

ویژه نامه نشریه مهندسی سازه و ساخت (علمی - پژوهشی)

www.jsce.ir

ارزیابی سطوح عملکرد و ضریب رفتار قاب‌های خمشی پیش‌تنیده به روش تحلیل غیرخطی بارافزون

وحید صادقی^۱، علی علی‌پور^{۲*}، شمس‌الدین هاشمی^۳

۱- کارشناسی ارشد مهندسی سازه، دانشگاه یاسوج، یاسوج، ایران

۲- استادیار گروه مهندسی سازه، دانشگاه یاسوج، یاسوج، ایران

۳- استادیار گروه مهندسی سازه، دانشگاه یاسوج، یاسوج، ایران

چکیده

امروزه استفاده از سیستم پیش‌تنیدگی به روش‌های مختلف در قاب‌های باربر ثقلی بسیار رایج است. می‌توان از این فناوری در قاب‌های باربر جانبی نیز استفاده کرد. علاوه بر قاب خمشی ساده، می‌توان در قاب‌های خمشی متوسط و ویژه هم از این فناوری بهره برد. طبق آیین‌نامه‌های طراحی موجود، استفاده از دال‌های پیش‌تنیده پس‌کشیده به‌عنوان عضو اصلی سیستم باربرجانبی، در قاب‌های خمشی ویژه ممنوع است. همچنین استفاده از تیرهای پیش‌تنیده در قاب‌های خمشی ویژه شامل محدودیت‌هایی است. در این پژوهش، پس از طراحی قاب‌های خمشی ویژه دارای تیرها و دال‌های پیش‌تنیده به روش‌های مرسوم و با در نظر گرفتن ضوابط ویژه‌ی طراحی لرزه‌ای و اعمال محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای، به‌منظور بررسی سطوح عملکرد و آسیب‌پذیری این نوع قاب‌ها، بر روی آن‌ها تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزون انجام شده است. پس از انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی، تغییرمکان هدف قاب‌های موردنظر محاسبه شده و روند تشکیل مفاصل پلاستیک و معیارهای پذیرش برای این مفاصل بررسی شده است. همچنین به‌منظور بررسی تأثیر پیش‌تنیدگی بر رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی ویژه‌ی پیش‌تنیده، ضریب رفتار و پارامترهای لرزه‌ای مربوط به این نوع قاب‌ها به‌دست آمده است. در نهایت همه‌ی مراحل فوق برای قاب‌های خمشی ویژه‌ی بتن‌آرمه متناظر نیز تکرار شده و نتایج حاصل با قاب‌های پیش‌تنیده مقایسه شده است. نتایج به‌دست آمده نشان می‌دهد که علاوه بر اعمال محدودیت‌های مربوط به تیرهای پیش‌تنیده در قاب‌های خمشی ویژه، سطوح عملکرد کلی و سطوح عملکرد اعضای این قاب‌ها نسبت به قاب‌های بتن‌آرمه قابل پذیرش هستند. برای قاب‌های پیش‌تنیده، ضریب شکل‌پذیری و ضریب رفتار بالاتری نسبت به قاب‌های بتن‌آرمه به‌دست آمده و مقدار برش پایه در مقاومت تسلیم برای این نوع قاب‌ها بطور قابل توجهی کمتر از مقدار مشابه در قاب‌های بتن‌آرمه محاسبه شده است.

کلمات کلیدی: بتن پیش‌تنیده، قاب خمشی ویژه، سطوح عملکرد، مفصل پلاستیک، تحلیل غیرخطی استاتیکی، تغییرمکان هدف، ضریب رفتار.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:			
10.22065/jsce.2017.78288.1089	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
doi: http://dx.doi.org/10.22065/jsce.2017.78288.1089	۱۳۹۷/۰۸/۳۰	۱۳۹۶/۰۷/۲۹	۱۳۹۶/۰۷/۲۹	۱۳۹۶/۰۷/۱۹	۱۳۹۵/۱۱/۳۰
علی علی‌پور aalipourm@yu.ac.ir				*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

Evaluation of Performance Levels and Response Modification Factors for Prestressed Reinforced Concrete Frames Using Nonlinear Pushover Analysis

Vahid Sadeghi¹, Ali Alipour^{2*}, Shamsedin Hashemi³

1- Master of Science, Department of Engineering, Yasouj University, Yasouj, Iran

2- Assistant Professor, Department of Engineering, Yasouj University, Yasouj, Iran

3- Assistant Professor, Department of Engineering, Yasouj University, Yasouj, Iran

ABSTRACT

The use of different methods of prestressing systems is very common in gravity frames at the present time. This technology can also be used in lateral load resisting frames. In addition to ordinary moment frames, this technology can be used in intermediate and special moment resisting frames. The use of post-tensioned prestressed slabs as primary members of the seismic load resisting load path in special moment resisting frames is not permitted based on available codes. The use of prestressed beams in special moment resisting frames includes some limitations. In this study, after the design of special prestressed moment frames with prestressed beams and slabs using conventional methods, considering special seismic design criteria, nonlinear pushover static analysis has been carried out in order to investigate performance levels and vulnerability of this type of frames. After performing nonlinear static analysis, target displacement of desired frames has been calculated and the plastic hinges formation sequence and related acceptance criteria for these hinges is investigated. Also, in order to study the effect of prestressing on seismic behavior of special prestressed moment resisting frames, response modification factor and related seismic parameters of this type of frames are obtained. Finally, all the above steps are repeated for the corresponding reinforced concrete special moment resisting frames, and the results were compared with prestressed frames. The obtained results show that in addition to applying restrictions on the use of prestressed beams in special moment resisting frames, target building performance levels and structural performance levels are acceptable, compared to reinforced concrete frames. Higher ductility factor and response modification factor has been achieved for prestressed frames compared to reinforced concrete frames and the base shear at yield strength for this type of frames are considerably lower than the similar value for reinforced concrete frames.

ARTICLE INFO

Received: 18/02/2017

Revised: 11/10/2017

Accepted: 21/10/2017

Keywords:

Prestressed Concrete
Special moment resisting frame
Performance levels
Plastic hinge
Nonlinear static analysis
Target displacement
Response modification factor

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2017.78288.1089

*Corresponding author: Ali Alipour.
Email address: aalipourm@yu.ac.ir

۱- مقدمه

آسیب‌های ویرانگر ناشی از زلزله‌های گذشته مانند نورتریج^۱ ۱۹۹۴ و کوبه^۲ ۱۹۹۵ بر روی سازه‌های بتن‌آرمه مهندسان و طراحان را بر آن داشت تا به مطالعه آخرین سیستم‌های سازه‌ای و یافتن سیستم‌های سازه‌ای جدید بپردازند. یکی از گزینه‌های پیش روی آن‌ها سیستم بتن پیش‌تنیده بوده است که دارای مزایای بسیاری نسبت به سازه‌های بتن‌آرمه می‌باشد. پیش‌تنیدگی به منظور محدود کردن تنش‌های کششی، ترک‌های ناشی از لنگر خمشی و کنترل جابجایی و تغییرشکل‌های آنی و ماندگار در عضو بتنی انجام می‌گیرد و بنابراین تنش کششی یا در مقطع اصلاً ایجاد نمی‌شود و یا از حد مقاومت کششی بتن فراتر نمی‌رود. تنش‌های ایجاد شده در اثر پیش‌تنیدگی به گونه‌ای است که مخالف با تنش‌های ناشی از بارگذاری و یا وزن سازه می‌باشند [۱].

به منظور ارزیابی رفتار قاب بتنی پیش‌تنیده تحت شتابنگاشت‌های مختلف زلزله‌ی واقعی و بررسی فرکانس طبیعی و پاسخ‌های لرزه‌ای از جمله نیروی برشی و تغییرمکان نسبی طبقه، عملکرد لرزه‌ای قاب بتنی پیش‌تنیده با دهانه‌ی بلند با استفاده از آزمایش میز لرزان توسط ژانگ^۳ و همکاران (۲۰۱۲) بررسی شد [۲]. لو^۴ و همکاران (۲۰۱۳)، تحلیل غیرخطی و وابسته به زمان تیرهای بتنی پیش‌تنیده‌ی نچسبیده‌ی سرتاسری را به منظور پیش‌بینی پاسخ کامل غیرخطی و همچنین رفتار وابسته به زمان بار سرویس انجام دادند [۳]. کیم و لی (۲۰۱۲) روش آنالیز غیرخطی اعضای بتنی پس‌تنیده‌ی سرتاسری با تاندون‌های نچسبیده^۵ را با استفاده از یک مدل خمشی برای این اعضا (یک مدل تحلیل غیرخطی منعکس‌کننده‌ی بازتوزیع لنگر در اعضای سراسری) مطرح کردند [۴]. آستاوا^۶ و همکاران (۲۰۱۳) قاب سازه‌ای شکل‌پذیر مقاوم لرزه‌ای ساختمان بلند مرتبه با اتصال خارجی تیر-ستون با تیر بتنی پیش‌تنیده‌ی جزئی و ستون بتن مسلح را بررسی کردند [۵]. کلکارنی^۷ و همکاران در سال ۲۰۱۶ مطالعه‌ی مقایسه‌ای بین تیرهای بتن مسلح و بتن پیش‌تنیده با دهانه‌های متفاوت از لحاظ اقتصادی انجام دادند و به این نتیجه رسیدند که تیرهای پیش‌تنیده از لحاظ اقتصادی عملکرد بهتری نسبت به تیرهای بتن مسلح دارند [۶].

تاکنون پژوهشگرهای بسیاری تحلیل بارافزون را برای سازه‌های بتن‌آرمه انجام داده‌اند و روند تشکیل مفاصل پلاستیک را در این سازه‌ها بررسی کرده‌اند. پولوراجو^۸ و راتو^۹ در سال ۲۰۱۱ روی قاب بتن‌آرمه‌ی ۴ طبقه تحلیل بارافزون انجام دادند [۷]. سینیتا^{۱۰} و همکاران در سال ۲۰۱۲ یک تحلیل غیرخطی استاتیکی به منظور ارزیابی عملکرد لرزه‌ای و آسیب‌پذیری قاب‌های خمشی معمولی و ویژه‌ی ۴ و ۶ طبقه‌ی بتن‌آرمه انجام دادند [۸]. ویجایاکومار^{۱۱} در سال ۲۰۱۲ به منظور بررسی رفتار غیرخطی سازه‌های قابی بتن مسلح موجود، روی این سازه‌ها آنالیز بارافزون انجام داد [۹]. در سال ۲۰۱۳ مووزون^{۱۲} و همکاران با استفاده از تحلیل بارافزون ارزیابی عملکرد قاب خمشی ۶ طبقه‌ی دو دهانه از یک ساختمان بتن‌آرمه‌ی مسکونی را انجام دادند [۱۰]. در سال ۲۰۱۴ حکیم و همکاران دو قاب سه بعدی از یک ساختمان بتن‌آرمه واقع در منطقه‌ای با شدت لرزه‌خیزی کم را با استفاده از تحلیل بارافزون ارزیابی کردند [۱۱]. بنسل^{۱۳} و پاتیدار^{۱۴} آنالیز بارافزون ساختمان‌های چند طبقه با دال‌های تخت و مشبک را در سال ۲۰۱۶ انجام دادند و به این نتیجه رسیدند که اگرچه برش پایه در هر دو حالت برابر است اما نقاط عملکرد در دال تخت بزرگ‌تر از دال مشبک است [۱۲]. کانی^{۱۵} و دیوانال^{۱۶} در اواخر سال ۲۰۱۶ سطوح عملکرد سازه‌های با دال تخت و ستون‌های دایره‌ای را ارزیابی کردند [۱۳]. برخلاف سازه‌های بتن‌آرمه، تاکنون تحقیقات کمی بر روی سطوح عملکرد سازه‌های بتن پیش‌تنیده انجام گرفته است. هرچند پژوهش‌های نسبتاً خوبی در مورد سطوح عملکرد سیستم پیش‌تنیدگی در پل‌ها انجام

¹ Northridge (M6.7)

² Kobe (M7.2)

