

الحمد لله الذي  
خلقنا من  
الحمم



دانشکده مهندسی عمران

گروه مهندسی سازه و زلزله

رشته مهندسی عمران گرایش سازه

پایان نامه جهت اخذ مدرک کارشناسی ارشد

ارزیابی عملکرد لرزه ای برج های دوقلو کوپله شده دارای پل های هوایی

چندگانه

( مطالعه موردی برج های دوقلو ۴۰ طبقه قصر آسمان بابلسر )

پدید آور:

مرتضی یوسفی

اساتید راهنما:

دکتر حسین پهلوان

دکتر محمد شامخی امیری

۲۹ شهریور ۱۴۰۰

شماره: ۵۴۱ / ع =

تاریخ: ۱۴۰۲/۷/۲۷

ویرایش:

باسمه تعالی !

فرمهای ارزیابی پایان نامه کارشناسی ارشد

مربوط به ورودی های ۹۴ به بعد



مدیریت تحصیلات تکمیلی

فرم شماره (۳) صورتجلسه نهایی دفاع از پایان نامه دوره کارشناسی ارشد

با نام و یاد خداوند متعال، ارزیابی جلسه دفاع از پایان نامه کارشناسی ارشد آقای مرتضی یوسفی با شماره دانشجویی ۹۷۱۷۶۳۴ رشته مهندسی عمران گرایش سازه تحت عنوان ارزیابی عملکرد لرزه ای برج های دو قلو کوپله شده دارای پل های هوایی چندگانه (Multiple Sky-Bridges). مطالعه موردی برج های دو قلو ۴۰ طبقه قصر آسمان پابلسر که در تاریخ ۱۴۰۰/۰۶/۲۹ با حضور هیأت محترم داوران در دانشگاه صنعتی شاهرود برگزار شد به شرح ذیل اعلام می گردد:

|                                                                               |                                                            |
|-------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------|
| <input checked="" type="checkbox"/> الف) درجه عالی: نمره ۱۹-۲۰                | <input type="checkbox"/> ب) درجه خیلی خوب: نمره ۱۸/۹۹ - ۱۸ |
| <input type="checkbox"/> ج) درجه خوب: نمره ۱۷/۹۹ - ۱۶                         | <input type="checkbox"/> د) درجه متوسط: نمره ۱۵/۹۹ - ۱۴    |
| <input type="checkbox"/> ه) کمتر از ۱۴ غیر قابل قبول و نیاز به دفاع مجدد دارد |                                                            |
| <input type="checkbox"/> نظری                                                 | <input type="checkbox"/> عملی                              |

| عضو هیأت داوران           | نام و نام خانوادگی                  | مرتبه علمی | امضاء |
|---------------------------|-------------------------------------|------------|-------|
| ۱- استاد راهنمای اول      | دکتر حسین پهلوان                    | استادیار   |       |
| ۲- استاد راهنمای دوم      | دکتر محمد شامخی امیری               | استادیار   |       |
| ۳- استاد مشاور            | دکتر حسین پهلوان و محمد شامخی امیری | استادیار   |       |
| ۴- استاد داور اول         | دکتر ابراهیم زمانی بیدختی           | استادیار   |       |
| ۵- استاد داور دوم         | دکتر میثم جلالی                     | استادیار   |       |
| ۶- نماینده تحصیلات تکمیلی | دکتر محسن کرامتی                    | استادیار   |       |

نام و نام خانوادگی رئیس دانشکده: دکتر رضا نادری

تاریخ و امضاء و مهر دانشکده:



ماحصل آموخته ایم را تقدیم می کنم به آنان که مهر آسمانی شان آرایش بخش آلام زمینی ام است

به استوارترین تکیه گاه، دستان پر مهر پدرم

به سبزترین نگاه زندگیم، نگاه پر مهر مادرم

که هرچه آموختم در کتب عشق شما آموختم و هرچه بگو شتم قطره ای از دریای بی کران مهربانیان را سپاس نتوان بگویم

ره آوردی کران سنگ تر از این ارزان نداشتم، تابه خاک پایه تان نثار کنم، باشد که حاصل تلاشم نسیم کوزه غبار

محبتگیتان را بزرگ دارید.

همچنین تقدیم به همسر م که سایه مهربانش سایه ساز زندگیم می باشد که در سایه همیاری و همدلی او به این منظور نائل آمدم.

## تشکر و قدر دانی

### به یزدان چنین گفت گامی دادگر تو دادی مرادانش وز زور و فر

اکنون که به یاری پروردگار و یاری و راهنمایی اساتید بزرگ موفق به پایان بردن این رساله شده ام، وظیفه خود دانسته که نهایت سپاسگزاری را در وهله اول از خداوند متعال و سپس از تمام عزیزانی که در این راه به بنده کمک کرده اند به عمل آورم.

در آغاز از استاد بزرگ و فرهیخته جناب آقای دکتر حسین پهلوان و جناب آقای دکتر محمد شامخی امیری با زحمات بی دریغشان و راهنمایی های ارزنده شان که هدایت این پایان نامه را به عهده داشته اند کمال تشکر را دارم.

از داوران گرامی جناب آقایان دکتر ابراهیم زمانی بیدختی و دکتر میثم جلالی که با وجود مشغله زیاد زحمت مطالعه و داوری این پایان نامه را برعهده داشته اند قدر دانی و تشکر می نمایم.

خالصانه از تمامی اساتید و معلمان و مدرسانی که در مقاطع مختلف تحصیلی به بنده علم آموخته و مرا از سرچشمه دانایی سیراب کرده اند متشکرم و آرزوی سلامتی و شادکامی برایشان دارم.

از خانواده ام و همسرم که در تمامی مراحل تحصیل و انجام این تحقیق با صبر و مهربانی مشوق و حامی بنده بودند سپاسگزارم و از درگاه الهی برایشان طلب طول عمر می کنم.

و کلام آخر، در هر نوشته ای نقایص و کاستی هایی وجود دارد، لذا تمامی این کاستی های این نوشتار را به عهده گرفته و از تمام کسانی که این نوشتار را مطالعه می کنند خواهشمندم این کاستی ها را به بنده گزارش داده تا در جهت رفع آنها اقدام گردد.

## تعهد نامه

اینجانب **مرتضی یوسفی** دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته عمران - گرایش مهندسی سازه دانشکده عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه "ارزیابی عملکرد لرزه ای برج های دوقلو کویله شده دارای پل های هوایی چندگانه، مطالعه موردی برج های دوقلو ۴۰ طبقه قصر آسمان بابلسر" تحت راهنمایی دکتر حسین پهلوان و دکتر محمد شامخی امیری متعهد می شوم.

● تحقیقات این پایان نامه توسط اینجانب صورت گرفته و از صحت و اصالت برخوردار می باشد.

● در استفاده از نتایج پژوهش های محققان دیگر، به مرجع مورد استفاده استناد شده است.

● مطالب مندرج در پایان نامه تا کنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرک یا امتیازی، در هیچ جا ارائه نشده است.

● کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد و مقالات مستخرج با نام دانشگاه صنعتی شاهرود به چاپ خواهد رسید.

● در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است، اصل رازداری، ضوابط و اصول اخلاق انسانی، رعایت شده است.



تاریخ و امضاء:

۱۴۰۰/۶/۲۹

### مالکیت نتایج و حق نشر

کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج، کتاب، برنامه های رایانه ای، نرم افزار ها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد. این مطلب باید به نحو مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود. استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی باشد.

## چکیده

نیاز انسان به فضاهای مناسب و کافی برای زندگی و کار از یک سو و تراکم جمعیت و افزایش قیمت زمین و ارائه خدمات شهری از قبیل آب، برق و غیره، و به جهت جلوگیری از گسترش طولی شهر ها از سوی دیگر استفاده از ساختمان های بلند مرتبه و برج ها را مطرح نموده است. در کشور ایران نیز ساخت ساختمان های بلند چند سالی است که روندی صعودی به خود گرفته است، با توجه به اینکه علم طراحی و ساخت ساختمان های بلند و سیستم های سازه ای آن در ایران تقریباً علم نوپایی می باشد، اطلاعات مفید و جامعی در رابطه با رفتار و خصوصیات سازه ای و لرزه ای ساختمان های بلند علی الخصوص ساختمان های متصل شده به یکدیگر نمی باشد. لذا به نظر می رسد تحقیق و ارائه یک سری اصول مهندسی و سازه ای کارآمد و بهینه در این زمینه لازم می باشد تا بتوان در مورد طراحی ساختمان های بلند، بهتر و موثرتر تصمیم گرفت و قضاوت های مهندسی واقع بینانه تری برای آن منظور کرد.

به همین منظور به کمک نرم افزار کامپیوتری ETABS2019 عملیات مدلسازی و تحلیل بر روی برج های دوقلو متصل به وسیله پل های اتصال هوایی چندگانه (Multiple Sky\_Bridges) به منظور بررسی دقیق تر پاسخ های لرزه ای این سازه در برابر نیروهای جانبی خصوصاً نیروی زلزله صورت پذیرفته است. این تحلیل براساس دو آیین نامه بتن آمریکا ACI318-2014 و آیین طراحی لرزه ای ایران (استاندارد ۲۸۰۰- ویرایش چهارم) صورت گرفته است و به صورت پنج حالت مختلف مدلسازی، اعم از عدم اتصال دو برج به یکدیگر، اتصال به وسیله تیرهای بتنی با ابعاد متناسب (تیپ بندی شده)، تیرهای بتنی عمیق، دیوار برشی بتنی و خرپای فولادی مدلسازی و به دو روش خطی دینامیکی طیفی و روش غیر خطی دینامیکی تاریخچه زمانی تحلیل شده است، نتایج به دست آمده در روش خطی، اتصال برج ها توانایی کاهش در دریافت طبقات، جابه جایی طبقات و نیروی محوری و لنگر خمشی ستون ها را داشته است. استفاده از اعضای سخت تر نظیر دیوار برشی و تیر های عمیق بتنی، موجب افزایش لنگر واژگونی و اعضای ضعیفتر نظیر خرپای فولادی و تیر های

تیپ بندی شده موجب کاهش آن شده است. در کلیه حالت های اتصال، اتصال به وسیله دیوار برشی بتنی نسبت به سایر حالت های اتصال، موثرتر و کارآمدتر در کاهش پاسخ ها بوده است.

در روش غیرخطی، نیز مشاهده شد که استفاده از دیوار برشی بتنی جهت اتصال برج ها، بیشترین تاثیر را در میزان کاهش در حداکثر دررفت غیر خطی طبقات خصوصا در طبقات بالاتر برج ها، و در جابه جایی حداکثر غیر خطی طبقات انتهایی خصوصا طبقه آخر داشته است که این تغییرات در سایر حالات اتصال به ترتیب نزول درجه سختی آنها، کمتر بوده است. همچنین استفاده از المان های سخت تر، موجب افزایش برش پایه، نیروی برشی طبقات و لنگر واژگونی شده است. در این حالت نیز اتصال به وسیله دیوار برشی بتنی نسبت به سایر حالات اتصال دیگر موثرتر در کاهش دیماندها (تقاضاها) ی حالت غیر خطی بوده است.

**واژه های کلیدی:** برج های دوقلو همبسته، پل های اتصال هوایی چندگانه، دررفت طبقات، نیروی برشی

طبقات، تحلیل دینامیکی طیفی، تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی

# فهرست

عنوان

شماره صفحه

## فصل اول ----- ۱

مقدمه

- ۱-۱- تاریخچه..... ۱
- ۲-۱- اهمیت موضوع و ضرورت انجام تحقیق..... ۲
- ۳-۱- طرح یک سوال..... ۳
- ۴-۱- اهداف تحقیق..... ۳
- ۵-۱- نوآوری تحقیق..... ۴
- ۶-۱- فرضیات و محدودیتها تحقیق..... ۵
- ۷-۱- روش انجام تحقیق..... ۵
- ۸-۱- مراحل تحقیق..... ۶
- ۹-۱- ساختار فصول پایان نامه..... ۷
- ۱۰-۱- جمع بندی..... ۷

## فصل دوم ----- ۹

مروری بر ادبیات موضوع

- ۱-۲- مقدمه..... ۹
- ۲-۲- تعاریف اصول و مبانی نظری در ساختمان های بلند..... ۹
- ۳-۲- برج های دو قلو..... ۱۲
- ۴-۲- پیشینه تحقیق..... ۱۳
- ۵-۲- نوآوری در مدلسازی برج های دوقلو قصرآسمان..... ۱۷
- ۶-۲- نتیجه گیری (جمع بندی)..... ۱۸

## فصل سوم ----- ۱۹

روش تحقیق

- ۱-۳- مقدمه..... ۱۹
- ۲-۳- معرفی برج ها..... ۱۹
- ۳-۳- مشخصات سازه ای و معماری برج ها..... ۲۰
- ۴-۳- مدل ها..... ۲۵
- ۵-۳- مدلسازی در نرم افزار..... ۲۶

|    |                                                  |
|----|--------------------------------------------------|
| ۲۶ | ۳-۶- مشخصات اعضای چهار حالت اتصال در برج ها..... |
| ۲۸ | ۳-۷- بارگذاری سازه ها.....                       |
| ۳۰ | ۳-۸- انواع تحلیل برج های دو قلو.....             |
| ۳۲ | ۳-۹- تحلیل خطی دینامیکی طیفی.....                |
| ۳۵ | ۳-۱۰- تحلیل غیر خطی تاریخچه زمانی.....           |
| ۵۰ | ۳-۱۱- نحوه ارزیابی و بررسی نتایج.....            |
| ۵۸ | ۳-۱۲- جمع بندی.....                              |

## فصل چهارم ----- ۵۹

### نتایج و تفسیر

|     |                                              |
|-----|----------------------------------------------|
| ۵۹  | ۴-۱- مقدمه.....                              |
| ۵۹  | ۴-۲- روش خطی دینامیکی طیفی.....              |
| ۷۲  | ۴-۳- روش غیر خطی دینامیکی تاریخچه زمانی..... |
| ۱۱۵ | ۴-۴- جمع بندی.....                           |

## فصل پنجم ----- ۱۱۷

### نتیجه گیری و پیشنهادات

|     |                                       |
|-----|---------------------------------------|
| ۱۱۷ | ۵-۱- مقدمه.....                       |
| ۱۱۷ | ۵-۲- نتیجه گیری.....                  |
| ۱۲۳ | ۵-۳- نتیجه گیری نهایی (جمع بندی)..... |
| ۱۲۳ | ۵-۴- نوآوری و پیشنهادات.....          |

## مراجع ----- ۱۲۵

# فهرست جداول

عنوان

شماره صفحه

|             |                                                                                 |    |
|-------------|---------------------------------------------------------------------------------|----|
| جدول (۱-۳)  | مشخصات معماری و اولیه برج ها                                                    | ۲۱ |
| جدول (۲-۳)  | مشخصات اعضای میله ای و صفحه ای برج ها                                           | ۲۳ |
| جدول (۳-۳)  | مشخصات تیر های بتنی اتصال برج های دوقلو                                         | ۲۷ |
| جدول (۴-۳)  | مشخصات دیوار برشی بتنی در اتصال برج ها                                          | ۲۷ |
| جدول (۵-۳)  | مشخصات خرپای فولادی در اتصال برج ها                                             | ۲۷ |
| جدول (۶-۳)  | بارگذاری ثقلی برج ها                                                            | ۲۸ |
| جدول (۷-۳)  | الگو های باری در محیط نرم افزار                                                 | ۲۹ |
| جدول (۸-۳)  | ضرایب اصلاح سختی اعضا بتنی در روش خطی                                           | ۳۵ |
| جدول (۹-۳)  | رکورد های زلزله انتخابی برای روش غیر خطی                                        | ۳۹ |
| جدول (۱۰-۳) | ضرایب مقیاس بدست آمده برای شتاب نگاشت ها                                        | ۴۲ |
| جدول (۱۱-۳) | مشخصات مکانیکی غیر خطی مصالح فولادی                                             | ۴۴ |
| جدول (۱۲-۳) | مشخصات مکانیکی غیر خطی مصالح بتنی                                               | ۴۴ |
| جدول (۱۳-۳) | نتایج حل شده تحلیل قاب و تحلیل به دست آمده در نرم افزار برای قاب مدنظر          | ۵۷ |
| جدول (۱-۴)  | مقادیر حداکثر دریافت خطی طبقات در جهت طولی X                                    | ۶۰ |
| جدول (۲-۴)  | تغییرات کاهشی و یا افزایشی حداکثر دریافت خطی طبقات نسبت به حالت اول (%)         | ۶۱ |
| جدول (۳-۴)  | مقدار حداکثر جابه جایی خطی طبقات در راستای طولی X (متر M)                       | ۶۲ |
| جدول (۴-۴)  | تغییرات کاهشی و یا افزایشی حداکثر جابه جایی خطی طبقات نسبت به حالت اول (%)      | ۶۳ |
| جدول (۵-۴)  | مقادیر لنگر واژگونی پای برج ها در روش خطی برای کلیه حالات اتصال برج ها در جهت Y | ۶۴ |
| جدول (۶-۴)  | تغییرات کاهشی و یا افزایشی لنگر واژگونی پای برج ها در روش خطی نسبت به حالت اول  | ۶۵ |
| جدول (۷-۴)  | مقدار برش زلزله در تراز پایه در حالت خطی برای کلیه مدل های اتصال                | ۶۶ |
| جدول (۸-۴)  | تغییرات کاهشی و یا افزایشی برش زلزله حالت خطی در تراز پایه نسبت به حالت اول     | ۶۷ |

- جدول (۹-۴) مقدار نیروی برشی طبقات در حالت خطی برای کلیه مدل های اتصال ----- ۶۷
- جدول (۱۰-۴) تغییرات کاهشی و یا افزایشی نیروی برشی طبقات در حالت خطی (%) ----- ۶۸
- جدول (۱۱-۴) مقادیر نیروی محوری ستون C۳۴ در طبقه اول برج ها در روش خطی در کلیه حالات اتصال ----- ۶۹
- جدول (۱۲-۴) تغییرات کاهشی در نیروی محوری ستون C۳۴ در روش خطی نسبت به حالت اول ----- ۷۰
- جدول (۱۳-۴) لنگر خمشی ستون C۳۴ ----- ۷۰
- جدول (۱۴-۴) تغییرات کاهشی در لنگر خمشی ستون C۳۴ در روش خطی نسبت به حالت اول ----- ۷۱
- جدول (۱۵-۴) حداکثر دریافت غیر خطی طبقات در زلزله NORTHERN CALIF ----- ۷۳
- جدول (۱۶-۴) تغییرات کاهشی و یا افزایشی حداکثر دریافت غیر خطی طبقات زلزله NORTHERN CALIF ----- ۷۴
- جدول (۱۷-۴) حداکثر دریافت غیر خطی طبقات در زلزله CHI-CHI ----- ۷۵
- جدول (۱۸-۴) تغییرات کاهشی و یا افزایشی حداکثر دریافت غیر خطی طبقات در زلزله CHI-CHI ----- ۷۶
- جدول (۱۹-۴) حداکثر دریافت غیر خطی طبقات در زلزله DARFIELD ----- ۷۷
- جدول (۲۰-۴) تغییرات کاهشی و یا افزایشی حداکثر دریافت غیر خطی طبقات در زلزله DARFIELD ----- ۷۸
- جدول (۲۱-۴) حداکثر دریافت غیر خطی طبقات در زلزله KOBE ----- ۷۹
- جدول (۲۲-۴) تغییرات کاهشی و یا افزایشی حداکثر دریافت غیر خطی طبقات در زلزله KOBE ----- ۸۰
- جدول (۲۳-۴) حداکثر دریافت غیر خطی طبقات در زلزله LANDERS ----- ۸۰
- جدول (۲۴-۴) تغییرات کاهشی و یا افزایشی حداکثر دریافت غیر خطی طبقات در زلزله LANDERS ----- ۸۲
- جدول (۲۵-۴) حداکثر دریافت غیر خطی طبقات زلزله MANJIL ----- ۸۲
- جدول (۲۶-۴) تغییرات کاهشی و یا افزایشی حداکثر دریافت غیر خطی طبقات در زلزله MANJIL ----- ۸۴
- جدول (۲۷-۴) حداکثر دریافت غیر خطی طبقات در زلزله MAYOR EL CUCAPAH ----- ۸۴
- جدول (۲۸-۴) تغییرات کاهشی و یا افزایشی حداکثر دریافت غیر خطی طبقات در زلزله MAYOR ----- ۸۶
- جدول (۲۹-۴) مقادیر میانگین حداکثر دریافت غیر خطی طبقات در کلیه زلزله ها برای تمام حالات اتصال ----- ۸۷
- جدول (۳۰-۴) تغییرات میانگین دریافت غیر خطی طبقات در کلیه زلزله ها برای تمام حالات اتصال (%) ----- ۸۸
- جدول (۳۱-۴) حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات در زلزله NORTHERN CALIF ----- ۸۹
- جدول (۳۲-۴) تغییرات کاهشی و یا افزایشی حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات در زلزله CALIF ----- ۹۰
- جدول (۳۳-۴) حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات در زلزله CHI-CHI ----- ۹۱
- جدول (۳۴-۴) تغییرات کاهشی و یا افزایشی جابه جایی حداکثر غیر خطی طبقات زلزله CHI-CHI ----- ۹۲

- جدول (۳۵-۴) حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات در زلزله DARFIELD ----- ۹۳
- جدول (۳۶-۴) تغییرات کاهشی و یا افزایشی حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات در زلزله DARFIELD ----- ۹۴
- جدول (۳۷-۴) حداکثر جابه جایی طبقات غیر خطی در زلزله KOBE ----- ۹۴
- جدول (۳۸-۴) تغییرات کاهشی و یا افزایشی حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات در زلزله KOBE ----- ۹۶
- جدول (۳۹-۴) حداکثر جابه جایی طبقات غیر خطی در زلزله LANDERS ----- ۹۶
- جدول (۴۰-۴) تغییرات کاهشی و یا افزایشی جابه جایی حداکثر غیر خطی طبقات زلزله LANDERS ----- ۹۷
- جدول (۴۱-۴) حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات در زلزله MANJIL ----- ۹۸
- جدول (۴۲-۴) تغییرات کاهشی و یا افزایشی جابه جایی حداکثر غیر خطی طبقات زلزله MANJIL ----- ۹۹
- جدول (۴۳-۴) حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات در زلزله MAYOR EL CUCAPAH ----- ۱۰۰
- جدول (۴۴-۴) تغییرات کاهشی و یا افزایشی جابه جایی حداکثر غیر خطی طبقات زلزله MAYOR ----- ۱۰۱
- جدول (۴۵-۴) مقادیر میانگین حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات در کلیه زلزله ها برای تمام حالات اتصال - ۱۰۲
- جدول (۴۶-۴) تغییرات کاهشی و یا افزایشی میانگین حداکثر جابه جایی غیر خطی در کلیه زلزله ها ----- ۱۰۳
- جدول (۴۷-۴) برش زلزله در تراز پایه برج ها در تمامی زلزله ها برای کلیه حالات اتصال برج ها ----- ۱۰۵
- جدول (۴۸-۴) تغییرات کاهشی و یا افزایشی برش زلزله در تراز پایه برای هر زلزله ----- ۱۰۵
- جدول (۴۹-۴) مقدار میانگین برش زلزله در تراز پایه و درصد تغییرات آن در کلیه زلزله ها ----- ۱۰۶
- جدول (۵۰-۴) میانگین نیروی برشی طبقات در تمامی زلزله ها برای کلیه حالات اتصال در حالت غیر خطی --- ۱۰۷
- جدول (۵۱-۴) تغییرات کاهشی و یا افزایشی میانگین نیروی برشی طبقات برای هرهفت زلزله در کلیه حالات اتصال در حالت غیر خطی(%) ----- ۱۰۸
- جدول (۵۲-۴) مقدار لنگر واژگونی پای برج ها در حالت غیر خطی در هر زلزله برای کلیه حالات اتصال ----- ۱۰۹
- جدول (۵۳-۴) تغییرات کاهشی و یا افزایشی لنگر واژگونی پای برج ها در حالت غیر خطی در تمامی زلزله ها ----- ۱۱۰
- جدول (۵۴-۴) میانگین لنگر واژگونی در پای ساختمان در تمامی زلزله ها در حالت غیر خطی و تغییرات آن --- ۱۱۱
- جدول (۵۵-۴) نیروی محوری ستون C۳۴ در حالت غیر خطی در تمامی زلزله ها ----- ۱۱۲
- جدول (۵۶-۴) تغییرات کاهشی و یا افزایشی نیروی محوری ستون C34 در حالت غیر خطی (%) ----- ۱۱۳
- جدول (۵۷-۴) لنگر خمشی ستون C۳۴ در حالت غیر خطی در تمامی زلزله ها ----- ۱۱۳
- جدول (۵۸-۴) مقادیر میانگین نیروی محوری ستون C۳۴ در حالت غیر خطی و تغییرات آن ----- ۱۱۳
- جدول (۵۹-۴) مقادیر میانگین لنگر خمشی ستون C۳۴ در حالت غیر خطی و تغییرات آن ----- ۱۱۴

- شکل (۱-۲) انواع سیستم های مقاوم سازه ای در سازه های فولادی ----- ۱۱
- شکل (۲-۲) انواع سیستم های مقاوم سازه ای در سازه های بتنی ----- ۱۲
- شکل (۱-۳) نمای کلی و بیرونی برج های چهل طبقه قصر آسمان ----- ۲۰
- شکل (۲-۳) پلان معماری تیپ طبقات پارکینگ ----- ۲۲
- شکل (۳-۳) پلان معماری تیپ طبقات مسکونی ----- ۲۲
- شکل (۴-۳) نمای برج های دوقلو در حالت همبسته و غیر همبسته در ارتفاع در محیط نرم افزار ----- ۲۶
- شکل (۵-۳) نمای سه بعدی اتصال برج ها به وسیله دیوار برشی بتنی و خرابای فولادی به سبک وارن ----- ۲۸
- شکل (۶-۳) نمودار طیف طرح استاندارد زلزله برای خاک تیپ III ----- ۳۰
- شکل (۷-۳) نمودار شماتیکی تنش-کرنش مصالح فولادی ----- ۳۱
- شکل (۸-۳) روش های تحلیل سازه مطابق استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ویرایش چهارم ----- ۳۲
- شکل (۹-۳) نمودار شتاب زمان یک رکورد زلزله ----- ۳۶
- شکل (۱۰-۳) مراحل تحلیل تاریخچه زمانی ----- ۳۷
- شکل (۱۱-۳) نمودار مقیاس شده شتاب نگاشت زلزله منجیل ----- ۴۲
- شکل (۱۲-۳) شمای کلی از نمودار های تنش کرنش برای مصالح فولادی و مصالح بتنی محصور شده و غیر محصور شده (مدل مندر) ----- ۴۳
- شکل (۱۳-۳) الف- نمونه منحنی رفتاری اعضای بتنی محصور و غیر محصور ----- ۴۳
- شکل (۱۳-۳) ب- نمونه منحنی رفتاری یک عضو فولادی ----- ۴۴
- شکل (۱۴-۳) روش های غیر خطی کردن رفتار اعضا ----- ۴۶
- شکل (۱۵-۳) -----
- (الف) انواع مقاطع پلاستیسیته ----- ۴۷
- (ب) تفکیک مقاطع فایبر بتن و فولاد ----- ۴۷

- (ج) جزئیات دقیق از تشکیل مقاطع فایبر در اعضا ----- ۴۸
- شکل (۳-۱۶) موقعیت مکانی ستون نمونه C۳۴ (دایره قرمز رنگ) ----- ۵۶
- شکل (۳-۱۷) مدلسازی قاب در نرم افزار ETABS2019 ----- ۵۶
- شکل (۴-۱) حداکثر دریافت خطی طبقات در جهت طولی X ----- ۶۰
- شکل (۴-۲) نمودار حداکثر جابه جایی خطی طبقات در راستای طولی طبقات X ----- ۶۲
- شکل (۴-۳) مقادیر لنگر واژگونی پای برج ها در روش خطی در کلیه حالات اتصال در جهت X ----- ۶۵
- شکل (۴-۴) نمودار میله ای برش زلزله حالت خطی در تراز پایه برج ها ----- ۶۶
- شکل (۴-۵) نیروی برشی ایجاد شده در طبقات در حالت خطی برای کلیه حالات اتصال ----- ۶۸
- شکل (۴-۶) نمودار میله ای نیروی محوری ستون C36 در روش خطی در کلیه حالات اتصال ----- ۷۰
- شکل (۴-۷) مقادیر لنگر خمشی ستون C۳۴ ----- ۷۱
- شکل (۴-۸) نمودار دریافت حداکثر غیر خطی طبقات در زلزله NORTHERN CALIF ----- ۷۳
- شکل (۴-۹) نمودار حداکثر دریافت غیر خطی طبقات در زلزله CHI-CHI ----- ۷۵
- شکل (۴-۱۰) نمودار حداکثر دریافت غیر خطی طبقات در زلزله DARFIELD ----- ۷۷
- شکل (۴-۱۱) نمودار حداکثر دریافت غیر خطی طبقات در زلزله KOBE ----- ۷۹
- شکل (۴-۱۲) نمودار حداکثر دریافت غیر خطی طبقات در زلزله LANDERS ----- ۸۱
- شکل (۴-۱۳) نمودار حداکثر دریافت غیر خطی طبقات در زلزله MANJIL ----- ۸۳
- شکل (۴-۱۴) نمودار حداکثر دریافت غیر خطی طبقات در زلزله MAYOR ----- ۸۵
- شکل (۴-۱۵) نمودار میانگین حداکثر دریافت غیر خطی طبقات در کلیه زلزله ها در تمام حالات اتصال ----- ۸۷
- شکل (۴-۱۶) نمودار حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات در زلزله NORTHERN CALIF ----- ۹۰
- شکل (۴-۱۷) نمودار حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات در زلزله CHI-CHI ----- ۹۱
- شکل (۴-۱۸) نمودار حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات در زلزله DARFIELD ----- ۹۳
- شکل (۴-۱۹) نمودار حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات در زلزله KOBE ----- ۹۵
- شکل (۴-۲۰) نمودار حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات در زلزله LANDERS ----- ۹۷
- شکل (۴-۲۱) نمودار حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات در زلزله MANJIL ----- ۹۹
- شکل (۴-۲۲) نمودار حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات در زلزله MAYOR EL CUCAPAH ----- ۱۰۱
- شکل (۴-۲۳) نمودار میانگین حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات در کلیه زلزله ها در تمام اتصالات ----- ۱۰۳

- شکل (۴-۲۴) نمودار تجمیعی تغییرات برش پایه در حالت های مختلف زلزله برای تمامی مدل های سازه ای - ۱۰۶
- شکل (۴-۲۵) نمودار میله ای میانگین برش پایه در تمامی زلزله ها در حالت غیر خطی ----- ۱۰۷
- شکل (۴-۲۶) میانگین نیروی برشی طبقات در حالت غیر خطی برای کلیه حالات اتصال ----- ۱۰۹
- شکل (۴-۲۷) نمودار میله ای میانگین لنگر واژگونی در پای ساختمان در حالت غیر خطی در کلیه زلزله ها ---- ۱۱۱
- شکل (۴-۲۸) نمودار میله ای میانگین نیروی محوری ستون C34 در حالت غیر خطی در کلیه زلزله ها ----- ۱۱۴
- شکل (۴-۲۹) نمودار میله ای میانگین لنگر خمشی ستون C34 در حالت غیر خطی در کلیه زلزله ها ----- ۱۱۵

# فصل اول

## مقدمه

### ۱-۱- تاریخچه

از ابتدای تمدن بشری، برج ها و ساختمان های بلند مورد توجه بوده اند. ساخت ساختمان های بلند ابتدا با هدف دفاع شروع شده و سپس جنبه های نمادین و کاربردی پیدا کرد. رشد و توسعه ساختمان های بلند جدید در دهه ۸۰ قرن نوزدهم با کاربری تجاری و مسکونی شروع گردیده است.

ایجاد ساختمان های تجاری در ابتدا پاسخی به تقاضای جامعه بازرگانی بود که نیاز داشتند تا حد امکان به یکدیگر و به مراکز شهر ها نزدیک باشند. این مسئله باعث شد که تراکم ساختمان ها بر فضای افقی محدوده مراکز شهرها فشار زیادی اعمال نماید. همچنین، سازه های بلند بخاطر اینکه معمولاً از نظر ظاهری شاخص هستند، مدیریت های تجاری مایل اند از آن به عنوان وسیله تبلیغاتی نیز استفاده کنند. از طرف دیگر جوامع تجاری و توریستی، به دلیل کثرت مراجعه و بازدهی اقتصادی مطلوب، تقاضای ساخت هتل های مرتفع در مراکز شهرها را افزایش داده است. [۱]

توسعه شهر ها و شهر نشینی و هم چنین روند رشد ازدیاد جمعیت، نیاز به مسکن و مراکز تجاری و تفریحی و غیره را افزایش داده است، از طرفی دیگر به جهت حفظ زمین های کشاورزی و محدود نمودن توسعه افقی

شهری که هزینه های گزافی در آینده به همراه خواهد داشت، لذا جوامع را به سوی توسعه و ساخت ساختمان ها و سازه های بلند مرتبه سوق داده است.

طراحی و ساخت ساختمان های بلند ایده ای بود که در اواخر قرن نوزدهم در ایالات متحده آمریکا شکل گرفت و امروزه به عنوان پدیده ای معماری همه گیر شده است. بر پایه اطلاعات موجود در سال ۱۹۸۰ میلادی، حدود ۴۹ درصد ساختمان های بلند در آمریکای شمالی قرار داشت، لیکن در حال حاضر این توزیع جغرافیایی عوض شده و کشورهای شرق آسیا (همچون چین، ژاپن، کره، مالزی و سنگاپور) دارای بیشترین سهم ساختمان های بلند حدود ۳۲ درصد می باشند، در حالیکه سهم کشورهای آمریکای شمالی به ۲۴ درصد کاهش پیدا کرده است. [۲]

## ۱-۲- اهمیت موضوع و ضرورت انجام تحقیق

کشور ایران از دیرباز مهد معماران برجسته ای در حوزه ساخت و ساز بوده است اما اولین بلند مرتبه سازی ساختمان در ایران را می توان به ساختمان شمس العماره در عهد قاجار نسبت داد و بعد از آن ساختمان آجری خیابان شاه آباد (جمهوری تهران)، جز اولین بلند مرتبه سازی های ایران محسوب می شود.

در دودهه اخیر در شهرهای بزرگ ایران علی الخصوص شهر تهران، ساخت ساختمان های بلند و بلند مرتبه سازی رشد چشم گیری داشته است که به طور مثال در حوزه ی غرب و شمال شهر تهران تعداد زیادی ساختمان های بلند احداث شده است و یا نیز در دست احداث اند.

شهرهای شلوغ و پرجمعیتی همچون تهران که بالغ بر پانزده میلیون شهروند را در خود جای داده است، انتظار می رود که در طی سال های آتی رشد زیادی در ساخت ساختمان های بلند داشته باشد، همچنین این رشد می تواند در شهر های شلوغ و پرجمعیت دیگر ایران چون مشهد، بابلسر و غیره اتفاق افتد.

امروزه زندگی و کار در ارتفاع و ساختمان های بلند به عنوان سبک جدیدی از زندگی بشری در جوامع مدرن و پیشرفته و بعضا در جوامع در حال پیشرفت می باشد چراکه زندگی در برج و ارتفاع با دید و منظره ای منحصر به فرد و ویژه و با امکاناتی همچون امکانات هتل های مجلل، از دیرباز آرزوی انسان ها بوده است.

با توجه به اینکه علم طراحی و ساخت ساختمان های بلند و سیستم های سازه ای آن در ایران تقریباً علم نوپایی می باشد، اطلاعات مفید و گسترده ای در رابطه با رفتار و خصوصیات سازه ای و لرزه ای ساختمان های بلند علی الخصوص ساختمان های متصل شده و همبسته به یکدیگر و پاسخ های لرزه ای آن ها موجود نمی باشد و تحقیقات گسترده و جامع ای در آن حوزه تا به امروز انجام نشده است، لذا به نظر می رسد تحقیق و ارائه یک سری اصول مهندسی و سازه ای کارآمد و بهینه در این زمینه لازم می باشد تا بتوان در مورد ساختمان های بلند و البته همبسته از طراحی تا اجرا، بهتر و موثرتر تصمیم گرفت و قضاوت های مهندسی واقع بینانه تری برای آن منظور کرد.

### ۱-۳- طرح یک سوال

در اصل سوالی که ایجاد می شود این است، که آیا همبسته کردن سازه های بلند مرتبه از جمله برج های مرتفع و دوقلو، امری مفید و موثر است و آیا می تواند روندی در جهت کاهش پاسخ های لرزه ای سازه ها داشته باشد یا خیر توانایی این عمل را ندارد، و همچنین در صورت موثر بودن عمل اتصال برج ها به یکدیگر باید چه خصوصیتی را دارا باشد و همچنین با استفاده از چه نوع المان ها و اعضای سازه ای اتصال می توان این مهم را تحقق بیشتری بخشید. برای پاسخ به این سوالات، این عنوان پایان نامه و روش تحقیق مورد استفاده قرار گرفته است.

### ۱-۴- اهداف تحقیق

ساختمان های بلند و بسیار بلند مدرن امروزی اغلب به دلیل سیستم های سازه ای پیشنهادی خلاقانه و نو، بسیار سبک تر و انعطاف پذیرتر و همچنین ضریب میرایی بالاتری نسبت به ساختمان های گذشته دارند. هدف این پژوهش در ابتدا تحلیل و ارزیابی کلی برج های دوقلوی چهار طبقه قصر آسمان بابلسر در نحوه و نوع اتصال برج ها به یکدیگر و سیستم سازه ای بوده و سپس انتخاب موثرترین حالت ممکن برای اتصال آنها بوده است. هدف نهایی در این پژوهش بر این بوده است که دریافته شود که آیا اتصال برج های دوقلو به یکدیگر

در ارتفاع بصورت صلب و همبسته کردن آنها شیوه ی صحیحی است یا خیر از همبسته کردن آن ها باید اجتناب کرد! به بیان دیگر، آیا همبسته کردن دو برج به یکدیگر موجب کاهش پاسخ های لرزه ای و دینامیکی بطور مثال جابه جایی طبقات، دریافت طبقات ساختمان و سایر پاسخ های لرزه ای، شده است یا خیر؟، و اگر موجب کاهش پاسخ های لرزه ای شده است، آنگاه برج ها را چگونه و با چه خصوصیات سازه ای اعضای اتصال به یکدیگر همبسته کرده تا پاسخ های لرزه ای برج ها به بیشترین میزان ممکن کاهش یابد.

شایان ذکر است که با هر سیستم و نوآوری ای بتوان به نوعی پاسخ های لرزه ای را کاهش داد و نیروهای جانبی وارد بر سازه را میرا کرد، در نتیجه می توان ساختمان های بلند تر مستحکم تر و ایمن تری بنا نمود، چراکه کشورهای مدرن صنعتی امروزه نیز در ساخت ساختمان های بلند به رقابت با یکدیگر پرداخته اند.

## ۱-۵- نوآوری تحقیق

در این پژوهش از سیستم های سازه ای نوینی همچون قاب های خمشی ویژه بتنی به همراه دیوار برشی ویژه بتنی به همراه دیوار های برشی کوپله که در ایران سیستمی نوین و قابل اجرا می باشد استفاده شده است و برج های دوقلو قصر آسمان بابلر اولین برج های دو قلو همبسته از نوع اتصالات صلب در تمام نقاط اتصالی برج ها به یکدیگر، در ایران می باشد که اکنون در شهر بابلر در دست ساخت است و به نوعی اولین شروع در ساخت ساختمان های بلند مرتبه همبسته می باشد، همچنین برای اتصال برج ها از پل های اتصال هوایی چندگانه<sup>۱</sup> استفاده شده است. در این پژوهش برای پل های اتصال هوایی، خصوصیات سازه ای و اتصالات صلب در نظر گرفته شده است که باعث تغییراتی در پاسخ های لرزه ای ساختمان ها می شود که نسبت به ساختمان های بلند مرتبه ساخته شده در گذشته در هر کشوری برتری سازه ای دارد، به طور مثال پل های اتصال هوایی بکار رفته در برج های دو قلو پتروناس کوالالامپور کشور مالزی، تنها پلی ساده با اتصالات مفصلی بوده است و تاثیر سازه ای در کاهش یا افزایش پاسخ های لرزه ای برج ها در هنگام اعمال شدن نیرو های جانبی همچون

---

<sup>1</sup> Multiple Sky-Bridges

زلزله ندارد. به بیان دیگر از اتصالات صلب به جای اتصالات مفصلی برای همبسته کردن برج ها استفاده شده است.

## ۱-۶- فرضیات و محدودیت ها تحقیق

از آنجایی موضوع مورد مطالعه به صورت واقعی در دست احداث است، به این منظور کلیات فرضیات طراحی و مدل سازی المان ها و اعضای سازه ای، مطابق با آیین نامه های بتن آمریکا (ACI318-14)<sup>۱</sup> در سال ۲۰۱۴ [۳] و آیین نامه طراحی لرزه ایران (استاندارد لرزه ای ۲۸۰۰-ویرایش چهارم) صورت گرفته است. [۴]

## ۱-۷- روش انجام تحقیق

برای انجام پژوهش در ابتدا برج های دو قلو ۴۰ طبقه بصورت دقیق و مطابق با آیین نامه بتن آمریکا (ACI318) و استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران ویرایش چهارم در نرم افزار Etabs2019 مدل سازی و طراحی گشته است، که مدل های در نظر گرفته شده برای تحلیل به شرح ذیل بوده است:

۱. عدم اتصال برج ها به یکدیگر (در ارتفاع)

۲. اتصال برج ها به یکدیگر به وسیله تیر های بتنی با ابعاد متناسب (تیپ بندی شده)

۳. اتصال برج ها به یکدیگر به وسیله تیر های بتنی با ابعاد بزرگتر ( تیرهای بتنی عمیق)

۴. اتصال برج ها به یکدیگر به وسیله دیوار های برشی بتنی

۵. اتصال برج ها به یکدیگر به وسیله خرپای فولادی به سبک خرپای وارن<sup>۲</sup>

از پنج مدل در نظر گرفته شده، در انتها پاسخ های لرزه ای، در چهار حالتی که برج ها به یکدیگر متصل بوده اند، نسبت با حالت اول که هیچگونه اتصالی بین برج های دوقلو نبوده است مورد ارزیابی و بررسی قرار گرفته است.

<sup>1</sup> American Concrete Institute.(2014)

<sup>2</sup> Warren truss model

## ۱-۸- مراحل تحقیق

### ۱-۸-۱- روش خطی (بصورت روش دینامیکی طیفی)

۱. اختصاص ویژگی های رفتار خطی به مصالح
۲. معرفی طیف طرح استاندارد زلزله برای خاک تیپ III
۳. معرفی انواع حالات باری ثقلی و جانبی
۴. تحلیل به صورت استاتیکی معادل و دینامیکی طیفی به منظور هم پایه کردن ضریب زلزله
۵. طراحی بهینه و تیپ بندی کردن اعضای سازه ای و طراحی اعضای اتصال برج ها
۶. استخراج نتایج

### ۱-۸-۲- روش غیر خطی (بصورت روش دینامیکی تاریخچه زمانی (تحلیل غیر خطی

#### سریع $FNA$ )<sup>۱</sup>

۱. انتخاب هفت رکورد زلزله و شتاب نگاشت متناسب با ویژگی های زمین محل ساخت پروژه
۲. مقیاس کردن شتاب نگاشت ها با طیف طرح استاندارد زلزله و بدست آورد ضریب مقیاس
۳. معرفی شتاب نگاشت های اصلاح شده به نرم افزار
۴. اختصاص ویژگی رفتار غیر خطی به مصالح
۵. معرفی اعضای سازه ای برج ها به صورت مقاطع فایبر (مقاطع فیبری)
۶. استخراج نتایج

---

<sup>1</sup> Fast Nonlinear Analysis

## ۱-۹- ساختار فصول پایان نامه

در فصل اول، به توضیح مقدمه‌ای از تاریخچه موضوع، اهمیت موضوع و ضرورت انجام آن، طرح یک سوال اساسی و همچنین روش تحقیق و مراحل انجام آن پرداخته شده است. در فصل دوم، مروری بر ادبیات موضوع شده است، به تعاریف اصول و مبانی نظری در ساختمان های بلند و همچنین نکات و الزامات قابل توجه در آن پرداخته است و همچنین مروری بر یافته و تحقیق های مشابه با ساختمان های بلند همبسته شده است. در فصل سوم هدف شرح کامل روش تحقیق بوده است که شامل علت انتخاب روش ها و همچنین شرح کاملی از روش تحقیق آورده شده است. در فصل چهارم، به ارائه نتایج حاصل از تحلیل خطی و غیر خطی برج ها و همچنین به تحلیل و تفسیر این نتایج پرداخته شده است. در فصل پنجم، به جمع بندی نهایی و پیشنهادات سازه اختصاص یافته است.

## ۱-۱۰- جمع بندی

با به اینکه کشور ایران چندسالی است که روند انبوه سازی را در پیش گرفته است، و در آینده ای نزدیک ساختمان های بلند جای ساختمان های کوچک را خواهد گرفت، همچنین با توجه به روند افزایشی جمعیت شهر های شلوغ و نبود زمین کافی در دسترس در این شهرها، لذا باید مهندسين عمران کشور، در جهت فراگیری علم ساختمان های بلند پرداخته و ارزیابی عملکردی لرزه ای آنها و شناخت رفتار اینچنین ساختمان ها بپردازند. لذا ارائه یک سری اصول مهندسی کارآمد، در این حوزه، برای افزایش دانش مهندسين عمران لازم و ضروری بوده است. یکی از همین اصول می تواند ارزیابی لرزه ای برج های همبسته باشد که در آینده نزدیک، شاهد رشد بیشتر این ساختمان های بلند مرتبه خواهیم بود. لذا در این نوشتار هدف بررسی و ارزیابی پاسخ های لرزه ای برج های دوقلو و همبسته بوده تا بتوان دیدی مهندسی و کارآمد در این زمینه و نحوه اجرای این عمل داشته باشیم.



# فصل دوم

## مروری بر ادبیات موضوع

### ۲-۱- مقدمه

در این فصل به تعاریف بنیادی ساختمان های بلند پرداخته شده و نگاهی به پژوهش ها مشابه دنیا در رابطه به همبسته کردن ساختمان های بلند شده است.

تشخیص ویژگی های یک ساختمان که آن را بتوان به عنوان ساختمان بلند طبقه بندی کرد، کار دشواری است. ساختمان های بلند تعریفی خاص دارند و لزوماً به تعداد طبقات و ارتفاع محدود نمی شود چراکه یک ساختمان ۲۰ طبقه در تهران شاید بلند مرتبه محسوب شود ولی همین ساختمان در شیکاگو آمریکا یک ساختمان متوسط تلقی می شود.

### ۲-۲- تعاریف اصول و مبانی نظری در ساختمان های بلند

#### ۲-۲-۱- تعریف ساختمان های بلند

از دیدگاه طراحی سازه ای، یک ساختمان بلند مرتبه ساختمانی است که هنگامی که تحلیل و طراحی سازه ای آن تحت تاثیر بار های جانبی به ویژه نوسانات به وجود آمده توسط این بار ها باشد. بطور کلی می توان گفت از نظر سازه ای، ساختمانی بلند محسوب می شود که ارتفاع آن، در طراحی شرایط ویژه ای ایجاب کند یا این که پریود (زمان تناوب) سازه ای آن از ۰.۷ ثانیه بیشتر باشد، همچنین یک ملاک طبقه بندی دیگری

نیز وجود دارد و آن بیانگر نسبت ارتفاع به بعد سازه می باشد که این مقدار برابر با  $\pi$ ،  $1.5\pi$ ،  $\frac{\pi}{2}$ ،  $\frac{\pi}{3}$  بوده است که به ترتیب بیانگر سازه های بسیار بلند، بلند، متوسط و کوتاه می باشند. [۵]

همچنین شایان ذکر است که هر ساختمان بلند (برج ها) دارای سه قسمت اصلی، بصورت پایه<sup>۱</sup>، برج<sup>۲</sup> و تاج<sup>۳</sup> می باشد.

## ۲-۲-۲- عوامل موثر بر روند افزایش ارتفاع و توسعه فرم های سازه ای

کارایی و بازدهی سازه های بلند رابطه مستقیمی با مواد در دسترس، تکنولوژی ساخت و میزان پیشرفت و کارایی سرویس های مربوطه دارد. در طول زمان پیشرفت های خوبی در این زمینه صورت گرفته است. ساختمان های چهار طبقه چوبی شامل تیر و ستون، یکی از متداولترین فرم های سازه ای در رم باستان بود. پس از آتش سوزی بزرگ رم، آجر و مصالح بنایی جایگزین چوب شد و فرم های سازه ای نیز عموماً به شکل قوسی تبدیل گردیدند. از طرف دیگر مصالح بنایی گرچه دارای توان فشاری کافی بوده و در برابر آتش مقاوم بودند، ولی بار مرده زیاد آن ها در تکیه گاه های طبقات پایین ایجاد مشکل می کرد. به عنوان نمونه مرتفع ترین ساختمان آجری با ۱۶ طبقه در شهر شیکاگو آمریکا ساخته شده است که به ساختمان Monadnock مشهور است.

