{ mm}^2$	$8\Phi 16-400 \times 400 \text{ mm}^2$	$400 \times 400$
۱۰	$8\Phi 16-400 \times 400 \text{ mm}^2$	$8\Phi 16-400 \times 400 \text{ mm}^2$	$8\Phi 16-400 \times 400 \text{ mm}^2$	$8\Phi 16-400 \times 400 \text{ mm}^2$	$400 \times 400$
۱۱	$8\Phi 16-400 \times 400 \text{ mm}^2$	$8\Phi 16-400 \times 400 \text{ mm}^2$	$8\Phi 16-400 \times 400 \text{ mm}^2$	$8\Phi 16-400 \times 400 \text{ mm}^2$	$400 \times 400$

با توجه به ابعاد مقاطع اجزای سازه‌ای، زمان تناوب اصلی نوسان مدل‌ها به روش تحلیل دینامیکی تعیین و به همراه مقادیر حاصل از روابط تجربی در جدول ۵ ارائه شده‌اند.

جدول ۵: زمان تناوب اصلی مدل‌ها

مدل	ارتفاع کل (متر)	زمان تناوب (ثانیه)	
		تحلیل دینامیکی	رابطه تجربی
۳ طبقه	۹/۶۴	۰/۴۷۵	۰/۳۸
۷ طبقه	۲۲/۷۶	۰/۹۶	۰/۸۳
۱۱ طبقه	۳۵/۸۸	۱/۴۱	۱/۲۵

## ۱-۲- مشخصات تیغه جداکننده

تیغه‌های مفروض در این تحقیق از آجرهای رسی توخالی با ابعاد  $190 \times 180 \times 91$  میلی‌متر ساخته شده‌اند. پلاستر مورد استفاده در دو وجه تیغه‌ها شامل ملات گچ و خاک و سفیدکاری می‌باشد. ضخامت تیغه ۹۱ میلی‌متر و دانسیته جرمی آن ۱۵۲۹ کیلوگرم بر مترمکعب در نظر گرفته می‌شود. در این مطالعه، از سه نوع تیغه برحسب طول استفاده گردیده که مشخصات آنها در جدول ۶ آمده است.

جدول ۶: ابعاد و جرم تیغه جداکننده

تیغه جداکننده	طول دهانه (متر)	طول تیغه (متر)	جرم (کیلوگرم)
نوع A	۳/۰۰	۲/۴۷	۹۸۹/۳۶
نوع B	۴/۰۰	۳/۶۱	۱۴۴۷/۳۴
نوع C	۵/۰۰	۴/۵۶	۱۸۴۳/۶۲

در جدول ۶ طول تیغه شامل طول خالص دهانه بین دو ستون بوده و ارتفاع خالص هر سه نوع تیغه ۲/۸۸ متر در نظر گرفته می‌شود.

## ۲-۲- نامگذاری

پارامتر اصلی مورد مطالعه در این تحقیق  $\alpha = z/h$ ، نسبت ارتفاعی تیغه به سازه، بوده که  $z$  ارتفاع مرکز تیغه از تراز پایه سازه (با توجه به آن که تیغه به تراز سقف و کف طبقه متصل است) و  $h$  متوسط ارتفاع بام نسبت به تراز پایه می‌باشد. مقادیر  $\alpha$  مورد نظر در این مطالعه در جدول ۷ ارائه شده‌اند.

جدول ۷: مقادیر نسبت ارتفاعی تیغه جداکننده به سازه

موقعیت تیغه جداکننده	سازه		
	۳ طبقه	۷ طبقه	۱۱ طبقه
طبقه اول	۰/۱۶	۰/۰۷	۰/۰۴
طبقه دوم	۰/۵۰	۰/۲۱	۰/۱۴
طبقه سوم	۰/۸۳	۰/۳۶	۰/۲۳
طبقه چهارم	-	۰/۵۰	۰/۳۲
طبقه پنجم	-	۰/۶۴	۰/۴۱
طبقه ششم	-	۰/۷۹	۰/۵۰
طبقه هفتم	-	۰/۹۳	۰/۵۹
طبقه هشتم	-	-	۰/۶۸
طبقه نهم	-	-	۰/۷۷
طبقه دهم	-	-	۰/۸۶
طبقه یازدهم	-	-	۰/۹۵

با توجه به تعداد زیاد تحلیل‌ها، نیاز به ایجاد یک قانون نامگذاری جهت طبقه بندی محاسبات و پردازش داده‌ها می‌باشد. در این مطالعه، نمونه‌ها به صورت  $S_i W_j F_k$  اسم گذاری می‌شوند، جایی که  $i$  تعداد طبقات،  $z$  طول دهانه استقرار تیغه (متر)، و  $k$  شماره طبقه محل استقرار تیغه می‌باشد. بر اساس روال نامگذاری فوق، تعداد نمونه‌های ۳، ۷ و ۱۱ طبقه به ترتیب ۹، ۲۱ و ۳۳ است.

### ۳- تحلیل غیرخطی قابها با تیغه جداکننده

در این قسمت از تحقیق، برای تحلیل سیستم مرکب سازه و تیغه متصل به آن از روش تحلیل تاریخچه پاسخ لرزه‌ای غیرخطی با استفاده از نرم افزار OpenSees استفاده و سیستم در معرض مجموعه ای از ۷ زمین لرزه مناسب قرار داده می‌شود.

#### ۳-۱-۱-۱-۳-۱-۱-۳ مدل سازی نمونه‌ها

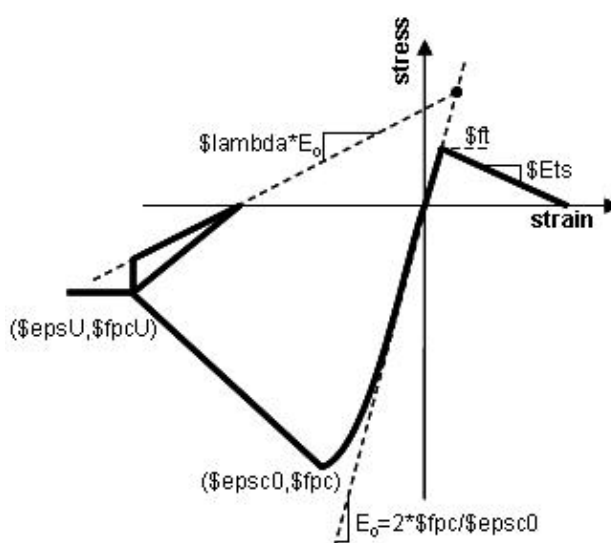
سازه‌ها به طور مناسب با توجه به وجود تیغه‌ها که دارای رفتار خارج از صفحه و غیرخطی بوده مدل سازی می‌شوند. در این تحقیق، نمونه‌های ۳، ۷ و ۱۱ طبقه با تیغه‌های واقع در طبقات متفاوت در نظر گرفته می‌شوند.

#### ۳-۱-۱-۱-۳-۱-۱-۳ سازه

نمونه‌های سه بعدی سازه با تکیه گاه گیردار در نرم افزار OpenSees با استفاده از المان‌های تیر-ستون غیرخطی الیافی برمبنای نیرو برای مدل سازی تیرها و ستون‌ها ساخته می‌شوند. مدل سازی الیافی به مصالح واقعی بسیار نزدیک بوده و قادر است در هر محلی از تیر و ستون و در هر زمانی به صورت خمیری رفتار کند. در مقطع عرضی تیر و ستون، آرماتورها به صورت جداگانه تعریف و در هر طبقه از سازه دو درجه آزادی انتقالی افقی در نظر گرفته می‌شود.

#### ۳-۱-۱-۱-۳-۱-۱-۳ مشخصات مصالح تیر و ستون

برای تعریف مشخصات بتن و فولاد، از راهنمای OpenSees استفاده می‌شود [۱۹]. از Concrete 02 و Steel 02 همانطور که در کتابخانه OpenSees ارائه شده است، به ترتیب برای بتن و فولاد استفاده می‌شود. Concrete 02 برای تعریف مصالح بتنی تک‌محوره با مقاومت کششی و نرم شوندگی کششی خطی به کار می‌رود. نمودار رفتار تنش-کرنش مصالح Concrete 02 در شکل ۲ نشان داده شده است.