³ Zhang

⁴ Lou

⁵ Unbonded

⁶ Astawa

⁷ Kulkarni

⁸ Poluraju

⁹ Rao

¹⁰ Cinitha

¹¹ Vijayakumar

¹² Mouzzoun

¹³ Bansal

¹⁴ Patidar

¹⁵ Koni

¹⁶ Dyavanal

گرفته است. در سال ۲۰۰۶ ظرفیت لرزه‌ای ساختمان‌ها با سیستم قابی دال-ستونی پس‌کشیده (بدون پانل سرستون) توسط بونیاپینیو^{۱۷} و همکاران با استفاده از تحلیل بارافزون و روش قاب معادل ارزیابی شد و نتایج نشان دادند که بطور کلی قاب دال-ستونی پس‌کشیده سختی جانبی، ظرفیت مقاوم جانبی و خصوصیات پاسخ غیرالاستیک نسبتاً ضعیفی دارد. بنابراین پیشنهاد شد برای افزایش مقادیر گفته شده، کتیبه‌ی سرستون و دیوار برشی به این نوع قاب‌ها اضافه شود [۱۴]. شاه^{۱۸} و همکاران در سال ۲۰۱۱ با انجام تحلیل بارافزون روی ساختمان‌هایی با قاب‌های سه بعدی دو دهانه و سه حالت مختلف پیش‌تنیدگی، آن‌ها را ارزیابی لرزه‌ای کردند [۱۵]. این سه حالت شامل قاب با تیرهای بتن مسلح، قاب با تیرهای محیطی بتن مسلح و تیرهای درونی پیش‌تنیده و قاب با پیش‌تنیدگی در همه‌ی تیرها بودند. قاب‌های موردنظر قاب مقاوم جانبی نبودند و در هیچ‌کدام از آن‌ها رفتار دال پیش‌تنیده مدل‌سازی نشده بود. در آن تحقیق مشاهده شد که قاب‌ها با تیرهای بتن مسلح در محدوده‌ی سطح عملکردی ایمنی جانی قرار داشتند، قاب‌ها با تیرهای پیش‌تنیده نیز به‌صورت قابل قبولی در همین سطح عملکردی قرار داشتند. قاب با تیرهای محیطی بتن مسلح و تیرهای درونی پیش‌تنیده بهترین عملکرد لرزه‌ای را از میان سه حالت فوق داشتند. همچنین مشاهده شد که عملکرد قاب‌ها با تیرهای پیش‌تنیده کاملاً مناسب می‌باشد، حتی اگر از یک سیستم مقاوم جانبی مجزا نیز استفاده نشود [۱۵]. در سال ۲۰۱۳ هنیسویگلو^{۱۹} و همکاران عملکرد لرزه‌ای اتصالات یک قاب هفت طبقه‌ی بتنی پیش‌تنیده‌ی پیش‌ساخته را بررسی کردند، اگرچه در آن مطالعه تمرکز اصلی آن‌ها روی تشکیل مفصل پلاستیک در اتصال تیر-ستونی در این نوع سازه‌ها بود ولی سطح عملکردی ایمنی جانی را برای این قاب گزارش کردند [۱۶]. در سال ۱۳۹۲ عملکرد لرزه‌ای قاب بتنی با ستون‌های پیش‌تنیده توسط جاویدی مورد بررسی قرار گرفت [۱۷]. بدین منظور قاب‌های یک طبقه و یک دهانه‌ی دو بعدی با درصد‌های پیش‌تنیدگی متفاوت در ستون‌ها مورد تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار گرفت و با استفاده از نتایج تحلیل، کاربرد پیش‌تنیدگی در ستون‌های این قاب‌ها بررسی شد، هدف دیگر آن مطالعه، محاسبه ضریب رفتار این قاب‌ها به‌منظور بررسی رفتار لرزه‌ای آن‌ها بود [۱۷]. پس از بررسی تاریخچه‌ی بتن پیش‌تنیده و روش سطوح عملکرد می‌توان این‌طور استنباط کرد که تاکنون سطوح عملکرد قاب‌های ساختمانی بتنی پیش‌تنیده به‌خوبی بررسی نشده است. در هیچ‌کدام از پژوهش‌های گذشته سطوح عملکرد قاب خمشی ویژه‌ی پیش‌تنیده مورد بررسی قرار نگرفته است و دال پیش‌تنیده نیز مدل‌سازی نشده است. بیشترین پژوهش‌های انجام شده در زمینه‌ی قاب‌های بتن پیش‌تنیده بر روی ارزیابی عملکرد ثقلی این نوع سازه‌ها متمرکز بوده است. از این رو، در این مقاله سطوح عملکرد قاب‌های پیش‌تنیده مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۲- پیش‌تنیدگی

سیستم تیر-ستونی و دال-ستونی پیش‌تنیده از مهمترین سیستم‌های مورد استفاده در صنعت پیش‌تنیدگی هستند. این سیستم‌ها شامل انواع مختلف دال یک‌طرفه، دال دو طرفه (شامل دال مشبک و تیرچه‌ای)، دال تخت، دال تخت با سرستون و دال‌های با ضخامت متغیر و تاندون‌های مستقیم می‌باشند [۱۸]. تاندون‌های پیش‌تنیدگی را می‌توان به حالت‌های مختلف در هر جهت در دال پیش‌تنیده قرار داد. از میان سه حالت تاندون‌گذاری یکنواخت-نواری، یکنواخت-یکنواخت و نواری-نواری حالت اول معمول‌ترین حالت مورد استفاده می‌باشد. قابلیت‌های هر سه حالت در دال پس‌کشیده‌ی دو طرفه در تحقیقات گذشته بررسی شده‌اند [۱۹]. پیش‌تنیدگی به دو روش پیش‌کشیدگی^{۲۰} و پس‌کشیدگی^{۲۱} انجام می‌شود و پس‌کشیدگی به دو حالت چسبیده^{۲۲} و غیرچسبیده^{۲۳} اجرا می‌شود. درجه‌ی پیش‌تنیدگی از پیش‌تنیدگی کامل^{۲۴} تا پیش‌تنیدگی جزئی^{۲۵} یا نسبی متغیر است. آیین‌نامه‌ی ACI 318 استفاده از پیش‌تنیدگی در تیرهای قاب خمشی ویژه را به مواردی از جمله حداکثر مقدار میانگین تنش پیش‌تنیدگی محاسبه شده به مقدار ۳۰۵ مگاپاسکال، استفاده از فولاد پیش‌تنیدگی نچسبیده در نواحی

¹⁷ Boonyapinyo

¹⁸ Shah

¹⁹ Hancioglu

²⁰ Pretensioned Prestressed Concrete

²¹ Post-tensioned Prestressed Concrete

²² Bonded

²³ Unbonded

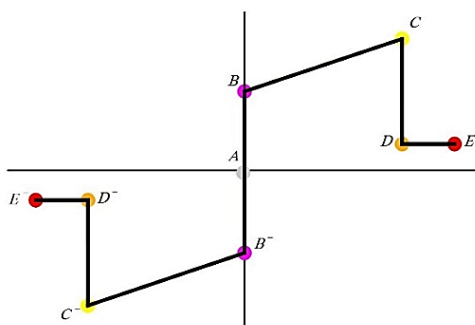
²⁴ Fully prestressed

²⁵ Partially prestressed

مستعد تشکیل مفصل پلاستیک، حداکثر مقدار کرنش محاسبه شده 0.01 در فولاد پیش‌تنیده تحت جابجایی طراحی و مشارکت حداکثر ۲۵ درصدی فولاد پیش‌تنیدگی در مقاومت خمشی مثبت یا منفی در مقطع بحرانی در محل مفصل پلاستیک محدود می‌کند [۲۰].

۳- طراحی براساس سطوح عملکرد

روش‌های متداول تحلیل و طراحی براساس تحلیل خطی سازه با نیروی کاهش یافته‌ی زلزله براساس ضریب رفتار صورت می‌گیرد. در تحلیل‌های خطی با استفاده از ضریب رفتار میزان برش پایه طراحی کاهش می‌یابد و سازه با این برش پایه تحلیل و طراحی می‌شود و انتظار می‌رود که سازه بقیه برش پایه را در محدوده‌ی غیرخطی با تشکیل مفاصل پلاستیک مستهلک کند. برخلاف روش‌های مرسوم، با توسعه‌ی فلسفه‌ی جدید طراحی لرزه‌ای بر مبنای سطح عملکرد، امکان انتخاب، تعیین و تنظیم عملکرد سازه در شرایط بحرانی وجود دارد. به این ترتیب با پذیرش سطح خطر مشخص و طراحی سازه بر مبنای سطح عملکرد بالاتر، از ایجاد خسارت‌های اقتصادی، جانی و زیست‌محیطی سنگین‌تر ناشی از زمین‌لرزه می‌توان جلوگیری کرد [۲۱]. از سال ۱۹۹۵ به بعد روش‌های بهسازی لرزه‌ای در دستورالعمل‌های ارزیابی سازه‌ها در برابر زلزله نظیر ATC40^{۲۶}، FEMA356^{۲۷} و در سال‌های اخیر در FEMA 440 مطرح شده‌اند. اخیراً مفاهیم پیش‌استاندارد FEMA356 با انجام تغییراتی در استاندارد ASCE 41 گنجانده شده‌اند [۲۵-۲۲]. با استفاده از این روش‌ها، نیازهای لرزه‌ای در سطوح عملکردی مهمی مانند استفاده‌ی بی‌وقفه^{۲۸}، ایمنی جانی^{۲۹} و آستانه فروریزش^{۳۰}، با دقت قابل قبولی تعیین می‌شوند [۲۶]. برای تعیین نیازهای لرزه‌ای از روش‌های مختلف از جمله روش تحلیل بارافزون استفاده می‌شود. تحلیل بارافزون عبارت است از تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه تحت اثر بارهای جانبی افزایش‌یابنده و تعیین نمودار بار- تغییرمکان یا منحنی ظرفیت سازه که معمولاً از مقادیر برش پایه و تغییرمکان جانبی نقطه مرجع تراز بام برای رسم نمودار بارافزون استفاده می‌شود [۲۶]. تحلیل غیرخطی استاتیکی بارافزون برای سازه‌های قابی به دو روش کلی شامل پلاستیسیته‌ی گسترده^{۳۱} (منطقه پلاستیک) و پلاستیسیته‌ی متمرکز^{۳۲} (مفصل پلاستیک) تقسیم‌بندی می‌شود. منحنی مشخصات مفاصل پلاستیک در نرم‌افزار SAP2000 براساس نیرو-تغییرمکان یا لنگر- دوران در شکل ۱ نشان داده شده است.



شکل ۱: منحنی مشخصات مفصل پلاستیک.

نقطه‌ی A همواره در مبدأ قرار دارد. نقطه‌ی B نقطه‌ی تسلیم را نشان می‌دهد. نقطه‌ی C نشان‌دهنده‌ی ظرفیت نهایی^{۳۳}، نقطه‌ی D نشان‌دهنده‌ی مقاومت پس‌ماند^{۳۴} و نقطه‌ی E نشان‌دهنده‌ی گسیختگی کل^{۳۵} برای تحلیل بارافزون است [۲۷]. تغییرمکان هدف یا تغییرمکان نیاز^{۳۶} و یا نقطه‌ی عملکرد^{۳۷} تخمینی از تغییرمکان کلی مرتبط با سطح عملکرد مورد نظر است که تحت زلزله‌ی طراحی از سازه

²⁶ Applied Technology Council

²⁷ Federal Emergency Management Agency

²⁸ Immediate occupancy (IO)

²⁹ Life Safety (LS)

³⁰ Collapse Prevention (CP)

³¹ Distributed plasticity

³² Concentrated plasticity

³³ Ultimate Capacity

³⁴ Residual Strength

³⁵ Total Failure

³⁶ Demand Displacement

³⁷ Performance Point

انتظار می‌رود [۲۸]. روش‌های متعددی برای تعیین نقطه عملکرد وجود دارد که در حالت کلی می‌توان آن‌ها را به سه گروه تقسیم‌بندی کرد که شامل روش اصلاح جابه‌جایی یا ضریب جابه‌جایی^{۳۸}، روش خطی‌سازی معادل یا طیف ظرفیت^{۳۹} و روش تحلیل استاتیکی مودال^{۴۰} می‌باشند. در این پژوهش از روش ضرایب FEMA356 و روش طیف ظرفیت ATC40 که رایج‌ترین روش‌های محاسبه‌ی تغییرمکان هدف می‌باشند، استفاده شده است. هر دوی این روش‌ها از منحنی بار-تغییرمکان حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزون استفاده می‌کنند [۲۲] و [۲۳].

۳-۱- روش به‌دست آوردن تغییرمکان هدف در FEMA356

یکی از روش‌هایی که برای تعیین تغییرمکان هدف در دیافراگرام‌های صلب به‌کار می‌رود روش ضریب جابه‌جایی FEMA356 است. این روش برای محاسبه‌ی تغییرمکان هدف، عیناً در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای آورده شده است و در این مورد تفاوتی بین FEMA356 و دستورالعمل بهسازی وجود ندارد. از روی منحنی بارافزون به‌دست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی و یک‌سری ضرایب می‌توان تغییرمکان هدف را به‌دست آورد. براساس FEMA356 و دستورالعمل‌های بهسازی لرزه‌ای تغییرمکان هدف طبق رابطه‌ی (۱) می‌باشد [۲۶].