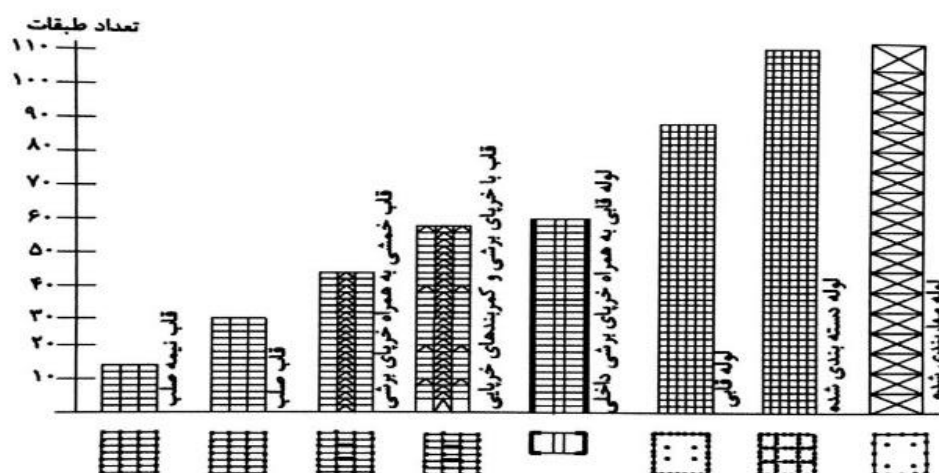
با گذشت زمان و در اواخر قرن هجدهم میلادی با ابداع چدن و فولاد، این امکان را فراهم کرد که تعداد طبقات ساختمان را افزایش داد، و همچنین به دلیل اینکه وزن مرده سازه در سازه های بلند تر، سبک تر و مقاوم تر در مقایسه با مصالح بنایی بوده است و همچنین اختراع وسایل مکانیکی چون آسانسور، تاثیر زیادی در رشد ساخت ساختمان های بلند داشت که در این زمینه می توان به ساختمان Equitable Life Insurance نیویورک آمریکا اشاره کرد.

<sup>1</sup> Base

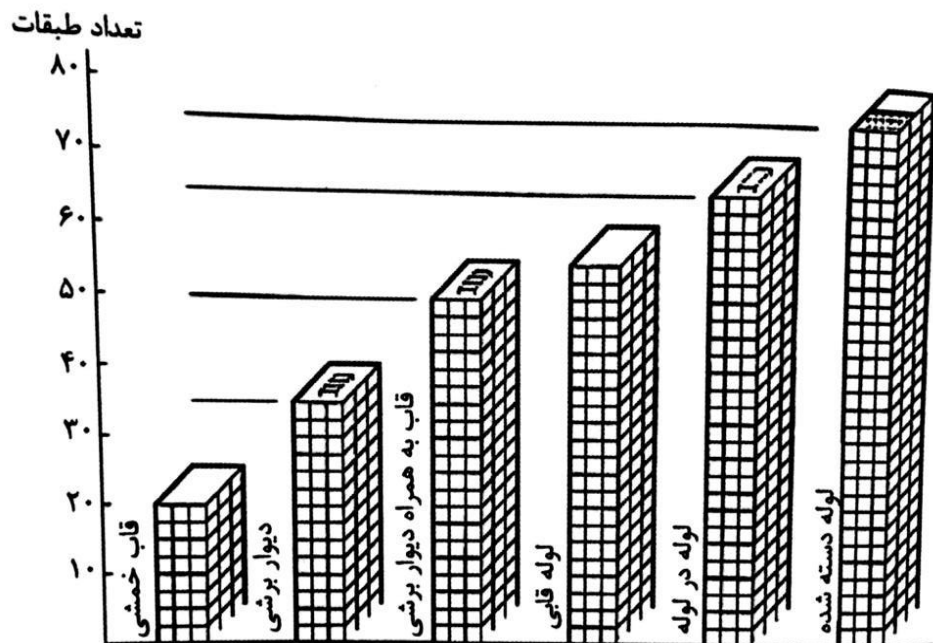
<sup>2</sup> Tower

<sup>3</sup> Top

در اواخر قرن نوزدهم و اوایل قرن بیستم استفاده از بتن آرمه در ساخت ساختمان های بلند شکل گرفت. در این دوران استفاده از فولاد در ساخت ساختمان های بلند رونق داشت که با پیدایش مواد مرکب چون بتن آرمه یا بتن مسلح انقلاب جدید در صنعت ساختمان ایجاد کرد، ولی از آنجایی که خواص این مواد و همچنین قابلیت های باربری و شکل پذیری آنها شناخته شده نبود، در ساخت ساختمان ها بلند زیاد مورد استفاده قرار نگرفت به طوری که در زمان ۱۹۳۱ میلادی که ساختمان فولادی ۱۰۲ طبقه Empire State آمریکا کامل گشت، بلند ترین سازه ساختمان بتنی، ساختمان ۲۳ طبقه Exchange Building در سیاتل آمریکا بود. پس از دوران رکود اقتصادی جهانی و در نیمه دوم قرن نوزدهم، سیستم های جدید و نوین ساختمان های بلند ابداع گردید و همچنین مصالح جدید تر با مقاومت بیشتر و وزن کمتر ابداع گشت که تمام این عوامل موجب رشد و شکوفایی ساخت ساختمان های بلند بود که از دهه ۸۰ قرن نوزدهم به بعد به اوج خود رسید و ساختمان های بلند مرتبه یک به یک ساخته شدند و هر یک از لحاظ ارتفاع رکورد جدیدی ایجاد می کردند. تحول در سیستم های سازه ای ساختمان های بلند در سال ۱۹۶۹ توسط فضلور خان برای اولین بار، بنیان گذاری شد که سیستم های سازه ای ساختمان های بلند را بر اساس ارتفاع و همچنین ملاحظات تاثیر فرم بر عملکرد آن ها طبقه بندی کرد. دو شکل (۱-۲) و (۲-۲) سیستم های مقاوم جانبی در سازه های فولادی و بتنی توسط فضلور خان نمایش داده شده است.



شکل (۱-۲) انواع سیستم های مقاوم سازه ای در سازه های فولادی



شکل (۲-۲) انواع سیستم های مقاوم سازه ای در سازه های بتنی

## ۲-۳ - برج های دو قلو

ساختمان های بلند در شهر های مدرن اغلب به دلیل محدودیت زمین در دسترس در کنار یکدیگر ساخته می شوند. به دو ساختمان بلند که در جوار یکدیگر ساخته شده اند اصطلاحاً برج های دوقلو گویند. برج های دوقلو می توانند دارای سیستم های سازه ای یکسان یا متفاوت باشند که در بیشتر موارد هر دو سیستم سازه ای یکسان دارند. در ساختمان های بلند اغلب پل های هوایی جهت اتصال برج های دوقلو به یکدیگر مورد استفاده قرار می گیرند که می تواند لزوماً فقط بصورت یک پل ساده و غیر صلب با اتصالات مفصلی ساده بوده باشد و هیچ تأثیر منحصر به فردی در پاسخ های لرزه ای سازه ایجاد نکند و هم می تواند بصورت پلی صلب با اتصالات گیر دار و با خصوصیات سازه ای خاص در نظر گرفت که می تواند در پاسخ های لرزه ای سازه دخالت کرده و تأثیر بگذارد. همچنین پل های اتصال هوایی اهداف مختلف معماری نیز دارند که برای مثال می توان از جهت معماری به ایجاد راه و راهرویی به جهت انتقال افراد و تجهیزات از طبقات میانی و بالایی برج ها به یکدیگر و

همچنین راه فراری در حوادث گوناگون چون آتش سوزی و غیره اشاره کرد. یک پل هوایی باعث افزایش راندمان تخلیه افراد ساختمان بدون افزایش تعداد پله های فرار می شود.

## ۲-۴- پیشینه تحقیق

در رابطه با ساختمان های بلند و همبسته کردن آن ها، بخشی از نگرش کشورهای مدرن و صنعتی به آینده بوده است که در ادامه آورده شده است.

۱- لوکو و همکاران (۲۰۰۸) بر روی ساختمان های دوقلو با ارتفاع های نابرابر که توسط یک سیستم خرپا فولادی به یکدیگر متصل شده اند تحقیق کرده اند. برج اول با ۹۶ متر ارتفاع و برج دومی با ۴۸ متر ارتفاع و دارای سیستم سازه ای متفاوت به صورتی که برج بلندتر بصورت قاب فولادی و هسته بتن مسلح بوده و سیستم سازه ای برج دوم نیز بصورت قاب فولادی به همراه دیواربرشی بتنی بوده است. سختی خرپای فولادی، قادر به هماهنگ کردن و متناسب کردن دو برج به مقاومت در برابر نیروی جانبی حاصل از زمین لرزه های بزرگ بوده است. اثر شلاقی نیز در جهت X نیز در بالای طبقات (پشت بام) بشدت توسعه یافته است و پاسخ های سازه ای طبقات خصوصا در اطراف خرپای فولادی، بطور قابل توجهی به دلیل کاهش زیاد سختی جانبی متغیر بوده است. همچنین تحقیق آنها بر آن بوده است که پاسخ های لرزه ای ایجاد شده را می توان از طریق سخت کردن (افزایش سختی) اعضای اتصال دهنده دو ساختمان همجوار کنترل کرد. بطوری که اعضای با سختی بیشتر توانسته اند توانایی بیشتری در کاهش پاسخ های لرزه ای داشته باشند. [۶]

۲- در تحقیقات خیرالدین و کریم پور (۱۳۸۸) ، به منظور بررسی تاثیر کوپله کردن هسته های مقاوم بتنی با استفاده از تیر های رابط بتنی بر رفتار سازه های بلند، ۱۸ مدل در نظر گرفته شده بود که شامل سازه های با ۱۰، ۲۰ و ۳۰ طبقه با سه شکل هسته بصورت U، 2C و I شکل در دو حالت با تیر رابط و بدون تیر رابط می باشد که با استفاده از نرم افزار ETABS بصورت سه بعدی و دینامیکی طیفی تحلیل شده است. در بررسی های اول به این نتایج دست یافته اند که تاثیر وجود تیر رابط در کاهش

تغییر مکان کاملاً مشهود بوده است که بطور مثال برای سازه ی ۳۰ طبقه با هسته ی 2C شکل ، اختلاف تغییر مکان در دوحالت برای طبقه اول ۵۸٪ و برای طبقه سی ام ۵٪ بوده است، که همانطور که مشهود است این تاثیر در طبقات پایین تر سازه بیشتر بوده است و درساختمان های با ارتفاع بیشتر کمتر شده است.

سختی پیچشی یک جسم با زاویه پیچش آن سنجیده می شود، با بستن بخشی از بازو های هسته با تیر های رابط، ضمن کاهش چرخش هسته، موجب گیردار نمودن مقطع و افزایش سختی پیچشی آن شده است که بطورمثال برای حالت هسته به شکل 2C شکل ، برای سازه ی سی طبقه اختلاف زاویه دوران در طبقه اول ۵۰٪ و در طبقه دهم ۱۴۱٪ بوده است.

در ادامه با کوپله کردن هسته های مقاوم به یکدیگر، نیرو های محوری ستون ها کاهش یافته است که بطور مثال برای سازه ی سی طبقه با هسته 2C شکل، در طبقه اول این اختلاف نیرو ی محوری به ۹۶٪ می رسد.

همچنین باید گفت که، هسته های کوپله، نیروی فوق العاده بیشتری نسبت به هسته های باز تحمل کرده اند. [۵]

۳- تحقیقات هیون سوکیم و همکارانش در سال (۲۰۱۲) در کره جنوبی بر روی ساختمان های مسکونی بتنی در سئول با مشخصات، دو ساختمان همجوار با ۴۹ و ۴۲ طبقه که توسط یک پل اتصال هوایی در طبقه ۳۴ متصل شده است، بوده است.

در این تحلیل و ارزیابی نوع اتصال صلب برای پل اتصال هوایی بسیار حائز اهمیت بوده است که در آن از دو نوع اتصال LMB<sup>۱</sup> و LRB<sup>۲</sup> استفاده شده است که به ترتیب اجازه حرکت در یک جهت و دیگری اجازه حرکت در هر جهت را دارا بوده است و یک اتصال صلب بین پل اتصال هوایی و ساختمان

---

<sup>۱</sup> Linear Motion Bearings

<sup>۲</sup> Lead Rubber Bearings

های همجوار وجود داشته است.، افزایش درجه نا منظمی سازه ها ، می تواند باعث تغییرات اندکی در رفتار دینامیکی سازه شود. همچنین نتایج نشان داده است که اختصاص اتصال صلب بین پل اتصال هوایی و ساختمان ها، باعث افزایش ابعاد خود پل اتصال هوایی به جهت کاهش پاسخ ها شده است که این خود باعث افزایش نا منظمی کلی ساختمان شده است. نتایج عددی نیز نمایانگر آن بوده اند که پل اتصال هوایی توانسته است بطور موثر از پاسخ های دینامیکی سازه ها بکاهد.

پل اتصال هوایی با LRB ها و LMB های متداول، توانسته اند ضریب میرایی ساختمان های مورد نظر را تا میزان ۳۰٪ افزایش دهند و علاوه بر این زمانی که همزمان علاوه بر موارد ذکر شده، از میراگر های ویسکوز استفاده شده است، ضریب میرایی ساختمان های متصل با پل اتصال هوایی تا میزان ۱۰۰٪ و بیشتر نیز افزایش یافته است. [۷]

۴- تحقیقات لیو موهان و همکاران در سال (۲۰۱۴) بر روی برج های دوقلو نامتقارن که بصورت سه درجه آزادی<sup>۱</sup> (3DOF) مدل شده است و اتصال آنها به یکدیگر بصورت پل اتصال هوایی صورت گرفته است، تحثیات نشان داده است که ضریب اثربخشی کاهش پاسخ های لرزه ای، برای نسبت های جرمی متفاوتی از پل های اتصال هوایی ، بین ۰.۳ تا ۱ متغیر بوده است و همچنین پاسخ جابه جایی طبقات ساختمان های نمونه مورد نظر، بطور تقریبی تا ۲۲٪ کاهش یافته است. [۸]

۵- طبق تحقیقات سید محمود از دانشگاه امام عبدالرحمان عربستان در سال (۲۰۱۸) و استفاده از نتایج نرم افزار های ETABS ,SAP ,SAFE ، برای پروژه مدنظر که ساختمانی با ۲۴ طبقه دارای سیستم های سقف دال تخت<sup>۲</sup> و توخالی<sup>۳</sup> بوده است که بصورت روش دینامیکی غیر خطی و تحت تاثیر هشت زلزله مختلف تحلیل شده است، زمانی که پل اتصال هوایی در بالای دو ساختمان قرار گرفت، جابه جایی ها (طبقات) در بالای ساختمان بسیار کمتر بوده است. نیروی برشی بزرگتری در پای ساختمان

<sup>1</sup> Degree Of Freedom

<sup>2</sup> Flat Slab

<sup>3</sup> Hollow Core Slab

نسبت به حالت های دیگر که پل اتصال هوایی در میانه های ساختمان ها قرار داشت، بوجود آمده است. به همین علت مطلوب ترین موقعیت مکانی پل اتصال هوایی، نقطه ی مکانی بالای برج ها (راس ساختمان) بوده است و هرچه این موقعیت مکانی به سمت پایین برج ها انتقال پیدا کرده است، بر روی مقادیر پاسخ های دینامیکی ساختمان تاثیر کمتر داشته است.

همچنین مقدار نیروی برشی ایجاد شده در پای ساختمان، نسبت به سطوح و تراز های مختلف PGA<sup>1</sup> حرکت زمین لرزه، حساس تر بوده است. به عبارتی هرچه مقدار PGA بیشتر بوده است نیروی برشی ایجاد شده در تراز پایه ساختمان نیز بیشتر شده است.

لنگر ایجاد شده در پای ساختمان و سایر طبقات، براساس موقعیت پل اتصال هوایی متغیر بوده اند. در رابطه با مقدار انرژی ایجاد شده در اعضای اتصال سازه ای ساختمان های همبسته، تاثیر کمی به ارتفاع پل اتصال هوایی داشته است و بخش اعظم این انرژی توسط میرایی مودال از بین رفته است. [۹]

۶- وای گو، هانفنگ وانگ و همکاران (۲۰۱۹) بر روی مدل برج های دوقلو همبسته با ارتفاع نابرابر و به ارتفاع های ۲۹۹.۱ متر و دیگری ۲۳۵.۲ متر، که می توان آنها را برج های بسیار بلند نامید تحقیق کرده اند. این برج ها شامل سیستم سازه ای قاب-لوله<sup>۲</sup> و دارای ستون های بتنی و تیرهای فولادی و هسته بتنی مقاوم بوده است که برج ها توسط دو عدد خرپای فولادی به یکدیگر متصل شده است، اولین آسیب های سازه ای تحت اثر سطوح زلزله طراحی DBE<sup>۳</sup> پدیدار شده است و الگو آسیب ها بصورت ترک های ریز و ورقه ورقه شدن بتن قسمت هایی از ستون های گوشه و همچنین کمانش موضعی خرپاها بوده است. تمامی آسیب ها، در اتصال طبقات که آسیب پذیر ترین نقاط هستند و همچنین در طبقات ضعیف<sup>۴</sup> بوده است. جالب توجه است که در نقطه اتصالات صلب بین دو برج

---

<sup>1</sup> Peak Ground Acceleration

<sup>2</sup> Framed-Tube

<sup>3</sup> Design Base Earthquake

<sup>4</sup> Weak Story

خرپاها فولادی، هیچ آسیبی رخ نداده است و مقاومت جانبی المان ها در حالت الاستیک باقی مانده است. اتصالات آسیب ندیده اند.

مود های تغییر شکل جانبی برج ها، غالباً تغییر شکل های خمشی بوده و مقدار حداکثر دریافت ها تحت زلزله  $MCE^1$  در جهت طولی (X) برابر  $1/200$  و در جهت عرضی (Y) برابر  $1/164$  می باشد که از مقدار مشخص و مجاز آیین نامه ای کشور چین یعنی  $1/100$  کمتر بوده است. همچنین اثر شلاقی که در بام بسیار حائز اهمیت بوده در این مدلسازی کاهش یافته است. خرپای فولادی نیز نسبت به تحرکات عمودی حساس بوده است.

براساس نتایج عددی حاصله خرپای های استفاده شده قادر به متناسب و هماهنگ کردن حرکت انتقالی و تغییر شکل های پیچشی دو برج بوده اند و هردو به مقاومت در برابر بارهای جانبی کمک کرده اند. [۱۰]

## ۲-۵- نوآوری در مدلسازی برج های دوقلو قصر آسمان

نوآوری ای که مدلسازی برج های دوقلو قصر آسمان نسبت به سایر برج های دوقلو همبسته شده توسط پل های هوایی (نظیر سازه مورد ارزیابی در مقاله سید محمود)، داشته است، بر این بوده است که در برج های دوقلو قصر آسمان، در مرحله اول از اعضای اتصال پل هوایی چندگانه (اختصاص پل هوایی در سه طبقه) استفاده شده است و نه یک طبقه، در مرحله دوم برخلاف سایر مدل های همبسته کردن برج ها که نوع اتصالات مفصلی بوده است، از اتصال صلب جهت همبسته کردن برج ها استفاده شده است، و در مرحله سوم به جای جابه جا کردن موقعیت های ارتفاعی مختلف مکان پل هوایی، در نقاط ارتفاعی مشخصی پل های هوایی اختصاص داده شده است (طبقات ۲۲ الی ۲۴ و ۳۶ الی ۳۸)، و بجای استفاده از یک مدل پل هوایی، از چهار مدل پل هوایی و چهار مدل اعضای اتصال متفاوت در درجه سختی (شامل دیوار برشی، خرپای فولادی و غیره) استفاده شده است.

<sup>1</sup> Maximum considered Earthquake

## ۲-۶- نتیجه گیری (جمع بندی)

۱- اتصال ساختمان های بلند عملی است که طی این چند سال مورد توجه قرار گرفته است. بر اساس پژوهش های صورت گرفته در جهان، همبسته کردن ساختمان های همجوار و یا دوقلو، توانسته است تاثیر به سزایی در کاهش پاسخ های لرزه ای از جمله جابه جایی طبقات داشته باشد. هر چه از عضو های صلب تر و با درجه سختی بالاتر استفاده شده است این تغییرات قابل توجه تر بوده است همچنین این اتصال برج ها می تواند میرایی سازه را نیز افزایش دهد.

۲- موقعیت مکانی پل های هوایی اتصال، هرچه در موقعیت های مکانی بالاتر ساختمان ها باشد، مقادیر دریافت و جابه جایی طبقات بیشتر کاهش یافته است.

۳- اتصال برج ها تاثیر چندانی در لنگر های ایجاد شده در طبقات برج ها نداشته است و مقادیر به دست آمده برای آنها را دستخوش تغییرات زیاد نکرده است.

۴- نیروی برشی تراز پایه با زلزله های شدید تر از نظر PGA رابطه ای مستقیم داشته است به طوری که در زلزله های با PGA بالاتر، نیروی برشی در تراز پایه روندی افزایشی به خود گرفته است.

۵- نیروی محوری ستون ها در سازه های دارای سیستم مرکب مثل هسته برشی مقاوم و قاب های پیرامونی، با همبسته کردن هسته های مقاوم توسط تیر های رابط قوی و میزان باز شو ها در این هسته های مقاوم رابطه مستقیم داشته است یعنی با همبسته کرد هسته های مقاوم و همچنین کاهش مقدار باز شو های آن، نیروی محوری ستون بیشتر کاهش یافته است.

البته در این گرد آوری تحقیقات، اغلب برج ها یا با ارتفاعی نابرابر بوده است و یا تنها از یک نوع عضو سازه ای جهت اتصال ساختمان ها با اتصالات مفصلی استفاده شده است. خلاء ای که به نظر می رسد این است که بتوان از چندین نوع مختلف از اعضای اتصال سازه ای، از قبیل تیر های بتنی، دیوار های برشی بتنی و غیره در یک ارتفاع خاص یا در دو نقطه ارتفاعی خاص و بیشتر برای دو برج برابر در ارتفاع در نظر گرفت و دید بهتری نسبت به رفتار برج های همبسته در برابر نیروهای جانبی داشت.

# فصل سوم

## روش تحقیق

### ۳-۱- مقدمه

موضوع این نوشتار، مطالعه موردی بر روی برج های دوقلو چهل طبقه قصر آسمان بوده است که در شهر بابلسر مازندران واقع شده است. در این فصل به معرفی این برج های دوقلو و مشخصات سازه ای و لرزه ای و همچنین مدل های مد نظر برای مدلسازی برج ها در اتصال آنها به یکدیگر و روش های پیش رو برای تحلیل آن ها پرداخته شده است. در این فصل به بررسی تمامی نکات آیین نامه ای در تحلیل ها و شیوه ارزیابی پاسخ ها پرداخته شده است.

### ۳-۲- معرفی برج ها

برج های دوقلو قصر آسمان، برجی منحصر به فرد با چهل طبقه به ارتفاع هر کدام ۱۵۶.۵ متر از سطح زمین بوده است و متشکل از دو عدد برج چهل طبقه مجزا به شکل بیضوی بوده است؛ که هفت طبقه اول کاربری پارکینگ داشته و سی و سه طبقه مابقی کاربری مسکونی داشته است، همچنین دو برج در طبقات ۲۲ الی ۲۴ و ۳۶ الی ۳۸ به وسیله پل های اتصال هوایی چندانگانه به یکدیگر متصل شده اند. سیستم سازه ای برج ها از منظر آیین نامه لرزه ای ایران، آیین نامه ۲۸۰۰ زلزله ویرایش چهارم، سیستم دوگانه قاب خمشی بتن مسلح ویژه به همراه دیوار برشی بتن مسلح ویژه بوده و از منظر تقسیم بندی سیستم های سازه ای ساختمان های

بلند، سیستم قاب-لوله بوده است. سیستم سقف در برج ها از نوع سقف دو طرفه وافل<sup>۱</sup> بوده است. شکل (۱-۳) نمای برج های دوقلو چهل طبقه قصر آسمان بابلسر را نمایش داده است.



شکل (۱-۳) نمای کلی و بیرونی برج های چهل طبقه قصر آسمان

این برج های دوقلو، اولین برج های دو قلو همبسته در ایران بوده است که در دست احداث نیز قرار گرفته است. همچنین انتظار می رود در آینده بتوان ساختمان های بلند دو قلو همبسته متعدد دیگری نیز در کشور عزیزمان ایران احداث کرد که موجب رشد و تعالی در حوزه صنعت ساختمان و ساختمان سازی و علم مهندسی عمران در گرایش سازه ها شود.

### ۳-۳- مشخصات سازه ای و معماری برج ها

سیستم سازه ای مورد استفاده در برج ها متشکل از مصالح مرکب از بتن و فولاد بوده است، بنابراین از اعضای میله ای نظیر تیرها و ستون های بتن مسلح به همراه المان های صفحه بتن مسلح در دیوار های برشی و سقف ها بصورت بتن مسلح استفاده شده است.

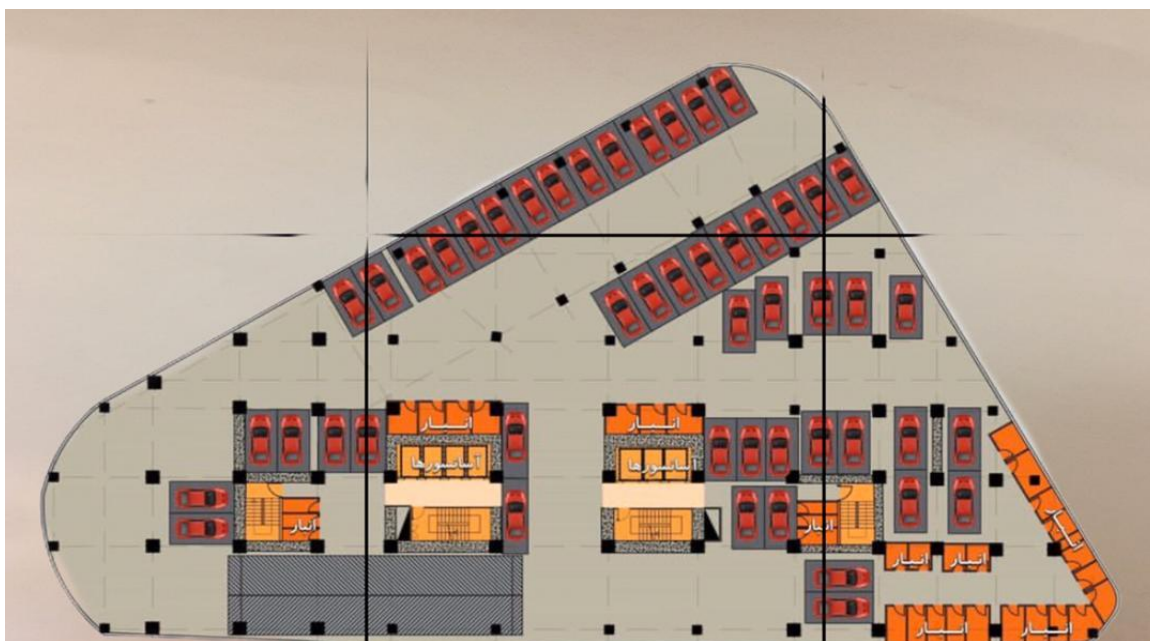
مشخصات سازه ای و پلان معماری برج های دو قلو در جدول (۱-۳) و اشکال (۲-۳) و (۳-۳) آورده شده است.

<sup>1</sup> Waffle Slab

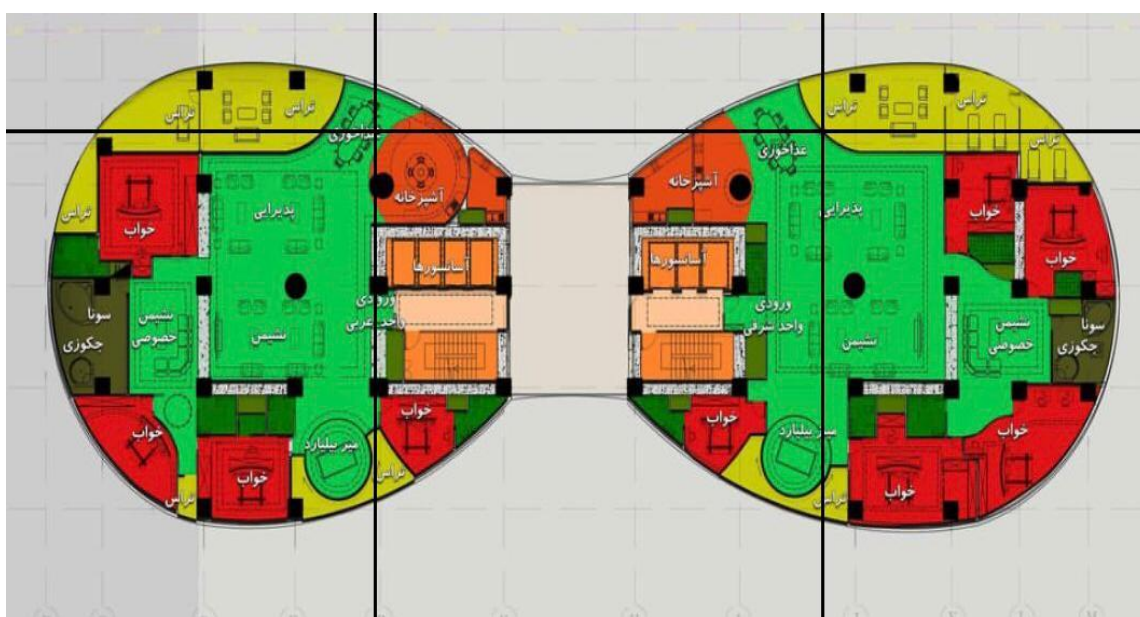
جدول (۳-۱) مشخصات معماری و اولیه برج ها

| شرح                           | مقدار                                |
|-------------------------------|--------------------------------------|
| تعداد طبقات                   | ۴۰                                   |
| ارتفاع طبقات                  | ۳.۶ متر                              |
| ارتفاع برج                    | ۱۵۶.۵ متر                            |
| نوع خاک                       | تیپ III                              |
| محل احداث                     | بابلسر مازندران                      |
| ضریب اهمیت ساختمان            | ۱                                    |
| ضریب زلزله محاسبه شده         | ۰.۰۴۱                                |
| آیین نامه طراحی لرزه ای       | استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴              |
| آیین نامه طراحی سازه های بتنی | ACI ۳۱۸-۲۰۱۴                         |
| نوع بتن                       | C۴۰                                  |
| وزن واحد حجم بتن              | ۲۵۰۰ kg/m <sup>3</sup>               |
| مدول الاستیسیته بتن           | ۳۰۱۸۵۴ kg/cm <sup>2</sup>            |
| ضریب پواسون                   | ۰.۱۵                                 |
| ضریب انبساط دمایی             | 1/C ۱×۱۰ <sup>-۵</sup>               |
| مدول برشی بتن G               | ۱۳۱۲۴۱ kg/cm <sup>2</sup>            |
| نوع فولاد (میلگرد)            | S۴۰۰                                 |
| وزن واحد حجم فولاد            | ۷۸۵۰ kg/m <sup>3</sup>               |
| مدول الاستیسیته فولاد         | ۲×۱۰ <sup>۶</sup> kg/cm <sup>2</sup> |
| ضریب انبساط دمایی             | 1/C ۱.۱۷×۱۰ <sup>-۴</sup>            |
| نوع فولاد خرپا                | ST۳۷                                 |
| خواص طولی بتن و فولاد         | ایزوتروپیک                           |
| نوع تحلیل اولیه               | استاتیکی خطی                         |
| نوع تحلیل اصلی                | دینامیکی طیفی                        |
| طیف زلزله                     | متناسب با تیپ خاک III                |

همچنین پلان معماری برج ها مطابق شکل (۳-۲) و (۳-۳) در صفحه بعد بوده است.



شکل (۲-۳) پلان معماری تیپ طبقات پارکینگ



شکل (۳-۳) پلان معماری تیپ طبقات مسکونی

در جدول (۲-۳) در صفحه بعد نیز مشخصات اعضای سازه ای برج ها نظیر تیر ها، ستون ها و دیوار برشی آورده شده است.

جدول (۲-۳) مشخصات اعضای میله ای و صفحه ای برج ها

| نوع و اندازه میلگرد<br>عرضی (خاموت) | نوع و اندازه میلگرد<br>طولی ستون ها<br>MM | ضخامت<br>دیوار برشی<br>CM | ابعاد ستون ها<br>CM <sup>2</sup> | ابعاد تیر ها<br>CM <sup>2</sup> | طبقات |
|-------------------------------------|-------------------------------------------|---------------------------|----------------------------------|---------------------------------|-------|
| S۳۴۰ - Φ۱۰ @ ۸ CM                   | S۴۰۰ - ۵۲۰۳۲                              | ۸۰                        | ۱۲۰×۱۲۰                          | ۱۰۰×۶۰                          | ۱     |
| S۳۴۰ - Φ۱۰ @ ۸ CM                   | S۴۰۰ - ۵۲۰۳۲                              | ۸۰                        | ۱۱۰×۱۱۰                          | ۱۰۰×۶۰                          | ۲     |
| S۳۴۰ - Φ۱۰ @ ۸ CM                   | S۴۰۰ - ۵۲۰۳۲                              | ۸۰                        | ۱۱۰×۱۱۰                          | ۱۰۰×۶۰                          | ۳     |
| S۳۴۰ - Φ۱۰ @ ۸ CM                   | S۴۰۰ - ۵۲۰۳۲                              | ۸۰                        | ۱۱۰×۱۱۰                          | ۱۰۰×۶۰                          | ۴     |
| S۳۴۰ - Φ۱۰ @ ۸ CM                   | S۴۰۰ - ۵۲۰۳۲                              | ۸۰                        | ۱۱۰×۱۱۰                          | ۱۰۰×۶۰                          | ۵     |
| S۳۴۰ - Φ۱۰ @ ۸ CM                   | S۴۰۰ - ۵۲۰۳۲                              | ۸۰                        | ۱۱۰×۱۱۰                          | ۱۰۰×۶۰                          | ۶     |
| S۳۴۰ - Φ۱۰ @ ۸ CM                   | S۴۰۰ - ۵۲۰۳۲                              | ۸۰                        | ۱۱۰×۱۱۰                          | ۱۰۰×۶۰                          | ۷     |
| S۳۴۰ - Φ۱۰ @ ۸ CM                   | S۴۰۰ - ۵۲۰۳۲                              | ۷۰                        | ۱۱۰×۱۱۰                          | ۱۰۰×۶۰                          | ۸     |
| S۳۴۰ - Φ۱۰ @ ۸ CM                   | S۴۰۰ - ۵۲۰۳۲                              | ۷۰                        | ۱۱۰×۱۱۰                          | ۱۰۰×۶۰                          | ۹     |
| S۳۴۰ - Φ۱۰ @ ۸ CM                   | S۴۰۰ - ۵۲۰۳۲                              | ۷۰                        | ۱۱۰×۱۱۰                          | ۱۰۰×۶۰                          | ۱۰    |
| S۳۴۰ - Φ۱۰ @ ۸ CM                   | S۴۰۰ - ۵۲۰۳۲                              | ۶۰                        | ۱۰۰×۱۰۰                          | ۹۵×۶۰                           | ۱۱    |
| S۳۴۰ - Φ۱۰ @ ۸ CM                   | S۴۰۰ - ۵۲۰۳۲                              | ۶۰                        | ۱۰۰×۱۰۰                          | ۹۵×۶۰                           | ۱۲    |
| S۳۴۰ - Φ۱۰ @ ۸ CM                   | S۴۰۰ - ۵۲۰۳۲                              | ۶۰                        | ۱۰۰×۱۰۰                          | ۹۵×۶۰                           | ۱۳    |
| S۳۴۰ - Φ۱۰ @ ۸ CM                   | S۴۰۰ - ۵۲۰۳۲                              | ۶۰                        | ۱۰۰×۱۰۰                          | ۹۵×۶۰                           | ۱۴    |
| S۳۴۰ - Φ۱۰ @ ۸ CM                   | S۴۰۰ - ۵۲۰۳۲                              | ۶۰                        | ۱۰۰×۱۰۰                          | ۹۵×۶۰                           | ۱۵    |
| S۳۴۰ - Φ۱۰ @ ۸ CM                   | S۴۰۰ - ۳۲۰۳۲                              | ۵۰                        | ۹۰×۹۰                            | ۹۰×۶۰                           | ۱۶    |
| S۳۴۰ - Φ۱۰ @ ۸ CM                   | S۴۰۰ - ۳۲۰۳۲                              | ۵۰                        | ۹۰×۹۰                            | ۹۰×۶۰                           | ۱۷    |
| S۳۴۰ - Φ۱۰ @ ۸ CM                   | S۴۰۰ - ۳۲۰۳۲                              | ۵۰                        | ۹۰×۹۰                            | ۹۰×۶۰                           | ۱۸    |
| S۳۴۰ - Φ۱۰ @ ۸ CM                   | S۴۰۰ - ۳۲۰۳۲                              | ۵۰                        | ۹۰×۹۰                            | ۹۰×۶۰                           | ۱۹    |



- ←۲ سقف وافل در طبقات برج ها به ضخامت کل ۲۵ سانتی متر است.
- ←۲ در طبقات ابتدایی برج ها، از تیر ها و ستون های فرعی دیگری نیز استفاده شده است که به دلیل تنوع زیاد و جلوگیری از ازدیاد داده ها در جدول از ذکر آنها صرف نظر شده است.
- ←۲ میلگرد های طولی و عرضی در تیر ها و دیوار برشی، به دلیل تنوع زیاد و طراحی های متفاوت از ذکر جزئیات آن ها صرف نظر شده است.
- ←۲ در تیر های بتنی از میلگرد تقویتی سراسری بسته به تقاضای نیرویی عضو، استفاده شده است.
- ←۲ دیوار های برشی به روش عمومی<sup>۱</sup> در محیط نرم افزار طراحی شده است.
- ←۲ ضخامت کاور بتن در اعضای میله ای و بتنی، ۵ سانتی متر بوده است.

### ۳-۴- مدل ها

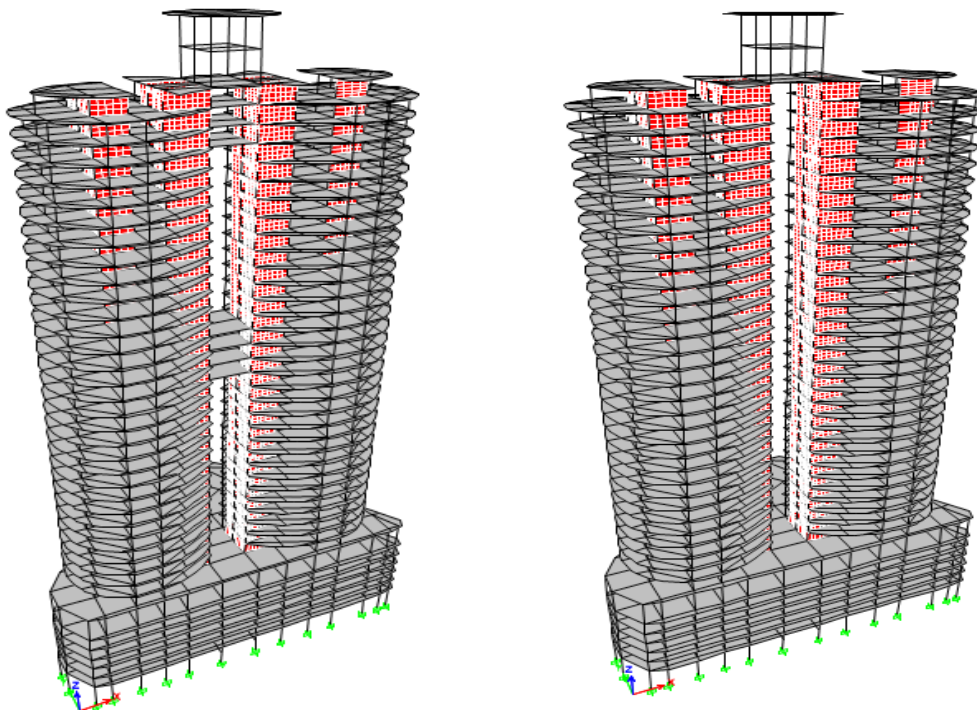
- برای انجام تحلیل ها و ارزیابی برج های دو قلو، پنج مدل مختلف از اعضای سازه ای متفاوت در مدلسازی برج ها و نحوه اتصال آنها به یکدیگر در نظر گرفته شده است که به ترتیب ذیل است:
- ۱- عدم اتصال دو برج به یکدیگر در ارتفاع آنها
  - ۲- اتصال برج ها به یکدیگر به وسیله تیر های بتنی با ابعاد متناسب (تیپ بندی شده)
  - ۳- اتصال دو برج به یکدیگر به وسیله تیر های بتنی عمیق
  - ۴- اتصال دو برج به یکدیگر به وسیله دیوار برشی بتنی
  - ۵- اتصال دو برج به یکدیگر به وسیله خرپای فولادی به سبک وارن
- مطابق با موارد ذکر شده در بالا، تمامی اعضای اتصال مورد استفاده شده در اتصال دو برج به یکدیگر، دارای اتصال صلب بوده است.

---

<sup>1</sup> General

### ۳-۵- مدلسازی در نرم افزار

برای مدلسازی برج های دو قلو از نرم افزار مهندسی ETABS 2019 استفاده شده است. برای این منظور با توجه به مشخصات سازه ای و پلان های معماری برج ها، اعضای سازه ای برج ها را در نرم افزار ترسیم و مشخصات سازه ای به آنها اختصاص یافته است. در شکل زیر، شکل برج ها و اعضای سازه ای ترسیم شده آن ها در محیط نرم افزار در دو حالت متصل و عدم اتصال در ارتفاع، نشان داده شده است.



شکل (۳-۴) نمای برج های دو قلو در حالت همبسته در ارتفاع و حالت بدون اتصال در ارتفاع در محیط نرم افزار

### ۳-۶- مشخصات اعضای چهار حالت اتصال در برج ها

۱- تیر های بتنی تیپ بندی شده و تیر های بتنی عمیق با مشخصات ذکر شده به ترتیب در جدول

(۳-۳).

جدول (۳-۳) مشخصات تیرهای بتنی اتصال برج های دوقلو

| شماره | نوع                         | نحوه اتصال | طبقات     | ابعاد طراحی شده<br>cm <sup>2</sup> |
|-------|-----------------------------|------------|-----------|------------------------------------|
| ۱     | تیرهای بتنی تیپ<br>بندی شده | صلب        | ۲۲ الی ۲۴ | ۸۵ × ۶۰                            |
|       |                             |            | ۳۶ الی ۳۸ | ۷۰ × ۶۰                            |
| ۲     | تیرهای بتنی عمیق            | صلب        | ۲۲ الی ۲۴ | ۱۰۰ × ۲۰۰                          |
|       |                             |            | ۳۶ الی ۳۸ | ۱۰۰ × ۲۰۰                          |

شکل سه بعدی اتصال برج ها به وسیله تیرهای بتنی در محیط نرم افزار در شکل (۳-۴) نشان داده شد.

## ۲- دیوار برشی بتنی

جدول (۴-۳) مشخصات دیوار برشی بتنی در اتصال برج ها

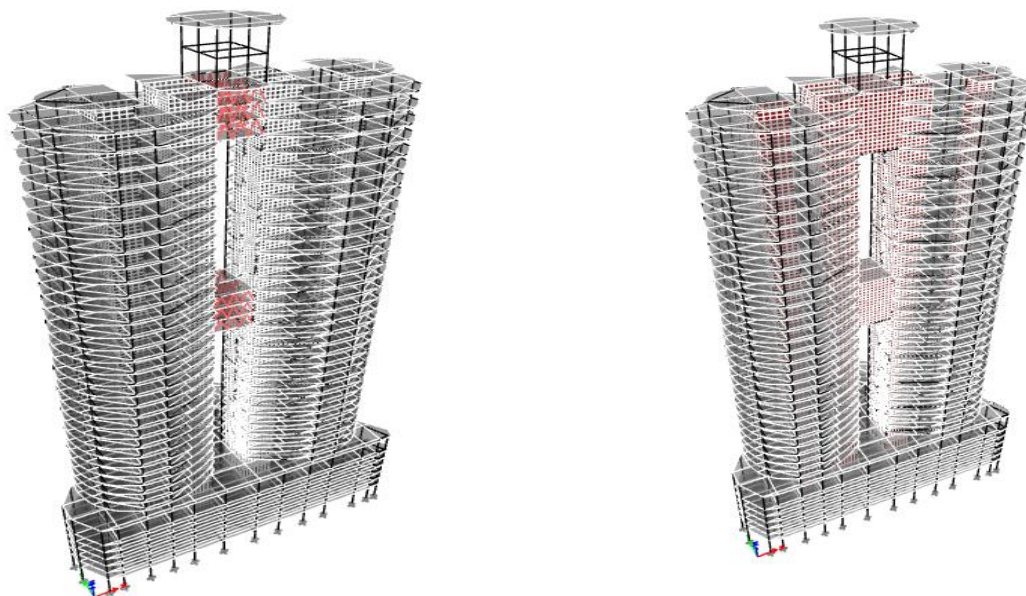
| نوع             | نحوه اتصال | طبقات     | ضخامت اولیه<br>cm | ضخامت طراحی شده<br>cm |
|-----------------|------------|-----------|-------------------|-----------------------|
| دیوار برشی بتنی | صلب        | ۲۲ الی ۲۴ | ۳۰                | ۴۰                    |
|                 |            | ۳۶ الی ۳۸ |                   |                       |

## ۳- خرپای فولادی

جدول (۵-۳) مشخصات خرپای فولادی در اتصال برج ها

| نوع                                  | نحوه اتصال | طبقات     | ابعاد اولیه هر عضو خرپا<br>mm | ابعاد طراحی شده هر عضو خرپا<br>mm |
|--------------------------------------|------------|-----------|-------------------------------|-----------------------------------|
| خرپای فولادی<br>سبک وارن<br>(Warren) | صلب        | ۲۲ الی ۲۴ | St۳۷-Tube<br>۱۶۰ × ۱۶۰ × ۲۰   | St۳۷-Tube<br>۲۰۰ × ۲۰۰ × ۳۰       |
|                                      |            | ۳۶ الی ۳۸ |                               |                                   |

همچنین برای تکمیل بحث مشخصات اعضای اتصال برج ها، شکل سه بعدی اتصال به وسیله دیوار برشی بتنی و خرپای فولادی (سبک وارن) در ادامه آورده شده است.



شکل (۳-۵) نمای سه بعدی اتصال برج ها به وسیله دیوار برشی بتنی و خرپای فولادی به سبک وارن

### ۳-۷- بارگذاری سازه ها

برای بارگذاری هر نوع سازه به طور کلی دو نوع بار، بارهای ثقیلی و بارهای جانبی در نظر گرفته می شود. برای بارگذاری ثقیلی طبقات برج های دوقلو از مقادیر جدول (۳-۶) و الگوهای باری جدول (۳-۷) استفاده شده است.

جدول (۳-۶) بارگذاری ثقیلی برج ها

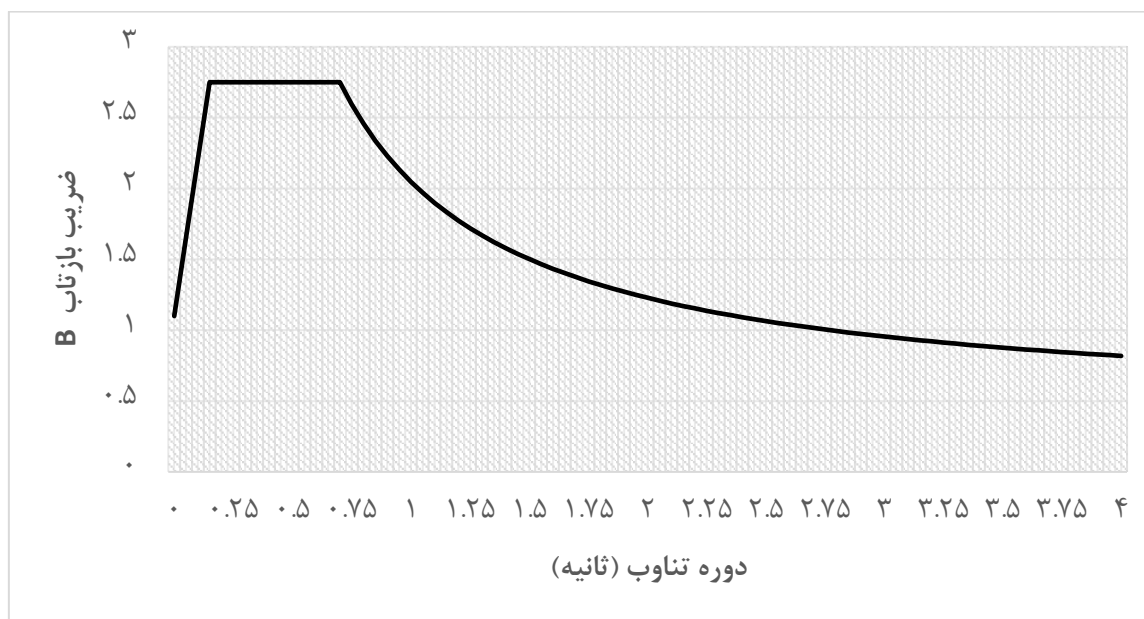
| واحد              | هلی پورت <sup>۱</sup> | بام | طبقات مسکونی | پارکینگ |                        |
|-------------------|-----------------------|-----|--------------|---------|------------------------|
| kg/m <sup>2</sup> | ۵۰۰                   | ۲۰۰ | ۱۶۰          | ۱۶۰     | بار اضافه مرده کف سازی |
| kg/m <sup>2</sup> | ۵۰۰                   | ۱۵۰ | ۲۰۰          | ۳۰۰     | بار زنده               |
| kg/m <sup>2</sup> | ۰                     | ۶۰  | ۷۰           | ۷۰      | بار دیوارهای پارتیشن   |
| kg/m              | ۰                     | ۰   | ۵۰۰          | ۵۰۰     | بار دیوارهای پیرامونی  |
| kg/m <sup>2</sup> | ۲۰۰                   | ۲۰۰ | ۰            | ۰       | بار برف                |

<sup>۱</sup> طبقه ۴۰ ام مختص فرود هلی کوپتر

جدول (۳-۷) الگوهای باری در محیط نرم افزار

| الگوی بار      | نوع بار                                      |
|----------------|----------------------------------------------|
| D (dead)       | بار مرده                                     |
| Live           | بار زنده                                     |
| LReducible     | بار زنده قابل کاهش با ضریب ۱                 |
| LReducible 0.5 | بار زنده قابل کاهش با ضریب ۰.۵               |
| LPart          | بار زنده پارتیشن بندی                        |
| LRoof          | بار زنده بام                                 |
| Snoow          | بار برف                                      |
| EX             | بار زلزله جهت X (بدون خروج از مرکزیت)        |
| EY             | بار زلزله جهت Y (بدون خروج از مرکزیت)        |
| EXAll          | بار زلزله جهت X (با خروج از مرکزیت + و -)    |
| EYAll          | بار زلزله جهت Y (با خروج از مرکزیت + و -)    |
| EXP            | بار زلزله جهت X (با خروج از مرکزیت +)        |
| EXN            | بار زلزله جهت X (با خروج از مرکزیت -)        |
| EYP            | بار زلزله جهت Y (با خروج از مرکزیت +)        |
| EYN            | بار زلزله جهت Y (با خروج از مرکزیت -)        |
| EV             | بار زلزله قائم                               |
| Other          | بار اصلاح جرم لرزه ای                        |
| SX             | بار های دینامیکی جهت X (بدون خروج از مرکزیت) |
| SY             | بار های دینامیکی جهت Y (بدون خروج از مرکزیت) |
| SXP<br>SXN     | بار های دینامیکی جهت X (با خروج از مرکزیت)   |
| SYP<br>SYN     | بار های دینامیکی جهت Y (با خروج از مرکزیت)   |

همچنین برای بار گذاری جانبی (زلزله) از طیف طرح زلزله متناسب با خاک تیپ III بر اساس استاندارد لرزه ای ایران، استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ویرایش چهارم استفاده شده است که طیف آن در شکل (۳-۶) آورده شده است.



