



ارزیابی ضریب رفتار سازه های فولادی دارای بادبند واگرا با تغییر محدوده تیر پیوند با در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک و سازه

محمد امامی کورنده*^۱، سید عظیم حسینی^۱

*^۱استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد تهران جنوب، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران (emamiacademic@gmail.com)

(تاریخ دریافت مقاله: ۱۴۰۰/۰۷/۱۰، تاریخ پذیرش مقاله: ۱۴۰۰/۱۲/۲۱)

چکیده

ضریب رفتار، یکی از پارامترهای مهم در محاسبه بارهای تاثیر گذار بر سازه، در تحلیل‌های سازه‌ای است. در این تحقیق، جنبه‌های مختلف ضریب رفتار شناسایی گردیده و به عنوان مساله اصلی تحقیق حاضر مطرح شده است. بادبندهای واگرا نیز به عنوان ابزاری سودمند در سازه‌های فولادی مورد استفاده قرار می‌گیرند. یکی از مسایل مهم در سازه‌های فولادی دارای بادبندهای واگرا مساله تیر پیوند است. اصلی‌ترین هدف این پژوهش، بررسی ضریب رفتار قاب‌های فولادی با تیر پیوند و ارتفاع مختلف با در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک و سازه می‌باشد که بر اساس تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بار افزون و درسازه‌های چهار، هشت و دوازده طبقه مورد بررسی قرار گرفتند. متغیر طول تیر پیوند نیز در کنار اثر اندرکنش خاک و سازه مورد ارزیابی قرار گرفته است. در بررسی اثر اندرکنش خاک و سازه بر منحنی پوش آور مشاهده شد که با در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک و سازه، جابجایی در منحنی پوش آور افزایش یافته ولی نیروی برش پایه کاهش می‌یابد. همچنین مشاهده می‌گردد که مقادیر ضرایب رفتار در حضور اثر اندرکنش خاک و سازه کاسته می‌شود که این امر می‌تواند به سبب کاهش مقادیر برش پایه و افزایش مقادیر تغییرمکان باشد. روند کلی این نمودارها، افزایش مقادیر ضریب رفتار در اثر افزایش طول تیر پیوند بوده است. همچنین مقادیر ضرایب رفتار با در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک و سازه کاهش پیدا کرده است.

کلمات کلیدی

ضریب رفتار، تحلیل پوش آور، اندرکنش خاک و سازه، سازه فولادی، تیر پیوند.



Evaluation of the Coefficient of behavior of Steel Structures with EBF Bracing by Changing the Range of Link Beam Considering the Effect of Soil-Structure Interaction

Mohammad Emami Korandeh ^{1*}, Seyed Azim Hosseini ¹

^{*1} Assistant Professor, Department of Civil Engineering, South Tehran Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

(emamiacademic@gmail.com)

(Date of received: 02/10/2021, Date of accepted: 12/03/2022)

ABSTRACT

Behavior coefficient is one of the important parameters in calculating the loads affecting the structure in structural analysis. In this research, different aspects of behavior coefficient have been identified and have been raised as the main issue of the present study. Eccentric Bracing Frames (EBF) braces are also used as a useful tool in steel structures. One of the important issues in steel structures with EBF braces is the problem of link beams. The main purpose of this study is to investigate the coefficient of behavior of steel frames with link beams and different heights by considering the effect of soil-structure interaction, which were studied based on increasing nonlinear static analysis in four, eight and twelve floor structures. The variable of link beam length along with the effect of soil-structure interaction has been evaluated. In the study of the effect of soil-structure interaction on the cover curve, it was observed that considering the effect of soil-structure interaction, the displacement in the pushover curve increases but the base shear force decreases. It is also observed that the values of behavior coefficients decrease in the presence of the effect of soil-structure interaction, which can be due to the decrease in base shear values and increase in displacement values. The general trend of determined graphs has been to increase the values of the coefficient of behavior due to the increase in the length of the link beam. Also, the values of behavior coefficients have been reduced by considering the effect of soil-structure interaction.

Keywords:

Behavior coefficient, Pushover analysis, Soil-structure interaction, Steel structure, Link beam.



هر یک از انواع گوناگون سیستم های مهاربندی دارای رفتار متفاوت در برابر زمین لرزه می باشند. ضریب رفتار سازه، ضریبی است که عملکرد غیر ارتجاعی سازه را در بر دارد و نشانگر مقاومت پنهان سازه در مرحله ارتجاعی است، این ضریب یکی از پارامترهای مهم در محاسبه بارهای وارد ناشی از زلزله های شدید است. آشنایی همه جانبه با این پارامتر به مهندسين و دانشجویان کمک می کند تا در طراحی سازه ها دقت کافی داشته باشند. اصولاً در بررسی و مقایسه سیستم های مختلف مهاربندی دو معیار عمومی مورد توجه قرار می گیرد که عبارت است از سختی و شکل پذیری، که یک سازه باید دارای سختی کافی بوده تا از لحاظ تغییر شکل در حدی باشد که خسارت زلزله های معمولی در آن به صورت غیر سازه ای باشد و همچنین شکل پذیری آن در حدی باشد که در زلزله های شدید، دچار تخریب سیستم سازه ای و انهدام عمومی نشود، در این تحقیق به بررسی و مقایسه رفتار قاب های مهاربندی واگرای ویژه فولادی را در سازه های مختلف با استفاده از روش تحلیل استاتیکی بار افزو نمی پردازیم. در واقع ضرورت انجام این تحقیق از آن جهت اهمیت دارد که می توان با انجام این تحلیل ها به اطلاعات مناسبی جهت پیشنهاد برای استفاده در مقاصد عملی و طراحی سازه های مزبور رسید و نیز مقایسه ای مفید ضریب رفتار برای حالت های مختلف تیرپیوند در شرایط طول دهانه مختلف پرداخته می شود. به منظور تعیین نیروی جانبی طبقات و برش پایه محاسبه ضریب رفتار امری مهم و اساسی می باشد. پارامتر ضریب رفتار دربرگیرنده خصوصیات نظیر شکل پذیری، نامعینی و اضافه مقاومت در سازه ساختمان است. مولفه ارتفاع و نوع سیستم سازه ای در تعیین میزان ضریب رفتار کاملاً رابطه مستقیم دارد در آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله بند ۳-۳-۵ و جدول ۳-۴ محاسبه ضریب رفتار بر اساس ارتفاع و نوع سیستم سازه ای معین شده است. سازه باید توانایی تغییر شکل های حاصل از نیروهای جانبی را داشته باشد که این توانایی تحت پارامتری به عنوان شکل پذیری تأمین می شود. جهت دخالت دادن شکل پذیری در طراحی سازه ها و استفاده از تمامی ظرفیت سازه، از مفهوم ضریب رفتار در تحلیل خطی استفاده می شود. برای بررسی شکل پذیری و ضریب رفتار نیاز به آنالیزهای غیرخطی می باشد. اهمیت این تحقیق زمانی مشخص می شود که اثر اندرکنش خاک و سازه بر روی ضریب رفتار بررسی خواهد شد. ایتانی و همکارانش در سال ۲۰۰۳ با استفاده از اجزای محدود غیرخطی مطالعاتی را بر روی تیرهای پیوند کوتاه مرکب که بر اساس آیین نامه AISC^۱ طراحی شده بودند انجام دادند و امکان استفاده از مقاطع مرکب با ضخامت جان نسبتاً کم و ضخامت بال تقریباً زیاد به عنوان تیر پیوند برشی بررسی نمودند. سپس بعد از مقایسه نتایج به دست آمده از مدل با نتایج آزمایشگاهی و تطابق نسبتاً خوب جوابهای هر دو به بررسی تاثیر تغییرات نسبت های فشردگی و فاصله بین سخت کننده ها بر روی دوران پلاستیک کلی تیر پیوند پرداختند و با استفاده از تحلیل های انجام شده معادله ای را که دوران پلاستیک را به نسبت فشردگی و فاصله سخت کننده ها ربط می داد ارائه نمودند. نبیل منصور و همکاران در سال ۲۰۱۱ با استفاده از مطالعات آزمایشگاهی و عددی با انجام ۱۳ آزمایش سیکلی شبه استاتیکی، به بررسی عملکرد لرزه ای غیرارتجاعی چندین نمونه از تیرهای پیوند کوتاه موجود در قاب با مقیاس کامل دارای اتصال جوش و پیچ با هدف قابلیت تعویض بعد از خرابی پرداختند و نتیجه گرفتند که ظرفیت دورانی غیرالاستیک، در تیرهای پیوند قابل تعویض با اتصال پیچ شده ایجاد می گردد. هم چنین مقاطع تیر پیوند، حتی با وجود ایجاد تغییرشکل هایی با دریفت ۰/۵٪ نیز مورد قبول قرار گرفت. چن و همکاران در سال ۲۰۱۸ به بررسی اثر اندرکنش خاک و سازه در ضریب رفتار سازه چند طبقه RC پرداختند. در این مطالعه تجزیه و تحلیل اثر اندرکنش خاک و سازه (SSI) بر روی قاب بتنی مسلح چند طبقه (RC) که بر روی خاک نرم (پایه انعطاف پذیر) و با تکیه گاه صلب مقایسه می شود. دو مدل RC دو بعدی با ۷ و ۱۲ برای تجزیه و تحلیل انتخاب شده است. مدل های روش مستقیم Winkler Spring and half space برای پایه انعطاف پذیر برای قابهایی که بر روی دو نوع خاک نرم با سرعت برشی $V_s < 150 \text{ m/s}$ قرار گرفته اند. قابها برای تجزیه و تحلیل تاریخچه زمانی خطی در معرض حرکت شدید زمین قرار می گیرند که با طیف های واکنش خاک نرم GB50011-2010 چینی و ES8-2015 اتیوپی مطابقت دارد. نتیجه تجزیه و تحلیل نشان می دهد که مشارکت جرمی پایه و فنر ۹۰٪ در ۲ یا ۳ حالت انجام می شود. با این حال، هر دو مدل پایه انعطاف