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (1)$$

در رابطه‌ی (۱)، T_e زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان (ثانیه)، T_1 زمان تناوب اصلی ساختمان (ثانیه)، T_s زمان تناوب مشترک بین دو ناحیه‌ی شتاب ثابت و سرعت ثابت در طیف بازتاب طرح، K_1 سختی جانبی الاستیک ساختمان، K_e سختی جانبی مؤثر ساختمان، C_0 ضریب اصلاح برای ارتباط تغییرمکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییرمکان بام سیستم چند درجه آزادی، C_1 ضریب اصلاح برای تبدیل تغییرمکان‌های محاسبه شده از پاسخ خطی الاستیک به ماکزیمم تغییرمکان‌های غیرالاستیک مورد انتظار سازه، C_2 ضریب اصلاح برای در نظر گرفتن شکل منحنی هیستریزس، کاهش سختی و زوال مقاومت اعضای سازه‌ای بر ماکزیمم تغییرمکان‌ها و C_3 ضریب اصلاحی برای در نظر گرفتن افزایش تغییرمکان‌های ناشی از اثرات دینامیکی $P-\Delta$ می‌باشند.

۳-۲- روش به‌دست آوردن تغییرمکان هدف در ATC40

روش به‌دست آوردن نقطه‌ی عملکرد ATC40 براساس روش طیف ظرفیت است. نقطه‌ی عملکرد سازه در مختصات جابه‌جایی طیفی، جابه‌جایی تقاضا نامیده می‌شود. با استفاده از این جابه‌جایی، مقدار تغییرمکان نقطه‌ی کنترلی به‌دست می‌آید و سطح عملکرد ساختمان مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. در این روش ابتدا با استفاده از یک تحلیل استاتیکی غیرخطی، منحنی ظرفیت (بارافزون سازه) به‌دست آورده می‌شود. سپس منحنی ظرفیت (بارافزون) و منحنی طیف پاسخ الاستیک با میرایی ۵٪ با توجه به یک سری روابط به منحنی‌هایی براساس مختصات جابه‌جایی طیفی^{۴۱} (S_d) و شتاب طیفی^{۴۲} (S_a) تبدیل می‌شوند. منحنی طیف پاسخ الاستیک (طیف تقاضا) در مختصات جابه‌جایی طیفی-شتاب طیفی، منحنی طیف پاسخ الاستیک (طیف تقاضا) در فرمت ADRS^{۴۳} (طیف پاسخ جابه‌جایی شتاب) و منحنی ظرفیت (بارافزون) در مختصات جابه‌جایی طیفی-شتاب طیفی، منحنی ظرفیت (بارافزون) در فرمت ADRS یا طیف ظرفیت نامیده می‌شود. پس از رسم هر دو منحنی در یک دستگاه مختصات یک جابه‌جایی طیفی برای سازه فرض می‌شود و براساس این جابه‌جایی طیفی میرایی مؤثر سازه محاسبه می‌شود. با توجه به میرایی مؤثر محاسبه شده ضرایب کاهش طیفی به‌دست می‌آیند. با استفاده از ضرایب کاهش طیفی، طیف تقاضا در فرمت ADRS کاهش داده می‌شود تا منحنی طیف ظرفیت سازه را قطع کند. جابه‌جایی طیفی نقطه‌ی تقاطع به‌دست آمده، همان جابه‌جایی تقاضای موردنظر سازه است. با استفاده از رابطه‌ی (۲) هر نقطه‌ای از منحنی طیف پاسخ الاستیک با مختصات (T_1, S_{a1}) به نقطه‌ای از منحنی طیف تقاضا با مختصات (S_{d1}, S_{a1}) در فرمت ADRS تبدیل می‌شود [۲۶].

³⁸ Displacement Coefficient Method

³⁹ Capacity Spectrum Method

⁴⁰ Modal Static Analysis

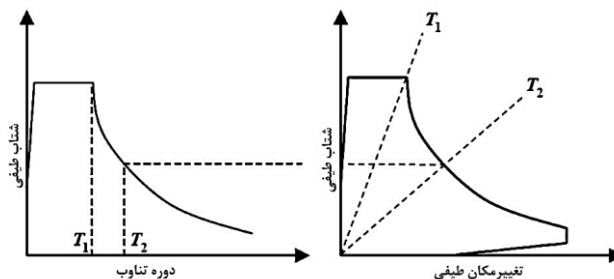
⁴¹ Spectral Displacement

⁴² Spectral Acceleration

⁴³ Acceleration Displacement Response Spectrum

$$Sd_i = \frac{T_i^2}{4\pi^2} Sa_i g \quad (2)$$

در رابطه‌ی (۲)، Sd_i جابه‌جایی طیفی، Sa_i شتاب طیفی و T_i پریود سازه می‌باشند. این تبدیل در شکل ۲ نشان داده شده است.



شکل ۲: تبدیل طیف پاسخ الاستیک به طیف تقاضا [۲۹].

با استفاده از رابطه‌های (۳) و (۴) هر نقطه از منحنی ظرفیت بارافزون با مختصات (δ_i, V_i) به نقطه‌ای از منحنی طیف ظرفیت با مختصات (Sd_i, Sa_i) در فرمت ADRS تبدیل می‌شود.

$$Sa_i = \frac{V_i / W}{\alpha_i} \quad (3)$$

$$Sd_i = \frac{\Delta_{roof}}{(PF_1 \times \phi_{1,roof})} \quad (4)$$

در روابط (۳) و (۴)، Sa_i شتاب طیفی، Sd_i جابه‌جایی طیفی، V_i برش پایه، W وزن بار مرده‌ی ساختمان بعلاوه بارهای زنده‌ی محتمل، α_i ضریب جرم مودال در مود اول، Δ_{roof} جابه‌جایی تراز بام، PF_1 ضریب مشارکت مودال در مود اول و $\phi_{1,roof}$ دامنه‌ی مود اول در تراز بام می‌باشند. طیف تقاضا با استفاده از ضرایب کاهش طیفی SR_A و SR_V کاهش می‌یابند. مقدار کاهش طیفی در محدوده‌ی شتاب ثابت طیف و SR_V مقدار کاهش طیفی در محدوده‌ی سرعت ثابت طیف است. این ضرایب طبق رابطه‌های (۵) و (۶) می‌باشند.

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} \quad (5)$$

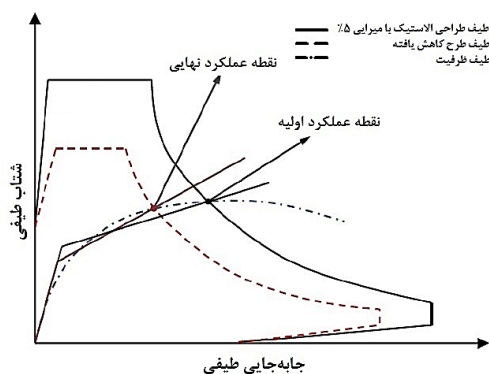
$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65} \quad (6)$$

که در رابطه‌های (۵) و (۶) پارامتر β_{eff} میرایی مؤثر سازه ارائه شده در ATC40 می‌باشد. مقدار SR_A و SR_V باید حداقل برابر مقادیر جدول ۱ باشند.

جدول ۱: مقادیر حداقل مجاز SR_A و SR_V براساس ATC40.

Structural Behavior Type	SR_A	SR_V
Type A	0.33	0.50
Type B	0.44	0.56
Type C	0.56	0.67

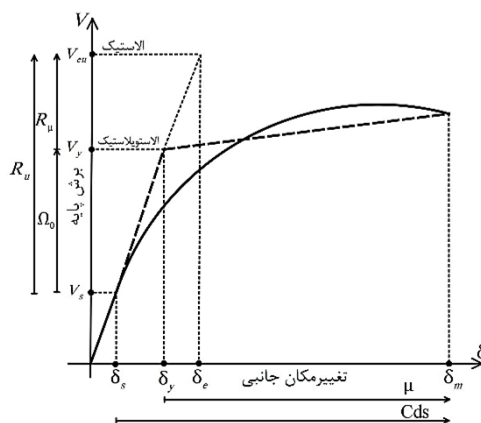
نحوه‌ی به‌دست آوردن تغییر مکان هدف با استفاده از طیف ظرفیت براساس ATC40 در شکل ۳ نشان داده شده است.



شکل ۳: تغییر مکان هدف براساس ATC40 [۲۹].

۴- محاسبه‌ی ضریب رفتار

سازه‌ها هنگام رخداد زلزله‌های متوسط و بزرگ دارای رفتار غیرخطی می‌باشند و برای طراحی آن‌ها نیاز به تحلیل غیرخطی می‌باشد. به دلیل پرهزینه بودن تحلیل غیرخطی و سهولت روش‌های تحلیل ارتجاعی، روش‌های تحلیل و طراحی در آیین‌نامه‌ها براساس روش تحلیل ارتجاعی با نیروی کاهش یافته‌ی زلزله صورت می‌گیرد. بدین منظور آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای برای لحاظ کردن اثر رفتار غیر ارتجاعی و اتلاف انرژی بر اثر رفتار هیسترتیک^{۴۴}، میرایی و اثر مقاومت افزون، این نیروی ارتجاعی را توسط ضریب رفتار به نیروی طراحی تبدیل می‌کنند [۳۰]. ضریب رفتار سازه در حالت حدی نهایی مورد استفاده در روش‌های تحلیل و طراحی خطی، با توجه به پارامترهای مؤثر بر آن و با استفاده از منحنی بارافزون شکل ۴ و از رابطه‌ی (۱۰) به دست می‌آید [۳۰].



شکل ۴: پارامترهای مؤثر در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها با استفاده از منحنی بارافزون.

روابط (۷) تا (۱۰) به ترتیب برش پایه، ضریب شکل‌پذیری و ضریب کاهش بر اثر شکل‌پذیری، ضریب اضافه مقاومت، ضریب بزرگ نمایی جابجایی و ضریب رفتار را نشان می‌دهند.

$$V = C \cdot W \quad (7)$$

$$\mu = \frac{\delta_m}{\delta_y}, R_\mu = \frac{V_{eu}}{V_y} \quad (8)$$

$$\Omega_0 = \frac{V_y}{V_s} \quad (9)$$

$$C_{ds} = \mu \cdot \Omega_0, R_u = R_\mu \cdot \Omega_0 \quad (10)$$

⁴⁴ Hysteresis

در روابط (۷) تا (۱۰)، V برش پایه، C ضریب برش پایه، W وزن موثر سازه، δ تغییرمکان جانبی نقطه‌ی کنترل سازه، μ ضریب شکل‌پذیری سازه، R_{μ} ضریب کاهش بر اثر شکل‌پذیری، Ω_0 ضریب اضافه مقاومت سازه، C_{ds} ضریب بزرگ‌نمایی تغییرمکان، δ_y تغییرشکل سازه در تراز مقاومت تسلیم، δ_m ماکزیمم تغییرمکان سازه پس از ورود به ناحیه‌ی پلاستیک، δ_s تغییرمکان سازه در روش حالت حدی و ضرایب بار و مقاومت، V_s برش پایه متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک سازه، V_{eu} برش پایه الاستیک سازه و V_y برش پایه در تراز مقاومت تسلیم سازه می‌باشند. ضریب کاهش بر اثر شکل‌پذیری براساس روش نیومارک-هال^{۴۵} به صورت رابطه‌ی (۱۱) به دست می‌آید. در رابطه‌ی (۱۱)، T زمان تناوب می‌باشد که برای سایر مقادیر آن درون‌یابی خطی انجام می‌شود [۳۰].

$$\begin{aligned} R_{\mu} (T \leq 0.03 \text{ sec}, \mu) &= 1.0 \\ R_{\mu} (0.12 \text{ sec} \leq T \leq 0.5 \text{ sec}, \mu) &= \sqrt{2\mu - 1} \\ R_{\mu} (1.0 \text{ sec} \leq T, \mu) &= \mu \end{aligned} \quad (11)$$

ضریب برش پایه‌ی طراحی (C_d) برای سازه‌ی واقعی و مدل یکسان است، درحالی‌که به دلیل زمان تناوب بزرگ‌تر مدل، ضریب برش پایه‌ی متناظر تسلیم سازه واقعی بزرگ‌تر خواهد بود. برای جبران این مشکل و قابلیت مقایسه‌ی ضرایب رفتار محاسباتی با ضرایب رفتار آیین‌نامه لازم است ضریبی به عنوان ضریب اصلاح مدل عددی در ضریب رفتار محاسبه شده برای مدل‌های عددی ضرب شود تا مقدار آن به مقدار واقعی در سازه نزدیک‌تر گردد. ضریب اصلاح مدل عددی و ضریب رفتار نهایی از روابط (۱۲) و (۱۳) به دست می‌آید [۳۰].

$$\alpha_{Model} = \begin{cases} \frac{T_{Model} \geq T_0}{T_{Code} \geq T_0} \end{cases} \quad (12)$$

$$R = \alpha_{Model} \cdot R_{Model} \quad (13)$$

در روابط (۱۲) و (۱۳)، R_{Model} ضریب رفتار (R_0) محاسباتی برای سازه‌ی مدل شده، T_0 عددی برحسب نوع زمین محل احداث ساختمان از آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰، T_{Code} زمان تناوب اصلی نوسان، (T) از روابط تجربی آیین‌نامه ۲۸۰۰، T_{Model} زمان تناوب اصلی محاسباتی برای سازه‌ی مدل شده و α_{Model} ضریب اصلاح مدل عددی می‌باشند.