شکل (۳-۶) نمودار طیف طرح استاندارد زلزله برای خاک تیپ III

### ۳-۸- انواع تحلیل برج های دو قلو

#### ۳-۸-۱- رفتار های خطی و غیر خطی مصالح

##### ۳-۸-۱-۱- رفتار خطی

با توجه به شکل (۳-۷)، که شماتیکی کلی از نمودار تنش - کرنش در مصالح فولادی می باشد، چنانچه مقادیر تنش و کرنش و نمودار در محدوده OA باشد، در این محدوده مصالح رفتار خطی داشته است یعنی به عبارتی هنگامی که بارگذاری در مصالح صورت بگیرد و مقدار تنش در مصالح به نقطه A نرسد، و سپس باربرداری شود، تغییر شکل ماندگار در مصالح ایجاد نمی شود. به این رفتار، رفتار خطی مصالح گفته می شود.

### ۳-۸-۱-۲- رفتار غیر خطی

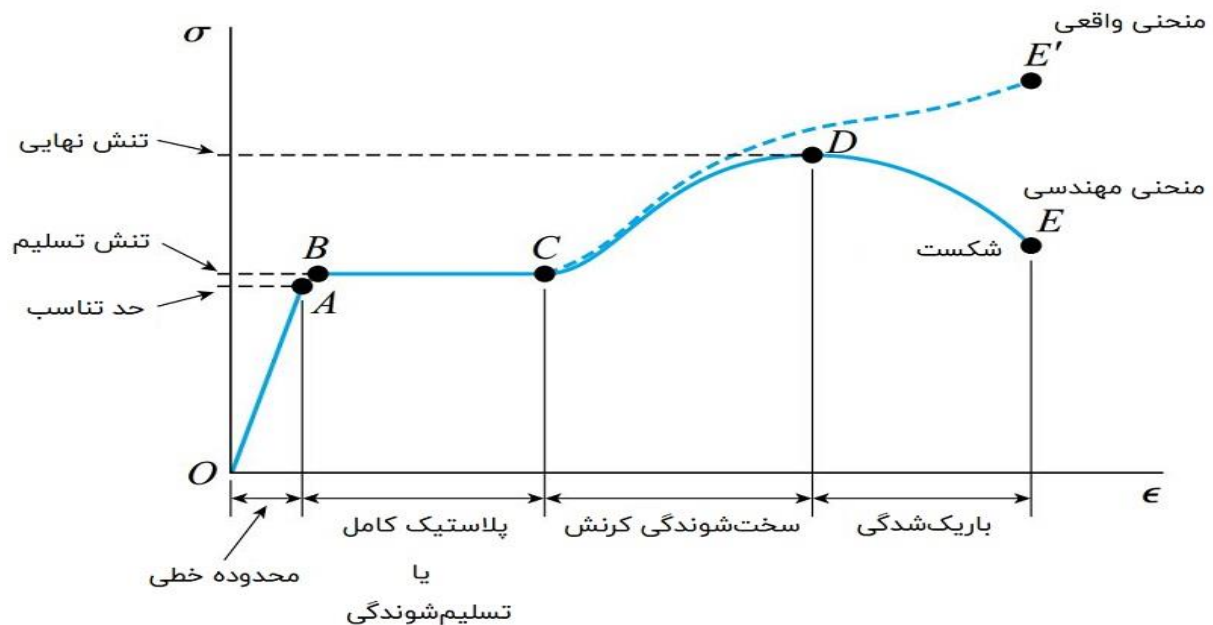
رفتار غیر خطی در یک سازه به دو صورت رفتار غیر خطی مصالح مصرفی و رفتار غیر خطی هندسی در سازه تعریف می شود.

#### ○ الف) رفتار غیر خطی مصالح در سازه

با توجه به همان شکل (۳-۷)، در هنگام اعمال بارگذاری به یک سازه، اگر کرنش ایجاد شده در عضو فولادی از مقدار مشخصی بیشتر شود، مصالح رفتار غیر خطی از خود نشان می دهند. محدوده BC ناحیه پلاستیک نامیده می شود.

#### ○ ب) رفتار غیر خطی هندسی در سازه

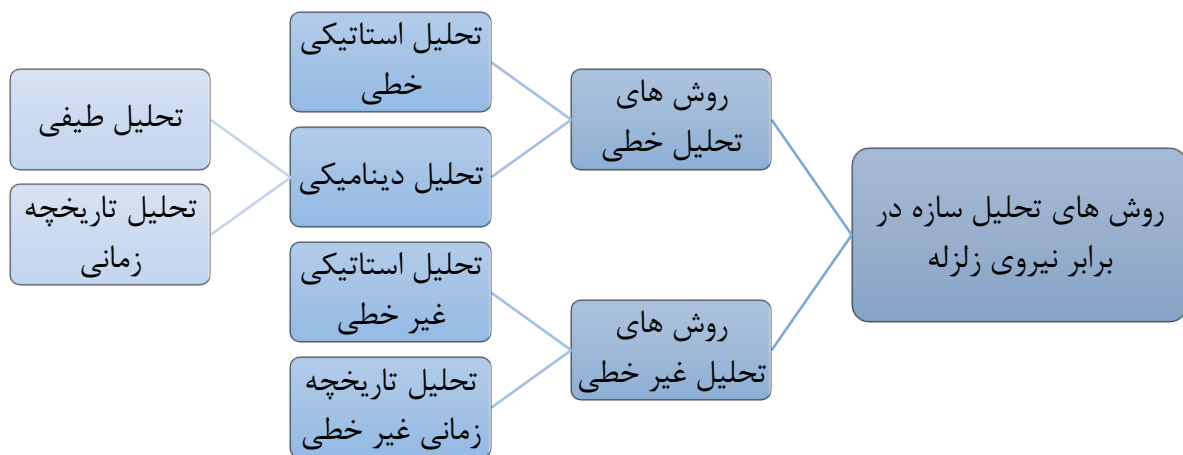
این رفتار به دلیل وجود عوامل مختلفی در سازه ایجاد می شود، که مهمترین آنها در پروژه های ساختمانی، اثر  $P-\Delta$  می باشد.



شکل (۳-۷) نمودار شماتیکی تنش-کرنش مصالح فولادی

### ۳-۸-۲- روش های تحلیل

تحلیل سازه ها، بر اساس تقسیم بندی استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران ویرایش چهارم به شرح زیر است.



شکل (۳-۸) روش های تحلیل سازه مطابق استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ویرایش چهارم

### ۳-۹-۲- تحلیل خطی دینامیکی طیفی

#### ۳-۹-۱- روند انجام تحلیل

در اثر حرکات زمین و وقوع زمین لرزه، نیروهای جانبی به سازه اعمال می شود. به منظور تحلیل و بررسی رفتارها و تغییر شکل های برج ها در برابر نیروهای جانبی و اثرات آن، لازم است تا به روش های ارائه شده توسط آیین نامه تحلیل و ارزیابی صورت پذیرد. برای این منظور برای تحلیل برج های دوقلو در کلیه حالات مختلف مدلسازی اتصال برج ها، ذکر شده در بخش (۳-۴)، از روش تحلیل دینامیکی طیفی که روشی خطی و مورد تایید آیین نامه است صورت پذیرفته است. در این روش بارهای جانبی وارد به ساختمان به صورت دینامیکی بوده و رفتار مصالح تحت نیروی جانبی زلزله خطی در نظر گرفته شده است. برای تحلیل برج های دوقلو به روش خطی دینامیکی طیفی، طبق بند (۳-۴-۱-۱) از آیین نامه طراحی لرزه ای ایران (استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم)، در این روش، ابتدا تحلیل مقادیر ویژه بر روی مدل سازه که بر اساس رفتار خطی تهیه شده است، انجام شده و مشخصات مد های طبیعی نوسان آن تعیین می گردد. سپس حداکثر بازتاب در هر

مد با توجه به زمان تناوب آن مد از طیف طرح، بدست آورده شده و با ترکیب آماری آنها بازتاب کلی سازه تعیین می گردد.

نرم افزار ETAB2019 با استفاده از معادله زیر شکل مود ها را حساب می کند.

$$[K - \omega_i^2 M][\phi_i] = 0 \quad (1-3)$$

که در آن  $k$  ماتریس سختی سازه و  $\omega_i$  مقادیر ویژه<sup>۱</sup> و  $M$  ماتریس جرم سازه و  $\phi_i$  شکل مود ها سازه می باشد. از حل معادله (۱-۳) بردار شکل مود  $i$  ام یعنی  $\phi_i$  به دست آمده است.

در ادامه با توجه به بند (۳-۴-۱-۳) از استاندارد زلزله ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، ترکیب آثار مود ها به روش ترکیب مربعی کامل CQC<sup>۲</sup> ترکیب گشته است. همچنین در ترکیب آثار مود ها، اثرات همزمانی زلزله در راستاهای متعامد برج ها به صورت روش جذر مجموع مربعات یا SRSS<sup>۳</sup> صورت گرفته است.

همچنین طبق بند (۳-۴-۱-۴) از استاندارد ۲۸۰۰ زلزله، هم پایه کردن برش پایه سازه ها در دو حالت تحلیل استاتیکی معادل و تحلیل دینامیکی طیفی لازم بوده است که بدین منظور برای تحلیل سازه ها به روش دینامیکی طیفی، روش استاتیکی معادل نیز انجام گرفته است و در انتها برش پایه در هر دو روش دینامیکی و استاتیکی هم پایه شده است.

### ۳-۹-۲- اصلاح سختی اعضای بتنی در روش های تحلیل خطی

در یک سازه بتن آرمه، که تحت اثر بارهای ثقلی و جانبی قرار می گیرد، در بخش هایی از مقطع اعضا تنش های کششی ایجاد شده که این تنش ها باعث ترک خوردن مقطع می شوند. واضح است که به وجود آمدن این ترک ها در مقطع سبب بروز رفتار غیر خطی در سازه خواهد شد، درحالی که در تحلیل و طراحی سازه ها، خصوصاً روش تحلیل مد نظر در این بخش، خطی در نظر گرفته شده است. با توجه به این که ترک خوردن

<sup>1</sup> Eigen values

<sup>2</sup> Complete Quadratic Combination

<sup>3</sup> Square Root of the Sum of Squares

مقطع باعث حذف عملکرد قسمتی از آن خواهد شد، بنابراین با یک فرض ساده کننده مهندسی، می توان برای محاسبه سختی عضو تاثیر قسمت ترک خورده را در نظر نگرفت.

براین اساس سه نوع سختی در مباحث طراحی مطرح شده است که عبارتند از:

۱- سختی محوری (EA)

۲- سختی خمشی مقطع (EI)

۳- سختی پیچشی مقطع (GJ)

که مورد اول اثر ترک خوردگی را تنها بر روی مساحت مقطع (پارامتر A) اثر داده است و از آنجا که ترک خوردگی خمشی ارتباط مستقیمی با رفتار محوری مقطع ندارد، نیازی به کاهش سطح مقطع عضو نیست. در مورد سختی دوم، تاثیر ترک خوردن مقطع بر روی ممان اینرسی بوده است که باید ممان اینرسی کل مقطع (Ig) را به ممان اینرسی موثر (Ie) تبدیل کرد که در رابطه با این موضوع آیین نامه ها ضرایبی را ارائه نموده اند.

در رابطه با سختی سوم، مدول برشی به خواص بتن وابسته بوده است و با ترک خوردن مقطع مقدار آن تغییر نمی کند، اما اثر ترک خوردگی مقطع را می توان بر روی ممان اینرسی پیچشی مقطع بررسی کرد. با توجه به مطالب ذکر گشته، به دلیل اینکه آیین نامه مورد استفاده در این پایان نامه برای سازه های بتنی آیین نامه بتن آمریکا بوده است، ضرایبی را مطابق بند (۱-۱-۳-۶) و (۱-۱-۳-۶-R) این آیین نامه برای اصلاح سختی اعضای بتنی معرفی کرده است که در جدول (۳-۸) ذکر شده است همچنین به دلیل اینکه هدف از انجام این تحلیل ها بررسی پاسخ های لرزه ای بوده است و نه لزوما طراحی اعضا، (به غیر از اعضای اتصال) و همچنین علاوه بر پیچیده بودن و زمان بر بودن طراحی پیچشی اعضا بتنی، و اینکه خود نرم افزار به درستی طراحی پیچشی مقطع را انجام نمی دهد و باید به صورت دستی یک به یک چک و طراحی شوند، لذا از اصلاح این مقادیر صرف نظر شده است. شایان ذکر است که عموما در سازه های بتنی اعضای که شامل طراحی پیچشی شوند اغلب محدود است و در محدوده قابل قبول آیین نامه ای قرار داشته اند.

جدول (۳-۸) ضرایب اصلاح سختی اعضا بتنی در روش خطی

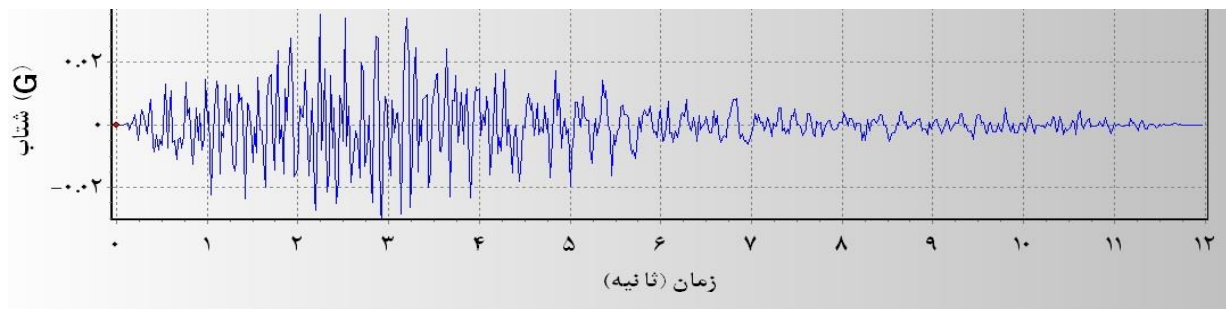
| آیین نامه  | نوع قاب       | ضرایب ترک خوردگی (کاهش سختی) |         |                      |                     |
|------------|---------------|------------------------------|---------|----------------------|---------------------|
|            |               | تیرها                        | ستون ها | دیوار های ترک نخورده | دیوار های ترک خورده |
| ACI 318-14 | قاب مهار نشده | ۰.۳۵                         | ۰.۷     | ۰.۳۵                 | ۰.۷                 |
|            | قاب مهار شده  | ۰.۵                          | ۱       |                      |                     |

با توجه به ضرایب آیین نامه ای ارائه شده، برای مدل های در نظر گرفته شده از برج های دوقلو در محیط نرم افزار، از آن جایی که قاب مهار شده تلقی شده است از ضرایب ۰.۵ و ۱ به ترتیب برای تیر ها و ستون های بتنی استفاده شده است همچنین برای دیوار ها قبل از اعمال ضریب سختی در محیط نرم افزار بررسی شد که کدام دیوارها حین اعمال نیروی جانبی زلزله، ترک خورده و کدام یک ترک نخورده باقی مانده است، سپس بسته به ترک خوردن و یا نخوردن هریک از دیوار های برشی بتنی، ضرایب ۰.۳۵ و ۰.۷ به ترتیب برای آن ها اعمال شده است.

### ۳-۱۰- تحلیل غیر خطی تاریخچه زمانی

#### ۳-۱۰-۱- معرفی تحلیل تاریخچه زمانی

دستگاه های شتاب نگار می توانند در هنگام وقوع زلزله، شتاب حرکت زمین را به صورت تابعی از زمان و در طول وقوع زلزله ثبت کنند. نتیجه ی ثبت اطلاعات توسط شتاب نگار ها، به صورت نمودار هایی ارائه می شوند که به آنها شتاب نگاشت گفته می شود. نمونه ای از یک شتاب نگاشت در شکل (۳-۹) آورده شده است.



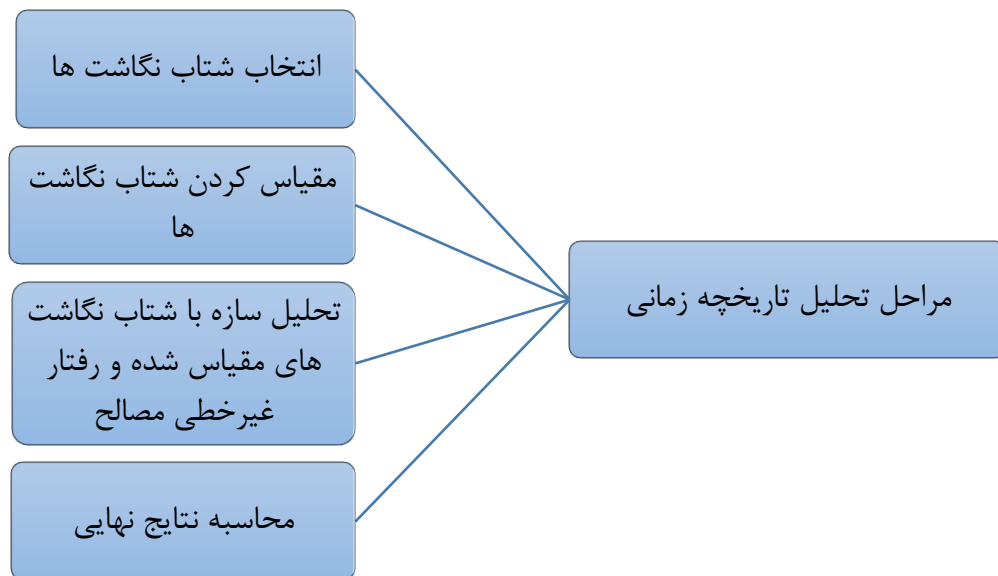
شکل (۳-۹) نمودار شتاب زمان یک رکورد زلزله

در این روش، شتاب یک یا چند زلزله را با کمک مدل سازی نرم افزاری به سازه وارد کرده به طوری که خروجی حاصل شده از نرم افزار، نحوه تغییرات پارامترهای مختلفی چون جابه جایی، شتاب، نیرو و سایر پارامترهای مورد نظر را در طول مدت زمان زلزله به ما گزارش می دهد.

در روش تحلیل تاریخچه زمانی، با توجه به این که در لحظه به لحظه اعمال شتاب، پاسخ های سازه نظیر جابه جایی، تغییر مکان و غیره بدست می آوریم، عملاً می توانیم درک مناسبی از رفتار سازه در هنگام وقوع زلزله و رفتار سازه داشته باشیم.

### ۳-۱۰-۲- کلیات روش تحلیل تاریخچه زمانی

در این روش تاثیر تحریک زلزله روی یک سازه به صورت واقعی تری نسبت به سایر روش های تحلیل سنجیده می شود. بدین منظور برای پیشبرد روش تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی بر روی برج های دوقلو قصر آسمان، به ترتیب شکل (۳-۱۰) اقدام شده است.



شکل (۳-۱۰) مراحل تحلیل تاریخچه زمانی

### ۳-۱۰-۲-۱- انتخاب شتاب نگاشت ها

شتاب نگاشت ها در هنگام زلزله تغییرات شتاب زمین را در طول زمان ثبت می کنند. شتاب نگاشت ها دارای دو مولفه افقی (حرکت رفت و برگشتی زلزله) و یک مولفه قائم (حرکت قائم زلزله) می باشد که به مجموع این سه مولفه یک رکورد زلزله گفته می شود.

انتخاب شتاب نگاشت های مناسب، یکی از قدم های بسیار مهم و تاثیرگذار در تحلیل تاریخچه زمانی است، زیرا نتایج حاصل از آن به طور محسوسی به نوع شتاب نگاشت های انتخاب شده بستگی دارد. بدین منظور با توجه به توصیه های آیین نامه های ACI318 و همچنین آیین نامه زلزله ۲۸۰۰ ایران ویرایش چهارم عمل شده است. بدین منظور شتاب نگاشت های انتخابی باید موارد زیر را رعایت کنند.

- ۱- شتاب نگاشت های انتخابی باید تا حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین در محل احداث بنا در هنگام وقوع زلزله باشند. برای نیل به این هدف لازم است حداقل سه زوج شتاب نگاشت متعلق به مولفه های افقی سه زلزله مختلف ثبت شده که دارای ویژگی های زیر باشد در نظر گرفت.

◀ شتاب نگاشت ها متعلق به زلزله هایی باشند که شرایط زلزله طرح را ارضا کنند و در آنها آثار بزرگا، فاصله از گسل و ساز و کار چشمه لرزه را در نظر گرفته شده باشد.

◀ ساختگاه شتاب نگاشت ها باید به لحاظ ویژگی های زمین شناسی، تکتونیکی، لرزه شناسی و به خصوص مشخصات لایه های خاک با زمین محل ساختمان، تا حد امکان مشابهت داشته باشد.

◀ مدت زمان حرکت شدید زمین در شتاب نگاشت ها حداقل برابر ده ثانیه یا سه برابر زمان تناوب اصلی سازه، هرکدام که بیشتر است، مدت زمان حرکت شدید شتاب نگاشت ها را می توان از روش های معتبر مانند روش توزیع تجمعی انرژی تعیین کرد.

لازم به توضیح است که در مواردی که تعداد مورد نیاز از زوج شتاب نگاشت های مناسب ثبت شده در دسترس نبود، می توان از زوج شتاب نگاشت های شبیه سازی شده مناسب برای تکمیل تعداد آنها استفاده کرد.

۲- شتاب نگاشت های انتخاب شده باید به روش هایی مقیاس شوند که در بخش های جلو تر توضیح داده شده است.

### ۳-۱۰-۲- انتخاب شتاب نگاشت ها متناسب با ساختگاه برج ها

با توجه به نکاتی که در بخش قبل گفته شد، شتاب نگاشت های انتخابی برای تحلیل برج های دو قلو، باید تا حدالامکان با مشخصات زمین ساختگاه مشابهت داشته باشد. در حال حاضر ساختگاه برج های دو قلو قصر آسمان در شهر بابلسر مازندران واقع شده است و در این محل نوع تیپ خاک محل احداث از نوع تیپ III (تیپ ۳) بوده است که طبق جدول شماره ۳ از متن آیین نامه زلزله ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، معرف ویژگی خاک متراکم تا متوسط، شامل شن و ماسه متراکم تا متوسط یا رس های سخت با ضخامت بیشتر از ۳۰ متر و دارای مقدار سرعت موج برشی ( $V_s$ )، در محدوده ۱۷۵ الی ۳۷۵ متر بر ثانیه بوده است.

همچنین با توجه با فاصله نزدیک و کمتر از ۱۵ کیلومتر (بعضا تا ۲۰ کیلومتر) محل ساختگاه تا گسل خزر، نوع زلزله، زلزله حوزه نزدیک در نظر گرفته شده است.

در ادامه نیز با توجه به نوع گسل منطقه که شباهت با گسل های امتداد لغز<sup>۱</sup> و معکوس<sup>۲</sup> دارد، به همین جهت از همین نوع گسل ها در زلزله های مشابه استفاده شده است.

در جدول (۹-۳) هفت نوع زلزله با مشابهت به ویژگی های محل ساختگاه برج های دوقلو آورده شده است.

جدول (۹-۳) رکورد های زلزله انتخابی برای روش غیر خطی

| شماره | نام رکورد زلزله  | محل وقوع         | زمان وقوع  | نوع گسل    | سرعت موج برشی ( $V_s$ )<br>m/s | PGA<br>(g) | مدت زمان زلزله (ثانیه) |
|-------|------------------|------------------|------------|------------|--------------------------------|------------|------------------------|
| ۱     | Northern calif   | میشیگان آمریکا   | ۱۹۵۴/۱۲/۲۱ | امتداد لغز | ۲۵۸.۸۹                         | ۰.۱۶۱      | ۲۲.۱                   |
| ۲     | Chi-Chi          | تایوان           | ۱۹۹۹/۹/۲۰  | معکوس      | ۲۹۷.۸۶                         | ۰.۱۵۲      | ۲۸.۳                   |
| ۳     | Darfield         | نیوزیلند         | ۲۰۱۰/۹/۳   | امتداد لغز | ۱۹۸                            | ۰.۲۲۳      | ۲۷.۸                   |
| ۴     | Kobe             | ژاپن             | ۱۹۹۵/۱/۱۶  | امتداد لغز | ۲۵۶                            | ۰.۱۹       | ۳۵                     |
| ۵     | Landers          | کالیفرنیا آمریکا | ۱۹۹۲/۶/۲۸  | امتداد لغز | ۳۶۷.۸۴                         | ۰.۲۸۱      | ۳۵.۹                   |
| ۶     | Manjil           | ایران            | ۱۹۹۰/۶/۲۰  | امتداد لغز | ۳۰۲.۶۴                         | ۰.۱۲۲      | ۲۵.۷                   |
| ۷     | Mayor El Cucapah | مکزیک            | ۲۰۱۰/۴/۴   | امتداد لغز | ۲۲۹.۲۵                         | ۰.۵۳۸      | ۲۶.۶                   |

برای یافتن و انتخاب رکورد های زلزله ثبت شده، از سایت موسسه آمریکایی دانشگاه برکلی<sup>۳</sup> استفاده شده است که تمامی زلزله های مهم در سراسر جهان را ثبت کرده است.

<sup>۱</sup> Strike-Slip Fault

<sup>۲</sup> Reverse Fault

<sup>۳</sup> Peer Ground Motion Database berkeley education

پس از یافتن و انتخاب رکورد های زلزله متناسب با ویژگی های محل ساختگاه برج ها، نوبت به مقیاس کردن این رکورد ها با توجه به آیین نامه زلزله ۲۸۰۰ ایران ویرایش چهارم می رسد.

### ۳-۱۰-۲-۳- مقیاس کردن شتاب نگاشت ها

بر اساس آیین نامه زلزله ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، زوج شتاب نگاشت های انتخاب شده باید به روش زیر به مقیاس درآورده شوند.

۱- هر زوج شتاب نگاشت به مقدار حداکثر خود مقیاس شوند. بدین معنی که حداکثر شتاب در مولفه ای که دارای بیشینه بزرگتری است، برابر با شتاب ثقل  $G$  شود.

۲- طیف پاسخ شتاب هر یک هر یک از زوج شتاب نگاشت های مقیاس شده با منظور کردن نسبت میرایی ۵ درصد تعیین شود.

۳- طیف های پاسخ هر زوج شتاب نگاشت با استفاده از روش جذر مجموع مربعات با یکدیگر ترکیب شده و یک طیف ترکیبی واحد برای هر زوج ساخته شود.

۴- هر زوج شتاب نگاشت چنان مقیاس شود که برای هر دوره تناوب در محدوده  $0.2T$  الی  $1.5T$  (  $T$  زمان تناوب اصلی ساختمان است) قرار گیرد، مقدار متوسط طیف جذر مجموع مربعات مربوط به تمام زوج مولفه ها، بیش از ۱۰ درصد از ۱.۳ برابر مقدار متناظر طیف طرح استاندارد کمتر نشود. به عبارتی باید رابطه زیر در محدوده گفته شده برقرار باشد:

$$1.1SRSS \geq 1.3ABI \rightarrow SRSS \geq 1.18ABI \quad (2-3)$$

۵- ضریب مقیاس تعیین شده باید در شتاب نگاشت های مقیاس شده بند ۱ ضرب شود و در تحلیل دینامیکی تاریخچه مورد استفاده قرار گیرد.

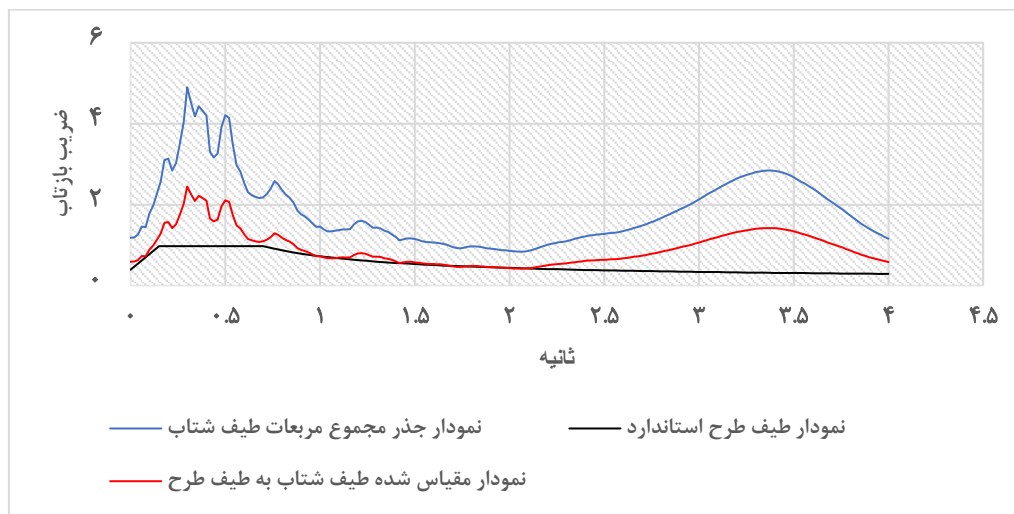
### ۳-۱۰-۳- نحوه کار با شتاب نگاشت ها و مقیاس کردن آن

پس از انتخاب و استخراج هفت زوج شتاب نگاشت معرفی شده در بخش قبل، حال آنها را با توجه به کلیات ذکر شده در بخش قبلی مقیاس کرده و در نرم افزار وارد گشته است.

بدین منظور برای مقیاس کردن شتاب نگاشت ها از نرم افزار Seismosignal کمک گرفته شده است که با استفاده از این نرم افزار تمام هفت زوج شتاب نگاشت را ابتدا با توجه به میرایی ۵ درصد در نرم افزار Seismosignal آماده کرده و سپس با استفاده نرم افزار اکسل، بخش ۱ از بند ۳-۱۰-۲-۳، هر زوج شتاب نگاشت را به حداکثر خود مقیاس کرده و سایر شرایط ذکر در آن بند، دقیق اجرا شده است.

همانطور که قبل تر گفته شد، هدف از مقیاس کردن در بازه  $0.2T$  الی  $1.5T$  (T دوره تناوبی اصلی سازه) به دست آوردن ضربی به عنوان ضریب مقیاس است که این ضریب باید در تمام مولفه های هر شتاب نگاشت ضرب شود تا بتوان در تحلیل استفاده کرد. (لازم به ذکر است از آنجایی که خود نرم افزار Etabs2019 این عمل مقیاس کردن را انجام می دهد، لذا برای اطمینان خاطر این عمل مقیاس را به صورت دستی و بر مبنای آیین نامه زلزله ۲۸۰۰ ویرایش چهارم انجام شده است).

برای درک بهتر از عمل مقیاس کردن شتاب نگاشت ها، در شکل (۳-۱۱) یک نمونه از نحوه عمل مقیاس کردن آمده است. در شکل زیر نمودار شتاب نگاشت زلزله و همچنین نمودار مقیاس شده آن با نمودار طیف طرح زلزله برای زلزله منجیل ایران آورده شده است.



شکل (۳-۱۱) نمودار مقیاس شده شتاب نگاشت زلزله منجیل

همانطور که مشهود است، نمودار آبی رنگ، در اصل نمودار جزر مجموع مربعات دو مولفه افقی شتاب می باشد که بر مبنای بخش (۳-۱۰-۲-۳) ذکر شده در بالا بدست آمده است. نمودار قرمز رنگ، نمودار اصلی مد نظر بوده است که در اصل نمودار مقیاس شده با ضریب مقیاس منحصر به فرد خود، در بازه  $0.2T$  الی  $1.5T$  با نمودار طیف طرح استاندارد مماس و برخورد داشته است. (تذکر: براساس استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، هیچگاه نمودار مقیاس شده در بازه ذکر شده نباید پایین تر از نمودار طیف طرح استاندارد قرار گیرد. مطابق بند ۴ از قسمت ۳-۱۰-۳).

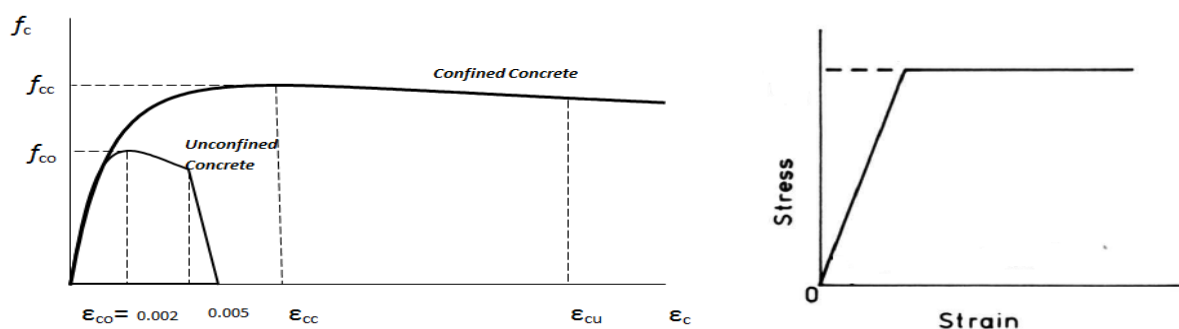
همچنین برای تمام هفت زوج شتاب نگاشت این عملیات مقیاس صورت گرفته است و ضرایب مقیاس هریک از شتاب نگاشت ها در جدول (۳-۱۰) آورده شده است.

جدول (۳-۱۰) ضرایب مقیاس بدست آمده برای شتاب نگاشت ها

| نام زلزله  | Northern Calif | Chi-Chi | Darfield | Kobe | Landers | Manjil | Mayor El Cucapah |
|------------|----------------|---------|----------|------|---------|--------|------------------|
| ضریب مقیاس | ۰.۷۸۱          | ۰.۷۵    | ۰.۵۵۵    | ۰.۷۲ | ۰.۷۰۸   | ۰.۵    | ۰.۸۰۲            |

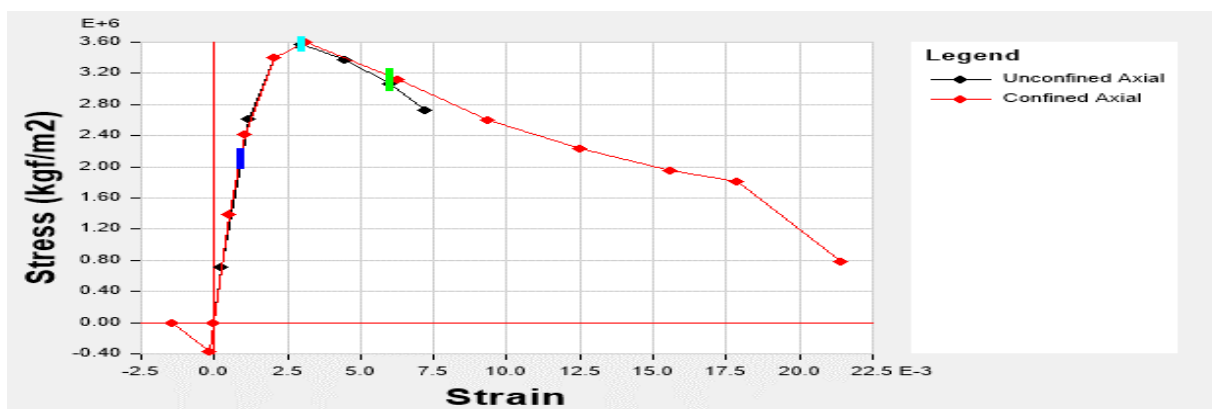
### ۳-۱۰-۴- مشخصات غیر خطی مصالح

برای مدلسازی غیر خطی مصالح بتنی در محیط نرم افزار، از منحنی تنش کرنش الگوی مندر<sup>۱</sup> استفاده شده است. همچنین برای مدلسازی غیر خطی مصالح اعضای فولادی، از منحنی تنش کرنش دو خطی ساده شده، مدل الگوی پارک<sup>۲</sup> استفاده شده است، که در نرم افزار Etabs2019 این دو مدل منحنی موجود بوده است. شک (۳-۱۲) به طور کلی این خصوصیات را نشان داده است.



شکل (۳-۱۲) شمای کلی از نمودارهای تنش کرنش برای مصالح فولادی و مصالح بتنی محصور شده و غیر محصور شده (مدل مندر)

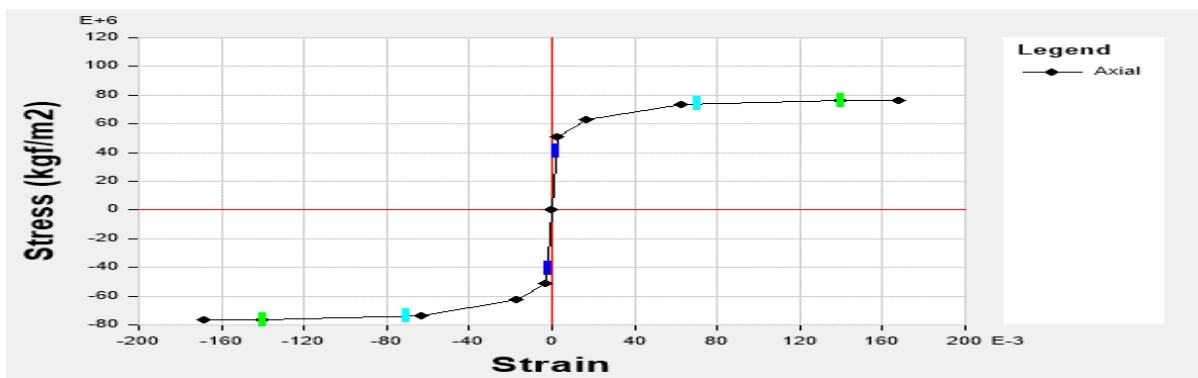
همچنین برای نمونه و آشنایی بیشتر، منحنی رفتاری (تنش-کرنش) اعضای فولادی و بتنی، در شکل زیر برای دو نمونه عضو از اعضای برج های دوقلو، در محیط نرم افزار آورده شده است.



شکل (۳-۱۳) الف- نمونه منحنی رفتاری اعضای بتنی محصور و غیر محصور

<sup>1</sup> Mander model

<sup>2</sup> Park model



شکل (۳-۱۳) ب- نمونه منحنی رفتاری یک عضو فولادی

شکل (۳-۱۳) منحنی رفتاری مصالح بتنی و فولادی در محیط نرم افزار

همچنین مشخصات مکانیکی غیر خطی مصالح مطابق جداول زیر در محیط نرم افزار وارد شده است.

جدول (۳-۱۱) مشخصات مکانیکی غیر خطی مصالح فولادی

| نام مصالح   | تنش تسلیم<br>$\text{Kg/cm}^2$ | تنش نهایی<br>$\text{Kg/cm}^2$ | کرنش نهایی<br>$\epsilon_u$ |
|-------------|-------------------------------|-------------------------------|----------------------------|
| میلگرد S۳۰۰ | ۳۰۰۰                          | ۵۰۰۰                          | ۰.۱۹                       |
| میلگرد S۴۰۰ | ۴۰۰۰                          | ۶۰۰۰                          | ۰.۱۴                       |
| فولاد St۳۷  | ۲۴۰۰                          | ۳۷۰۰                          | ۰.۲                        |

جدول (۳-۱۲) مشخصات مکانیکی غیر خطی مصالح بتنی

| نام مصالح | مقاومت مشخصه ای<br>$\text{Kg/cm}^2$ | کرنش نهایی<br>$\epsilon_{cu}$ |
|-----------|-------------------------------------|-------------------------------|
| بتن C۳۰   | ۳۰۰                                 | ۰.۰۰۳                         |
| بتن C۳۵   | ۳۵۰                                 | ۰.۰۰۳                         |
| بتن C۴۰   | ۴۰۰                                 | ۰.۰۰۳                         |

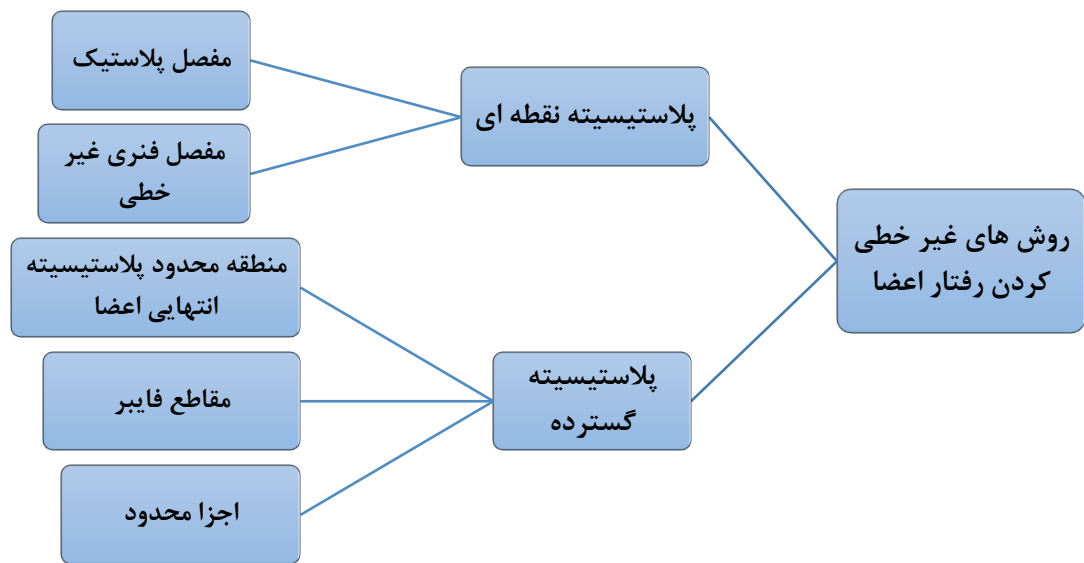
پس از دانستن مقادیر کرنش حداکثری مصالح، این مشخصات برای هر نوع عضو تعریف شده است.

در روش تحلیل خطی دینامیکی طیفی برای اینکه سازه در هنگام زلزله شباهت قابل قبولی با واقعیت داشته باشد و همچنین جابه جایی ها و تغییر شکل ها درست تر و بهتر با حالت واقعی زمان زلزله داشته باشد، از یک سری ضرایب کاهش مقاومت در تمام المان های میله ای نظیر تیر و ستون ها، و المان های صفحه ای نظیر دیوار های برشی استفاده شد، که با این ضریب مقداری از مقاومت اعضا را کاهش داده تا رفتاری واقعی تر از آن ها را در هنگام زلزله داشته باشیم. اما در روش های غیر خطی استفاده از ضرایب کاهش مقاومت عملی اشتباه است، زیرا در این نوع تحلیل ها چون سازه تحت زلزله واقعی قرار گرفته است و همچنین این نیرو به صورت دینامیکی بر حسب زمان به سازه اعمال شده است در نتیجه سازه خود رفتار واقعی را بروز داده و پاسخ های لرزه ای آن منطقی است، لذا اگر مقاومت سازه را با ضرایب کاهش مقاومتی که به اعضای سازه دادیم، کاهش دهیم، در اصل سازه را در برابر نیروی زلزله واقعی به شدت ضعیف تر کرده ایم و در نتیجه پاسخ های به دست آمده درست و منطقی نمی باشد.

بنابراین در این تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی برای برج های دوقلو قصر آسمان، به هیچ یک از اعضای سازه ای، ضرایب کاهش مقاومت اختصاص داده نشده است و تمامی اعضای سازه برج ها با مقاومت اصلی خود به تحمل نیروی زلزله پرداخته اند.

### ۳-۱۰-۵- روش مقاطع فایبر

قبل از شروع بحث در مورد روش مقاطع فایبر (فیبری)، توضیح مختصری در رابطه با انواع روش های غیر خطی یا پلاستیسیته کردن مقاطع ارائه شده است. به طور کلی تمامی حالت های پلاستیسیته در مقاطع سازه ای در چارت صفحه بعد آمده است.



شکل (۳-۱۴) روش های غیر خطی کردن رفتار اعضا

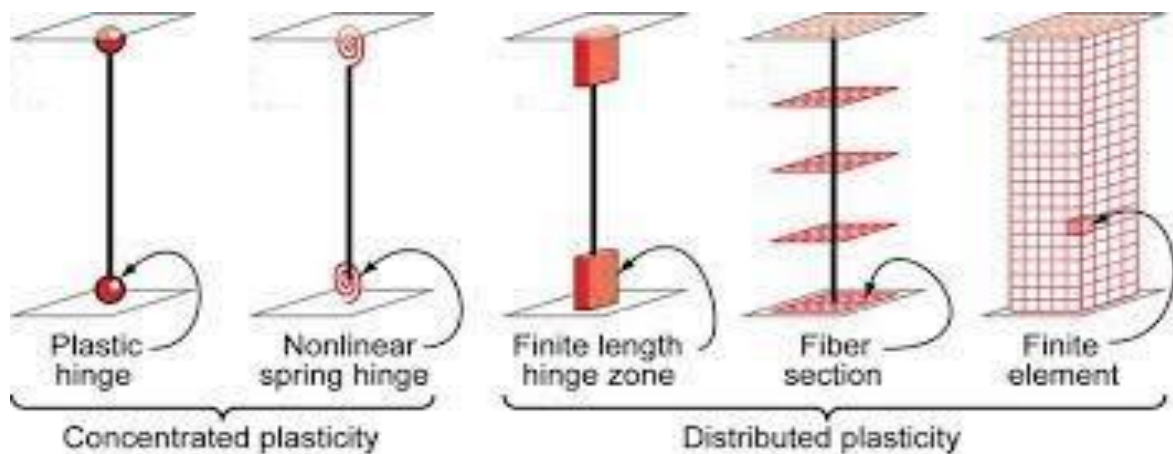
روش های مقاطع پلاستیک نقطه ای، از جمله روش هایی است که بیشتر در بهسازی لرزه ای سازه های موجود استفاده می شود و یا طراحی سازه ها بر اساس عملکرد که روش مفصل پلاستیک شناخته شده تر و مورد علاقه مهندسين عمران می باشد.

اما در روش مقاطع پلاستیسیته گسترده، به دلیل حجم بالای تحلیل آن، زیاد مورد استقبال جامعه مهندسی نبوده است ولی در این نوشتار ما قصد بر این داشته ایم که با استفاده از روش مقاطع فایبر، برج های دو قلو مد نظر را مورد ارزیابی لرزه ای قرار دهیم.

روش مقاطع فایبر، روشی بهتر از روش منطقه محدود انتهایی پلاستیسیته بوده و ساده تر از روش اجزا محدود است. در روش منطقه محدود انتهایی پلاستیسیته اعضا، در اصل فقط یه بخش محدودی از دو انتهای اعضا را بصورت غیر خطی در نظر می گیرد و مابقی طول اعضا در حالت خطی باقی خواهد ماند.

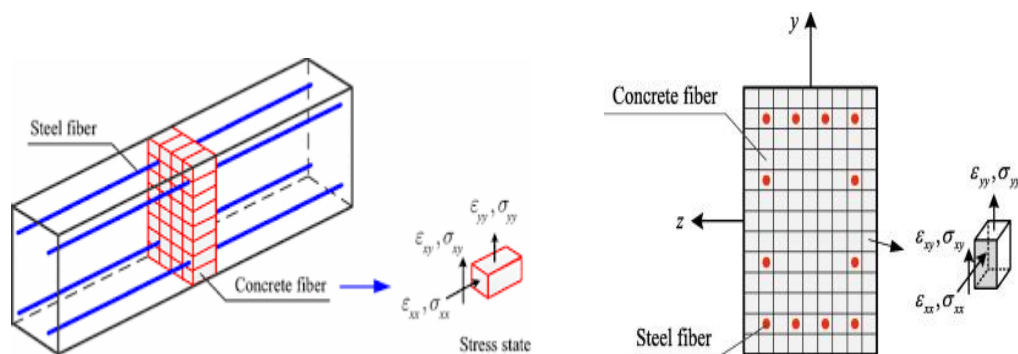
همچنین در روش اجزا محدود، هر المان به تعداد زیادی ریز المان تبدیل گشته، و هر ریز المان بصورت جداگانه تحلیل می شود، که با توجه به تحلیل های زیادی که دارد، زمان بر بوده و با نرم افزار های مد نظر ما در این نوشتار هم خوانی ندارد.

اما روش مقطع فایبر، در اصلی حالتی بهتر و میشه گفت تا حدودی مابین دو روش ذکر شده در بالا بوده است، چرا که در این روش، هر عضوی از سازه را، به تعدادی مقاطع با فواصل مساوی تبدیل کرده و برای هر مقطع تحلیل صورت گرفته است. البته از آنجایی که المان های مد نظر ما، ترکیبی از بتن و فولاد بوده است، در نتیجه برای هر ماده حالت غیر خطی همان ماده در نظر گرفته شده است. برای درک بهتر این موضوع، به اشکال آورده شده در شکل (۳-۱۵)، الف الی ج دقت شود.

