

نشریه مهندسی سازه و ساخت (علمی - پژوهشی)

www.jsce.ir

اثر نشست تفاضلی فزاینده در زیر ستون‌ها بر رفتار یک قاب بتنی با لحاظ نمودن شرایط تکیه‌گاهی متفاوت

علیرضا پاچناری^{۱*}، الهه پیراینده^۲، زهرا پاچناری^۳

۱- استادیار، دانشکده فنی مهندسی، گروه عمران، دانشگاه کاشان، کاشان، ایران

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی سازه، دانشکده فنی مهندسی، گروه عمران، دانشگاه کاشان، کاشان، ایران

۳- استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، گروه عمران، دانشگاه الزهراء (س)، تهران، ایران

چکیده

مخاطرات طبیعی و فعالیت‌های انسانی زمینه‌ساز وقوع نشست کلی یا موضعی زمین هستند. پیش‌بینی اثرات نشست نامتقارن بزرگ بر رفتار قاب‌های سازه‌ای خصوصا در نواحی شهری با تراکم جمعیتی بالا، یک مسئله مهم در فرآیند طراحی است چرا که در صورت عدم توجه کافی می‌تواند منجر به تلفات جانی و مالی جبران‌ناپذیری شود. در این مقاله به منظور یافتن درک بهتر از نحوه تاثیر پدیده مذکور بر رفتار روبنای سازه، بر روی یک قاب خمشی بتنی سه بعدی دارای طرح سازه‌ای مطابق با آیین‌نامه‌های ایران در شش حالت مجزا، که از در نظر گرفتن سه موقعیت برای محل اعمال نشست‌های تفاضلی فزاینده (زیر یک ستون میانی، کناری و یا گوشه) همراه با دو وضعیت تکیه‌گاهی متفاوت (صلب و غیرصلب) برای پای ستون‌ها حاصل می‌گردند، مجموعه‌ای از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی انجام شده و مواردی از قبیل تغییرات در الگوی لنگر خمشی تیرهای پل زننده، بازتوزیع نیروی محوری در ستون‌ها و همچنین حداکثر نشست ارتجاعی و غیرارتجاعی قابل تحمل سازه مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. بر پایه یافته‌های مدل‌های عددی اگرچه موقعیت اعمال نشست در محل یک ستون میانی در قیاس با سایر موقعیت‌های مطالعه شده به کمترین تغییر مکان قائم رو به پایین برای تشکیل اولین مفصل پلاستیک در یکی از تیرها نیاز دارد اما بیشترین نشست‌پذیری سازه در یکی از حالات مربوط به وقوع نشست در موقعیت یک ستون گوشه رخ می‌دهد. همچنین الگوی تشکیل مفاصل پلاستیک و بازتوزیع نیروهای محوری در بین ستون‌های طبقه اول سازه تا حد زیادی تحت تاثیر شرایط تکیه‌گاهی مدل شده برای پای ستون‌ها قرار می‌گیرد.

کلمات کلیدی: نشست تفاضلی، قاب خمشی بتنی، تحلیل استاتیکی غیرخطی، بازتوزیع بار، مفاصل پلاستیک

سابقه مقاله:

شناسه دیجیتال:

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:					
10.22065/JSCE.2018.97715.1319		دریافت	بازنگری	پذیرش	انتشار آنلاین	چاپ	
doi:	10.22065/JSCE.2018.97715.1319	۱۳۹۶/۰۶/۱۶	۱۳۹۶/۱۰/۰۱	۱۳۹۶/۱۰/۱۹	۱۳۹۶/۱۰/۱۹	۱۳۹۸/۰۴/۰۱	
		*نویسنده مسئول:				علیرضا پاچناری	
		پست الکترونیکی:				pachenaria@kashanu.ac.ir	

Influence of Increasing Differential Settlement under Columns on a RC Frame Response Considering Different Support Conditions

Alireza Pachenari^{1*}, Elahe Pirayandeh², Zahra Pachenari³

1- Assistant Professor, Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering, University of Kashan, Kashan, Iran

2- M.Sc. Student in Structural Engineering, Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering, University of Kashan, Kashan, Iran

3- Assistant Professor, Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering, Alzahra university, Tehran, Iran

ABSTRACT

Natural hazards and human activities bring about overall or local ground subsidence. Predicting the effects of large differential settlement on response of structural frames, especially in congested urban areas, is a main issue in design process as inadvertence can lead to irrecoverable human and financial losses. In order to better understand the consequences of the subsidence phenomenon on the superstructure, a three dimensional reinforced concrete (RC) moment frame designed according to the current Iranian codes of practice is analyzed due to six separate nonlinear analysis cases considering three locations for the increasing differential settlements (under corner, exterior, and interior columns) as well as two support conditions (fixed and flexible); Various results including change in pattern of bridging beam bending moments, axial force redistribution in columns, and also maximum tolerable elastic and inelastic settlements are evaluated. Based on the findings of the numerical models, although cases with the settlement imposed under an interior column have the least vertical downward displacement at formation of first plastic hinge in a beam compared to corresponding cases, the highest capacity to bear differential settlement occurs due to one of the cases of a corner column location. Moreover, formation of plastic hinges and redistribution of axial forces in first-story columns are highly affected by the modeled support conditions.

ARTICLE INFO

Received: 07/09/2017

Revised: 22/12/2017

Accepted: 09/01/2018

Keywords:

Differential settlement,
RC moment frame,
Nonlinear static analysis,
Load redistribution,
Plastic hinges

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2018.97715.1319

*Corresponding author: Alireza Pachenari

Email address: pachenaria@kashanu.ac.ir

۱- مقدمه

امروزه با توجه به نیاز روزافزون بشر به منابع آب، سطح آب سفره های زیرزمینی به شدت پایین رفته و مسئله بررسی اثرات مخرب فرونشست زمین بیش از پیش در کانون توجه پژوهشگران قرار گرفته است. اگرچه حالت وقوع نشست‌های یکنواخت در نواحی مختلف ساختمان حداقل از نظر تئوری ممکن است مشکل چندانی برای سازه ایجاد نکند، اما در اغلب موارد به دلیل توزیع غیر یکنواخت تنش‌های ناشی از بارگذاری بر روی خاک، بروز نشست‌های نامتقارن اصلاً دور از انتظار نبوده و پایداری سازه ممکن است با تهدید جدی مواجه شود. با مروری اجمالی بر ادبیات فنی در زمینه نشست نامتقارن در سازه‌ها، تحقیقات موجود را می‌توان به دو گروه ناشی از عوامل انسانی و طبیعی تقسیم کرد. از گروه اول می‌توان به مواردی از قبیل گودبرداری و احداث شبکه های زیرزمینی اشاره نمود. کاموس و همکاران [۱] در بررسی آسیب‌های وارده به یک ساختمان بنایی به دلیل گذر تونل شهری از زیر آن، ابتدا از طریق نمونه برداری، خواص مصالح ساختمانی را در آزمایشگاه تعیین کرده و سپس با اعمال آن‌ها در مدل عددی اجزای محدود، تخمینی از حدود آسیب‌ها به دست آوردند. جالب آنکه یافته‌های پژوهش مذکور بیانگر وجود انطباق مناسب بین پیش‌بینی های مدل عددی و داده‌های به دست آمده از مدل اصلی در زمینه میزان نشست و الگوی تشکیل ترک‌ها است. همچنین لیفر و همکاران [۲]، سون و کاردینگ [۳] و آراپاکو و پاپادوپولوس [۴] مطالعاتی با هدف شناخت پیامدهای گودبرداری در مجاورت قاب‌های بتنی مسلح دو بعدی انجام داده‌اند. در این تحقیقات بعضاً از طریق ساخت یک مدل آزمایشگاهی و اعمال بارگذاری معادل با اثرات گودبرداری و یا در بسیاری از موارد با ایجاد مدل اجزای محدود، به ارزیابی آسیب‌های ایجاد شده در نقاط مختلف سازه مبادرت شده و تاثیرگذاری پارامترهایی از قبیل حدود ترک‌خوردگی و ورود مصالح به ناحیه غیرالاستیک، وجود و یا عدم وجود پرکننده میان‌قابی، مشخصات خاک و هندسه پی آشکار گردیده است. در تحقیقی دیگر، رن و یان [۵] به موضوع نشست تفاضلی در سازه‌ها پرداخته و با ساخت مدلی مقیاس شده از یک قاب بتنی ۳ بعدی در آزمایشگاه مقادیر نیروهای داخلی قاب و الگوی تشکیل ترک‌ها را مطالعه نموده‌اند. از جمله مطالعات مربوط به بررسی تاثیر عوامل طبیعی (گروه دوم) که به نوبه خود می‌تواند شامل مواردی مانند رانش زمین، وقوع سیل، تغییر در سطح آب زیرزمینی و وجود خاک‌های نامناسب در زیر پی باشد، می‌توان به یافته‌های ژو و همکاران [۶] اشاره نمود که در تحقیقات خود علل وقوع نشست نامتقارن حدوداً ۲۱۰ میلیمتری در حین و بعد از ساخت یک سازه را ارزیابی نموده و متراکم شدن لایه ضخیمی از خاک دستی موجود در زیر بخش‌هایی از آن تحت اثر بارهای ثقلی وارده و در نتیجه کج شدن سازه را به عنوان مهمترین عامل مشکل‌ساز معرفی کرده‌اند.