شکل ۲: رفتار تنش - کرنش مصالح Concrete 02 [۱۹].

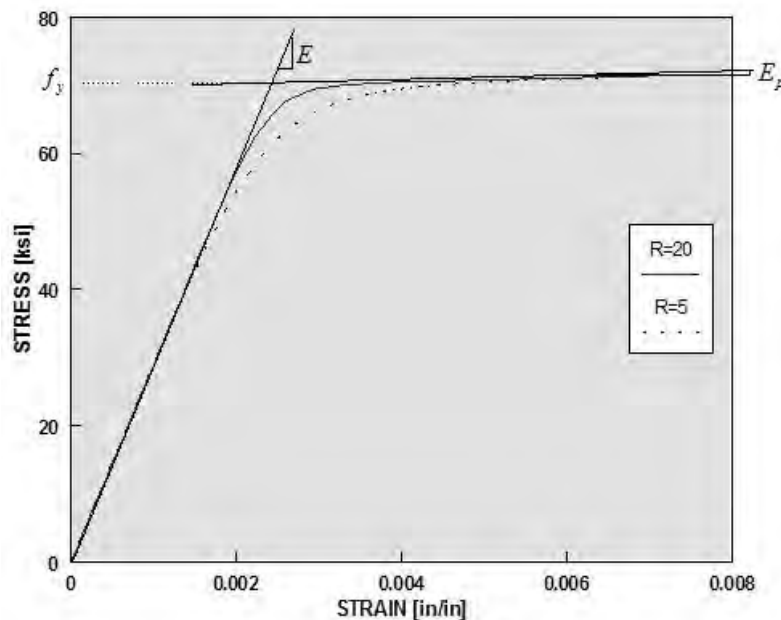
در شکل ۲،  $f_{pc}$  مقاومت فشاری،  $\epsilon_{ps_{c0}}$  کرنش نظیر مقاومت فشاری،  $f_{pcu}$  مقاومت گسیختگی،  $\epsilon_{ps_u}$  کرنش نظیر مقاومت گسیختگی،  $E_0$  شیب اولیه مدل،  $\lambda$  نسبت بین شیب باربرداری در  $\epsilon_{ps_{cu}}$  و شیب اولیه،  $f_t$  مقاومت کششی و  $E_{cs}$  قدر مطلق سختی نرم‌شوندگی کششی (شیب ناحیه خطی نرم‌شوندگی کششی) می‌باشد.

بتن پوسته و مرکز مقاطع به ترتیب به صورت بتن غیرمحصور و محصور در نظر گرفته می‌شوند. در OpenSees، پارامترهای مورد نیاز تنش-کرنش برای تعریف مدل بتن محصور بر اساس مطالعه انجام شده توسط مندر و همکاران [۲۰] محاسبه که قادر به پیش بینی اثر محصورشدگی به لحاظ آرماتورگذاری عرضی می‌باشند. مشخصات مصالح در نظر گرفته شده برای بتن در جدول ۸ ارائه شده است.

جدول ۸: مشخصات بتن محصور و غیرمحصور

مشخصات	بتن محصور	بتن غیرمحصور
مقاومت فشاری	$f'_{cc} = -32.5 \text{ MPa}$	$f'_c = -25 \text{ MPa}$
کرنش نظیر مقاومت فشاری	$\epsilon'_{cc} = -0.0026$	$\epsilon'_c = -0.002$
مقاومت گسیختگی نهایی	$f'_{csu} = -25 \text{ MPa}$	$f'_{csu} = -15 \text{ MPa}$
کرنش نظیر مقاومت گسیختگی نهایی	$\epsilon'_{csu} = -0.015$	$\epsilon'_{csu} = -0.005$
مقاومت کششی	$f_t = -0.10 f'_{cc}$	$f_t = -0.10 f'_c$
سختی نرم‌شوندگی کششی	$E_{cs} = 0.20 f_t$	$E_{cs} = 0.20 f_t$

از مصالح Steel 02 موجود در OpenSees برای تعریف مصالح فولادی استفاده شده که رفتار فولاد را به صورت تک‌محوره با سختی کرنشی ایزوتروپیک و براساس مطالعه انجام شده توسط منگوتو و پینتو [۲۱] در نظر می‌گیرد. نمودار رفتار تنش-کرنش مصالح Steel 02 در شکل ۳ نشان داده شده است.



شکل ۳: رفتار تنش - کرنش مصالح Steel 02 [۲۱].

در شکل ۳،  $F_y$  مقاومت تسلیم،  $E$  مدول مماسی ارتجاعی اولیه و  $b$  نسبت سختی کرنشی می‌باشد. مشخصات مصالح در نظر گرفته شده برای فولاد در جدول ۹ ارائه شده است.



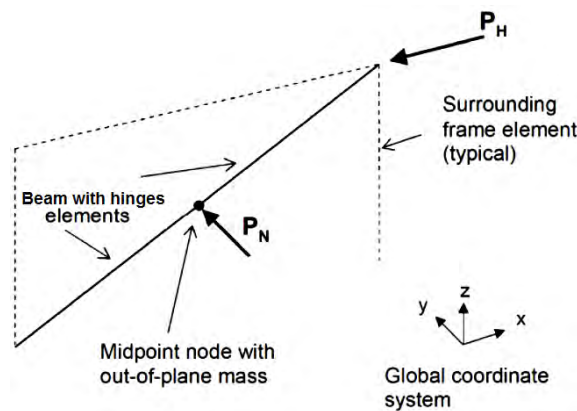
جدول ۹: مشخصات مصالح فولاد

$F_y = 400 \text{ MPa}$	مقاومت تسلیم
$E = 210 \text{ GPa}$	مدول مماسی ارتجاعی اولیه
$b = 0.03$	نسبت سخت شدگی کرنشی

### ۳-۱-۲- تیغه جداکننده

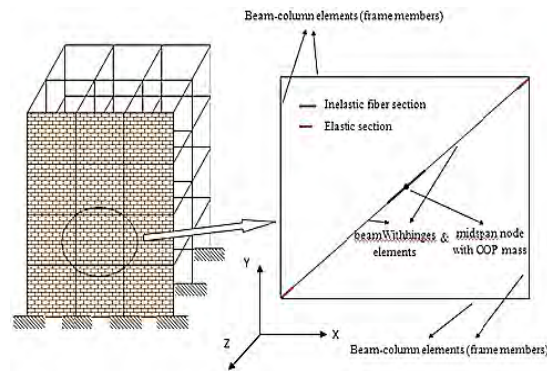
در اکثر مطالعات گذشته، تنها رفتار و عملکرد درون صفحه دیوارها جهت شبیه‌سازی آنها در نظر گرفته شده است. به عنوان مثال، نوفور روش ماتریس سختی اصلاح شده را برای مدل‌سازی ماکروی قابهای بتن مسلح توپر معرفی کرده است [۲۲]. سابو و پاچگادی ساختمان بتن مسلح موجود را با شبیه‌سازی عملکرد میانقاب‌ها شبیه به عملکرد دستک‌های فشاری قطری مهاری قاب مورد ارزیابی لرزه‌ای قرار دادند [۲۳]. کاکالتسیس نیز برای پانل‌های میانقابی بنایی شامل بازشوها یک مدل پیوسته تغییر شکل - نیرو براساس یک روش دستک فشاری معادل پیشنهاد کرد [۲۴]. محبی و جغتایی از مدل تیر برشی خطی سه‌تایی برای شبیه‌سازی رفتار دیوار بنایی محدود تحت زمین لرزه استفاده کردند [۲۵]. عشقی و صرافی از یک برنامه اجزای محدود DIANA برای مدل‌سازی اجزای محدود دیوارهای بنایی کاملاً محصور دوغابی، دیوارهای با بندهای قائم توخالی، دیوارهای دوطبقه، دیوارهای با یک نوار نعل درگاه و دیوارهای با قیدهای عمودی اضافه شده به اطراف بازشو استفاده نمودند [۲۶]. فورتادو و همکاران دیوارهای میانقابی بنایی در ساختمان‌های بتن مسلح را با استفاده از OpenSees مدل‌سازی کردند [۲۷]. هر پانل میانقاب با در نظر گرفتن چهار المان دستکی فشاری تکیه‌گاهی با رفتار درون صفحه‌ای صلب و یک المان مرکزی در مکانی که رفتار هیستریزس غیرخطی درون صفحه متمرکز می‌باشد تعریف شد. نیروهای ایجاد شده در المان مرکزی چنانچه در معرض نیازهای درون صفحه قرار گیرد دارای ماهیت کششی یا فشاری خالص می‌باشند.