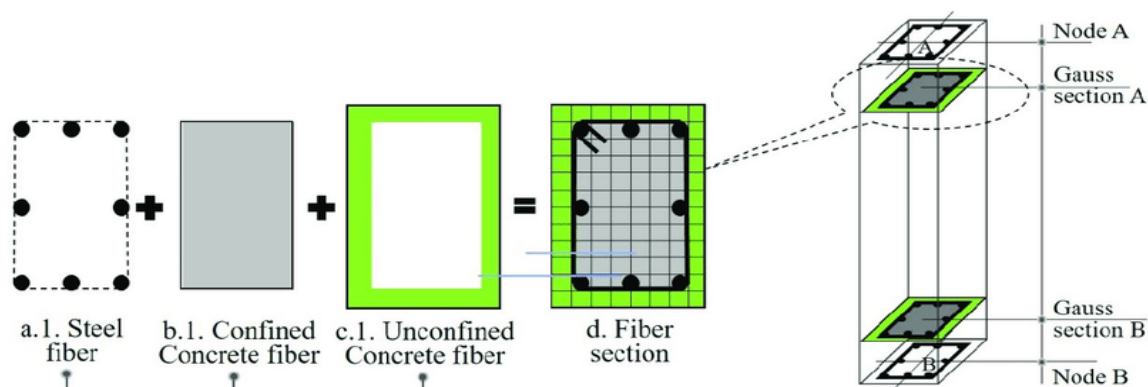


شکل (۳-۱۵)

(الف) انواع مقاطع پلاستیسیته



(ب) تفکیک مقاطع فایبر بتن و فولاد



(ج) جزئیات دقیق از تشکیل مقاطع فایبر در اعضا

خوش بختانه در نرم افزار Etabs2019 این امکان وجود دارد که بتوان در اعضای ساختمان، برای هر عضو دلخواه یا تمامی اعضا، مقاطع فایبر تعریف نمود.

### ۳-۱۰-۶- انواع تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی در محیط نرم افزار

برای تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی در نرم افزار Etabs2019، تنها دو روش وجود داشته است.

۱- تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی به روش انتگرال گیری مستقیم

۲- تحلیل سریع غیرخطی تاریخچه زمانی به روش FNA<sup>۱</sup>

در ادامه به توضیح هر کدام خواهیم پرداخت.

#### ۱- روش انتگرال گیری مستقیم

عمومی ترین روش برای به دست آوردن پاسخ دینامیکی سیستم های سازه ای روش انتگرال گیری مستقیم از معادله ی تعادل دینامیکی است. این روش ها شامل تلاش هایی در جهت ارضای معادله تعادل در نقاط گسسته ای از زمان پس از مشخص کردن پاسخ در زمان صفر است. این روش به دلیل سعی و خطا و تکرار بسیار، بسیار وقت گیر بوده و اغلب برای سازه های کوچک تر استفاده می شود و اغلب در راستای یک

<sup>۱</sup> Fast Nonlinear Analysis

بودی یا نهایت دو بعدی تحلیل می شود و برای حالت سه بعدی به دلیل طولانی شدن روند تحلیل استفاده نمی شود. برای مثال برای تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی به روش انتگرال گیری مستقیم، برای یک ساختمان ۵ طبقه، حدوداً به ۸۰ گیگ حافظه داخلی برای اجرای این تحلیل در رایانه های امروزی نیاز است که تنها با ابر رایانه های می توان آن را انجام داد.

## ۲- روش مودال FNA یا تحلیل غیر خطی سریع مودال

روش مودال غیر خطی یا FNA روشی است جدید که به تازگی برای تحلیل سازه ها ارائه گشته است. در این روش که روش مودال نیز نامیده می شود، در تحلیل های استاتیکی و دینامیکی چه بصورت خطی و چه بصورت غیر خطی استفاده می شود. این روش، به دلیل داشتن فرمول محاسباتی کارآمدتر، نسبت به روش انتگرال گیری مستقیم، برای تحلیل ساختمان های بزرگتر مناسب تر بوده و قابل ترجیه است. بر همین اساس این روش، روشی دقیق برای طراحی اصلی و اساسی ساختمان ها نبوده است، اما به دلیل حل معادلات تعادل، و استفاده از روش مودال، پاسخ هایی حدوداً نزدیک به واقعیت داشته و از این طریق می توان برای حدس اولیه و یا تحلیل اولیه مناسب و موثر برای ساختمان های بزرگ از این روش استفاده نمود.

این روش، معادلات تعادل دینامیکی را بصورت زیر حل می نماید.

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) + R_{NL}(t) = R(t) \quad (3-3)$$

که در آن،  $R_{NL}$  در اصل بردار نیرویی اعضای غیرخطی حاصل از ماتریس سختی الاستیک و معادلات حرکت میرا شده است.

در تحلیل خطی مودال سازه، که به معنی یافتن ویژگی های مختلف سازه بود، در اصل تنها مود های اول و اصلی سازه مد نظر قرار می گرفت، ولی در این روش، اثر کلیه مود های سازه دیده شده است. به عبارتی مود های بالاتر سازه که دارای دوره تناوب کمتر بوده اند و سهم کمتری در ارتعاش سازه داشته اند، در

تحلیل سازه مورد استفاده قرار گرفته اند و در نتیجه برای پاسخ لرزه ای با توجه به تمامی مود ها تغییر شکل سازه بدست آمده است.

در قسمت دوم تحلیل، از تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی استفاده شده است. این روش به دلیل اینکه پاسخ های لرزه ای سازه را بر اساس رفتار غیر خطی مصالح و با در نظر گرفتن تمامی مود های تغییر شکل انجام می دهد، برای تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی برج های دو قلو قصر آسمان، به دلیل اینکه هدف تحلیل و ارزیابی لرزه ای آنها و یافتن پاسخ های لرزه ای سازه ای بوده است، و همچنین به دنبال اعمال تمام اشکال مودی برج ها بوده ایم، از روش FNA استفاده شده است زیرا همانطور که قبلا گفته شد به دلیل سرعت در روند انجام تحلیل در این نوع تحلیل، و همچنین توان حل معادلات تعادل دینامیکی و ارائه پاسخ های نزدیک به واقعیت، استفاده از این روش مطلوب بوده است. به بیان دیگر تحلیل ساختمان های بلند مرتبه ای همچون سازه مد نظر این نوشتار، عملا تحلیل به روش انتگرال گیری مستقیم در نرم افزار مقدور نبوده و انجام نمی شود.

### ۳-۱۱- نحوه ارزیابی و بررسی نتایج

#### ۳-۱۱-۱- نحوه ارزیابی مدل ها

برای انجام ارزیابی پاسخ های لرزه ای و مقایسه آن ها با یکدیگر، پنج عامل اساسی که نقش مهمی در طراحی اولیه سازه ها داشته اند، در تحلیل برج ها در نظر گرفته شده است که به شرح زیر است:

- ۱- بررسی دریافت حداکثر طبقات
- ۲- بررسی جابه جایی حداکثر طبقات
- ۳- بررسی لنگر واژگونی ایجاد شده در پای برج ها
- ۴- بررسی نیروی برشی ایجاد شده در تراز پایه و کلیه طبقات برج ها
- ۵- بررسی نیروی محوری و لنگر خمشی ستون ها

سپس نتایج بدست آمده در تحلیل حالت های اتصال مدلسازی شده، موارد ۲ الی ۵ مدلسازی ذکر شده در بخش (۳-۴)، نسبت به نتایج به دست آمده در حالت اول (عدم اتصال برج ها)، مورد بررسی قرار گرفته است.

### ۳-۱۱-۲- نحوه جمع بندی پاسخ ها و بازتاب ها در روش غیر خطی تاریخچه زمانی

در نتایج حاصله از روش غیرخطی (تاریخچه زمانی)، موضوعی که مهم به نظر می رسد، نحوه جمع بندی و استخراج کردن یک پاسخ نهایی از تمام شتاب نگاشت های استفاده شده، بوده است. برای این منظور دو راه کار وجود داشته است، یکی استفاده از بند (۴-۴) از پیوست دوم استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران ویرایش چهارم، در بحث تحلیل غیر خطی تاریخچه زمانی بوده است، و یکی دیگر استفاده از روش تحلیل دینامیکی فزاینده<sup>۱</sup> (IDA) بوده است که در آمده شرح داده شده است.

۱- بر اساس بند (۴-۴) از پیوست استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ویرایش چهارم، در روش تحلیل غیر خطی تاریخچه زمانی، در صورت استفاده از حداقل هفت زوج شتاب نگاشت، می توان مقدار متوسط بازتاب های به دست آمده از آنها را به عنوان بازتاب نهایی تلقی کرد.

۲- تحلیل دینامیکی فزاینده، یک روش تحلیل لرزه ای سازه ها و بر اساس عملکرد می باشد که رفتار سازه را در طیف وسیعی از شدت های مختلف زلزله بیان می کند. اما منحنی IDA با یک رکورد نمی تواند رفتار سازه را برای حوادث آینده به طور کامل بیان کند.

از آنجا که پاسخ تحلیل های غیر خطی و IDA می تواند به شدت به تعداد و مشخصات دینامیکی رکوردهای انتخابی وابسته بوده و پاسخ ها از یک رکورد به رکورد دیگر به شدت تغییر می کند، لذا تعداد کافی از رکوردها برای پوشش تمام نواحی پاسخ ها مورد نیاز است. در نتیجه مجبوریم که مدل سازه ای را، برای مجموعه ای از رکوردهای زمین لرزه تحلیل کنیم. نکته مهم و اساسی این است که هدف از اول بررسی شکنندگی ها (Fragility) ها نبوده است و به دلیل حجم زیاد تحلیل ها، از تحلیل غیر خطی استفاده شد، به بیان دیگر، به

---

<sup>1</sup>Incremental Dynamic Analysis

دلیل حجم زیاد تحلیل ها و زمان بر بودن بسیار زیاد آنها، و عدم توانایی حل کامل آنها توسط کامپیوتر های امروزی، لذا در استفاده از روش IDA صرف نظر شده است و از بند آیین نامه استفاده شده است.

### ۳-۱۱-۳- دریافت طبقات

کنترل تغییر مکان جانبی نسبی سازه که در بین مهندسان عمران با عنوان کنترل دریافت شناخته می شود بیانگر نسبت تغییر مکان جانبی نسبی طبقه به ارتفاع طبقه بوده است و از کنترل های بسیار مهم و تاثیر گذاری در طراحی ساختمان ها است، زیرا بر اساس آن، با کنترل این مقدار می توان از جابه جایی های زیاد طبقات ساختمان جلوگیری نمود و در نتیجه ساختمان ایمن تری خواهیم داشت.

در نرم افزار ETABS2019 سازه تحت بار های جانبی ناشی زلزله تحلیل شده و تغییر مکان های جانبی هر طبقه به دست می آید. سپس با محاسبه اختلاف تغییر مکان های جانبی طبقات، تغییر مکان جانبی نسبی طبقات و یا همان دریافت طبقات تعیین خواهد شد.

بر اساس بند (۳-۵-۲) ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، مقدار مجاز تغییر مکان جانبی نسبی سازه ها از رابطه زیر حساب می شود.

$$\Delta_d = \begin{cases} 0.025h & \text{برای ساختمان های تا ۵ طبقه} \\ 0.02h & \text{برای ساختمان های بیش از ۵ طبقه} \end{cases} \quad (۴-۳)$$

$$\frac{\bar{\Delta}_{eu}}{h} \leq \frac{0.02}{C_d} \quad (۵-۳)$$

که در رابطه (۳-۵)، مقدار  $\frac{\bar{\Delta}_{eu}}{h}$  بیانگر تغییر مکان جانبی نسبی طبقه بوده و  $C_d$  ضریب بزرگنمایی می باشد که مقدار خطی تغییر مکان را به مقدار غیر خطی آن تبدیل می کند.

### ۳-۱۱-۴- جابه جایی طبقات

در تعریف جابه جای طبقات، می توان گفت تا حدودی شبیه به دریافت طبقات می باشد با این تفاوت که جابه جایی طبقات معرف نسبت جابه جایی طبقه به ارتفاع طبقه نمی باشد و صرفا جابه جایی مطلق طبقه در راستای افق است. به عبارتی دیگر برابر اختلاف فاصله بین مکان نهایی طبقه بعد از اعمال زلزله و مکان اولیه طبقه قبل از اعمال زلزله در راستای افق است. اهمیت کنترل در جابه جایی طبقات، به خصوص طبقات انتهایی ساختمان ها، در این است که اگر بتوان این مقدار جابه جایی طبقات را کنترل نمود، در نتیجه می توان ساختمان ایمن تر و همچنین مقدار درز انقطاع کمتری نسبت به ساختمان های مجاور در نظر گرفت. این نکته زمانی اهمیت بیشتری پیدا خواهد کرد که ساختمان در جوار خود دارای ساختمان همسایه بوده باشد و در نتیجه بسته به جابه جایی حداکثر طبقه، با محدودیت مکانی روبه رو خواهد شد.

مطابق بند (۱-۴-۱) از استاندارد ۲۸۰۰، مقدار درز انقطاع برای ساختمان های تا هشت طبقه برابر حداقل ۰.۰۰۵ ارتفاع آن طبقه از روی تراز پایه و برای ساختمان های بلند همانند برج های چهل طبقه، برای هر طبقه، برابر حداقل ۷۰ درصد مقدار تغییر مکان جانبی غیر خطی در زلزله طرح در آن طبقه ساختمان می باشد.

### ۳-۱۱-۵- لنگر واژگونی

یکی از کنترل هایی که بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ لازم است برای ساختمان ها صورت گیرد، کنترل واژگونی سازه تحت بار های جانبی وارد بر آن می باشد. بر اساس این آیین نامه لنگر واژگونی ناشی از بار های جانبی وارد بر سازه باید از لنگر مقاوم که توسط سازه ایجاد می شود کمتر بوده تا پایداری سازه حفظ گردد. مطابق بند (۳-۳-۸) از ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، بر اساس رابطه زیر انجام گیرد.

$$\frac{\text{لنگر مقاوم در برابر واژگونی}}{\text{لنگر واژگونی}} = \frac{M_R}{M_O} \gg 1 = \text{Safety Factor} \quad (۳-۶)$$

بر این اساس هنگامیکه رابطه (۶-۳) اقناع شود آنگاه می توان گفت که سازه در برابر نیروهای جانبی پایدار بوده است.

### ۳-۱۱-۶- نیروی برشی تراز پایه و نیروی برشی ایجاد شده در طبقات

نیروی برشی پایه، یا برش پایه، به مجموع نیروهای جانبی زلزله اطلاق می شود که در تراز پایه به ساختمان اعمال می گردد. همچنین توزیع نیروی برشی در طبقات، تحت تحلیل استاتیکی خطی به صورت رابطه (۷-۳) در ذیل و براساس بند (۶-۳-۳) استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم بوده و در روش تحلیل دینامیکی خطی (طیفی) با توجه به آثار مودها مطابق رابطه (۹-۳) توزیع می گردد.

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n w_j h_j^k} V_u \quad (7-3)$$

که در آن:

$F_i$ : نیروی جانبی در تراز طبقه  $i$

$W_i$ : وزن طبقه  $i$

$h_i$ : ارتفاع تراز سقف طبقه  $i$  ارتفاع از تراز پایه

$K$ : ضریبی است که با توجه به زمان تناوب نوسان اصلی سازه  $T$  از رابطه (۸-۳) به دست می آید.

$$K = 0.5T + 0.75 \quad 0.5 \leq T \leq 2.5 \text{ sec} \quad (8-3)$$

اما برخلاف حالت استاتیکی که توزیع نیروی برشی در طبقات به صورت خطی بوده و تابعی از ارتفاع ساختمان است، در روش دینامیکی، توزیع نیروی برشی در طبقات، غیر خطی و تابعی از بردارهای شکل مودی بوده است.

$$F_{i,j} = \frac{W_i \phi_{i,j}}{\sum_{j=1}^n w_j \phi_{k,j}} V_j \quad (9-3)$$

که در آن  $\phi_{i,j}$  شکل های مودی بوده که برای هرمود تغییر شکل سازه متفاوت است.

### ۳-۱۱-۷- نیروی محوری و لنگر خمشی ستون ها

#### ۳-۱۱-۷-۱- تعریف

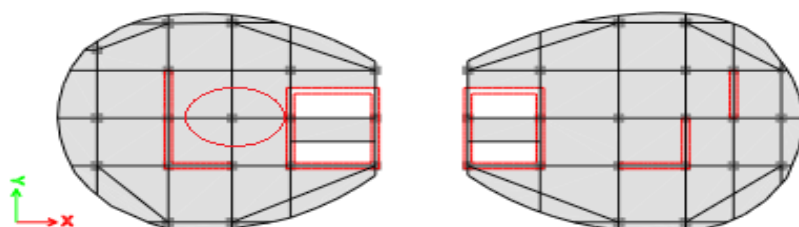
عضوی را که وظیفه حمل نیروی محوری فشاری را دارا باشد، ستون گویند یا به عبارتی دیگر، ستون عضوی می باشد که در درجه اول برای تحمل نیروی محوری طراحی می گردد و نسبت ارتفاع به بعد حداقل مقطع آن مساوی و یا بزرگتر از ۳ می باشد.

به همین جهت ستون ها یکی از مهمترین اعضای اصلی ساختمان ها بوده و طراحی سازه ای و به طبع معماری آن شرایط ویژه ای را ایجاد می کند. هرچه بتوان از نیروی محوری و یا لنگر های خمشی وارد بر ستون جلوگیری کرد و یا اینکه این مقدار را بتوان به هر نحو کاهش داد، در نتیجه می توان ستون ها را با ابعاد کوچک تر، بهینه تر و تعداد کمتری طراحی نمود. این اعمال کاهش در تعداد ستون، زمانی حائز اهمیت است که بخواهیم در زمین های با محدودیت جا و یا زمین های با نسبت طول به عرض کم (اصطلاحاً زمین های باریک نواری)، ساختمان های بلند و یا برج های بلند احداث گردد که تعداد طبقات و همچنین نیروهای ثقلی و جانبی ناشی از آن نیروهای محوری بسیار زیادی را پدید می آورد.

#### ۳-۱۱-۷-۲- معرفی ستون نمونه

ستون منتخب با مقطع ۱۱۰ سانتی متر مربع و مشخصات آرماتوری ۳۲Ø۳۶ از طبقه اول شروع شده است و با مقطع ۶۰ سانتی مترمربع و مشخصات آرماتوری ۲۵Ø۱۶ در طبقه آخر به پایان رسیده است و ابعاد مقطع به صورت تدریجی در ارتفاع برج ها کاهش پیدا کرده است. موقعیت مکانی این ستون در وسط محیط معماری پذیرایی و نشیمن مطابق پلان شکل (۳-۳) بوده است. این ستون در محیط نرم افزاری ETABS2019 با برچسب C۳۴ شناخته شده است و از این پس با این نام ذکر گشته است. همچنین نیروی محوری و لنگر

خمشی مورد بررسی، در تراز ارتفاعی صفر ساختمان (طبقه اول) بوده است. شکل (۳-۱۶) موقعیت دقیق این ستون را نشان داده است.

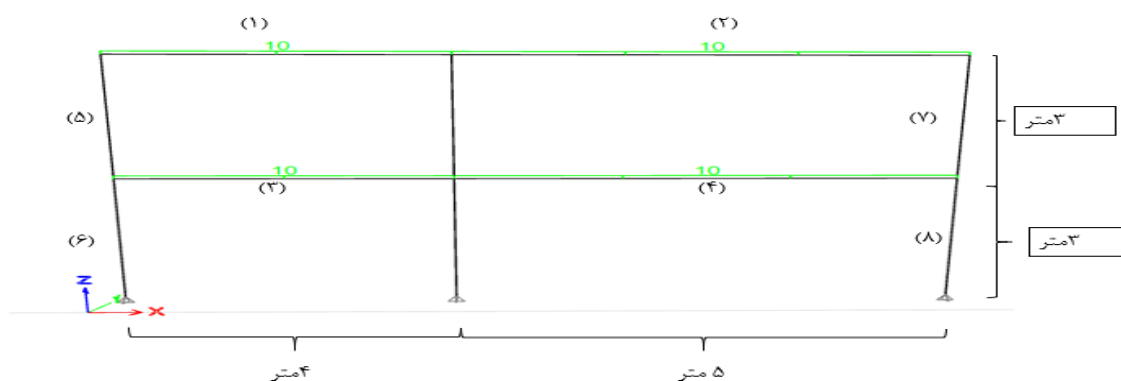


شکل (۳-۱۶) موقعیت مکانی ستون نمونه C۳۴ (دایره قرمز رنگ)

### ۳-۱۱-۸- صحت سنجی نرم افزار Etabs2019

برای انجام هر طراحی، و یا تحقیقی با هر نوع نرم افزاری، نرم افزار باید مورد صحت سنجی قرار گرفته تا به نتایج حاصل از آن اطمینان پیدا کرد. بدین منظور می توان از یک قاب و یا یک دیوار برشی حل شده استفاده کرد و نتایج به دست آمده از نرم افزار را با نتایج حل شده از قبل مقایسه نمود تا از صحت نتایج نرم افزار اطمینان حاصل کرد.

بدین منظور از یک قاب دو دهانه و دو طبقه با ارتفاع ۳ متر و دهانه های به ترتیب ۴ متر و ۵ متر استفاده شده است که تحت بارگذاری ثقلی یکنواخت  $1000 \text{ Kg/m}$  و بارگذاری جانبی قرار گرفته است. شکل (۳-۱۷) مدلسازی قاب را در محیط نرم افزار نشان داده است.



شکل (۳-۱۷) مدلسازی قاب در نرم افزار Etabs2019

جزئیات این تحلیل در جدول (۳-۱۳) گردآوری شده است. برای راحتی کار اعضای قاب مذکور به به تیر و ستون تفکیک کرده و برای هریک شماره گذاری اختصاص داده شده است.

جدول (۳-۱۳) نتایج حل شده تحلیل قاب و تحلیل به دست آمده در نرم افزار برای قاب مدنظر

| نتایج حل شده تحلیل قاب<br>Ton |                    |                | نتایج تحلیل قاب در نرم افزار<br>Ton |                    |                |
|-------------------------------|--------------------|----------------|-------------------------------------|--------------------|----------------|
| شماره اعضای قاب               | لنگر خمشی<br>Ton.m |                | نیروی برشی<br>تیر                   | لنگر خمشی<br>Ton.m |                |
|                               | M <sup>+</sup>     | M <sup>-</sup> |                                     | M <sup>+</sup>     | M <sup>-</sup> |
| ۱-تیر                         | ۱.۲۸               | -۰.۷۲          | ۲                                   | ۱.۳۳               | -۰.۷۷          |
| ۲-تیر                         | ۲                  | -۱.۱۲          | ۲.۵                                 | ۲.۱۱               | -۱.۱۹          |
| ۳-تیر                         | ۱.۲۸               | -۰.۷۲          | ۲                                   | ۱.۳۳               | -۰.۷۷          |
| ۴-تیر                         | ۲                  | -۱.۱۲          | ۲.۵                                 | ۲.۱۱               | -۱.۱۹          |

| شماره اعضای قاب | نیروی محوری<br>Ton | لنگر خمشی<br>Ton.m | نیروی محوری<br>Ton | لنگر خمشی<br>Ton.m |
|-----------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|
| ۵-ستون          | ۲                  | ۰.۷۲               | ۲.۰۷               | ۰.۷۹               |
| ۶-ستون          | ۴                  | ۱.۴۴               | ۴.۲۱               | ۱.۴۵۱              |
| ۷-ستون          | ۲.۵                | -۱.۱۲              | ۲.۸۳               | -۱.۱۳۱             |
| ۸-ستون          | ۵                  | -۲.۲۵              | ۵.۱۱               | -۲.۳۲              |

با توجه به نتایج بدست آمده از تحلیل قاب در نرم افزار و نتایج حل شده قبلی قاب مدنظر، می توان از صحت انجام درست تحلیل در نرم افزار Etabs2019، اطمینان خاطر پیدا کرد، بنابراین نتایج تحلیل این نرم افزار صحیح می باشد.

### ۳-۱۱-۹- تعریف تراز پایه

براساس بند (۳-۳-۱-۲) از استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، تراز پایه بنا به تعریف، به تراز در ساختمان اطلاق می شود که در هنگام زلزله، از آن تراز به پایین اختلاف حرکتی بین ساختمان و زمین وجود نداشته باشد. براین اساس، با توجه به نقشه معماری برج های دوقلو و همچنین وجود نداشتن هیچگونه دیوار حائل و

طبقات در زیر زمین، تراز پایه در کف طبقه اول بوده است که کاربری پارکینگ داشته است و در این نقطه اختلاف حرکتی بین زمین و برج های دوقلو وجود نبوده است.

### ۳-۱۲- جمع بندی

برج های دوقلو قصر آسمان بابلسر، برجی منحصر به فرد بوده است که تنها نمونه برج همبسته صلب در ایران است. هدف بر این است که این برجها را در قالب نرم افزار Etabs2019 در چهار حالت اتصال به یکدیگر مدلسازی کرده و با توجه به نکات آیین نامه ای، تحت دو تحلیل خطی دینامیکی طیفی و غیر خطی دینامیکی تاریخچه زمانی تحلیل کرده و پاسخ های لرزه ای بدست آمده آنها، نسبت به حالت عدم اتصال برج ها مقایسه و بررسی شود. همچنین نکات جزئی در رابطه با تحلیل خطی و غیر خطی برج ها، مطابق با آیین نامه بتن آمریکا ACI318-2014 و استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران ویرایش چهارم بوده است.

# فصل چهارم

## نتیج و تفسیر

### ۴-۱- مقدمه

پس از انجام مدل سازی برج ها در نرم افزار و اختصاص دادن کلیه مشخصات و مقاطع مورد نظر به پنج حالت اتصال در نظر گرفته شده، تحلیل به دو صورت خطی دینامیکی طیفی و غیر خطی تاریخچه زمانی صورت پذیرفت و نتایج آن بدست آمد که در ادامه به شرح تک تک آن ها پرداخته شده است.

پس از انجام آنالیز دقیق برج ها، مقادیر دررفت طبقات برج ها مورد بررسی قرار گرفت. برای این منظور مقادیر بدست آمده برای پاسخ های لرزه ای در چهار حالت مختلف اتصال برج ها به یکدیگر، نسبت به مقادیر پاسخ در حالت اول یا همان حالت عدم اتصال برج ها به یکدیگر، مورد بررسی قرار گرفته است. گزارش مقادیر پاسخ های لرزه ای، به صورت نمودار های خطی و میله ای، همراه با جداول ارائه شده است.

### ۴-۲- روش خطی دینامیکی طیفی

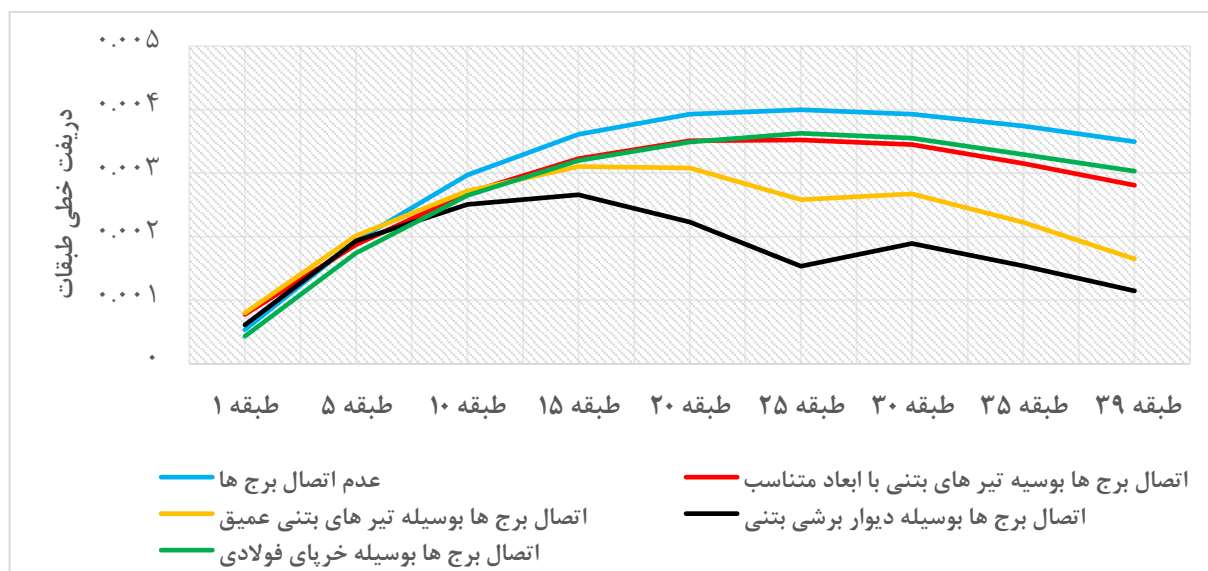
#### ۴-۲-۱- دررفت طبقات

در مرحله اول کنترل دررفت حداکثر طبقات در دستور کار قرار گرفت که بر این اساس جدول (۴-۱) مقادیر دررفت طبقات را گزارش داده است.

جدول (۱-۴) مقادیر حداکثر دریافت خطی طبقات در جهت طولی X

| مدل های سازه ای                                 | طبقه ۱ | طبقه ۵ | طبقه ۱۰ | طبقه ۱۵ | طبقه ۲۰ | طبقه ۲۵ | طبقه ۳۰ | طبقه ۳۵ | طبقه ۳۹ |
|-------------------------------------------------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| حالت اول (عدم اتصال دو برج)                     | ۰.۰۰۰۵ | ۰.۰۰۱۹ | ۰.۰۰۲۹  | ۰.۰۰۳۶  | ۰.۰۰۳۹  | ۰.۰۰۴۰  | ۰.۰۰۳۹  | ۰.۰۰۳۷  | ۰.۰۰۳۵  |
| اتصال برج ها بوسیله تیرهای بتنی با ابعاد متناسب | ۰.۰۰۰۸ | ۰.۰۰۱۹ | ۰.۰۰۲۷  | ۰.۰۰۳۲  | ۰.۰۰۳۵  | ۰.۰۰۳۵  | ۰.۰۰۳۵  | ۰.۰۰۳۲  | ۰.۰۰۲۸  |
| اتصال برج ها بوسیله تیرهای بتنی عمیق            | ۰.۰۰۰۸ | ۰.۰۰۲۰ | ۰.۰۰۲۷  | ۰.۰۰۳۱  | ۰.۰۰۳۱  | ۰.۰۰۲۶  | ۰.۰۰۲۷  | ۰.۰۰۲۲  | ۰.۰۰۱۶  |
| اتصال برج ها بوسیله دیوار برشی بتنی             | ۰.۰۰۰۶ | ۰.۰۰۱۹ | ۰.۰۰۲۵  | ۰.۰۰۲۶  | ۰.۰۰۲۲  | ۰.۰۰۱۵  | ۰.۰۰۱۹  | ۰.۰۰۱۵  | ۰.۰۰۱۱  |
| اتصال برج ها بوسیله خربای فولادی                | ۰.۰۰۰۴ | ۰.۰۰۱۷ | ۰.۰۰۲۷  | ۰.۰۰۳۲  | ۰.۰۰۳۵  | ۰.۰۰۳۶  | ۰.۰۰۳۶  | ۰.۰۰۳۳  | ۰.۰۰۳۰  |

همچنین برای درک بهتر، مقادیر حداکثر دریافت خطی طبقات این زلزله، در شکل (۱-۴) ارائه شده است.



شکل (۱-۴) حداکثر دریافت خطی طبقات در جهت طولی X

همانطور که از نتایج حداکثر دریافت خطی طبقات پیداست، اتصال برج ها به یکدیگر موجب کاهش دریافت طبقات شده است. کاهش دریافت طبقات در کلیه حالت های اتصال مد نظر، در طبقات بالاتر مشهود تر و بیشتر بوده است. به طوری که بیشترین مقدار کاهش دریافت خطی طبقات در حالت اتصال بوسیله تیر های

بتنی تیپ بندی شده، تیر های بتنی عمیق، دیوار برشی بتنی و خرپای فولادی به ترتیب برابر ۲۰، ۵۴.۲۹، ۶۸.۵۷ و ۲۵.۹۳ درصد و غالبا در طبقه انتهایی بوده است و کمترین مقدار کاهش دررفت برای حالت های اتصال، به ترتیب برابر با ۳.۲، ۶.۲۱، ۰.۱۶ و ۸.۶۲ درصد بوده است. همچنین حداکثر دررفت خطی برای کلیه حالات اتصال به ترتیب از حالت اول تا حالت پنجم اتصال، برابر ۰.۴، ۰.۳۵، ۰.۳۱، ۰.۲۶ و ۰.۳۶ درصد بوده است که عموما بین طبقات ۱۵ تا ۲۵ بوده است.

برای ارزیابی دقیق تر میزان کاهش در دررفت طبقات، جدول (۴-۲) تهیه گشته است که میزان درصد کاهش و یا افزایش دررفت طبقات نسبت به حالت اول گزارش داده است.

جدول (۴-۲) تغییرات کاهشی و یا افزایشی حداکثر دررفت خطی طبقات نسبت به حالت اول(%)

| مدل های سازه ای                                 | طبقه ۱ | طبقه ۵ | طبقه ۱۰ | طبقه ۱۵ | طبقه ۲۰ | طبقه ۲۵ | طبقه ۳۰ | طبقه ۳۵ | طبقه ۳۹ |
|-------------------------------------------------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| حالت اول (عدم اتصال دو برج)                     | -----  | -----  | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   |
| اتصال برج ها بوسیله تیرهای بتنی با ابعاد متناسب | ۴۴.۴۴  | -۳.۲۰  | -۶.۹۰   | -۱۱.۱۱  | -۱۰.۶۴  | -۱۲.۵۰  | -۱۱.۹۹  | -۱۵.۷۸  | -۲۰.۰۰  |
| اتصال برج ها بوسیله تیرهای بتنی عمیق            | ۴۸.۱۵  | ۳.۹۸   | -۶.۲۱   | -۱۳.۸۹  | -۲۱.۵۷  | -۳۵.۲۵  | -۳۱.۸۹  | -۴۰.۳۷  | -۵۴.۲۹  |
| اتصال برج ها بوسیله دیوار برشی بتنی             | ۱۱.۱۱  | -۰.۱۶  | -۱۳.۷۹  | -۲۷.۷۸  | -۴۳.۱۹  | -۶۱.۶۵  | -۵۱.۷۹  | -۵۸.۸۲  | -۶۸.۵۷  |
| اتصال برج ها بوسیله خرپای فولادی                | -۲۵.۹۳ | -۹.۹۷  | -۸.۶۲   | -۱۱.۱۱  | -۱۱.۱۵  | -۹.۵۰   | -۹.۴۴   | -۱۱.۷۶  | -۱۴.۲۹  |

در رابطه با مقادیر دررفت حداکثر خطی طبقه اول در ستون اول از جدول (۴-۲) ، طبقه اول به دلیل نزدیکی به تراز پایه برج ها، مقادیر دررفت کمی داشته است، بر این اساس میزان دررفت خطی این طبقات برای کلیه

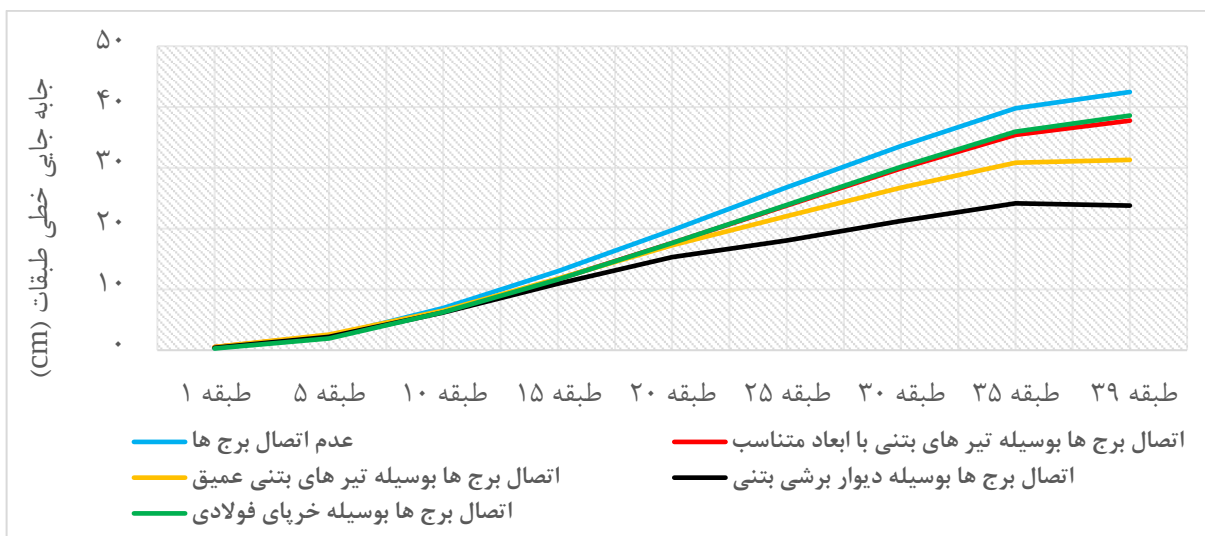
حالات، تا تقریب اعشاری چهار صفر بوده است که علنا دریافت قابل توجهی نداشته است و به همین دلیل میزان افزایش دریافت برای طبقه اول زیاد قابل توجه نبوده است.

#### ۴-۲-۲- جابه جایی طبقات

در مرحله دوم جابه جایی حداکثر خطی طبقات مد نظر قرار گرفته است که مقادیر جابه جایی مطلق طبقات به شرح جدول (۴-۳) و شکل (۴-۲) گزارش شده است.

جدول (۴-۳) مقدار حداکثر جابه جایی خطی طبقات در راستای طولی X (متر m)

| طبقه  | طبقه  | طبقه  | طبقه  | طبقه  | طبقه  | طبقه  | طبقه  | طبقه  | مدل های سازه ای                                 |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------------------------------------------------|
| ۱     | ۵     | ۱۰    | ۱۵    | ۲۰    | ۲۵    | ۳۰    | ۳۵    | ۳۹    | حالت اول (عدم اتصال دو برج)                     |
| ۰.۰۰۴ | ۰.۰۲۳ | ۰.۰۶۹ | ۰.۱۳۰ | ۰.۱۹۸ | ۰.۲۶۸ | ۰.۳۳۶ | ۰.۳۹۸ | ۰.۴۲۵ | اتصال برج ها بوسیله تیرهای بتنی با ابعاد متناسب |
| ۰.۰۰۵ | ۰.۰۲۴ | ۰.۰۶۳ | ۰.۱۱۷ | ۰.۱۷۶ | ۰.۲۳۸ | ۰.۲۹۹ | ۰.۳۵۴ | ۰.۳۷۷ | اتصال برج ها بوسیله تیرهای بتنی عمیق            |
| ۰.۰۰۴ | ۰.۰۲۲ | ۰.۰۶۲ | ۰.۱۱۰ | ۰.۱۵۳ | ۰.۱۸۰ | ۰.۲۱۳ | ۰.۲۴۲ | ۰.۲۳۸ | اتصال برج ها بوسیله دیوار برشی بتنی             |
| ۰.۰۰۳ | ۰.۰۱۹ | ۰.۰۶۳ | ۰.۱۱۶ | ۰.۱۷۶ | ۰.۲۳۹ | ۰.۳۰۲ | ۰.۳۵۹ | ۰.۳۸۶ | اتصال برج ها بوسیله خرپای فولادی                |



شکل (۴-۲) نمودار حداکثر جابه جایی خطی طبقات در راستای طولی طبقات X

همبسته کردن برج های دوقلو در ارتفاع، موجب کاهش در جابه جایی طبقات مخصوصا در طبقات بالاتر شده است، به طوری که بیشترین کاهش جابه جایی طبقات برای حالت های اتصال بوسیله تیرهای بتنی تیپ بندی شده، تیر های بتنی عمیق، دیوار برشی بتنی و خرپای فولادی به ترتیب برابر ۱۰.۹۲، ۲۶.۲۷، ۴۴.۰۵ و ۱۷.۱۴ درصد شده است. همچنین کمترین مقدار جابه جایی طبقات برای حالات مذکور به ترتیب برابر ۹.۵۱، ۶.۴۸، ۱.۳۳ و ۹.۰۷ درصد بوده است. بیشترین تاثیر در کاهش جابه جایی خطی طبقات، خصوصا طبقه آخر، متعلق به حالت اتصال به وسیله دیوار برشی بتنی بوده است.

همچنین بیشترین مقدار جابه جایی متعلق به طبقه آخر بوده است که برای کلیه پنج حالت اتصال به ترتیب برابر ۴۲.۵، ۳۷.۷، ۳۱.۵، ۲۴ و ۳۸.۵ سانتی متر بوده است.

همچنین برای مقدار دقیق میزان کاهش و یا افزایش جابه جایی طبقات نسبت به حالت اول، در جدول (۴-۴) تهیه شده است.

جدول (۴-۴) تغییرات کاهشی و یا افزایشی حداکثر جابه جایی خطی طبقات نسبت به حالت اول(%)

| مدل های سازه ای                                 | طبقه ۱ | طبقه ۵ | طبقه ۱۰ | طبقه ۱۵ | طبقه ۲۰ | طبقه ۲۵ | طبقه ۳۰ | طبقه ۳۵ | طبقه ۳۹ |
|-------------------------------------------------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| حالت اول (عدم اتصال دو برج)                     | -----  | -----  | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   |
| اتصال برج ها بوسیله تیرهای بتنی با ابعاد متناسب | ۴۵.۷۱  | ۷.۵۶   | -۹.۵۱   | -۱۰.۲۵  | -۱۰.۷۳  | -۱۱.۱   | -۱۱.۰۳  | -۱۰.۹۲  | -۱۱.۱   |
| اتصال برج ها بوسیله تیرهای بتنی عمیق            | ۵۱.۴۳  | ۱۳.۷۸  | -۶.۴۸   | -۹.۲۴   | -۱۲.۶۱  | -۱۷.۶۱  | -۲۰.۳۳  | -۲۲.۴۸  | -۲۶.۲۷  |
| اتصال برج ها بوسیله دیوار برشی بتنی             | ۱۴.۲۹  | -۱.۳۳  | -۱۰.۶۶  | -۱۵.۶۴  | -۲۲.۶۳  | -۳۲.۵۶  | -۳۶.۶۶  | -۳۹.۲۶  | -۴۴.۰۵  |
| اتصال برج ها بوسیله خرپای فولادی                | -۱۷.۱۴ | -۱۳.۷۸ | -۹.۹۴   | -۱۰.۴۸  | -۱۰.۷۳  | -۱۰.۶۵  | -۱۰.۱   | -۹.۶۱   | -۹.۰۷   |

بر این اساس مشاهده شده است که اتصال برج ها به یکدیگر خصوصا در طبقات بالاتر موجب کاهش جابه جایی خطی طبقات شده است، به طوری که در طبقه ده ام، در کلیه حالات اتصال، رقمی در بین ۶.۵ الی ۱۰.۵ درصد کاهش جابه جایی طبقه بوده است. در صورتی که برای طبقات بالاتر مثلا طبقه ۳۰ ام، رقمی بین ۱۰ الی ۳۶.۶ درصد بوده است و این کاهش جابه جایی در طبقه آخر در محدوده رنج ۹ الی ۴۴ درصد برای کلیه حالات اتصال قرار گرفته است.

#### ۴-۲-۳- لنگر واژگونی

از آنجایی که برای اطمینان از عدم واژگونی برج ها نیاز به دانستن مقدار لنگر مقاوم برج ها بر اساس وزن برج ها بوده است، بدین منظور لنگر مقاوم برج ها به صورت زیر محاسبه شده است.

$$W = 9.1 \times 10^4 \text{ Ton}$$

وزن محاسبه شده ساختمان

$$X_{CM} = 39.85 \text{ m}$$

بعد ساختمان

با صرف نظر از ضخامت پی، مقدار لنگر مقاوم برابر خواهد شد با:

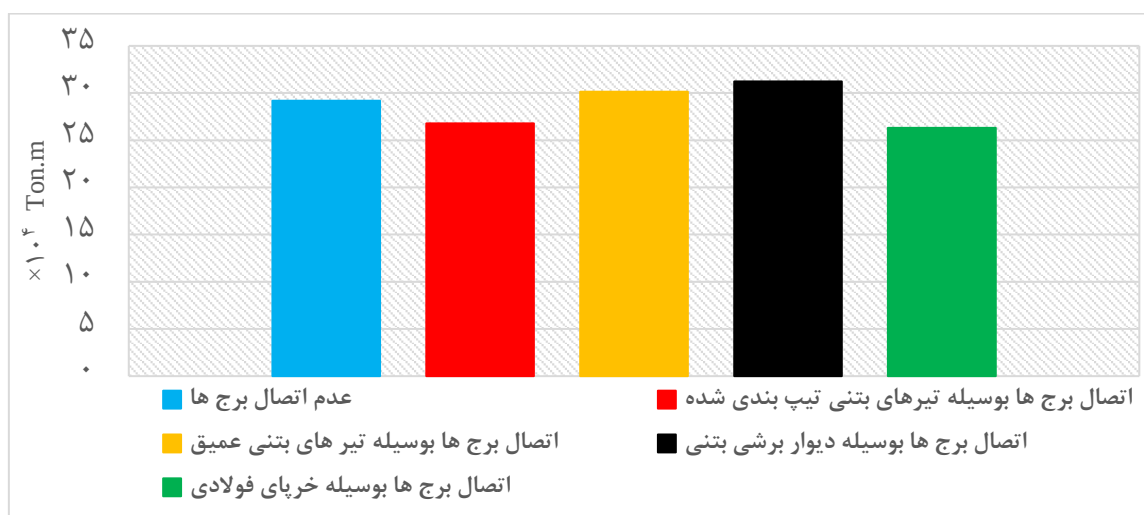
$$MR_X = 9.1 \times 10^4 \times 39.85 = 3626350 \text{ Ton.m} = 36 \times 10^5 \text{ Ton.m}$$

در جدول (۴-۵) مقادیر لنگر واژگونی برای کلیه حال های اتصال برج ها به یکدیگر آورده شده است.

جدول (۴-۵) مقادیر لنگر واژگونی پای برج ها در روش خطی برای کلیه حالات اتصال برج ها در جهت Y  
 $\times 10^4 \text{ Ton.m}$

| لنگر واژگونی | مدل های سازه ای                                 |
|--------------|-------------------------------------------------|
| ۲۹.۱۹        | حالت اول (عدم اتصال دو برج)                     |
| ۲۶.۷۸        | اتصال برج ها بوسیله تیرهای بتنی با ابعاد متناسب |
| ۳۰.۱۴        | اتصال برج ها بوسیله تیرهای بتنی عمیق            |
| ۳۱.۲۳        | اتصال برج ها بوسیله دیوار برشی بتنی             |
| ۲۶.۳۱        | اتصال برج ها بوسیله خرپای فولادی                |

با توجه به جدول فوق، لنگر مقاوم برج ها بسیار بیشتر از لنگر واژگونی ایجاد شده در تراز پایه برج ها در کلیه حالات اتصال بوده است و در نتیجه برج ها از لحاظ واژگونی ایمن بوده است. همچنین در شکل (۳-۴) نموداری میله ای برای درک بهتر تغییرات لنگر واژگونی برج ها در تراز پایه ساختمان نشان داده است.



شکل (۳-۴) مقادیر لنگر واژگونی پای برج ها در روش خطی در کلیه حالات اتصال در جهت X

بر این اساس، استفاده از اعضای اتصال بصورت تیر های بتنی تیپ بندی شده و خرپای فولادی، به ترتیب موجب کاهش ۸.۲۶ و ۹.۸۴ درصدی لنگر واژگونی برج ها در حالت خطی شده است که این لنگر واژگونی برای اعضای اتصال دیوار برشی بتنی و تیر های بتنی عمیق، به ترتیب روند افزایشی ۷ و ۳.۲۸ درصدی داشته است. جدول (۴-۶) معرف این تغییرات بوده است.

جدول (۴-۶) تغییرات کاهشی و یا افزایشی لنگر واژگونی پای برج ها در روش خطی نسبت به حالت اول

| مدل های سازه ای                                 | درصد تغییرات |
|-------------------------------------------------|--------------|
| عدم اتصال برج ها به یکدیگر                      | -----        |
| اتصال برج ها بوسیله تیرهای بتنی با ابعاد متناسب | -۸.۲۶        |
| اتصال برج ها بوسیله تیرهای بتنی عمیق            | ۳.۲۸         |
| اتصال برج ها بوسیله دیوار برشی بتنی             | ۷.۰۱         |
| اتصال برج ها بوسیله خرپای فولادی                | -۹.۸۴        |

بر این اساس اتصال برج های دوقلو به یکدیگر زمانی که از المان های ضعیف تر چون خرپای فولادی و یا تیر های تیپ بندی شده بتنی استفاده شده است تا میزان ۱۰ درصد کاهش در لنگر واژگونی برج ها داشته است،

که این میزان برای المان های سخت تر اتصال برج ها، چون دیوار برشی بتنی، به میزان افزایشی ۷ درصد بوده است.