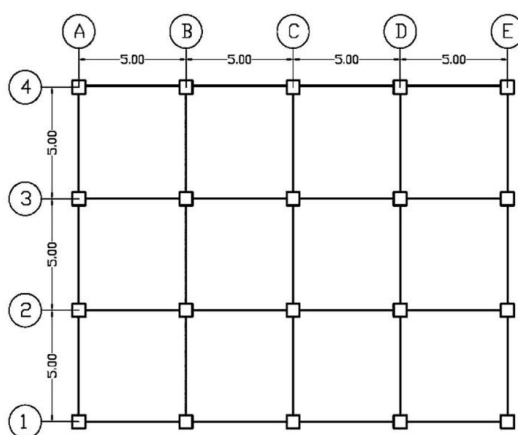
اگرچه در حیطه شناخت و معرفی مکانیزم‌های مقاوم‌باربری و نحوه بازتوزیع نیروهای داخلی ستون‌های محذوف (حذف ستون سناریویی به منظور بررسی احتمال وقوع خرابی پیشرونده در سازه‌های به فرم قاب است) در سایر بخش‌های سازه تحقیقاتی توسط بازان [۷] و نیز ساسانی و صغیراوغلو [۸] صورت پذیرفته است اما مطالعات عددی موجود در زمینه تاثیر نشست نامتقارن بر الگوی تغییرات نیروهای داخلی در قاب‌های سازه‌ای عمدتاً محدود به بررسی نشست‌های کوچک است. به عنوان مثال لهری و گارگ [۹] با انتخاب نشست هدف ۱۰ میلیمتر، یک قاب پرتال تیپ را به ازای مقادیر مختلف ابعاد دهانه‌ها، ارتفاع طبقات و سختی تیرها و ستون‌ها مدل‌سازی نموده و نشان دادند در طی بروز نشست نامتقارن همواره عناصر سازه‌ای طبقات پایین‌تر در قیاس با عناصر متناظر در سایر طبقات با تغییرات بیشتری در نیروهای داخلی خود مواجه می‌گردند. در پژوهشی دیگر، لین و همکاران [۱۰] به بررسی پاسخ مدل‌های عددی از یک قاب بتنی ۳ بعدی فرضی تحت اثر وقوع نشست‌های تفاضلی محدود ۲۵ میلیمتری، به عنوان حدود فرونشست قابل قبول در بین برخی از طراحان، در زیر برخی از ستون‌ها پرداخته و الگوی بازتوزیع نیروهای داخلی در تیرها و ستون‌ها را صرفاً در حالتی که مصالح رفتار خطی داشته باشند، بررسی کرده‌اند. اگرچه ایشان موضوع مهم پیدایش تدریجی نیروی محوری کششی در ستون تحت نشست را تبیین نموده و چنین نتیجه گرفتند که حالت فرونشست در محل یک ستون میانی در قیاس با سایر محل‌ها وضعیت بحرانی‌تری به وجود می‌آورد اما تحقیقات پانچناری و همکاران [۱۱] نشان داده است که مدل‌های عددی خطی ممکن است حتی در محدوده نشست‌های نامتقارن کوچک نیز در پیش‌بینی نیروهای داخلی اعضا ناکارآمد باشند. علاوه بر این اصلاً دور از انتظار نیست که وجود چاه‌ها، قنات‌ها و یا خاک دستی در زیر بخش‌هایی از سازه سبب ایجاد نشست‌های نامتقارن نسبتاً بزرگ و در نتیجه بروز رفتار غیرخطی قابل توجهی در سازه‌ها شود. بنابراین محدود بودن دامنه مطالعات مذکور به موضوع ارزیابی نشست‌های تفاضلی کوچک نقص بسیار بزرگی به شمار می‌آید.

با توجه به محدودیت‌های مطالعات موجود و از آنجا که مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۱۲] در ترکیبات بار مطروحه توجه ویژه‌ای به سناریوهای نشست مبذول نداشته و مبحث نهم مقررات ملی ساختمان [۱۳] نیز برای مقابله با نشست‌های نامتقارن به ارائه یک سری الزامات کلی در زمینه کنترل نیروی کششی ایجاد شده در کلاف‌ها بسنده کرده است، در این تحقیق پدیده نشست تفاضلی بزرگ در نقاط مختلف سازه، با در نظر گرفتن اثر صلبیت شرایط تکیه‌گاهی در قاب‌های بتنی مسلح متوسط که بخش عمده‌ای از ساختمان‌های شهری ایران را تشکیل می‌دهند مورد بررسی قرار گرفته است.

۲- روش تحقیق

در این پژوهش مطالعه اثر نشست تفاضلی در زیر برخی از ستون‌های واقع در بخش میانی، کناری و یا گوشه یک قاب بتنی ۳ بعدی با استفاده از نرم‌افزار SAP2000 [۱۴] مد نظر است. بدین منظور ابتدا یک ساختمان مسکونی واقع در شهر تهران با سیستم قاب خمشی متوسط بتنی و پلان نشان داده شده در شکل ۱، تحت بارهای متعارف مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۱۲] در نظر گرفته شده و براساس ضوابط و مندرجات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان [۱۳] و نیز استاندارد ۲۸۰۰ [۱۵] طراحی گردیده است. سپس با معرفی حالات انتخاب شده برای بررسی وقوع نشست و ارائه مبانی کلی تحلیل، توضیحاتی در مورد جزئیات مدلسازی این پدیده در نرم-افزار ارائه شده و به کمک تعریف مجموعه‌ای از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی، تغییرات الگوی لنگر خمشی تیرها، نحوه بازتوزیع نیروی محوری ستون‌ها و حداکثر نشست قابل تحمل قبل در محدوده ارتجاعی و غیرارتجاعی مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.

سازه منظم مورد بررسی ۵ طبقه (ارتفاع هر طبقه ۳ متر) داشته و بتن مصرفی دارای مقاومت مشخصه ۲۵ مگا پاسکال و آرماتورهای بکاررفته دارای مقاومت جاری شدن ۴۰۰ مگا پاسکال هستند. مقاطع تیر و ستون‌ها طوری اختیار شده اند که علاوه بر معیار مقاومت، معیار تغییر شکل را نیز ارضا نمایند. بدین منظور در تیرها از مقاطع با ارتفاع ۵۰۰ و پهنای ۳۰۰ میلیمتر با آرماتور سرتاسری و تقویتی لازم استفاده شده است. برای ستون‌ها نیز مقاطع مربعی با مشخصات و تیپ‌بندی مندرج در جداول ۱ و ۲ به کار رفته است. لازم به ذکر است که فنداسیون سازه مورد بررسی به صورت پی نواری در دو جهت، با پهنا و ارتفاع ۸۰۰ میلیمتر می‌باشد.