۵- شاخص آسیب و تغییرمکان نسبی جانبی

شاخص آسیب معیاری برای ارزیابی آسیب‌پذیری ساختمان می‌باشد و به صورت ترکیب خطی مقیاس شده‌ی (میانگین وزنی) عملکرد مفاصل در اعضا می‌باشد و با استفاده از سطوح عملکرد در تغییرمکان هدف و یا در تغییرمکان متناظر با نقطه‌ی پایان تحلیل استاتیکی غیرخطی محاسبه می‌شود [۳۱]. منحنی بار-تغییرمکان برای مفاصل پلاستیک که در شکل ۱ نشان داده شد، به چند بازه‌ی کلی شامل B، $E > E > D-E, CP-C, LS-CP, IO-LS, B-IO$ تقسیم‌بندی می‌شود. بعد از انجام تحلیل بارافزون توسط نرم‌افزار SAP2000 می‌توان سطح عملکرد و تعداد مفاصل تشکیل شده در هر سطح عملکردی را برای هر کدام از این بازه‌ها برداشت کرد. یک ضریب وزنی X_i به هر بازه عملکردی تخصیص داده می‌شود. این ضریب که توسط لاکشمانان^{۴۶} پیشنهاد شده است، برای بازه‌های مختلف سطوح عملکردی در جدول ۲ نشان داده شده است [۸]، [۳۱] و [۳۲].

⁴⁵ Newmark-Hall

⁴⁶ Lakshmanan

جدول ۲: ضریب وزنی مورد استفاده در شاخص آسیب با توجه به سطوح عملکردی [۳۱].

ضریب وزنی (X_i)	بازه‌ی عملکردی (i)	
۰	<B	۱
۰/۱۲۵	B-IO	۲
۰/۳۷۵	IO-LS	۳
۰/۶۲۵	LS-CP	۴
۰/۸۷۵	CP-C	۵
۱/۰۰	C-D, D-E, >E	۶

شاخص آسیب‌پذیری سازه براساس میانگین‌گیری وزنی توسط رابطه‌ی (۱۴) محاسبه شده است [۳۱].

$$VI_{bldg} = \frac{1.5 \cdot \sum N_i^c \cdot x_i + \sum N_i^b \cdot x_i}{\sum N_i^c + \sum N_i^b} \quad (14)$$

در رابطه‌ی (۱۴)، N_i^c و N_i^b به ترتیب تعداد مفاصل تشکیل شده در تیر و ستون برای سطح عملکردی i ام می‌باشند. پارامتر i مقادیر ۱ تا ۶ را دارد. با توجه به تحلیل بارافزون، مقادیر بالای VI_{bldg} عملکرد ضعیف اعضای سازه را نشان می‌دهد [۳۱].

۶- مدل‌سازی در نرم‌افزار و صحت‌سنجی

۶-۱- مشخصات مدل‌های مورد مطالعه

مدل‌های مورد مطالعه شامل دو دسته‌ی کلی قاب‌های خمشی ویژه‌ی پیش‌تنیده (دارای تیرها و دال‌های پس‌کشیده) و بتن‌آرمه با سیستم تیر-ستونی و دال دوطرفه می‌باشند که براساس ویرایش سوم مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و ویرایش چهارم آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ بارگذاری شده‌اند و برای طراحی آن‌ها از ضوابط آیین‌نامه‌ی ۴۷ ACI 318-14 استفاده شده است. تیرهای پیش‌تنیده به روش بار معادل و به صورت دستی طراحی شده و محدودیت‌های آیین‌نامه‌ی تیر بتنی پیش‌تنیده در قاب خمشی ویژه در آن‌ها کنترل شده، سپس طراحی نهایی مقاطع پیش‌تنیده توسط نرم‌افزار انجام شده است. در طراحی مدل‌های موردنظر از رفتار دال‌ها به‌عنوان اعضای اصلی باربر جانبی صرف‌نظر شده است. در تحلیل‌های غیرخطی، رفتار دال یا به صورت غشایی^{۴۸} با دیافراگم صلب و یا به صورت پوسته‌ای^{۴۹} با دیافراگم نیمه‌صلب مدل‌سازی شده است. نرم‌افزار در حالت نیمه‌صلب رفتار دیافراگم را از سختی واقعی دال به دست می‌آورد که این نوع مدل‌سازی به واقعیت نزدیک‌تر می‌باشد. در تعیین ابعاد مقاطع، مقادیر آرماتور، تعداد تاندون‌ها و جای‌گذاری آن‌ها تا حد امکان همه‌ی ضوابط آیین‌نامه رعایت شده است. برخی از ضوابط مورد استفاده در طراحی و کنترل اعضای پیش‌تنیده در جدول ۳ تا جدول ۶ ارائه شده‌اند.

جدول ۳: تنش دورترین تار کششی در محدوده‌ی پیش‌فشرده تحت بار سرویس (Mpa) [۲۰].

حدود f_t	کلاس عضو	رفتار فرض شده
$f_t \leq 0.62\sqrt{f'_c}$	U	ترک نخورده
$0.62\sqrt{f'_c} \leq f_t \leq 1.0\sqrt{f'_c}$	T	حالت انتقالی بین ترک نخورده و ترک نخورده
$f_t \geq 1.0\sqrt{f'_c}$	C	ترک خورده

دال‌های پیش‌تنیده‌ی دوطرفه باید برای کلاس U و $f_t \leq 0.5\sqrt{f'_c}$ طراحی شوند.

⁴⁷ Structural Concrete Building Code (ACI 318M-14)

⁴⁸ Membrane

⁴⁹ Shell

جدول ۴: تنش فشاری بتن بلافاصله پس از انتقال پیش‌تنیدگی (Mpa) [۲۰].

موقعیت	محدوده‌ی تنش فشاری بتن
انتهای اعضای با تکیه‌گاه ساده	$0.7f'_{ci}$
در بقیه‌ی محل‌ها	$0.6f'_{ci}$

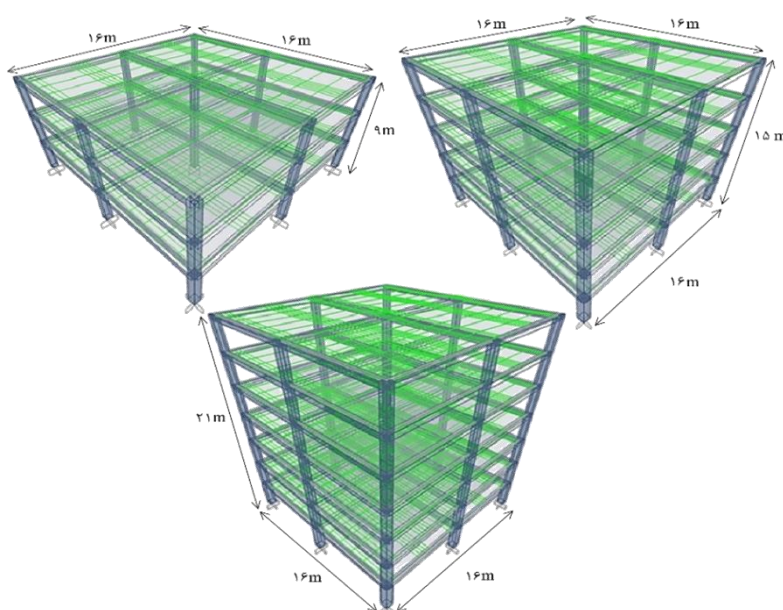
جدول ۵: تنش کششی بتن پس از انتقال پیش‌تنیدگی بدون آرما تور کششی (Mpa) [۲۰].

موقعیت	محدوده‌ی تنش فشاری بتن
انتهای اعضای با تکیه‌گاه ساده	$0.5\sqrt{f'_{ci}}$
در بقیه‌ی محل‌ها	$0.25\sqrt{f'_{ci}}$

جدول ۶: تنش فشاری بتن در بارهای سرویس (Mpa) [۲۰].

موقعیت بار	محدوده‌ی تنش فشاری بتن
پیش‌تنیده به‌علاوه بار پایدار ^{۵۰}	$0.45f'_c$
پیش‌تنیده به‌علاوه بار کل	$0.6f'_c$

نمای سه بعدی مدل‌های پیش‌تنیده شامل المان‌های تیر، ستون، دال و تاندون‌های پیش‌تنیدگی در شکل ۵ نشان داده شده است.



شکل ۵: نمای سه بعدی مدل‌های پیش‌تنیده‌ی مورد مطالعه.

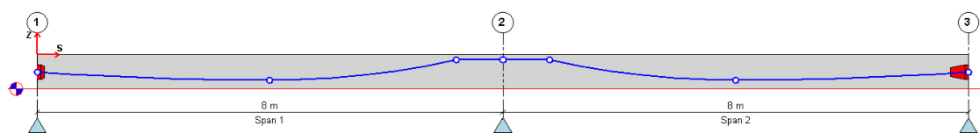
برای همه‌ی مدل‌ها ارتفاع طبقات ۳ متر و طول دهانه ۸ متر در نظر گرفته شده است. مشخصات مدل‌های مورد مطالعه در جدول ۷ ارائه شده است. همه‌ی مدل‌های پیش‌تنیده، از نوع پیش‌تنیده‌ی جزئی هستند و اثر اتلاف پیش‌تنیدگی با کسر مقدار مجموع افت‌های پیش‌تنیدگی از نیروی اولیه اعمال شده، در مدل‌سازی در نظر گرفته شده‌اند. از تاندون‌های منحنی پس‌کشیده‌ی نچسبیده در همه‌ی مدل‌ها استفاده شده است.

⁵⁰ Sustained load

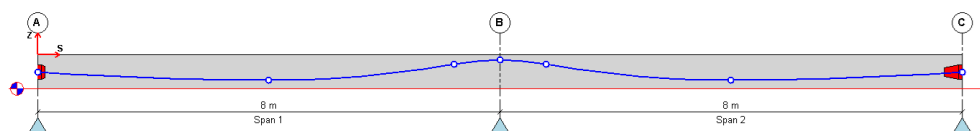
جدول ۷: مشخصات مدل‌های مورد مطالعه.

رفتار دال	نوع مدل	تعداد دهانه	تعداد طبقه	مدل
غشایی	بتن آرمه	۲	۳	3A RC
غشایی	بتن آرمه	۲	۵	5A RC
غشایی	بتن آرمه	۲	۷	7A RC
پوسته	بتن آرمه	۲	۳	3B RC
پوسته	بتن آرمه	۲	۵	5B RC
پوسته	بتن آرمه	۲	۷	7B RC
پوسته	پیش‌تنیده	۲	۳	3B PT
پوسته	پیش‌تنیده	۲	۵	5B PT
پوسته	پیش‌تنیده	۲	۷	7B PT

منحنی پروفیل تاندون‌های مورد استفاده در دال‌ها در جهت تاندون‌گذاری نواری دال در شکل ۶ و پروفیل تاندون‌های مورد استفاده در جهت تاندون‌گذاری یکنواخت دال و همچنین مورد استفاده در تیرها در شکل ۷ نشان داده شده‌اند.



شکل ۶: پروفیل تاندون‌های مورد استفاده در دال‌ها در جهت تاندون‌گذاری نواری دال.



شکل ۷: پروفیل تاندون‌های مورد استفاده در تیرها و در جهت تاندون‌گذاری یکنواخت دال.

تحلیل غیرخطی استاتیکی سازه با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی اجزای آن شامل رفتار غیرخطی مصالح و اثرات غیرخطی هندسی انجام شده است. نمودارهای تنش-کرنش مصالح مورد استفاده در مدل‌سازی شامل بتن محصور نشده^{۵۱}، بتن محصور شده^{۵۲}، آرماتور معمولی و فولاد پیش‌تنیدگی با فرض رفتار غیرخطی آن‌ها به دست آمده‌اند. منحنی‌های تنش-کرنش غیرخطی بتن محصور شده با مشخص بودن آرماتورهای طولی و عرضی مورد نیاز و با استفاده از تئوری مندر^{۵۳} به دست آمده است [۳۳]. در طراحی مدل‌های مورد مطالعه، اعضای بتنی محصور نشده در نظر گرفته شده‌اند و در تحلیل غیرخطی، تیرها و ستون‌ها محصور شده و دال‌ها محصور نشده فرض شده‌اند. اثرات غیرخطی هندسی نیز با در نظر گرفتن اثر P-Δ (تشدید بار-تغییر مکان) محقق شده است. سه مصالح بتن پرمقاومت، تاندون پیش‌تنیدگی و فولاد معمولی مورد استفاده برای مدل‌های مورد مطالعه از استانداردهای آیین‌نامه‌ی آمریکا انتخاب شده‌اند و مشخصات آن‌ها در جدول ۸ ارائه شده است. مشخصات مصالح به دو گروه کرانه‌ی پایین مقاومت^{۵۴} و مقاومت مورد انتظار^{۵۵} تقسیم می‌شود که در تحلیل‌های غیرخطی از مقاومت مورد انتظار مصالح استفاده شده است [۲۶].