عبدالله و همکاران یک روش مدل میکرو ساده شده را با استفاده از ترکیب مدل‌های تشکیل دهنده بر مبنای پلاستیسیته و روش المان محدود توسعه یافته پیشنهاد کردند [۲۸]. این روش یک راهکار کارآمد برای شبیه‌سازی رفتار غیرخطی سه بعدی مصالح بنایی تحت اثر بارهای درون صفحه‌ای یکنواخت، خارج از صفحه و چرخه‌ای می‌باشد. به دلیل اهمیت، عدم مدل‌سازی واقعی در تحلیل، و حرکت خارج از صفحه تیغه‌های جداکننده مصالح بنایی در حین زلزله لازم است که تعیین نیروی خارج از صفحه پارتیشن‌ها با دقت بیشتر بررسی شود. در این تحقیق با استفاده از نرم افزار OpenSees از یک روش مدل‌سازی ماکرو (دستک فشاری قطری) برای تیغه‌های جداکننده و با توجه به اندرکنش رفتارهای درون صفحه و خارج از صفحه بر طبق روش پیشنهادی کادیسیوسکی و مسلم [۲۹] استفاده می‌شود. رفتار خارج از صفحه تیغه با مشخصات خارج از صفحه عضو قطری معادل نشان داده می‌شود. جهت نشان دادن اینرسی خارج از صفحه، جرم‌های تیغه‌ها در گره میانی المان متناظر خود در راستای مختصات Y متمرکز شده‌اند. (شکل ۴).



شکل ۴: دستک فشاری قطری معادل [۲۹].

بین تیغه جداکننده و ستون‌های اطراف فاصله وجود نداشته و تیغه تنها به ستون‌ها و بدون هیچ گونه اتصالی تکیه نموده است. برای مهار نمودن تیغه‌ها در برابر نیروهای خارج از صفحه، در طول لبه‌های بالا و پایین خود دارای تکیه گاه ساده می‌باشند. مدل تیغه شامل دو المان هم اندازه قطری تیر با مفاصل بوده که دارای مقاومت کششی و فشاری می‌باشند. انتهای المان‌های متصل به گره میانی با مقطع الیاف مبتنی بر انعطاف پذیری غیرخطی نشان داده می‌شود که در نظر گیرنده تمرکز پلاستیسیته در طول مشخص شده مفصل P-M می‌باشد (شکل ۵).



شکل ۵: المان‌های قطری هم اندازه.

قسمت‌های مرکزی المان‌های تیر با مفاصل به صورت ارتجاعی و با سختی ارتجاعی و مساحت الیاف‌ها اختصاص داده می‌شوند به طوری که با مشخصات دینامیکی ارتجاعی درون و خارج از صفحه تیغه یکسان باشد. انتهای المان‌ها که به قاب اطراف متصل می‌شوند، به صورت مفصل ارتجاعی با مساحت ارتجاعی اما با ممان اینرسی کم جهت شبیه‌سازی آزادی لنگر مدل می‌شود.

### ۳-۱-۲-۱- مدل‌سازی رفتار درون صفحه تیغه جداکننده

برای منظور نمودن رفتار درون صفحه تیغه‌ها، سختی درون صفحه ای آنها با مشخصات یک دستک قطری در نظر گرفته می‌شود. این دستک دارای ضخامت (عمود بر صفحه تیغه)،  $t_{inf}$  که با ضخامت تیغه یکسان بوده و عرض،  $a$ ، می‌باشد و از روابط (۱) تا (۳)، موجود در آئین‌نامه FEMA-356 [۳۰]، تعیین می‌شود.

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

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

$$r_{inf} = \sqrt{h_{inf}^2 + L_{inf}^2} \quad (3)$$

که در روابط فوق:  $r_{inf}$  طول قطری صفحه تیغه،  $h_{col}$  ارتفاع ستون از مرکز تا مرکز سقف،  $\theta$  زاویه‌ای که تانژانت آن نسبت ارتفاع به طول تیغه بر حسب رادیان،  $E_{me}$  مدول ارتجاعی مورد انتظار مصالح تیغه،  $t_{inf}$  ضخامت تیغه،  $E_{fe}$  مدول ارتجاعی مورد انتظار مصالح قاب، و  $I_{col}$  ممان اینرسی موثر مقطع ترک خورده ستون بتنی،  $h_{inf}$  ارتفاع تیغه و  $L_{inf}$  طول تیغه می‌باشد. سختی محوری دستک قطری مستقر بین گوشه‌های تیغه با استفاده از رابطه (۴) محاسبه می‌شود.

$$k_{inf} = \frac{a \cdot t_{inf} E_{me}}{r_{inf}} \quad (4)$$

مقاومت محوری دستک قطری معادل با تیغه‌ها در حالت بارگذاری درون صفحه خالص،  $P_{A0}$ ، با تبدیل مقاومت برشی مورد انتظار تیغه،  $V_{in\epsilon}$ ، تعیین می‌شود. مقدار  $V_{in\epsilon}$  از رابطه (۵)، موجود در آئین‌نامه FEMA-356 [۳۰]، محاسبه می‌شود.

$$V_{in\epsilon} = v_{m\epsilon} A_n \quad (5)$$

که در رابطه فوق:  $A_n$  مساحت خالص مقطع عرضی افقی تیغه و  $v_{m\epsilon}$  مقاومت برشی مورد انتظار تیغه بوده و به ترتیب از روابط (۶) و (۷) تعیین می‌شوند.

$$A_n = t_{inf} \cdot L_{inf} \quad (6)$$

$$v_{m\epsilon} = \min \left( 0.34 MPa, \frac{0.75 \left( 0.75 v_{t\epsilon} + \frac{P_{c\epsilon}}{A_n} \right)}{1.50} \right) \quad (7)$$

که در رابطه فوق:  $v_{t\epsilon}$  متوسط مقاومت برشی بند افقی ملات دیوار بنایی و  $P_{c\epsilon}$  نیروی فشاری ثقیل مورد انتظار اعمالی به تیغه می‌باشد.

بنابراین ظرفیت محوری دستک فشاری معادل تحت فشار خالص از رابطه (۸) بدست می‌آید.

$$P_{n0} = V_{in\epsilon} / \cos \theta_{diag} \quad (8)$$

که در رابطه فوق:  $\theta_{diag}$  زاویه قطر بین نقاط برخورد محورهای سقف و ستون در قاب دارای تیغه می‌باشد.

همانطور که قبلاً بحث شد، تیغه تنها با یک دستک قطری مدل می‌گردد اما دارای ظرفیت بارگذاری مساوی در هر دو جهت افقی مثبت یا منفی درون صفحه و ظرفیت محوری یکسان در کشش و فشار می‌باشد. مساحت مورد نیاز المان معادل در محدوده بین نقاط برخورد محورهای تیر و ستون و با مدول ارتجاعی مساوی  $E_{m\epsilon}$  براساس سختی محوری مورد نیاز از رابطه (۹) تعیین می‌شود.

$$A_{elem} = \frac{k_{inf} L_{diag}}{E_{m\epsilon}} \quad (9)$$

که در رابطه فوق:  $L_{diag}$  طول قطر بین نقاط برخورد محورهای سقف و ستون بوده و از رابطه (۱۰) محاسبه می‌شود.

$$L_{diag} = \sqrt{h_{col}^2 + L_{col}^2} \quad (10)$$

که در رابطه فوق:  $L_{col}$  فاصله محور تا محور ستون‌ها می‌باشد.

