

# Investigation of the Rocking Motion of RC Buildings Dual Shear Wall-Frame Structures

Abbas Borhani

M.Sc. Candidate, Department of Civil Engineering, Islamshahr branch, Islamic Azad University, Islamshahr, Iran.

**Behrouz Mohebioghaddam\***

Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Islamshahr branch, Islamic Azad University, Islamshahr Iran.

Mohebi@iaau.ac.ir

Somayeh Karimain

Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Islamshahr Branch, Islamic Azad University, Islamshahr, Iran

## **ABSTRACT**

The foundation is usually assumed to be rigid, in the design of buildings and the impact of soil type on the flexibility of the foundation is not directly applied in simulations. However, considering the interaction between soil and structure can affect the structure's response. On the other hand, shear walls are widely used in concrete buildings today. When these walls are affected by severe earthquakes, elevation and oscillating movements can be seen at the base of these systems. As a result, the foundations of these systems are lifted from the ground under certain conditions. In this study, the support conditions of columns and shear walls in concrete RC buildings with dual shear wall-frame were investigated. For this purpose, at first, an 8-storey concrete building with a dual RC shear wall-frame system was analyzed and designed in accordance with the national building regulations of Iran using SAP2000 software. In the next step, the outer frame of the structure was simulated using finite element method and ABAQUS software under two different boundary conditions. In the first case, the effect of the foundation was evaluated as rigid and in the second case, the effect of the foundation was evaluated with the possibility of lifting (creating a rocking motion). In order to consider the possibility of lifting the foundation and local-nonlinearity of the soil (creating a rocking motion) springs depending on the type of soil were defined with Bowles stiffness values. The variables include the type of boundary conditions, the strength of the concrete (C21, C40, and C60) and the type of soil (Clay, loose sand and dense sand). The results showed that considering the possibility of lifting the structure by a rocking motion depends on the characteristics of the soil under the foundation, so that the type of soil can play a role in stress, lateral displacement and base shear of the structure. Also, in frames where the boundary conditions of the column and shear walls were considered to be flexible, the change in soil type caused the maximum stress changes of the frame to reach about 60%.

**Keywords:** Rocking motion, Seismic Behavior, Soil-Structure Interaction, Finite Element Method, RC Shear Wall.

# بررسی حرکت گهواره‌های در ساختمان‌های بتنی دارای سیستم دوگانه قاب خمشی با دیوار برشی

دریافت مقاله: ۱۶-۱۰-۱۳۹۸

پذیرش مقاله: ۱۰-۰۲-۱۳۹۹

عباس برهانی

دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی عمران، سازه، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد اسلامشهر، اسلامشهر، ایران

بهروز محبی مقدم\*

استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد اسلامشهر، اسلامشهر، ایران

Mohebi@iaau.ac.ir

سمیه کریمیان

استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد اسلامشهر، اسلامشهر، ایران

## چکیده

معمولاً در طراحی ساختمان‌ها، فونداسیون به صورت صلب فرض می‌شود و نوع خاک و تأثیری که می‌تواند بر انعطاف پذیری شالوده داشته باشد، به صورت مستقیم در مدلسازی‌ها اعمال نمی‌شود. این در حالیست که در نظر گرفتن اندرکنش بین خاک و سازه می‌تواند پاسخ سازه را تحت تأثیر قرار دهد. از سویی امروزه دیوارهای برشی به صورت گسترده‌ای در ساختمان‌های بتنی بکار برده می‌شوند. هنگامی که این دیوارها تحت تأثیر زلزله‌های شدید قرار می‌گیرند، بلند شدگی و حرکات نوسانی را می‌توان در پایه این سیستم‌ها مشاهده کرد. در نتیجه، شالوده این سیستم‌ها تحت شرایط خاصی از روی زمین بلند می‌شود. در این مطالعه به بررسی شرایط تکیه‌گاهی پای ستون‌ها و دیوارهای برشی در ساختمان‌های بتنی دارای سیستم دوگانه قاب خمشی با دیوار برشی پرداخته شده است. برای این منظور در ابتدا یک ساختمان بتنی ۸ طبقه با سیستم باربر جانبی دوگانه قاب خمشی با دیوار برشی مطابق با مقررات ملی ساختمان ایران و با استفاده از نرم افزار SAP2000 تحلیل و طراحی شد. در مرحله بعد، قاب بیرونی سازه با استفاده از روش اجزاء محدود و نرم افزار ABAQUS تحت دو شرایط مرزی مختلف شبیه‌سازی شد. در حالت اول اثر شالوده به صورت صلب و در حالت دوم اثر شالوده با امکان بلند شدگی (ایجاد حرکت گهواره‌ای) ارزیابی شد. برای در نظر گرفتن امکان بلند شدن فونداسیون و غیرخطی شدن موضعی خاک (حرکت گهواره‌ای)، در زیر دیوارهای برشی و ستون‌های سازه، فنرهایی متناسب با نوع خاک و به کمک مقادیر سختی ارائه شده توسط بولز تعریف شدند. متغیرها به ترتیب شامل نوع شرایط مرزی، مقاومت بتن (بتن با رده‌های C21، C40 و C60) و نوع خاک زیر شالوده (خاک رسی، ماسه‌ای سست و ماسه‌ای متراکم) بودند. نتایج حاصل نشان داد که در نظرگیری امکان بلند شدن سازه با حرکت گهواره‌ای، بستگی به مشخصات خاک زیر شالوده دارد؛ به طوری که نوع خاک می‌تواند نقش تأثیرگذاری بر تنش، تغییر مکان جانبی سازه و برش پایه سازه داشته باشد. همچنین در قاب‌هایی که شرایط مرزی پای ستون‌ها به صورت انعطاف پذیر در نظر گرفته شد، تغییر در نوع خاک سبب گردید بیشینه تغییرات تنش ایجاد شده در قاب حدوداً به میزان ۶۰ درصد برسد.

کلمات کلیدی: حرکت گهواره‌ای، رفتار لرزه‌ای، اندرکنش خاک-سازه، روش اجزاء محدود، دیوار برشی بتن

مسلح

یکی از مهم‌ترین خصوصیات پدیده اندرکنش خاک و سازه، تاثیرات مود گهواره‌ای بر روی رفتار دینامیکی سازه‌های واقع بر شالوده‌های سطحی متکی بر خاک‌های انعطاف پذیر می‌باشد. تحقیقات اولیه بر روی شناخت حرکتی مود گهواره‌ای به اوایل دهه ۱۹۶۰ میلادی باز می‌گردد که با مطالعه یک بلوک صلب و بررسی جدا شدن آن از بستر زیر خود در هنگام بارگذاری افقی همراه بود. مطالعات انجام شده نشان می‌دهد، در ساختمان‌هایی که انتظار می‌رفت دچار آسیب دیدگی شدیدی در برابر زلزله شوند، در مقایسه با سازه‌های متعادل تر، تنها دچار خرابی‌های جزئی شده‌اند. یکی از عمده دلایل برای توجیه عملکرد آنها، حرکات رفت و برگشتی همراه با جدا شدن از زمین در هنگام وقوع زلزله بود که به آن حرکت گهواره‌ای می‌گویند. آنالیز سازه با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه منجر به غیرخطی شدن آنالیز نمی‌شود ولی در نظر گرفتن جدا شدن شالوده از سازه مسئله را غیرخطی می‌نماید [۱-۳]. مطالعات مختلفی در زمینه اندرکنش خاک - سازه انجام شده است. هاگبلاد<sup>۱</sup> و نوردگرن<sup>۲</sup> (۱۹۸۷) در مطالعه‌ای به بررسی اندرکنش غیرخطی خاک و یک ساختمان بتنی دو طبقه پرداخت. برای این منظور رفتار سازه به صورت الاستیک خطی در نظر گرفته شد. حل مسئله با استفاده از روش اجزاء محدود انجام شد و از المان‌های جاذب نامحدود برای برقراری شرط میرایی تشعشی در محیط خاکی استفاده شد. نتایج نشان داد که مدل‌های پیشنهاد شده از دقت مناسبی برخوردار می‌باشد [۴]. نورزایی و همکاران<sup>۳</sup> (۱۹۹۳) به بررسی اندرکنش استاتیکی خاک و یک سازه بتنی پنج طبقه با فرض رفتار خطی پرداختند. رفتار محیط خاکی با استفاده از یک مدل هایپر الاستیک که در آن مدول برشی متناسب با مقدار تنش موجود تغییر می‌کند، بررسی شد. حل مساله با استفاده از روش اجزاء محدود انجام شد و تنها اثر اندرکنش خاک و سازه و ابعاد فونداسیون در توزیع نیروهای داخلی سازه و تحت بارگذاری ثقلی بررسی شد. نتایج نشان داد که افزایش سختی فونداسیون کاهش نیروهای داخلی رو سازه را در بر خواهد داشت [۵]. نخعی و قناد (۲۰۰۸) تأثیر انعطاف پذیری فونداسیون را برای یک سیستم یک درجه آزادی با رفتار غیرخطی بررسی نمود. محیط نیمه بینهایت الاستیک و همگن خاک بستر، توسط فنرهایی نظیر درجات آزادی فونداسیون در نظر گرفته شد. نتایج نشان داد برای دامنه‌ی پایین زمان تناوب، اثر اندرکنش خاک و سازه می‌تواند در جهت افزایش شاخص خرابی سازه عمل کند [۶]. وتر و همکاران<sup>۴</sup> (۲۰۱۶) در پژوهشی به بررسی کارایی سیستم‌های سازه‌ای دارای حرکت گهواره‌ای در مقایسه با سازه‌های متعارف در محدوده ساختمان‌های کوتاه و میان مرتبه پرداختند. به منظور ارزیابی رفتار لرزه‌ای حالت‌های مورد بررسی، آنالیزهای تاریخیچه زمانی متعدد با اعمال مجموعه رکوردهای حوزه دور در پایه و در نظر گرفتن پارامترهای کلیدی مانند دررفت‌های کل و خمشی و تغییر مکان‌های پسماند انجام گردید. نتایج حاصله بیانگر کاهش دررفت‌های کل و خمشی طبقات سازه نوین (تا میزان ۵۰٪ و ۹۰٪) بوده است [۷]. پلکیس و همکاران<sup>۵</sup> (۲۰۱۸) به بررسی آزمایشگاهی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌هایی که شالوده آنها دارای حرکت گهواره‌ای می‌باشد، پرداختند. برای این منظور ساختمان‌ها تحت زلزله‌های متوالی قرار گرفتند. به طور کلی، نشان داده شد که تراکم نسبی ماسه نقش تاثیرگذاری بر حرکت گهواره‌ای شالوده دارد؛ به طوری که تغییر از حالت متراکم به حالت سست می‌تواند پاسخ فرکانس - زمان را تحت تاثیر قرار دهد و منجر به دستیابی به پاسخ دقیق تری شود [۸]. البته بلند شدگی شالوده‌های ساختمان‌های چند طبقه به ندرت قابل مشاهده است به دلیل اینکه مقدار بلندشدگی کوچک بوده و سطح مشترک تماس شالوده و خاک اغلب غیر قابل مشاهده است. در ابتدا دیدگاه مهندسان آن بود که برای جلوگیری از ناپایداری سازه در چنین مواردی باید شالوده به نحو مناسبی به زمین دوخته شده و از بلند شدن آن جلوگیری شود. این دیدگاه