⁵¹ Unconfined Concrete

⁵² Confined Concrete

⁵³ Mander

⁵⁴ Lower-bound strength

⁵⁵ Expected strength

جدول ۸: مصالح مورد استفاده در مدل‌ها.

مدل‌های پیش‌تنیده	مدل‌های بتن‌آرمه	مصالح
6000psi (41 Mpa)	5000psi (34 Mpa)	بتن
ASTM A615 Grade 60 (414 Mpa)	ASTM A615 Grade 60 (414 Mpa)	آرماتور معمولی
ASTM A416 Grade 270 (1689 Mpa)	-	تاندون پیش‌تنیدگی

۲-۶- بارگذاری

بارهای ثقلی شامل بار مرده و زنده‌ی طبقات و بام، بار تیغه‌بندی طبقات و بار برف می‌باشند. جزئیات بارگذاری (بدون وزن خود دال) در جدول ۹ ارائه شده است. همچنین بار Wall برای منظور کردن اثر تیغه‌بندی در جرم لرزه‌ای طبقه‌ی بام بر دال تراز بام وارد شده است.

جدول ۹: خلاصه‌ی بارگذاری مدل‌ها.

بار مرده	بار زنده	بار برف بام یا تیغه‌بندی طبقات	بار Wall
(kg/m ²)	(kg/m ²)	(kg/m ²)	(kg/m ²)
۱۸۰	۱۵۰	۱۲۶	۵۰
۱۶۰	۲۵۰	۱۰۰	-

پارامترهای مورد نیاز در بارگذاری جانبی مدل‌های مورد مطالعه با استفاده از روش تحلیل استاتیکی معادل تحت بار زلزله به‌دست آمده‌اند. فرض بر این است که مدل‌های موردنظر در منطقه با لرزه‌خیزی شدید (نسبت شتاب مبنای طرح برابر ۰/۳۵) قرار دارند و زمینی که مدل‌ها در آن واقع شده‌اند براساس آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ ایران از نوع II می‌باشد. مدل‌های موردنظر بخشی از ساختمان اداری هستند و درجه‌ی اهمیت آن‌ها براساس گروه ۱ در آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ مقداری برابر ۱ دارد. طبق آیین‌نامه‌ی ACI برای قاب‌های خمشی ویژه‌ی پیش‌تنیده نیز با اعمال محدودیت‌های مورد نیاز می‌توان از ضریب رفتار قاب‌های بتن‌آرمه استفاده کرد.

۳-۶- تحلیل استاتیکی غیرخطی

برای انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی نیاز به تعریف سطوح خطر، سطوح عملکرد، حالات بار غیرخطی، مفاصل پلاستیک و دیگر پارامترهای مربوطه براساس پیش‌استاندارد بهسازی لرزه‌ای FEMA356 و آیین‌نامه‌ی ASCE 41 می‌باشد. در جدول ۱۰ سطوح خطر و سطوح عملکرد انتخاب شده براساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها و معادل آن‌ها در آیین‌نامه‌ی FEMA356 ارائه شده است. براساس تفسیر دستورالعمل بهسازی، در بهسازی مطلوب دو سطح عملکرد در نظر گرفته می‌شود. در سطح خطر ۱ (زلزله‌ی طرح^{۵۶}) ایمنی جانی ساکنین تأمین می‌شود که این سطح عملکرد، معادل سطح عملکرد 3-C در FEMA356 می‌باشد. در سطح خطر ۲ (بیشینه‌ی زلزله‌ی محتمل^{۵۷}) طراحی به‌گونه‌ای است که ساختمان فرو نریزد که این سطح عملکرد معادل با سطح عملکرد 5-C در FEMA356 می‌باشد.

جدول ۱۰: سطح عملکرد مدل‌های مورد مطالعه.

نشریه‌ی ۳۶۰ FEMA356		
هدف بهسازی	مطلوب	مبنای ۵۸
سطح عملکرد برای سطح خطر I (BSE1)	B-2	3-C
سطح عملکرد برای سطح خطر II (BSE2)	E-5	5-E

⁵⁶ Design Basis Earthquake⁵⁷ Maximum Considered Earthquake⁵⁸ Basic Safety Objective

به منظور تعیین اهداف عملکردی ابتدا باید یک تحلیل استاتیکی غیرخطی تحت ترکیبات بار ثقلی و سپس تحلیل‌های غیرخطی تحت حالات بار^{۵۹} جانبی مختلف در ادامه‌ی آن انجام شوند. حالات بار ثقلی غیرخطی مورد استفاده طبق روابط (۱۵) تا (۱۸) می‌باشند.

$$Push\ GI = 1.1 \cdot (D + 0.25L) \quad (15)$$

$$Push\ GII = 0.9 \cdot D \quad (16)$$

$$Staged\ I = 1.1 \cdot (D + 0.25L) + PT \quad (17)$$

$$Staged\ II = 0.9 \cdot D + PT \quad (18)$$

روابط (۱۵) و (۱۶) حالات بار ثقلی استاتیکی غیرخطی برای مدل‌های بتن‌آرمه می‌باشند که از شرایط اولیه‌ی صفر شروع می‌شوند و تنها نتایج نهایی آن‌ها مورد استفاده می‌باشد و روابط (۱۷) و (۱۸) حالات بار غیرخطی ساخت مرحله‌ای برای مدل‌های پیش‌تنیده می‌باشند که در مراحل اول آن تیرها، ستون‌ها و دال‌ها قرار داده شده و بارهای ثقلی D و L طبق روابط (۱۵) تا (۱۸) به آن‌ها اعمال می‌شود، سپس تاندون‌های پیش‌تنیدگی اضافه می‌شود و بار PT ناشی از پس‌کشیدگی تاندون‌ها اعمال می‌شود. نتایج نهایی برای حالات بار ثقلی ذخیره شده و حالات بار جانبی شامل بار جانبی یکنواخت و بار جانبی مثلثی در ادامه‌ی آن‌ها انجام می‌گیرد. برای تیرها مفصل خمشی (M) و مفصل برشی (V) و برای ستون‌ها مفصل اندرکنشی بار محوری-لنگر خمشی ($P-M-M$) در فواصل نسبی 0.05 و 0.95 طول عضو تعریف شده‌اند. طبق آیین‌نامه‌ی ASCE 41 می‌توان برای تعریف مفاصل پلاستیک تیر در قاب‌های خمشی تیر-ستونی پس‌کشیده که در آن‌ها محدودیت‌های تیر رعایت شده باشد، از همان پارامترهای تیرهای بتن‌آرمه برای تیرهای پس‌کشیده استفاده کرد.

۴-۶- صحت سنجی

در این بخش نتایج تحلیل بارافزون یک مدل آزمایشگاهی شامل قاب بتن‌آرمه با ابعاد واقعی صحت‌سنجی شده است. این قاب بخشی از سازه‌ی واقعی موجود می‌باشد که براساس ضوابط معمولی ساختمان‌های بتن‌آرمه استاندارد کشور هند و بدون در نظر گرفتن ضوابط لرزه‌ای، طراحی و مدل‌سازی شده و سپس مورد آزمایش بارافزون قرار گرفته است. قاب موردنظر توسط بخش ایمنی راکتور^{۶۰} از مرکز پژوهش اتمی بهابها^{۶۱} در کشور هند ساخته و آزمایش شده است [۳۴]. مدل تحلیلی آن توسط چندین مؤسسه‌ی علمی یا مرکز دانشگاهی، مورد تحلیل بارافزون قرار گرفته است. همچنین سه مدل تحلیلی با جزئیات بیشتر توسط بخش ایمنی راکتور، مورد تحلیل بارافزون قرار گرفته است. تفاوت زیاد در نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی در آن پژوهش، مشخص می‌کند که نتایج یک تحلیل بارافزون به‌شدت به روش‌های مدل‌سازی حساس است. قاب موردنظر، یک دهانه با ارتفاع چهار متر و طول دهانه‌ی پنج متر می‌باشد که در سه طبقه‌ی اول، تیری با خروج از مرکزیت از وسط دهانه قرار گرفته و در طبقه‌ی آخر این تیر در وسط دهانه واقع شده است. برخی از پارامترهای مهم مدل‌سازی در مطالعه‌ی حاضر و مراکز علمی در جدول ۱۱ ارائه شده است. همان‌طور که از جدول ۱۱ می‌توان دریافت، نرم‌افزارهای SAP2000 و ANSYS توسط مراکز علمی برای مدل‌سازی استفاده شده‌اند. همچنین در مدل‌های مورد نظر، دال بتنی یا اصلاً مدل نشده است، یا فقط وزن آن در نظر گرفته شده است، یا به‌صورت دیافراگم صلب مدل شده است و یا به‌صورت المان پوسته مدل‌سازی شده است. برای جزئیات بیشتر به مرجع [۳۴] مراجعه شود.

⁵⁹ Load Case

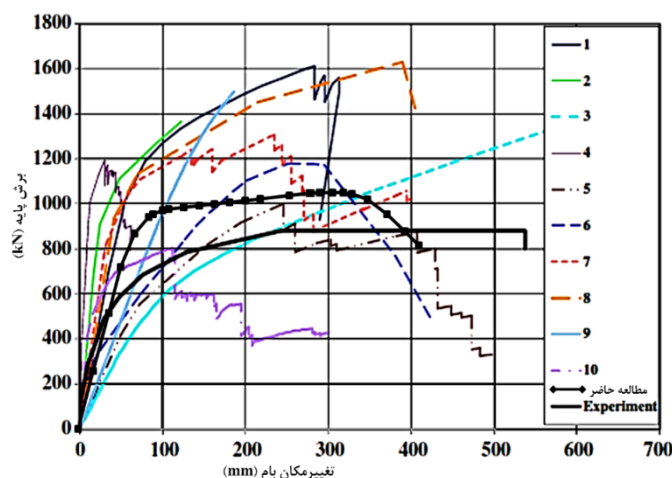
⁶⁰ Reactor Safety Division

⁶¹ BAHABHA Atomic Research Center

جدول ۱۱: برخی از پارامترهای مورد استفاده مراکز علمی در مدل سازی [۳۴].

No.	Software	Concrete Const. Law	Rebar Const. Law	Modeling of Joints	Flexure Hinges	Shear Hinges	Torsion Hinges	Axial-Moment Interaction	Geometric Nonlinearity	Slab Modeling
Current Study ^{۶۲}	SAP2000	Hinges By FEMA356	Hinges By FEMA356	Rigid End Offsets	Yes	No	No	Yes	Yes	Rigid Diaphragm
1	SAP2000	Mander	Strain Hardening	Rigid	Yes	No	No	Yes	No	Only Mass
2	SAP2000	Mander	IS 456	Rigid	Yes	No	No	Yes	No	Rigid Diaphragm
3	Ansys	IS 456 ^{۶۳}	Strain Hardening	Rigid	Yes	No	No	Yes	Yes	Rigid Diaphragm
4	SAP2000	Hinges By FEMA356	Hinges By FEMA356	Rigid	Yes	No	No	No	No	Only Mass
5	SAP2000	SAP Default Hinges	SAP Default Hinges	Rigid	Yes	No	No	No	No	Not Modeled
6	SAP2000	Kent And Park	Strain Hardening	Rigid End Offsets	Yes	Yes	No	Yes	Yes	Shell Elements
7	SAP2000	Hinges By FEMA356	Hinges By FEMA356	Rigid End Offsets	Yes	Yes	No	Yes	No	Mass+Rigid Diaphragm
8	SAP2000	Mander	Strain Hardening	Rigid	Yes	No	No	No	No	Shell Elements
9	Ansys	IS 456	IS 456	Rigid End Offsets	Yes	No	No	30% Axial Load Considered	No	Shell Elements
10	SAP2000	IS 456	IS 456	Rigid	Yes	No	No	Yes	No	Rigid Diaphragm

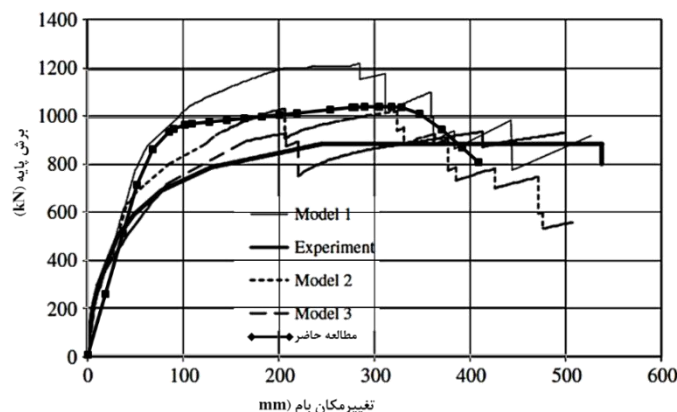
در جدول ۱۱ و نمودارهای شکل ۸ و شکل ۹ مدل سازی های مختلف انجام گرفته توسط مراکز علمی با شماره های ۱ تا ۱۰ مشخص شده اند. با توجه به انواع روش های موجود و تعداد پارامترهای تأثیرگذار در نتایج تحلیل بارافزون و با توجه به نمودارهای به دست آمده در مطالعه حاضر، مراکز علمی و بخش ایمنی راکتور در شکل ۸ و شکل ۹، مدل سازی انجام گرفته شده در مطالعه حاضر مورد قبول می باشد.