### ۳-۱-۲-۲- مدل سازی رفتار برون صفحه تیغه جداکننده

اولین فرکانس طبیعی تیغه که در راستای قائم توسط تکیه‌گاه‌های ساده در بالا و پایین نگه داشته شده بر اساس رابطه (۱۱)، پیشنهادی توسط بلوینس [۳۱]، محاسبه می‌شود.

$$f_p = \frac{\pi}{2 h_{inf}^2} \sqrt{\frac{E_{m\epsilon} I_p \theta}{w_p}} \quad (11)$$

که در رابطه فوق:  $w_p$  وزن واحد طول قائم تیغه،  $g$  شتاب ثقل و  $I_p$  ممان اینرسی تیغه با مقطع ترک خورده بوده که از رابطه (۱۲) تعیین می‌شود.

$$I_p = \frac{1}{2} \left( \frac{1}{12} L_{inf} t_{inf}^3 \right) \quad (12)$$

پس از محاسبه  $f_p$ ، زمان تناوب نوسان خارج از صفحه تیغه از رابطه (۱۳) تعیین می‌شود.

$$T_p = \frac{1}{f_p} \quad (13)$$

مشخصات مورد نیاز جهت تعیین فرکانس ارتعاش تیغه‌ها و زمان تناوب نوسان خارج از صفحه آنها در جدول ۱۰ نشان داده شده‌اند.

جدول ۱۰: مشخصات و زمان تناوب تیغه‌ها

$T(s)$	$L_p (m^4)$	$w_p (kN/m)$	تیغه جداکننده
0.139	$7.755 \cdot 10^{-5}$	3.37	نوع A
0.139	$1.133 \cdot 10^{-4}$	4.93	نوع B
0.140	$1.429 \cdot 10^{-4}$	6.28	نوع C

وزن موثر تیغه به عنوان تنها یک جرم افقی خارج از صفحه در گره وسط دهانه و بر اساس وزن موثر مودی تیغه قائم و با فرض تکیه گاه‌های ساده در بالا و پایین آن می‌باشد. وزن موثر مودی برای مود اول از رابطه (۱۴) محاسبه می‌شود.

$$MEW = \left\{ \int_{x=0}^{h_{inf}} w_p \phi_1(x) dx \right\} \Gamma_1 \quad (14)$$

که در رابطه فوق:  $\phi_1(x)$  شکل مود اول و  $\Gamma_1$  فاکتور مشارکت اولین مود خارج از صفحه بوده که به ترتیب از روابط (۱۵) و (۱۶) تعیین می‌شوند.

$$\phi_1(x) = C_1 \sin\left(\frac{\pi}{h_{inf}} x\right) \quad (15)$$

$$\Gamma_1 = \frac{\int_{x=0}^{h_{inf}} w_p \phi_1(x) dx}{\int_{x=0}^{h_{inf}} w_p \phi_1^2(x) dx} \quad (16)$$

$\phi_1(x)$  نسبت به وسط دهانه تیغه متقارن می‌باشد. با در نظر گرفتن  $C_1 = 1$ ، مقدار  $\Gamma_1$  برابر با 1.2732 خواهد شد. بنابراین وزن موثر مودی مساوی با  $0.81 W_{inf}$  بدست آمده که  $W_{inf}$  وزن کل تیغه می‌باشد. سختی فنر معادل خارج از صفحه که دارای فرکانس ارتعاش یکسان با تیغه بوده از رابطه (۱۷) بدست می‌آید.

$$k_{eq-N} = (2\pi f_p)^2 \frac{MEW}{g} \quad (17)$$

ممان اینرسی خارج از صفحه المان معادل براساس اصل تساوی فرکانس‌های خارج از صفحه تیغه و المان طبق رابطه (۱۸) محاسبه و مقدار واقعی از سختی فنر معادل خارج از صفحه را موجب می‌شود.

$$I_{eq} = I_{eism} = \frac{k_{eq,N} \cdot (L_{diag}^3)}{48 \cdot E_{m\epsilon}} \quad (18)$$

برای پایداری عددی، از سختی خمشی درون صفحه به میزان کمتر از ۰.۱٪ سختی خمشی خارج از صفحه استفاده می‌شود. برای این منظور یک الیاف با سطح مقطع بسیار کم برای تامین سختی درون صفحه در نظر گرفته می‌شود. مقاومت خارج از صفحه تیغه با استفاده از روش موجود در آئین نامه FEMA-356 [۳۰] تعیین که تبدیل به مقاومت لنگر خمشی در وسط ارتفاع تیغه با فرض دهانه قائم به همراه تکیه‌گاه ساده می‌شود. براساس عملکرد قوسی، ظرفیت خارج از صفحه مورد انتظار تیغه از رابطه (۱۹) تعیین می‌شود.

$$q_{in} = \frac{0.7 f_{m\epsilon} \lambda_2}{h_{inf} / t_{inf}} \quad (19)$$

که در رابطه فوق:  $f_{m\epsilon}$  مقاومت فشاری مورد انتظار تیغه و  $\lambda_2$  پارامتر لاغری در آئین نامه FEMA-356 [۳۰] می‌باشد. لنگر بحرانی تیغه (در حد ظرفیت) با فرض تکیه‌گاه ساده در بالا و پائین از رابطه (۲۰) تعیین می‌شود.

$$M_y = \frac{q_{in} \cdot L_{inf} \cdot h_{inf}^2}{8} \quad (20)$$

لنگر تسلیم خارج از صفحه وسط دهانه المان معادل بدون نیروی محوری درون صفحه از رابطه (۲۱) تعیین می‌شود به گونه‌ای که المان در سطح حرکت تکیه‌گاهی یکسان مانند تیغه تسلیم شود.

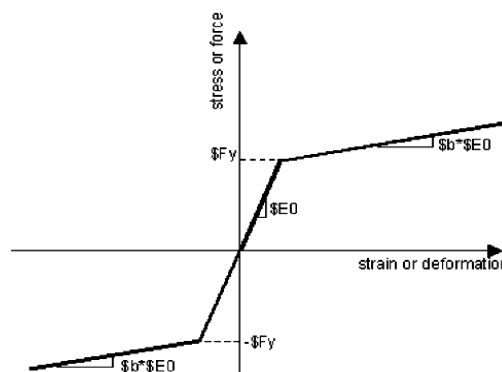
$$M_{eq,y} = M_{n0} = 1.570 \frac{L_{diag}}{h_{inf}} \cdot M_y \quad (21)$$

نیروی نقطه‌ای خارج از صفحه در وسط دهانه المان معادل که موجب تسلیم شده از رابطه (۲۲) بدست می‌آید.

$$F_{Ny0} = \frac{4M_{eq,y}}{L_{diag}} \quad (22)$$

### ۳-۱-۲-۳- مشخصات مصالح تیغه جداکننده

از مصالح تک محوری Steel01 موجود در کتابخانه OpenSees برای مدل‌سازی مقطع الیافی تیغه استفاده می‌شود. Steel01 مصالح فولادی را به صورت دوخطی با سخت‌شدگی سینماتیکی و سخت‌شدگی ایزوتروپیک اختیاری در نظر می‌گیرد (شکل ۶).



شکل ۶: رفتار تنش-کرنش مصالح تک محوری Steel01 [۱۹].

در شکل ۶،  $F_p$  مقاومت تسلیم،  $E_0$  مدول ارتجاعی اولیه و  $b$  نسبت سخت شدگی کرنشی می‌باشد. مشخصات مصالح تک محوری Steel01 مورد استفاده در این مطالعه در جدول ۱۱ ارایه شده است.