1 Haggblad

2 Nordgren

3 Noorzaei et al.

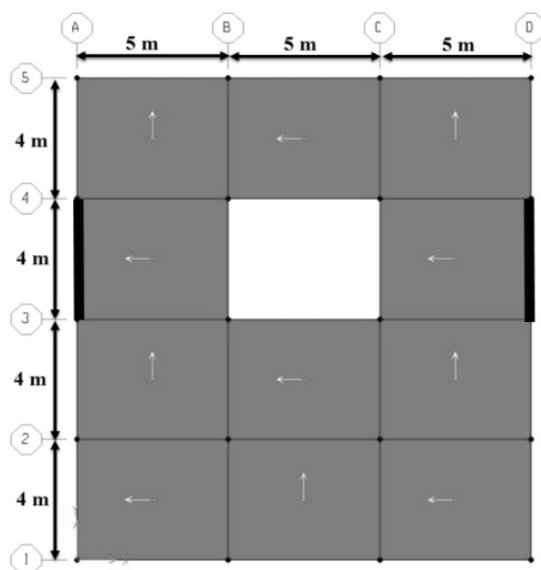
4 Vetr

5 Pelekis et al.

همچنان در آئین‌نامه کانادا قابل مشاهده می‌باشد [۹ و ۱۰]. با توجه به موارد فوق در طراحی‌های متداول اثر اندرکنش سازه و خاک صرف نظر شده و تکیه گاه‌ها به صورت صلب فرض می‌شوند، این در حالی است که در هنگام وقوع زلزله، فرض صلب بودن کف ستون فرض چندان درستی نمی‌باشد و به نظر می‌رسد که انعطاف پذیری بستر سازه با توجه به نوع خاک می‌بایست در طراحی در نظر گرفته شود. از این رو بررسی اثر اندرکنش و انعطاف پذیری بستر سازه بر روی پاسخ ساختمان‌های بتنی دارای سیستم باربری دیوار برشی و قاب خمشی به عنوان مهم‌ترین هدف تحقیق حاضر می‌باشد. انعطاف پذیری خاک و وقوع حرکت گهواره ای می‌توانند عملکرد سازه را حین وقوع زلزله‌های شدید بنحو محسوسی تحت تاثیر قرار دهند.

## ۲- روند مطالعه

امروزه دیوارهای برشی به صورت گسترده‌ای در ساختمانهای بتنی بکار برده می‌شوند و بررسی رفتار آنها از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است [۱۱-۱۲]. در مطالعه حاضر، در ابتدا یک ساختمان بتنی هشت طبقه با سیستم باربر جانبی دوگانه قاب خمشی با دیوار برشی مطابق با مقررات ملی ساختمان ایران [۱۳-۱۵] و با استفاده از نرم افزار SAP2000 [۱۶] تحلیل و طراحی شد. در مرحله بعد، قاب بیرونی سازه با استفاده از روش اجزاء محدود و نرم افزار ABAQUS [۱۷] تحت دو شرایط مرزی مختلف شبیه‌سازی شد. در حالت اول اثر شالوده به صورت صلب و در حالت دوم اثر شالوده با امکان بلند شدگی (ایجاد حرکت گهواره‌ای) ارزیابی شد. برای در نظر گرفتن امکان بلند شدن فونداسیون و غیرخطی شدن موضعی خاک (حرکت گهواره‌ای)، در زیر دیوارهای برشی و ستون‌های سازه، فنرهایی متناسب با نوع خاک و به کمک مقادیر سختی و روابط ارائه شده توسط باولز<sup>۶</sup> [۱۸] تعریف شدند. این نوع تعریف از حرکت گهواره‌ای در مطالعات گریگورین<sup>۷</sup> و گریگورین [۱۹ و ۲۰]، خان‌محمدی و حیدری [۲۱]، و پولینو<sup>۸</sup> [۲۲]، نیز تعریف شده است. به عبارتی الگوی تعریف حرکت گهواره‌ای با توجه به مطالعات اشاره شده، انجام شده است. زیرا انعطاف پذیری خاک می‌تواند منجر به ایجاد حرکت گهواره‌ای در سازه شود. متغیرها به ترتیب شامل نوع شرایط مرزی، مقاومت بتن (بتن با رده‌های C21، C40 و C60) و نوع خاک زیر شالوده (خاک رسی، ماسه‌ای سست و ماسه‌ای متراکم) هستند. جدول ۱ تعداد مدل‌های اجزاء محدود مورد بررسی را نشان می‌دهد.



شکل ۱- پلان تیب ساختمان‌های مورد بررسی

6 Bowles

7 Grigorian

8 Pollino

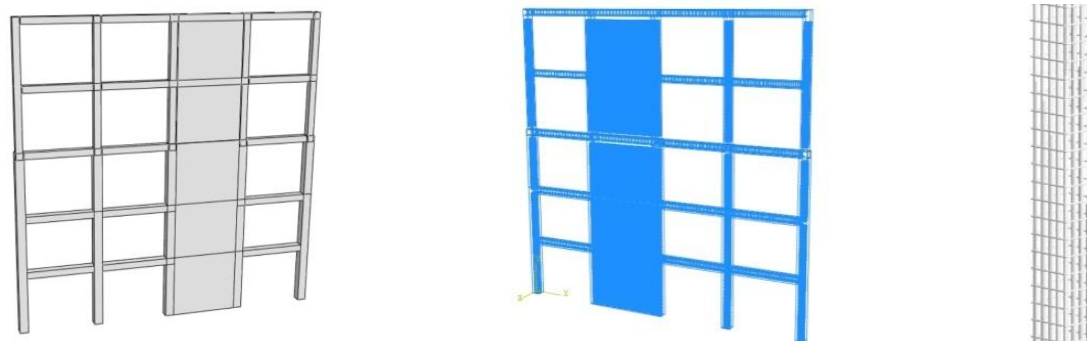
جدول ۱- معرفی حالت های مورد بررسی در مطالعه حاضر

حروف اختصاری	مقاومت بتن (MPa)	نوع خاک	سیستم شالوده	حالت
R-C21	۲۱	-	صلب	۱
R-C40	۴۰			۲
R-C60	۶۰			۳
F-LS-C21	۲۱	ماسه سست	انعطاف پذیر	۴
F-LS-C40	۴۰			۵
F-LS-C60	۶۰			۶
F-DS-C21	۲۱	ماسه متراکم	انعطاف پذیر	۷
F-DS-C40	۴۰			۸
F-DS-C60	۶۰			۹
F-CL-C21	۲۱	رس	انعطاف پذیر	۱۰
F-CL-C40	۴۰			۱۱
F-CL-C60	۶۰			۱۲

کاربری ساختمان بتنی مورد بررسی مسکونی و پلان آن در طبقات یکسان می باشد (شکل ۱). ارتفاع طبقات برابر ۳/۲۰ متر و ابعاد دهانه ها برابر ۵ و ۴ متر، سیستم باربر جانبی ساختمان در یک جهت قاب خمشی متوسط و در جهت دیگر سیستم دوگانه قاب خمشی متوسط و دیوار برشی بتنی در نظر گرفته شد. بتن مصرفی دارای مقاومت مشخصه ۲۱، ۴۰ و ۶۰ مگاپاسکال و تنش جاری شدن میلگردهای طولی ۴۲۰ مگاپاسکال و تنش جاری شدن میلگردهای خاموت ۳۰۰ مگاپاسکال فرض شد. بار مرده طبقات و بام به ترتیب ۳۵۵ و ۳۳۵ کیلوگرم بر مترمربع، بار زنده برای سقف طبقات ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و برای سقف بام ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار مرده دیوارهای جانبی با احتساب نما برابر ۶۰۰ کیلوگرم بر مترمربع لحاظ گردید. بارهای ناشی از زلزله با این فرض به دست آمدند که سازه در منطقه با خاک نوع ۴ قرار دارد. طراحی در چند مرحله صورت گرفت تا از یک سو، انتخاب مقاطع نزدیک به حالت بهینه (از نظر مقدار تنش ها و تغییرمکان جانبی سازه) باشد و از سوی دیگر، طراحی اجزاء ساده و یکنواخت باشد.