شکل ۸: نمودار حاصل از تحلیل بارافزون ارائه شده توسط مراکز علمی به همراه نمودار بارافزون حاصل از نتایج آزمایشگاهی و نمودار بارافزون ارائه شده در مطالعه حاضر.

^{۶۲} مطالعه حاضر

^{۶۳} آیین نامه بتن کشور هند



شکل ۹: نمودارهای بارافزون مدل‌سازی شده توسط بخش ایمنی راکتور و نمودار بارافزون ارائه شده در مطالعه‌ی حاضر.

۷- نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی

پس از مدل‌سازی و تعریف مقاطع به‌دست آمده به همراه مفاصل پلاستیک، تحلیل استاتیکی غیرخطی روی آن‌ها انجام شده و از نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی برای تعیین پارامترهای عملکردی و سطوح عملکرد موردنظر استفاده شده است. برای محاسبه ضریب رفتار مدل‌های موردنظر یک تحلیل بارافزون جداگانه که در آن مدل تا تغییرمکان بیشتری نسبت به تغییرمکان هدف پوش شده است، انجام گرفته است. تغییرمکان جانبی نسبی طبقات برای مدل‌های موردنظر به‌دست آمده و بررسی شده است. براساس مفاصل تشکیل شده، آسیب‌پذیری این مدل‌ها براساس شاخص آسیب معرفی شده مورد ارزیابی قرار گرفته است. تغییرمکان هدف و سطوح عملکرد نشان داده شده در این مقاله همگی در سطح خطر ۱ (زلزله‌ی طرح) می‌باشند و برای سطح خطر ۲ در این مقاله، این سطوح نشان داده نشده‌اند.

۷-۱- محاسبه‌ی تغییرمکان هدف

محاسبه‌ی تغییرمکان هدف مهم‌ترین هدف در بررسی سطوح عملکرد با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی می‌باشد. برای تعیین سطح عملکرد مدل‌های مورد نظر در نقطه‌ی عملکرد، تغییرمکان هدف و نقطه‌ی عملکرد مدل‌ها به‌ترتیب با استفاده از روش ضرایب جابه‌جایی FEMA356 و روش طیف ظرفیت ATC40 به‌دست آمده است. مقادیر به‌دست آمده‌ی تغییرمکان هدف برای مدل‌های سه، پنج و هفت طبقه با استفاده از روش ضرایب و روش طیف ظرفیت به‌ترتیب در جدول ۱۲، جدول ۱۳ و جدول ۱۴ ارائه شده‌اند. با توجه به جدول ۱۲، جدول ۱۳ و جدول ۱۴ تغییرمکان به‌دست آمده برای مدل‌های پیش‌تنیده‌ی B PT کمتر از مدل‌های بتن‌آرمه‌ی A RC به‌دست آمده ولی از مقادیر متناظر مدل‌های بتن‌آرمه‌ی B RC بیشتر می‌باشد.

جدول ۱۲: تغییر مکان هدف مدل‌های سه طبقه.

مدل	روش	UN (1X) mm	UN (2X) mm	UN (1Y) mm	UN (2Y) mm	TR (1X) mm	TR (2X) mm	TR (1Y) mm	TR (2Y) mm
3A RC	FEMA356	۹۰	۸۹	۹۰	۸۹	۱۰۲	۱۰۰	۱۰۲	۱۰۰
	ATC40	۷۸	۷۸	۷۸	۷۸	۹۰	۹۰	۹۰	۹۰
3B RC	FEMA356	۸۱	۸۱	۸۱	۸۱	۹۱	۹۱	۹۱	۹۱
	ATC40	۷۲	۷۱	۷۲	۷۱	۸۱	۸۰	۸۱	۸۰
3B PT	FEMA356	۸۶	۸۶	۸۶	۸۶	۹۶	۹۶	۹۶	۹۶
	ATC40	۷۷	۷۸	۷۸	۷۸	۸۸	۸۸	۸۸	۸۸

جدول ۱۳: تغییر مکان هدف مدل‌های پنج طبقه.

مدل	روش	UN (1X) mm	UN (2X) mm	UN (1Y) mm	UN (2Y) mm	TR (1X) mm	TR (2X) mm	TR (1Y) mm	TR (2Y) mm
5A RC	FEMA356	۱۵۲	۱۵۱	۱۵۲	۱۵۱	۱۸۳	۱۸۱	۱۸۳	۱۸۱
	ATC40	۱۳۸	۱۳۵	۱۳۸	۱۳۵	۱۷۳	۱۶۸	۱۷۳	۱۶۸
5B RC	FEMA356	۱۳۸	۱۳۷	۱۳۸	۱۳۷	۱۶۳	۱۶۲	۱۶۳	۱۶۲
	ATC40	۱۲۵	۱۲۳	۱۲۵	۱۲۳	۱۵۲	۱۴۹	۱۵۲	۱۴۹
5B PT	FEMA356	۱۴۳	۱۴۲	۱۴۳	۱۴۲	۱۶۵	۱۶۴	۱۶۵	۱۶۴
	ATC40	۱۳۳	۱۳۵	۱۳۳	۱۳۵	۱۵۹	۱۶۱	۱۶۳	۱۷۳

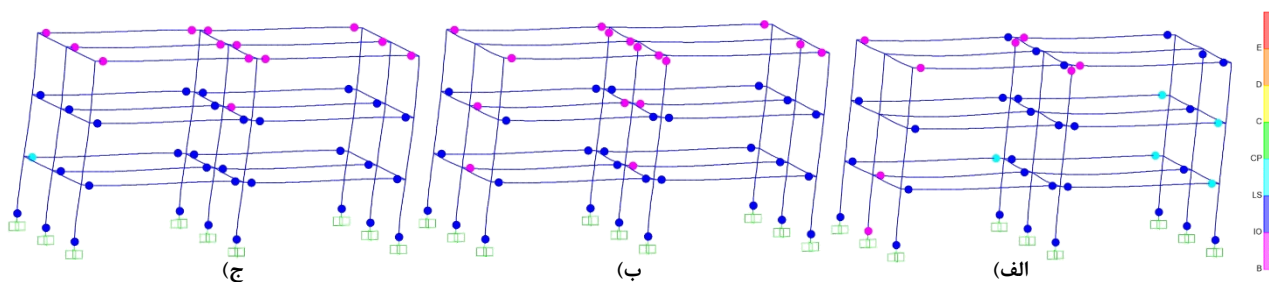
جدول ۱۴: تغییر مکان هدف مدل‌های هفت طبقه.

مدل	روش	UN (1X) mm	UN (2X) mm	UN (1Y) mm	UN (2Y) mm	TR (1X) mm	TR (2X) mm	TR (1Y) mm	TR (2Y) mm
7A RC	FEMA356	۲۱۷	۲۱۵	۲۱۷	۲۱۵	۲۶۹	۲۶۷	۲۶۹	۲۶۷
	ATC40	۲۰۳	۱۹۸	۲۰۳	۱۹۸	۲۶۳	۲۵۸	۲۶۳	۲۵۸
7B RC	FEMA356	۱۹۷	۱۹۶	۱۹۷	۱۹۶	۲۴۱	۲۳۹	۲۴۱	۲۳۹
	ATC40	۱۸۳	۱۷۹	۱۸۳	۱۷۹	۲۳۱	۲۲۹	۲۳۱	۲۲۹
7B PT	FEMA356	۲۱۶	۲۱۴	۲۱۶	۲۱۶	۲۶۴	۲۶۲	۲۶۴	۲۶۴
	ATC40	۲۰۶	۲۰۷	۲۰۶	۲۰۸	۲۶۶	۲۶۶	۲۶۶	۲۶۵

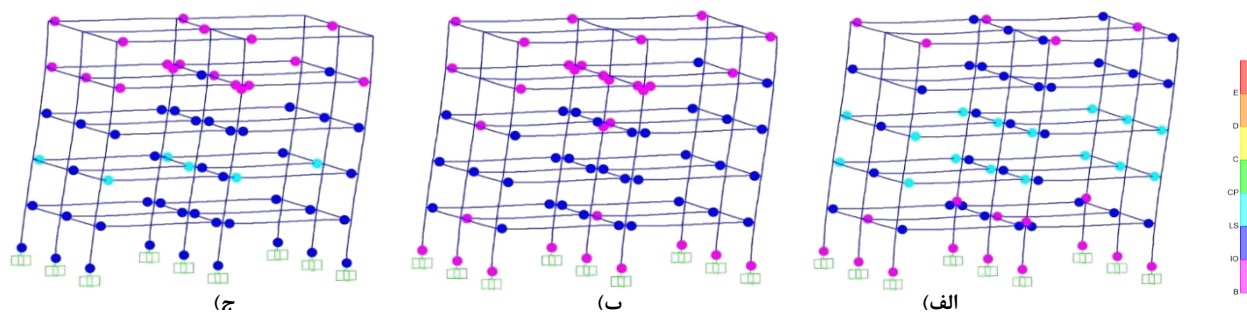
برای همه‌ی مدل‌ها حالات بار مثلثی بحرانی‌تر به‌دست آمده و لازم است که سطوح عملکرد در این حالات بار بررسی شوند. تغییر مکان‌های هدف به‌دست آمده برای همه‌ی مدل‌های مورد مطالعه با استفاده از طیف ظرفیت کمتر از تغییر مکان‌های هدف به‌دست آمده از روش ضرایب جابه‌جایی می‌باشند. برای مدل‌های پیش‌تنیده، این اختلاف کمتر است. دلیل این اختلاف، این است که در روش ضرایب جابه‌جایی، نسبت میرایی برای تغییر شکل‌های نزدیک به حالت تسلیم ۵ درصد انتخاب شده است. در حالی که در روش طیف ظرفیت میرایی براساس شکل منحنی هیستریزس تعیین شده است. در روش ضرایب جابه‌جایی FEMA356 تغییر مکان هدف با استفاده از یک رابطه محاسبه می‌شود ولی در روش طیف ظرفیت ATC40 تغییر مکان هدف از تلاقی منحنی طیف ظرفیت با طیف تقاضا تعیین می‌شود. این موضوع باعث شده که در روش طیف ظرفیت پارامترهای بیشتری در محاسبه‌ی تغییر مکان هدف دخالت داشته باشند.

۷-۲- بررسی سطوح عملکرد و معیارهای پذیرش

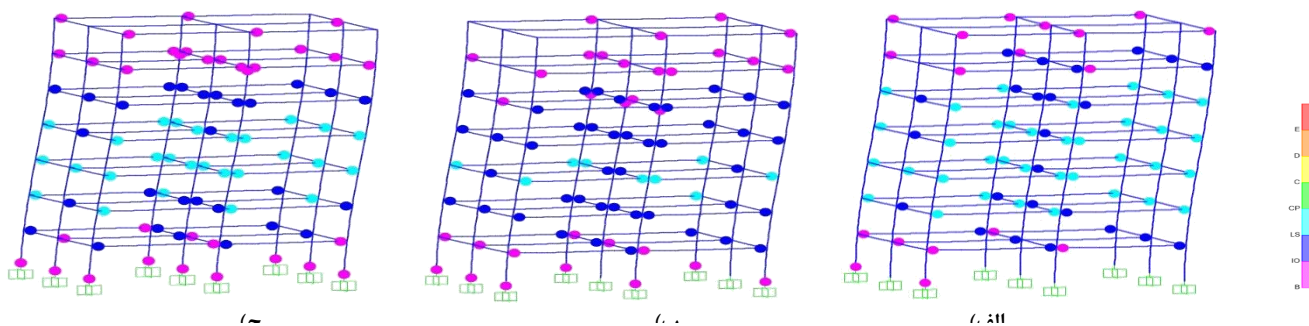
یک گام مهم در طراحی براساس سطوح عملکرد، بررسی رفتار سازه و اعضای آن در گام مربوط به تغییر مکان هدف با کنترل معیارهای پذیرش سازه است. نحوه‌ی تشکیل مفاصل پلاستیک مدل‌های مورد مطالعه در تغییر مکان هدف در، شکل ۱۱ و شکل ۱۲ ارائه شده است. هدف بهسازی برای مدل‌های مورد مطالعه در سطح خطر ۱، سطح عملکرد ایمنی جانی می‌باشد.