شکل ۱: پلان تیپ سازه ۵ طبقه انتخاب شده جهت بررسی تحلیلی پدیده نشست تفاضلی فزاینده

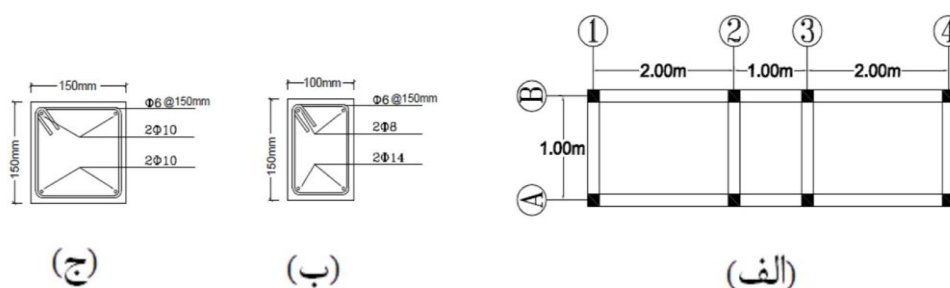
جدول ۱: مشخصات مقاطع مورد استفاده ستون‌ها و آرماتورهای آنها

مقطع	بعد مقطع مربعی شکل (میلیمتر)	تعداد آرماتورهای طولی به قطر ۲۰ میلیمتر
c1	۵۰۰	۱۲
c2	۴۰۰	۱۲
c3	۴۰۰	۸

جدول ۲: مشخصات تیپ ستون ها در طبقات

ستون	طبقه اول	طبقه دوم	سایر طبقات
غیرمیانی	c2	c3	c3
میانی	c1	c2	c3

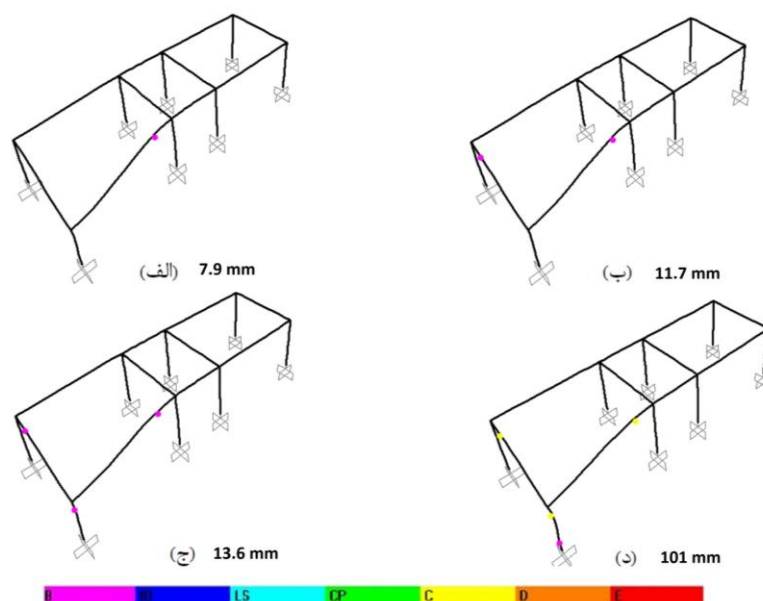
در این مطالعه به منظور اطمینان از صحت عملکرد مدل‌های عددی، به مقایسه بخشی از نتایج پژوهش آزمایشگاهی رن و یان [۵] با خروجی یک مدل عددی متناظر در نرم افزار پرداخته شده است. در مدل آزمایشگاهی مرجع از یک قاب بتنی مسلح یک طبقه به ارتفاع ۱/۸ متر، دارای سه دهانه در راستای طولی و یک دهانه در راستای عرضی مطابق شکل ۲ (الف) استفاده شده است. در این سازه که در واقع بخشی مقیاس شده از یک سازه ۴ طبقه تحت تاثیر مجموعه بارگذاری‌های ثقلی است، اثر پدیده نشست در محل ستون گوشه A1 با ایجاد یک نیروی قائم رو به پایین توسط جک‌ها اعمال گردیده است. جزئیات آرماتورگذاری مقطع تیرها و ستون‌ها در شکل ۲ (ب و ج) ارائه شده است.



شکل ۲: (الف) پلان مدل آزمایشگاهی مورد بررسی برای صحت سنجی مدل‌های عددی (ب) جزئیات مقطع تیرها (ج) جزئیات مقطع ستون‌ها [۵]

بر طبق داده‌های آزمایشگاهی موجود، به ازای نشست‌های ۸ و ۱۲ میلیمتر وقوع ترک‌هایی در انتهای دور (نسبت به ستون A1) هر یک از تیرهای A1-A2 و A1-B1 گزارش شده که البته گسترش این ترک‌ها در بالای مقطع تیر بیانگر ایجاد لنگر خمشی منفی قابل ملاحظه بوده و به نوعی بر آغاز شکل‌گیری مفاصل پلاستیک در این نقاط دلالت می‌نماید. با افزایش نشست اعمالی تا مقدار تقریبی ۱۶ میلیمتر، ترک‌های ریز موجود در اطراف ناحیه اتصال تیرها به ستون مواجه با نشست A1 گسترش قابل ملاحظه‌ای یافته و در نهایت با رسیدن تغییرمکان قائم تحمیلی رو به پایین به حدود ۹۵ میلیمتر، ترک‌های موجود به حدی عمق و گسترش پیدا کرده‌اند که پایان فرآیند بارگذاری به دلیل بروز آسیب‌های جدی اعلام شده است.

به منظور انجام صحت سنجی مدل‌های عددی، ابتدا هندسه کلی سازه مورد نظر در نرم افزار مدلسازی شده و سپس نسبت به آزاد کردن درجه آزادی انتقالی تکیه‌گاه ستون A1 در راستای قائم و اعمال جابجایی به صورت فزاینده در زیر آن مبادرت می‌شود. نمایش الگوی تغییرشکل یافته سازه در ۴ گام مهم متناظر با تشکیل مفاصل پلاستیک در انتهای دور دو تیر پل زننده، در بالای ستون تحت نشست و زیر ستون مذکور در شکل ۳، درستی عملکرد کلی مدل‌های عددی ارزیابی پدیده نشست تفاضلی را تایید می‌نماید. لازم به ذکر است که مقدار نشست مربوط به هر گام در کنار وضعیت تغییرشکل یافته آن به تصویر کشیده شده است.



شکل ۳: الگوی تغییر شکل یافته مدل عددی در گام‌های متناظر با تشکیل مفاصل پلاستیک در: (الف) انتهای دور یکی از تیرهای پل زنده (ب) انتهای دور هر دو تیر پل زنده (ج) بالای ستون تحت نشست (د) پایین ستون تحت نشست

۳- حالات تحلیل پدیده نشست تفاضلی فزاینده

اگرچه حالات بسیار متنوعی برای مطالعه وقوع نشست در سازه مورد بررسی قابل تصور است اما در این پژوهش به منظور حفظ اختصار تنها ۳ حالت کلی اعمال نشست به صورت زیر در نظر گرفته می‌شوند. در هر یک از این حالات، از طریق انجام یک تحلیل استاتیکی غیرخطی، تغییر مکان قائم رو به پایین و فزاینده‌ای اعمال می‌گردد:

الف) نشست در محل ستون A1 که به نوعی نماینده رفتار سایر ستونهای واقع در گوشه ساختمان مثل E4 نیز هست.

ب) نشست در زیر ستون A2 که می‌تواند بیانگر وقوع آسیب مشابه به هر یک از ستونهای خارجی دیگر سازه مانند A3 و B1 نیز باشد.

ج) نشست در محل ستون B2 که به نوبه خود کمابیش شرایطی شبیه به هر یک از ستونهای داخلی دیگر سازه مثل C2 را دارا است.