جدول ۱۱: مشخصات مصالح تک محوری Steel01

مشخصات	نماد	مقادیر
مقاومت فشاری مصالح بنایی	$f_m$	۸/۹۰ مگاپاسکال
مقاومت فشاری مورد انتظار مصالح بنایی	$f_{m,c} = 1.30f_m$	۱۱/۵۷ مگاپاسکال
مدول ارتجاعی اولیه مصالح بنایی	$E_0 = 550f_{m,c}$	۶/۳۶ گیگاپاسکال
نسبت سخت شدگی کرنشی	$b$	۰/۰۲

### ۳-۲- شتابنگاشت‌ها

برای انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی از رکوردهای مربوط به هفت شتابنگاشت مناسب دور از گسل و متعلق به زلزله‌هایی که دارای بزرگا، فاصله از گسل، متوسط سرعت موج برشی، مدت زمان حرکت شدید زمین و سازوکار گسل ارض‌کننده شرایط زلزله طرح بوده استفاده شده است. برای تعیین نوع خاک محل ثبت رکورد زلزله از سرعت موج برشی خاک ارایه شده در استاندارد ۲۸۰۰ [۱۷] استفاده شده است. شتابنگاشت‌ها به صورت زوج‌هایی از مولفه‌های افقی شتاب زمین بدون در نظر گرفتن مولفه قائم شامل سان فرناندو (۱۹۷۱)، طبس (۱۹۷۸)، لوما پریتا (۱۹۸۹)، منجیل (۱۹۹۰)، نورتریج (۱۹۹۴)، بم (۲۰۰۳) و پارکفیلد (۲۰۰۴) بوده که از پایگاه داده PEER استخراج می‌شوند. با توجه به رکوردهای یادشده محدوده بزرگای بین ۶ تا ۷/۵، فاصله از گسل بین ۲۵ تا ۱۷۵ کیلومتر، متوسط سرعت موج برشی بین ۳۷۵ تا ۷۵۰ متر بر ثانیه و مدت زمان حرکت شدید زمین بین ۱۳ تا ۲۶ ثانیه بوده و گسل‌ها نیز شامل معکوس، مورب معکوس و امتداد لغز می‌باشند. شتابنگاشت‌ها مطابق با ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ [۱۷]، نسبت به طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ [۱۷] برای خاک نوع II و خطر لرزه‌خیزی خیلی زیاد مقیاس سازی شده‌اند. ضرایب مقیاس شتابنگاشت‌ها در سازه‌های ۷ و ۱۱ طبقه به ترتیب برابر با ۰/۷۴ و ۰/۷۸ بدست می‌آید.

### ۳-۳- نیازهای لرزهای تیغه‌های جداکننده

پس از انجام تحلیل تاریخچه پاسخ لرزهای غیرخطی، برای هر نمونه و هر زمین لرزه، حداکثر نیروی طراحی لرزهای خارج از صفحه تیغه به طور جداگانه استخراج و سپس مقدار میانگین این نیروها که براساس همه زلزله‌های اعمال شده بدست آمده محاسبه می‌شود.

### ۳-۴- صحت سنجی

در این بخش توانایی روش مدل‌سازی برای شبیه‌سازی رفتار غیرخطی سازه و تیغه ارائه می‌شود. برای این منظور، یک مقایسه عددی میان نیازهای لرزهای تحلیلی تیغه‌ها با طول متفاوت و روش تقریبی پیشنهاد شده توسط ویلاورده [۳۲] انجام می‌شود. در روش تقریبی تعیین پاسخ لرزهای اجزای غیرسازه‌ای غیرخطی متصل به سازه‌های ساختمانی غیرخطی از رابطه (۲۳) استفاده می‌شود.

$$F_p = \frac{C_p}{RR_p} S_a W_p \quad (23)$$

که در رابطه فوق:  $S_a$  متوسط مختصات‌های طیفی متناظر با زمان‌های تناوب طبیعی اصلی سازه و جزء غیرسازه‌ای در طیف پاسخ شتاب طرح بر حسب شتاب ثقل،  $R$  و  $R_p$  به ترتیب ضرایب کاهش مقاومت برای رفتار غیرخطی سازه و جزء غیرسازه‌ای،  $W_p$  وزن کل جزء غیرسازه‌ای و  $C_p$  ضریب بزرگنمایی جزء بوده که از رابطه (۲۴) محاسبه می‌شود.

$$C_p = \frac{1}{\sqrt{\{(2W_p/W) + [(1 + 0.5T)^2 - 1]/(200\Phi_0^2)\}}} \leq \frac{\sqrt{200\Phi_0}}{1 + 0.5T} \quad (24)$$

که در رابطه فوق:  $W$  وزن کل ساختمان،  $T$  زمان تناوب طبیعی اصلی سازه و  $\Phi_0$  دامنه شکل مودی سازه بوده و از رابطه (25) تعیین می‌شود.

$$\Phi_0 = \frac{Wh_{av}}{\sum_{i=1}^N W_i h_i} \quad (25)$$

که در رابطه فوق:  $W_i$  و  $h_i$  به ترتیب وزن و ارتفاع از تراز زمین طبقه  $i$  ام،  $h_{av}$  متوسط ارتفاع نقاط اتصال جزء غیرسازه‌ای به سازه از تراز زمین و  $N$  تعداد طبقات ساختمان را نشان می‌دهد.

در صورت عدم تساوی زمان‌های تناوب طبیعی اصلی سازه و جزء غیرسازه‌ای به جای ضریب بزرگنمایی  $C_p$  از ضریب بزرگنمایی اصلاح شده  $C_m$  نیز طبق رابطه (26) استفاده می‌شود.

$$C_m = \frac{\Phi_0}{\left| \left( \frac{T_p}{T} \right)^2 - 1 \right|} \leq C_p \quad (26)$$

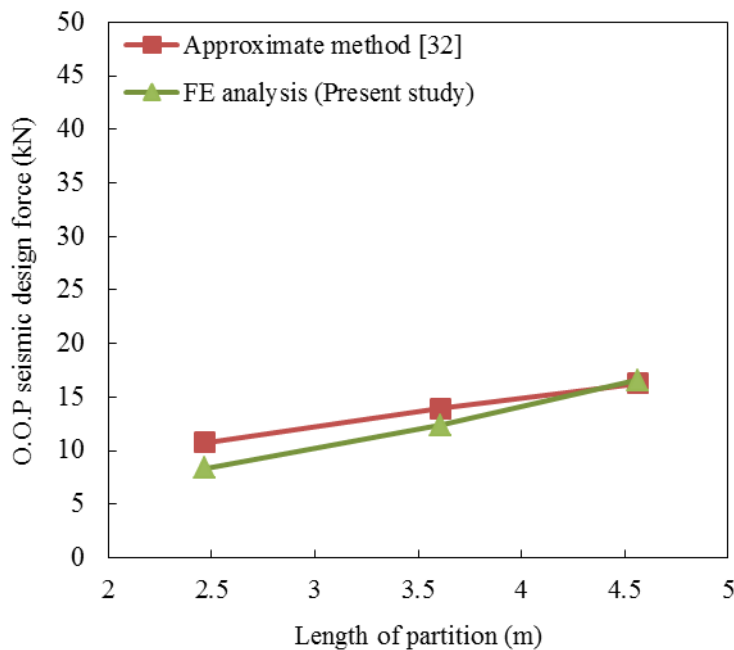
که در رابطه فوق:  $T_p$  زمان تناوب طبیعی اصلی جزء غیرسازه‌ای می‌باشد.

نمونه‌های مورد نظر برای صحت سنجی شامل سازه‌های ۳ و ۷ طبقه به همراه تیغه در دهانه‌های نزدیک به مرکز پلان سازه با طول متفاوت و مستقر در بالاترین طبقه می‌باشند. مشخصات نمونه‌ها در مطالعات کنونی و قبلی تقریباً یکسان بوده که داده‌های واقع بینانه‌تری را برای صحت سنجی موجب می‌شوند. مقادیر در نظر گرفته شده برای محاسبه نیروهای طراحی لرزه‌ای خارج از صفحه تیغه‌ها در معادله (23) شامل  $S_a = 0.875$  و  $S_a = 0.69$  برای سازه‌های به ترتیب ۳ و ۷ طبقه،  $R = 7.50$  و  $R_p = 1.50$  می‌باشند. نیروهای لرزه‌ای حاصل از روش تقریبی و مقادیر تحلیلی در جدول ۱۲ ارائه شده‌اند.