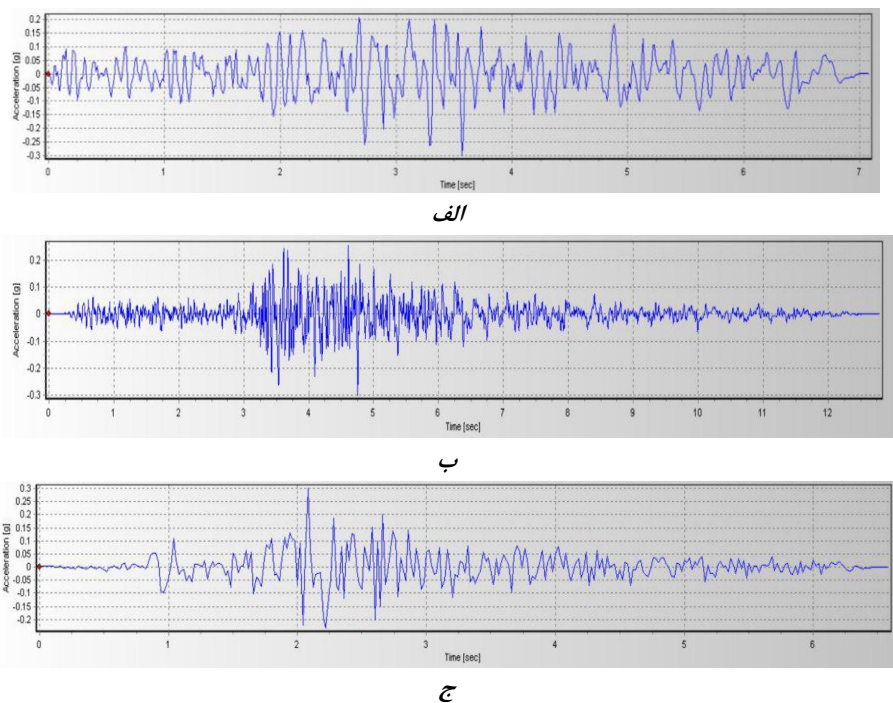
### ۳- شبیه سازی اجزاء محدود

در این بخش توضیحاتی پیرامون نحوه مدلسازی قاب های مورد بررسی با استفاده از نرم افزار ABAQUS ارائه شده است. المان های تیر و ستون به صورت المان های Solid مدلسازی شدند. برای تعریف آرماتورهای طولی و عرضی از المان های Truss استفاده شد. برای این منظور از المان T3D2 که یک المان سه بعدی دو گرهی با تغییر شکل های خطی است استفاده شد. همچنین المان C3D8R برای مدلسازی بتن از بکاربرده شد. در شکل ۲ جزئیاتی از مدل اجزاء محدود ساخته شده در ABAQUS ارائه شده است.



شکل ۲ - جزئیاتی از مدل اجزاء محدود ساخته شده در ABAQUS

برای تحلیل مدل های مورد بررسی از تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده گردید. همچنین به منظور اعمال موج زلزله از تاریخچه شتاب زلزله های بم، منجیل و طبس استفاده شد (شکل ۳).

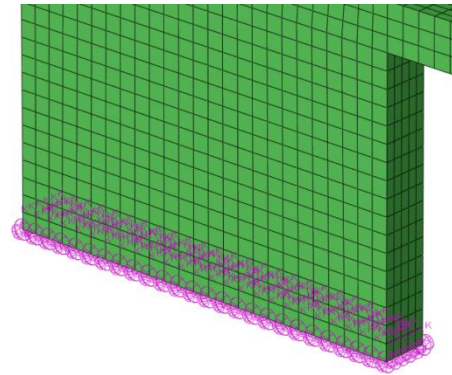


شکل ۳ - تاریخچه شتاب زلزله های اعمال شده (شتاب - زمان) الف: منجیل ب: بم ج: طبس

برای تعریف تماس ها و اندرکنش بین اتصالات تیر به ستون از قید Tie استفاده شد. این قید تمامی گره های مجاور به دو سطح متفاوت را به گونه ای به یکدیگر متصل می کند که به صورت یکپارچه عمل می کنند. همچنین برای اعمال تنش تماسی از اندرکنش Surface to Surface با در نظر گرفتن اثر تماس Hard Contact استفاده شد. از سویی کلیه میلگردها و نیمرخ عرضی بتنی با استفاده از قید "Embedded region" در بتن مدفون شدند. این قید به کاربر این امکان را می دهد که ناحیه ای را به عنوان میزبان و ناحیه ای را به عنوان مدفون تعیین نماید که در آن ناحیه مدفون در کل یا ناحیه ای از مدل قرار دارد. از این قید برای مدل کردن سازه های بتن آرمه با جزئیات زیاد استفاده می شود. همچنین مش بندی طوری انجام شد که این اطمینان را به وجود آورد که نیروهای اعمال شده به طور دقیق محاسبه شوند. همان طور که اشاره شد دو شرایط مرزی مختلف برای بستر سازه در نظر گرفته شد (حالت اول با فرض شالوده صلب و حالت دوم با فرض امکان بلند شدن شالوده). جهت مدل سازی شالوده صلب، تراز پای ستون سازه به صورت کاملا گیردار در هر سه جهت لحاظ شد تا امکان بلند شدگی به وجود نیاید؛ در حالت دوم جهت مدل سازی شالوده با حالت بلندشدگی، شرایط مرزی مناسب جهت آزادی موازی دیوار برشی مطابق جدول ۲ و با تعریف فنر در زیر دیوار برشی لحاظ گردید، تا بدین ترتیب بتوان تاثیرات مدل سازی شالوده را در رفتار نهایی سیستم قاب خمشی - دیوار برشی دارای حرکت گهواره ای را مورد بررسی قرار داد. همچنین سختی فنر اشاره شده با توجه به مشخصات سه نوع خاک ماسه ای متراکم، خاک ماسه ای سست و خاک رسی فرض گردید. برای مدلسازی اندرکنش حاصل از حرکت گهواره ای با توجه به مطالعات گریگورین و گریگورین [۱۹ و ۲۰]، از فنر با سختی مشخص استفاده شده است (شکل ۴). المان فنر وظیفه ذخیره سازی انرژی پتانسیل را دارد و بدون جرم فرض می شود و تنها فاکتور مهم آن، خاصیت الاستیسیته است. برای مدل سازی فنر از ماژول Part اقدام به تعریف نقطه شد.

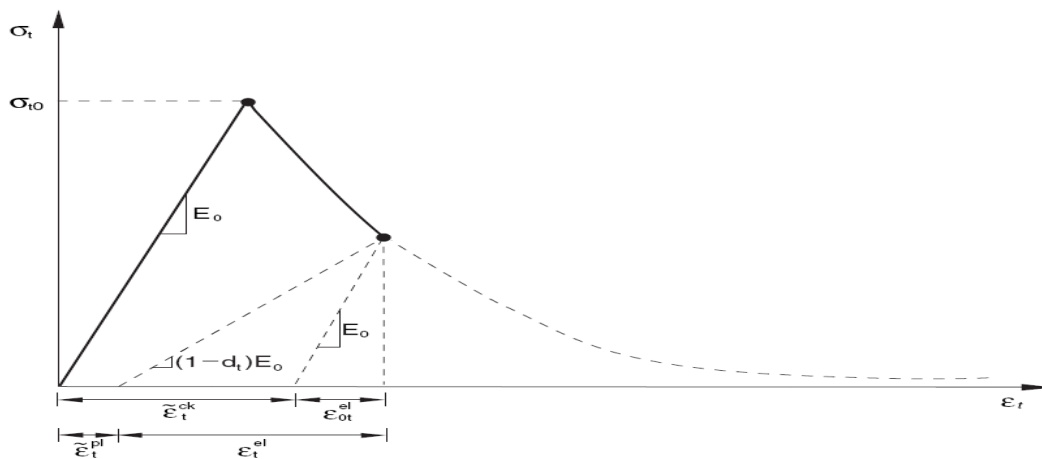
جدول ۲- مقادیر سختی فنر معادل با روابط باولز [۱۸]

نوع خاک	سختی فنر $k_s (KN/m^3)$
ماسه سست	۱۶۰۰۰
ماسه متراکم	۱۲۸۰۰۰
خاکهای رسی	۴۸۰۰۰



شکل ۴- استفاده از فنر با سختی مشخص در قسمت تحتانی سازه

به منظور تعریف بتن از مدل خرابی بتن آسیب - خمیری<sup>۹</sup> استفاده شد. در این مدل، خصوصیات بتن در کشش و در فشار بطور جداگانه برای برنامه تعریف می‌شوند و این مدل قادر به در نظر گرفتن اثر کاهش سختی بتن می‌باشد. مدل خرابی بتن آسیب - خمیری فرض می‌کند که پاسخ تک محوری کششی و فشاری به صورت پلاستیسیته آسیب دیده می‌باشد. در بتن مسلح خصوصیات رفتار پس گسیختگی عموماً با دادن تنش پس گسیختگی به صورت تابعی از کرنش ترک خوردگی  $\tilde{\epsilon}_t^{ck}$  مشخص می‌شود. کرنش ترک خوردگی عبارت است از کرنش کل منهای کرنش الاستیک متناظر با مواد غیر آسیب دیده. داده های سخت شوندگی کششی توسط کرنش ترک خوردگی  $\tilde{\epsilon}_t^{ck}$  وارد می‌شود. زمانی که داده‌های باربرداری در دسترس باشد، داده ها آماده می‌شود تا به صورت منحنی آسیب کششی به برنامه ABAQUS داده شود. برنامه به صورت اتوماتیک مقادیر کرنش ترک خوردگی را به مقادیر کرنش پلاستیک با استفاده از رابطه (۱) تا (۳) تبدیل می‌کند [۱۷] (شکل ۵).