¹American Institute of Steel Construction



پذیر دارای زمان تناوب اصلی ارتعاش و رانش بین طبقه ای هستند، اما برش پایه کوچکتر از پایه ثابت است. از طرف دیگر، مدل روش نیمه فضا مقدار معکوس مدل فنر را نشان می دهد. قلهکی و همکاران نیز در سال ۲۰۲۱ به بررسی اثر اندرکنش خاک و سازه بر سیستم سازه‌ای (LCF²) پرداختند. سیستم ساختاری قاب ستون بهم پیوسته (LCF) شامل قابهای مقاوم در برابر گشتاور به عنوان سیستم حمل بار اولیه گرانشی و ترکیبی از ستونهای دوتایی با فاصله بسیار نزدیک است که با تیرهای پیوند به هم متصل شده و با قابهای مقاوم در برابر گشتاور به عنوان بار جانبی مقاومت می کنند. در این سیستم، تیرهای پیوندی برای ایجاد شکل پذیری و تغییر شکل پلاستیکی طراحی شده اند. در این مطالعه، قابهای ۳، ۶ و ۹ طبقه مجهز به LCF و بر روی خاک نوع II و IV قرار گرفته اند و در معرض هفت زمین لرزه نزدیک و دور قرار می گیرند. این سازه‌ها بر اساس نقشه ساختمان SAC با استفاده از SAP2000 طراحی شده‌اند و سپس، تجزیه و تحلیل غیر خطی تاریخچه زمان انجام شده است. نتایج نشان می دهد که حداکثر رانش سقف سازه‌ها در خاک سفت (نوع II) تحت هر دو زلزله های نزدیک و دور واقع شده است. در خاکهای نرم (نوع IV)، مقدار رانش ها ۶٫۸۵ increase افزایش می‌یابد. بخش اول تحقیق به مقدمه و مطالعات صورت گرفته پرداخته می‌شود و در ادامه ادبیات فنی و تئوری نظری تحقیق قرار گرفته است. در بخش دوم با معرفی روش تحقیق به جمع آوری داده های تحقیق و روش تحقیق ارائه شده در بخش سوم با تجزیه و تحلیل اطلاعات جمع‌آوری شده پرداخته می‌شود و در آخر با جمع بندی و نتیجه‌گیری به پایان می‌رسد.

۲- اندرکنش خاک-سازه

در بررسی اثرات اندرکنش خاک-سازه دو دیدگاه متفاوت وجود دارد. یکی تعیین پاسخ و حرکت میدان آزاد در اثر تحریک لرزه ای و سپس محاسبه پاسخ سازه به حرکت به دست آمده برای فونداسیون است و دیگری تعیین مشخصات دینامیکی سازه و سپس محاسبه پاسخ سازه به حرکت میدان آزاد. هر دو روش نتایج یکسانی خواهند داشت با این تفاوت که به دلیل سادگی روش دوم در مقاصد کاربردی و عملی، آیین‌نامه‌ها بیشتر به استفاده از این روش توصیه کرده اند. تعامل بین ساختار و خاک یک زمینه بین رشته ای از تلاش است که در تقاطع مکانیک خاک و سازه، پویایی خاک و سازه، مهندسی زلزله، ژئوفیزیک و ژئومکانیک، علوم مواد، روش های محاسباتی و عددی و سایر رشته های مختلف فنی وجود دارد. ریشه‌های آن به اواخر قرن نوزدهم برمی‌گردد، در دهه های بعدی و در طی نیمه اول قرن ۲۰ به تدریج تکامل یافته و بالغ می‌شود و در نیمه دوم با تحریک بیشتر به دلیل نیاز به انرژی هسته ای و صنایع فراساحل، به سرعت پیشرفت می‌کند. اولین رایانه‌های قدرتمند و ابزارهای شبیه‌سازی مانند عناصر محدود و نیازهای بهبود ایمنی لرزه‌ای.

۲-۱- روش های تحلیل اندرکنش خاک-سازه

بارهای طراحی زلزله اعمال شده به پی، از نیروهای اینرسی ایجاد شده در روبناها و از تغییر شکل خاک ناشی از عبور امواج لرزه ای و تحمیل شده بر پایه ها ناشی می‌شود. این دو پدیده در ادبیات فنی به عنوان بارگذاری اینرسی و حرکتی شناخته می‌شوند. جهت بررسی این نیروها و همچنین اثرات توامان خاک و سازه بر یکدیگر روشهای مختلفی جهت مدلسازی اندرکنش خاک و سازه به وجود آمده اند.

² Linked Column Frame



۲-۱-۱- روش مستقیم

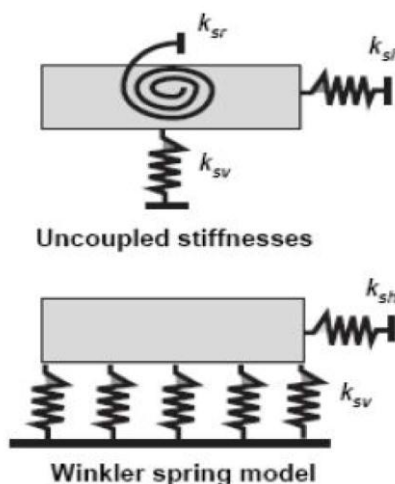
در این روش تمام محیط خاک - پی- سازه با هم مدل شده و در یک مرحله تحت آنالیز قرار می‌گیرند. با توجه به مدلسازی همزمان اجباری به اصل جمع آثار نیروها وجود نداشته و تحلیل غیرخطی نیز قابل انجام است. نرم‌افزارهای اجزای محدود قابلیت مدلسازی چنین اثری را دارند، یکی از این نرم‌افزارها پلاکسیس (Plaxis) است که در این تحقیق نیز از آن استفاده شده است.

۲-۱-۲- روش زیرسازه

که در آن مجموعه خاک- پی- سازه به طور جداگانه و هرکدام به عنوان یک زیرسازه مدل شده و مسائل مربوط به آنها با روش مناسب خود تحلیل شده، نتایج با استفاده از اصل جمع آثار قوا تجمیع می‌شوند. این روش یک روش خطی محسوب شده و سبب می‌شود برای مجموعه خاک و سازه، رفتار خطی لحاظ گردد. برای لحاظ آثار رفتار غیر خطی، از روش خطی معادل می‌توان استفاده نمود. به بیانی دیگر روش اول شامل اصلاح حرکت میدان آزاد، ارزیابی پاسخ یک سازه مشخص به حرکت اصلاح شده پی و حل همزمان مساله با استفاده از معادلاتی اضافی که حرکت دو سیستم را تعریف می‌کنند می‌باشد. روش دوم، شامل اصلاح خواص دینامیکی سازه و ارزیابی پاسخ سازه اصلاح شده به حرکت میدان آزاد معین می‌باشد.