جدول ۱۲: نیروهای طراحی لرزه‌ای خارج از صفحه تیغه‌ها در سازه‌های ۳ و ۷ طبقه

سازه	نمونه	$C_p$	نیرو (کیلو نیوتن)	
			اجزای محدود	روش تقریبی
۷ طبقه	$S_7 W_2 F_7$	۱۸/۱۰	۸/۳۸	۱۰/۷۵
	$S_7 W_4 F_7$	۱۶/۰۰	۱۲/۴۰	۱۳/۹۳
	$S_7 W_2 F_7$	۱۴/۷۰	۱۶/۶۰	۱۶/۲۸
۳ طبقه	$S_3 W_2 F_3$	۱۳/۰۰	۷/۹۸	۹/۸۴
	$S_3 W_4 F_3$	۱۱/۱۰	۱۱/۶۰	۱۲/۳۰
	$S_3 W_2 F_3$	۱۰/۰۰	۱۴/۹۰	۱۴/۱۰

در نمودار شکل ۷، مقایسه بین نیروهای حاصل از تحلیل و روش تقریبی پیشنهادی ویلاورده [۳۲] در سازه ۷ طبقه نشان داده شده است. مقادیر نیروهای طراحی لرزه‌ای خارج از صفحه تیغه‌های جداکننده که از روش اجزای محدود بدست می‌آید به طور متوسط تا حدود ۱۰٪ درصد نسبت به مقادیر محاسبه شده با استفاده از روش تقریبی اختلاف دارد. در تمام انواع تیغه‌ها، سازگاری منطقی بین نیروهای بدست آمده از هر دو روش وجود داشته که به صحت مدل‌سازی اجزای محدود مورد استفاده در این تحقیق اشاره دارد.



شکل ۷: مقایسه روش‌های اجزای محدود و تقریبی مربوط به سازه ۷ طبقه در تعیین نیروهای خارج از صفحه.

### ۳-۵- ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [۱۷] برای نیازهای لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای

در استاندارد ۲۸۰۰ [۱۷] نیروی طراحی لرزه‌ای افقی  $F_p$  که در مرکز ثقل جزء غیرسازه‌ای اعمال و نسبت به توزیع جرم جزء توزیع شده، از رابطه (۲۷) تعیین می‌شود:

$$F_p = \frac{0.40a_p A(1+S)W_p I_p}{R_p} \left[ 1 + 2 \frac{Z}{H} \right] \quad (27)$$

که در رابطه فوق:  $Z$  ارتفاع مرکز جرم جزء از تراز پایه،  $H$  ارتفاع متوسط بام سازه از تراز پایه،  $A$  نسبت شتاب مبنای طرح،  $1+S$  ضریب شتاب طیفی در زمان تناوب کوتاه،  $a_p$  ضریب بزرگنمایی جزء،  $I_p$  ضریب اهمیت جزء،  $W_p$  وزن جزء در حالت بهره‌برداری و  $R_p$  ضریب رفتار جزء می‌باشد. مقدار  $F_p$  نباید کمتر از  $0.30A(1+S)I_p W_p$  و بیشتر از  $1.60A(1+S)I_p W_p$  در نظر گرفته شود.

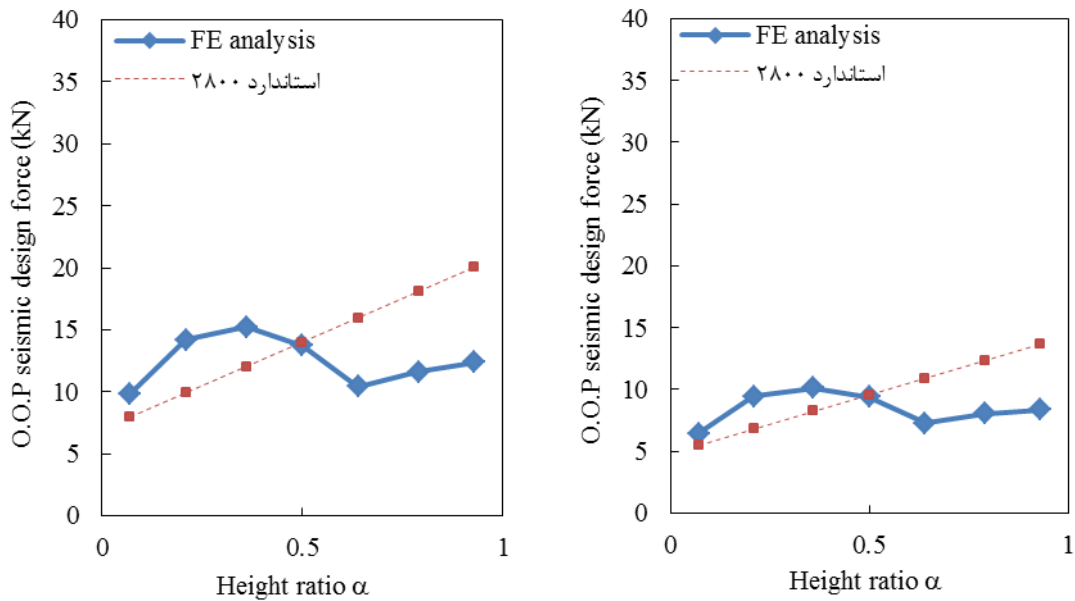
در این تحقیق مقادیری که در محاسبه نیازهای لرزه‌ای تیغه‌های جداکننده با استفاده از روش استاندارد ۲۸۰۰ [۱۷] در نظر گرفته می‌شوند شامل  $A = 0.74$  برای نمونه‌های ۷ طبقه،  $A = 0.78$  برای نمونه‌های ۱۱ طبقه،  $S = 1.50$ ،  $a_p = 1$ ،  $I_p = 1$  و  $R_p = 1.50$  می‌باشند.

### ۴- نتایج

در این بخش، نیازهای لرزه‌ای تیغه‌های جداکننده که با استفاده از رابطه استاندارد ۲۸۰۰ [۱۷] محاسبه شده با مقادیر حاصل از تحلیل مقایسه می‌شوند. در نمونه‌های مورد تحلیل، تیغه‌ها در دهانه‌های نزدیک به مرکز پلان سازه‌ها قرار داده می‌شوند زیرا ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ [۱۷] فاقد هرگونه فاکتور مربوط به تأثیر تغییر موقعیت اجزای غیرسازه‌ای در داخل پلان می‌باشند. بنابراین در این حالت یک مقایسه واقعی بین روش اجزای محدود و ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ [۱۷] در تعیین نیروهای طراحی لرزه‌ای خارج از صفحه تیغه‌ها انجام

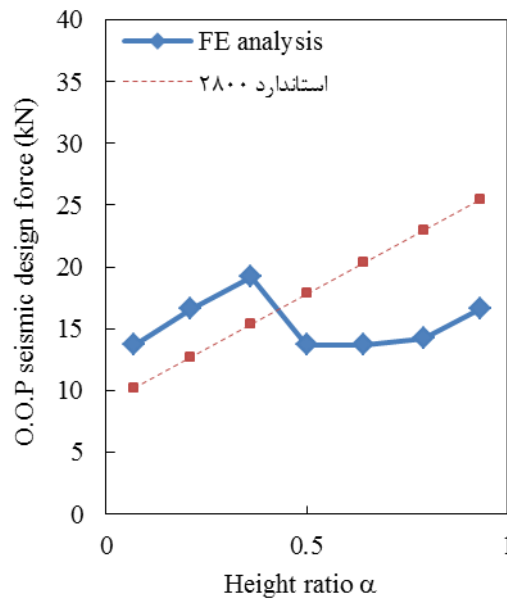


می‌شود. تغییرات نیروهای خارج از صفحه تیغه‌ها، حاصل از روش اجزای محدود و روابط استاندارد، در برابر نسبت‌های ارتفاعی تیغه به سازه در مدل‌های ۷ و ۱۱ طبقه برای سه نوع تیغه به ترتیب در شکل‌های ۸ و ۹ نشان داده شده‌اند.