شکل ۵- نمایش کرنش ترک خوردگی بکار رفته برای تعریف داده های سخت شوندگی کششی [۱۷]

$$\epsilon_t^{cr} = \epsilon_t - \epsilon_t^{el} \quad (1)$$

$$\epsilon_t^{el} = \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (2)$$

$$\varepsilon_t^{pl} = \varepsilon_t^{ck} - \frac{d_t}{(1-d_t)} \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (3)$$

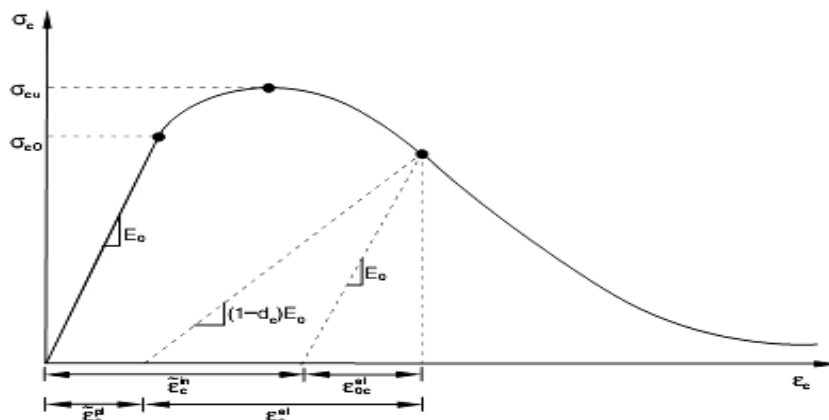
رفتار تنش- کرنش بتن غیرمسلح در فشار تک محوره را می توان خارج از محدوده الاستیک تعریف کرد. داده های تنش فشاری به صورت تابعی از کرنش های غیر الاستیک (خردشدگی)  $\tilde{\varepsilon}_c^{in}$  و در صورت تمایل نرخ کرنش، دما و سایر پارامترها فراهم می گردد. کرنش غیرالاستیک فشاری عبارت از کرنش کل منهای کرنش الاستیک متناظر به ماده آسیب می باشد. برنامه به صورت اتوماتیک مقادیر کرنش غیرالاستیک را با استفاده از روابط (۴) تا (۶) به مقادیر کرنش پلاستیک تبدیل می کند [۱۷] (شکل ۶).

$$\varepsilon_c^{in} = \varepsilon_c - \varepsilon_c^{el} \quad (4)$$

$$\varepsilon_c^{el} = \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (5)$$

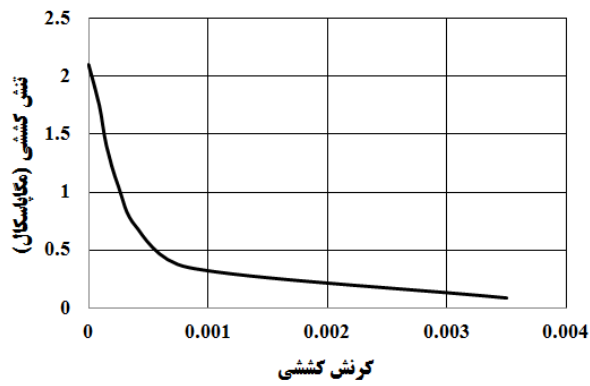
$$\varepsilon_c^{pl} = \varepsilon_c^{in} - \frac{d_c}{(1-d_c)} \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (6)$$

انواع مختلفی از مدل سخت شدگی در کشش در مطالعه نایال<sup>10</sup> و رشید<sup>11</sup> [۲۳] ارائه شده است. مدل توسعه داده شده توسط این دو در مطالعه حاضر بکار گرفته شده که برای بتن مسلح با فولاد با اندکی تغییر قابل استفاده است. همچنین این تشابه سخت شدگی کششی که برای مدل پلاستیسیته آسیب دیده بتن نیاز است را نشان می دهد. در این تحقیق از مشخصات مصالح معتبر استفاده شده است. در استفاده از مدل پلاستیسیته آسیب دیده بتن لازم است تنش- کرنش فشاری و کششی بتن، مقادیر زاویه اتساع، ضریب K و زاویه اصطکاک تعریف شود. مقادیر تنش- کرنش هر یک از بتن های با مقاومت های فشاری ۲۱، ۴۰ و ۶۰ مگاپاسکال در شکل ۳ ارائه شده است. سایر مشخصات بتن نیز بصورت جدول ۳ ارائه شده است.

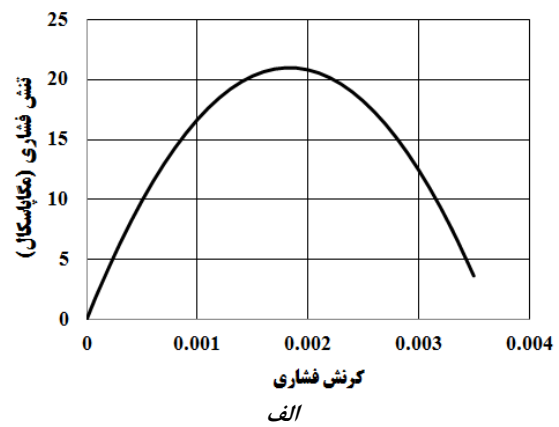


شکل ۶- تعریف کرنش غیرالاستیک فشاری برای تعریف داده های سخت شونده فشاری [۱۷]

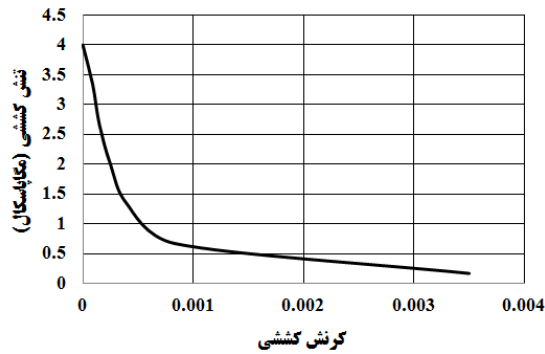




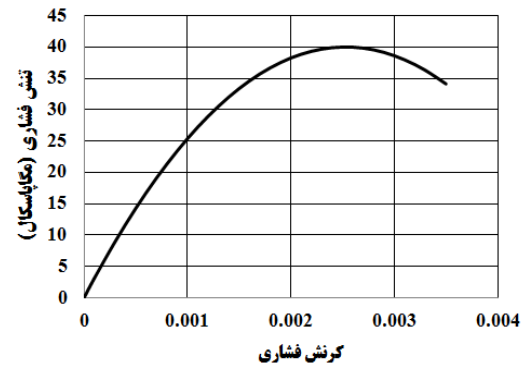
ب



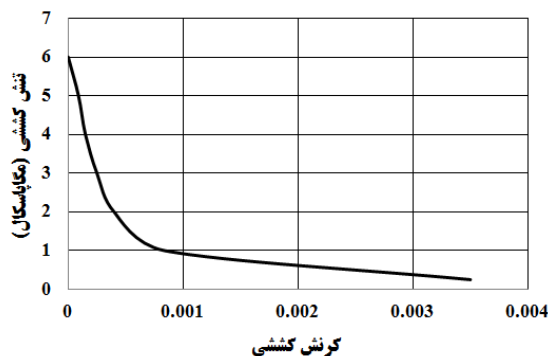
الف



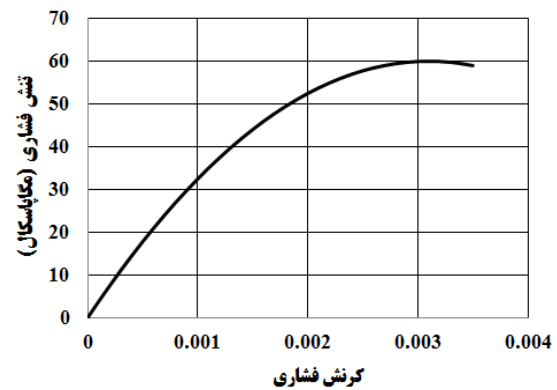
د



ج



و



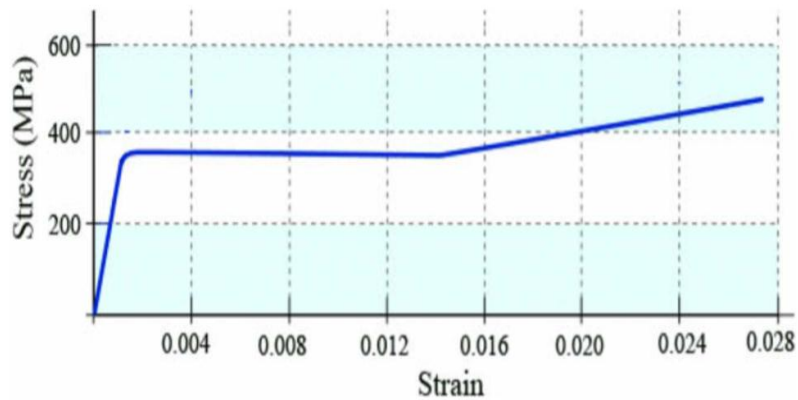
ه

شکل ۷- نمودارهای تنش کرنش فشاری و کششی بتن‌های با مقاومت‌های مختلف الف: ۲۱ مگاپاسکال ب: ۴۰ مگاپاسکال ج: ۶۰ مگاپاسکال

جدول ۳- پارامترهای مورد نیاز برای تعریف بتن [۲۳]

Eccentricity	K	V.Parameter
0.1	0.666	0.001
(N/mm <sup>2</sup> ) Mass.D	Poisson's.R	D.Angle
2.40E-06	0.2	30.5 °

مشخصات مکانیکی میلگردهای طولی بر اساس نمودار شکل (۸) در مدلسازی اعمال گردید. فرض شده است که فولاد مورد استفاده در تحلیل اجزای محدود تیر مورد نظر، یک مصالح الاستیک - پلاستیک کامل است به طوریکه در فشار و کشش یکسان باشد. ضریب پواسون فولاد مسلح کننده بتن برابر  $0.3$  می باشد. خواص فولادهای مسلح کننده در جدول ۲ خلاصه شده است.