۲-۱-۳- فنر وینکلر

یکی از اولین روشهای مدلسازی اثر اندرکنش خاک و سازه استفاده از روش فنر وینکلر است. در مدل وینکلر به دلیل این که فنرها از هم مستقل‌اند لذا فقط در محل اثر بار تغییر شکل و تنش بوجود می‌آید. در صورتیکه خاک یک محیط پیوسته بوده و تغییر شکل و تنش در محل اثر بار و مجاور آن نیز بوجود می‌آید. به همین دلیل برخی دیگر از محققین برای رفع این مشکل، محیط خاک را به صورت ترکیبی از فنرهای وینکلر با یک عنصر سازه‌ای دیگر مدل نموده‌اند. به این مدلها اصطلاحاً مدل‌های چند پارامتری می‌گویند. از معروفترین این مدل‌ها می‌توان به مدل‌های فیلوننکو-بوردیچ، هیتنی و پاسترناک اشاره نمود. در مدل فیلوننکو-بورودیچ فنرهای وینکلر ارتباط بین فنرهای وینکلر در حالت دو بعدی بوسیله یک تیر الاستیک و در حالت سه بعدی بوسیله یک صفحه الاستیک انجام می‌گیرد. در مدل پاسترناک این فنرها بوسیله یک لایه برشی به هم مرتبط می‌شوند.



شکل ۱: مدل وینکلر.



۳- تیر پیوند

به ناحیه‌ای که بین نقاط تلاقی محورهای دو عضو قطری مهاربند روی تیر پایین و نقطه تلاقی محور عضو مهاربندی تا گره اتصال تیر به ستون قرار دارد، تیر پیوند یا رابط گفته می‌شود. تیر پیوند را می‌توان به صورت افقی و قائم اجرا کرد. طول تیر پیوند را با e نمایش می‌دهند. در سیستم‌های مهاربند واگرا، نقش اساسی جذب و استهلاک انرژی القای ناشی از زلزله توسط تیر پیوند ایفا می‌شود به بیان دیگر تیرها به صورت فیوز عمل می‌کنند و با رفتار شکل‌پذیری خود اولاً ضریب رفتار R_u را در سیستم برابر جانبی لرزه‌ای تأمین می‌کنند. ثانیاً تلاش‌های طراحی در سایر اعضا (تیر خارج از ناحیه پیوند، مهاربندها و ستون‌ها) توسط تیر پیوند تعیین می‌گردد. رفتار تیر پیوند به طول آن بستگی دارد. برای طول کوتاه رفتار از نوع برشی، طول‌های متوسط رفتار آن برشی-خمشی و طول‌های بلند رفتار خمشی را برای تیر پیوند به همراه خواهد داشت. در قاب‌های مهاربندی شده واگرا جزئیات بندی تیر پیوند و تناسب بندی سایر اعضا باید به گونه‌ای انجام شود تا شکل‌پذیری مناسب آن تأمین گردد. نقش مهم تیر پیوند این است که عمل تسلیم در برابر بارهای جانبی را در خود متمرکز ساخته و مهاربند را از ناپایداری ناشی از کمناش حفظ کند. با طراحی صحیح تیر پیوند می‌توان شکست را به صورت کنترل شده و مطلوب درآورد و در نتیجه شکل‌پذیری سازه را در برابر بارهای جانبی بالا برد. در حالت کلی تیر پیوند دارای دو حالت شکست خمشی و شکست برشی است. در صورت شکست خمشی، عمل تسلیم و جذب انرژی به صورت باز و بسته شدن مفاصل پلاستیک در تیر پیوند تحت اثر نیروهای جانبی متناوب انجام می‌گیرد. در شکست برشی این عمل با تسلیم برشی ورق جان و ایجاد مفاصل پلاستیک در بال تیر پیوند صورت می‌پذیرد. تحقیقات در این زمینه نشان می‌دهد شکست برشی تیر پیوند مطلوب‌تر از شکست خمشی آن است که به منظور دستیابی به این هدف می‌توان با کاهش طول تیر پیوند تا یک حد خاص، شکست برشی را به آن اعمال نمود. در سیستم‌های مهاربندی شده واگرا این انتظار می‌رود که تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی زیادی در ناحیه تیر پیوند آن‌ها ایجاد گردد. برای حصول شرایط شکل‌پذیر در نظر گرفته شده برای این ناحیه، لازم است ضمن رعایت الزامات ویژه برای تیر پیوند، قسمت‌هایی از تیر دهانه مهاربندی که در خارج از ناحیه پیوند قرار دارند و نیز ستون‌های طرفین دهانه مهاربندی، مهاربندها و کلیه اتصالات توری طراحی شوند که عموماً در محدوده الاستیک باقی بمانند. با توجه به این موضوع تیر ناحیه پیوند تحت اثر بارهای لرزه‌ای شدید می‌تواند مانند یک فیوز سازه‌ای در نظر گرفته شود که با تغییر شکل پلاستیک کنترل شده در آن باعث جذب انرژی می‌شود.

۳-۱- مقطع تیر پیوند

تیر پیوند می‌تواند از نوع [شکل (نورد شده یا ساخته شده از ورق) یا از نوع قوطی ساخته شده از ورق باشد جان تیر باید از یک ورق تک بدون هر گونه ورق مضاعف در نظر گرفته شود و در آن هیچ گونه بازسویی نباید ایجاد شود. حداکثر دوران غیرالاستیک تیر پیوند نسبت به ناحیه خارجی آن در حالتی که تغییر مکان جانبی (δ_i) نسبت به طبقه، برابر تغییر مکان جانبی نسبت طرح (Δ_i) فرض شود نباید این از مقادیر زیر تجاوز نماید:

$$\begin{aligned} \text{الف) } 0.08 \text{ رادیان برای حالتی که طول تیر پیوند مساوی یا کمتر از } \frac{1/6M_p}{V_p} \text{ باشد} \\ \text{ب) } 0.02 \text{ رادیان برای حالتی که طول تیر پیوند مساوی یا بزرگتر از } \frac{2/6M_p}{V_p} \text{ باشد} \end{aligned}$$

۳-۲- سخت‌کننده‌های تیر پیوند

سخت‌کننده‌های انتهایی، در دو انتهای محل تیر پیوند تعبیه شده که طبق ضوابط آیین‌نامه (مبحث ۱۰) برای مقطع I شکل به صورت یک جفت در دوطرف جان در نظر گرفته که ابعاد آن به وسیله محاسبات به دست می‌آید و سخت‌کننده‌های میانی در حد فاصل دو سخت‌کننده انتهایی قرار می‌گیرد که طبق ضوابط آیین‌نامه برای مقاطع I شکل، تعداد و ابعاد آن در شرایط مختلف



متفاوت است. نتایج آزمایشات و مقایسه ی نمودارهای هیستریزیس برای تیر پیوند با و بدون سخت کننده حاکی از آن است که افزودن سخت کننده نه تنها باعث افزایش مقاومت برشی تیر پیوند، بلکه افزایش شکل پذیری و جذب انرژی آن را نیز در پی دارد.

۴- مدلسازی

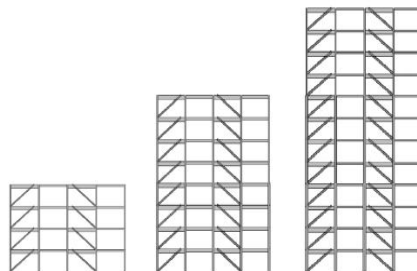
برای بدست آوردن ضریب رفتار ابتدا مدل ها در نرم افزار ایتبس^۳ به صورت استاتیکی خطی طراحی می شود و کنترل های لازم صورت می گیرد، سپس با توجه به مشخص شدن ابعاد و مقاطع سازه و انتقال دوباره آن در نرم افزار ایتبس عملیات تحلیل استاتیکی غیر خطی (پوش آور^۴) را انجام داده و خروجی های مورد نیاز برای بدست آوردن ضریب رفتار استخراج می گردد و این کار برای سازه های چهار، هشت و دوازده طبقه انجام می گردد. سپس به بررسی نتایج و ضریب رفتارهای بدست آمده متناظر با تغییرات اعمالی در طول تیر پیوند پرداخته شده است.