در این مطالعه جهت بررسی تاثیر شرایط تکیه‌گاهی بر پاسخ سازه در مواجهه با نشست یک ستون، هر یک از ۳ حالت اصلی فوق با دو سری مدل عددی با شرایط تکیه‌گاهی متفاوت تحلیل می‌گردد. در سری اول با گیردار کردن پای ستونهای طبقه همکف، شرایط تکیه‌گاهی صلب در نظر گرفته شده است در حالیکه در سری دوم شرایط تکیه‌گاهی غیرصلب مدنظر قرار داده شده است. از این رو در ادامه با استفاده از مباحث ذکر شده در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود [۱۶] توضیحاتی در مورد حالات تحلیلی با شرایط تکیه‌گاهی غیرصلب ارائه می‌گردد. برای تحلیل سازه با لحاظ نمودن اثر انعطاف‌پذیری تکیه‌گاه لازم است منحنی نیرو-تغییر مکان پی تعیین گردد. اعمال رفتار غیرخطی خاک در تحلیل، با در نظر گرفتن یک رفتار الاستوپلاستیک برای فنرهای معادل به فرم نمودار شکل ۴ (الف) صورت می‌پذیرد. البته تعریف چنین نموداری نیازمند دانستن سختی ارتجاعی و ظرفیت باربری است که مطابق روند گام به گام زیر انجام می‌شود. باید توجه داشت که نظر به صرفنظر از مقاومت خاک در مقابل کشش، فنرهای معادل فقط به صورت فشاری عمل می‌کنند: گام اول) محاسبه مدول برشی موثر خاک (G):

ابتدا باید مدول برشی اولیه خاک از رابطه (۱) محاسبه شده و سپس مدول برشی موثر خاک (G) با توجه به شتاب حداکثر سطح زمین و نوع آن بر مبنای جدول ارائه شده در مرجع [۱۶] تخمین زده شود.

$$G_c = \frac{\gamma V_c}{g} \quad (1)$$

که در رابطه فوق γ وزن مخصوص خاک، V_c سرعت موج برشی، G_c مدول برشی اولیه خاک و g شتاب ثقل است. گام دوم) بررسی وضع صلبیت پی نسبت به خاک و تعیین سختی فنرها: پی‌های سطحی نواری در صورت برقراری رابطه (۲) نسبت به خاک صلب فرض می‌شوند.

$$\frac{E_f I_f}{l_1^4} > \frac{2}{3} K_{xx} B_1 \quad (2)$$

که در رابطه فوق E_f و I_f مدول ارتجاعی و ممان اینرسی مقطع پی، l_1 طول پی سهمیه هر ستون و K_{xx} سختی برشی در راستای قائم بوده و بر اساس عرض سطحی پی یعنی B_1 و ضریب پواسون خاک ν مطابق رابطه (۳) محاسبه می‌شود:

$$K_{xx} = \frac{1.3G}{B(1-\nu)} \quad (3)$$

چنانچه سازه پی نسبت به خاک صلب باشد، فنرهای مستقلی فقط در گره واقع در زیر ستون قرار داده شده و ضرایب سختی این فنرها با توجه به روابط ارائه شده در مرجع [۱۶] تعیین می‌گردد. از سوی دیگر چنانچه پی مورد بررسی صلب نباشد باید آنرا المان‌بندی کرده و در محل هر گره از فنرهایی استفاده گردد. در این حالت سختی فنرهای قائم از حاصلضرب سطح سهمیه هر گره در ضریب K_{xx} معین گردد. واضح است که مساحت سهمیه هر گره تابعی از تعداد و طول هر یک از المان‌هایی است که برای تقسیم‌بندی هر نوار پی به کار برده می‌شوند.

گام سوم) اصلاح سختی فنرها:

در مورد شالوده‌های مدفون باید ضرایب سختی به دست آمده از گام قبل در ضرایب اصلاحی ضرب شده و سپس به کار روند. به عنوان مثال بر اساس مرجع [۱۶] جهت اصلاح سختی فنرهای قائم می‌توان از رابطه (۴) استفاده نمود:

$$\beta_c = \left[1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} \left(2 + 2.6 \frac{B}{L} \right) \right] \left[1 + 0.32 \left(\frac{d(B+L)}{BL} \right)^{\frac{2}{3}} \right] \quad (4)$$

که در آن D و d به ترتیب عمق قرارگیری کف پی از سطح زمین و ارتفاع مفید وجه پی در تماس با خاک بوده، B و L نیز بیانگر عرض و طول سهمیه فنر از سطح پی نواری می‌باشد. گام چهارم) محاسبه ظرفیت باربری قائم در هر گره:

در پی سطحی، ظرفیت باربری قائم تجویزی q_c از رابطه (۵) تعیین گردیده و با ضرب آن در سطح سهمیه هر گره ظرفیت باربری هر فنر به دست می‌آید.

$$q_c = 3q_{all} \quad (5)$$

که در آن q_{all} ظرفیت باربری مجاز ذکر شده در مدارک فنی موجود برای پی‌های سطحی تحت بارهای ثقلی می‌باشد.

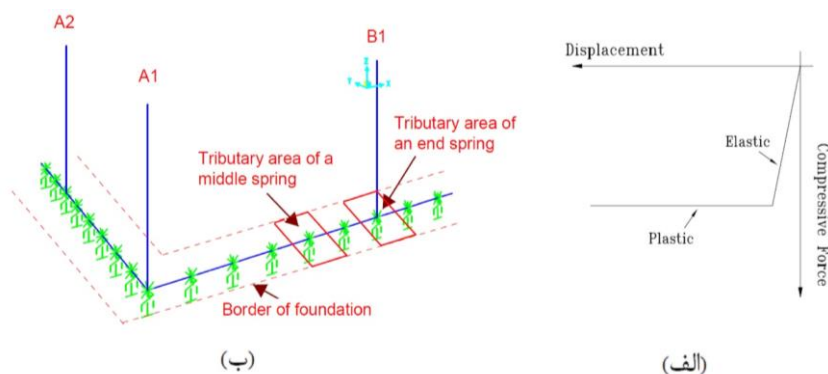
۴- روش مدلسازی در نرم‌افزار

همان‌طور که در بخش روش تحقیق اشاره شد مدلسازی هر یک از حالات مختلف نشست در محل ستون‌های میانی، کناری و گوشه سازه از طریق انجام تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی در نرم‌افزار SAP2000 [۱۴] صورت می‌پذیرد. این تحلیل‌ها از وضعیت تغییرشکل‌یافته سازه تحت بارهای ثقلی موجود به عنوان شرایط اولیه استفاده می‌نمایند. در این بخش توضیحاتی پیرامون جزئیات مدلسازی شرایط تکیه‌گاهی غیرصلب و مفاصل پلاستیک در نرم‌افزار ارائه می‌گردد.

۴-۱- شرایط تکیه‌گاهی غیرصلب

در مدل‌های دارای شرایط تکیه‌گاهی غیرصلب، هریک از پی‌های نواری در حد فاصل دو ستون مجاور به صورت المان‌های خطی مدل شده و طول هر المان نیز به شش قسمت تقسیم می‌گردد. در محل هر گره (تقاطع دو قسمت) نیز از فنرهایی با خصوصیات غیرخطی

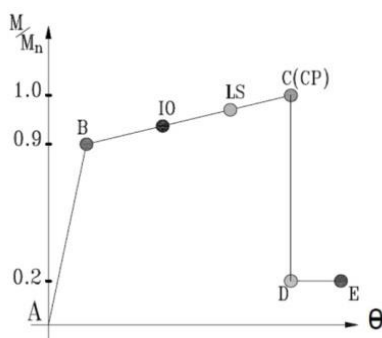
که به کمک المان لینک (Link) تعریف شده، به نوعی بیانگر اندرکنش خاک-سازه بوده و مشخصات آنها با توجه به روند گام به گام معرفی شده در بخش ۳ تعیین گردیده، استفاده می‌شود. در واقع منحنی نیرو-تغییر مکان هر یک از فنرها مطابق شکل ۴ (الف) از دو قسمت الاستیک و پلاستیک تشکیل شده و سختی بخش الاستیک برای نواحی میانی نوارها و نواحی زیر ستون‌ها متفاوت است. در شکل ۴ (ب) به صورت شماتیک موقعیت فنرهای قائم به کار رفته در زیر پی به همراه محدوده بارگیری دخیل در محاسبه سختی آنها نمایش داده شده است (به منظور وضوح بیشتر صرفاً بخش کوچکی از پی که در زیر ۳ ستون قرار دارد ارائه گردیده است). از آنجایی که هدف این پژوهش، بررسی پدیده نشست تفاضلی بزرگ می‌باشد، فنرهای قائم اغلب در گام‌های ابتدایی تحلیل به مرور وارد ناحیه پلاستیک می‌گردند (ظرفیت نهایی هر فنر متناسب با ظرفیت باربری سطح سهمیه آن از پی نواری فرض شده است).