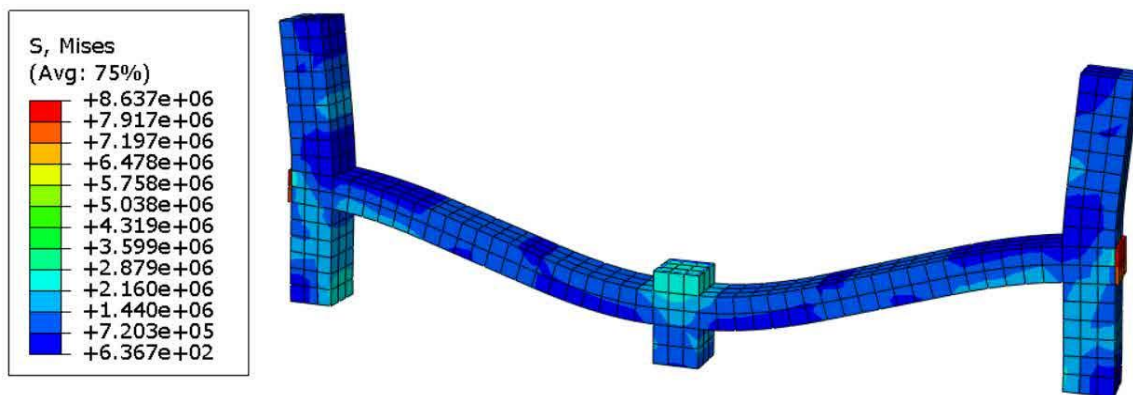


شکل ۸- منحنی تنش - کرنش میلگردهای کششی

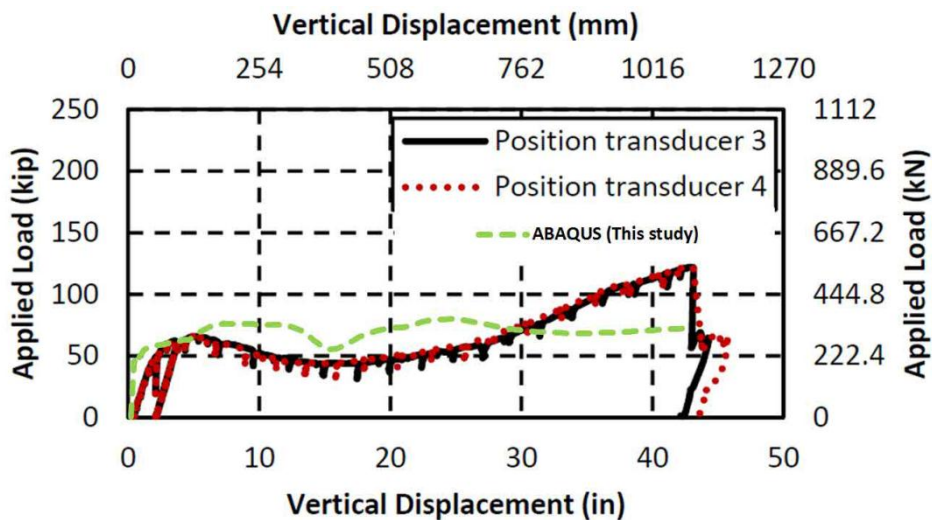
جدول ۲- مشخصات مکانیکی میلگردهای مورد استفاده

ضریب پواسون	تنش تسلیم	مدول الاستیسیته
۰/۳	۴۲۰	۲۰۰

به منظور بررسی دقت مدل‌های رفتاری و المان‌های به کار رفته، صحت سنجی مدل در مقایسه با یک قاب بتن مسلح در مطالعه آزمایشگاهی لیو و همکاران (۲۰۱۱) [۲۴] بررسی شد. در شکل ۹ تنش قاب پس از تحلیل ارائه شده است. در شکل ۱۰، نمودار بار-جابجایی متناظر با مدل اجزاء محدود ساخته شده با روش به کار رفته در مطالعه حاضر و نمونه قاب آزمایشگاهی ساخته شده در مطالعه لیو و همکاران نشان داده شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌گردد حداکثر مقادیر بار و جابجایی متناظر با مدل‌های اجزاء محدود و آزمایشگاهی بسیار به یکدیگر نزدیک می‌باشند. بنابراین می‌توان بیان نمود که روش به کار رفته در شبیه‌سازی قاب‌های بتن مسلح از دقت مناسبی برخوردار می‌باشد.



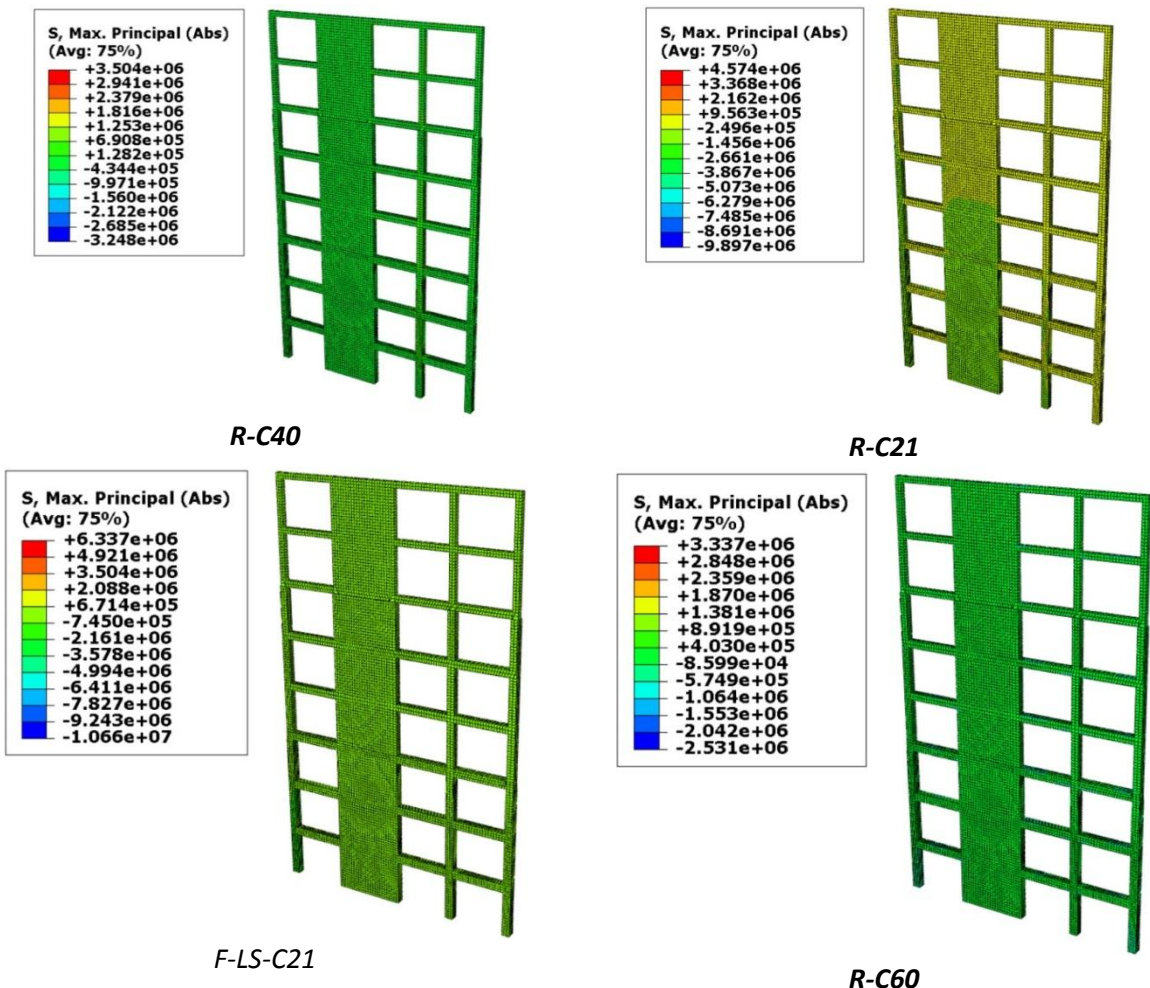
شکل ۹- تنش ایجاد شده در مدل اجزاء محدود قاب خمشی بتن مسلح

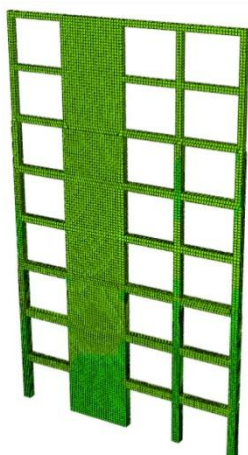
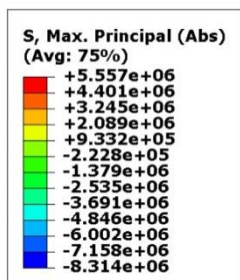


شکل ۱۰- مقایسه منحنی بار - جابجایی مدل های اجزاء محدود و آزمایشگاهی

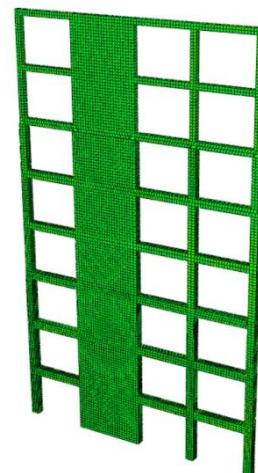
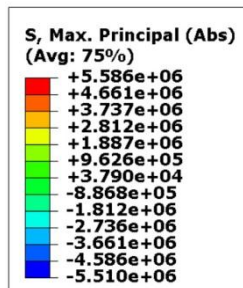
### ۳- تفسیر نتایج

پس از ارائه خروجی‌های حاصل از تحلیل قاب‌های مورد بررسی، به تفسیر نتایج حاصل پرداخته شده است. برای این منظور مقایسه حالت‌های مختلف نسبت به یکدیگر با بررسی بیشینه مقادیر تنش، تغییر مکان جانبی و برش پایه انجام شده است. در شکل ۱۱ توزیع تنش در حالت‌های مختلف ارائه شده است. اسامی اختصاری ارائه شده در زیر هر شکل در جدول ۱ ارائه شده است.