- تعداد طبقات، برای هر مدل مهاربند در سه حالت ۴، ۸ و ۱۲ طبقه در نظر گرفته شده اند، دلایل انتخاب این حالت ها پرهیز از تغییر ناگهانی در ارتفاع می باشد که منجر به ایجاد خطا و ایجاد ناپیوستگی زیاد در نتایج مدل ها می شود.
 - ابعاد این سازه بصورت یک پلان مربع شکل با طول دهانه های ۶ و ۸ متری
 - تعداد دهانه ها ۴ دهانه اختیار شد.
 - ارتفاع طبقات ۳ متر در نظر گرفته شده است.
 - سازه های مورد پژوهش در این پروژه واقع در شهر تهران و مسکونی می باشد، نوع خاک آن III در نظر گرفته شده است، سازه های در نظر گرفته شده به صورت کاملا منظم با توجه به رویکرد آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران (۱۳۹۴، ۲۸۰۰) می باشد.
 - به تمامی کف ها دیافراگم صلب اختصاص داده شده و فولاد مصرفی از نوع ST37 و با توجه به آیین نامه مبحث دهم مقررات ملی ساختمان تمامی مقاطع فشرده لرزه ای در نظر گرفته شده است.
 - در این پژوهش اثرات ثانویه ($P - \Delta$) لحاظ گردیده است.
 - تحلیل استفاده شده بروی مدل های خطی از روش ضرایب بار و مقاومت^۵ استفاده شده است.
 - بارگذاری های انجام شده در این پژوهش به دو صورت بارگذاری صفحه ای و خطی انجام شده است بدین صورت که بار مرده کف $kg/m^2 600$ ، بار زنده طبقات $kg/m^2 200$ و بار زنده بام $kg/m^2 150$ و پار تیشن ها $kg/m^2 100$ و $kg/m^2 130$ نیز به عنوان بار برف، جزو بارهای صفحه ای می باشند و بار خطی $kg/m 800$ بروی تیرهای پیرامونی و تیرهای میانی واقع در وسط سازه قرار داده شده است و همچنین $kg/m^3 300$ به جان پناه بام بصورت خطی اختصاص داده شده است. رفتار تمامی تیرهای پیوند برشی در نظر گرفته شده است. آیین نامه های مورد استفاده در تحلیل خطی عبارت است از آیین نامه مبحث دهم مقررات ملی ساختمان (ساختمان، ۱۳۹۲) و آیین نامه ۲۸۰۰ (ساختمان، ۱۳۹۲) زلزله ویرایش چهارم ایران می باشد.
 - همچنین جهت مدلسازی اندرکنش خاک و سازه از فنر در حالت تکیه گاه انعطاف پذیر استفاده شده است.
- نمای شماتیک سازه های چهار، هشت و دوازده طبقه و نحوه قرارگیری مهاربندها واگرا و کمانش تاب که به صورت هم موقعیت در سازه ها قرار می گیرند، در شکل (۲) نشان داده شده است.

³Etabs

⁴ Push over

⁵LRFD



شکل ۲: نمای سازه‌های چهار، هشت و دوازده طبقه به ترتیب با ۶ و ۸ متر طول دهانه.

تعداد مدل‌های مدل‌سازی شده شامل ۳ نوع با تعداد طبقات ۴، ۸ و ۱۲ و دو متغیر طول دهانه ۶ و ۸ متری و پنج متغیر تغییر طول پیوند به ترتیب با طول‌های ۱، ۱/۱، ۱/۲، ۱/۵ و ۲ متر و دو متغیر حالت تکیه‌گاه انجام شده است که در مجموع برابر ۶۰ مدل‌سازی صوت گرفته است.

۱-۴- انتخاب طول تیر پیوند

باتوجه به اینکه از تیر پیوند در رفتار برشی انتظار شکل‌پذیری بیشتری می‌رود، در نتیجه طول تیر پیوند طوری انتخاب شده است که در تیر رفتار برشی حاکم باشد. یعنی باید $e \leq 1.6 M_p/V_p$ باشد، که در این رابطه M_p منگرنر پلاستیک تیر پیوند و V_p برش پلاستیک تیر پیوند می‌باشند که از روابط زیر بدست می‌آیند:

$$M_p = F_y \times Z \quad (۱)$$

$$V_p = 0.6 F_y \times A_w \quad (۲)$$

در اینجا e طول تیر پیوند، F_y تنش تسلیم فولاد تیر پیوند، A_w سطح مقطع خالص جان تیر پیوند و Z اساس مقطع پلاستیک تیر پیوند می‌باشند. مقاطع تیر پیوند در سازه‌ها در جدول (۱) نشان داده شده است:

جدول ۱: مقاطع تیر پیوند.

واحد	طول تیر پیوند	ضخامت جان	ضخامت بال	طول جان	طول بال	طبقات
cm	100	1.2	1.2	52	20	چهار
cm	110	1.2	1.2	52	20	
cm	120	1.2	1.2	52	20	
cm	150	1.2	1.2	52	20	
cm	200	1.2	1.2	52	20	
cm	100	1.0	1.5	58	20	هشت
cm	110	1.0	1.5	58	20	
cm	120	1.0	1.5	58	20	
cm	150	1.0	1.5	58	20	
cm	200	1.0	1.5	58	20	
cm	100	1.2	1.5	60	20	دوازده
cm	110	1.2	1.5	60	20	
cm	120	1.2	1.5	60	20	
cm	150	1.2	1.5	60	20	
cm	200	1.2	1.5	60	20	



مقاومت مورد انتظار تیر پیوند رابطه مستقیم با طول آن دارد که می‌تواند رفتاری برشی، خمشی و یا رفتاری بین این دو داشته باشد. با توجه به فرضیات این پروژه که رفتار برشی در نظر گرفته شده است از رابطه (۳) بدست آورده شده است، و محاسبات مربوط به طول تیر پیوند در جدول (۲) نشان داده شده است.

$$e \leq 1.6 M_p/V_p \quad (3)$$

همچنین جهت اطمینان از رفتار خمشی بایستی مطابق رابطه (۴) عمل کرد.

$$e \geq 2.6 M_p/V_p \quad (4)$$

جدول ۲: محاسبات مربوط به طول تیر پیوند.

طبقات	V_p (Ton)	M_p (Ton.m)	$2.6 M_p/V_p$	$1.6 M_p/V_p$
چهار	57.6	41.496	187.2	115.27
هشت	79.2	58.824	193.3	118.84
دوازده	95.4	62.472	170.9	105.17

بر اساس محاسبات صورت گرفته مرز بین رفتار برشی و خمشی برای تیر پیوند برای سازه های مختلف مطابق جدول (۲) تعیین شده است. ملاحظه می‌گردد که طول تیرهای پیوند انتخابی در محدوده های برشی، خمشی- برشی و خمشی خالص قرار دارد و به خوبی تمامی شرایط حاکم بر گسیختگی تیر پیوند را در بر می‌گیرد.

۲-۴- تغییر مکان هدف

تغییر مکان نقطه هدف برای سازه با دیافراگم صلب باید با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی سازه برآورده شود که از رابطه‌ی (۵) حاصل می‌گردد.

$$\delta_t = C_0 C_1 S_a \left(\frac{T_e^2}{4\pi^2} \right) g \quad (5)$$

که در اینجا T_e زمان تناوب اصلی موثر سازه برای امتداد مورد نظر است و g شتاب ثقل زمین و S_a شتاب طیفی برابر با ABI به ازای زمان تناوب اصلی موثر می‌باشد. C_0 ضریب اصلاح برای ارتباط تغییر مکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییر مکان بام سیستم چند درجه آزادی است، C_1 ضریب تصحیح برای اعمال تغییر مکان‌های غیر ارتجاعی سیستم است. T_e پس از تحلیل بارافزون و از منحنی برش پایه-تغییر مکان حاصل می‌شود، از اینرو در ابتدا امر از زمان تناوب‌های تخریبی سازه که به ترتیب در سازه‌های چهار، هشت و دوازده طبقه اعداد ۰/۶۴۵ ، ۱/۰۸۴۳ و ۱،۴۶۹۶ ثانیه حاصل شده است که پس از انجام تحلیل غیر خطی مقادیر صحیح آن محاسبه و جایگزین می‌شود.

۲-۴- نحوه‌ی اعمال ترکیب بار ثقلی و الگوی توزیع بار جانبی

در ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی، حد بالا و پایین اثرات بار ثقلی Q_G باید از روابط (۶) و (۷) محاسبه شود.