شکل ۱۰: نحوه‌ی تشکیل و معیارهای پذیرش مفاصل پلاستیک برای مدل‌های سه طبقه. الف) مدل 3A RC (ب) مدل 3B RC (ج) مدل 3B PT



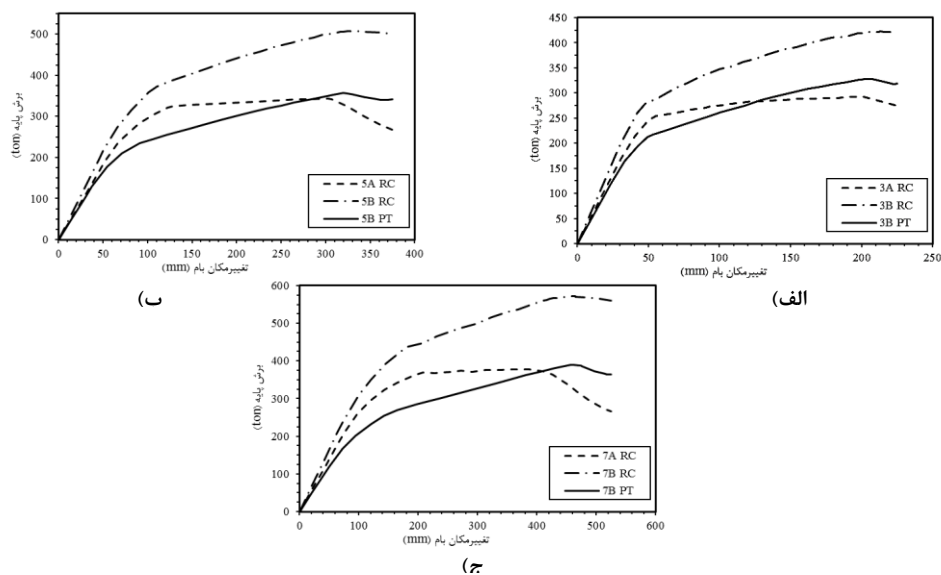
شکل ۱۱: نحوه‌ی تشکیل و معیارهای پذیرش مفاصل پلاستیک برای مدل‌های پنج طبقه. الف) مدل 5A RC (ب) مدل 5B RC (ج) مدل 5B PT



شکل ۱۲: نحوه‌ی تشکیل و معیارهای پذیرش مفاصل پلاستیک برای مدل‌های هفت طبقه. الف) مدل 7A RC (ب) مدل 7B RC (ج) مدل 7B PT

۳-۷- محاسبه‌ی ضریب رفتار مدل‌های مورد مطالعه

منحنی‌های بارافزون به‌دست آمده تا تغییرمکان برابر با 0.025 ارتفاع برای مدل‌های پیش‌تنیده و بتن‌آرمه در شکل ۱۳ نشان داده شده است.



شکل ۱۳: منحنی‌های بارافزون به‌دست آمده برای مدل‌های مورد مطالعه. (الف) سه طبقه (ب) پنج طبقه (ج) هفت طبقه

پارامترهای لرزه‌ای مدل‌های مورد مطالعه از جمله ضریب شکل‌پذیری، ضریب اضافه مقاومت و ضریب رفتار با فرض حداکثر تغییرمکان جانبی سازه پس از ورود به ناحیه‌ی پلاستیک (δ_m) برابر 0.025 ارتفاع، به‌دست آمده و برای مدل‌های سه، پنج و هفت طبقه به ترتیب در **Error! Not a valid bookmark self-reference.** جدول ۱۶ و جدول ۱۷ ارائه شده‌اند. به‌دلیل تقارن مدل‌های بتن‌آرمه، فقط جهت X برای آن‌ها مدنظر بوده است.

جدول ۱۵: محاسبه‌ی ضریب رفتار مدل‌های سه طبقه.

مدل	Case	δ_m (mm)	δ_y (mm)	V_y (kg)	V_s (kg)	μ	R_{μ}	Ω_0	α	R_0	R	C_d
3A RC	U(X)	0.225	0.051	170545	280064	4/42	3/42	1/64	1/53	5/61	1/60	7/26
	T(X)	0.225	0.052	147450	231268	4/3	3/34	1/57	1/53	5/25	1/04	6/75
3B RC	U(X)	0.225	0.048	199893	318498	4/61	3/36	1/59	1/42	5/35	7/61	7/5
	T(X)	0.225	0.05	172601	267768	4/48	3/28	1/53	1/42	5/01	7/12	6/83
3B PT	U(X)	0.225	0.048	118488	243825	4/67	3/52	2/06	1/51	7/25	10/93	9/62
	T(X)	0.225	0.048	103731	197991	4/67	3/52	1/91	1/51	6/73	10/13	8/92
	U(Y)	0.225	0.046	117767	233325	4/88	3/64	1/98	1/5	7/21	10/85	9/67
	T(Y)	0.225	0.047	103092	196025	4/72	3/55	1/9	1/5	6/74	10/14	8/97

جدول ۱۶. محاسبه‌ی ضریب رفتار مدل‌های پنج طبقه.

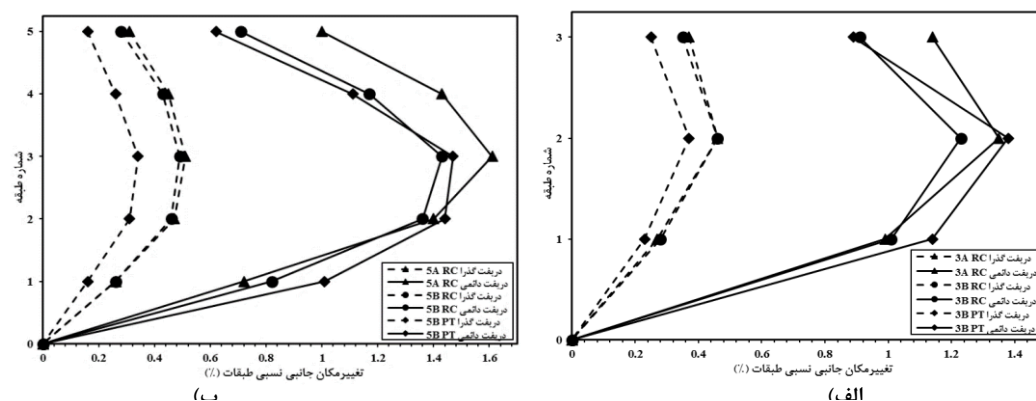
مدل	Case	δ_y (mm)	δ_m (mm)	V_s (kg)	V_y (kg)	μ	R_μ	Ω_0	α	R_0	R	Cd_s
5A RC	U(X)	-۰/۳۷۵	-۰/۱۰۱	۱۹۰۳۷۱	۳۷۲۲۳۹	۳/۶۸	۳/۶۸	۱/۹۶	۱/۵۳	۷/۲	۱۱/۰۵	۷/۲
	T(X)	-۰/۳۷۵	-۰/۰۹۶۲	۱۶۴۲۰۴	۲۶۴۰۷۸	۳/۹	۳/۹	۱/۶۱	۱/۵۳	۶/۲۷	۹/۶۲	۶/۲۷
5B RC	U(X)	-۰/۳۷۵	-۰/۰۹۲۲	۲۱۷۴۴۴	۳۹۷۲۳۹	۴/۰۷	۴/۰۷	۱/۸۳	۱/۴۲	۷/۴۳	۱۰/۵۶	۷/۴۳
	T(X)	-۰/۳۷۵	-۰/۰۹۴۶	۱۸۷۳۶۳	۳۰۶۵۰۰	۳/۹۶	۳/۹۶	۱/۶۴	۱/۴۲	۶/۴۸	۹/۲۱	۶/۴۸
5B PT	U(X)	-۰/۳۷۵	-۰/۰۷۷	۱۲۸۷۷۳	۲۶۶۱۰۶	۴/۸۲	۴/۸۲	۲/۰۷	۱/۵۷	۹/۹۶	۱۵/۶۶	۹/۹۶
	T(X)	-۰/۳۷۵	-۰/۰۷۹	۹۸۰۸۵	۲۱۰۴۶۰	۴/۷۲	۴/۷۲	۲/۱۵	۱/۵۷	۱۰/۱۳	۱۵/۹۲	۱۰/۱۳
	U(Y)	-۰/۳۷۵	-۰/۰۸	۱۲۲۲۲۹۷	۲۴۴۸۲۲	۴/۶۸	۴/۶۸	۲	۱/۴۸	۹/۳۷	۱۳/۹	۹/۳۷
T(Y)	-۰/۳۷۵	-۰/۰۸۲۳	۹۷۷۰۴	۱۹۵۷۰۶	۴/۵۵	۴/۵۵	۲	۱/۴۸	۹/۱۲	۱۳/۵۳	۹/۱۲	

جدول ۱۷. محاسبه‌ی ضریب رفتار مدل‌های هفت طبقه.

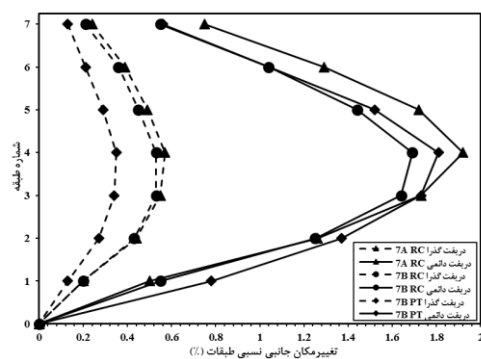
مدل	Case	δ_y (mm)	δ_m (mm)	V_s (kg)	V_y (kg)	μ	R_μ	Ω_0	α	R_0	R	Cd_s
7A RC	U(X)	-۰/۵۲۵	-۰/۱۵۳	۲۱۱۳۱۸	۴۲۶۲۰۷	۳/۴۲	۳/۴۲	۲/۰۲	۱/۵۶	۶/۹	۱۰/۷۵	۶/۹
	T(X)	-۰/۵۲۵	-۰/۱۴۸	۱۷۰۸۱۱	۲۹۴۳۱۶	۳/۵۳	۳/۵۳	۱/۷۲	۱/۵۶	۶/۰۸	۹/۴۸	۶/۰۸
7B RC	U(X)	-۰/۵۲۵	-۰/۱۳۶	۲۳۹۷۹۶	۴۴۷۰۸۷	۳/۸۶	۳/۸۶	۱/۸۶	۱/۴۴	۷/۱۹	۱۰/۳۶	۷/۱۹
	T(X)	-۰/۵۲۵	-۰/۱۳۶	۱۹۴۲۴۲	۳۲۰۵۵۲	۳/۸۵	۳/۸۵	۱/۶۵	۱/۴۴	۶/۳۵	۹/۱۵	۶/۳۵
7B PT	U(X)	-۰/۵۲۵	-۰/۱۲۱	۱۲۴۱۵۷	۲۸۹۶۶۹	۴/۳۴	۴/۳۴	۲/۴	۱/۵۶	۱۰/۴۴	۱۶/۲۹	۱۰/۴۴
	T(X)	-۰/۵۲۵	-۰/۱۱۴	۸۹۶۸۹	۱۹۶۹۳۴	۴/۶۱	۴/۶۱	۲/۲	۱/۵۶	۱۰/۱۲	۱۵/۷۹	۱۰/۱۲
	U(Y)	-۰/۵۲۵	-۰/۱۰۹	۱۲۰۶۴۸	۲۶۲۵۶۵	۴/۷۸	۴/۷۸	۲/۱۸	۱/۵۶	۱۰/۴۱	۱۶/۲۵	۱۰/۴۱
T(Y)	-۰/۵۲۵	-۰/۱۱۵	۸۹۸۳۲	۲۱۴۵۱۰	۳/۵۹	۳/۵۹	۲/۸۱	۱/۵۶	۱۰/۱	۱۵/۷۶	۱۰/۱	

۷-۴- ارزیابی تغییرمکان نسبی و آسیب‌پذیری مدل‌های مورد مطالعه

تغییرمکان نسبی جانبی گذرا و دائمی که به ترتیب در زمان تشکیل اولین مفصل پلاستیک و در زمان رسیدن مدل به تغییرمکان هدف برداشت شده‌اند، برای مدل‌های مورد مطالعه ارائه شده‌اند. همان‌طور که در شکل ۱۴ و شکل ۱۵ قابل مشاهده است، برای همه مدل‌های مورد مطالعه محدودیت‌های ۲٪ دررفت گذرا و ۱٪ دررفت دائمی آیین‌نامه‌ی FEMA356 رعایت شده است. از محدودیت‌های تغییرمکان نسبی جانبی ذکر شده نباید به عنوان معیار پذیرش و قابل قبول بودن سازه استفاده کرد، زیرا این مقادیر تنها برای ارزیابی کیفی رفتار تقریبی سازه‌ها در سطح عملکردی موردنظر است. تغییرمکان نسبی جانبی سازه‌ها اغلب وابسته به نیازهای اجزای غیرسازه‌ای است [۲۳]. شاخص آسیب‌پذیری مدل‌های سه، پنج و هفت طبقه در یک گام فراتر از تغییرمکان هدف و برای جهت‌های x و y به ترتیب در جدول ۱۸، جدول ۱۹ و جدول ۲۰ آورده شده‌اند. در بررسی آسیب‌پذیری مدل‌های مورد مطالعه در این بخش، فقط مفاصل خمشی تشکیل شده مدنظر قرار گرفته‌اند.