شکل ۴: (الف) منحنی نیرو-تغییر مکان فنرهای غیرخطی در قسمتی از پی نواری (ب) موقعیت فنرهای قائم به کار رفته در زیر پی نواری به همراه محدوده بارگیری که در محاسبه سختی آنها ملاک عمل قرار گرفته است

۲-۴- خصوصیات مفصل‌های پلاستیک

روشن است که اعمال نشست‌های تفاضلی بزرگ می‌تواند منجر به بروز رفتار غیرخطی در المان‌های سازه‌ای شود. از این رو در این مقاله در مدلسازی تیرها و ستون‌ها به ترتیب از مفاصل پلاستیک خمشی $M3$ و مفاصل اندرکنشی $P-M2-M3$ در $0/05$ و $0/95$ از طول دهانه استفاده گردیده است. در شکل ۵ منحنی شماتیک لنگر-دوران تیرهای بتنی نمایش داده شده که در آن ناحیه غیرالاستیک BC به چهار قسمت تقسیم شده و سطوح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) در نقاط مرزی آن تعریف شده‌اند. لازم بذکر است در این پژوهش به دلیل عدم وجود پارامترهای مدلسازی مختص پدیده نشست، از مشخصات مفاصل مربوط به بهسازی لرزه‌ای برای تیرها و ستون‌ها استفاده شده است. اگرچه کاربرد مشخصات مذکور که ذاتاً برای ارزیابی لرزه‌ای توسعه داده شده‌اند در شرایط اعمال نشست در بخشی از سازه خالی از اشکال نیست اما در صورت مقایسه نسبی حالات مختلف نشست (و نه تمرکز بر مقدار دقیق نشست متناظر با هر حالت)، احتمالاً می‌تواند قابل قبول تلقی شود.



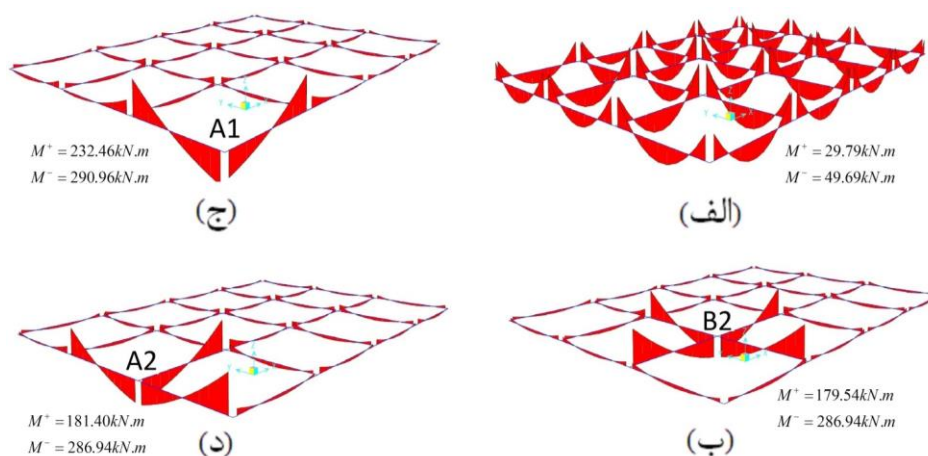
شکل ۵: منحنی شماتیک لنگر-دوران در مفاصل پلاستیک تیرهای بتنی

۵- ارائه و تفسیر نتایج حاصل از تحلیل

در این بخش به منظور شناسایی مکانیزم‌های باربری سازه در مواجهه با پدیده نشست تفاضلی بزرگ در محل یک ستون ابتدا تغییرات الگوی لنگر خمشی در تیرهای طبقه نخست به عنوان نمونه ارزیابی شده و سپس با هدف تبیین نحوه باز توزیع نیروی محوری یک ستون در حال نشست در بین سایر ستون‌های طبقه اول سازه، تغییرات نیروی محوری در ۵ ستون A1، A2، A3، B1 و B2 مورد ارزیابی قرار گرفته و به صورت تابعی از میزان تغییر مکان قائم اعمالی گزارش شده است. همچنین مقدار نشست‌های قابل تحمل و نیز نشست متناظر با ورود تیرهای سازه به ناحیه غیر ارتجاعی در طی حالات مختلف مقایسه گردیده است.

۵-۱- تغییرات الگوی لنگر خمشی در تیرها

همان طور که از شکل ۶ (الف) بر می‌آید قبل از اعمال نشست، الگوی توزیع لنگر خمشی در تمامی تیرهای سازه تقریباً مشابه و بر مبنای بارهای ثقلی بوده و در نواحی تکیه‌گاهی و میانی به ترتیب ایجاد لنگرهای خمشی منفی (کشش در بالای مقطع) و مثبت (کشش در پایین مقطع) می‌نماید که البته برای وضوح بیشتر لنگر خمشی تنها در تیرهای طبقه اول سازه نمایش داده شده است. با اعمال تغییر مکان فزاینده رو به پایین در زیر ستون میانی B2، اندازه لنگر خمشی منفی تیرها در ناحیه اتصال به آن ابتدا رو به کاهش گذاشته و به صفر می‌رسد. با افزایش تغییر مکان مذکور، مطابق شکل ۶ (ب) دهانه تیرهای پل زنده بر روی محل اعمال نشست عملاً دو برابر شده و با توجه به ثبوت مقدار بار ثقلی موجود بر روی طبقات، لنگرهای خمشی تقاضای مثبت و منفی در این تیرها افزایشی تا ۴ برابر را تجربه می‌نمایند (در صورت باقی ماندن در ناحیه ارتجاعی خطی) زیرا این لنگرها با مجذور طول دهانه و نیز با بار گسترده موجود رابطه مستقیم دارند. از سوی دیگر با اعمال نشست تفاضلی بزرگ در محل ستون A1، مطابق شکل ۶ (ج) اندرکنش خمشی بین تیرهای A1-A2 و B1-A1 با این ستون واقع در گوشه ساختمان، منجر به تغییر الگوی انحنای مضاعف اعضا و در نتیجه تغییر علامت لنگر خمشی در محل اتصال تیرها به ستون مذکور از منفی به مثبت می‌شود. لازم به توضیح است که فرونشست در زیر ستون کناری A2، مطابق شکل ۶ (د) عملاً ترکیبی از هر دو مکانیزم پیش‌گفته را فعال می‌نماید. به منظور درک بهتر از نتایج و الگوی رفتاری سازه، مقادیر حدی لنگرهای خمشی ایجاد شده در هر یک از حالات نشان داده شده در شکل ۶ ذکر گردیده است. در واقع به جز حالت اولیه فاقد نشست، لنگر مثبت حداکثر همواره در موقعیت اتصال نزدیک یکی از تیرها به ستون مواجه با نشست و نیز حداکثر اندازه لنگر منفی در انتهای دور یکی از تیرهای پل زنده بر روی موضع نشست اتفاق افتاده است. به هر حال باید توجه داشت تغییر علامت و یا افزایش قابل ملاحظه در مقادیر لنگرهای خمشی تیرها می‌تواند سبب بروز ترک خوردگی بتن و یا حتی گسیختگی در بخش‌هایی از سازه شود چرا که در طرح‌های سازه‌ای متداول غالباً پیش‌بینی لازم برای مقابله با چنین سناریوهایی صورت نمی‌پذیرد.

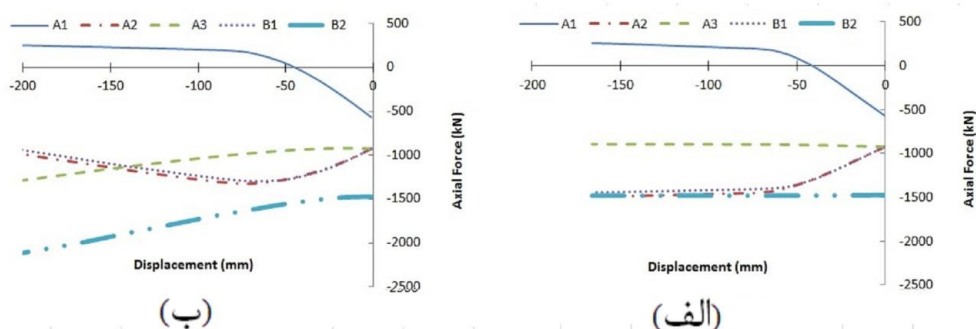


شکل ۶: مقادیر حدی و الگوی لنگر خمشی در تیرهای طبقه اول سازه با تکیه‌گاه صلب: (الف) قبل از اعمال نشست (ب) بعد از اعمال نشست در ستون میانی B2 (ج) بعد از اعمال نشست در ستون گوشه A1 (د) بعد از اعمال نشست در ستون کناری A2