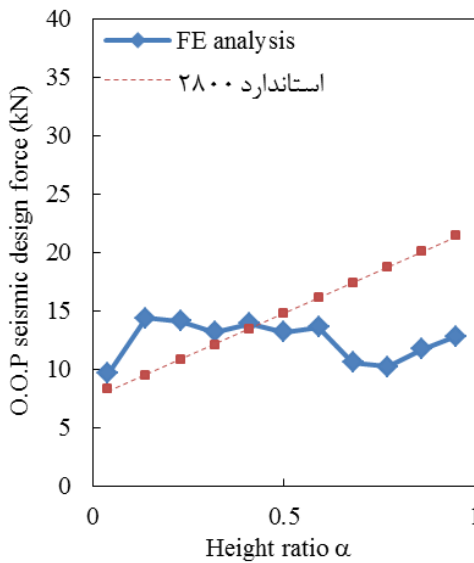
ب) نمونه‌های  $S_7W_4$

الف) نمونه‌های  $S_7W_3$

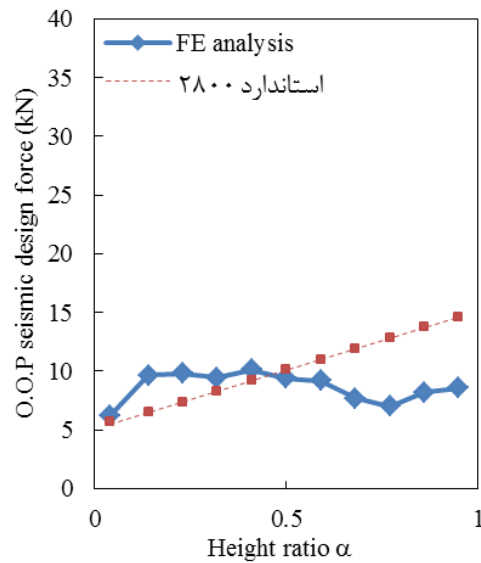


ج) نمونه‌های  $S_7W_5$

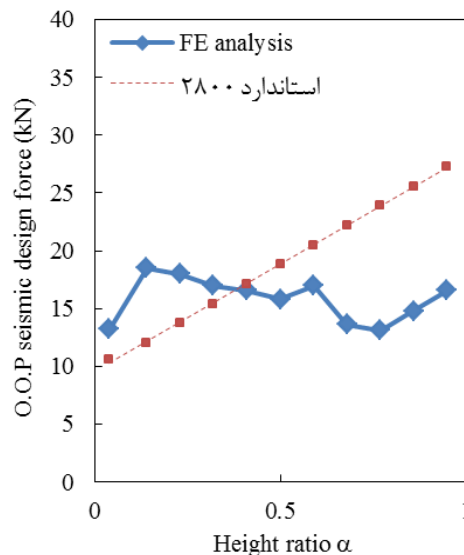
شکل ۸: مقایسه بین نیازهای خارج از صفحه حاصل از روش اجزای محدود و استاندارد ۲۸۰۰ [۱۷] برای تیغه‌های جداکننده در نمونه‌های ۷ طبقه.



ب) نمونه‌های  $S_{11}W_4$



الف) نمونه‌های  $S_{11}W_3$



ج) نمونه‌های  $S_{11}W_5$

شکل ۹: مقایسه بین نیازهای خارج از صفحه حاصل از روش اجزای محدود و استاندارد ۲۸۰۰ [۱۷] برای تیغه‌های جداکننده در نمونه‌های ۱۱ طبقه.

در حالت کلی تغییر موقعیت تیغه در طبقات سازه موجب تغییر نیاز لرزه‌ای آن می‌شود. با توجه به نمودار شکل ۸ مشخص می‌گردد که در سازه ۷ طبقه کمترین نیروهای لرزه‌ای خارج از صفحه حاصل از تحلیل‌های اجزای محدود در حالت کلی بر تیغه‌های واقع در نیمه فوقانی سازه و بیشترین نیروهای لرزه‌ای خارج از صفحه بر تیغه‌های واقع در نیمه پائین سازه وارد می‌شود. در نمودار شکل ۸ تغییرات مقادیر تحلیلی حداکثر و حداقل نیازهای لرزه‌ای خارج از صفحه نسبت به مقادیر محاسبه شده بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ [۱۷] با نسبت ارتفاعی مشابه تیغه به سازه به ترتیب در حدود ۲۵ و ۱۸ درصد است. با توجه به نمودار شکل ۹ مشخص می‌گردد که در سازه ۱۱ طبقه نیز کمترین نیروهای لرزه‌ای خارج از صفحه حاصل از تحلیل‌های اجزای محدود در حالت کلی بر تیغه‌های واقع در نیمه فوقانی سازه و بیشترین نیروهای لرزه‌ای خارج از صفحه بر تیغه‌های واقع در نیمه پائین سازه وارد می‌شود. در نمودار شکل ۹ تغییرات مقادیر تحلیلی حداکثر و

حداقل نیازهای لرزه‌ای خارج از صفحه نسبت به مقادیر محاسبه شده بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ [۱۷] با نسبت ارتفاعی مشابه تیغه به سازه به ترتیب در حدود ۵۴ و ۹ درصد است. تیغه‌های واقع در نیمه پایین سازه‌های مورد بررسی در این مطالعه دارای حداکثر نسبت نیازهای تحلیلی به مقادیر محاسبه شده بر اساس ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ [۱۷] به اندازه ۱/۵۴ می‌باشند. از دلایل افزایش نیروهای تحلیلی لرزه‌ای خارج از صفحه نسبت به مقادیر حاصل از استاندارد ۲۸۰۰ [۱۷] برای تیغه‌های نیمه پائین کلیه سازه‌ها میتوان به تاثیر موده‌های بالاتر سازه-ها در تحلیل اشاره کرد. در استاندارد ۲۸۰۰ [۱۷]، روش تحلیل استاتیکی معادل جهت تعیین نیازهای لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای تنها تابع نسبت ارتفاعی جزء بوده که باعث توزیع خطی نیروی لرزه‌ای وارد بر اجزای غیرسازه‌ای در ارتفاع سازه می‌شود. در موده‌های بالاتر سازه، تغییر مکان خارج از صفحه نقطه میانی دستک قطری معادل تیغه در طبقات نیمه پائین بیشتر بوده که با توجه به سختی خارج از صفحه دستک معادل موجب افزایش نیروی خارج از صفحه تیغه می‌شود. در سازه‌های مورد مطالعه زمان تناوب موده‌های بالاتر به پیوند ارتعاش خارج از صفحه تیغه نزدیک بوده و بنابراین پدیده تشدید نیز می‌تواند بر نیازهای لرزه‌ای تیغه‌ها موثر باشد. تیغه‌های واقع در نیمه فوقانی سازه‌ها دارای حداقل نسبت نیروهای تحلیلی لرزه‌ای به مقادیر به دست آمده از استاندارد ۲۸۰۰ [۱۷] به اندازه ۰/۵۴ بوده زیرا استهلاک انرژی نیز بواسطه عملکرد غیرارتجاعی سازه تمایل به کاهش نیازها به خصوص در طبقات فوقانی داشته اما در روش تحلیل استاتیکی معادل استاندارد ۲۸۰۰ [۱۷] برای تعیین نیازهای لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای، به رفتار غیرارتجاعی سازه و تاثیر آن بر روی اجزای غیرسازه‌ای اشاره نشده است. در نمودارهای شکل‌های ۸ و ۹ مشهود است که با ازدیاد ابعاد تیغه‌های جداکننده، نیاز لرزه‌ای آنها به دلیل جرم بیشتر افزایش می‌یابد.

## ۵- خلاصه و نتیجه‌گیری

ساختمان‌های ۷ و ۱۱ طبقه طراحی شده به همراه تیغه جداکننده با استفاده از روش تاریخچه پاسخ لرزه‌ای غیرخطی مورد تحلیل قرار گرفتند. نتایج تحلیل‌های اجزای محدود نشان می‌دهند که تغییرات نیازهای لرزه‌ای تیغه‌ها در نسبت‌های ارتفاعی مختلف می‌تواند اتفاق بیفتد. بر اساس مقایسه نیازهای لرزه‌ای حاصل از تحلیل اجزای محدود با مقادیر محاسبه شده بر اساس ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ [۱۷] برای اجزای غیرسازه‌ای چندین نتیجه استخراج که نتایج مهم آن به شرح زیر می‌باشد.