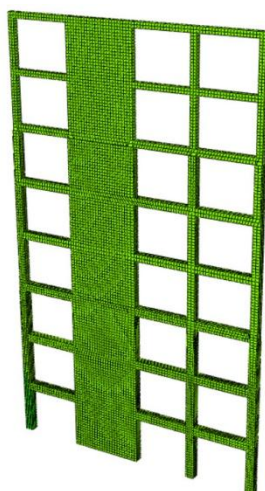
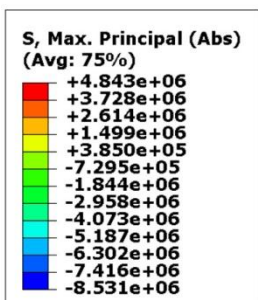




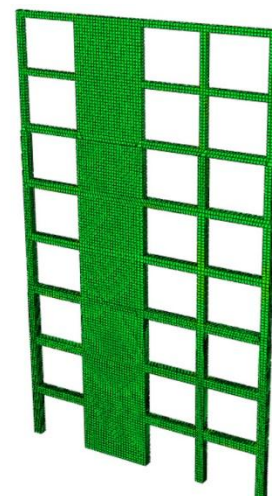
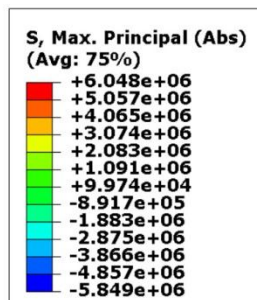
F-LS-C60



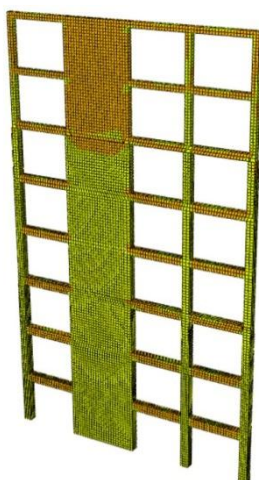
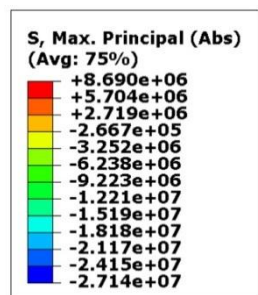
F-LS-C40



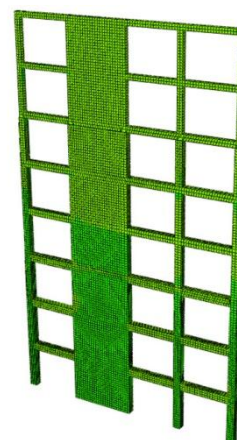
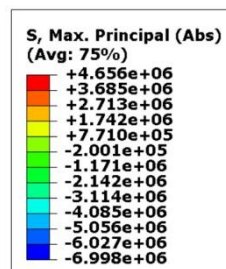
F-DS-C40



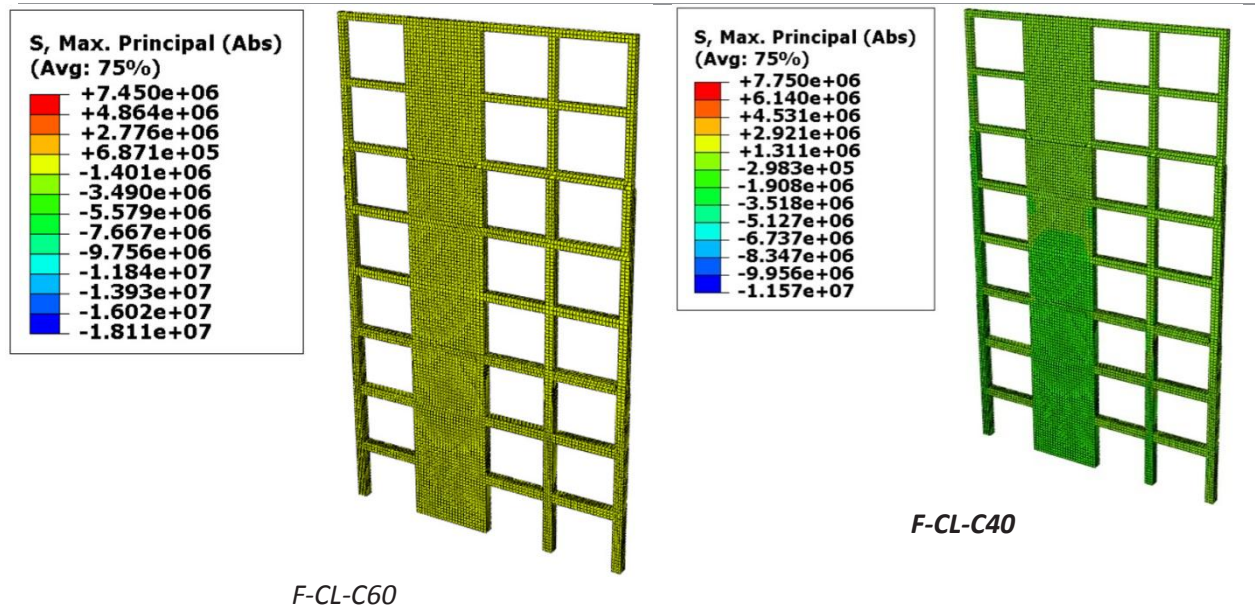
F-DS-C21



F-CL-C21

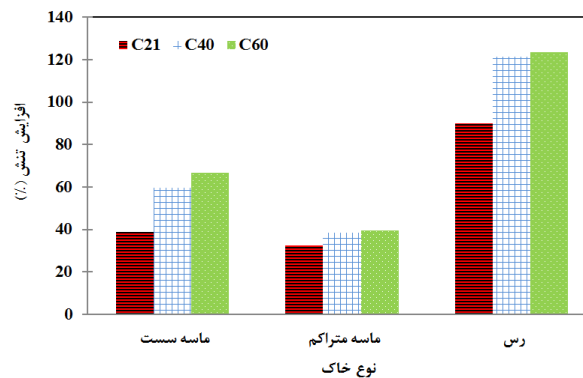
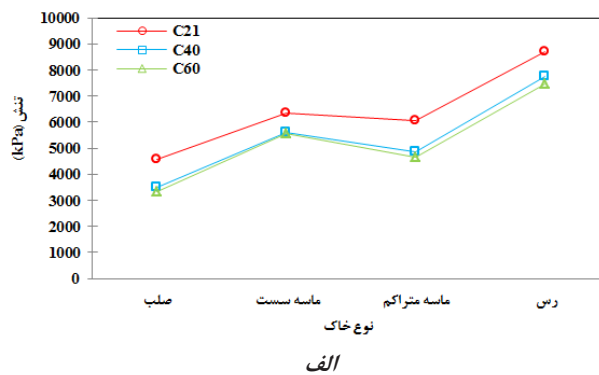


F-DS-C60



ادامه شکل ۱۱ - توزیع تنش در حالت‌های مختلف

در شکل ۱۲، بیشینه مقادیر تنش در قاب‌های بتن مسلح مورد بررسی، با یکدیگر مقایسه شده است. همان‌طور که مشخص است تغییر در شرایط تکیه‌گاهی بستر سازه، نقش تاثیرگذاری بر تنش‌های ایجاد شده در سازه دارد. بطوریکه بیشینه تنش ایجاد شده در قاب‌های قرار گرفته بر روی خاک‌های ماسه‌ای سست، ماسه‌ای متراکم و رس، بسته به رده بتن مصرفی به ترتیب به مقدار ۳۹ تا ۵۹ درصد، ۳۲ تا ۴۰ درصد و ۹۰ تا ۱۲۱ درصد نسبت به حالت‌هایی که در آنها شرایط تکیه‌گاهی بستر سازه به صورت صلب فرض شده، افزایش یافته است. همچنین با افزایش رده بتن، اختلاف تنش ایجاد شده در قاب‌هایی که در آنها شرایط تکیه‌گاهی پای ستون‌ها به صورت انعطاف‌پذیر در نظر گرفته شده، نسبت به شرایط تکیه‌گاهی صلب روند افزایشی داشته است.