شکل ۱۴: مقایسه‌ی تغییرمکان جانبی نسبی برای مدل‌های مورد مطالعه. (الف) سه طبقه (ب) پنج طبقه



شکل ۱۵: مقایسه‌ی تغییر مکان جانبی نسبی برای مدل‌های هفت طبقه.

جدول ۱۸: مفاصل تشکیل شده و شاخص آسیب مدل‌های سه طبقه در تغییر مکان هدف.

مدل	جهت	<B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D, D-E, >E	VI_{bldg}
3A RC	X	۸۴	۸	۲۹	۵	۰	۰	۰/۱۳۴
	Y	۸۴	۸	۲۹	۵	۰	۰	۰/۱۳۴
3B RC	X	۸۲	۱۶	۲۸	۰	۰	۰	۰/۱۱۵
	Y	۸۲	۱۶	۲۸	۰	۰	۰	۰/۱۱۵
3B PT	X	۸۱	۱۳	۳۱	۱	۰	۰	۰/۱۲۳
	Y	۸۶	۱۲	۲۸	۰	۰	۰	۰/۱۰۷

جدول ۱۹: مفاصل تشکیل شده و شاخص آسیب مدل‌های پنج طبقه در تغییر مکان هدف.

مدل	جهت	<B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D, D-E, >E	VI_{bldg}
5A RC	X	۱۴۲	۱۹	۳۳	۱۶	۰	۰	۰/۱۲۱
	Y	۱۴۲	۱۹	۳۳	۱۶	۰	۰	۰/۱۲۱
5B RC	X	۱۴۵	۳۱	۳۴	۰	۰	۰	۰/۰۸۳
	Y	۱۴۵	۳۱	۳۴	۰	۰	۰	۰/۰۸۳
5B PT	X	۱۴۵	۱۸	۴۱	۶	۰	۰	۰/۱۱۰
	Y	۱۴۸	۱۹	۳۳	۱۰	۰	۰	۰/۱۰۰

جدول ۲۰: مفاصل تشکیل شده و شاخص آسیب مدل‌های هفت طبقه در تغییر مکان هدف.

مدل	جهت	<B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D, D-E, >E	VI_{bldg}
7A RC	X	۲۱۶	۱۸	۲۴	۳۶	۰	۰	۰/۱۱۵
	Y	۲۱۶	۱۸	۲۴	۳۶	۰	۰	۰/۱۱۵
7B RC	X	۲۱۰	۳۲	۴۳	۹	۰	۰	۰/۰۹۰
	Y	۲۱۰	۳۲	۴۳	۹	۰	۰	۰/۰۹۰
7B PT	X	۲۰۶	۳۳	۲۸	۲۷	۰	۰	۰/۱۰۹
	Y	۲۰۵	۳۱	۳۲	۲۶	۰	۰	۰/۱۱۲

۸- نتیجه‌گیری

در این مطالعه تعدادی قاب بتن‌آرمه و پیش‌تنیده تحت تحلیل غیرخطی بارافزون قرار گرفته است. نتایجی از قبیل تغییر مکان هدف، سطوح عملکرد، ضریب رفتار، تغییر مکان نسبی و آسیب‌پذیری قاب‌های مورد نظر ارائه گردید. با مقایسه‌ی نتایج، مشاهده می‌شود که تغییر مکان هدف و سطوح عملکرد محاسبه شده برای قاب‌های پیش‌تنیده، بیشتر از قاب‌های بتن‌آرمه‌ی نوع B و کمتر از قاب‌های بتن‌آرمه‌ی نوع A می‌باشند. سطوح عملکرد همه‌ی قاب‌های مورد بررسی در سطوح خطر ۱ و ۲، ایمنی جانی به‌دست آمده است، بنابراین هدف بهسازی در

سطح خطر ۱ برآورده شده ولی در سطح خطر ۲ برآورده نشده است. روند تشکیل مفاصل پلاستیک از نظر کنترل تیر ضعیف-ستون قوی به جز تعداد بسیار محدودی از ستون‌های میانی، در همه‌ی قاب‌های مدل‌سازی شده مناسب می‌باشد. در این مورد رفتار قاب‌های پیش‌تنیده نسبت به بتن‌آرمه بهتر است. با بررسی نتایج مشاهده می‌شود که ضریب رفتار قاب‌های پیش‌تنیده بزرگ‌تر از قاب‌های بتن‌آرمه محاسبه شده است. پارامترها و روش‌های مختلف مدل‌سازی و همچنین افزایش شکل‌پذیری، ضریب کاهش بر اثر شکل‌پذیری و ضریب اضافه مقاومت قاب‌های پیش‌تنیده باعث افزایش ضریب رفتار این نوع قاب‌ها شده است. همچنین ضریب رفتار قاب‌های پیش‌تنیده در جهت تاندون‌گذاری یکنواخت بیشتر به دست آمده است. نتایج نشان می‌دهد که کمترین مقدار تغییرمکان جانبی نسبی گذرا مربوط به قاب‌های پیش‌تنیده است ولی تغییرمکان جانبی نسبی دائمی برای قاب‌های پیش‌تنیده نسبت به قاب‌های بتن‌آرمه در طبقات پایین‌تر، مقدار بیشتر و در طبقات بالاتر، مقدار کمتری دارد. برای تغییرمکان جانبی نسبی گذرا، وضعیت قاب‌های پیش‌تنیده و برای تغییرمکان جانبی نسبی دائمی، وضعیت قاب‌های بتن‌آرمه‌ی نوع B بهتر است. در ارتباط با شاخص آسیب‌پذیری می‌توان چنین استنباط کرد که کمترین مقدار این شاخص مربوط به قاب‌های بتن‌آرمه‌ی نوع B و بیشترین آن مربوط به قاب‌های بتن‌آرمه‌ی نوع A می‌باشد و بسته به نوع مدل‌سازی، پیش‌تنیدگی می‌تواند باعث کاهش یا افزایش شاخص آسیب‌پذیری قاب شود.

مراجع

- [1] Hurst, M. (2003). *Prestressed Concrete Design* (2nd Edition). London and New York: Taylor & Francis e-Library.
- [2] Wei, W., Zhang, H., and Li, Z. (2012). Seismic Performances of Large-Span Prestressed Concrete Frame Structure by Shaking Table Tests. *Journal of Natural Sciences*, 17(3), 261–267.
- [3] Lou, T., Lopes, S. M. R., and Lopes, A. V. (2013). Nonlinear and time-dependent analysis of continuous unbonded prestressed concrete beams. *Computers & Structures*, 119, 166–176.
- [4] Kim, K. S., and Lee, D. H. (2012). Nonlinear Analysis Method for Continuous Post-Tensioned Concrete Members with Unbonded Tendons. *Engineering Structures*, 40, 487–500.
- [5] Astawa, M. D., Tavio, and Raka, I. G. P. (2013). Ductile Structure Framework of Earthquake Resistant of Highrise Building on Exterior Beam-Column Joint with the Partial Prestressed Concrete Beam-Column Reinforced Concrete. *Procedia Engineering*, 54, 413–427.
- [6] Kulkarni, S. S., Sureban, A. C., Chappalagaon, M., and Sharif, M. (2016). Comparative Study on Design of RCC and PSC Beams. *International Journal of Advanced Research in Science, Engineering and Technology*, 3(6), 69–76.
- [7] Poluraju, P., and Rao, P. V. S. N. (2011). Pushover Analysis of Reinforced Concrete Frame Structure Using SAP2000. *International Journal of Earth Sciences and Engineering*, 4(6), 684–690.
- [8] Cinitha, A., Umesha, P. k., and IYER, N. R. (2012). Nonlinear Static Analysis to Assess Seismic Performance and Vulnerability of Code-Conforming RC Buildings. *WSEAS Transactions on Applied and Theoretical Mechanics*, 7(1), 39–48.
- [9] Vijayakumar, A., and Babu, D. L. V. (2012). Pushover Analysis of Existing Reinforced Concrete Framed Structures. *European Journal of Scientific Research*, 71(2), 195–202.
- [10] Mouzzoun, M., Moustachi, O., Taleb, A., and Jalal, S. (2013). Seismic Performance Assessment of Reinforced Concrete Buildings Using Pushover Analysis. *IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering (IOSR-JMCE)*, 5(1), 44–49.
- [11] Hakim, R. A., Alama, M. S., and Ashour, S. A. (2014). Seismic Assessment of an RC Building Using Pushover Analysis. *Engineering, Technology & Applied Science Research*, 4(3), 631.
- [12] Bansal, A., and Patidar, A. (2016). Pushover Analysis of Multistorey Buildings Having Flat Slab and Grid Slab. *International Journal of Engineering Science Invention Research & Development*, 2(7), 435–441.
- [13] Koni, B. B., and Dyavanal, S. S. (2016). Performance Based Evaluation of Flat Slab Structures with Square Columns. *International Journal of Research in Engineering and Technology*, 5(7), 282–289.
- [14] Boonyapinyo, V., Warnitchai, P., and Intaboot, N. (2006). Seismic Capacity Evaluation of Post-Tensioned Concrete Slab-Column Frame Buildings by Pushover Analysis. *Journal of Science and Technology*, 28(5), 1033–1048.
- [15] Shah, B. A., Mistry, D. A., and Patodi, S. C. (2011). Seismic Evaluation of Buildings with Post-Tensioned Floors by Pushover Analysis. *Journal of Structural Engineering*, 38(5), 417–427.
- [16] B.Hancioglu, M.S.Kırcıl, S. D. U. (2013). Seismic Performance Evaluation of a Post-Tensioned Frame Building. In: *4th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*. Istanbul, Turkey: National Technical University of Athens.
- [17] Javidi, M. (2013). *Seismic Performance Evaluation of Concrete Frames with Prestressed Columns*. Yasouj University.

- [18] Integrated Solutions for Building Prestressing by Post-Tensioning. (2012). *FREYSSINET -Sustainable Technology*. [Online] Available at: http://www.freyssinet.com/freyssinet/wfreyssinet_en.nsf [Accessed October 25, 2016].
- [19] Schokker, A. J., Lee, S. C., and Scanlon, A. (2002). Analytical Study of The Effects of Tendon Layout on The Performance of Post-Tensioned Two-Way Slab Systems. In: *4th Structural Specialty Conference of the Canadian Society for Civil Engineering*. Montréal, Québec.
- [20] ACI Committee 318, and American Concrete Institute. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-14), an ACI Standard, and Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318RM-14), an ACI report*. American Concrete Institute.
- [21] Hamburger, R. O. (1997). *A Framework for Performance-Based Earthquake Resistive Design*. Berkeley, California: NISEE, University of California.
- [22] *ATC 40, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. (1996). Applied Technology Council. Redwood City, California: Applied Technology Council.
- [23] *FEMA 356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. (2000). Washington D.C: Federal Emergency Management Agency.
- [24] *FEMA 440, Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedure*. (2005). Federal Emergency Management Agency. Redwood City.
- [25] ASCE/SEI 41. Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (2013). Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
- [26] Taghinezhad, R. (2009). Seismic Design and Rehabilitation of Structures Based on the Performance Level. Tehran: Academic Books Publication.
- [27] Berkeley, C. (2016). CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge. *Computers and Structures, Inc., Berkeley, California*.
- [28] Ghobarah, A. (2001). Performance-Based Design in Earthquake Engineering: State of Development. *Engineering Structures*, 23(8), 878–884.
- [29] Shafiei Tehrani, R. (2008). *Nonlinear Dynamic and Static Analysis of I-5 Ravenna Bridge*. Master of Science Thesis in Civil Engineering, Washington State University.
- [30] Tasnimi, A. A., and Massumi, A. (2006). *Estimation of Response Modification Factors for RC-MRF Structures*. Building and Housing Research Center. Tehran: Pub. No. G- 436.
- [31] Lakshmanan, N. (2006). Seismic Evaluation and Retrofitting of Buildings and Structures. *ISET Journal of Earthquake Technology*, 43(1), 31–48.
- [32] Dy, A. F., and Oreta, A. W. (2015). Seismic Vulnerability Assessment of Setback Buildings Using Pushover Analysis. In: *Proceedings of the Tenth Pacific Conference on Earthquake Engineering Building an Earthquake-Resilient Pacific*. Sydney, Australia.
- [33] Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of structural engineering*, 114(8), 1804–1826.
- [34] Sharma, A., Reddy, G. R., Vaze, K. K., and Eligehausen, R. (2013). Pushover Experiment and Analysis of a Full Scale Non-Seismically Detailed RC Structure. *Engineering Structures*, 46, 218–233.