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L) \quad (6)$$

$$Q_G = 0.9 Q_D \quad (7)$$



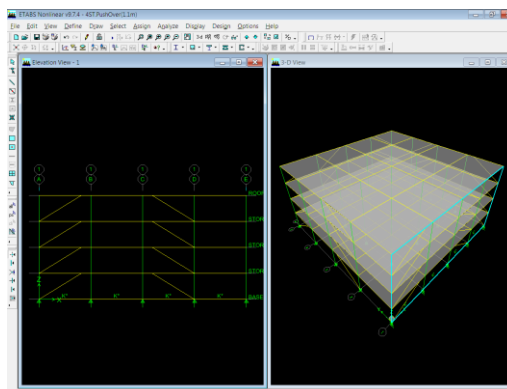
که در این رابطه Q_D بار مرده و Q_L بار زنده مؤثر که ۲۰ درصد بار زنده می باشد. توزیع بار جانبی بر مدل سازه باید تا حد امکان شبیه به آنچه در هنگام زلزله رخ خواهد داد، باشد و حالت‌های بحرانی تغییرشکل و نیروهای داخلی را در اعضا ایجاد نماید. پس از اختصاص مفاصل پلاستیک اعضا به نرم افزار و و ترکیبات بارگذاری استاتیکی غیرخطی و محاسبه‌ی تغییرمکان هدف اولیه، نوبت به انجام تحلیل می باشد. پس از انجام تحلیل با استفاده از نمودار پوش‌آور تغییر مکان نقطه هدف اصلی سازه بدست آورده میشود که در جداول زیر محاسبه شده است.

جدول ۳: محاسبه‌ی تغییر مکان هدف و ضرایب مربوطه برای سازه‌ها.

طبقات	C_0	C_1	T_e (s)	A ($\frac{m}{s^2}$)	B	δ_t (m)
چهار	1.35	1	1.019	0.35	2.017	0.246
هشت	1.46	1	1.618	0.35	1.421	0.472
دوازده	1.5	1	2.32	0.35	1.115	0.782

۴-۴- اندرکنش خاک-سازه

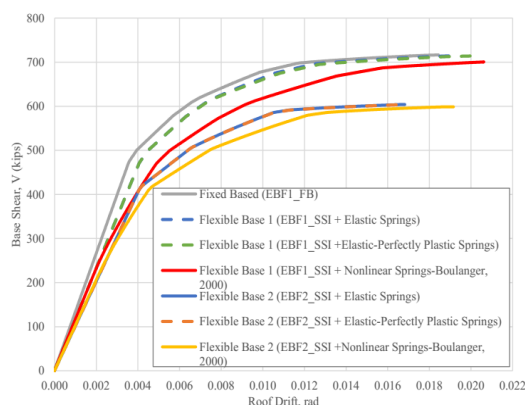
در این مقاله از روش تئوری وینکلر جهت مدلسازی اثر اندرکنش خاک و سازه استفاده شده است. بر این اساس با استفاده از المانهای تیر در پایه سازه فنرهای خطی تعریف شده است. سختی فنرها در این حالت برابر سختی معادل خاک نوع III تعریف شده است. این مقدار برای این خاک برابر ۱/۸ کیلوگرم بر سانتی‌متر مکعب فرض شده است. نحوه تعریف فنرهای معادل در مدلسازی اندرکنش خاک و سازه در مدل ۴ طبقه در شکل (۳) نشان داده شده است.



شکل ۳: نحوه تعریف فنرهای خطی جایگزین خاک نوع III.

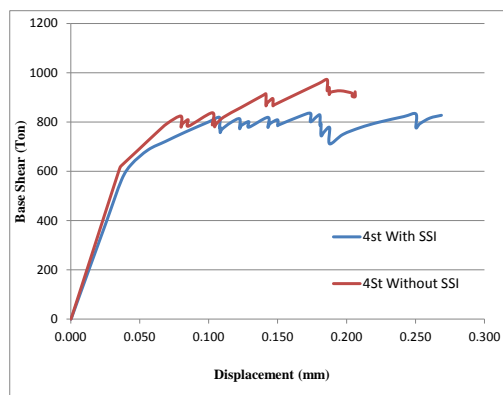
۴-۵- صحت سنجی

جهت صحت سنجی مطالعات انجام شده از رساله دکتری لوییس خاردو بترگاوو گوینز از دانشگاه آرکانزاس در سال ۲۰۱۷ استفاده شده است. در این مطالعه به عنوان "اثر اندرکنش خاک و سازه بر رفتار لرزه‌ای قابهای بادبندی فولادی" با استفاده از تحلیل پوش اور به بررسی حالت‌های مختلف اثر اندرکنش خاک و سازه پرداخته شده است. شکل (۴) نموداری از مقایسه این مقاله را نشان می‌دهد.



شکل ۴: منحنی‌های پوش اور حاصل از مدل‌سازیهای آقای لویز (۲۰۱۷).

اختلاف بین منحنی‌های پوش اور پایه ثابت و با اثر اندرکنش خاک و سازه در حالت فنر الاستیک مشابه مقاله حاضر حدود ۱۵ درصد بدست آمده است. اختلاف حاضر مطابق شکل (۵) در این تحقیق برابر ۱۴/۵ درصد در بهترین حالت برای سازه ۴ طبقه حاصل شده است.



شکل ۵: منحنی‌های پوش اور حاصل از سازه ۴ طبقه با و بدون اثر اندرکنش خاک و سازه.

۴-۶- نحوه‌ی دو خطی کردن نمودار پوش اور

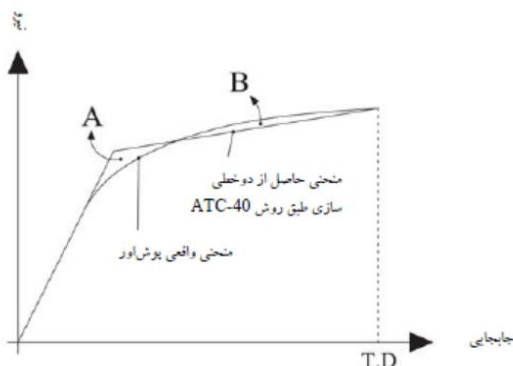
برای بدست آوردن زمان تناوب اصلی موثر T_e بایستی منحنی پوش اور به صورت دو خطی مدل سازی گردد. طبق ضوابط موجود در ATC-40 (ATC-40, 1996) این منحنی دوخطی بایستی طوری رسم گردد که سطح زیر منحنی واقعی پوش اور و منحنی دوخطی آن باهم برابر باشند و همچنین مختصات نقطه تقاطع خط مماس رسم شده در ناحیه الاستیک با شیب اولیه سختی الاستیک موثر k_e و منحنی پوش اور، بر روی محور مختصات عمودی (نیرو) برابر مقدار $0/6$ نیروی برشی تسلیم مورد نظر باشد. برای بدست آوردن مدل دوخطی منحنی طبق روش مذکور، در ناحیه الاستیک منحنی موجود، خطی مماس با مقدار شیب اولیه منحنی به عنوان سختی الاستیک موثر سازه رسم میگردد. برای مشخص نمودن جابجایی تسلیم و شیب سختی تسلیم^۶ برای مقدار معلوم جابجایی هدف بایستی خط دوم طوری ترسیم گردد که مساحت نواحی A و B در نمودار شکل (۶) برابر گردند. جابجایی هدف^۷ بام

6Yield Stiffness Slope

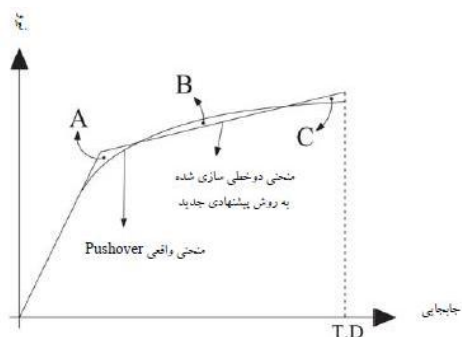
7Single Degree Of Freedom



با استفاده از روابط موجود در ATC-40 (1996) محاسبه می‌گردد. در شکل (۶)، روش دو خطی سازی منحنی پوش آور بر اساس روش پیشنهادی ATC-40 (1996) نشان داده شده است.