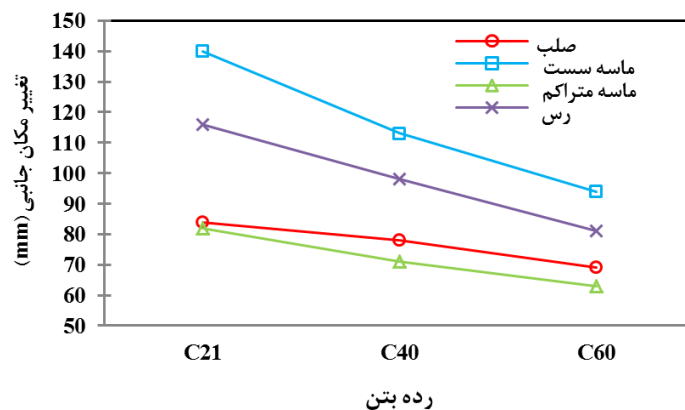


شکل ۱۲ - بررسی تغییرات تنش در قاب‌های مورد بررسی  
 الف: مقایسه بیشینه تنش ایجاد شده  
 ب: درصد افزایش تنش در قاب‌های بتنی با شرایط تکیه‌گاهی انعطاف‌پذیر نسبت به قاب‌های با شرایط تکیه‌گاهی صلب

با توجه به مقادیر بیشینه تنش‌های ایجاد شده در قاب‌های مورد بررسی می‌توان بیان نمود که اندرکنش خاک-شالوده-سازه در طراحی لرزه‌ای قاب‌های بتنی نقش بسیار مهمی دارند. در حالی که در آنالیز و طراحی سازه‌ها معمولاً این گونه فرض می‌شود که خاک زیر شالوده صلب بوده و امکان جدایی شالوده از روی خاک وجود ندارد. موضوع دیگری که با توجه به شکل ۱۲ می‌توان اشاره نمود، آن است که نوع خاک زیر شالوده نیز می‌تواند نقش تاثیرگذاری بر بیشینه تنش ایجاد شده در قاب‌های بتن مسلح داشته باشد؛ به طوری که خاک‌های ماسه‌ای متراکم عملکرد نسبتاً بهتری داشته و تنش‌های متناظر با آنها در مقایسه با خاک‌های ماسه‌ای سست و رسی بمراتب کمتر شده است.

در شکل ۱۳ تغییرمکان جانبی قاب‌ها مورد مقایسه قرار گرفته است. همان طور که ملاحظه می‌گردد، در مواردی که قاب دارای تکیه‌گاه انعطاف پذیر می‌باشد، بسته به جنس خاک زیر شالوده، بیشینه تغییرمکان جانبی قاب نسبت به حالت صلب در مواردی بیش تر و در مواردی کم تر شده است. به عنوان نمونه در قاب‌های با سه رده مقاومتی C21، C40 و C50 که شالوده آن‌ها بر روی خاک ماسه‌ای سست قرار گرفته است، شبیه‌سازی شرایط تکیه‌گاهی به صورت انعطاف پذیر (ایجاد حرکت گهواره‌ای) سبب شد که بیشینه تغییرمکان جانبی سازه‌ها به ترتیب به میزان ۶۷، ۴۵ و ۳۶ درصد نسبت به مقادیر متناظر با حالت صلب بیشتر شود. این در حالی است که در قاب‌های با سه رده مقاومتی C21، C40 و C50 که شالوده آنها بر روی خاک ماسه‌ای متراکم قرار گرفته است، شبیه‌سازی شرایط تکیه‌گاهی به صورت انعطاف پذیر سبب شد که بیشینه تغییرمکان جانبی سازه‌ها به ترتیب به میزان ۲، ۹ و ۹ درصد نسبت به مقادیر متناظر با حالت صلب کمتر شود. در خاک ماسه‌ای متراکم، مقادیر میرایی نسبت به حالت صلب بسیار بیشتر است؛ از سویی سختی حالت صلب نسبت به حالت ماسه متراکم بیشتر است و می‌توان بیان نمود که به دلیل بازتاب موج‌های ورودی در سازه از سوی خاک و بازتاب موج‌های ناشی از موج زلزله تنش‌های ناشی از حرکت بستر زمین افزایش یافته و بدین ترتیب منجر به کاهش جابجایی سازه در خاک ماسه‌ای متراکم شده است.

از سوی دیگر در حالت‌هایی که خاک زیر شالوده رسی بود، بیشینه تغییرمکان جانبی سازه‌ها در قاب‌های با شرایط تکیه‌گاهی انعطاف پذیر با سه رده مقاومتی C21، C40 و C50 به ترتیب به میزان ۳۸، ۲۶ و ۱۷ درصد نسبت به مقادیر متناظر با قاب‌های فاقد حرکت گهواره‌ای بیش تر شد (جدول ۴). نتایج تغییرمکان‌های جانبی در حالت‌هایی که از اندرکنش خاک - سازه صرف نظر می‌شود (شرایط تکیه‌گاهی صلب) با حالتی که اندرکنش در نظر گرفته می‌شود، تفاوت نسبتاً قابل توجهی دارد. این تفاوت در خاک‌های ماسه‌ای سست کمترین و در خاک‌های ماسه‌ای متراکم بیشترین مقدار خود را دارد. بنابراین و با توجه به مقادیر اشاره شده می‌توان به این نتیجه دست یافت که در بررسی رفتار لرزه‌ای قاب‌های بتنی دارای دیوار برشی بتن مسلح، شبیه‌سازی اندرکنش خاک - سازه و در نظرگیری شرایط انعطاف پذیری سازه، بستگی به مشخصات خاک زیر شالوده دارد؛ به طوری که نوع خاک می‌تواند نقش تاثیرگذاری در تغییرمکان جانبی سازه داشته باشد.

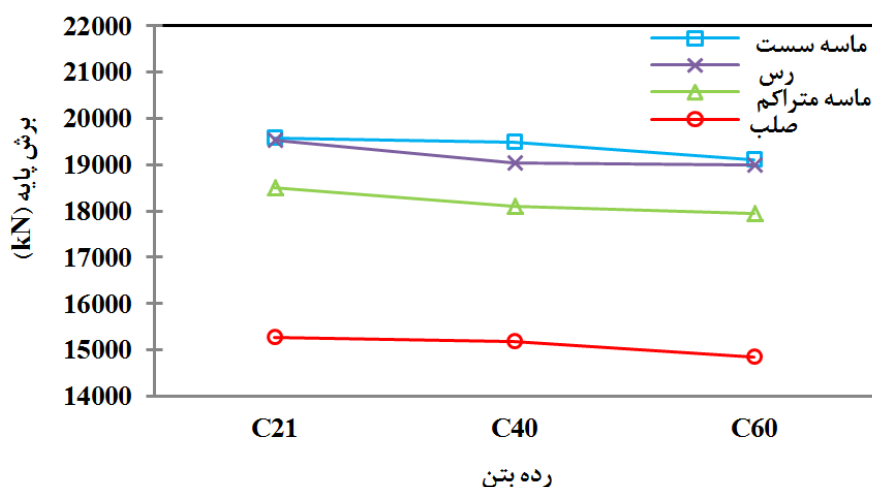


شکل ۱۳- مقایسه بیشینه تغییرمکان جانبی در قاب‌های شبیه‌سازی شده

در شکل ۱۴ برش پایه قابها مورد مقایسه قرار گرفته است. در تمامی حالت‌های مورد بررسی، برش پایه متناظر با قاب‌هایی که دارای تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر می‌باشند، نسبت به قاب‌های با تکیه‌گاه صلب بیشتر شده است. به عنوان نمونه در قاب با رده مقاومتی C21 و در حالت‌های متناظر با ماسه سست، ماسه متراکم و خاک رسی بیشینه برش پایه به ترتیب به میزان ۲۸، ۲۷ و ۲۸ درصد نسبت به مقادیر متناظر با حالت صلب بیش تر شده است. این روند افزایشی برای قاب‌های با رده‌های C40 و C60 نیز مشاهده شد (جدول ۴). بنابراین و با توجه مقادیر اشاره شده، خاک‌های رسی و ماسه‌ای سست منجر به اختلاف برش پایه بیشتری نسبت به حالت صلب در مقایسه با خاک‌های ماسه‌ای متراکم می‌شوند. اعضای سازه‌ای قاب در حالت‌های انعطاف‌پذیر به دلیل تمرکز تنش کمتر، می‌توانند در باز توزیع نیروهای وارده سهم بیشتری داشته باشند و نیروهای بیشتری را متحمل شوند. از سویی با توجه به شاخص‌های خرابی در فشار و کشش موجود در سازه بتنی، مقادیر خرابی در کرنش‌های متناظر با آن کاهش یافته و به نوعی تحمل بیشتری در نیروهای ورودی به سازه از خود نشان می‌دهند.