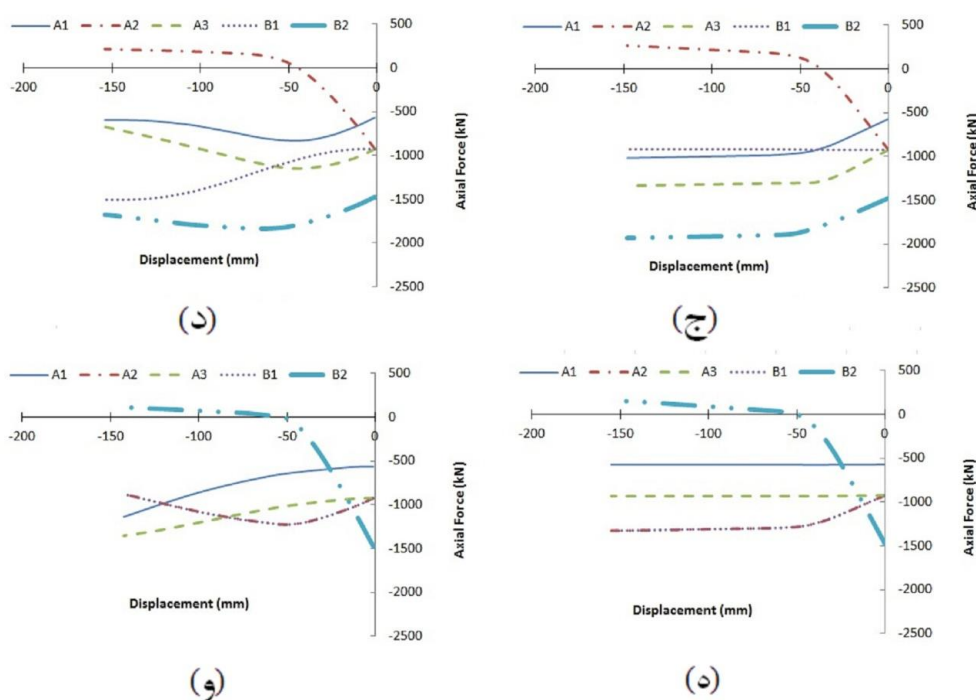
۵-۲- تغییرات نیروی محوری در ستون‌های طبقه اول

همانگونه که در کلیه حالات شکل ۷ دیده می‌شود فارغ از نوع مدلسازی تکیه‌گاه (اعم از صلب و یا غیرصلب) نیروی محوری فشاری ستونی که نشست در زیر آن اعمال می‌شود همواره یک روند کاهشی داشته و با بازتوزیع سهم بار آن، نیروی محوری سایر ستون‌های طبقه اول (خصوصاً ستونهای مجاوری که با آن در یک قاب قرار دارند) تا حدود زیادی تغییر می‌کند. از این رو از آنجا که در حالات استفاده از تکیه‌گاه‌های صلب امکان بروز نشست صرفاً در زیر یک ستون وجود دارد نیروی محوری سایر ستون‌ها هیچگاه کاهش نمی‌یابد. از سوی دیگر در حالات استفاده از تکیه‌گاه‌های غیرصلب امکان انتقال درصدی از تغییرمکان قائم اعمالی به زیر همه ستونها وجود داشته و هر یک از ستون‌ها به تناسب فاصله از موضع اعمال نشست اصلی، درصدی از فرونشست حداکثر را متحمل می‌گردند که به نوبه خود اثر کاهشی بر نیروی محوری آنها دارد. این اثر کاهشی، هنگامی که نشست ایجاد شده در زیر یک ستون از حد معینی فراتر رود، می‌تواند بر اثر افزایش ناشی از بازتوزیع نیروی محوری فائق آید. به عنوان مثال در مورد حالت نشست ستون A1 مطابق شکل ۷ (الف-ب)، دو مرحله قابل تشخیص است. در مرحله نخست که نشست‌های تقریباً تا ۷۵ میلیمتر را در بر می‌گیرد وقتی میزان نشست فزاینده اعمالی به حدود ۷۵ میلیمتر می‌رسد، ستون‌های همجوار و هم صفحه با A1 یعنی A2 و B1 با افزایش حدوداً ۳۰ درصدی در نیروی محوری مواجه می‌گردند ولی در مرحله دوم و با گذر از نشست مذکور، تغییرمکان قائم در زیر ستون‌های A2 و B1 نیز از عدد قابل توجه ۱۰ میلیمتر عبور نموده و از این به بعد یک روند کاهشی در نیروی محوری ستون‌های مورد بحث آغاز می‌شود. چنین عملکردی ناگزیر به انتقال بخش مهمی از سهم نیروی محوری ستون نشست کرده A1 به سایر ستون‌های غیرمجاور (خصوصاً B2 و A3) می‌انجامد چرا که نظر به ثبوت بارهای ثقلی موجود بر روی کف، مجموع نیروی محوری ستون‌های هر طبقه ناگزیر باید ثابت بماند.

در حالات وقوع نشست در محل ستون‌های A2 (شکل ۷(ج-د)) و یا B2 (شکل ۷(ه-و)) نیز روندهایی مشابه با حالت نشست ستون A1 قابل تشخیص است. به بیان دیگر در مدل‌های عددی با شرایط تکیه‌گاهی صلب، با اعمال گام به گام نشست در زیر یک ستون مشخص، نیروی محوری فشاری آن به تدریج رو به کاهش گذاشته و خصوصاً در بین ستون‌های مجاوری که در یک قاب مشترک با آن قرار دارند توزیع می‌گردد. البته روند افت نیروی محوری به ازای مقادیر نشست مختلف ثابت نبوده و عموماً به ازای نشست‌های بزرگتر که متناظر با بروز رفتارهای غیرارتجاعی گسترده‌تر در سازه هستند، کندتر است. علاوه بر این در شرایط تکیه‌گاهی غیرصلب وقتی نشست از حدود تقریبی معادل با ایجاد کشش در ستون تحت نشست عبور می‌نماید، بازتوزیع نیروهای محوری در ستون‌ها به صورت پیچیده‌تری اتفاق افتاده و حتی برخی از ستون‌های دور از موضع نشست هم در مواجهه با تغییرمکان تحمیلی نقش ایفا می‌نمایند. به هر حال باید توجه داشت برای حفظ پایداری سازه، کلیه ستون‌ها نه تنها باید قادر به تحمل اضافه نیروهای داخلی ایجاد شده باشند بلکه می‌بایست از ظرفیت کافی جهت تحمل دوران‌ها و تغییرشکل‌های احتمالی نیز برخوردار باشند.



شکل ۷: تغییرات نیروی محوری در برخی از ستون‌های طبقه اول در طی اعمال نشست به: (الف-ب) ستون A1 در شرایط تکیه‌گاهی صلب و غیرصلب (ج-د) ستون A2 در شرایط تکیه‌گاهی صلب و غیرصلب (ه-و) ستون B2 در شرایط تکیه‌گاهی صلب و غیرصلب



ادامه شکل ۷:

۵-۳- نشست‌های قابل تحمل در محدوده ارتجاعی و غیرارتجاعی

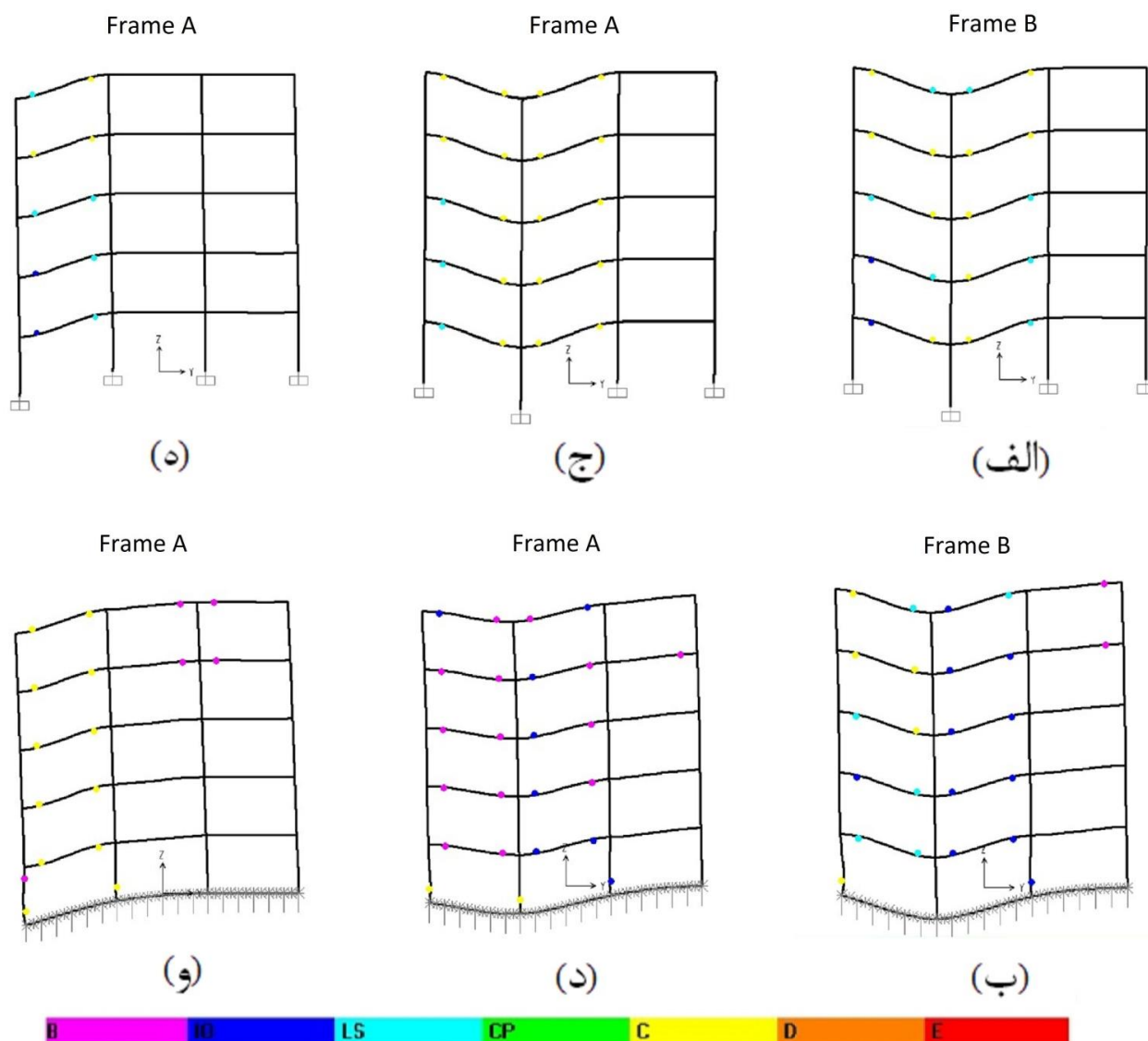
اگرچه در گام‌های ابتدایی تحلیل که متناظر با اعمال نشست‌های کوچک به زیر یک ستون هستند، سازه در محدوده ارتجاعی عمل می‌نماید اما با رسیدن به نشست‌های تفاضلی بزرگ، تشکیل مفاصل پلاستیک در نقاط مختلف سازه اصلاً دور از انتظار نخواهد بود. به هر حال محدوده عملکرد ارتجاعی سازه تابعی از موقعیت اعمال نشست بوده و مطابق جدول ۳، نشست متناظر با تشکیل اولین مفصل در یک تیر از ۱۹ تا ۴۱ میلیمتر متغیر است. از آنجا که در حالات بروز نشست در زیر ستون میانی B2، تیرهای متصل به آن قبل از اعمال هرگونه تغییر مکان رو به پایین دارای مساحت سهمیه و در نتیجه لنگرهای خمشی اولیه (ناشی از بار ثقلی) نسبتاً بزرگی هستند، سازه نسبت به سایر حالات متناظر زودتر وارد ناحیه غیرارتجاعی می‌شود.

جدول ۳: نشست قابل تحمل سازه در حالات مورد بررسی

محل اعمال نشست	ستون گوشه A1		ستون کناری A2		ستون میانی B2	
	صلب	غیرصلب	صلب	غیرصلب	صلب	غیرصلب
شرایط تکیه گاهی مدل عددی						
نشست متناظر با تشکیل اولین مفصل در یک تیر (mm)	۳۵	۴۱	۲۳	۳۵	۱۹	۲۸
نشست متناظر با گسیختگی اولین مفصل (mm)	۱۶۶	۲۹۷	۱۶۸	۱۵۴	۱۵۵	۱۸۰

با افزایش نشست اعمالی تعداد المان‌های با رفتار غیرارتجاعی نیز افزایش می‌یابد. شکل ۸ مفاصل پلاستیک تشکیل شده در برخی از قاب‌های سازه در لحظه بروز گسیختگی در اولین مفصل در حالات مختلف اعمال نشست را به تصویر کشیده است. آنگونه که در شکل ۸ (الف-ج-ه) مشاهده می‌شود در شرایط تکیه‌گاهی صلب مفاصل پلاستیک در دو طرف کلیه تیرهای متصل به ستون مواجه با نشست تشکیل شده است در حالیکه بر طبق شکل ۸ (ب-د-و) در شرایط تکیه‌گاهی غیرصلب، مفاصل مذکور در تیرهای غیر متصل و ستون‌های اطراف نیز به صورت گسترده‌ای تشکیل شده و به نوعی رفتار غیر ارتجاعی به محدوده وسیع‌تری از سازه سرایت نموده است. لازم به توضیح است که

الگوی تشکیل مفاصل پلاستیک در دیگر قاب دربرگیرنده هر یک از ستون‌های تحت نشست نیز کمابیش مشابه حالات نشان داده شده بوده و به جهت اختصار از ارائه آنها صرف‌نظر گردیده است.

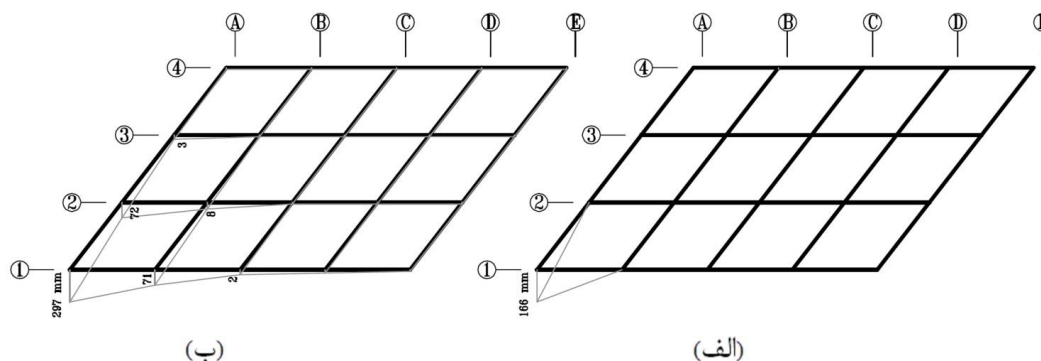


شکل ۸: وضعیت برخی از قاب‌های سازه در لحظه بروز گسیختگی در اولین مفصل پلاستیک تحت حالات اعمال نشست در زیر: (الف-ب) ستون B2 در شرایط تکیه گاهی صلب و غیرصلب (ج-د) ستون A2 در شرایط تکیه گاهی صلب و غیرصلب (ه-و) ستون A1 در شرایط تکیه گاهی صلب و غیرصلب

بررسی خروجی مدل‌های عددی در زمینه وضعیت مفاصل پلاستیک تشکیل شده نشان می‌دهد که در شرایط تکیه‌گاهی غیرصلب بحرانی‌ترین مفصل همواره در انتهای یکی از ستون‌های طبقه اول ایجاد شده است. به جز حالت نشست ستون گوشه A1 که سازه قادر به تحمل تغییر مکان بزرگ و رو به پایین ۲۹۷ میلیمتری بوده است، در سایر حالات تحلیلی با تکیه‌گاه غیرصلب، توقف تحلیل در اثر رسیدن مفصل پلاستیک ستون به وضعیت گسیختگی (در اثر وقوع دوران بزرگ در ستون) به ازای نشست کوچکتری در قیاس با حالات تحلیلی متناظر با شرایط تکیه‌گاهی صلب رخ داده است.