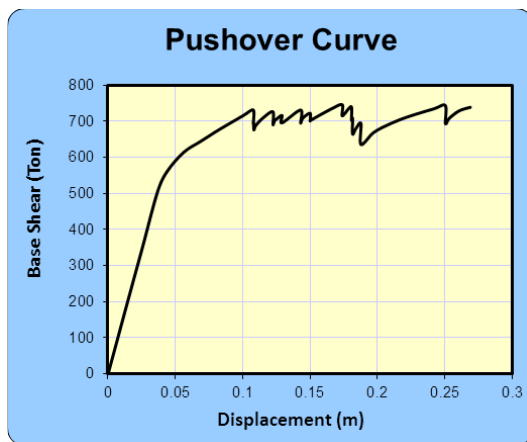


شکل ۶: منحنی‌های پوش آور و دو خطی آن طبق ATC-40.

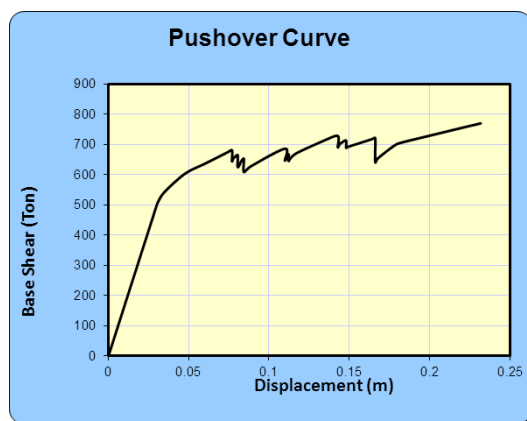


شکل ۷: روش پیشنهاد شده برای ایده‌آل سازی دو خطی منحنی پوش آور.

طبق نمودار (۷) در روش پیشنهادی جدید، شیب اولیه منحنی به عنوان سختی الاستیک مؤثر سازه و خط مماس طبق روش موجود در ATC-40 (1996) رسم می‌گردد، ولی شیب خط سختی تسلیم با رعایت دو شرط مشخص می‌گردد. یک مساحت ناحیه B برابر مجموع مساحت دو ناحیه A و C گردد. دو مجموع مساحت سه ناحیه A، B و C به کمترین مقدار بین مقادیر مناسب برای شیب‌های تسلیم گوناگون منجر شود. از وضعیت هندسه منحنی‌ها، می‌توان اثبات نمود که با تغییر خط سختی تسلیم به طور عمودی، بدون هیچ گونه تغییر در شیب آن، فقط یک موقعیت وجود دارد که در آن شرط $A+C=B$ برقرار می‌گردد. بعد از برقراری این شرط، تا زمانی که مجموع مساحت سه ناحیه به حداقل مقدار آن برسد، این روند برای شیب‌های گوناگون تکرار خواهد شد و شیبی که کمترین مجموع را تولید نماید، شیب مطلوب خط تسلیم در منحنی دوخطی خواهد بود. نمودارهای پوش آور جهت دو خطی کردن ابتدا از نرم‌افزار ETABS استخراج شده و سپس در فایل اکسل مخصوص دو خطی کردن و محاسبه ضریب رفتار وارد شده‌اند.

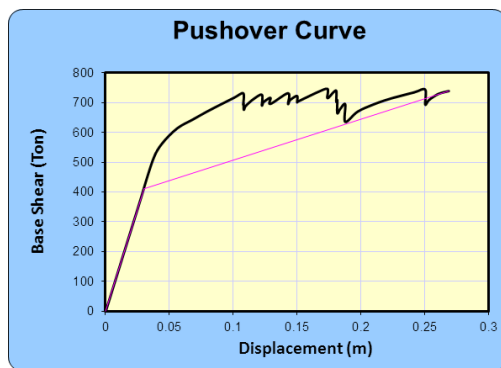


شکل ۸: پوش آور چهار طبقه با طول تیر پیوند ۱ متر (طول دهانه ۶ متر) بدون اندرکنش خاک و سازه.

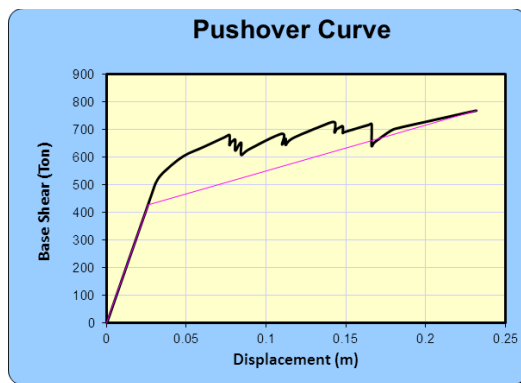


شکل ۹: پوش آور چهار طبقه با طول تیر پیوند ۱ متر (طول دهانه ۶ متر) با اندرکنش خاک و سازه.

نمودارهای پوش آور برای تمامی مدل‌های ساخته شده استخراج شده است و سپس با استفاده از محاسبات در نرم‌افزار اکسل نمودارهای جهت محاسبه ضریب رفتار دو خطی شده اند. نمودارهای دوخطی در ادامه برای یک نمونه ارایه شده است.



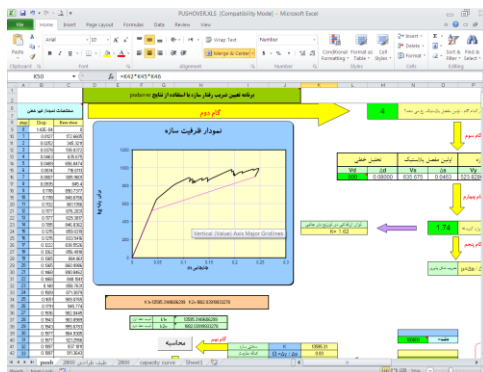
شکل ۱۰: پوش آور دو خطی چهار طبقه با طول تیر پیوند ۱ متر (طول دهانه ۶ متر) بدون اندرکنش خاک و سازه.



شکل ۱۱: پوش آور دو خطی چهار طبقه با طول تیر پیوند ۱ متر (طول دهانه ۶ متر) بدون اندرکنش خاک و سازه.

۵- ضریب رفتار

ضریب رفتار از رابطه $R=Y \cdot R \mu \cdot \Omega$ بدست می‌آید، همانطور که مشخص است، برای محاسبه ضریب رفتار ابتدا میبایست از روی منحنی دوخطی پوش آور پارامترهای مورد نیاز را استخراج کرد و سپس از آنها برای تعیین ضریب رفتار استفاده کرد. نمونه‌ای از جداول محاسبه ضریب رفتار در ادامه ارائه شده است. شایان ذکر است محاسبات ضریب رفتار از روی منحنی دوخطی برای تمامی مدل‌های Etabs انجام شده که به علت حجم بالای نمودارهای فقط به ارائه تعدادی از آنها به عنوان نمونه بسنده شده است. جهت محاسبات ضریب رفتار از نرم‌افزار اکسل استفاده شده است. تصویری از این محاسبات در شکل (۱۲) ارائه شده است. در این محاسبات از چهار روش محاسبه ضریب رفتار شامل: نیومارک و هال، میراندا و برترو، کراوینکلر و ناسار و روش ویدیک استفاده شده است. بر اساس نمودارهای خروجی نرم‌افزار Etabs در این فایل محاسبات صورت گرفته و ضریب رفتار نهایی برای هر مدل تعیین می‌گردد.



شکل ۱۲: فایل اکسل جهت محاسبه ضریب رفتار بر اساس نتایج تحلیل پوش آور.

جدول ۴: پارامترهای بدست آمده از منحنی دو خطی برای سازه چهار طبقه با طول تیر پیوند ۱ متر و طول دهانه ۶ متر بدون اثر اندرکنش خاک و سازه

شکست سازه		تسلیم سازه		اولین مفصل پلاستیک		تحلیل خطی	
Δu	$V u$	Δy	$V y$	Δs	$V s$	Δd	$V d$
0.20	986	0.027	560	0.029	593	0.03	207

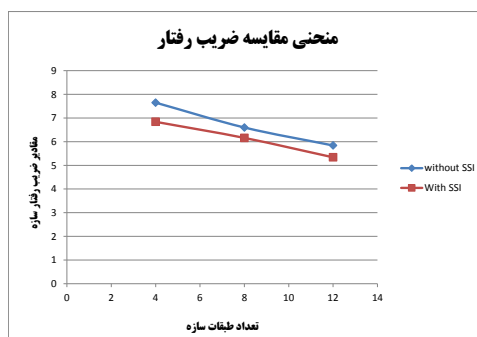


جدول ۵: محاسبه ضریب رفتار پوش آور سازه چهار طبقه با طول تیر پیوند ۱ متر و طول دهانه ۶ متر بدون اثر اندرکنش خاک و سازه.