جدول ۴- برش پایه و تغییر مکان جانبی

حروف اختصاری	برش پایه (kN)	درصد تغییرات برش پایه نسبت به شرایط تکیه‌گاهی صلب	تغییر مکان جانبی (mm)	درصد تغییرات تغییر مکان جانبی نسبت به شرایط تکیه‌گاهی صلب
R-C21	۱۵۲۷۰	-	۸۴	-
R-C40	۱۹۵۷۰	-	۱۴۰	-
R-C60	۱۸۵۰۰	-	۸۲	-
F-LS-C21	۱۹۵۴۰	۲۸	۱۱۶	۶۷
F-LS-C40	۱۵۱۸۰	۲۸	۷۸	۴۵
F-LS-C60	۱۹۴۸۰	۲۹	۱۱۳	۳۶
F-DS-C21	۱۸۱۰۰	۲۱	۷۱	-۲
F-DS-C40	۱۹۰۵۰	۱۹	۹۸	-۹
F-DS-C60	۱۴۸۵۱	۲۱	۶۹	-۹
F-CL-C21	۱۹۱۰۰	۲۸	۹۴	۳۸
F-CL-C40	۱۷۹۵۱	۲۵	۶۳	۲۶
F-CL-C60	۱۸۹۸۵	۲۸	۸۱	۱۷



شکل ۱۴- مقایسه بیشینه برش پایه در قاب‌های شبیه‌سازی شده

#### ۴- نتیجه گیری

در این مطالعه به بررسی شرایط تکیه‌گاهی پای ستون‌ها و دیوارهای برشی در ساختمان‌های بتنی دارای سیستم دوگانه قاب خمشی با دیوار برشی پرداخته شده است. برای این منظور در ابتدا یک ساختمان بتنی ۸ طبقه با سیستم باربر جانبی دوگانه قاب خمشی با دیوار برشی مطابق با مقررات ملی ساختمان ایران و با استفاده از نرم افزار SAP2000 تحلیل و طراحی شد. در مرحله بعد، قاب بیرونی سازه با استفاده از روش اجزاء محدود و نرم افزار ABAQUS تحت دو شرایط مرزی مختلف شبیه‌سازی شد. در حالت اول اثر شالوده به صورت صلب و در حالت دوم اثر شالوده با امکان بلند شدگی (ایجاد حرکت گهواره‌ای) ارزیابی شد. برای در نظر گرفتن امکان بلند شدن فونداسیون و غیرخطی شدن موضعی خاک (حرکت گهواره‌ای)، در زیر دیوارهای برشی و ستون‌های سازه، فنرهایی متناسب با نوع خاک و به کمک مقادیر سختی ارائه شده توسط باولز تعریف شدند. متغیرها به ترتیب شامل نوع شرایط مرزی، مقاومت بتن (بتن با رده‌های C21، C40 و C60) و نوع خاک زیر شالوده (نوع خاک رسی، ماسه‌ای سست و ماسه‌ای متراکم) بودند. در این بخش مهم‌ترین نتایج حاصل ارائه شده است.

تغییر در شرایط تکیه‌گاهی بستر سازه، نقش تاثیرگذاری بر تنش‌های ایجاد شده در سازه دارد. بطوریکه بیشینه تنش ایجاد شده در قاب‌های قرار گرفته بر روی خاک‌های ماسه‌ای سست، ماسه‌ای متراکم و رس، بسته به رده بتن مصرفی به ترتیب به مقدار ۳۹ تا ۵۹ درصد، ۳۲ تا ۴۰ درصد و ۹۰ تا ۱۲۱ درصد نسبت به حالت‌هایی که در آنها شرایط تکیه‌گاهی بستر سازه به صورت صلب فرض شده، افزایش یافته است.

نوع خاک زیر شالوده نیز می‌تواند نقش تاثیرگذاری بر بیشینه تنش ایجاد شده در قاب‌های بتن مسلح داشته باشد؛ به طوری که تغییر در نوع خاک سبب شده است که اختلاف بین بیشترین و کمترین تنش ایجاد شده در قاب‌هایی که شرایط مرزی پای ستون‌ها به صورت انعطاف‌پذیر در نظر گرفته شده، حدوداً به میزان ۶۰ درصد برسد.

با افزایش رده بتن، اختلاف تنش ایجاد شده در قاب‌هایی که در آنها شرایط تکیه‌گاهی پای ستون‌ها به صورت انعطاف‌پذیر در نظر گرفته شده، نسبت به شرایط تکیه‌گاهی صلب روند افزایشی دارد.

نتایج تغییر مکان‌های جانبی در حالت‌هایی که از اندرکنش خاک - سازه صرف نظر می‌شود (شرایط تکیه‌گاهی صلب) با حالتی که اندرکنش در نظر گرفته می‌شود، تفاوت نسبتاً قابل توجهی دارد. این تفاوت در خاک‌های ماسه‌ای سست کمترین و در خاک‌های ماسه‌ای متراکم بیشترین مقدار خود را دارد.

در تمامی حالت‌های مورد بررسی، برش پایه متناظر با قاب‌هایی که دارای تکیه‌گاه انعطاف‌پذیر می‌باشند، نسبت به قاب‌های با تکیه‌گاه صلب بیشتر شده است. به عنوان نمونه در قاب با رده مقاومتی C21 و در حالت‌های متناظر با ماسه سست، ماسه متراکم و خاک رسی بیشینه برش پایه به ترتیب به میزان ۲۸، ۲۸ و ۲۷ درصد نسبت به مقادیر متناظر با حالت صلب بیش تر شده است. این روند افزایشی برای قاب‌های با رده‌های C40 و C60 نیز مشاهده شد. بنابراین و با توجه مقادیر اشاره شده، خاک‌های رسی و ماسه‌ای سست منجر به اختلاف برش پایه بیشتری نسبت به حالت صلب در مقایسه با خاک‌های ماسه‌ای متراکم می‌شوند.

اندرکنش خاک - شالوده - سازه در طراحی لرزه‌ای قاب‌های بتنی نقش بسیار مهمی دارند و در آنالیز و طراحی سازه‌ها معمولاً این گونه فرض می‌شود که خاک زیر شالوده صلب بوده و امکان جدایی شالوده از روی خاک وجود ندارد. این در حالی است که خاک زیر سازه متناسب با مشخصاتی که دارد، می‌تواند پاسخ سازه را تحت تاثیر قرار دهد.

نتایج حاصل از مطالعه حاضر نشان می‌دهد کنترل سختی زیر سازه (خاک زیر شالوده) می‌تواند نقش تاثیرگذاری بر پاسخ سازه‌ها داشته باشد؛ که متأسفانه این موضوع در طراحی سازه‌ها به صورت جدی مورد توجه قرار نمی‌گیرد؛ در نتیجه رفتار بسیاری از سازه‌ها می‌تواند با رفتاری که برای آن فرض شده است، متفاوت باشد.



- [1] Housner G. W., (1963), "The Behavior of Inverted Pendulum Structures During Earthquakes", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 53, No. 2, pp. 403-417.
- [2] Rutenberg A., Jennings P. C. and Housner G. W., (1982), "The Response of Veterans Hospital Building 41 in the San Fernando Earthquake", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 10, pp. 359-379.
- [3] Yim C. and Chopra A. K., (1984), "Earthquake Response of Structures with Partial Uplift on Winkler Foundation", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 12, pp. 263-281.
- [4] Haggblad, D., Nordgren, G., (1987), "Modeling nonlinear soil-structure interaction using interface elements, elastic-plastic soil elements and absorbing infinite elements", *Computers & Structures*, Vol. 26, No. 1, pp. 307-324.
- [5] Noorzaei, J., Godbole, P.N., Viladkar, M.N., (1993), "Nonlinear soil structure interaction of plane frames- a parametric study", *Computers & Structures*, Vol. 49, No. 3, pp. 561-566.
- [6] Nakhaei, M., Ghannad, M.A., (2008), "The effect of soil-structure interaction on damage index of buildings", *Engineering Structures*, Vol. 30, pp. 1491-1499.
- [7] Vetr, M. G., Nouri, A. R., & Kalantari, A. (2016). Seismic evaluation of rocking structures through performance assessment and fragility analysis. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 15(1), 115-127.
- [8] Pelekis, I., Madabhushi, G. S., & DeJong, M. J. (2018). Seismic performance of buildings with structural and foundation rocking in centrifuge testing. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 47(12), 2390-2409.
- [9] Khanmohammadi, M., & Mohsenzadeh, V. (2018). Effects of foundation rocking and uplifting on displacement amplification factor. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 17(3), 511-525.
- [10] Anderson, D D, (2003). Effect of foundation rocking on the seismic response of shear walls. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 30: 360–365.
- [11] Naderpour, H., Sharei, M., and Fakharian, P. (2018). Application of Artificial Intelligence Methods to Estimate Shear Strength of Reinforced Concrete Shear Wall. 10th national conference on concrete, pp. 1-9. (in persian)
- [12] Gokkus, U., Yildirim, M., & Yilmazoglu, A. (2018). Prediction of Concrete and Steel Materials Contained by Cantilever Retaining Wall by Modeling the Artificial Neural Networks. *Journal of Soft Computing in Civil Engineering*, 2(4), 47-61.
- [13] Iranian national codes-9th chapter(2013). Building & house research center. (in persian)
- [14] Iranian national codes-6th chapter(2013). Building & house research center(in persian).
- [15] Iranian code of practice for seismic resistance design of buildings, Standard No. 2800 (4th Edition), (2015). Building & house research center. (in persian)
- [16] SAP 2000. (2009). Advanced structural analysis program. Version 12. Berkeley, CA, USA: Computers and Structures, Inc. (CSI).
- Pawtucket (RI): Karlsson and Sorensen, Inc. (2016). [17] Abaqus theory manual. Version Hibbitt.
- [18] Bowles, Joseph E. (1996), "Foundation Analysis and Design". 5th edition. McGraw-Hill
- [19] Grigorian, C. E., & Grigorian, M. (2016). Performance control and efficient design of rocking-wall moment frames. *Journal of Structural Engineering*, 142(2), 04015139.
- [20] Grigorian, M., & Grigorian, C. (2016). An introduction to the structural design of rocking wall-frames with a view to collapse prevention, self-alignment and repairability. *The structural design of tall and special buildings*, 25(2), 93-111.
- [21] Khanmohammadi, M., & Heydari, S. (2015). Seismic behavior improvement of reinforced concrete shear wall buildings using multiple rocking systems. *Engineering Structures*, 100, 577-589.
- [22] Pollino, M. (2015). Seismic design for enhanced building performance using rocking steel braced frames. *Engineering Structures*, 83, 129-139.
- [23] Nayal, R., & Rasheed, H. A. (2006). Tension stiffening model for concrete beams reinforced with steel and FRP bars. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 18(6), 831-841.
- [24] Lew, H. S., Bao, Y., Sadek, F., Main, J. A., Pujol, S., & Sozen, M. A. (2011). An experimental and computational study of reinforced concrete assemblies under a column removal scenario. NIST Technical Note, 1720, 106