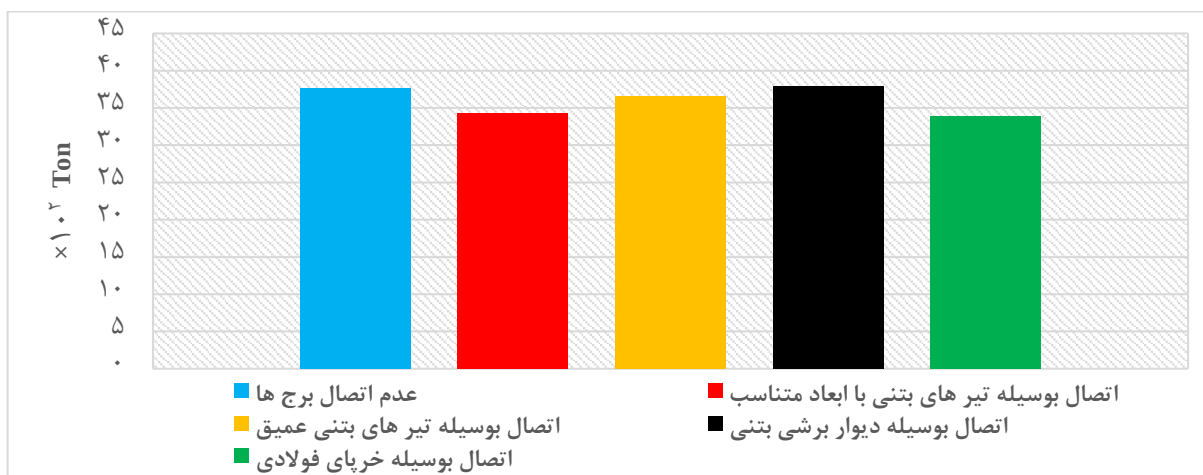
#### ۴-۲-۴- برش زلزله در تراز پایه و نیروی برشی طبقات

چهارمین پاسخ لرزه ای که مورد ارزیابی قرار گرفته است، مقدار برش زلزله در تراز پایه برج ها بوده است. به همین خاطر جدول (۷-۴) این مقدار را برای کلیه حالات اتصال گزارش داده است.

جدول (۷-۴) مقدار برش زلزله در تراز پایه در حالت خطی برای کلیه مدل های اتصال  
 $\times 10^2 \text{ Ton}$

| برش زلزله | مدل های سازه ای                                 |
|-----------|-------------------------------------------------|
| ۳۷.۶۴     | حالت اول (عدم اتصال دو برج)                     |
| ۳۴.۲۳     | اتصال برج ها بوسیله تیرهای بتنی با ابعاد متناسب |
| ۳۶.۶۰     | اتصال برج ها بوسیله تیرهای بتنی عمیق            |
| ۳۷.۸۷     | اتصال برج ها بوسیله دیوار برشی بتنی             |
| ۳۳.۸۶     | اتصال برج ها بوسیله خرپای فولادی                |

همچنین در شکل (۴-۴) نمودار میله ای برای مقادیر برش زلزله در حالت خطی در تراز پایه بدست آمده است.



شکل (۴-۴) نمودار میله ای برش زلزله حالت خطی در تراز پایه برج ها

مقدار برش زلزله در تراز پایه، در حالت های اتصال به وسیله تیر های بتنی تیپ بندی شده و خرپای فولادی، به ترتیب ۹ و ۱۰.۶ درصد کاهش داشته است، اما این نیرو در حالت استفاده از دیوار برشی بتنی و تیر های

بتنی عمیق جهت اتصال برج ها، روندی صعودی و کمتر از ۱۰ درصد داشته است که به ترتیب با ۳.۵ و ۶.۹ درصد افزایش برای هرکدام بوده است. جدول (۸-۴) این مقادیر را گزارش کرده است.

جدول (۸-۴) تغییرات کاهشی و یا افزایشی برش زلزله حالت خطی در تراز پایه نسبت به حالت اول

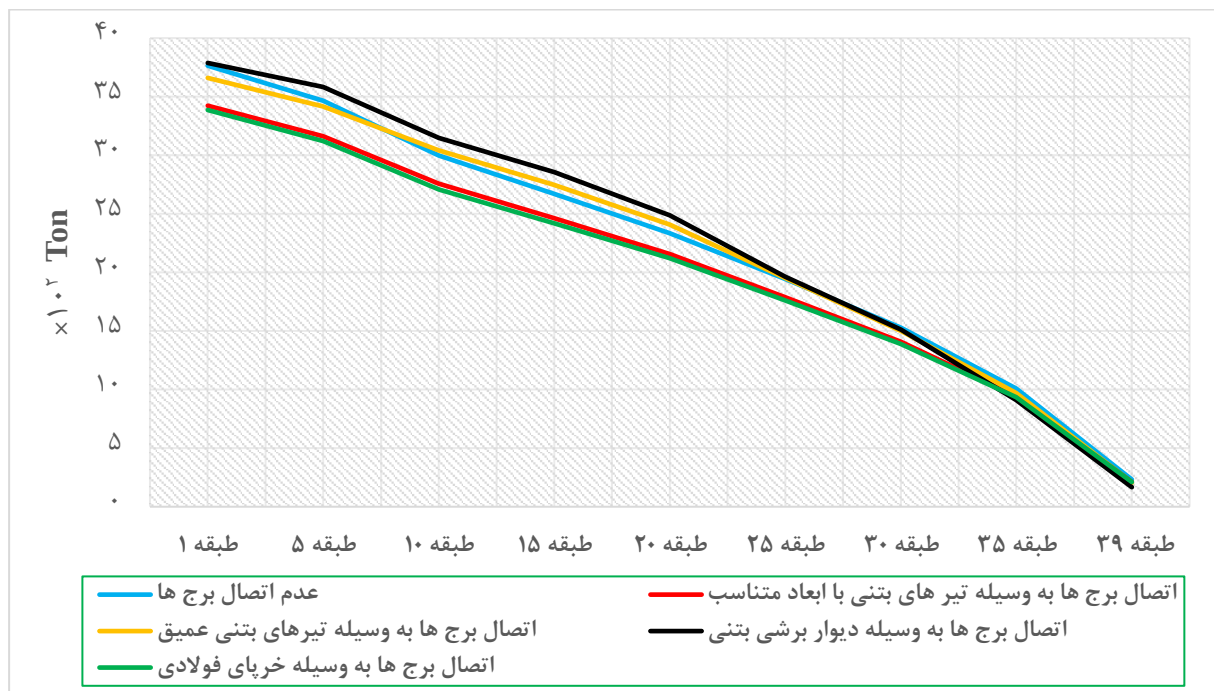
| درصد تغییرات | مدل های سازه ای                                 |
|--------------|-------------------------------------------------|
| -----        | حالت اول (عدم اتصال دو برج)                     |
| -۹.۰۶        | اتصال برج ها بوسیله تیرهای بتنی با ابعاد متناسب |
| ۶.۹۳         | اتصال برج ها بوسیله تیرهای بتنی عمیق            |
| ۳.۴۸         | اتصال برج ها بوسیله دیوار برشی بتنی             |
| -۱۰.۶۰       | اتصال برج ها بوسیله خرپای فولادی                |

همچنین در جدول (۹-۴) و شکل (۵-۴)، مقادیر نیروی برشی ایجاد شده در کلیه طبقات برج ها، و نحوه تغییرات آنها نیز ارائه شده است.

جدول (۹-۴) مقدار نیروی برشی طبقات در حالت خطی برای کلیه مدل های اتصال

$\times 10^2 \text{ Ton}$

| طبقه | طبقه  | طبقه  | طبقه  | طبقه  | طبقه  | طبقه  | طبقه  | طبقه  | مدل های سازه ای                        |
|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|----------------------------------------|
| ۳۹   | ۳۵    | ۳۰    | ۲۵    | ۲۰    | ۱۵    | ۱۰    | ۵     | ۱     | عدم اتصال برج ها به یکدیگر             |
| ۲.۳۲ | ۱۰.۱۰ | ۱۵.۲۸ | ۱۹.۴۳ | ۲۳.۳۵ | ۲۶.۷۰ | ۲۹.۹۹ | ۳۴.۶۴ | ۳۷.۶۴ | اتصال بوسیله تیر های بتنی تیپ بندی شده |
| ۲.۱۱ | ۹.۴۴  | ۱۴.۰۷ | ۱۷.۸۶ | ۲۱.۵۷ | ۲۴.۶۱ | ۲۷.۵۸ | ۳۱.۶۰ | ۳۴.۲۳ | اتصال بوسیله تیر های بتنی عمیق         |
| ۲.۰۶ | ۹.۶۹  | ۱۵.۰۰ | ۱۹.۵۱ | ۲۴.۰۸ | ۲۷.۴۶ | ۳۰.۴۲ | ۳۴.۱۶ | ۳۶.۶۰ | اتصال بوسیله دیوار برشی بتنی           |
| ۱.۶۷ | ۹.۱۰  | ۱۵.۱۱ | ۱۹.۶۳ | ۲۴.۸۵ | ۲۸.۵۶ | ۳۱.۴۷ | ۳۵.۸۲ | ۳۷.۸۷ | اتصال بوسیله خرپای فولادی              |
| ۲.۱۱ | ۹.۳۶  | ۱۳.۹۰ | ۱۷.۵۹ | ۲۱.۲۱ | ۲۴.۱۹ | ۲۷.۰۹ | ۳۱.۲۰ | ۳۳.۸۶ |                                        |



شکل (۴-۵) نیروی برشی ایجاد شده در طبقات در حالت خطی برای کلیه حالات اتصال

با توجه به شکل (۴-۵)، نیروی برشی در طبقات بالاتر، خصوصاً طبقه آخر، تغییر چندانی نداشته است و تقریباً برای کلیه حالت های اتصال برابر بوده است. به بیانی دیگر، همبسته کردن برج های دوقلو، توسط اعضای با درجه سختی کمتر نظیر تیر های بتنی تیپ بندی شده و خرپای فولادی، موجب کاهش برش طبقات شده است، اما استفاده از اعضای اتصال سخت تر، نظیر دیوار برشی بتنی و تیر های بتنی تیپ بندی شده، موجب افزایش مقدار نیروی برشی طبقات شده است.

همچنین تغییرات نیروی برشی طبقات در همبسته کردن برج ها، در جدول (۴-۱۰) آمده است.

جدول (۴-۱۰) تغییرات کاهشی و یا افزایشی نیروی برشی طبقات در حالت خطی (%)

| مدل های سازه ای                        | طبقه ۱ | طبقه ۵ | طبقه ۱۰ | طبقه ۱۵ | طبقه ۲۰ | طبقه ۲۵ | طبقه ۳۰ | طبقه ۳۵ | طبقه ۳۹ |
|----------------------------------------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| عدم اتصال برج ها به یکدیگر             | -----  | -----  | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی تیپ بندی شده | -۲.۷۷  | -۱.۳۷  | ۱.۳۸    | ۲.۸۶    | ۳.۱۳    | ۰.۴۲    | -۱.۸۱   | -۴.۰۱   | -۱۱.۳۴  |

|                                   |        |       |       |       |       |       |       |       |        |
|-----------------------------------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|
| اتصال بوسیله تیر های<br>بتنی عمیق | ۰.۶۲   | ۳.۴۲  | ۴.۹۰  | ۶.۹۶  | ۶.۴۴  | ۱.۰۱  | -۱.۱۲ | -۹.۸۸ | -۲۸.۱۱ |
| اتصال بوسیله دیوار<br>برشی بتنی   | -۱۰.۰۵ | -۹.۹۳ | -۹.۷۱ | -۹.۴۱ | -۹.۱۶ | -۹.۴۸ | -۹.۰۶ | -۷.۳۷ | -۹.۰۲  |
| اتصال بوسیله خربای<br>فولادی      | -۹.۰۷  | -۸.۷۷ | -۸.۰۸ | -۷.۸۳ | -۷.۶۲ | -۸.۰۶ | -۷.۹۰ | -۶.۵۷ | -۹.۱۰  |

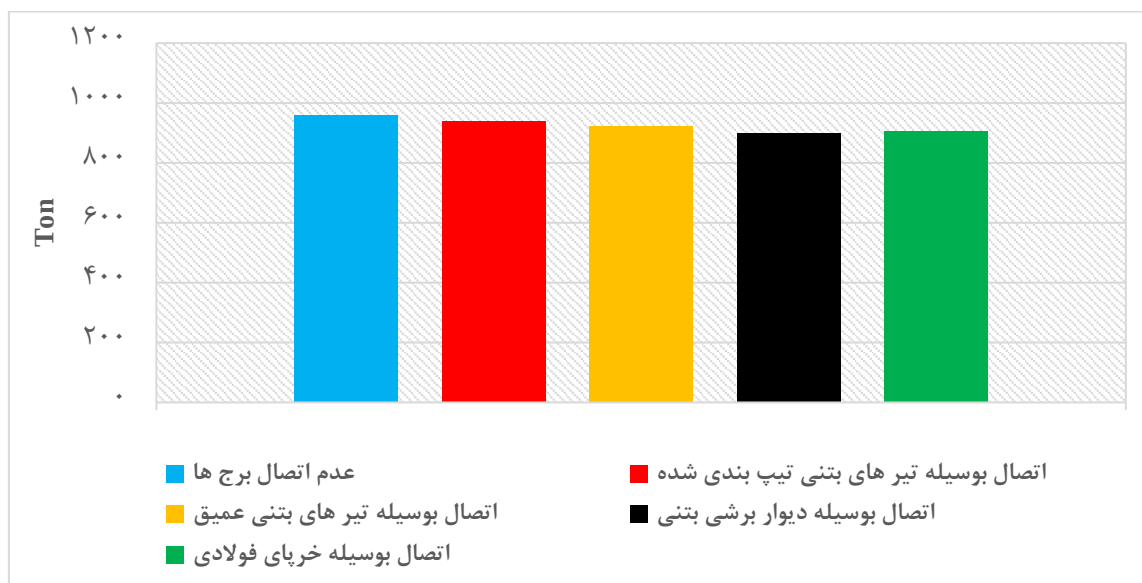
#### ۴-۲-۵- نیروی محوری و لنگر خمشی ستون

برای مقایسه تغییرات نیروی محوری ستون ها در کلیه حالات اتصال، مطابق بند (۳-۱۱-۵-۲)، از ستون نمونه با مشخصات ذکر شده استفاده شده است که با نام ستون C۳۴ معرفی شد.

نیروی محوری در ستون C۳۴ و لنگر خمشی ایجاد شده آن برای هر پنج حالت مد نظر اتصال برج ها در جدول (۴-۹) و (۴-۱۱) گزارش شده است. همچنین شکل (۴-۶) و (۴-۷) نیروی محوری و مقدار لنگر خمشی ایجاد شده در ستون را نشان داده است.

جدول (۴-۱۱) مقادیر نیروی محوری ستون C۳۴ در طبقه اول برج ها در روش خطی در کلیه حالات اتصال

| D/C Ratio | نیروی محوری ستون<br>(Ton) | حالت ها                                   |
|-----------|---------------------------|-------------------------------------------|
| ۰.۵۷      | ۹۵۹.۳۹                    | حالت اول (عدم اتصال دو برج)               |
| ۰.۶       | ۹۴۰.۵۶                    | اتصال بوسیله تیر های بتنی با ابعاد متناسب |
| ۰.۷۸      | ۹۲۱.۵۷                    | اتصال بوسیله تیر های بتنی عمیق            |
| ۰.۷۹      | ۸۹۸.۲۴                    | اتصال بوسیله دیوار برشی بتنی              |
| ۰.۸۶      | ۹۰۵.۲۵                    | اتصال بوسیله خربای فولادی                 |



شکل (۴-۶) نمودار میله ای نیروی محوری ستون C۳۶ در روش خطی در کلیه حالات اتصال

نیروی محوری ستون مذکور، در کلیه حالات شاهد کاهش بوده است به طوری که در حالت اتصال به وسیله دیوار برشی بتنی، تیر های بتنی عمیق، تیر های بتنی تیپ بندی شده و خرپای فولادی به ترتیب برابر ۶.۳۷، ۳.۹۴، ۱.۹۶ و ۵.۶۴ درصد کاهش در نیروی محوری ستون داشته است. در جدول (۴-۱۰) این مقادیر آورده شده است.

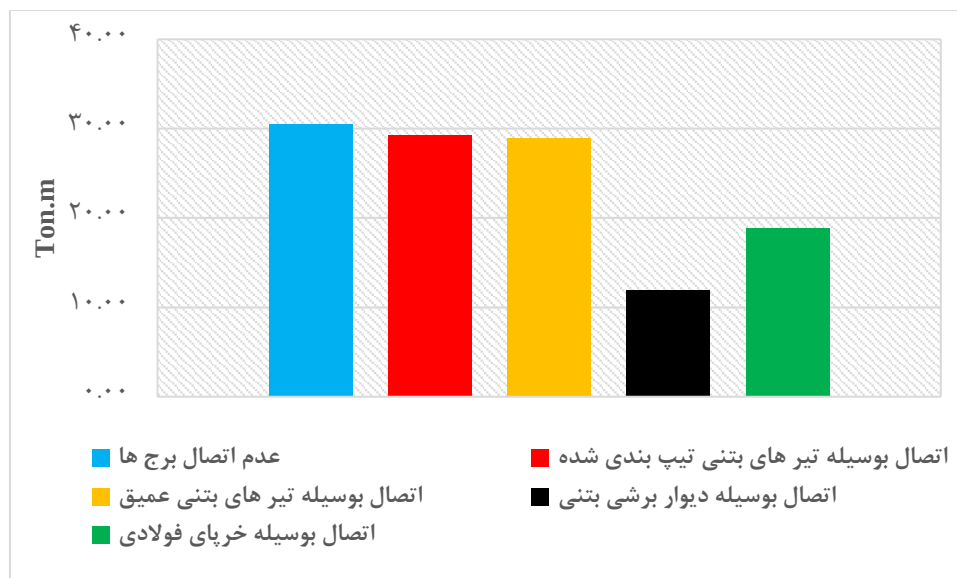
جدول (۴-۱۲) تغییرات کاهشی در نیروی محوری ستون C۳۴ در روش خطی نسبت به حالت اول

| مدل های سازه ای                           | درصد تغییر در نیروی محوری (%) |
|-------------------------------------------|-------------------------------|
| حالت اول (عدم اتصال دو برج)               | -----                         |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی با ابعاد متناسب | -۱.۹۶                         |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی عمیق            | -۳.۹۴                         |
| اتصال بوسیله دیوار برشی بتنی              | -۶.۳۷                         |
| اتصال بوسیله خرپای فولادی                 | -۵.۶۴                         |

جدول (۴-۱۳) لنگر خمشی ستون C۳۴

| لنگر خمشی (Ton.m) | حالت ها                     |
|-------------------|-----------------------------|
| ۳۰.۴۷             | حالت اول (عدم اتصال دو برج) |

|       |                                           |
|-------|-------------------------------------------|
| ۲۹.۲۱ | اتصال بوسیله تیر های بتنی با ابعاد متناسب |
| ۲۸.۹۵ | اتصال بوسیله تیر های بتنی عمیق            |
| ۱۱.۹۵ | اتصال بوسیله دیوار برشی بتنی              |
| ۱۸.۹۱ | اتصال بوسیله خرپای فولادی                 |



شکل (۴-۷) مقادیر لنگر خمشی ستون C۳۴

همچنین لنگر خمشی ایجاد شده در ستون مدنظر در هنگام همبسته بودن برج ها کاهش یافته است که بیشترین مقدار کاهش آن متعلق به اعضای اتصال دیوار برشی بتنی بوده است. مقدار دقیق این کاهش ها در لنگر خمشی ستون در جدول (۴-۱۴) آورده شده است.

جدول (۴-۱۴) تغییرات کاهشی در لنگر خمشی ستون C۳۴ در روش خطی نسبت به حالت اول

| مدل های سازه ای                           | درصد تغییر در نیروی محوری (%) |
|-------------------------------------------|-------------------------------|
| حالت اول (عدم اتصال دو برج)               | -----                         |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی با ابعاد متناسب | -۴.۱۴                         |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی عمیق            | -۴.۹۹                         |
| اتصال بوسیله دیوار برشی بتنی              | -۶۰.۷۷                        |
| اتصال بوسیله خرپای فولادی                 | -۳۷.۹۴                        |

علتی که باعث کاهش نیروی محوری و لنگر خمشی ستون ها شده است، این است که در اصل، همبسته کردن برج ها و همچنین همبسته کردن هسته های بتنی مرکزی برج ها (دیوار برشی ها)، توسط اعضای اتصال، مانع از دوران و حرکت هسته ها شده است و این اعضای اتصال، توانسته است نیروهای ایجاد شده را، بین تمام ستون های سازه پخش کرده و تقسیم کند، به همین علت مقدار نیروی محوری و لنگر خمشی ستون ها در حالت های همبسته کردن برج ها نسبت به حالت همبسته نبودن برج ها کاهش یافته است.

#### ۴-۳- روش غیر خطی دینامیکی تاریخچه زمانی

در این بخش هدف تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی برج های قصر آسمان بوده است. برای این منظور در این بخش برج ها در همان محیط نرم افزاری ETABS2019 و با همان مشخصات سازه ای ذکر شده و به روش تاریخچه زمانی غیر خطی تحلیل شده است. در این بخش مطابق بخش قبلی، مقادیر پاسخ های لرزه ای از قبیل دریافت و جابه جایی طبقات و غیره، برای کلیه پنج حالت اتصال در حالت اعمال هر هفت زوج شتاب نگاشت ذکر شده در بخش (۳-۱۰-۲)، ارزیابی و بررسی شده است که در ادامه به بررسی تک تک آن ها پرداخته شده است.

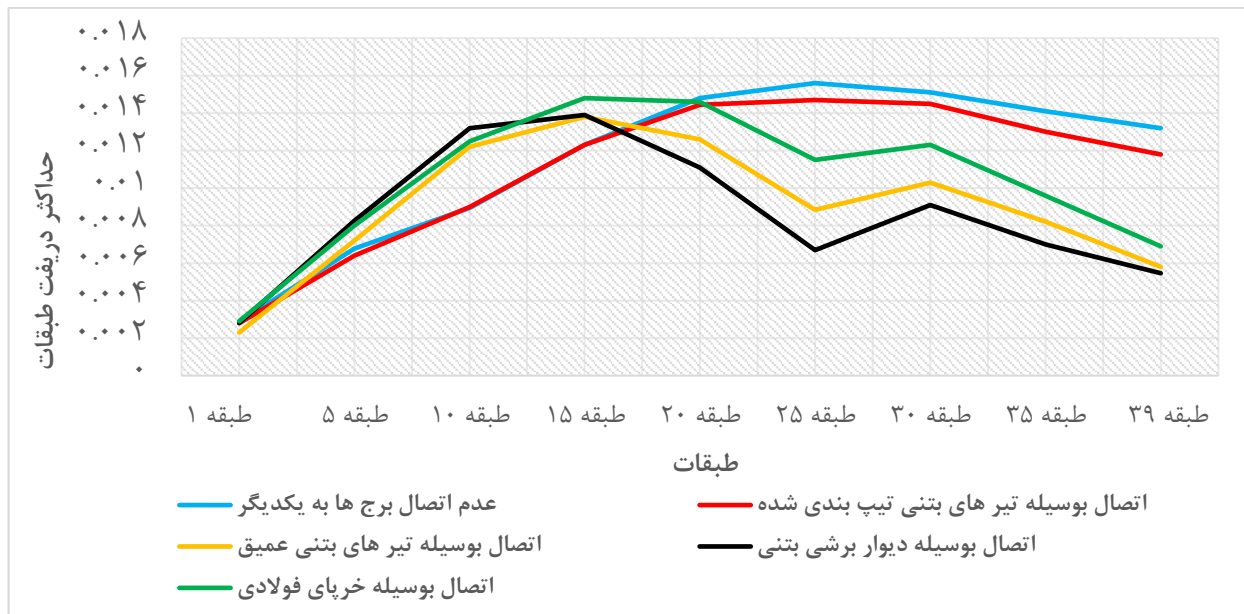
#### ۴-۳-۱- دریافت طبقات

حداکثر جابه جایی نسبی طبقات برای حالت های مختلف اتصال سازه ای برج ها با اعمال هفت نوع زلزله مشابه، در بند های (۴-۳-۱) الی (۴-۳-۷) آمده است.

#### ۴-۳-۱- زلزله Northern Calif

جدول (۴-۱۵) حداکثر دریافت غیر خطی طبقات در زلزله Northern Calif

| مدل های سازه ای                           | طبقه ۱  | طبقه ۵  | طبقه ۱۰ | طبقه ۱۵ | طبقه ۲۰ | طبقه ۲۵ | طبقه ۳۰ | طبقه ۳۵ | طبقه ۳۹ |
|-------------------------------------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| عدم اتصال برج ها به یکدیگر                | ۰.۰۰۲۸۸ | ۰.۰۰۶۷۷ | ۰.۰۰۸۹۵ | ۰.۰۱۲۳  | ۰.۰۱۴۸  | ۰.۰۱۵۶  | ۰.۰۱۵۱  | ۰.۰۱۴۱  | ۰.۰۱۳۲  |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی<br>تیپ بندی شده | ۰.۰۰۲۸  | ۰.۰۰۶۴  | ۰.۰۰۹۰  | ۰.۰۱۲۳  | ۰.۰۱۴۴  | ۰.۰۱۴۷  | ۰.۰۱۴۵  | ۰.۰۱۳۰  | ۰.۰۱۱۸  |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی<br>عمیق         | ۰.۰۰۲۳  | ۰.۰۰۷۲  | ۰.۰۱۲۲  | ۰.۰۱۳۸  | ۰.۰۱۲۶  | ۰.۰۰۸۹  | ۰.۰۱۰۳  | ۰.۰۰۸۲  | ۰.۰۰۵۸  |
| اتصال بوسیله دیوار برشی<br>بتنی           | ۰.۰۰۲۸  | ۰.۰۰۸۳  | ۰.۰۱۳۲  | ۰.۰۱۳۹  | ۰.۰۱۱۱  | ۰.۰۰۶۷  | ۰.۰۰۹۱  | ۰.۰۰۷۰  | ۰.۰۰۵۵  |
| اتصال بوسیله خرپای<br>فولادی              | ۰.۰۰۲۹  | ۰.۰۰۸۰  | ۰.۰۱۲۵  | ۰.۰۱۴۸  | ۰.۰۱۴۶  | ۰.۰۱۱۵  | ۰.۰۱۲۳  | ۰.۰۰۹۶  | ۰.۰۰۶۹  |



شکل (۴-۸) نمودار دریافت حداکثر غیر خطی طبقات در زلزله Northern calif

بکار گیری از از اعضای اتصال دیوار برشی بتنی و تیر های بتنی عمیق، مابین طبقات پنجم الی پانزدهم، باعث افزایش دررفت طبقات و کاهش دررفت در سایر طبقات در این زلزله شده است. بیشترین کاهش دررفت برای طبقه آخر، متعلق به دیوار برشی بتنی بوده است و کمترین مقدار این کاهش برای حالت اتصال بوسیله تیرهای بتنی تیپ بندی شده بوده است. همچنین حداکثر دررفت غیر خطی در مدل های اول الی پنجم سازه ای، برابر ۱.۵۶، ۱.۴۷، ۱.۳۸، ۱.۳۹ و ۱.۴۸ درصد در طبقات ۱۵ الی ۲۵ بوده است. جدول (۴-۱۶) شرح کامل این تغییرات را گزارش داده است.

جدول (۴-۱۶) تغییرات کاهشی و یا افزایشی حداکثر دررفت غیر خطی طبقات زلزله Northern Calif در کلیه حالات اتصال نسبت به حالت اول (%).

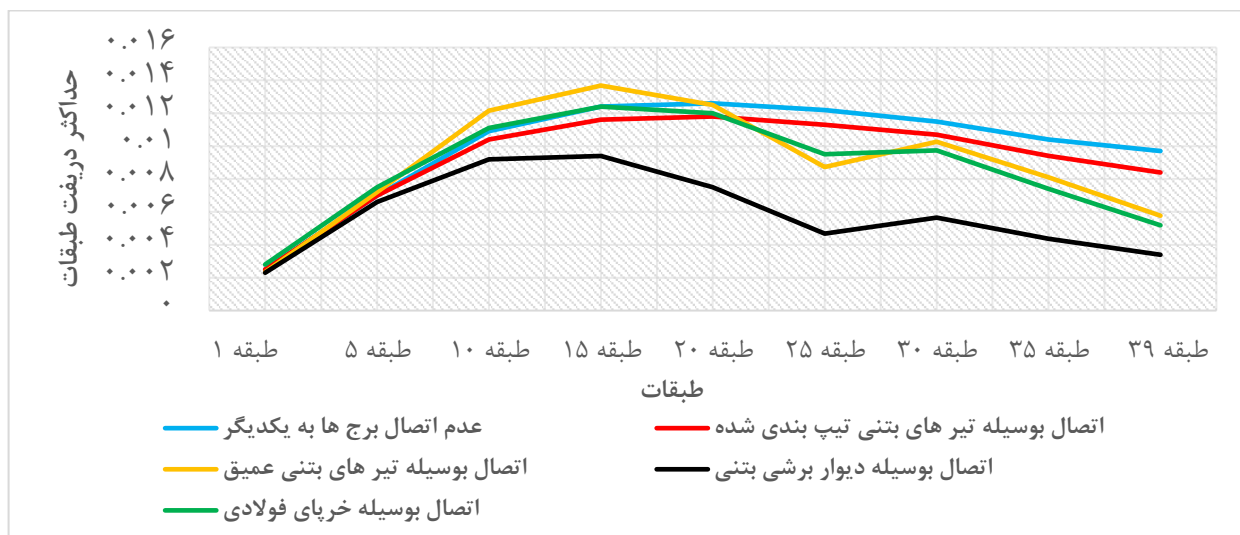
| مدل های سازه ای                        | طبقه ۱ | طبقه ۵ | طبقه ۱۰ | طبقه ۱۵ | طبقه ۲۰ | طبقه ۲۵ | طبقه ۳۰ | طبقه ۳۵ | طبقه ۳۹ |
|----------------------------------------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| عدم اتصال برج ها به یکدیگر             | -----  | -----  | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی تیپ بندی شده | -۲.۷۸  | -۵.۴۷  | ۰.۵۶    | ۰.۰۰    | -۲.۴۳   | -۵.۷۷   | -۳.۹۷   | -۷.۸۰   | -۱۰.۶۱  |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی عمیق         | -۲۰.۱۴ | ۶.۳۵   | ۳۶.۳۱   | ۱۲.۲۰   | -۱۴.۸۶  | -۴۳.۲۷  | -۳۱.۷۹  | -۴۱.۷۷  | -۵۶.۰۶  |
| اتصال بوسیله دیوار برشی بتنی           | -۲.۴۳  | ۲۲.۱۶  | ۴۷.۴۹   | ۱۳.۰۱   | -۲۵.۰۰  | -۵۷.۰۵  | -۳۹.۷۴  | -۵۰.۳۵  | -۵۸.۵۶  |
| اتصال بوسیله خرپای فولادی              | ۰.۶۹   | ۱۸.۱۷  | ۳۹.۶۶   | ۲۰.۳۳   | -۱.۳۵   | -۲۶.۲۸  | -۱۸.۵۴  | -۳۱.۹۱  | -۴۷.۷۳  |

#### ۴-۳-۱-۲- زلزله Chi-Chi

حداکثر دررفت غیر خطی طبقات برای کلیه حالات اتصال در زلزله Chi-Chi در جدول (۴-۱۷) و شکل (۴-۹) آورده شده است.

جدول (۴-۱۷) حداکثر دریافت غیر خطی طبقات در زلزله Chi-Chi

| مدل های سازه ای                        | طبقه ۱ | طبقه ۵ | طبقه ۱۰ | طبقه ۱۵ | طبقه ۲۰ | طبقه ۲۵ | طبقه ۳۰ | طبقه ۳۵ | طبقه ۳۹ |
|----------------------------------------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| عدم اتصال برج ها به یکدیگر             | ۰.۰۰۲۵ | ۰.۰۰۰۷ | ۰.۰۱۰۹  | ۰.۰۱۲۴  | ۰.۰۱۲۶  | ۰.۰۱۲۲  | ۰.۰۱۱۵  | ۰.۰۱۰۴  | ۰.۰۰۹۷  |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی تیپ بندی شده | ۰.۰۰۲۵ | ۰.۰۰۷۰ | ۰.۰۱۰۴  | ۰.۰۱۱۶  | ۰.۰۱۱۸  | ۰.۰۱۱۳  | ۰.۰۱۰۷  | ۰.۰۰۹۴  | ۰.۰۰۸۴  |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی عمیق         | ۰.۰۰۲۶ | ۰.۰۰۸۰ | ۰.۰۱۳۵  | ۰.۰۱۵۲  | ۰.۰۱۳۹  | ۰.۰۰۹۷  | ۰.۰۱۱۴  | ۰.۰۰۹۰  | ۰.۰۰۶۴  |
| اتصال بوسیله دیوار برشی بتنی           | ۰.۰۰۲۳ | ۰.۰۰۶۶ | ۰.۰۰۹۲  | ۰.۰۰۹۴  | ۰.۰۰۷۵  | ۰.۰۰۴۷  | ۰.۰۰۵۷  | ۰.۰۰۴۴  | ۰.۰۰۳۴  |
| اتصال بوسیله خرپای فولادی              | ۰.۰۰۲۸ | ۰.۰۰۷۵ | ۰.۰۱۱۱  | ۰.۰۱۲۴  | ۰.۰۱۲۰  | ۰.۰۰۹۵  | ۰.۰۰۹۷  | ۰.۰۰۷۴  | ۰.۰۰۵۲  |



شکل (۴-۹) نمودار حداکثر دریافت غیر خطی طبقات در زلزله Chi-Chi

استفاده از اعضای اتصال دیوار برشی بتنی، موجب کاهش در دریافت تمام طبقات شده است که بیشترین و کمترین مقدار آن برابرست با ۶۵ و ۵.۷۱ درصد، به ترتیب برای طبقات آخر و اول بوده است. در حالت اتصال با تیرهای بتنی تیپ بندی شده، نیز از طبقات دهم به بعد روندی کاهشی نیز داشته است و در دو نوع اتصال دیگر این روند کاهشی در طبقات ۲۵ ام به بالا محسوس تر بوده است. شرح کامل این تغییرات در جدول (۴-۱۸) آورده شده است. همچنین بیشترین مقدار دریافت غیر خطی، در مدل های اول تا پنج سازه ای، برابر با ۱.۲۶، ۱.۱۸، ۱.۵۲، ۰.۹۴ و ۱.۲۴ درصد و در طبقات ۱۵ الی ۲۰ بوده است.

جدول (۴-۱۸) تغییرات کاهشی ویا افزایشی حداکثر دریافت غیر خطی طبقات در زلزله Chi-Chi  
در کلیه حالات اتصال نسبت به حالت اول(%)

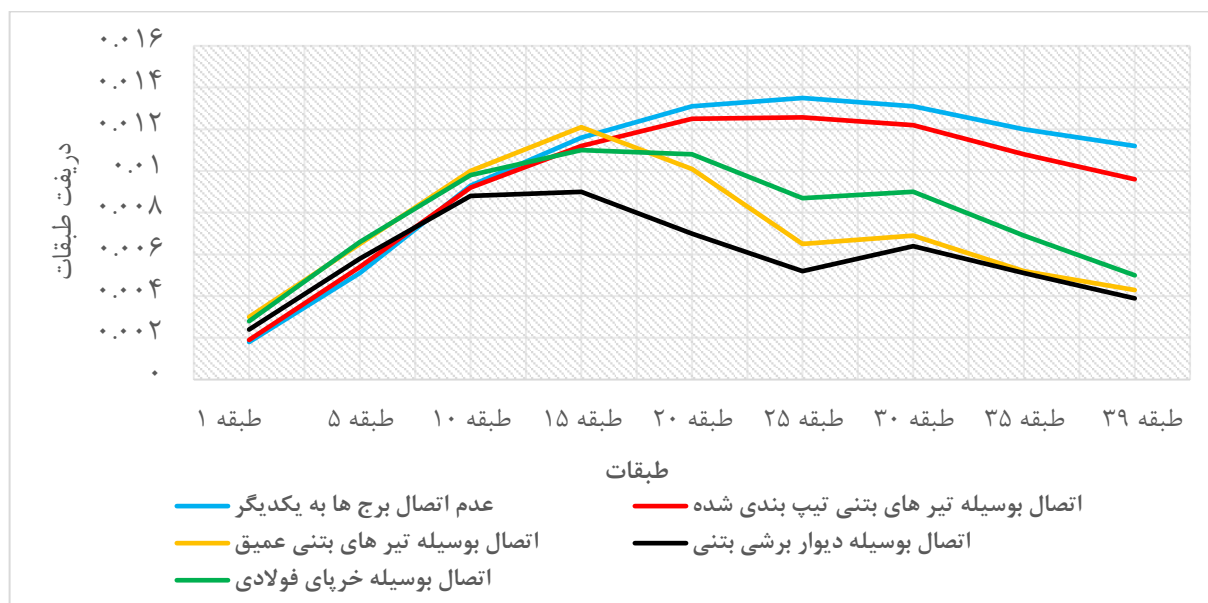
| مدل های سازه ای                           | طبقه ۱ | طبقه ۵ | طبقه ۱۰ | طبقه ۱۵ | طبقه ۲۰ | طبقه ۲۵ | طبقه ۳۰ | طبقه ۳۵ | طبقه ۳۹ |
|-------------------------------------------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| عدم اتصال برج ها به یکدیگر                | -----  | -----  | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی<br>تیپ بندی شده | ۰.۰۰   | ۰.۰۰   | -۴.۵۹   | -۶.۴۵   | -۶.۳۵   | -۷.۳۸   | -۶.۹۶   | -۹.۶۲   | -۱۳.۴۰  |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی<br>عمیق         | ۴.۰۰   | ۱۴.۲۹  | ۲۳.۸۵   | ۲۲.۵۸   | ۱۰.۳۲   | -۲۰.۴۹  | -۰.۸۷   | -۱۳.۴۶  | -۳۴.۰۲  |
| اتصال بوسیله دیوار برشی<br>بتنی           | -۸.۰۰  | -۵.۷۱  | -۱۵.۶۰  | -۲۴.۱۹  | -۴۰.۴۸  | -۶۱.۶۴  | -۵۰.۷۸  | -۵۸.۰۸  | -۶۴.۹۵  |
| اتصال بوسیله خرپای فولادی                 | ۱۲.۰۰  | ۷.۱۴   | ۱.۸۳    | ۰.۰۰    | -۴.۷۶   | -۲۲.۱۳  | -۱۵.۳۹  | -۲۸.۸۵  | -۴۶.۴۹  |

#### ۴-۳-۱-۳-۴ زلزله Darfield

مقادیر حداکثر دریافت غیر خطی در زلزله Darfield به شرح جدول (۴-۱۹) و شکل (۴-۱۰) است.

جدول (۴-۱۹) حداکثر دریافت غیر خطی طبقات در زلزله Darfield

| مدل های سازه ای                        | طبقه ۱ | طبقه ۵ | طبقه ۱۰ | طبقه ۱۵ | طبقه ۲۰ | طبقه ۲۵ | طبقه ۳۰ | طبقه ۳۵ | طبقه ۳۹ |
|----------------------------------------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| عدم اتصال برج ها به یکدیگر             | ۰.۰۰۱۸ | ۰.۰۰۵۱ | ۰.۰۰۹۳  | ۰.۰۱۱۶  | ۰.۰۱۳۱  | ۰.۰۱۳۵  | ۰.۰۱۳۱  | ۰.۰۱۲   | ۰.۰۱۱۲  |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی تیپ بندی شده | ۰.۰۰۱۹ | ۰.۰۰۵۴ | ۰.۰۰۹۲  | ۰.۰۱۱۲  | ۰.۰۱۲۵  | ۰.۰۱۲۶  | ۰.۰۱۲۲  | ۰.۰۱۰۸  | ۰.۰۰۹۶  |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی عمیق         | ۰.۰۰۳۰ | ۰.۰۰۶۵ | ۰.۰۱۰۰  | ۰.۰۱۲۱  | ۰.۰۱۰۱  | ۰.۰۰۶۵  | ۰.۰۰۶۹  | ۰.۰۰۵۲  | ۰.۰۰۴۳  |
| اتصال بوسیله دیوار برشی بتنی           | ۰.۰۰۲۴ | ۰.۰۰۵۸ | ۰.۰۰۸۸  | ۰.۰۰۹۰  | ۰.۰۰۷۰  | ۰.۰۰۵۲  | ۰.۰۰۶۴  | ۰.۰۰۵۱  | ۰.۰۰۳۹  |
| اتصال بوسیله خرپای فولادی              | ۰.۰۰۲۸ | ۰.۰۰۶۶ | ۰.۰۰۹۸  | ۰.۰۱۱۰  | ۰.۰۱۰۸  | ۰.۰۰۸۷  | ۰.۰۰۹۰  | ۰.۰۰۶۹  | ۰.۰۰۵۰  |



شکل (۴-۱۰) نمودار حداکثر دریافت غیر خطی طبقات در زلزله Darfield

در این زلزله، دریافت حداکثر طبقات همگی از طبقه ۱۶ ام به بالا، کاهش یافته است و در طبقه آخر، بیشترین کاهش برای حالت اتصال بوسیله دیوار برشی بتنی بوده است و کمترین این مقدار متعلق به حال اتصال به وسیله تیر های بتنی تیپ بندی شده بوده است. همچنین تا طبقه هشتم، افزایش دریافت در طبقات رخ داده است. بیشترین مقدار دریافت غیر خطی در مدل های اول الی پنجم سازه ای، به ترتیب برابر ۱.۳۵، ۱.۲۶، ۱.۲۱، ۰.۹ و ۱.۱ درصد در طبقه ۱۵ الی ۲۵ بوده است. برای بررسی جزئیات تغییرات دریافت غیر خطی طبقات، جدول (۴-۲۰) آورده شده است.

جدول (۴-۲۰) تغییرات کاهشی ویا افزایشی حداکثر دریافت غیر خطی طبقات در زلزله Darfield  
در کلیه حالات اتصال نسبت به حالت اول(%)

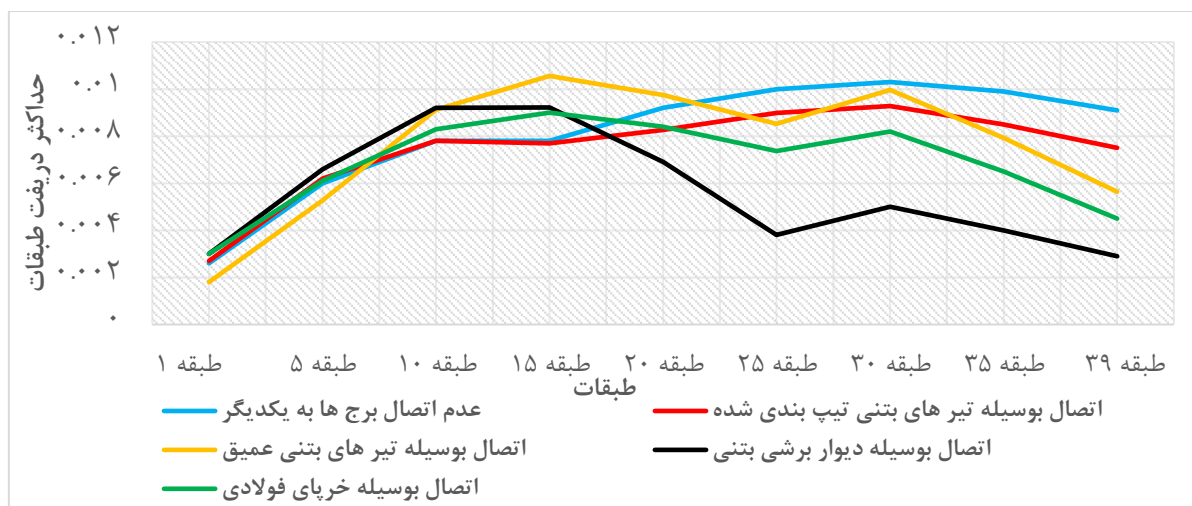
| مدل های سازه ای                           | طبقه ۱ | طبقه ۵ | طبقه ۱۰ | طبقه ۱۵ | طبقه ۲۰ | طبقه ۲۵ | طبقه ۳۰ | طبقه ۳۵ | طبقه ۳۹ |
|-------------------------------------------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| عدم اتصال برج ها به یکدیگر                | -----  | -----  | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی<br>تیپ بندی شده | ۵.۵۶   | ۵.۸۸   | -۱.۰۸   | -۳.۴۵   | -۴.۵۸   | -۶.۸۹   | -۶.۸۷   | -۱۰.۰۰  | -۱۴.۲۹  |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی<br>عمیق         | ۶۶.۶۷  | ۲۷.۴۵  | ۷.۵۳    | ۴.۳۱    | -۲۲.۹۰  | -۵۱.۸۵  | -۴۷.۳۳  | -۵۶.۶۷  | -۶۱.۶۱  |
| اتصال بوسیله دیوار برشی<br>بتنی           | ۳۳.۳۳  | ۱۳.۷۳  | -۵.۳۸   | -۲۲.۴۱  | -۴۶.۵۶  | -۶۱.۴۸  | -۵۱.۱۵  | -۵۷.۵۰  | -۶۵.۱۸  |
| اتصال بوسیله خربای فولادی                 | ۵۵.۵۶  | ۲۹.۴۱  | ۵.۳۸    | -۵.۱۷   | -۱۷.۵۶  | -۳۵.۵۶  | -۳۱.۳۰  | -۴۲.۵۰  | -۵۵.۳۶  |

#### ۴-۳-۱-۴ زلزله Kobe

جدول (۴-۲۱) و شکل (۴-۱۱) مقادیر حداکثر دریافت غیر خطی طبقات در زلزله Kobe را گزارش کرده است.

جدول (۴-۲۱) حداکثر دریفت غیر خطی طبقات در زلزله Kobe

| مدل های سازه ای                        | طبقه ۱ | طبقه ۵  | طبقه ۱۰ | طبقه ۱۵ | طبقه ۲۰ | طبقه ۲۵ | طبقه ۳۰ | طبقه ۳۵ | طبقه ۳۹ |
|----------------------------------------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| عدم اتصال برج ها به یکدیگر             | ۰.۰۰۲۶ | ۰.۰۰۰۶  | ۰.۰۰۰۷۸ | ۰.۰۰۰۷۸ | ۰.۰۰۰۹۲ | ۰.۰۰۱   | ۰.۰۰۱۰۳ | ۰.۰۰۰۹۹ | ۰.۰۰۰۹۱ |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی تیپ بندی شده | ۰.۰۰۲۷ | ۰.۰۰۰۶۲ | ۰.۰۰۰۷۸ | ۰.۰۰۰۷۷ | ۰.۰۰۰۸۳ | ۰.۰۰۰۹۰ | ۰.۰۰۰۹۳ | ۰.۰۰۰۸۵ | ۰.۰۰۰۷۵ |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی عمیق         | ۰.۰۰۲۵ | ۰.۰۰۰۵۷ | ۰.۰۰۰۹۱ | ۰.۰۰۱۰۶ | ۰.۰۰۰۹۷ | ۰.۰۰۰۸۵ | ۰.۰۰۱۰۰ | ۰.۰۰۰۷۹ | ۰.۰۰۰۵۶ |
| اتصال بوسیله دیوار برشی بتنی           | ۰.۰۰۳۰ | ۰.۰۰۰۶۶ | ۰.۰۰۰۹۲ | ۰.۰۰۰۹۲ | ۰.۰۰۰۶۹ | ۰.۰۰۰۳۸ | ۰.۰۰۰۵۰ | ۰.۰۰۰۴۰ | ۰.۰۰۰۲۹ |
| اتصال بوسیله خربای فولادی              | ۰.۰۰۳۰ | ۰.۰۰۰۶۱ | ۰.۰۰۰۸۳ | ۰.۰۰۰۹۰ | ۰.۰۰۰۸۴ | ۰.۰۰۰۷۴ | ۰.۰۰۰۸۲ | ۰.۰۰۰۶۵ | ۰.۰۰۰۴۵ |



شکل (۴-۱۱) نمودار حداکثر دریفت غیر خطی طبقات در زلزله Kobe

در این زلزله نیز، از طبقه ۲۲ ام به بالا در کلیه حالات کاهش در دریفت طبقت رخ داده است، به طوری که بیشترین مقدار کاهش، در هر چهار مدل اتصال سازه ای، به ترتیب ۱۷.۵۸، ۳۸، ۶۸.۱۳ و ۵۰.۵۵ درصد و در طبقه آخر بوده است. همچنین بیشترین مقدار دریفت غیر خطی برای مدل های اول الی پنجم سازه ای، به

ترتیب برابر ۱، ۰،۹۳، ۰،۹۷، ۰،۹۲ و ۰،۹ درصد و در طبقات ۱۵ الی ۳۰ ام بوده است. برای مقایسه جزئی تر این تغییرات، جدول (۴-۲۲) گرد آوری شده است.