- نیروهای طراحی لرزه‌ای خارج از صفحه تیغه‌ها ناشی از روش اجزای محدود، به طور قابل توجهی تحت تاثیر تغییرات نسبت ارتفاعی تیغه به سازه می‌باشد. این مطالعه نشان می‌دهد که نیروهای طراحی لرزه‌ای به دست آمده از تحلیل برای تیغه‌های واقع در نیمه پایین سازه‌ها، به جزء طبقه اول، نسبت به سایر طبقات بیشتر بوده و بنابراین این اجزا آسیب پذیرتر هستند. این حالت به دلیل اثر موده‌های بالاتر سازه‌ها بر نیاز لرزه‌ای تیغه می‌باشد.
- نیازهای تحلیلی تیغه‌های واقع در نیمه پایین اکثر نمونه‌های مورد بررسی در این مطالعه بیشتر از مقادیر حاصل از ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ [۱۷] بوده و بنابراین استاندارد ۲۸۰۰ [۱۷] نیروی لرزه‌ای خارج از صفحه آنها را با مقدار کمتری در نظر می‌گیرد.
- نیازهای لرزه‌ای تحلیلی خارج از صفحه تیغه‌های واقع در نیمه فوقانی نمونه‌ها کمتر از مقادیر به دست آمده از استاندارد ۲۸۰۰ [۱۷] می‌باشد. این بدان معنی است که استاندارد ۲۸۰۰ [۱۷] ضوابط محافظه کارانه‌تری را برای نیازهای لرزه‌ای این تیغه‌ها دارا بوده و بنابراین می‌توانند بر اساس نیروهای کوچکتری طراحی شوند.
- با توجه به مقایسه نیازهای حاصل از تحلیل و روابط استاندارد می‌توان نتیجه‌گیری نمود که در اکثر نمونه‌ها، نیازهای لرزه‌ای تحلیلی و حاصل از ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ [۱۷] برای تیغه‌های واقع در طبقه میانی ساختمان‌ها مشابه می‌باشند.

## مراجع

- [1] Lepage, A., Shoemaker, J.M., Memari, A.M. (2012). Accelerations of nonstructural components during nonlinear seismic response of multistory structures. *J Architectural Eng.*, 18(4), 285-97.
- [2] Aldeka, A.B.B., Chan, A.H.C., Dirar, S. (2013). Effects of torsion on the behavior of nonstructural components mounted on irregular reinforced concrete multi-story buildings. In: Fourth ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Struct. Dyna. and Earthq. Eng. Kos Island, Greece.

- [3] Aldeka, A.B., Chan, A.H.C., Dirar, S. (2014). Response of nonstructural components mounted on irregular RC buildings: comparison between FE and EC8 predictions. *Int. J Earthquakes and Structures*, 6(4), 351-73.
- [4] Aldeka, A.B., Dirar, S., Chan, A.H.C., Martinez-Vazquez, P. (2015). Seismic response of nonstructural components attached to reinforced concrete structures with different eccentricity ratios. *Int. J Earthquakes and Structures*, 8(5), 1069-89.
- [5] Govalkar, V., Salunke, P.J., Gore, N.G. (2014). Analysis of bare frame and infilled frame with different position of shear wall. *Int. J Recent Technol. and Eng*, 3(3), 67-72.
- [6] Shaharban, P.S., Manju, P.M. (2014). Behavior of reinforced concrete frame with infill walls under seismic loads using etabs. *Int. J Civ. Eng. and Technol*, 5(12), 181-87.
- [7] Niruba, S., Boobalakrishnan, K.V., Gopalakrishnan, K.M. (2014). Analysis of masonry infill in a multi-storied building. *Int. Ref. J Eng. and Science*, 3(3), 26-31.
- [8] Agrawal, N., Kulkarni, P.B., Raut, P. (2013). Analysis of masonry infilled RC frame with and without opening including soft story by using equivalent diagonal strut method. *Int. J Scientific and Research Publications*, 3(9), 1-8.
- [9] Tekeli, H., Aydin, A. (2017). An experimental study on the seismic behavior of infilled RC frames with opening. *Int. J Science and Technol (Scientia Iranica)*, 24(5), 2271-82.
- [10] Razzaghi, M.S., Javidnia, M. (2015). Evaluation of the effect of infill walls on seismic performance of RC dual frames. *Int. J Adv. Struct. Eng.*, 7(1), 49-54.
- [11] Karimi, A.H., Karimi, M.S., Kheyroddin, A., Amirshahkarami, A. (2017). Nonlinear modeling of unreinforced masonry wall under in-plane load and investigation of the effect of various parameters. *Journal of Structural and Construction Engineering (JSCE)*, 3(4), 21-34.
- [12] Karimi, A.H., Karimi, M.S., Kheyroddin, A., Amirshahkarami, A. (2017). Experimental assessment and numerical modeling of the nonlinear behavior of the masonry shear walls under in-plane cyclic loading considering the brickwork-setting effect. *Journal of Structural and Construction Engineering (JSCE)*, 4(2), 19-32.
- [13] Rezayfar, O., Saidie, S.M., Gholhaki, M. (2017). An experimental and analytical study on perpendicular to plane flexural behavior of new prefabricated wall made by extruded polystyrene. *Journal of Structural and Construction Engineering (JSCE)*, 4(1), 78-87.
- [14] Preti, M., Migliorati, L., Giuriani, E. (2015). Experimental testing of engineered masonry infill walls for post-earthquake structural damage control. *Bull Earthq. Eng.*, 13(7), 2029-49.
- [15] Petronea, C., Magliulo, G., Manfredi, G. (2014). Shake table tests for the seismic assessment of hollow brick internal partitions. *J Eng. Structures*, 72, 203-14.
- [16] ASCE/SEI 7-16. American Society of Civil Engineers. (2017). Minimum design loads for buildings and other structures, 2017 Edition, Reston, VA, USA.
- [17] Road, Housing and Urban Development Research Center. (2015). Iranian code of practice for seismic resistance design of buildings: Standard No. 2800, 4<sup>th</sup> edition, Tehran, Iran. (In Persian)
- [18] INBC. Iranian National Building Code. (2015). Part 9, Design and Construction of Concrete Structures. Ministry of Housing and Urban Development, Tehran, Iran. (In Persian)
- [19] Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H., Fenves, G.L., et al. (2006). OpenSees command language manual. Open System for Earthquake Engineering Simulation.
- [20] Mander, J., Priestley, M., Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *J Struct. Eng. (ASCE)*, 114(8), 1804-26.
- [21] Menegotto, M., Pinto, P.E. (1973). Method of analysis for cyclically loaded RC plane frame including changes in geometry. IABSE. Preliminary Report No.13, 15-22.

- [22] Nwofor, T.C. (2012). Modified stiffness matrix method for macro modeling of infilled reinforced concrete frames. *Int. J Civ. and Environmental Eng.*, 2(2), 53-73.
- [23] Sabu, D.J., Pajgade, P.S. (2012). Seismic evaluation of existing reinforced concrete building. *Int. J Scientific and Eng. Research*, 3(6), 1-8.
- [24] Kakaletsis, D. (2009). Analytical modeling of masonry infills with openings. *Int. J Struct. Eng. and Mechanics*, 31(4).
- [25] Mohebbi, M., Joghataei, A. (2016). Optimal TMDs for improving the seismic performance of historical buildings. *Int. J Science and Technology (Scientia Iranica)*, 23(1), 79-90.
- [26] Eshghi, S., Sarrafi, B. (2014). Effect of openings on lateral stiffness and strength of confined masonry walls. *Int. J Science and Technology (Scientia Iranica)*, 21(3), 457-68.
- [27] Furtado, A., Rodrigues, H., Arede, A. (2015). Modelling of masonry infill walls participation in the seismic behavior of RC buildings using OpenSees. *Int. J Adv. Struct. Eng.*, 7(2), 117-27.
- [28] Abdulla, K.F., Cunningham, L.S., Gillie, M. (2017). Simulating masonry wall behavior using a simplified micro-model approach. *J Eng. Structures*, 151, 349-65.
- [29] Kadysiewski, S., Mosalam, K.M. (2009). Modeling of unreinforced masonry infill walls considering in plane and out of plane interaction. *Pac. Earthq. Eng. Research Center. Report No. 2008/102. College of Engineering, University of California, Berkeley, California, US.*
- [30] FEMA. Building Seismic Safety Council (Report No. FEMA 356). (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, 2000 Edition, Washington D.C., USA.
- [31] Blevins, R.D. (1979). *Formulas for natural frequency and mode shape.* Van Nostrand Reinhold Company, Inc.
- [32] Villaverde, R. (2005). Approximate procedure for the seismic nonlinear analysis of nonstructural components in buildings. *J JSEE*, 7(1), 9-24.