20626.78	K	سختی سازه
0.93	$\Omega = \Delta y / \Delta s$	اضافه مقاومت
0.17	$\Delta u - \Delta y =$	تغییر شکل پلاستیک
7.45	$\mu = \Delta u / \Delta y$	ضریب شکل پذیری
0.97	$Y = \Delta s / \Delta d$	ضریب تنش مجاز
8.80	$R\mu =$	ضریب کاهش
20626.78	$k1 =$	سختی اولیه
2440.00	$k2 =$	سختی نهایی
6.73	$Cd =$	ضریب تشدید تغییر مکان
6.95	$R = \Omega . Y . R\mu$	ضریب رفتار

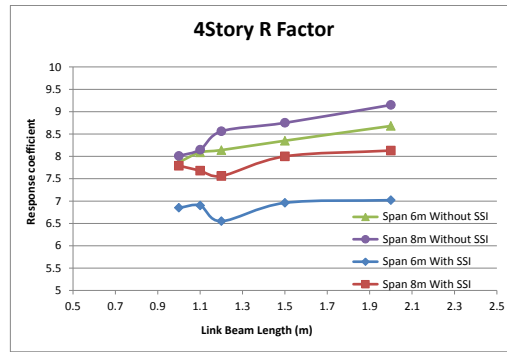
۶- تجزیه و تحلیل نتایج

محاسبات ضریب رفتار و پارامترهای مورد نیاز جهت محاسبات آن، برای تمامی مدلسازیها انجام شده است. سپس بر اساس نتایج حاصله به مقایسه اثر اندرکنش خاک و سازه و طول تیر پیوند بر نتایج حاصل پرداخته شده است. شکل (۱۱) مقادیر کلی ضریب رفتار برای سازه‌های مختلف بر اساس تعداد طبقات و طول تیر پیوند ۱ متری و دهانه ۶ متری را نشان می‌دهد.

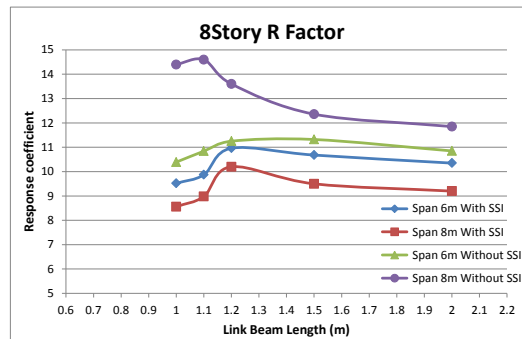


شکل ۱۳: مقایسه ضریب رفتار با اثر اندرکنش خاک و سازه (SSI).

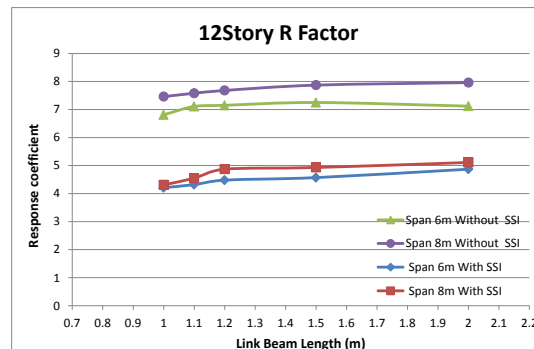
مطابق شکل مشاهده می‌گردد که مقادیر ضرایب رفتار در حضور اثر اندرکنش خاک و سازه کاسته می‌شود که این امر می‌تواند به سبب کاهش مقادیر برش پایه و افزایش مقادیر تغییر مکان باشد. سپس به بررسی اثر متقابل طول تیر پیوند و اندرکنش خاک و سازه بر ضریب رفتار و سختی سازه پرداخته شده است. شکل‌های (۱۴) تا (۱۶) به بررسی مقادیر ضریب رفتار و سختی موثر سازه برای حالات مختلف طول تیر پیوند و همچنین دهانه ۶ متر و ۸ متر و تعداد طبقات ۴، ۸ و ۱۲ طبقه را نشان می‌دهد. متغیر طول تیر پیوند ۵ حالت مختلف ۱، ۱/۱، ۱/۲، ۱/۵ و ۲ متر را شامل می‌گردد.



شکل ۱۴: مقایسه ضریب رفتار با اثر اندرکنش خاک و سازه (SSI) و متغیر طول تیر پیوند برای سازه ۴ طبقه.

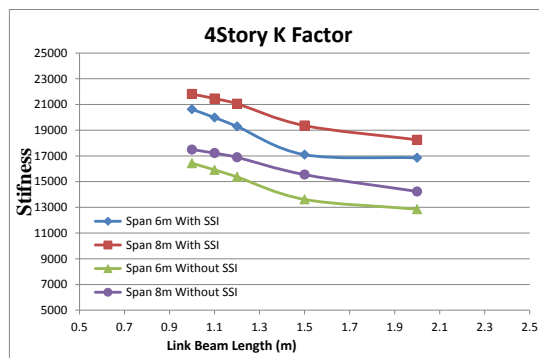


شکل ۱۵: مقایسه ضریب رفتار با اثر اندرکنش خاک و سازه (SSI) و متغیر طول تیر پیوند برای سازه ۸ طبقه.

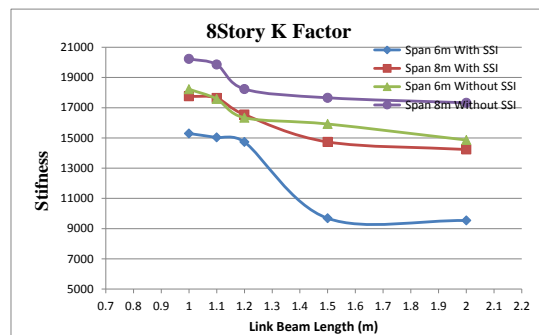


شکل ۱۶: مقایسه ضریب رفتار با اثر اندرکنش خاک و سازه (SSI) و متغیر طول تیر پیوند برای سازه ۱۲ طبقه.

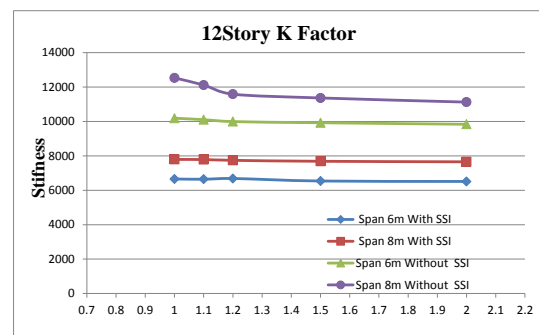
روند کلی این نمودارها، افزایش مقادیر ضریب رفتار در اثر افزایش طول تیر پیوند بوده است. همچنین مقادیر ضرایب رفتار با در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک و سازه کاهش پیدا کرده است. سپس به بررسی ضرایب سختی موثر سازه بر مبنای محاسبات حاصل از نمودارهای پوش اور پرداخته شده است. شکل‌های (۱۷) تا (۱۹) به بررسی مقادیر ضرایب سختی بر مبنای محاسبات منحنی پوش اور پرداخته است.



شکل ۱۷: مقایسه سختی موثر سازه با اثر اندرکنش خاک و سازه (SSI) و متغیر طول تیر پیوند برای سازه ۴ طبقه.



شکل ۱۸: مقایسه سختی موثر سازه با اثر اندرکنش خاک و سازه (SSI) و متغیر طول تیر پیوند برای سازه ۸ طبقه.



شکل ۱۹: مقایسه سختی موثر سازه با اثر اندرکنش خاک و سازه (SSI) و متغیر طول تیر پیوند برای سازه ۱۲ طبقه.

بر اساس نمودارهای سختی موثر سازه مشاهده می‌گردد که مقادیر سختی نیز در اثر افزایش طول تیر پیوند کاسته می‌شود و همچنین اثر اندرکنش خاک و سازه در این نمودارها روند کاهشی دارد.