جدول (۴-۲۲) تغییرات کاهشی و یا افزایشی حداکثر دررفت غیر خطی طبقات در زلزله Kobe

در کلیه حالات اتصال نسبت به حالت اول(٪)

| مدل های سازه ای                           | طبقه ۱ | طبقه ۵ | طبقه ۱۰ | طبقه ۱۵ | طبقه ۲۰ | طبقه ۲۵ | طبقه ۳۰ | طبقه ۳۵ | طبقه ۳۹ |
|-------------------------------------------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| عدم اتصال برج ها به یکدیگر                | -----  | -----  | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی<br>تیپ بندی شده | ۳،۸۵   | ۳،۳۳   | ۰،۰۰    | -۱،۲۸   | -۱۰،۲۲  | -۱۰،۱۰  | -۹،۹۰   | -۱۴،۱۴  | -۱۷،۵۸  |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی<br>عمیق         | -۳،۸۵  | -۵،۰۰  | ۱۶،۹۲   | ۳۵،۳۸   | ۵،۹۱    | -۱۴،۸۰  | -۳،۳۰   | -۲۰،۰۰  | -۳۸،۰۲  |
| اتصال بوسیله دیوار برشی<br>بتنی           | ۱۵،۳۸  | ۱۰،۰۰  | ۱۷،۹۵   | ۱۸،۲۱   | -۲۵،۰۰  | -۶۲،۰۰  | -۵۱،۴۶  | -۵۹،۶۰  | -۶۸،۱۳  |
| اتصال بوسیله خرپای فولادی                 | ۱۵،۳۸  | ۱،۶۷   | ۶،۴۱    | ۱۵،۳۸   | -۸،۷۰   | -۲۶،۳۰  | -۲۰،۳۹  | -۳۴،۳۴  | -۵۰،۵۵  |

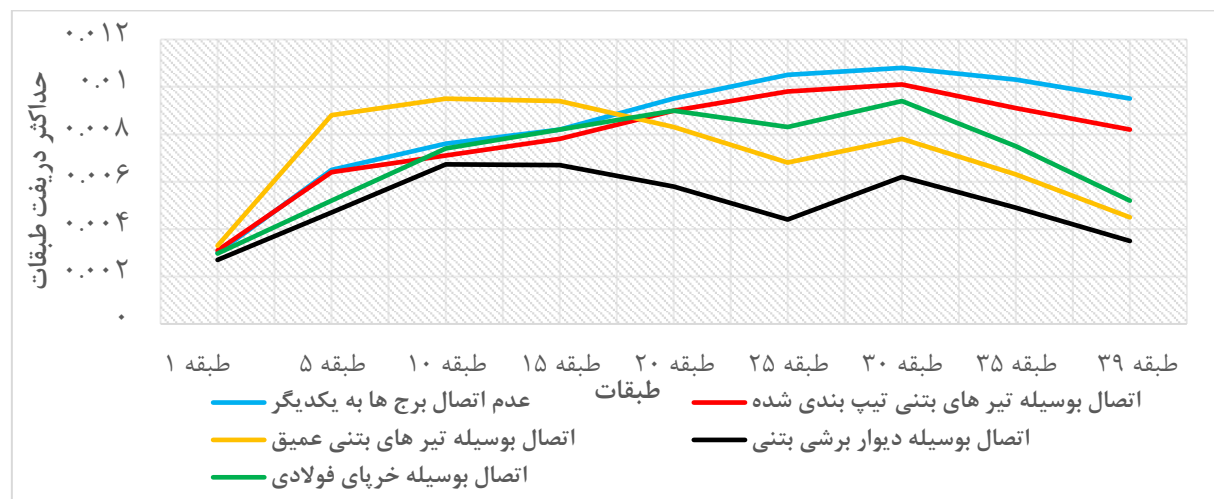
#### ۴-۳-۱-۵- زلزله Landers

برای حداکثر دررفت غیر خطی طبقات در این زلزله، جدول (۴-۲۳) و شکل (۴-۱۲) تهیه شده است.

جدول (۴-۲۳) حداکثر دررفت غیر خطی طبقات در زلزله Landers

| مدل های سازه ای                           | طبقه ۱ | طبقه ۵ | طبقه ۱۰ | طبقه ۱۵ | طبقه ۲۰ | طبقه ۲۵ | طبقه ۳۰ | طبقه ۳۵ | طبقه ۳۹ |
|-------------------------------------------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| عدم اتصال برج ها به<br>یکدیگر             | ۰،۰۰۳۰ | ۰،۰۰۶۵ | ۰،۰۰۷۶  | ۰،۰۰۸۲  | ۰،۰۰۹۵  | ۰،۰۱۰۵  | ۰،۰۱۰۸  | ۰،۰۱۰۳  | ۰،۰۰۹۵  |
| اتصال بوسیله تیر های<br>بتنی تیپ بندی شده | ۰،۰۰۳۱ | ۰،۰۰۶۴ | ۰،۰۰۷۱  | ۰،۰۰۷۸  | ۰،۰۰۹۰  | ۰،۰۰۹۸  | ۰،۰۱۰۱  | ۰،۰۰۹۱  | ۰،۰۰۸۲  |

|        |        |        |        |        |        |        |        |        |                                  |
|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|----------------------------------|
| ۰.۰۰۴۵ | ۰.۰۰۶۳ | ۰.۰۰۷۸ | ۰.۰۰۶۸ | ۰.۰۰۸۳ | ۰.۰۰۹۴ | ۰.۰۰۹۵ | ۰.۰۰۸۸ | ۰.۰۰۳۳ | اتصال بوسیله تیرهای<br>بتنی عمیق |
| ۰.۰۰۳۵ | ۰.۰۰۴۹ | ۰.۰۰۶۲ | ۰.۰۰۴۴ | ۰.۰۰۵۸ | ۰.۰۰۶۷ | ۰.۰۰۶۷ | ۰.۰۰۴۷ | ۰.۰۰۲۷ | اتصال بوسیله دیوار برشی<br>بتنی  |
| ۰.۰۰۵۲ | ۰.۰۰۷۵ | ۰.۰۰۹۴ | ۰.۰۰۸۳ | ۰.۰۰۹۰ | ۰.۰۰۸۲ | ۰.۰۰۷۴ | ۰.۰۰۵۲ | ۰.۰۰۳۰ | اتصال بوسیله خرپای<br>فولادی     |



شکل (۴-۱۲) نمودار حداکثر دریفت غیر خطی طبقات در زلزله Landers

در این زلزله نیز مشابه زلزله های قبلی، از طبقه ۱۸ ام به بالا در کلیه حالت های اتصال، کاهش دریفت طبقات مشاهده شده است. در حالت اتصال به وسیله دیوار برشی بتنی، کاهش دریفت در کلیه طبقات مشهود بوده است به طوری که کمترین میزان و بیشترین میزان کاهش دریفت به ترتیب ۱۰ و ۶۳.۱۶ درصد برای طبقه اول و طبقه آخر بوده است همچنین برای حالت اتصال با خرپای فولادی، این مقادیر برای طبقه اول و آخر به ۱ درصد و ۴۵.۲۶ درصد محدود شده است.

بیشترین مقدار دریفت غیر خطی برای مدل های اول الی پنجم سازه ای، به ترتیب برابر ۱.۰۸، ۱، ۰.۹۵، ۰.۶۷ و ۰.۹۴ درصد و در طبقات ۱۵ الی ۳۰ ام بوده است. جدول (۴-۲۴) جزئیات بیشتری در این باره ارائه کرده است.

جدول (۴-۲۴) تغییرات کاهشی و یا افزایشی حداکثر دریافت غیر خطی طبقات در زلزله Landers

در کلیه حالات اتصال نسبت به حالت اول(%)

| مدل های سازه ای                           | طبقه ۱ | طبقه ۵ | طبقه ۱۰ | طبقه ۱۵ | طبقه ۲۰ | طبقه ۲۵ | طبقه ۳۰ | طبقه ۳۵ | طبقه ۳۹ |
|-------------------------------------------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| عدم اتصال برج ها به یکدیگر                | -----  | -----  | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی<br>تیپ بندی شده | ۳.۳۳   | -۱.۵۴  | -۶.۵۸   | -۴.۸۸   | -۵.۲۶   | -۶.۶۷   | -۶.۴۸   | -۱۱.۶۵  | -۱۳.۶۸  |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی<br>عمیق         | ۱۰.۰۰  | ۳۵.۳۸  | ۲۵.۰۰   | ۱۴.۶۳   | -۱۲.۶۳  | -۳۵.۲۴  | -۲۷.۷۸  | -۳۸.۸۳  | -۵۲.۶۳  |
| اتصال بوسیله دیوار برشی<br>بتنی           | -۱۰.۰۰ | -۲۷.۶۹ | -۱۱.۴۵  | -۱۸.۲۹  | -۳۸.۹۵  | -۵۸.۱۰  | -۴۲.۵۹  | -۵۲.۴۳  | -۶۳.۱۶  |
| اتصال بوسیله خرپای فولادی                 | -۱.۰۰  | -۲۰.۰۰ | -۲.۶۳   | ۰.۰۰    | -۵.۲۶   | -۲۰.۹۵  | -۱۲.۹۶  | -۲۷.۱۸  | -۴۵.۲۶  |

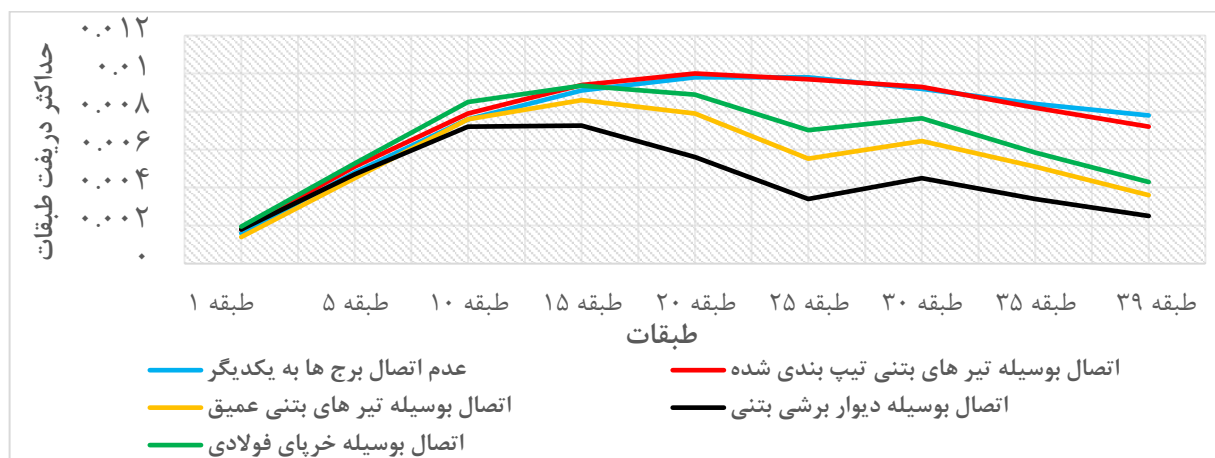
۴-۳-۱-۶- زلزله منجیل (Manjil)

حداکثر دریافت غیر خطی طبقات در زلزله منجیل در جدول (۴-۲۵) و شکل (۴-۱۳) گزارش شده است.

جدول (۴-۲۵) حداکثر دریافت غیر خطی طبقات زلزله manjil

| مدل های سازه ای                           | طبقه ۱ | طبقه ۵ | طبقه ۱۰ | طبقه ۱۵ | طبقه ۲۰ | طبقه ۲۵ | طبقه ۳۰ | طبقه ۳۵ | طبقه ۳۹ |
|-------------------------------------------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| عدم اتصال برج ها به یکدیگر                | ۰.۰۰۱۶ | ۰.۰۰۴۸ | ۰.۰۰۷۶  | ۰.۰۰۹۱  | ۰.۰۰۹۸  | ۰.۰۰۹۸  | ۰.۰۰۹۲  | ۰.۰۰۸۴  | ۰.۰۰۷۸  |
| اتصال بوسیله تیر های<br>بتنی تیپ بندی شده | ۰.۰۰۱۸ | ۰.۰۰۵۱ | ۰.۰۰۷۹  | ۰.۰۰۹۴  | ۰.۰۱۰۰  | ۰.۰۰۹۷  | ۰.۰۰۹۳  | ۰.۰۰۸۲  | ۰.۰۰۷۲  |
| اتصال بوسیله تیر های<br>بتنی عمیق         | ۰.۰۰۱۴ | ۰.۰۰۴۵ | ۰.۰۰۷۶  | ۰.۰۰۸۶  | ۰.۰۰۷۹  | ۰.۰۰۵۵  | ۰.۰۰۶۴  | ۰.۰۰۵۱  | ۰.۰۰۳۶  |

|        |        |        |        |        |        |        |        |        |                                 |
|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------------------------------|
| ۰.۰۰۲۵ | ۰.۰۰۳۴ | ۰.۰۰۴۵ | ۰.۰۰۳۴ | ۰.۰۰۵۶ | ۰.۰۰۷۳ | ۰.۰۰۷۲ | ۰.۰۰۴۷ | ۰.۰۰۱۸ | اتصال بوسیله دیوار برشی<br>بتنی |
| ۰.۰۰۰۴ | ۰.۰۰۵۸ | ۰.۰۰۷۶ | ۰.۰۰۷۰ | ۰.۰۰۸۸ | ۰.۰۰۹۳ | ۰.۰۰۰۸ | ۰.۰۰۵۲ | ۰.۰۰۱۹ | اتصال بوسیله خرپای<br>فولادی    |



شکل (۴-۱۳) نمودار حداکثر دررفت غیر خطی طبقات در زلزله Manjil

در این زلزله، اتصال به وسیله تیر های بتنی تیپ بندی شده، روندی نزدیک به حالت عدم اتصال برج ها در کاهش دررفت طبقات داشته است که بیشترین مقدار کاهش دررفت در این حالت، برابر ۷.۶۹ درصد در طبقه آخر بوده است. در سه حالت مابقی اتصال ها، از طبقه ۱۶ ام به بعد روندی کاهشی در مقدار دررفت طبقات رخ داده است هر چه به طبقات بالاتر رفته شود، این کاهش ها بیشتر شده است. همچنین در سه حالت اتصال نام برده شده، بیشترین مقدار کاهش دررفت در طبقه ۲۵ ام و طبقه آخر بوده است. جدول (۴-۲۶) شرح کامل تری را گزارش کرده است.

جدول (۴-۲۶) تغییرات کاهشی و یا افزایشی حداکثر دررفت غیر خطی طبقات در زلزله Manjil  
در کلیه حالات اتصال نسبت به حالت اول(%)

| مدل های سازه ای                        | طبقه ۱ | طبقه ۵ | طبقه ۱۰ | طبقه ۱۵ | طبقه ۲۰ | طبقه ۲۵ | طبقه ۳۰ | طبقه ۳۵ | طبقه ۳۹ |
|----------------------------------------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| عدم اتصال برج ها به یکدیگر             | -----  | -----  | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی تیپ بندی شده | ۱۲.۵۰  | ۶.۲۵   | ۳.۹۵    | ۳.۳۰    | ۲.۰۴    | -۱.۰۲   | ۱.۰۹    | -۲.۳۸   | -۷.۶۹   |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی عمیق         | -۱۲.۵۰ | -۶.۲۵  | ۰.۰۰    | -۵.۴۹   | -۱۹.۳۹  | -۴۳.۶۷  | -۳۰.۰۰  | -۳۹.۲۹  | -۵۳.۸۵  |
| اتصال بوسیله دیوار برشی بتنی           | ۱۲.۵۰  | -۲.۰۸  | -۵.۲۶   | -۲۰.۲۲  | -۴۲.۸۶  | -۶۵.۳۱  | -۵۱.۰۹  | -۵۹.۵۲  | -۶۷.۹۵  |
| اتصال بوسیله خرپای فولادی              | ۲۱.۸۸  | ۹.۶۹   | ۱۱.۸۷   | ۲.۸۶    | -۹.۲۷   | -۲۸.۳۷  | -۱۷.۰۰  | -۳۰.۵۴  | -۴۴.۸۷  |

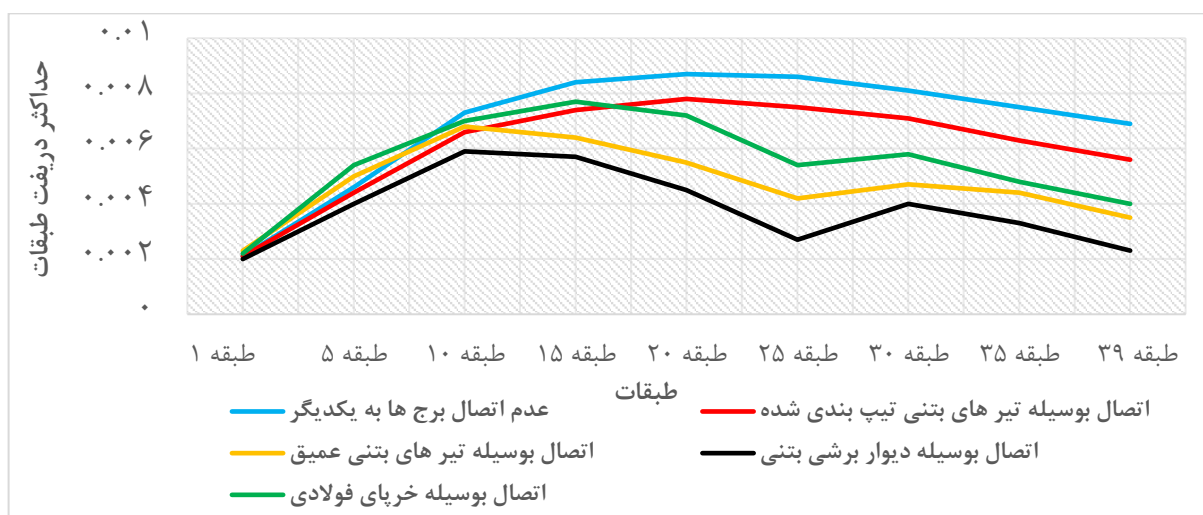
#### ۴-۳-۱-۷- زلزله Mayor El Cucapah

در جدول (۴-۲۷) و شکل (۴-۱۴) مقادیر حداکثر دررفت غیر خطی طبقات برای زلزله Mayor El Cucapah آورده شده است.

جدول (۴-۲۷) حداکثر دررفت غیر خطی طبقات در زلزله Mayor El Cucapah

| مدل های سازه ای            | طبقه ۱ | طبقه ۵ | طبقه ۱۰ | طبقه ۱۵ | طبقه ۲۰ | طبقه ۲۵ | طبقه ۳۰ | طبقه ۳۵ | طبقه ۳۹ |
|----------------------------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| عدم اتصال برج ها به یکدیگر | ۰.۰۰۲۱ | ۰.۰۰۴۶ | ۰.۰۰۷۳  | ۰.۰۰۸۴  | ۰.۰۰۸۷  | ۰.۰۰۸۶  | ۰.۰۰۸۱  | ۰.۰۰۷۵  | ۰.۰۰۶۹  |

|                                              |        |        |        |        |        |        |        |        |        |
|----------------------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| اتصال بوسیله تیر<br>های بتنی تیپ بندی<br>شده | ۰.۰۰۲۱ | ۰.۰۰۴۴ | ۰.۰۰۶۶ | ۰.۰۰۷۴ | ۰.۰۰۷۸ | ۰.۰۰۷۵ | ۰.۰۰۷۱ | ۰.۰۰۶۳ | ۰.۰۰۵۶ |
| اتصال بوسیله تیر<br>های بتنی عمیق            | ۰.۰۰۲۳ | ۰.۰۰۵۰ | ۰.۰۰۶۸ | ۰.۰۰۶۴ | ۰.۰۰۵۵ | ۰.۰۰۴۲ | ۰.۰۰۴۷ | ۰.۰۰۴۴ | ۰.۰۰۳۵ |
| اتصال بوسیله دیوار<br>برشی بتنی              | ۰.۰۰۲۰ | ۰.۰۰۴۰ | ۰.۰۰۵۹ | ۰.۰۰۵۷ | ۰.۰۰۴۵ | ۰.۰۰۲۷ | ۰.۰۰۴۰ | ۰.۰۰۳۳ | ۰.۰۰۲۳ |
| اتصال بوسیله خرپای<br>فولادی                 | ۰.۰۰۲۲ | ۰.۰۰۵۴ | ۰.۰۰۷۰ | ۰.۰۰۷۷ | ۰.۰۰۷۲ | ۰.۰۰۵۴ | ۰.۰۰۵۸ | ۰.۰۰۴۸ | ۰.۰۰۴۰ |



شکل (۴-۱۴) نمودار حداکثر دررفت غیر خطی طبقات در زلزله Mayor

در زلزله Mayor El Cucapah، در حالت استفاده از دیوار برشی بتنی جهت اتصال، در تمامی طبقات کاهش مقدار دررفت غیر خطی اتفاق افتاده است، به طوری که بیشترین مقدار کاهش دررفت در این حالت در طبقه ۲۵ ام که دو درصد بیشتر از طبقه آخر است، بوده است. در مابقی حالات، از طبقه نهم ام به بعد، طبقات کاهش دررفت را تجربه کرده است و در طبقه دهم، کمترین کاهش دررفت برای حالت اتصال با خرپای فولادی با مقدار ۴.۱۱ درصد و بیشترین مقدار کاهش در حالت اتصال با دیوار برشی بتنی با مقدار ۱۹.۱۸ درصد بوده

است. همچنین بیشترین مقدار دریافت برای حالت اول در طبقه ۲۰ ام با مقدار حدود ۰.۹ درصد بوده است.

جدول (۴-۲۸) جزئیات بیشتری از این تغییرات را در اختیار گذاشته است.

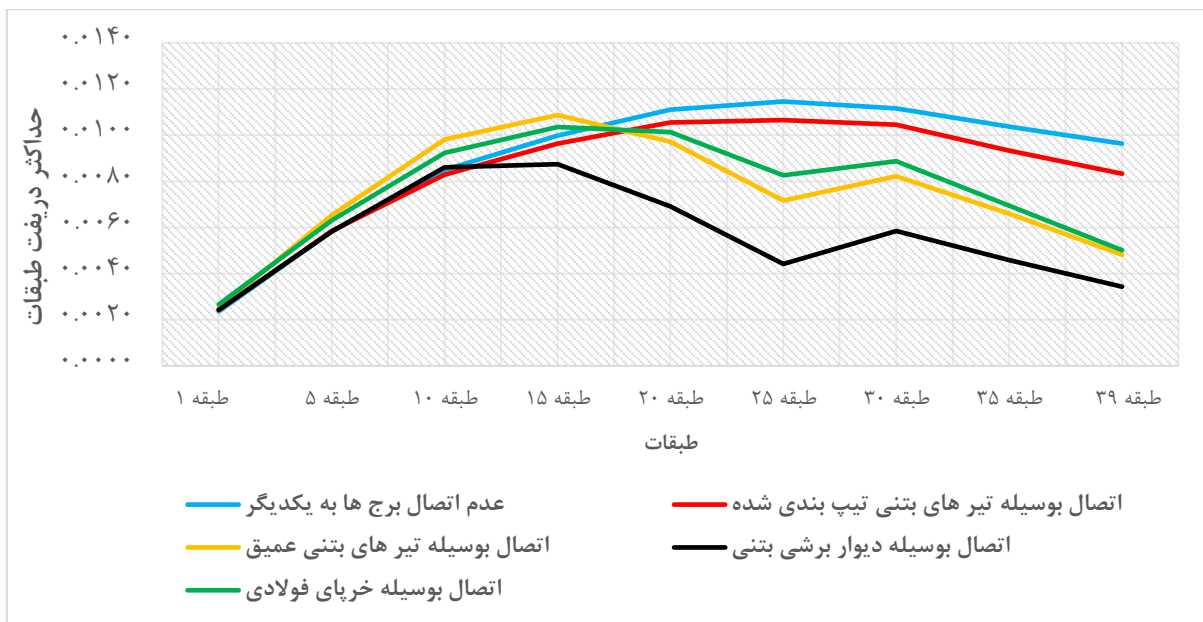
**جدول (۴-۲۸) تغییرات کاهشی ویا افزایشی حداکثر دریافت غیر خطی طبقات در زلزله Mayor El Cucapah در کلیه حالات اتصال نسبت به حالت اول(%)**

| مدل های سازه ای                        | طبقه ۱ | طبقه ۵ | طبقه ۱۰ | طبقه ۱۵ | طبقه ۲۰ | طبقه ۲۵ | طبقه ۳۰ | طبقه ۳۵ | طبقه ۳۹ |
|----------------------------------------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| عدم اتصال برج ها به یکدیگر             | -----  | -----  | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی تیپ بندی شده | ۰.۰۰   | -۴.۳۵  | -۹.۵۹   | -۱۱.۹۰  | -۱۰.۳۴  | -۱۲.۷۹  | -۱۲.۳۵  | -۱۶.۰۰  | -۱۸.۸۴  |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی عمیق         | ۹.۵۲   | ۸.۷۰   | -۶.۸۵   | -۲۳.۸۱  | -۳۶.۷۸  | -۵۱.۱۶  | -۴۱.۹۸  | -۴۱.۳۳  | -۴۹.۲۸  |
| اتصال بوسیله دیوار برشی بتنی           | -۴.۷۶  | -۱۳.۰۴ | -۱۹.۱۸  | -۳۲.۱۴  | -۴۸.۲۸  | -۶۸.۶۰  | -۵۰.۶۲  | -۵۶.۰۰  | -۶۶.۶۷  |
| اتصال بوسیله خرپای فولادی              | ۴.۷۶   | ۱۷.۳۹  | -۴.۱۱   | -۸.۳۳   | -۱۷.۲۴  | -۳۷.۲۱  | -۲۸.۴۰  | -۳۶.۰۰  | -۴۲.۰۳  |

در ادامه برای محقق شدن نتیجه نهایی پاسخ ها، مطابق بند (۳-۱۱) ، باید از تمامی پاسخ های دریافت غیر خطی طبقات و همچنین سایر پاسخ ها، در تمامی زلزله ها، از هر کدام میانگین گیری به عمل آید و میانگین پاسخ ها، هدف نهایی در ارزیابی ها می باشد. در اصل برای نتیجه گیری نهایی از پاسخ ها، طبق آیین نامه استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران ویرایش چهارم، باید از میانگین آنها استفاده کرد. بدین منظور، جدول میانگین عددی پاسخ های دریافت غیر خطی طبقات در کلیه زلزله ها برای تمامی حالات اتصال در جدول (۴-۲۹) و شکل (۴-۱۵) گرد آوری شده است.

جدول (۴-۲۹) مقادیر میانگین حداکثر دریافت غیر خطی طبقات در کلیه زلزله ها برای تمام حالات اتصال

| مدل های سازه ای                        | طبقه ۱ | طبقه ۵ | طبقه ۱۰ | طبقه ۱۵ | طبقه ۲۰ | طبقه ۲۵ | طبقه ۳۰ | طبقه ۳۵ | طبقه ۳۹ |
|----------------------------------------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| عدم اتصال برج ها به یکدیگر             | ۰.۰۰۲۴ | ۰.۰۰۵۸ | ۰.۰۰۸۵  | ۰.۰۱۰۰  | ۰.۰۱۱۱  | ۰.۰۱۱۵  | ۰.۰۱۱۲  | ۰.۰۱۰۴  | ۰.۰۰۹۶  |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی تیپ بندی شده | ۰.۰۰۲۴ | ۰.۰۰۵۸ | ۰.۰۰۸۳  | ۰.۰۰۹۶  | ۰.۰۱۰۵  | ۰.۰۱۰۷  | ۰.۰۱۰۵  | ۰.۰۰۹۳  | ۰.۰۰۸۳  |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی عمیق         | ۰.۰۰۲۵ | ۰.۰۰۶۵ | ۰.۰۰۹۸  | ۰.۰۱۰۹  | ۰.۰۰۹۷  | ۰.۰۰۷۲  | ۰.۰۰۸۲  | ۰.۰۰۶۶  | ۰.۰۰۴۸  |
| اتصال بوسیله دیوار برشی بتنی           | ۰.۰۰۲۴ | ۰.۰۰۵۸ | ۰.۰۰۸۶  | ۰.۰۰۸۷  | ۰.۰۰۶۹  | ۰.۰۰۴۴  | ۰.۰۰۵۸  | ۰.۰۰۴۶  | ۰.۰۰۳۴  |
| اتصال بوسیله خرابای فولادی             | ۰.۰۰۲۷ | ۰.۰۰۶۳ | ۰.۰۰۹۲  | ۰.۰۱۰۴  | ۰.۰۱۰۱  | ۰.۰۰۸۳  | ۰.۰۰۸۹  | ۰.۰۰۶۹  | ۰.۰۰۵۰  |



شکل (۴-۱۵) نمودار میانگین حداکثر دریافت غیر خطی طبقات در کلیه زلزله ها در تمام حالات اتصال

همچنین تغییرات کاهشی و افزایشی میانگین مقادیر دریافت غیر خطی طبقات در جدول (۴-۳۰) آورده شده است.

جدول (۴-۳) تغییرات میانگین دریافت غیر خطی طبقات در کلیه زلزله ها برای تمام حالات اتصال (%)

| مدل های سازه ای                                 | طبقه ۱ | طبقه ۵ | طبقه ۱۰ | طبقه ۱۵ | طبقه ۲۰ | طبقه ۲۵ | طبقه ۳۰ | طبقه ۳۵ | طبقه ۳۹ |
|-------------------------------------------------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| عدم اتصال<br>برج ها به<br>یکدیگر                | -----  | -----  | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   |
| اتصال بوسیله<br>تیر های بتنی<br>تیپ بندی<br>شده | ۲.۵۵   | ۰.۳۲   | -۲.۴۴   | -۳.۴۴   | -۵.۰۲   | -۷.۰۳   | -۶.۳۰   | -۱۰.۰۶  | -۱۳.۵۰  |
| اتصال بوسیله<br>تیر های بتنی<br>عمیق            | ۵.۵۸   | ۱۲.۰۹  | ۱۵.۵۹   | ۸.۹۷    | -۱۲.۴۳  | -۳۷.۵۴  | -۲۶.۳۸  | -۳۶.۴۶  | -۴۹.۹۴  |
| اتصال بوسیله<br>دیوار برشی<br>بتنی              | ۳.۲۲   | -۰.۲۵  | ۱.۳۱    | -۱۲.۳۵  | -۳۷.۷۱  | -۶۱.۵۰  | -۴۷.۶۸  | -۵۵.۸۴  | -۶۴.۴۴  |
| اتصال بوسیله<br>خرپای<br>فولادی                 | ۱۲.۹۹  | ۸.۰۸   | ۸.۶۷    | ۳.۸۱    | -۸.۷۶   | -۲۷.۹۴  | -۲۰.۵۳  | -۳۳.۱۵  | -۴۷.۹۴  |

همانطور که از نتایج پیداست، همبسته کردن برج های دوقله و کوپله کردن آنها، تاثیری مثبت در کاهش مقدار دریافت غیر خطی طبقات داشته است، به طوری که این تاثیر برای طبقات بالاتر بیشتر و مشهود تر بوده است. طبقات اول تا هفتم به دلیل تفاوت در نقشه های معماری با نقشه تیپ طبقات مسکونی، مقدار دریافت غیر خطی این طبقات زیاد مورد توجه این نوشتار نبوده است و بیشتر هدف در طبقات هفتم به بالا بوده است که طبقات نقشه معماری مجزا داشته است و هدف اتصال این دو مجموعه به یکدیگر بوده است.

از طبقات ۱۸ ام به بعد، در تمامی زلزله ها و در تمامی حالات اتصال، کاهش در دریافت غیر خطی طبقات رخ داده است به طوری که در حالت اتصال به وسیله تیر های بتنی عمیق و خرپای فولادی، کاهش دریافت غیر خطی طبقات تا مرز ۵۰ درصد کاهش را به خود دیده است و این مقدار برای حالت اتصال به وسیله دیوار برشی بتنی تا مرز ۶۵ درصد کاهش افزایش یافته است. در این میان اتصال به وسیله تیر های بتنی تیپ بندی شده، تاثیر کمتری را در کاهش مقدار دریافت غیر خطی حداکثر طبقات با سهم حداکثر ۱۳.۵ درصد داشته

است. همچنین قابل توجه است که افزایش دررفت غیر خطی طبقات، از طبقه ۱۲ الی ۱۸ ام، زیر ۱۰ درصد بوده است و روندی به سمت کاهش را طی کرده است. در اصل استفاده از اعضای اتصال با درجه سختی بالاتر، تاثیر بیشتری در کاهش دررفت غیر خطی طبقات داشته است و این روند کاهشی در دررفت غیر خطی طبقات، به مراتب، برای اعضای اتصال ضعیف تر، کمتر بوده است.

مقدار حداکثر میانگین دررفت غیر خطی در کلیه زلزله ها، از حالت اول مدلسازی الی حالت پنجم آن، به ترتیب برابر ۱.۱۵، ۱.۰۷، ۱.۰۹، ۰.۸۷ و ۱.۰۴ درصد در طبقات ۱۰ الی ۲۵ ام بوده است.

#### ۴-۳-۲- جابه جایی طبقات

حداکثر جابه جایی طبقات غیر خطی نیز به نوبه خود، یکی دیگر از فاکتور های کنترلی در طراحی سازه ها می باشد. در ادامه به بررسی و ارزیابی کلیه حالات اتصال سازه ای در هفت زلزله معرفی شده پرداخته شده است. این بررسی ها در بند ها (۴-۳-۱) الی (۴-۳-۷) آورده شده است.

#### ۴-۳-۱- زلزله Northern Calif

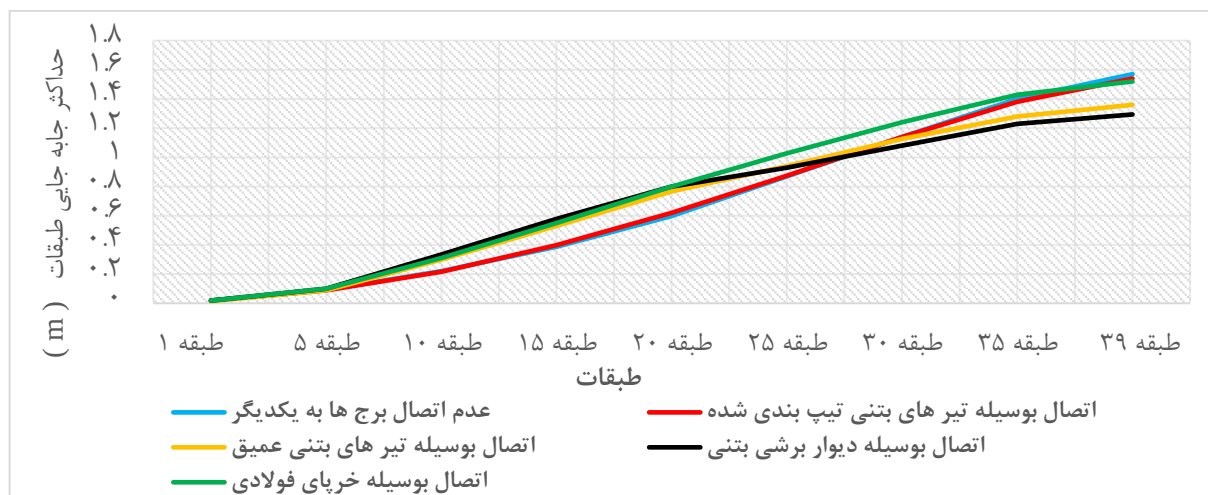
جدول (۴-۳۱) و شکل (۴-۱۶) معرف پاسخ های حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات در زلزله Northern Calif است.

جدول (۴-۳۱) حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات در زلزله Northern Calif

(متر m)

| طبقه | طبقه | طبقه | طبقه | طبقه | طبقه | طبقه | طبقه | طبقه | مدل های سازه ای                        |
|------|------|------|------|------|------|------|------|------|----------------------------------------|
| ۱    | ۵    | ۱۰   | ۱۵   | ۲۰   | ۲۵   | ۳۰   | ۳۵   | ۳۹   |                                        |
| ۰.۰۲ | ۰.۰۹ | ۰.۲۲ | ۰.۳۹ | ۰.۶۰ | ۰.۸۷ | ۱.۱۴ | ۱.۴۰ | ۱.۵۷ | عدم اتصال برج ها به یکدیگر             |
| ۰.۰۲ | ۰.۰۹ | ۰.۲۲ | ۰.۴۰ | ۰.۶۲ | ۰.۸۷ | ۱.۱۴ | ۱.۳۸ | ۱.۵۴ | اتصال بوسیله تیر های بتنی تیپ بندی شده |
| ۰.۰۲ | ۰.۰۹ | ۰.۳۰ | ۰.۵۳ | ۰.۷۷ | ۰.۹۴ | ۱.۱۳ | ۱.۲۸ | ۱.۳۶ | اتصال بوسیله تیر های بتنی عمیق         |

|      |      |      |      |      |      |      |      |      |                              |
|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------------------------------|
| ۱.۲۹ | ۱.۲۳ | ۱.۰۸ | ۰.۹۳ | ۰.۸۰ | ۰.۵۸ | ۰.۳۳ | ۰.۱۰ | ۰.۰۲ | اتصال بوسیله دیوار برشی بتنی |
| ۱.۵۲ | ۱.۴۳ | ۱.۲۴ | ۱.۰۳ | ۰.۸۰ | ۰.۵۵ | ۰.۳۱ | ۰.۱۰ | ۰.۰۲ | اتصال بوسیله خرپای فولادی    |



شکل (۴-۱۶) نمودار حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات در زلزله Northern Calif

جابه جایی راس برج ها ، که طبقه انتهایی می باشد، در کلیه حالات اتصال شاهد کاهش جابه جایی بوده است که به ترتیب از سخت ترین اعضای اتصال تا ضعیفترین آنها، به ترتیب با کاهش ۱۷.۵۸، ۱۳.۳۸، ۳.۱۸ و ۱.۹ درصد بوده است. همچنین بیشترین جابه جایی غیر خطی طبقات که در طبقه انتهایی بوده است، در کلیه حالات اتصال، به ترتیب برابر ۱.۵۷، ۱.۵۴، ۱.۳۶، ۱.۲۹ و ۱.۵۲ متر بوده است. تغییرات کاهشی و افزایشی در حداکثر جابه به جایی غیر خطی طبقات برای این زلزله در جدول (۴-۳۲) آورده شده است.

جدول (۴-۳۲) تغییرات کاهشی و یا افزایشی حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات در زلزله Northern Calif در کلیه حالات اتصال نسبت به حالت اول (%).

| طبقه  | طبقه  | طبقه  | طبقه  | طبقه  | طبقه  | طبقه  | طبقه  | طبقه  | مدل های سازه ای مد نظر                 |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|----------------------------------------|
| ۱     | ۵     | ۱۰    | ۱۵    | ۲۰    | ۲۵    | ۳۰    | ۳۵    | ۳۹    |                                        |
| ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | عدم اتصال برج ها به یکدیگر             |
| ۰.۰۰  | -۲.۲۲ | -۱.۳۶ | ۲.۵۸  | ۳.۵۱  | ۰.۴۶  | ۰.۰۰  | -۱.۴۳ | -۱.۹۱ | اتصال بوسیله تیر های بتنی تیپ بندی شده |

|                                |      |       |       |       |       |       |       |        |        |
|--------------------------------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|
| اتصال بوسیله تیر های بتنی عمیق | ۰.۰۰ | -۱.۱۱ | ۳۶.۳۶ | ۳۶.۳۴ | ۲۸.۰۹ | ۸.۰۵  | -۱.۱۴ | -۸.۵۷  | -۱۳.۳۸ |
| اتصال بوسیله دیوار برشی بتنی   | ۰.۰۰ | ۱۱.۱۱ | ۵۱.۸۲ | ۴۹.۲۳ | ۳۳.۷۸ | ۶.۹۰  | -۵.۲۶ | -۱۲.۲۱ | -۱۷.۵۸ |
| اتصال بوسیله خربای فولادی      | ۰.۰۰ | ۱۱.۱۱ | ۴۰.۹۱ | ۴۱.۷۵ | ۳۳.۷۸ | ۱۸.۰۵ | ۸.۷۷  | ۲.۱۴   | -۳.۱۸  |

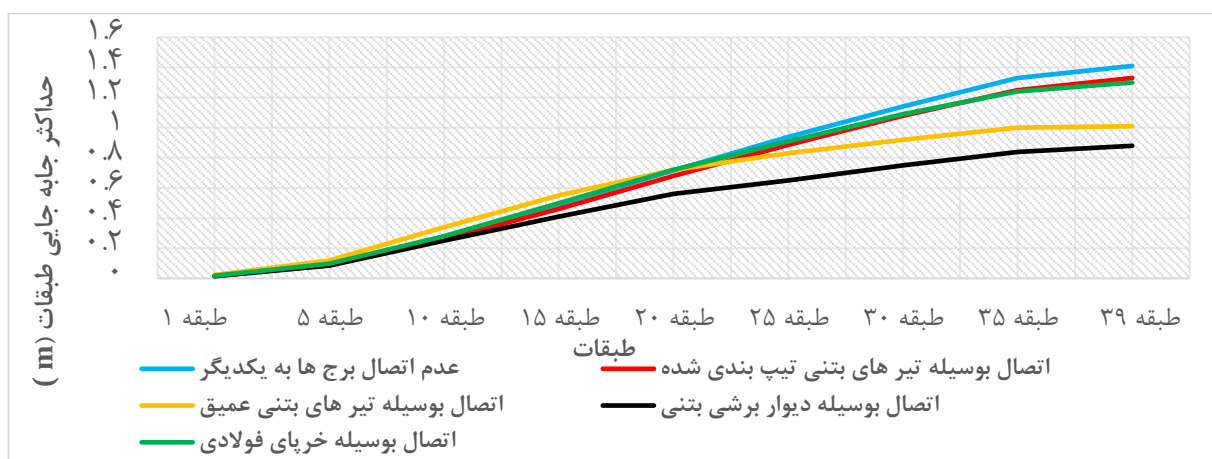
#### ۴-۳-۲- زلزله Chi-Chi

بر اساس پاسخ های این زلزله، بیشترین جابه جایی غیر خطی طبقات بر اساس جدول (۴-۳۳) و شکل (۴-۱۷) بوده است.

جدول (۴-۳۳) حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات در زلزله Chi-Chi

(متر m)

| مدل های سازه ای                        | طبقه ۱ | طبقه ۵ | طبقه ۱۰ | طبقه ۱۵ | طبقه ۲۰ | طبقه ۲۵ | طبقه ۳۰ | طبقه ۳۵ | طبقه ۳۹ |
|----------------------------------------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| عدم اتصال برج ها به یکدیگر             | ۰.۰۱۶  | ۰.۰۹   | ۰.۲۷    | ۰.۴۸۷   | ۰.۷۱۵   | ۰.۹۳۹   | ۱.۱۴    | ۱.۳۳    | ۱.۴۱    |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی تیپ بندی شده | ۰.۰۱۷  | ۰.۰۹   | ۰.۲۶    | ۰.۴۶    | ۰.۶۸    | ۰.۸۸۶   | ۱.۰۸    | ۱.۲۵    | ۱.۳۳    |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی عمیق         | ۰.۰۲۳  | ۰.۱۱۸  | ۰.۳۴    | ۰.۵۵    | ۰.۷۲    | ۰.۸۳    | ۰.۹۲    | ۱.۰۰۱   | ۱.۰۱    |
| اتصال بوسیله دیوار برشی بتنی           | ۰.۰۱۵  | ۰.۰۸۴  | ۰.۲۵    | ۰.۴۱    | ۰.۵۶    | ۰.۶۵    | ۰.۷۵    | ۰.۸۴    | ۰.۸۸    |
| اتصال بوسیله خربای فولادی              | ۰.۰۱۸  | ۰.۰۹۸  | ۰.۲۸    | ۰.۵     | ۰.۷۲    | ۰.۹۱    | ۱.۰۹    | ۱.۲۴    | ۱.۳     |



شکل (۴-۱۷) نمودار حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات در زلزله Chi-Chi

در این زلزله، در کلیه حالات اتصال جز حالت اتصال به وسیله دیوار برشی بتنی، از طبقه ۲۱م به بعد، کاهش جابه جایی در طبقات اتفاق افتاده است و در حالت اتصال توسط دیوار برشی، در تمام طبقات این کاهش رخ داده است. همچنین مقادیر کاهش جابه جایی طبقه ۳۹م و انتهایی برج، برای هر چهار حالت اتصال به ترتیب برابر با ۵.۶۷، ۲۸.۳۷، ۳۷.۶ و ۷.۸ درصد بوده است. بیشترین مقدار جابه جایی غیر خطی برای این طبقه در کلیه حالات اتصال، به ترتیب برابر ۱.۴۱، ۱.۳۳، ۱.۰۱، ۰.۸۸ و ۱.۳ متر بوده است. در جدول (۴-۳۴) جزئیات بیشتری از تغییرات جابه جایی سایر طبقات ذکر شده است.

جدول (۴-۳۴) تغییرات کاهش و یا افزایش جابه جایی حداکثر غیر خطی طبقات زلزله Chi-Chi  
در کلیه حالات اتصال نسبت به حالت اول (%).

| طبقه  | طبقه  | طبقه  | طبقه   | طبقه   | طبقه   | طبقه   | طبقه   | طبقه   | مدل های سازه ای                        |
|-------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|----------------------------------------|
| ۱     | ۵     | ۱۰    | ۱۵     | ۲۰     | ۲۵     | ۳۰     | ۳۵     | ۳۹     | عدم اتصال برج ها به یکدیگر             |
| ۶.۲۵  | ۰.۰۰  | -۳.۷۰ | -۵.۵۴  | -۴.۹۰  | -۵.۶۴  | -۵.۲۶  | -۶.۰۲  | -۵.۶۷  | اتصال بوسیله تیر های بتنی تیپ بندی شده |
| ۴۳.۷۵ | ۳۱.۱۱ | ۲۵.۹۳ | ۱۲.۹۴  | ۰.۷۰   | -۱۱.۶۱ | -۱۹.۳۰ | -۲۴.۷۴ | -۲۸.۳۷ | اتصال بوسیله تیر های بتنی عمیق         |
| -۶.۲۵ | -۶.۶۷ | -۷.۴۱ | -۱۵.۸۱ | -۲۱.۶۸ | -۳۰.۷۸ | -۳۴.۲۱ | -۳۶.۸۴ | -۳۷.۵۹ | اتصال بوسیله دیوار برشی بتنی           |
| ۱۲.۵۰ | ۸.۸۹  | ۳.۷۰  | ۲.۶۷   | ۰.۷۰   | -۳.۰۹  | -۴.۳۹  | -۶.۷۷  | -۷.۸۰  | اتصال بوسیله خرپای فولادی              |

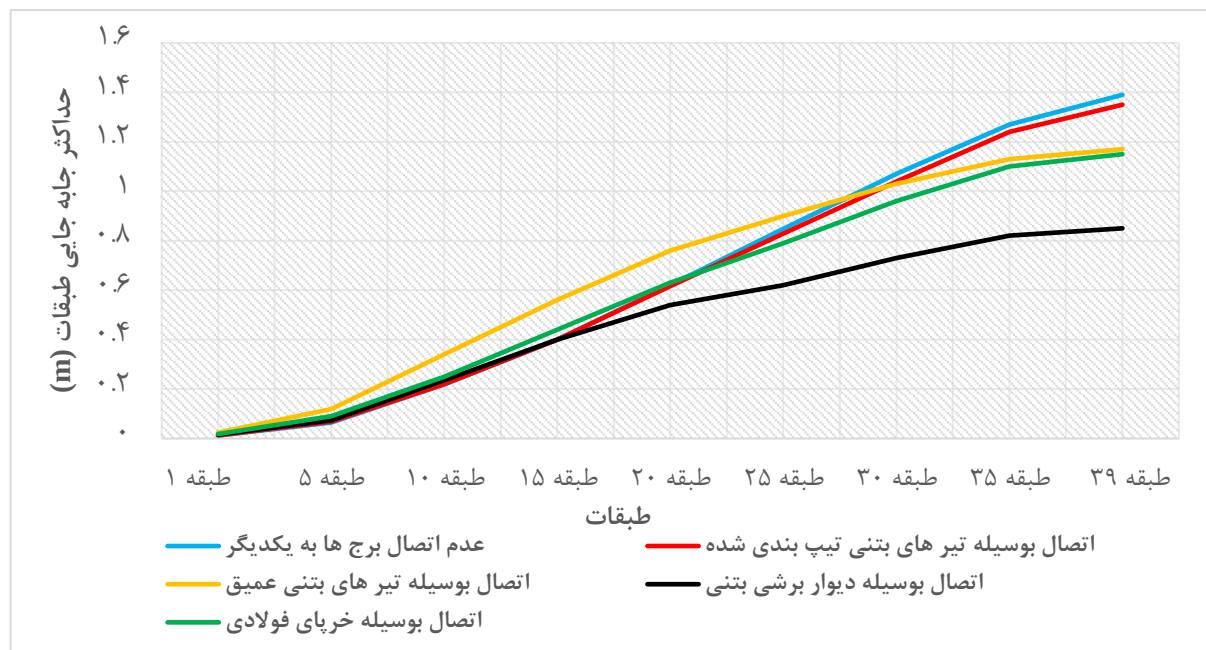
#### ۴-۳-۲-۳-۴ زلزله Darfield

حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات در زلزله Darfield، در جدول (۴-۳۵) و نمودار خطی در شکل (۴-۱۸) آورده شده است.

جدول (۴-۳۵) حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات در زلزله Darfield

(متر m)

| مدل های سازه ای                        | طبقه ۱ | طبقه ۵ | طبقه ۱۰ | طبقه ۱۵ | طبقه ۲۰ | طبقه ۲۵ | طبقه ۳۰ | طبقه ۳۵ | طبقه ۳۹ |
|----------------------------------------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| عدم اتصال برج ها به یکدیگر             | ۰.۰۱۲۲ | ۰.۰۶۴  | ۰.۲۱۸   | ۰.۴     | ۰.۶۲    | ۰.۸۴۸   | ۱.۰۷    | ۱.۲۷    | ۱.۳۹    |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی تیپ بندی شده | ۰.۰۱۳  | ۰.۰۶۸  | ۰.۲۲    | ۰.۴     | ۰.۶۱۶   | ۰.۸۲۹   | ۱.۰۴    | ۱.۲۴    | ۱.۳۵    |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی عمیق         | ۰.۰۲۴  | ۰.۱۱۹  | ۰.۳۴    | ۰.۵۶    | ۰.۷۶    | ۰.۹     | ۱.۰۳    | ۱.۱۳    | ۱.۱۷    |
| اتصال بوسیله دیوار برشی بتنی           | ۰.۰۱۶  | ۰.۰۷۴  | ۰.۲۳۶   | ۰.۴     | ۰.۵۴    | ۰.۶۲    | ۰.۷۳    | ۰.۸۲    | ۰.۸۵    |
| اتصال بوسیله خرپای فولادی              | ۰.۰۱۸  | ۰.۰۹   | ۰.۲۵    | ۰.۴۴    | ۰.۶۳    | ۰.۷۹    | ۰.۹۶    | ۱.۱     | ۱.۱۵    |



شکل (۴-۱۸) نمودار حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات در زلزله Darfield

در این زلزله، طبقه آخر هنگام همبسته بودن برج ها، تجربه کاهش ۳۸.۸۵ درصدی در حالت اتصال با دیوار برشی بتنی و ۱۷.۲۷ درصدی در حالت اتصال خرپایی داشته است. در حالت های اتصال با تیر های بتنی تیپ بندی شده و عمیق بتنی، این کاهش به ۲.۹ و ۱۵.۸۳ درصدی رسیده است. از طبقه ۲۹ ام به بعد نیز، کاهش

جابه جایی غیر خطی در تمام طبقات پدیدار شده است. همچنین بیشترین میزان جابه جایی راس برج ها در تمامی اتصالات، به ترتیب برابر ۱.۳۹، ۱.۳۵، ۱.۱۷، ۰.۸۵ و ۱.۱۵ متر بوده است. جدول (۴-۳۶) جزئیات تغییرات جابه جایی سایر طبقات را نیز گزارش داده است.