به منظور درک علت بزرگی نشست قابل تحمل سازه در حالت مربوط به ستون A1 با شرایط تکیه‌گاهی غیرصلب کافی است تا به پروفیل تغییر مکان قائم ایجاد شده در زیر ستون‌ها مطابق شکل ۹ توجه گردد. در واقع در شرایط تکیه‌گاهی صلب، فقط بخش بسیار محدودی از سازه در مواجهه با نشست اعمال شده مشارکت می‌کند زیرا همه ستون‌ها به جز A1 در جای خود باقی مانده و در نتیجه

دورانی بزرگ صرفاً در هر دو انتهای تیرهای متصل به ستون گوشه ایجاد می‌شود. در نقطه مقابل، اعمال نشست به یک ستون از سازه با شرایط تکیه‌گاهی غیرصلب در اعضای بیشتری دوران قابل ملاحظه ایجاد نموده و توزیع گسترده‌تر تغییرشکل‌ها این امکان را فراهم می‌آورد تا تیرهای متصل به ستون A1 به ازای یک دوران نسبی نزدیک به حالت قبل، قادر به تحمل اثرات نشست تحمیلی بزرگتری باشند.



شکل ۹: پروفیل تغییرمکان قائم ایجاد شده در زیر ستون‌های سازه در اثر اعمال نشست تفاضلی بزرگ در محل ستون گوشه A1 در شرایط تکیه‌گاهی: (الف) صلب (ب) غیرصلب

۶- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

در این مقاله ابتدا نتایج یک مطالعه آزمایشگاهی در زمینه بررسی اثرات پدیده نشست نامتقارن به منظور صحت سنجی مورد استفاده قرار گرفته است. سپس یک سازه مسکونی با سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتنی در سه موقعیت مجزای اعمال نشست‌های تفاضلی بزرگ در زیر یک ستون میانی، کناری و یا گوشه با دو وضعیت تکیه‌گاهی متفاوت صلب و غیرصلب برای پای ستون‌ها مدلسازی شده و رفتار آن مجموعاً در ۶ حالت تحلیل استاتیکی غیرخطی مورد ارزیابی قرار گرفته است. برخی از مهم‌ترین نتایج بدست آمده از مدل‌های عددی به شرح زیر هستند:

- اگرچه در همه حالات مورد بررسی نیروی محوری فشاری ستون در معرض نشست تفاضلی فزاینده، روند نزولی داشته و در نهایت به کشش محوری بدل می‌گردد، اما الگوی بازتوزیع نیروی محوری ستون مذکور در سایر ستون‌های طبقه اول سازه تا حد بسیار زیادی به شرایط تکیه‌گاهی پای ستون‌ها بستگی دارد. در واقع از یک سو در شرایط تکیه‌گاهی صلب تنها ستون‌هایی که جزئی از قاب‌های دربرگیرنده ستون نشست کرده بوده و در مجاورت آن قرار دارند، دچار افزایش قابل ملاحظه در نیروی محوری شده، تغییرات در سایر ستون‌ها عملاً ناچیز است و از سوی دیگر در شرایط تکیه‌گاهی غیرصلب نیروی محوری ستون مواجه با نشست در محدوده گسترده‌تری از سازه بازتوزیع گردیده و بخش مهمی از آن به ستون مجاور و غیر هم صفحه با قاب‌های دربرگیرنده موضع نشست رسیده است.
- با اینکه در کلیه حالات مطالعه شده، اعمال نشست تفاضلی بزرگ در محل یک ستون به تغییر علامت و افزایش قابل ملاحظه مقادیر لنگر خمشی خصوصاً در داخل تیرهای پل‌زننده بر روی آن منجر شده است، اما بیشترین نشست‌پذیری سازه در وضعیت تکیه‌گاهی غیرصلب و در موقعیت ستون گوشه اتفاق افتاده است.
- در هر دو نوع شرایط تکیه‌گاهی مورد بررسی، حالت اعمال نشست در محل ستون میانی در قیاس با سایر حالات مطالعه شده به کمترین نشست برای تشکیل اولین مفصل پلاستیک در یکی از تیرها نیاز داشته است چرا که تیرهای داخلی سازه نسبت به سایر تیرها لنگرهای خمشی اولیه نسبتاً بزرگتری داشته و در نتیجه با توجه به طرح سازه‌ای اولیه ظرفیت محدودتری برای تحمل اضافه لنگرهای خمشی ناشی از نشست ستون‌های مجاور خود دارند.
- در شرایط تکیه‌گاهی صلب، دوران قابل توجهی در دو انتهای تیرهای پل‌زننده بر روی ستون مواجه با نشست اتفاق افتاده و از این رو مفاصل پلاستیک ایجاد شده در این نقاط زودتر از نقاط دیگر به دوران متناظر با گسیختگی رسیده‌اند. با این وجود بررسی وضعیت تغییرشکل یافته قاب‌ها و نیز پروفیل تغییرمکان قائم ایجاد شده در زیر ستون‌ها در شرایط

تکیه‌گاهی غیرصلب نشان می‌دهد که به دلیل مشارکت بخش گسترده‌تری از سازه در تحمل جابجایی‌های اعمالی، دوران لازم برای وقوع گسیختگی در مفاصل پلاستیک بحرانی (عموما در انتهای یکی از ستون‌ها) می‌تواند به ازای نشست کلی بزرگتری رخ دهد.

مراجع

- [1] Camos, C., Molins, C. and Arnau, O. (2014). Case study of damage on masonry buildings produced by tunneling induced settlement. *International Journal of Architectural Heritage: Conservation, Analysis, and Restoration*, 8(4), 602-625.
- [2] Laefer, D., Ceribasi, S., Long, J. and Cording, E. (2009). Predicting RC frame response to excavation-induced settlement. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(11), 1605-1609.
- [3] Son, M. and Cording. (2011). Responses of Buildings with Different Structural Types to Excavation-Induced Ground Settlements. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137(4), 323-333.
- [4] Arapakou, A. and Papadopoulos, V. (2012). Factors Affecting Differential Settlements of Framed Structures. *Geotechnical and Geological Engineering*, 30(6), 1323-1333.
- [5] Ren, C. and Yan, B. (2015). Experimental research of the influence of differential settlement on the upper frame structures. In: *3rd International Conference on Mechanical Engineering and Intelligent Systems (ICMEIS 2015)*. Yinchuan: ATLANTIS press, 539-544.
- [6] Zhu, M., Gary, T. and Bachus, R. (2012). Assessment of a building settlement and the litigation process-a case study. In: *6th Congress on Forensic Engineering*. San Francisco: Technical Council on Forensic Engineering of ASCE, 1318-1327.
- [7] Bazan, M. (2008). *Response of Reinforced concrete elements and structures Following Loss of Load Bearing Elements*. Ph.D. thesis, Northeastern University, USA.
- [8] Sasani, M. and Sagirolu, S. (2008). Progressive Collapse Resistance of Hotel San Diego. *Journal of Structural Engineering*, 134 (4), 478-488.
- [9] Lahri, A. and Garg, V. (2015). Effect of Differential Settlement on Frame Forces - A Parametric Study, *International Journal of Research in Engineering and Technology*, 4(9), 453-464.
- [10] Lin, L, Hanna, A. and Tirca, L. (2015). Structural Response to Differential Settlement of Its Foundations. *Journal of Civil Engineering Research*, 5(3), 59-66.
- [11] Pachenari, A., Pirayande, E. and Pachenari, Z. (2017). Assessment of a RC frame response to differential settlements in various column locations. In: *10th National Congress on Civil Engineering (10NCCE)*. Tehran: Sharif University of Technology.
- [12] Regulations, I. N. B. (2013). Loads on buildings, Ministry of Road & Urban Development (in Persian)
- [13] Regulations, I. N. B. (2013). Design and Implement of Reinforced Concrete Buildings, Ministry of Road & Urban Development (in Persian)
- [14] SAP2000®, "Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-Dimensional Structures," Computers and Structures Inc., Berkeley, CA, 1997.
- [15] BHRC (Building and Housing Research Center., (2014). *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings. Standard No. 2800, 4th edition*. Tehran: BHRC.
- [16] Management and Planning Organization. (2007). *Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings: No. 360*. Tehran: Office of Deputy for Technical Affairs.