۷- جمع بندی و نتیجه گیری

اصلی‌ترین هدف این پژوهش، بررسی ضریب رفتار قاب‌های فولادی با تیر پیوند و ارتفاع مختلف با در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک و سازه می‌باشد که بر اساس تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی بار افزون و در سازه‌های چهار، هشت و دوازده طبقه مورد بررسی قرار گرفتند، تأثیر اندرکنش خاک و سازه بر پاسخ قاب خمشی متوسط فولادی در تحلیل استاتیکی غیر خطی مورد بررسی قرار می‌گیرد. برای این منظور ۳ قاب فولادی ۴ و ۸ و ۱۲ طبقه مدل شده و سپس مطالعات موردی روی تیر پیوند در حالات مختلف انجام



- می‌شود. هر کدام از این مدل‌ها یک بار با اثر اندرکنش خاک و سازه و یکبار بدون اعمال اندرکنش خاک سازه مورد تحلیل قرار می‌گیرند. مدل سازی اندرکنش خاک و سازه از روش وینکلر به دلیل سادگی این روش و مزیت آن نسبت به اجزاء محدود سبب توصیه های آن در آیین نامه FEMA جهت لحاظ نمودن اندرکنش خاک و سازه شده است. نتایج حاصله به شرح ذیل می‌باشد:
- عوامل زیادی در تعیین و بررسی ضریب رفتار و نسب حاشیه فروریزش موثرند، از جمله نوع مصالح، ابعاد مقاطع سازه، ارتفاع سازه، طول و تعداد دهانه‌ها، تیر پیوند، نوع خاک بستر و نحوه بارگذاری سازه را می‌توان نام برد.
 - با توجه به رویکرد آیین‌نامه ۲۸۰۰ برای هر نوع قاب و شرایطی که دارا می‌باشد، یک ضریب رفتار را تعیین کرده است، در صورتی که هر سازه با مشخصات خاص خود پس از انجام روند تحلیلی، ضریب رفتاری مختص به خود را دارا می‌باشد پس در نتیجه بهتر است که برای بهینه سازی هر سازه این موضوع در نظر گرفته شود.
 - اثر اندرکنش خاک و سازه در مدل‌های ۴ و ۱۲ طبقه سبب کاهش ضریب رفتار شده است. ولی در مدل ۸ طبقه این کاهش کمتر بوده است.
 - بر اساس نتایج تحلیلهای انجام شده بر مبنای تغییرت طول دهانه (۶ و ۸ متر) مشاهده می‌گردد که در سازه های مدلسازی شده مقادیر ضریب رفتار با دهانه ۸ متری بیشتر از دهانه ۶ متری تعیین شده است.
 - اندرکنش خاک - سازه همواره باعث افزایش انعطاف‌پذیری سازه و در نتیجه، زمان تناوب اصلی ساختمان می‌گردد، با در نظرگیری اندرکنش خاک - سازه سختی‌های مؤثر سازه کاهش می‌یابد، برش جاری شده سازه کاهش می‌یابد و تغییر مکان هدف سازه افزایش می‌یابد..
 - اثر اندرکنش خاک و سازه با توجه به نمودارهای پوش اور باعث افزایش جابجایی در مدل های ۴ طبقه افزایش می‌یابد که این امر با وارد شدن نیروی کمتری به سازه حاصل می‌شود به عبارتی برش پایه کاهش یافته در حالیکه جابجایی افزایش می‌یابد. این امر در مدل‌های ۸ و ۱۲ طبقه نیز بدین صورت می‌باشد.
 - مشاهده می‌گردد که مقادیر ضرایب رفتار در حضور اثر اندرکنش خاک و سازه کاسته می‌شود که این امر می‌تواند به سبب کاهش مقادیر برش پایه و افزایش مقادیر تغییر مکان باشد. روند کلی این نمودارها، افزایش مقادیر ضریب رفتار در اثر افزایش طول تیر پیوند بوده است. همچنین مقادیر ضرایب رفتار با در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک و سازه کاهش پیدا کرده است.
 - بر اساس نمودارهای سختی مؤثر سازه مشاهده می‌گردد که مقادیر سختی نیز در اثر افزایش طول تیر پیوند کاسته می‌شود و همچنین اثر اندرکنش خاک و سازه در این نمودارها روند کاهشی دارد.

۸- مراجع

- [۱] نیکنام، ا.، میمندی پاریزی، ع.، پاک نیت، ش.، ۱۳۹۱، بهسازی لرزه‌ای سازه‌های فولادی و تحلیل بارافزون (Pushover) با استفاده از نرم افزارهای Sap2000 و Etabs. چاپ اول، نشر متفکران، تهران.
- [۲] - یوسف نژاد، د.، ۱۳۹۶، مقایسه ضریب رفتار سیستم مهاربندی واگرای قطری ویژه با مهاربند قطری کمانش تاب با استفاده از تحلیل غیر خطی دینامیکی افزایشی، کارشناسی ارشد، دانشکده عمران، موسسه آموزش عالی غیاث الدین جمشید کاشانی.
- [۳] - عبدوی، پ.، ۱۳۹۵، مطالعه بر روی ضریب رفتار سیستم مهاربندی واگرای ویژه فولادی با استفاده از تحلیل استاتیکی غیر خطی بار افزون و تحلیل غیر خطی دینامیکی افزایشی، کارشناسی ارشد، دانشکده عمران، مؤسسه آموزش عالی غیاث الدین جمشید کاشانی.



[۴]- شیبانی، ع.، ۱۳۹۵، مطالعه بر روی ضریب رفتار سیستم مهاربندی واگرای ویژه‌ی قطری و مقاوم در برابر کماتش با استفاده از تحلیل استاتیکی غیر خطی بار افزون و تحلیل غیر خطی دینامیکی افزایشی، کارشناسی ارشد، دانشکده عمران، مؤسسه آموزش عالی غیاث الدین جمشید کاشانی.

[5]- Chao, S. H., and Goel, S. C., 2005, **Performance-based criteria desing of EBF using target drift and yield mechanism as performance ceiteria**, Ann Arbir, 1001, 48109-2125.

[6]- Mofid, M., and Lotfollahi, M., 2006, **On the characteristics of new ductill knee bracing sistems**, Journal of Constructional Steel Research, 62, 3, 271-281.

[7]-Berman, J. W., Okazaki, T., and Hauksdottir, H. O., 2009, **Reduced link sections for improving the ductility of eccentrically braced frame link-to-column connections**, Journal of structural engineering, 136, 5, 543-553.

[8]-Najafi, L. H. and Tehranizadeh, M., 2017, **Equation for achieving efficient length of link-beams in eccentrically braced frames and its reliability validation**, Journal of Constructional Steel Research, 130, 53-64.

[9]-Kim, J., Kim, T., 2009, **Assessment of Progressive Collapse-Resisting Capacity of Steel Moment Frames**, Journal of Constructional Steel Research, 65, 169-179.

[10]-Khandelwal, K., El-Tawil, S., 2011, **Pushdown Resistance as a Measure of Robustness in Progressive Collapse Analysis**, Journal of Engineering Structures, 33, 2653-2661.

[10]-Liu, M., 2013, **A New Dynamic Increase Factor for Nonlinear Static Alternate Path Analysis of Building Frames Against Progressive Collapse**, Engineering Structures, 48, 666-673.

[11]-Tavakoli, H. R., Rashidi, A., 2013, **Evaluation of Progressive Collapse Potential of Multi-Story Moment Resisting Steel Frame Buildings Under Lateral Loading**, Scientia Iranica, 20, 1, 77-86.

[12]-Zahrai, S. M., Ezoddin, A. R., 2014, **Numerical Study of Progressive Collapse in Intermediate Moment Resisting Reinforced Concrete Frame Due to Column Removal**, Civil Engineering Infrastructures Journal, 2014, 47, 1, 14-25.

[13]- Osama, A. M., 2015, **Calculation of Load Increase Factors for Assessmentof Progressive Collapse Potential in Framed Steel Structures**, Case Studies in Structural Engineering, 3, 11-18.

[۱۴]-آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله-استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم)، ۱۳۹۴، انتشارات مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی.

[۱۵]- مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی، ویرایش چهارم، تهران، ۱۳۹۲، انتشارات توسعه ایران.

[۱۶]- نشریه شماره ۳۶۰، ۱۳۹۲، دستورالعمل بهسازی لرز های ساختمان‌های موجود، معاونت نظارت راهبردی امور نظام فنی.

[17]-FEMA 273., 1997, Guidelines For the Seismic Rehabilitation of Buildings, Koboevic,S.,and GSA, "Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects", Washington DC, US, 2003.