**جدول (۴-۳۶) تغییرات کاهشی ویا افزایشی حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات در زلزله Darfield**  
در کلیه حالات اتصال نسبت به حالت اول(%)

| طبقه  | طبقه  | طبقه  | طبقه  | طبقه   | طبقه   | طبقه   | طبقه   | طبقه   | مدل های سازه ای مد نظر                    |
|-------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|-------------------------------------------|
| ۱     | ۵     | ۱۰    | ۱۵    | ۲۰     | ۲۵     | ۳۰     | ۳۵     | ۳۹     | طبقه                                      |
| ----- | ----- | ----- | ----- | -----  | -----  | -----  | -----  | -----  | عدم اتصال برج ها به یکدیگر                |
| ۶.۵۶  | ۶.۲۵  | ۰.۹۲  | ۰.۰۰  | -۰.۶۵  | -۲.۲۴  | -۲.۸۰  | -۲.۳۶  | -۲.۸۸  | اتصال بوسیله تیر های بتنی<br>تیپ بندی شده |
| ۹۶.۷۲ | ۸۵.۹۴ | ۵۵.۹۶ | ۴۰.۰۰ | ۲۲.۵۸  | ۶.۱۳   | -۳.۷۴  | -۱۱.۰۲ | -۱۵.۸۳ | اتصال بوسیله تیر های بتنی<br>عمیق         |
| ۳۱.۱۵ | ۱۵.۶۳ | ۸.۲۶  | ۰.۰۰  | -۱۲.۹۰ | -۲۶.۸۹ | -۳۱.۷۸ | -۳۵.۴۳ | -۳۸.۸۵ | اتصال بوسیله دیوار برشی<br>بتنی           |
| ۴۷.۵۴ | ۴۰.۶۳ | ۱۴.۶۸ | ۱۰.۰۰ | ۱.۶۱   | -۶.۸۴  | -۱۰.۲۸ | -۱۳.۳۹ | -۱۷.۲۷ | اتصال بوسیله خربای<br>فولادی              |

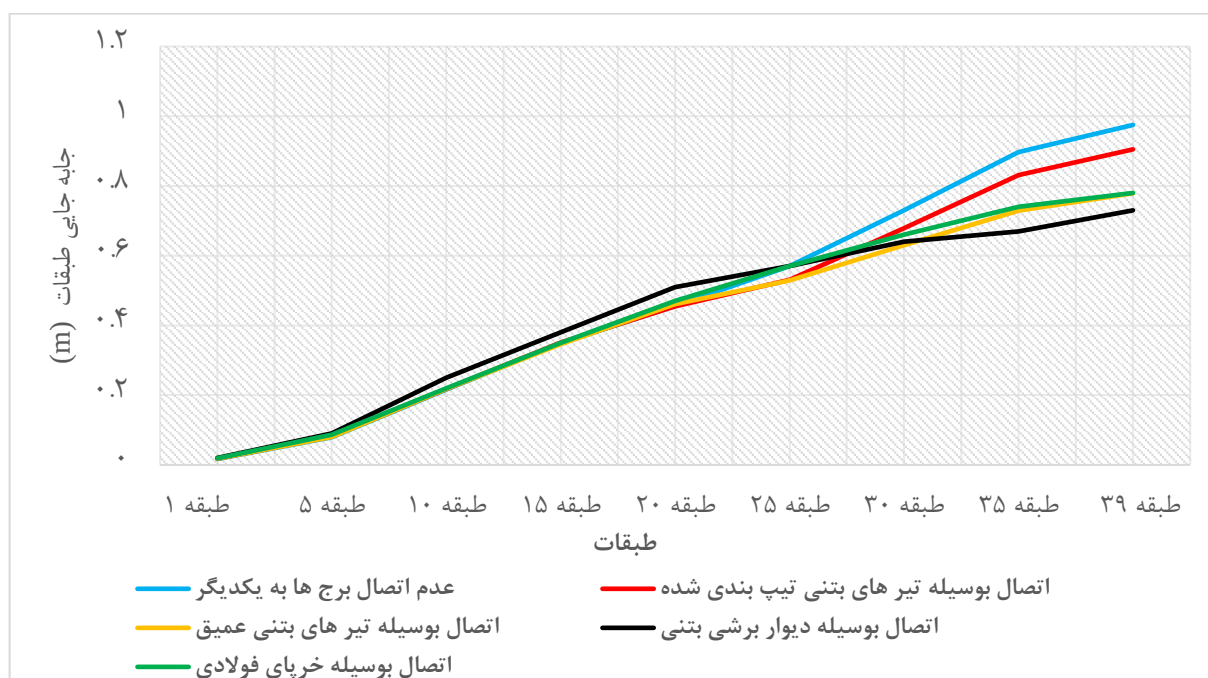
#### ۴-۳-۲-۴- زلزله Kobe

در جدول و شکل زیر مقادیر حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات در زلزله Kobe گزارش شده است.

**جدول (۴-۳۷) حداکثر جابه جایی طبقات غیر خطی در زلزله Kobe**  
(متر m)

| طبقه  | طبقه  | طبقه  | طبقه  | طبقه  | طبقه | طبقه | طبقه  | طبقه  | مدل های سازه ای مد نظر     |
|-------|-------|-------|-------|-------|------|------|-------|-------|----------------------------|
| ۱     | ۵     | ۱۰    | ۱۵    | ۲۰    | ۲۵   | ۳۰   | ۳۵    | ۳۹    | طبقه                       |
| ۰.۰۱۷ | ۰.۰۷۹ | ۰.۲۱۶ | ۰.۳۴۹ | ۰.۴۵۶ | ۰.۵۷ | ۰.۷۳ | ۰.۸۹۷ | ۰.۹۷۵ | عدم اتصال برج ها به یکدیگر |

|                                           |       |       |       |       |       |       |       |       |       |
|-------------------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| اتصال بوسیله تیر های بتنی<br>تیپ بندی شده | ۰.۰۱۸ | ۰.۰۸۲ | ۰.۲۱۸ | ۰.۳۵۱ | ۰.۴۵۵ | ۰.۵۳۱ | ۰.۶۷۹ | ۰.۸۳۱ | ۰.۹۰۵ |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی<br>عمیق         | ۰.۰۱۸ | ۰.۰۰۸ | ۰.۲۱۸ | ۰.۳۴۶ | ۰.۴۶۱ | ۰.۵۲۹ | ۰.۶۳  | ۰.۷۲۹ | ۰.۷۷۹ |
| اتصال بوسیله دیوار برشی بتنی              | ۰.۰۰۲ | ۰.۰۰۹ | ۰.۲۵  | ۰.۳۸  | ۰.۵۱  | ۰.۵۷  | ۰.۶۴  | ۰.۶۷  | ۰.۷۳  |
| اتصال بوسیله خرپای فولادی                 | ۰.۰۱۹ | ۰.۰۸۷ | ۰.۲۲  | ۰.۳۵  | ۰.۴۷  | ۰.۵۷  | ۰.۶۶  | ۰.۷۴  | ۰.۷۸  |



شکل (۴-۱۹) نمودار حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات در زلزله Kobe

در زلزله Kobe، از طبقه ۲۶ ام به بعد در کلیه حالات اتصال سازه ای، تمام طبقات تجربه کاهش جابه جایی غیر خطی طبقات را داشته اند و به همین منوال طبقه مهم و اساسی، طبقه آخر شاهد کاهش جابه جایی بوده است، به طوری که برای کلیه چهار حالت اتصال، این مقادیر جابه جایی به ترتیب برابر ۷.۲، ۲۰.۱، ۲۵.۱۳ و ۲۰ درصد کاهش یافته است. حداکثر جابه جایی طبقه بام در کلیه حالات اتصال، به ترتیب برابر ۹۸، ۹۰، ۷۸، ۷۳ و ۷۸ سانتی متر بوده است. در جدول (۴-۳۸) به جزئیات سایر طبقات نیز پرداخته شده است.

جدول (۴-۳۸) تغییرات کاهشی ویا افزایشی حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات در زلزله Kobe  
در کلیه حالات اتصال نسبت به حالت اول(%)

| مدل های سازه ای مد نظر                    | طبقه ۱ | طبقه ۵ | طبقه ۱۰ | طبقه ۱۵ | طبقه ۲۰ | طبقه ۲۵ | طبقه ۳۰ | طبقه ۳۵ | طبقه ۳۹ |
|-------------------------------------------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| عدم اتصال برج ها به یکدیگر                | -----  | -----  | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی<br>تیپ بندی شده | ۵.۸۸   | ۳.۸۰   | ۰.۹۳    | ۰.۵۷    | -۰.۲۲   | -۶.۸۴   | -۶.۹۹   | -۷.۳۶   | -۷.۱۸   |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی<br>عمیق         | ۵.۲۹   | ۱.۲۷   | ۰.۹۳    | -۰.۸۶   | ۱.۱۰    | -۷.۱۹   | -۱۳.۷۰  | -۱۸.۷۳  | -۲۰.۱۰  |
| اتصال بوسیله دیوار برشی<br>بتنی           | ۱۷.۶۵  | ۱۳.۹۲  | ۱۵.۷۴   | ۸.۸۸    | ۱۱.۸۴   | ۰.۰۰    | -۱۲.۳۳  | -۲۵.۳۱  | -۲۵.۱۳  |
| اتصال بوسیله خرپای فولادی                 | ۱۱.۷۶  | ۱۰.۱۳  | ۱.۸۵    | ۰.۲۹    | ۳.۰۷    | ۰.۰۰    | -۹.۵۹   | -۱۷.۵۰  | -۲۰.۰۰  |

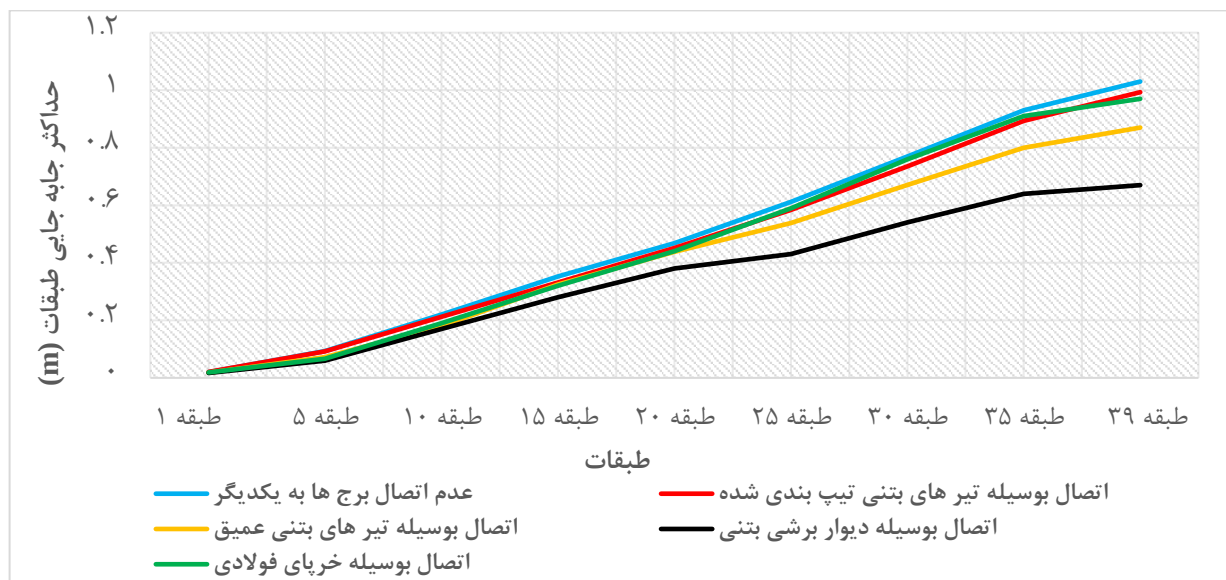
#### ۴-۳-۲-۵- زلزله Landers

مقادیر عددی و نموداری حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات برج ها در زلزله Landers، در جدول (۴-۳۹) و نمودار شکل (۴-۲۰) ارائه شده است.

جدول (۴-۳۹) حداکثر جابه جایی غیر خطی در زلزله Landers  
(متر m)

| مدل های سازه ای مد نظر                    | طبقه ۱ | طبقه ۵ | طبقه ۱۰ | طبقه ۱۵ | طبقه ۲۰ | طبقه ۲۵ | طبقه ۳۰ | طبقه ۳۵ | طبقه ۳۹ |
|-------------------------------------------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| عدم اتصال برج ها به یکدیگر                | ۰.۰۲۰  | ۰.۰۹۳  | ۰.۲۲۰   | ۰.۳۵۳   | ۰.۴۶۸   | ۰.۶۱۲   | ۰.۷۷۰   | ۰.۹۳۰   | ۱.۰۳۰   |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی تیپ<br>بندی شده | ۰.۰۲۱  | ۰.۰۹۲  | ۰.۲۱۲   | ۰.۳۳۱   | ۰.۴۵۱   | ۰.۵۸۴   | ۰.۷۳۵   | ۰.۸۹۳   | ۰.۹۹۳   |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی<br>عمیق         | ۰.۰۱۸  | ۰.۰۷۲  | ۰.۱۸۰   | ۰.۳۲۵   | ۰.۴۳۸   | ۰.۵۳۸   | ۰.۶۷۱   | ۰.۸۰۰   | ۰.۸۷۰   |

|       |       |       |       |       |       |       |       |       |                              |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------------------------------|
| ۰.۶۷۰ | ۰.۶۴۰ | ۰.۵۴۰ | ۰.۴۳۰ | ۰.۳۸۰ | ۰.۲۸۰ | ۰.۱۷۰ | ۰.۰۶۰ | ۰.۰۱۷ | اتصال بوسیله دیوار برشی بتنی |
| ۰.۹۷۰ | ۰.۹۱۰ | ۰.۷۶۰ | ۰.۵۹۰ | ۰.۴۴۰ | ۰.۳۲۰ | ۰.۱۹۰ | ۰.۰۶۷ | ۰.۰۱۹ | اتصال بوسیله خرپای فولادی    |



شکل (۴-۲۰) نمودار حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات در زلزله Landers

در این زلزله، در کلیه حالت اتصال، تمام طبقات شاهد کاهش مقدار جابه جایی غیر خطی بوده است و جابه جایی حداکثر در راس برج ها، طبقه ۳۹ ام، برای کلیه حالات، به ترتیب برابر ۳.۶، ۱۵.۵، ۳۵ و ۵۸.۳ درصد کاهش بوده است و برای سایر طبقات مطابق جدول (۴-۴۰) بوده است. همچنین حداکثر جابه جایی طبقه آخر، در کلیه حالات اتصال در نظر گرفته شده، به ترتیب، برابر ۱.۰۳، ۰.۹۹، ۰.۸۷، ۰.۶۷ و ۰.۹۷ متر گزارش شده است.

جدول (۴-۴۰) تغییرات کاهشی و یا افزایشی جابه جایی حداکثر غیر خطی طبقات زلزله Landers

در کلیه حالات اتصال نسبت به حالت اول (%).

| مدل های سازه               | طبقه ۱ | طبقه ۵ | طبقه ۱۰ | طبقه ۱۵ | طبقه ۲۰ | طبقه ۲۵ | طبقه ۳۰ | طبقه ۳۵ | طبقه ۳۹ |
|----------------------------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| ای مد نظر                  |        |        |         |         |         |         |         |         |         |
| عدم اتصال برج ها به یکدیگر | -----  | -----  | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   |

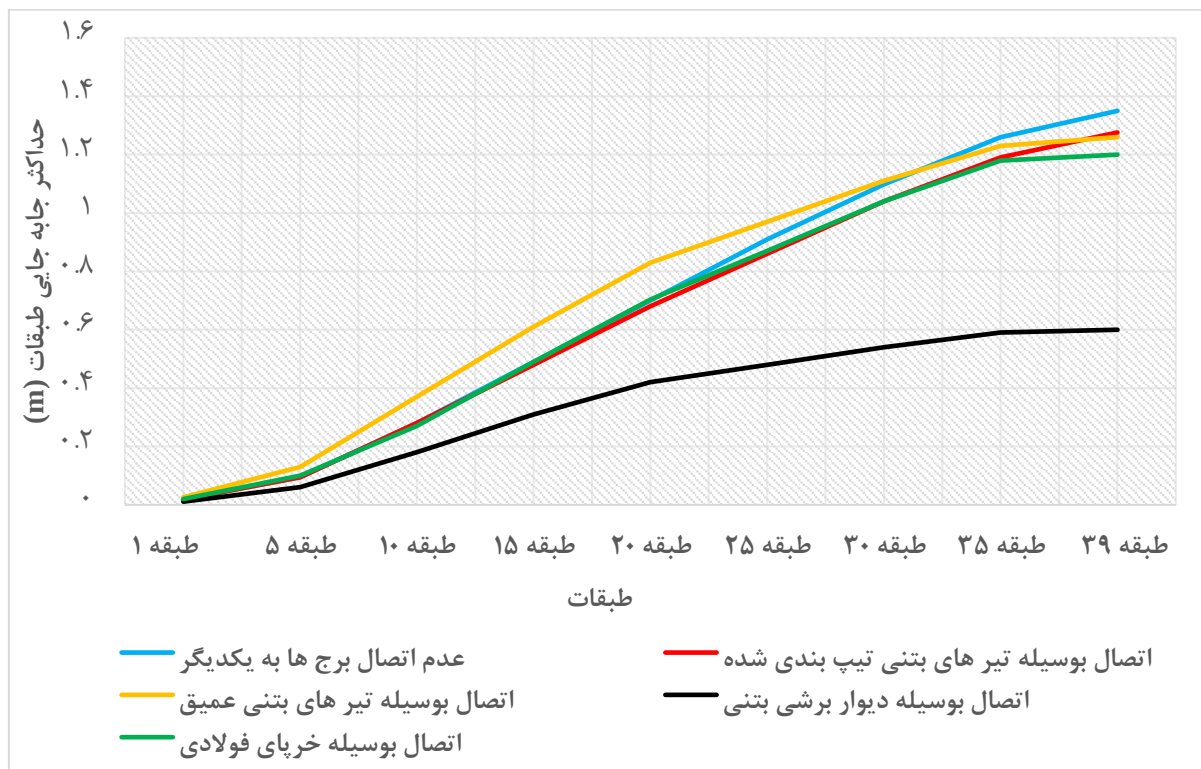
|                                              |        |        |        |        |        |        |        |        |        |
|----------------------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| اتصال بوسیله تیر<br>های بتنی تیپ بندی<br>شده | ۳.۵۰   | -۱.۱۸  | -۳.۶۴  | -۶.۲۳  | -۳.۶۳  | -۴.۵۸  | -۴.۵۵  | -۳.۹۸  | -۳.۵۹  |
| اتصال بوسیله تیر<br>های بتنی عمیق            | -۱۰.۰۰ | -۲۲.۵۸ | -۱۸.۱۸ | -۷.۹۳  | -۶.۴۱  | -۱۲.۰۹ | -۱۲.۸۶ | -۱۳.۹۸ | -۱۵.۵۳ |
| اتصال بوسیله دیوار<br>برشی بتنی              | -۱۵.۰۰ | -۳۵.۴۸ | -۲۲.۷۳ | -۲۰.۶۸ | -۱۸.۸۰ | -۲۹.۷۴ | -۲۹.۸۷ | -۳۱.۱۸ | -۳۴.۹۵ |
| اتصال بوسیله خربای<br>فولادی                 | -۵.۰۰  | -۲۷.۹۶ | -۱۳.۶۴ | -۹.۳۵  | -۵.۹۸  | -۳.۵۹  | -۱.۳۰  | -۲.۱۵  | -۵.۸۳  |

#### ۴-۳-۲-۶- زلزله منجیل (Manjil)

حداکثر مقادیر جابه جایی غیر خطی طبقات در زلزله منجیل، مطابق جدول (۴-۴۱) گزارش شده است و نمودار خطی شکل (۴-۲۱) برای درک بصری بهتر نتایج گرد آوری شده است.

جدول (۴-۴۱) حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات در زلزله Manjil  
(متر m)

| مدل های سازه ای                           | طبقه ۱ | طبقه ۵ | طبقه ۱۰ | طبقه ۱۵ | طبقه ۲۰ | طبقه ۲۵ | طبقه ۳۰ | طبقه ۳۵ | طبقه ۳۹ |
|-------------------------------------------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| عدم اتصال برج ها به یکدیگر                | ۰.۰۱۹  | ۰.۰۹۵  | ۰.۲۸    | ۰.۴۹    | ۰.۷     | ۰.۹۱    | ۱.۰۹۸   | ۱.۲۶    | ۱.۳۵    |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی تیپ<br>بندی شده | ۰.۰۱۹  | ۰.۰۹۵  | ۰.۲۸    | ۰.۴۸    | ۰.۶۸    | ۰.۸۶    | ۱.۰۴    | ۱.۱۹    | ۱.۲۷۶   |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی عمیق            | ۰.۰۲۶  | ۰.۱۳   | ۰.۳۷    | ۰.۶۱    | ۰.۸۳    | ۰.۹۷    | ۱.۱۱    | ۱.۲۳    | ۱.۲۶    |
| اتصال بوسیله دیوار برشی بتنی              | ۰.۰۱۱  | ۰.۰۶۱  | ۰.۱۸    | ۰.۳۱    | ۰.۴۲    | ۰.۴۸    | ۰.۵۴    | ۰.۵۹    | ۰.۶     |
| اتصال بوسیله خربای فولادی                 | ۰.۰۲   | ۰.۱    | ۰.۲۷    | ۰.۴۹    | ۰.۷۰۳   | ۰.۸۷    | ۱.۰۴    | ۱.۱۸    | ۱.۲     |



شکل (۴-۲۱) نمودار حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات در زلزله Manjil

در زلزله منجیل، کاهش جابه جایی غیر خطی محسوسی در حالت اتصال به وسیله دیوار برشی بتنی نسبت به سایر حالات اتصال گزارش شده است. این کاهش در تمام طبقات ایجاد شده است. در رابطه با طبقه انتهایی برج ها، طبقه ۳۹ ام برج ها، در این حالت بیشترین کاهش را با مقدار ۵۵.۵ درصد دیده است و در سایر حالات های اتصال به مقادیر ۵.۵، ۶.۶۷ و ۱۱.۱ درصد محدود شده است. جابه جایی حداکثر بام در کلیه حالت های اتصال برج ها، به ترتیب برابر با ۱.۳۵، ۱.۲۷، ۱.۲۶، ۰.۶ و ۱.۲ متر بوده است. جدول (۴-۴۲) تغییرات سایر طبقات را گزارش کرده است.

جدول (۴-۴۲) تغییرات کاهشی و یا افزایشی جابه جایی حداکثر غیر خطی طبقات زلزله Manjil

در کلیه حالات اتصال نسبت به حالت اول (%).

| مدل های سازه               | طبقه ۱ | طبقه ۵ | طبقه ۱۰ | طبقه ۱۵ | طبقه ۲۰ | طبقه ۲۵ | طبقه ۳۰ | طبقه ۳۵ | طبقه ۳۹ |
|----------------------------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| عدم اتصال برج ها به یکدیگر | -----  | -----  | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   |

|                                              |        |        |        |        |        |        |        |        |        |
|----------------------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| اتصال بوسیله تیر<br>های بتنی تیپ<br>بندی شده | ۰.۰۰   | ۰.۰۰   | ۰.۰۰   | -۲.۰۴  | -۲.۸۶  | -۵.۴۹  | -۵.۲۸  | -۵.۵۶  | -۵.۴۸  |
| اتصال بوسیله تیر<br>های بتنی عمیق            | ۳۶.۸۴  | ۳۶.۸۴  | ۳۲.۱۴  | ۲۴.۴۹  | ۱۸.۵۷  | ۶.۵۹   | ۱.۰۹   | -۲.۳۸  | -۶.۶۷  |
| اتصال بوسیله دیوار<br>برشی بتنی              | -۴۲.۱۱ | -۳۵.۷۹ | -۳۵.۷۱ | -۳۶.۷۳ | -۴۰.۰۰ | -۴۷.۲۵ | -۵۰.۸۲ | -۵۳.۱۷ | -۵۵.۵۶ |
| اتصال بوسیله<br>خرپای فولادی                 | ۵.۲۶   | ۵.۲۶   | -۳.۵۷  | ۰.۰۰   | ۰.۴۳   | -۴.۴۰  | -۵.۲۸  | -۶.۳۵  | -۱۱.۱۱ |

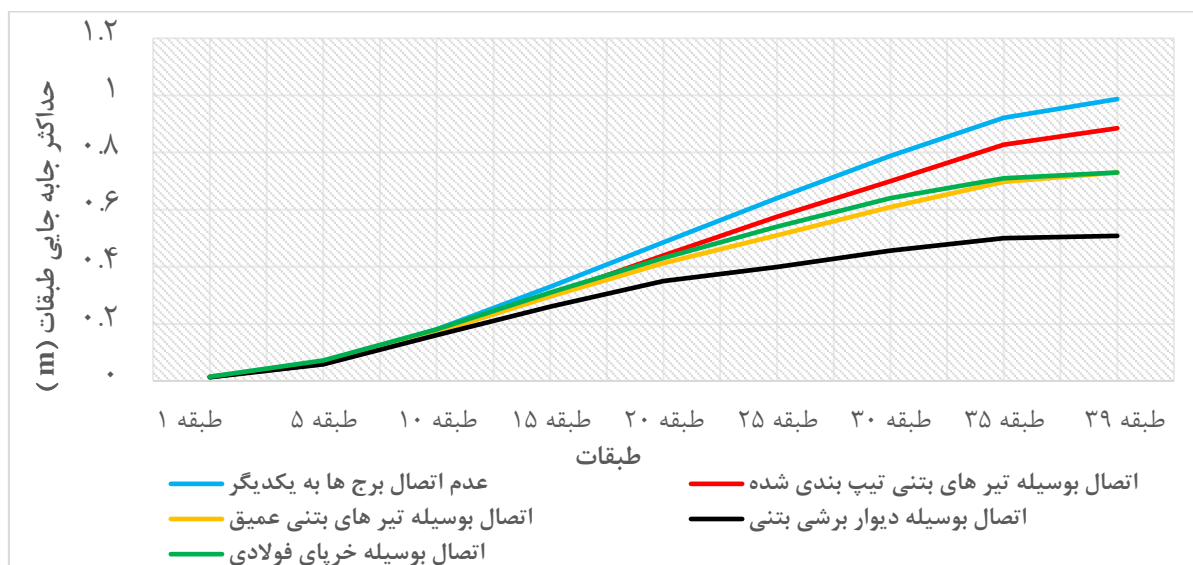
#### ۴-۳-۲-۷- زلزله Mayor El Cucapah

برای زلزله Mayor El Cucapah، به عنوان آخرین رکورد زلزله، مقادیر حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات در جدول (۴-۴۳) و شکل (۴-۲۲) به دست آمده است.

#### جدول (۴-۴۳) حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات در زلزله Mayor El Cucapah

(متر m)

| مدل های سازه ای                           | طبقه ۱ | طبقه ۵ | طبقه ۱۰ | طبقه ۱۵ | طبقه ۲۰ | طبقه ۲۵ | طبقه ۳۰ | طبقه ۳۵ | طبقه ۳۹ |
|-------------------------------------------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| عدم اتصال برج ها به یکدیگر                | ۰.۰۱۴۴ | ۰.۰۵۹  | ۰.۱۸    | ۰.۳۳    | ۰.۴۸۵   | ۰.۶۴    | ۰.۷۸۸   | ۰.۹۲۲   | ۰.۹۸۷   |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی<br>تیپ بندی شده | ۰.۰۱۴  | ۰.۰۵۹  | ۰.۱۷۱   | ۰.۳     | ۰.۴۳۹   | ۰.۵۷۵   | ۰.۷     | ۰.۸۲۷   | ۰.۸۸۵   |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی<br>عمیق         | ۰.۰۱۵  | ۰.۰۶   | ۰.۱۷    | ۰.۲۹۶   | ۰.۴۱۳   | ۰.۵۱    | ۰.۶۰۹   | ۰.۶۹۷   | ۰.۷۳    |
| اتصال بوسیله دیوار برشی بتنی              | ۰.۰۱۳  | ۰.۰۵۸  | ۰.۱۶    | ۰.۲۶    | ۰.۳۵    | ۰.۳۹۹   | ۰.۴۵۶   | ۰.۵     | ۰.۵۰۸   |
| اتصال بوسیله خرپای فولادی                 | ۰.۰۱۵  | ۰.۰۷۲  | ۰.۱۸    | ۰.۳۱    | ۰.۴۳    | ۰.۵۴    | ۰.۶۴    | ۰.۷۱    | ۰.۷۳    |



شکل (۴-۲۲) نمودار حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات در زلزله Mayor El Cucapah

در این زلزله هم مشابه به زلزله منجیل، در حالت اتصال با دیوار برشی، در تمامی طبقات کاهش جابه جایی غیر خطی اتفاق افتاده است که بیشترین آن در طبقه بام با ۴۸.۵ درصد کاهش بوده است و در سایر حالات اتصال برج ها، از طبقه ۱۱ ام به بعد، تمامی طبقات شاهد کاهش در مقدار جابه جایی بوده است همچنین برای طبقه بام در این حالات، به ترتیب برابر ۱۰.۳۳، ۲۶ و ۲۶ درصد کاهش جابه جایی گزارش شده است. بیشترین میزان جابه جایی غیر خطی برای طبقه بام، در کلیه حالات اتصال، به ترتیب برابر ۹۸، ۸۸، ۷۳، ۵۰ و ۷۳ سانتی متر بوده است. جزئیات بیشتر در جدول (۴-۴۴) آورده شده است.

جدول (۴-۴۴) تغییرات کاهشی ویا افزایشی جابه جایی حداکثر غیر خطی طبقات زلزله Mayor El Cucapah در کلیه حالات اتصال نسبت به حالت اول(%)

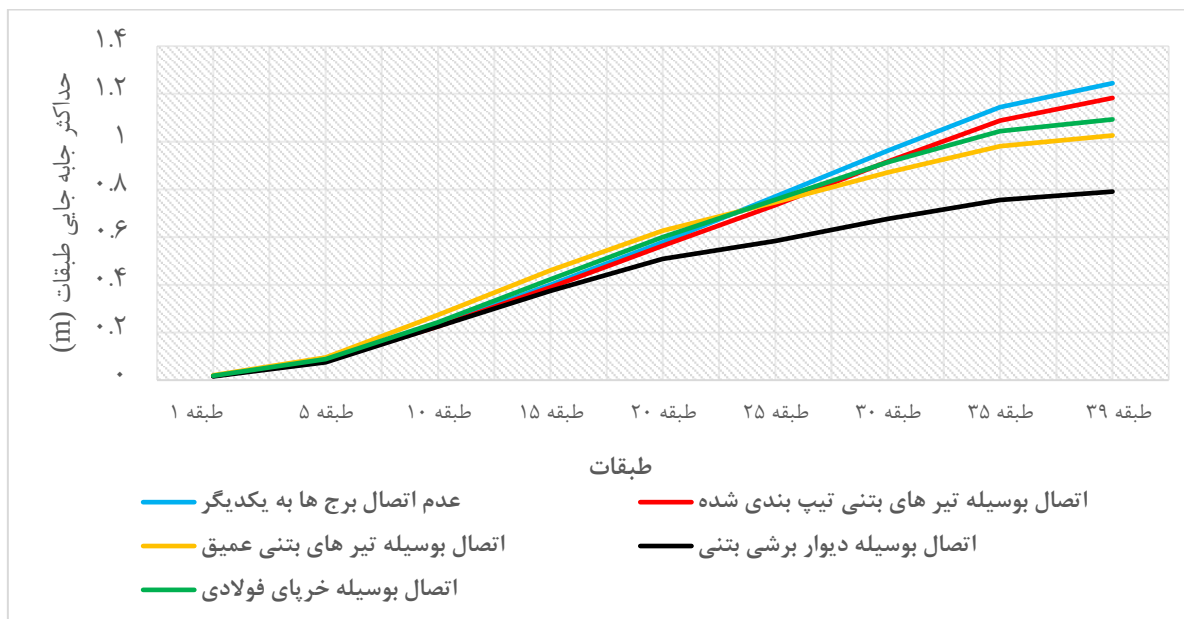
| مدل های سازه ای                        | طبقه ۱ | طبقه ۵ | طبقه ۱۰ | طبقه ۱۵ | طبقه ۲۰ | طبقه ۲۵ | طبقه ۳۰ | طبقه ۳۵ | طبقه ۳۹ |
|----------------------------------------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| عدم اتصال برج ها به یکدیگر             | -----  | -----  | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی تیپ بندی شده | ۰.۰۰   | ۰.۰۰   | -۵.۰۰   | -۹.۰۹   | -۹.۴۸   | -۱۰.۱۶  | -۱۱.۱۷  | -۱۰.۳۰  | -۱۰.۳۳  |

|                                   |       |       |        |        |        |        |        |        |        |
|-----------------------------------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| اتصال بوسیله تیر های<br>بتنی عمیق | ۲۰۸   | ۱۰۶۹  | -۵۰۵۶  | -۱۰۰۳۰ | -۱۴۰۸۵ | -۲۰۰۳۱ | -۲۲۰۷۲ | -۲۴۰۴۰ | -۲۶۰۰۵ |
| اتصال بوسیله دیوار<br>برشی بتنی   | -۹۰۷۲ | -۱۰۶۹ | -۱۱۰۱۱ | -۲۱۰۲۱ | -۲۷۰۸۴ | -۳۷۰۶۶ | -۴۲۰۱۳ | -۴۵۰۷۷ | -۴۸۰۵۳ |
| اتصال بوسیله خربای<br>فولادی      | ۲۰۸   | ۲۲۰۰۳ | ۰۰۰    | -۶۰۰۶  | -۱۱۰۳۴ | -۱۵۰۶۳ | -۱۸۰۷۸ | -۲۲۰۹۹ | -۲۶۰۰۴ |

برای جمع بندی نهایی نتایج حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات در کلیه زلزله ها، و رسیدن به یک نتیجه اساسی، از تمامی پاسخ های جابه جایی حداکثر غیر خطی طبقات، در کلیه زلزله ها و برای تمامی اتصالات برج ها، میانگین گیری انجام شده است که در جدول (۴-۴۵) و شکل (۴-۲۳) گزارش شده است.

جدول (۴-۴۵) مقادیر میانگین حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات در کلیه زلزله ها برای تمام حالات اتصال (m)

| مدل های سازه                                 | طبقه ۱ | طبقه ۵ | طبقه ۱۰ | طبقه ۱۵ | طبقه ۲۰ | طبقه ۲۵ | طبقه ۳۰ | طبقه ۳۵ | طبقه ۳۹ |
|----------------------------------------------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| عدم اتصال برج<br>ها به یکدیگر                | ۰۰۰۱۷  | ۰۰۰۸۱  | ۰۰۰۲۲۹  | ۰۰۰۴۰۰  | ۰۰۰۵۷۷  | ۰۰۰۷۷۰  | ۰۰۰۹۶۲  | ۰۰۱۱۴۴  | ۰۰۱۲۴۵  |
| اتصال بوسیله تیر<br>های بتنی تیپ<br>بندی شده | ۰۰۰۱۷  | ۰۰۰۸۲  | ۰۰۰۲۲۵  | ۰۰۰۳۸۹  | ۰۰۰۵۶۳  | ۰۰۰۷۳۴  | ۰۰۰۹۱۶  | ۰۰۱۰۸۷  | ۰۰۱۱۸۳  |
| اتصال بوسیله تیر<br>های بتنی عمیق            | ۰۰۰۲۰  | ۰۰۰۹۵  | ۰۰۰۲۷۴  | ۰۰۰۴۵۹  | ۰۰۰۶۲۷  | ۰۰۰۷۴۵  | ۰۰۰۸۷۱  | ۰۰۰۹۸۱  | ۰۰۱۰۲۶  |
| اتصال بوسیله<br>دیوار برشی بتنی              | ۰۰۰۱۶  | ۰۰۰۷۵  | ۰۰۰۲۲۶  | ۰۰۰۳۷۴  | ۰۰۰۵۰۹  | ۰۰۰۵۸۳  | ۰۰۰۶۷۷  | ۰۰۰۷۵۶  | ۰۰۰۷۹۰  |
| اتصال بوسیله<br>خرپای فولادی                 | ۰۰۰۱۸  | ۰۰۰۸۸  | ۰۰۰۲۴۳  | ۰۰۰۴۲۳  | ۰۰۰۵۹۹  | ۰۰۰۷۵۷  | ۰۰۰۹۱۳  | ۰۰۱۰۴۴  | ۰۰۱۰۹۳  |



شکل (۴-۲۳) نمودار میانگین حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات در کلیه زلزله ها در تمامی حالت های اتصال همچنین برای تغییرات این مقادیر میانگین، جدول (۴-۴۶) تهیه شده است که مقدار دقیقی از این تغییرات را گزارش داده است.

جدول (۴-۴۶) تغییرات کاهشی و یا افزایشی میانگین حداکثر جابه جایی غیر خطی در کلیه زلزله ها برای تمامی حالت های اتصال (%)

| مدل های سازه ای                        | طبقه ۱ | طبقه ۵ | طبقه ۱۰ | طبقه ۱۵ | طبقه ۲۰ | طبقه ۲۵ | طبقه ۳۰ | طبقه ۳۵ | طبقه ۳۹ |
|----------------------------------------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| عدم اتصال برج ها به یکدیگر             | -----  | -----  | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   | -----   |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی تیپ بندی شده | ۰      | ۰.۶۸   | -۱.۶۲   | -۲.۷۵   | -۲.۵۲   | -۴.۶۴   | -۴.۷۸   | -۴.۹۷   | -۴.۹۷   |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی عمیق         | ۱۷     | ۱۷.۱۹  | ۱۹.۵۸   | ۱۴.۹۸   | ۸.۵۶    | -۳.۱۹   | -۹.۴۹   | -۱۴.۲۶  | -۱۷.۶۰  |
| اتصال بوسیله دیوار برشی بتنی           | -۵.۶۱  | -۷.۵۴  | -۱.۵۰   | -۶.۳۶   | -۱۱.۹۲  | -۲۴.۳۱  | -۲۹.۶۹  | -۳۳.۹۶  | -۳۶.۵۰  |
| اتصال بوسیله خربای فولادی              | ۸.۵۹   | ۷.۷۲   | ۵.۹۹    | ۵.۸۳    | ۳.۷۴    | -۱.۷۱   | -۵.۱۴   | -۸.۷۳   | -۱۲.۱۹  |

با توجه به این که مهار طبقات بالایی ساختمان ها، خصوصا طبقه آخر و یا بام بسیار مهم است، مشاهده شده است که همبسته کردن برج های دوقلو با انواع اتصالات متفاوت، موجب کاهش در حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات خصوصا طبقه بام و یا آخر شده است.

در طبقات ۲۲ ام به بعد در کلیه حالت های اتصال برج ها، کاهش در حداکثر جابه جایی غیر خطی طبقات رخ داده است و در حالت اتصال به وسیله دیوار برشی بتنی، در تمامی طبقات این کاهش در جابه جایی غیر خطی طبقات اتفاق افتاده است و از بقیه حالت های اتصال، موثر تر عمل کرده است.

بیشترین مقدار جابه جایی غیر خطی طبقات، در مدل اول یا عدم اتصال برج ها، تا مدل پنجم سازه ای ( اتصال به وسیله خرپای فولادی)، در طبقه انتهایی برج ها و به ترتیب برابر ۱.۲۴، ۱.۱۸، ۱.۰۲، ۰.۷۹ و ۱.۰۹ متر بوده است، که به ترتیب در هنگام همبسته بودن، به میزان ۵، ۱۷.۶، ۳۶.۵ و ۱۲.۲ درصد تاثیر در کاهش جابه جایی غیر خطی طبقه داشته اند.

در حالت استفاده از دیوار برشی بتنی نسبت به سایر حالات اتصال، بیشترین کاهش جابه جایی حداکثر غیر خطی طبقه، با ۳۶.۵ درصد در طبقه ۳۹ ام و کمترین کاهش با ۱.۵ درصد در طبقه دهم بوده است. در دو حالت اتصال به وسیله تیر های بتنی عمیق و خرپای فولادی، طبقات از طبقه ۲۳ ام به بعد، روندی کاهشی در جابه جایی حداکثر غیر خطی، به خود دیده است.

به طور کلی، استفاده از اعضای اتصال با درجه سختی بیشتر، توانایی بیشتری در کاهش جابه جایی حداکثر طبقه بام داشته است، و این کاهش برای اعضای اتصال ضعیفتر، به مراتب کمتر بوده است.

#### ۴-۳-۳- نیروی برش زلزله در تراز پایه و نیروی برشی طبقات

نیروی برش زلزله در تراز پایه از لحاظ مفهومی در اصل کل نیروی زلزله ای است که از طرف زمین به سازه وارد می شود و بسته به هرنوع رکورد زلزله که در مقادیر PGA، سرعت موج و مقدار جابه جایی زمین متفاوت

است و یک حرکت و نیرویی منحصر به فرد از طرف زمین به سازه منتقل می شود و برش ایجاد شده در طبقات برج ها مطابق رابطه (۳-۹) تقسیم شده است.

در جدول (۴-۴۷) مقادیر نیروی برش زلزله در تراز پایه برج ها، و در جدول (۴-۵۰) نیز مقادیر میانگین نیروی برش طبقات برای تمامی پنج مدل سازه ای مدلسازی شده، برای هر هفت زلزله آورده شده است. همچنین مقادیر تغییرات این نیرو ها در ادامه آورده شده است.

جدول (۴-۴۷) برش زلزله در تراز پایه برج ها در تمامی زلزله ها برای کلیه حالات اتصال برج ها  
 $\times 10^3$  (Ton)

| Mayor<br>El<br>Cucapah | Manjil | Landers | Kobe  | Darfield | Chi-<br>Chi | Northern<br>Calif | مدل های سازه ای                           |
|------------------------|--------|---------|-------|----------|-------------|-------------------|-------------------------------------------|
| ۲۴.۰۴                  | ۱۱.۰۹  | ۱۹.۳۳   | ۲۹.۲۹ | ۱۴.۴۰    | ۱۴.۷۷       | ۱۹.۷۸             | عدم اتصال برج ها به یکدیگر                |
| ۲۳.۹۰                  | ۱۱.۴۶  | ۱۹.۳۶   | ۲۹.۳۸ | ۱۴.۶۰    | ۱۵.۴۱       | ۲۰.۵۸             | اتصال بوسیله تیر های بتنی<br>تیپ بندی شده |
| ۱۷.۳۸                  | ۱۳.۰۹  | ۱۶.۲۶   | ۱۸.۴۵ | ۱۷.۹۶    | ۲۱.۵۶       | ۲۲.۳۰             | اتصال بوسیله تیر های بتنی<br>عمیق         |
| ۲۳.۹۰                  | ۱۴.۸۷  | ۲۰.۲۷   | ۲۳.۳۴ | ۲۱.۵۰    | ۲۲.۲۰       | ۳۰.۴۰             | اتصال بوسیله دیوار برشی<br>بتنی           |
| ۲۱.۷۰                  | ۱۹.۸۲  | ۲۰.۵۶   | ۲۸.۴۶ | ۱۸.۴۹    | ۲۰.۹۰       | ۳۰.۲۴             | اتصال بوسیله خرپای فولادی                 |

جدول (۴-۴۸) تغییرات کاهشی و یا افزایشی برش زلزله در تراز پایه برای هر زلزله در کلیه حالات اتصال (%)

| Mayor<br>El<br>Cucapah | Manjil | Landers | Kobe  | Darfield | Chi-<br>Chi | Northern<br>Calif | مدل های سازه ای مدنظر                     |
|------------------------|--------|---------|-------|----------|-------------|-------------------|-------------------------------------------|
| -----                  | -----  | -----   | ----- | -----    | -----       | -----             | عدم اتصال برج ها به یکدیگر                |
| -۰.۶۱                  | ۳.۳۳   | ۰.۱۵    | ۰.۳۱  | ۱.۴۰     | ۴.۳۰        | ۴.۰۶              | اتصال بوسیله تیر های بتنی<br>تیپ بندی شده |

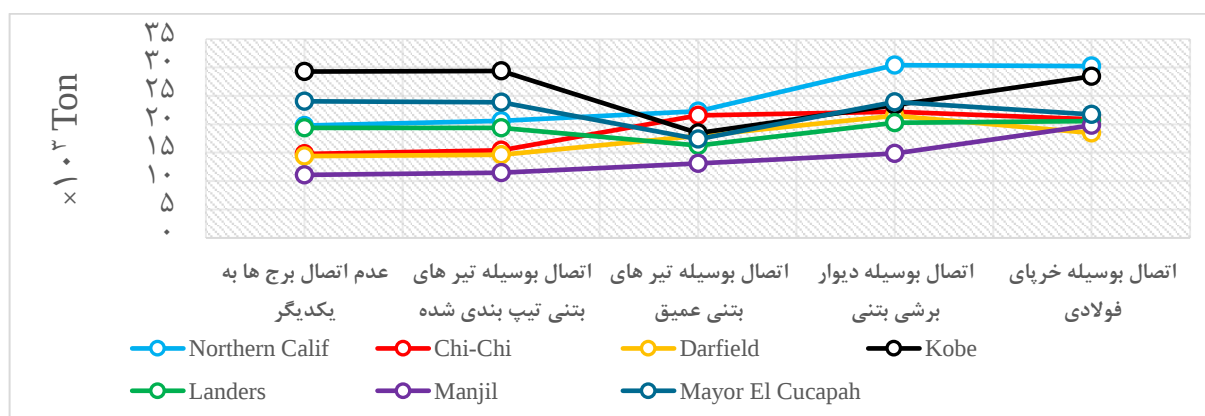
|                                |       |       |       |        |        |       |        |
|--------------------------------|-------|-------|-------|--------|--------|-------|--------|
| اتصال بوسیله تیر های بتنی عمیق | ۱۲.۷۶ | ۴۵.۹۱ | ۲۴.۷۰ | -۳۷.۰۰ | -۱۵.۸۹ | ۱۸.۱۰ | -۲۷.۷۰ |
| اتصال بوسیله دیوار برشی بتنی   | ۵۳.۷۴ | ۵۰.۲۸ | ۴۹.۲۹ | -۲۰.۳۰ | ۴.۸۳   | ۳۴.۱۶ | -۰.۵۸  |
| اتصال بوسیله خرپای فولادی      | ۵۲.۹۳ | ۴۱.۴۲ | ۲۸.۳۷ | -۲.۸۳  | ۶.۳۴   | ۷۸.۷۵ | -۹.۷۳  |

در ادامه برای میانگین برش زلزله در تراز پایه در تمامی زلزله ها برای هر پنج مدل اتصال سازه ای و همچنین درصد تغییرات آن در جدول (۴-۴۹) فراهم شده است.

جدول (۴-۴۹) مقدار میانگین برش زلزله در تراز پایه و درصد تغییرات آن در کلیه زلزله ها برای تمام حالات

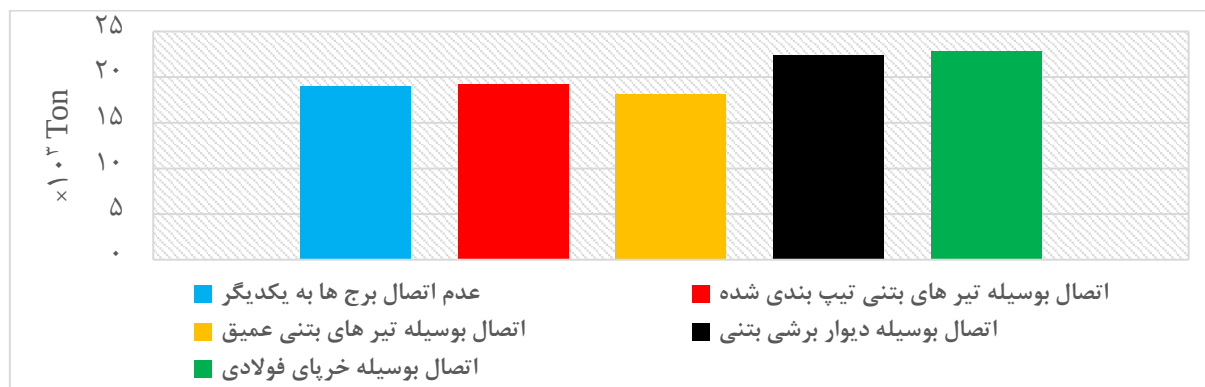
| مدل های سازه ای                        | میانگین برش پایه تمامی زلزله ها<br>(Ton) $\times 10^2$ | درصد تغییرات میانگین برش پایه |
|----------------------------------------|--------------------------------------------------------|-------------------------------|
| عدم اتصال برج ها به یکدیگر             | ۱۸.۹۶                                                  | -----                         |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی تیپ بندی شده | ۱۹.۲۴                                                  | ۱.۴۹                          |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی عمیق         | ۱۸.۱۴                                                  | -۴.۲۹                         |
| اتصال بوسیله دیوار برشی بتنی           | ۲۲.۳۶                                                  | ۱۷.۹۳                         |
| اتصال بوسیله خرپای فولادی              | ۲۲.۸۸                                                  | ۲۰.۶۷                         |

برای نیروی برش زلزله در تراز پایه، تنها نمودار مقدار متوسط بازتاب و نمودار تجمیعی هر هفت زلزله ارائه گشته است و به دلیل زیادی نمودار ها، از ارائه تک تک نمودار برش زلزله در تراز پایه برای تک تک زلزله ها صرف نظر شده است.



شکل (۴-۲۴) نمودار تجمیعی تغییرات برش پایه در حالت های مختلف زلزله برای تمامی مدل های سازه ای

نمودار میله ای میانگین برش پایه برای تمامی زلزله ها در شکل (۴-۲۶) آورده شده است.



شکل (۴-۲۵) نمودار میله ای میانگین برش پایه در تمامی زلزله ها در حالت غیر خطی

با توجه به جدول میانگین برش پایه، و همچنین نمودار میله ای آن، در تمامی زلزله های اعمال شده به برج های دوقلو، مشاهده شده است که تنها هنگامی که از اعضای تیرهای عمیق بتنی جهت اتصال برج ها استفاده شده است کاهش در مقدار برش تراز پایه رخ داده است و این مقدار کمتر از ۵ درصد بوده و برابر با ۴.۳ درصد بوده است. استفاده از سایر اعضای اتصال دیگر، روندی افزایشی به خود دیده است. استفاده از اعضای اتصال تیر های بتنی تیپ بندی شده، دیوار برشی بتنی و خرپای فولادی، به ترتیب باعث افزایش ۱.۵، ۱۸ و ۲۰.۷ درصدی در برش پایه برج ها شده است. عملاً اعضای اتصال دیوار برشی بتنی و خرپای فولادی تقریباً تا یک میزان نزدیک به هم و به مقدار  $22 \times 10^3$  تن نیرو، موجب افزایش برش زلزله در تراز پایه شده اند.

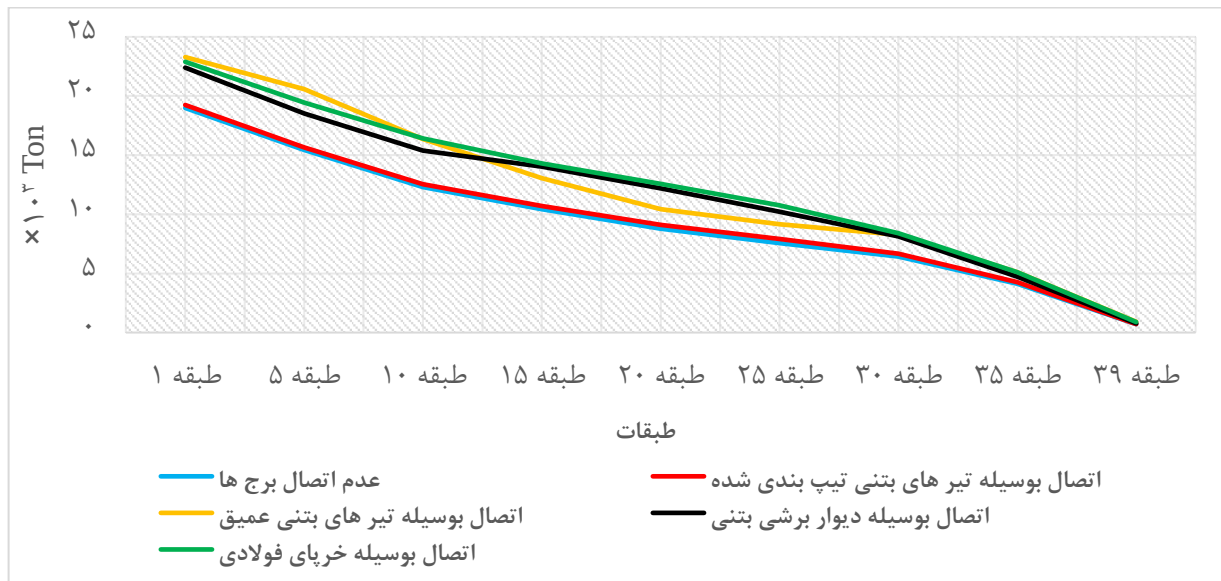
جدول (۴-۵۰) میانگین نیروی برشی طبقات در تمامی زلزله ها برای کلیه حالات اتصال برج ها در حالت غیر خطی  $\times 10^3$  (Ton)

| مدل های سازه ای                        | طبقه ۱ | طبقه ۵ | طبقه ۱۰ | طبقه ۱۵ | طبقه ۲۰ | طبقه ۲۵ | طبقه ۳۰ | طبقه ۳۵ | طبقه ۳۹ |
|----------------------------------------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| عدم اتصال برج ها به یکدیگر             | ۱۸.۹۹  | ۱۵.۴۵  | ۱۲.۳۰   | ۱۰.۴۳   | ۸.۷۹    | ۷.۵۵    | ۶.۴۳    | ۴.۱۲    | ۰.۷۱    |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی تیپ بندی شده | ۱۹.۲۴  | ۱۵.۶۴  | ۱۲.۵۴   | ۱۰.۶۹   | ۹.۱۰    | ۷.۹۲    | ۶.۶۷    | ۴.۲۶    | ۰.۷۲    |

|      |      |      |       |       |       |       |       |       |                                   |
|------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-----------------------------------|
| ۰.۹۱ | ۵.۱۱ | ۸.۲۷ | ۹.۱۵  | ۱۰.۴۲ | ۱۳.۰۵ | ۱۶.۳۵ | ۲۰.۵۹ | ۲۳.۲۹ | اتصال بوسیله تیر های<br>بتنی عمیق |
| ۰.۷۸ | ۴.۷۱ | ۸.۱۲ | ۱۰.۲۰ | ۱۲.۱۸ | ۱۴.۰۴ | ۱۵.۳۷ | ۱۸.۵۳ | ۲۲.۴۰ | اتصال بوسیله دیوار<br>برشی بتنی   |
| ۰.۸۹ | ۵.۱۱ | ۸.۴۱ | ۱۰.۷۵ | ۱۲.۵۶ | ۱۴.۳۰ | ۱۶.۴۲ | ۱۹.۴۴ | ۲۲.۸۹ | اتصال بوسیله خرپای<br>فولادی      |

جدول (۴-۵) تغییرات کاهشی و یا افزایشی میانگین نیروی برشی طبقات برای هرهفت زلزله در کلیه حالات  
اتصال در حالت غیر خطی(%)

| مدل های سازه ای                           | طبقه  | طبقه  | طبقه  | طبقه  | طبقه  | طبقه  | طبقه  | طبقه  | طبقه  |
|-------------------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| مدنظر                                     | ۱     | ۵     | ۱۰    | ۱۵    | ۲۰    | ۲۵    | ۳۰    | ۳۵    | ۳۹    |
| عدم اتصال برج ها به<br>یکدیگر             | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- |
| اتصال بوسیله تیر های<br>بتنی تیپ بندی شده | ۱.۳۲  | ۱.۲۳  | ۱.۹۶  | ۲.۴۷  | ۳.۵۲  | ۴.۸۴  | ۳.۷۱  | ۳.۲۹  | ۰.۸۴  |
| اتصال بوسیله تیر های<br>بتنی عمیق         | ۲۲.۶۴ | ۳۳.۲۶ | ۳۲.۹۳ | ۲۵.۱۶ | ۱۸.۵۸ | ۲۱.۲۴ | ۲۸.۶۳ | ۲۴.۰۰ | ۲۸.۲۸ |
| اتصال بوسیله دیوار<br>برشی بتنی           | ۱۷.۹۴ | ۱۹.۹۶ | ۲۴.۹۷ | ۳۴.۵۹ | ۳۸.۶۲ | ۳۵.۱۱ | ۲۶.۲۸ | ۱۴.۳۹ | ۹.۲۶  |
| اتصال بوسیله خرپای<br>فولادی              | ۲۰.۵۵ | ۲۵.۸۱ | ۳۳.۴۹ | ۳۷.۱۳ | ۴۲.۹۳ | ۴۲.۴۱ | ۳۰.۸۱ | ۲۴.۰۴ | ۲۵.۵۱ |



بر اساس نتایج به دست آمده از برش طبقات برج ها، همبسته کردن برج ها، موجب افزایش بیش از ۲۰ درصد و ۱۰ درصد در حالات اتصال به ترتیب توسط خرپای فولادی و دیوار برشی بتنی شده است. در حالات اتصال نظیر اتصال به وسیله تیر های بتنی تیپ بندی شده، این افزایش تا نهایت ۵ درصد محدود شده است. شرح کامل این مقادیر مطابق جدول (۴-۵۱) گزارش شده است.

#### ۴-۳-۴- لنگر واژگونی

در جدول (۴-۵۲) کلیه مقادیر محاسبه شده برای لنگر واژگونی در تراز پایه ساختمان در حالت غیر خطی گزارش شده است.

جدول (۴-۵۲) مقدار لنگر واژگونی پای برج ها در حالت غیر خطی در هرزله برای کلیه حالات اتصال  
(Ton.m)  $\times 10^5$

| مدل های سازه ای            | Northern Calif | Chi-Chi | Darfield | Kobe   | Landers | Manjil | Mayor El Cucapah |
|----------------------------|----------------|---------|----------|--------|---------|--------|------------------|
| عدم اتصال برج ها به یکدیگر | ۱۱.۶۴۳         | ۱۴.۱۲۱  | ۷.۴۰۳    | ۱۰.۵۰۸ | ۹.۸۲۷   | ۸.۸۰۶  | ۱۰.۱۳۰           |

|        |        |        |        |        |        |        |                                           |
|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-------------------------------------------|
| ۹.۸۳۴  | ۹.۷۱۴  | ۹.۴۷۹  | ۱۰.۵۰۷ | ۷.۵۷۰  | ۱۴.۵۱۳ | ۱۲.۴۵۰ | اتصال بوسیله تیر های بتنی<br>تیپ بندی شده |
| ۷.۵۶۳  | ۱۱.۹۸۷ | ۷.۳۶۹  | ۸.۳۳۸  | ۹.۹۲۰  | ۱۶.۷۴۷ | ۱۵.۱۵۸ | اتصال بوسیله تیر های بتنی<br>عمیق         |
| ۱۳.۶۸۰ | ۱۳.۵۸۸ | ۱۱.۱۶۶ | ۱۳.۲۵۶ | ۱۲.۱۰۰ | ۱۸.۲۹۷ | ۱۸.۵۸۵ | اتصال بوسیله دیوار برشی بتنی              |
| ۱۲.۴۶۴ | ۱۷.۱۱۴ | ۱۰.۱۲۶ | ۸.۴۲۰  | ۱۱.۸۱۰ | ۱۸.۷۵۷ | ۱۸.۸۳۵ | اتصال بوسیله خرپای فولادی                 |

استفاده از اعضای دیوار برشی بتنی برای اتصال برج ها، در هفت زلزله به ترتیب ۵۹.۶، ۲۹.۶، ۶۳.۴، ۲۶.۱۵، ۱۳.۶، ۵۴.۳ و ۳۵ درصد رشد داشته است. همچنین در سایر حالات اتصال نیز اغلب افزایش لنگر واژگونی دیده شده است. میزان کاهش و یا افزایش در مقدار لنگر واژگونی ایجاد شده برای تمامی حالت های اتصال در جدول (۴-۵۳) آورده شده است.

جدول (۴-۵۳) تغییرات کاهشی و یا افزایشی لنگر واژگونی پای برج ها در حالت غیر خطی در تمامی زلزله ها برای کلیه حالات اتصال (%)

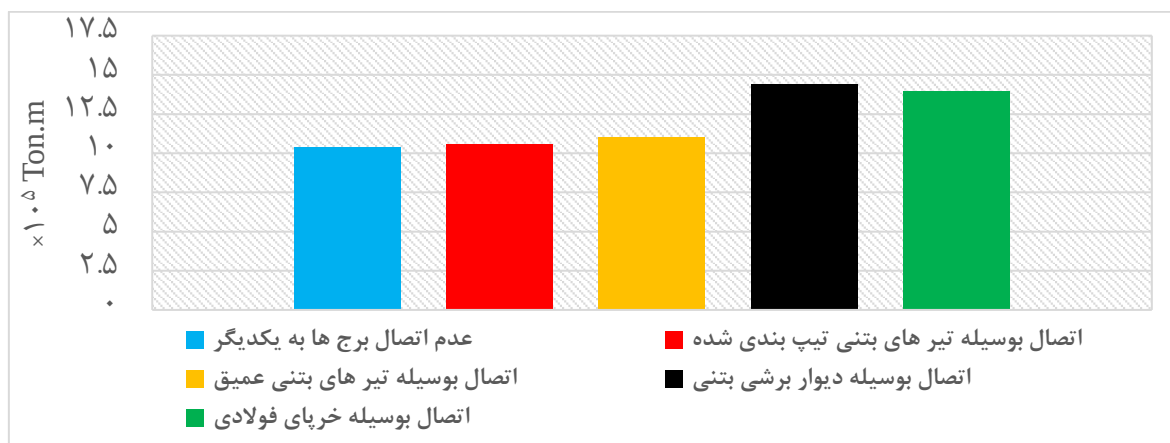
| Mayor<br>El<br>Cucapah | Manjil | Landers | Kobe   | Darfield | Chi-<br>Chi | Northern<br>Calif | مدل های سازه ای                           |
|------------------------|--------|---------|--------|----------|-------------|-------------------|-------------------------------------------|
| -----                  | -----  | -----   | -----  | -----    | -----       | -----             | عدم اتصال برج ها به یکدیگر                |
| -۲.۹۲                  | ۱۰.۳۱  | -۳.۵۴   | ۰.۰۰   | ۲.۲۵     | ۲.۷۸        | ۶.۹۳              | اتصال بوسیله تیر های بتنی<br>تیپ بندی شده |
| -۲۵.۳۴                 | ۳۶.۱۲  | -۲۵.۰۱  | -۲۰.۶۵ | ۳۳.۹۹    | ۱۸.۶۰       | ۳۰.۱۸             | اتصال بوسیله تیر های بتنی<br>عمیق         |
| ۳۵.۰۴                  | ۵۴.۳۰  | ۱۳.۶۲   | ۲۶.۱۵  | ۶۳.۴۴    | ۲۹.۵۸       | ۵۹.۶۲             | اتصال بوسیله دیوار برشی بتنی              |
| ۲۳.۰۴                  | ۹۴.۳۴  | ۳.۰۴    | -۱۹.۸۷ | ۵۹.۵۲    | ۳۲.۸۴       | ۶۱.۷۶             | اتصال بوسیله خرپای فولادی                 |

به دلیل ازدیاد نمودار های لنگر واژگونی، از ارائه نمودار های لنگر واژگونی برای تک تک زلزله ها صرف نظر شده است و تنها نمودار میانگین گیری شده آن از تمام زلزله ها گزارش شده است.

مقدار میانگین لنگر واژگونی در پای ساختمان در حالت غیر خطی برای کلیه زلزله ها در تمام حالات اتصال در جدول (۴-۵۴) و شکل (۴-۲۷) گرد آوری شده است.

جدول (۴-۵۴) میانگین لنگر واژگونی در پای ساختمان در تمامی زلزله ها در حالت غیر خطی و تغییرات آن

| مدل های سازه ای مدنظر                  | میانگین لنگر واژگونی در پای ساختمان در تمامی زلزله ها<br>$\times 10^5 \text{ Ton.m}$ | درصد تغییرات لنگر واژگونی در پای ساختمان در تمامی زلزله ها |
|----------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------|
| عدم اتصال برج ها به یکدیگر             | ۱۰.۳۵                                                                                | -----                                                      |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی تیپ بندی شده | ۱۰.۵۸                                                                                | ۲.۲۵                                                       |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی عمیق         | ۱۱.۰۱                                                                                | ۶.۴۱                                                       |
| اتصال بوسیله دیوار برشی بتنی           | ۱۴.۳۸                                                                                | ۳۸.۹۷                                                      |
| اتصال بوسیله خرپای فولادی              | ۱۳.۹۳                                                                                | ۳۴.۶۳                                                      |



شکل (۴-۲۷) نمودار میله ای میانگین لنگر واژگونی در پای ساختمان در حالت غیر خطی در کلیه زلزله ها

با استفاده از نتایج میانگین، در تمامی اعضای اتصال برج ها، مقدار لنگر واژگونی در پای برج ها، روندی افزایشی به خود گرفته است. این افزایش در لنگر واژگونی در حالت غیر خطی، در حالت استفاده از دیوار برشی بتنی و خرپای فولادی بیشتر از سایر حالت ها بوده است. به طوری که اتصال توسط دیوار برشی بتنی، با افزایش ۳۹ درصدی، بیشترین تاثیر را در افزایش مقدار لنگر واژگونی داشته است. همچنین استفاده از تیر های بتنی تیپ

بندی شده، تیرهای عمیق بتنی و خرپای فولادی، به ترتیب افزایش ۲.۲۵، ۶.۴ و ۳۴.۶ درصدی در مقدار لنگرواژگونی داشته است. همچنین در کلیه حالات اتصال، مقدار لنگر مقاوم محاسبه شده در بخش (۳-۲-۴)، از کلیه مقادیر لنگر واژگونی برج ها در حالت غیر خطی، بیشتر بوده است پس در نتیجه برج ها از لحاظ واژگونی ایمن بوده اند.

#### ۴-۳-۵- نیروی محوری و لنگر خمشی ستون ها

مقادیر نیروی محوری و لنگر خمشی ستون نمونه با برچسب C۳۴ در حالت غیر خطی در تمامی هفت زلزله استفاده شده، در جدول (۴-۵۵) آمده است.

جدول (۴-۵۵) نیروی محوری ستون C۳۴ در حالت غیر خطی در تمامی زلزله ها  
(Ton)  $\times 10^3$

| مدل های سازه ای                        | Northern Calif | Chi-Chi | Darfield | Kobe | Landers | Manjil | Mayor El Cucapah |
|----------------------------------------|----------------|---------|----------|------|---------|--------|------------------|
| عدم اتصال برج ها به یکدیگر             | ۳.۰۷           | ۲.۳۳    | ۲.۱۰     | ۴.۱۷ | ۲.۷۵    | ۱.۷۶   | ۳.۲۵             |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی تیپ بندی شده | ۳.۱۸           | ۲.۳۸    | ۲.۱۲     | ۴.۱۸ | ۲.۷۴    | ۱.۸۰   | ۳.۲۲             |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی عمیق         | ۲.۹۳           | ۳.۲۴    | ۴.۷۳     | ۱.۶۹ | ۲.۸۵    | ۴.۱۸   | ۱.۸۳             |
| اتصال بوسیله دیوار برشی بتنی           | ۴.۴۲           | ۳.۱۵    | ۳.۰۸     | ۳.۲۶ | ۲.۹۶    | ۲.۰۹   | ۳.۲۵             |
| اتصال بوسیله خرپای فولادی              | ۴.۲۰           | ۲.۷۸    | ۲.۵۴     | ۳.۷۹ | ۲.۷۰    | ۲.۸۱   | ۲.۷۲             |

جدول (۴-۵۶) تغییرات کاهشی و یا افزایشی نیروی محوری ستون C۳۴ در حالت غیر خطی (%)

| Mayor El Cucapah | Manjil | Landers | Kobe   | Darfield | Chi-Chi | Northern Calif | مدل های سازه ای                           |
|------------------|--------|---------|--------|----------|---------|----------------|-------------------------------------------|
| -----            | -----  | -----   | -----  | -----    | -----   | -----          | عدم اتصال برج ها به یکدیگر                |
| -۰.۹۲            | ۲.۰۷   | -۰.۲۹   | ۰.۲۷   | ۱.۱۳     | ۲.۳۶    | ۳.۶۵           | اتصال بوسیله تیر های بتنی تیپ<br>بندی شده |
| -۴۳.۷۰           | ۱۳۷.۲۷ | ۳.۷۳    | -۵۹.۵۰ | ۱۲۵.۰۵   | ۳۹.۱۱   | -۴.۴۴          | اتصال بوسیله تیر های بتنی<br>عمیق         |
| -۰.۱۳            | ۱۸.۷۶  | ۷.۶۴    | -۲۱.۷۱ | ۴۶.۵۳    | ۳۵.۱۹   | ۴۳.۸۷          | اتصال بوسیله دیوار برشی بتنی              |
| -۱۶.۳۸           | ۵۹.۶۲  | -۱.۸۹   | -۹.۰۳  | ۲۰.۸۰    | ۱۹.۱۵   | ۳۶.۸۱          | اتصال بوسیله خرپای فولادی                 |

جدول (۴-۵۷) لنگر خمشی ستون C۳۴ در حالت غیر خطی در تمامی زلزله ها

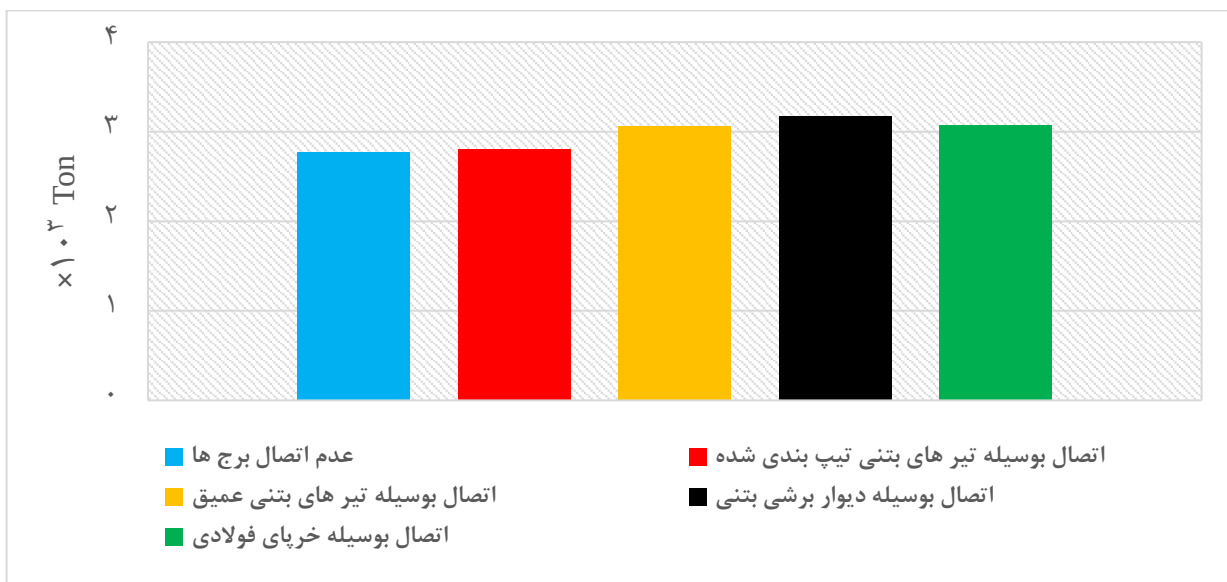
Ton.m

| Mayor El Cucapah | Manjil | Landers | Kobe  | Darfield | Chi-Chi | Northern Calif | مدل های سازه ای                           |
|------------------|--------|---------|-------|----------|---------|----------------|-------------------------------------------|
| ۵۷.۶۳            | ۵۶.۹۳  | ۹۰.۳۰   | ۷۳.۳۰ | ۶۷.۴۷    | ۷۰.۲۷   | ۹۱.۱۸          | عدم اتصال برج ها به یکدیگر                |
| ۵۷.۳۶            | ۶۱.۷۴  | ۹۳.۱۴   | ۷۳.۶۵ | ۷۰.۱۴    | ۷۳.۳۵   | ۹۳.۲۷          | اتصال بوسیله تیر های بتنی تیپ<br>بندی شده |
| ۶۴.۹۸            | ۱۴۸.۳  | ۱۰۱.۳۱  | ۵۹.۹۸ | ۱۶۷.۸۳   | ۱۱۵.۱   | ۱۰۴.۱۸         | اتصال بوسیله تیر های بتنی<br>عمیق         |
| ۱۰۳.۴۶           | ۷۶.۵۴  | ۹۸.۷۷   | ۹۷.۰۴ | ۱۰۱.۲۵   | ۱۱۷.۴   | ۱۱۳.۳۴         | اتصال بوسیله دیوار برشی بتنی              |
| ۹۰.۲۵            | ۱۲۹.۶۰ | ۱۲۱.۷۷  | ۱۳۱.۳ | ۹۶.۴۱    | ۱۶۱.۳   | ۱۴۲.۳۱         | اتصال بوسیله خرپای فولادی                 |

همچنین مقادیر میانگین لنگر خمشی ستون و نیروی محوری آن، در تمامی زلزله ها مطابق جدول (۴-۵۸) و (۴-۵۹) به دست آمده است.

جدول (۴-۵۸) مقادیر میانگین نیروی محوری ستون C۳۴ در حالت غیر خطی و تغییرات آن

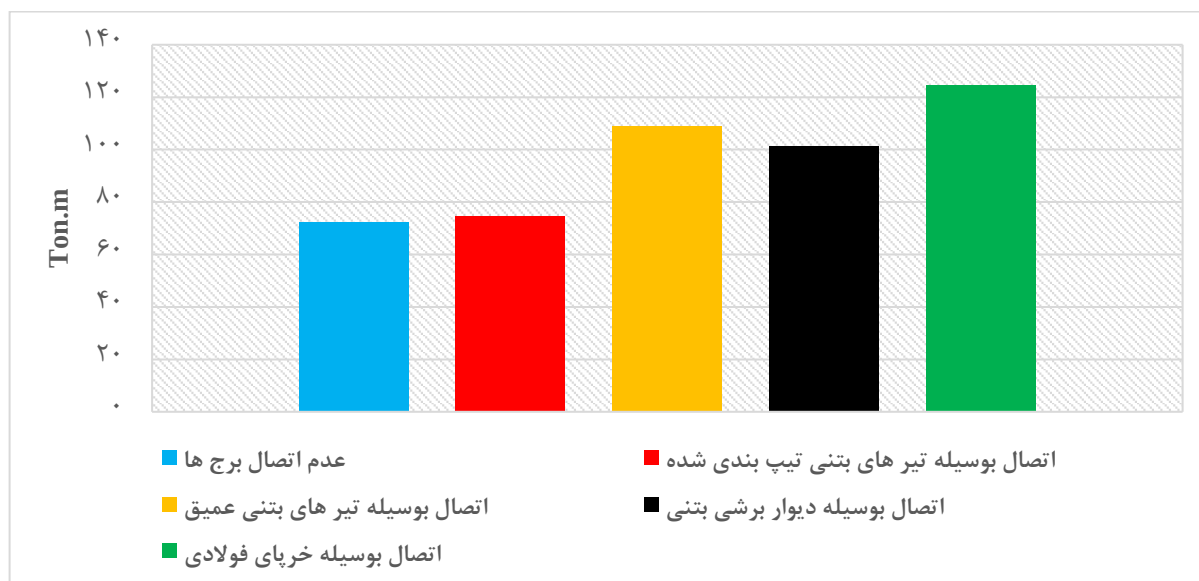
| مدل های سازه ای                        | میانگین مقدار نیروی محوری<br>ستون C۳۴ در کلیه زلزله ها<br>(Ton) × ۱۰ <sup>۳</sup> | درصد تغییرات نیروی محوری<br>ستون C۳۴ در کلیه زلزله ها |
|----------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|
| عدم اتصال برج ها به یکدیگر             | ۲.۷۸                                                                              | -----                                                 |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی تیپ بندی شده | ۲.۸۰                                                                              | ۰.۹۹                                                  |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی عمیق         | ۳.۰۶                                                                              | ۱۰.۳۴                                                 |
| اتصال بوسیله دیوار برشی بتنی           | ۳.۱۷                                                                              | ۱۴.۲۳                                                 |
| اتصال بوسیله خرپای فولادی              | ۳.۰۸                                                                              | ۱۰.۷۷                                                 |



شکل (۴-۲۸) نمودار میله ای میانگین نیروی محوری ستون C۳۴ در حالت غیر خطی در کلیه زلزله ها

جدول (۴-۵۹) مقادیر میانگین لنگر خمشی ستون C۳۴ در حالت غیر خطی و تغییرات آن

| مدل های سازه ای                        | میانگین مقدار نیروی محوری<br>ستون C۳۴ در کلیه زلزله ها<br>(Ton.m) | درصد تغییرات نیروی محوری<br>ستون C۳۴ در کلیه زلزله ها |
|----------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|
| عدم اتصال برج ها به یکدیگر             | ۷۲.۴۴                                                             | -----                                                 |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی تیپ بندی شده | ۷۴.۶۶                                                             | ۳.۰۷                                                  |
| اتصال بوسیله تیر های بتنی عمیق         | ۱۰۸.۸۱                                                            | ۵۰.۲۱                                                 |
| اتصال بوسیله دیوار برشی بتنی           | ۱۰۱.۱۱                                                            | ۳۹.۵۸                                                 |
| اتصال بوسیله خرپای فولادی              | ۱۲۴.۷۳                                                            | ۷۲.۱۸                                                 |



شکل (۴-۲۹) نمودار میله ای میانگین لنگر خمشی ستون C۳۴ در حالت غیر خطی در کلیه زلزله ها

براساس جداول و نتایج، همبسته کردن برج ها با استفاده هرنوع اعضای اتصال، موجب افزایش لنگر خمشی و نیروی محوری ستون در روش تحلیل غیر خطی شده است، به طوری که در بحث لنگر خمشی اعضای تیرهای بتنی عمیق و خرپای فولادی، موجب افزایش ۵۰.۲ و ۷۲.۲ آتش ده است و کمترین میزان افزایش، متعلق به اعضای اتصال تیر های بتنی تیپ بندی شده بوده است که ۳ درصد افزایش در لنگر خمشی در ستون ها را به خود اختصاص داده است.

#### ۴-۴- جمع بندی

به عنوان یک جمع بندی کلی، از پاسخ های لرزه ای در حالت خطی و غیر خطی، برای رسیدن به بهترین نوع اتصال برای برج های دوقلو، با توجه به این که کنترل دررفت طبقات، و کنترل جابه جایی طبقات جز مهمترین کنترل ها در طراحی سازه ها نسبت به سایر پاسخ های دیگر بوده اند، زیرا قرار گرفتن در محدوده مجاز دررفت برای طبقات سازه، معرف کفایت سختی سازه و طبقات آن بوده است، لذا اتصالی که بتواند موجب کاهش و یا کنترل این مقادیر شود ارجح تر بوده و مورد مطلوب این تحقیق می باشد. با این تفاسیر با توجه به این که اعضای اتصال دیوار برشی بتنی تاثیر بهتری در کاهش پاسخ های لرزه ای چه در روش خطی و چه روش غیر خطی داشته است، لذا به عنوان عضوی کارآمد برای اتصال برج های دوقلو بوده در کاهش پاسخ های لرزه ای

حساس، و گزینش آن نسبت به سایر اتصالات ذکر شده، ارجح تر و مورد قبول تر واقع شده است. سایر اعضای اتصال نیز به نوبه خود، در جایگاه های بعدی قرار خواهند گرفت.

# فصل پنجم

## نتیجه گیری و مشاهدات

### ۵-۱- مقدمه

در این فصل به نتیجه گیری کلی در رابطه با بهترین نوع اعضا در اتصال برج های دو قلو پرداخته شده است. براساس پاسخ های بدست آمده در فصل چهارم، به جمع بندی و گزینش بهترین حالت اتصال که دربردارنده بهینه ترین اتصال برای برج های دوقلو بوده است، با توجه به نکات آیین نامه ای پرداخته شده است. هدف از این فصل بر این بوده است که با یک نتیجه گیری نهایی و منطقی، دریافته شود که آیا همبسته کردن برج های دوقلو در ارتفاع عملی صحیح بوده است و موجب کاهش پاسخ های لرزه ای سازه های متصل، خصوصاً پاسخ های حساس در کنترل اولیه ی طراحی سازه ها نظیر دریافت طبقات و غیره، شده است و یا خیر تغییری در آنها ایجاد نکرده است. همچنین اگر این عمل صحیح بوده است به چه طریقی می توان آن را به بهینه ترین حالت ممکن و با چه مشخصات سازه ای به کار گرفت.

### ۵-۲- نتیجه گیری

#### ۵-۲-۱- روش دینامیکی طیفی

تحلیل ها و ارزیابی های روش دینامیکی طیفی صورت گرفته بر روی برج های دوقلو چهل طبقه قصر آسمان نشان داد که:

(۱) اتصال برج های دوقلو به وسیله پل های اتصال هوایی چندگانه تاثیر زیاد و چشم گیری در کاهش جابه جایی و دررفت طبقات داشته است؛ که این کاهش در جابه جایی و دررفت طبقات، هنگامی که از دیوار برشی بتنی جهت اتصال دو برج استفاده شده است محسوس تر بوده است به طوری که جابه جایی و دررفت طبقات به ترتیب به بیش از ۲۲ و ۴۳ درصد در طبقات بالاتر (طبقه بیستم تا سی و نهم) کاهش یافت.

(۲) زمانی که از اتصال های ضعیف تر نظیر خرپای فولادی جهت اتصال دو برج به یکدیگر استفاده شد، میزان لنگر واژگونی تا حدود ۱۰ درصد کاهش یافت و در حالت استفاده از المان های سخت تر نظیر دیوار برشی بتنی تا ۷ درصد افزایش یافت. به طور کلی اتصال های ضعیف تر تاثیر به سزا تری در کاهش مقدار لنگر واژگونی در پای برج ها داشته است.

(۳) به دلیل تغییر در المان های سازه ای اتصال برج ها به یکدیگر، سختی و جرم های المان های اتصال تغییر یافته که در نتیجه دوره تناوب های برج ها متفاوت به دست آمد. دوره تناوب برج ها به ترتیب معرفی و مدلسازی شده برای حالات اول تا پنجم برابر ۴.۴، ۴.۳۶، ۳.۸۸، ۳.۴۱ و ۴.۴۲ شد.

(۴) براساس مقادیر متفاوت دوره تناوب، مقادیر متفاوتی از ضریب بازتاب (B) طیف طرح ویژه ساختگاه به دست آمد که موجب تفاوت در مقدار نیروی برش زلزله در تراز پایه گشت. همبسته کردن برج ها با اعضای اتصال سخت تر، موجب افزایش نیروی برشی طبقات شد. استفاده از المان دیوار برشی بتنی موجب افزایش برش زلزله در تراز پایه به کمتر از ۱ درصد شد؛ درحالی که میزان کاهش نیروی برشی طبقه، در طبقه سی و نه؛ به بیش از ۲۹ درصد رسید. در صورت استفاده از المان های ضعیف تر، کاهش بیشتری در نیروی برشی طبقه اول شد. همچنین بیشترین کاهش نیروی برشی طبقه در طبقات بالاتر، مربوط به حالت چهارم یعنی استفاده از دیوار برشی بتنی جهت اتصال برج ها، بوده است.

(۵) اتصال دو برج به یکدیگر فارغ از نوع اتصال، در روش خطی، موجب کاهش نیروی محوری ستون ها گشت؛ به طوری که کاهش نیروی محوری ستون ها هنگام استفاده از المان های سخت تر نظیر استفاده از دیوار برشی بتنی، بیشتر و محسوس تر بود. علت این امر پخش یکنواخت تر نیرو ها بین ستون ها بوده است. به عبارتی دوختن و همبسته کردن برج ها باعث تقسیم بهتر نیروها بین ستون های سازه شده است.

(۶) با توجه به نکات حائز اهمیت در کنترل های طراحی ساختمان ها، و همچنین با توجه به کاهش چشم گیری که در مقادیر دررفت طبقات، جابه جایی طبقات، نیروی برشی طبقات (خصوصا طبقات بالاتر) و نیروی محوری ستون ها داشته ایم و نیز لنگر مقاوم بسیار بیشتری که نسبت به لنگر واژگونی برج ها به دست آمد و نیز با توجه به این که تقاضاهای سایر المان های ساختمان تقریبا تغییر قابل توجهی پیدا نکردند و ثابت بوده اند، همچنین چون تمام انواع اتصالات با همین روش تحلیل دینامیکی طیفی قیاس شده اند و طبق آیین نامه های طراحی روش های خطی جهت طراحی سازه ها مجاز بوده اند، در نتیجه با تقریب قابل قبولی می توان اتصال بهتر و موثرتری را جهت طراحی سازه پیش بینی نمود.

(۷) با توجه به نتایج بدست آمده و توضیحات ارائه شده در بالا، در این بخش می توان گفت که برای تحلیل دینامیکی طیفی ساختمان ها، چنانچه هدف، اتصال سازه ای برج ها به یکدیگر باشد، المان اتصال دیوار برشی بتنی جهت اتصال دو برج به یکدیگر موثر تر از سایر المان های ذکر شده بوده است.

## ۵-۲-۲- روش دینامیکی تاریخچه زمانی

تحلیل ها و ارزیابی های روش دینامیکی تاریخچه زمانی صورت گرفته بر روی برج های دوقلو چهل طبقه قصر آسمان نشان داد که:

۱- به دلیل اینکه در فصل تحلیل غیر خطی از هفت شتاب نگاشت استفاده شده است، لذا مبنا و هدف ارزیابی پاسخ ها، در مقادیر میانگین پاسخ های لرزه ای این هفت شتاب نگاشت بوده است. در اصل ملاک عمل و مقایسه در بخش تحلیل غیر خطی، پاسخ های میانگیری شده آنها بوده است.

۲- مقادیر میانگین در حداکثر دررفت غیر خطی طبقات نشان داد که، همبسته کردن برج های دوقلو، تاثیر مثبتی در مقدار کاهش دررفت حداکثر غیر خطی طبقات داشته است. با توجه به پاسخ های منتجه شده، از طبقه هجدهم به بعد، تمامی طبقات کاهش در مقدار دررفت حداکثر را تجربه کرده است که بیشترین و کمترین مقدار کاهش در دررفت غیر خطی طبقات، به ترتیب با مقادیر ۵ و ۶۴.۵ درصد در حالت های اتصال بوسیله تیر های بتنی تیپ بندی شده و دیوار برشی بتنی بوده است و سایر مقادیر کاهش دررفت در طبقات، مابین این اعداد قرار گرفته اند. این کاهش مقادیر دررفت با درجه سختی اعضای سازه ای اتصال برج ها، رابطه مستقیم داشته است به طوری که هر چه از اعضای اتصال سخت تر استفاده شده است این کاهش دررفت حداکثر غیر خطی طبقات بیشتر شده است. در این باره استفاده از دیوار برشی بتنی جهت اتصال برج های دوقلو بیشترین تاثیر و تیر های بتنی تیپ بندی شده کمترین تاثیر را دارا بوده است، و اعضای اتصال خرپای فولادی و تیر های بتنی عمیق، به ترتیب در جایگاه دوم و سوم قرار گرفته اند. در اصل چون کنترل دررفت طبقات در هر حال، جز کنترل های اصلی در تحلیل و طراحی سازه بوده است، اگر در محدوده قابل قبول آیین نامه ای قرار گیرد، معرف کفایت سازه از لحاظ سختی مورد نیاز بوده است و با این کار می توان سختی متناسبی را برای سازه لحاظ نمود، که با این تفاسیر، استفاده از دیوار برشی بتنی به عنوان اتصال بین برج های دوقلو، بیشترین حاشیه اطمینان را به وجود آورده است.

۳- در جابه جایی طبقات خصوصا طبقه انتهایی برج ها، که اصولا بیشترین جابه جایی های مطلق طبقات مخصوص این طبقه است، مشاهده شد که که همبسته کردن برج ها می تواند به صورت موثر از جابه جایی این طبقه جلوگیری کند و مقدار آن را کاهش دهد، همچنین تاثیری بر جابه جایی سایر طبقات

نیز داشته است. کاهش در جابه جایی حداکثر غیر خطی طبقات، از طبقه ۲۳ ام به بعد و در تمام حالات اتصال اتفاق افتاده است. مقدار کاهش جابه جایی در طبقه بام، در حالت استفاده از دیوار برشی بتنی جهت اتصال برج ها، بیشترین سهم را داشته و به ترتیب اعضای دیگر نظیر تیر های بتنی عمیق، خرپای فولادی و تیر های بتنی تیپ بندی شده جایگاه های دوم، سوم و چهارم را در کاهش جابه جایی این طبقه داشته اند. قابل توجه است که استفاده از دیوار برشی بتنی جهت اتصال برج ها، مقدار حداکثر جابه جایی غیر خطی را در تمام طبقات محقق کرده است به طوری که کمترین و بیشترین کاهش این مقدار، به ترتیب در طبقه ۱۰ ام و طبقه ۳۹ ام، با ۱.۵ و ۳۶.۵ درصد بوده است. در اصل مهار طبقات برج ها، به هرطریقی، عاملی مهم به شمار می آید، زیرا همانطور که قبلا هم گفته شد، مقدار درز انقطاع کمتری برای ساختمان های دارای همسایه به دست خواهد آمد.

همبسته کردن برج ها دوقلو، توانسته است مقدار جابه جایی حداکثر غیر خطی در طبقه ۳۹ ام را، از ۱.۲۴ متر در حالت عدم اتصال برج ها، به ۷۹ سانتی متر در حالت اتصال به وسیله دیوار برشی بتنی برساند و این مقدار برای سایر حالات اتصال، چون تیر های بتنی تیپ بندی شده، تیر های عمیق بتنی و خرپای فولادی، به ترتیب به ۱.۱۸، ۱.۰۲ و ۱.۰۹ متر محدود شده است.

۴- در رابطه با نیروی برش پایه برج ها در حالت غیر خطی، باید گفت که همبسته کردن برج های دوقلو، کاهش مقدار برش زلزله در تراز پایه، تنها زمانی که اتصال توسط تیر های بتنی عمیق بوده محقق شده است، و به مقدار کاهشی ۴.۳ درصد رسیده است. استفاده از سه عضو اتصال دیگر روندی افزایشی در این نیرو به خود گرفته است، به طوری که اعضای اتصال تیر های بتنی تیپ بندی شده، دیوار برشی بتنی و خرپای فولادی، به ترتیب تاثیر افزایشی ۱.۵، ۱۸ و ۲۰.۷ درصدی داشته است. از نتایج استنتاج می شود که همبسته کردن برج های دوقلو، توانایی ای در کاهش مقدار برش زلزله در تراز پایه برج ها را در حالت غیر خطی نداشته است و عملا استفاده از اعضای اتصال با سختی بیشتر، موجب افزایش این نیرو شده است و نه کاهش آن.

۵- همبسته کردن برج ها موجب افزایش نیروی برشی طبقات شد به طوری که استفاده از تیر های بتنی تیپ بندی شده موجب تا ۵ درصد، دیوار برشی بتنی بیش از ۱۰ درصد و تیرهای بتنی عمیق و خرپای فولادی چیزی حدود بیش از ۱۸ درصد افزایش در نیروی برشی طبقات شده است. همچنین در اعضای اتصال نیروی برشی بیشتری ایجاد شد.

۶- در ارزیابی انجام گرفته در بخش لنگر واژگونی پای برج ها در حالت غیر خطی، مشخص شد که عملاً همبسته کردن برج ها تاثیری در کاهش این مقدار نداشته است و بلکه روندی افزایشی به خود گرفته است. همانند بخش برش زلزله در تراز پایه، در روش غیر خطی، هرچه از اعضای اتصال با درجه سختی بالاتر استفاده شده است، مقدار این لنگر واژگونی نیز بیشتر شده است و به بیش از ۳۰ درصد رسیده است و در این بین استفاده از دیوار برشی بتنی، بیشترین سهم در افزایش آن را داشته است. همچنین استفاده از اعضای اتصال ضعیف تر، نظیر تیر های بتنی تیپ بندی شده و عمیق، تاثیری کمتر از ۱۰ درصد افزایش در مقدار لنگر واژگونی را داشته است.

۷- در رابطه با نیروی محوری و لنگر خمشی ستون ها (ستون های غیر چسبیده به دیوار برشی ها)، به عنوان آخرین پاسخ غیر خطی ارزیابی شده، باید گفت که عمل همبسته کردن برج های دوقلو، در سه حالت اتصال به وسیله دیوار برشی بتنی، تیرهای بتنی عمیق و خرپای فولادی، موجب افزایش ۱۰ درصدی و بیشتر در نیروی محوری و همچنین موجب افزایش ۴۰ درصدی و بیشتر در لنگر خمشی ستون شده است. به عبارتی دیگر در روش غیر خطی، به دلیل بروز رفتار غیر خطی ستون ها، و افزایش شکل پذیری آن، نیروی بیشتری را به خود جذب کرده است.

۸- در طراحی سازه ها به صورت غیر خطی، اگر هدف همبسته کردن ساختمان ها دوقلو باشد، استفاده از دیوار برشی بتنی جهت اتصال آنها، نسبت به سایر موارد اتصال بهتر، به لحاظ کنترل بهتر دریافت و جابه جایی طبقات، بهینه تر و مقبول تر بود، و سایر اتصالات نام برده شده در جایگاه های بعدی قرار گرفته اند.

## ۵-۳- نتیجه گیری نهایی (جمع بندی)

با توجه به بند (۲-۲-۳) از آیین نامه لرزه ای ایران استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، استفاده از روش های خطی (به غیر از استاتیکی خطی) و روش های غیر خطی، در کلیه ساختمان ها با هر تعداد طبقه مجاز است و همچنین توجه به بند (۳-۲-۳) همین آیین نامه، در روش های غیر خطی علاوه بر اقناع الزامات روش های غیر خطی، ضوابط تحلیل و طراحی یکی از روش های خطی نیز باید اقناع شود، لذا در طراحی های ساختمان های امروزی در حال ساخت ایران، استفاده از روش های خطی که معقول تر، سریع تر و مورد پسند جامعه مهندسی کشور است، مطلوب بوده است و روش های غیر خطی بیشتر جنبه تئوری و تحقیقاتی داشته است و بسیار کاربردی نیست. همچنین با توجه به نتایج روش خطی و روش غیر خطی به دست آمده، گزینش بهترین عضو اتصال برای همبسته کردن برج های دو قلو و کاهش پاسخ های لرزه ای مهم تر نظیر دریفت و جابه جایی طبقات، اتصال به وسیله دیوار برشی بتنی بوده است و به مراتب اعضای تیرهای بتنی عمیق، خرپای فولادی و تیر های بتنی تیپ بندی شده، در جایگاه های دوم، سوم و چهارم قرار گرفته اند.

## ۵-۴- نوآوری و پیشنهادات

### ۵-۴-۱- نوآوری

نوآوری در این ارزیابی لرزه ای برج های ۴۰ طبقه قصر آسمان، استفاده از سیستم های نوین سازه ای نظیر سیستم دوگانه به همراه دیوار برشی های کوپله و همچنین استفاده از چهار نوع اعضای اتصال جهت همبسته کردن برج ها به صورت صلب در دونقطه ارتفاعی مشخص بوده است که نمونه قبلی و انجام شده ای بدین صورت در ایران و جهان نداشته ایم و اکثر موارد تنها مشابهتی در سیستم سازه ای داشته اند.

## ۵-۴-۲- پیشنهادات

### ۱- پیشنهاد های سیستم سازه ای

در طراحی ساختمان های بلند و برج ها، همبسته کردن آنها می تواند در کنترل های لرزه ای از جمله دریافت طبقات و غیره کمک کند. استفاده از دیوار برشی بتنی و تیر های عمیق بتنی جهت اتصال ساختمان های دوقلو بسیار موثرتر است.

جایگاه اعضای اتصال برج ها هرچه در نقاط ارتفاعی بالاتر سازه باشد بهتر و بهینه تر است. استفاده از هسته های مقاوم بتنی و یا اصطلاحات لوله، تاثیر به سزا تری نسبت به سایر سیستم های فاقد هسته مقاوم دارد. همچنین این سیستم های سازه ای نو، ضرایب رفتار و بزرگنمایی متفاوتی می توانند داشته باشند.

### ۲- پیشنهاد تحقیقاتی

با توجه به تحقیقات و تحلیل ها صورت گرفته در این نوشتار، با توجه به این که از هر دو تحلیل خطی و غیر خطی استفاده شد، لذا به نظر می رسد که با استفاده از نتایج تحلیل خطی و غیر خطی، نظیر جابه جایی های خطی و غیر خطی و غیره، و مقایسه آنها با یکدیگر، می توان برای ساختمان های بلند مرتبه و همبسته، مشابه برج های دوقلو قصر آسمان، ضریب رفتار ( $R_u$ )، ضریب بزرگنمایی ( $C_d$ ) و سایر پارامتر های دیگر منحصر به فردی را به دست آورد و در آینده در این حوزه کار تحقیقاتی کرد. همچنین ارزیابی برج های همبسته با همین چهار اعضای اتصال و این دفعه به صورت مدلسازی اتصال مفصلی صورت گیرد.

## مراجع

- [۱] برایان استفورد اسمیت و الکس کول (زمستان ۱۳۹۶)، "آنالیز و طراحی سازه های بلند"، جلد اول، ترجمه دکتر حسن حاجی کاظمی، چاپ ششم، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، فصل اول ۱۹-۲۱.
- [۲] شاپور طاحونی عضو هیئت علمی دانشگاه صنعتی امیر کبیر، (۱۳۹۵)، "طراحی ساختمان های بلند"، جلد اول، چاپ اول، انتشارات علم و ادب، تهران، فصل سوم، ۷۷-۷۹.
- [3] Reported by ACI Committee 318 (2014),” **Building Code Requirements for Structural Concrete**” , First Printing, American Concrete Institute.
- [۴] کمیته دائمی بازنگری آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله (۱۳۹۳). "آیین نامه لرزه ای ایران استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم". چاپ اول، تهران، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی.
- [۵] علی خیرالدین استاد دانشگاه سمنان و سیما آرامش (بهار ۱۳۹۴) ، "سیستم های مقاوم سازه ای در ساختمان های بلند"، جلد اول، چاپ دوم، انتشارات دانشگاه سمنان، سمنان، فصل اول ۱-۴ و ۲۷-۳۱.
- [6] J Enrique Luco , Francisco CP De Barros (1998).” **Control of the seismic response of a composite tall building modelled by two interconnected shear beams**” ,EESD Jornal, 27, 205-223.
- [7] Dong-Guen Lee , Hyun-Su kim, Hyun Ko,(2012) ,”**Evaluation of coupling-controll effect of a sky-bridge for adjacent tall buildings**” , JW&S Jornal ,21, 311-328 .
- [8] SUN Huang-sheng, LIU Mo-han, ZHU Hong-ping,(2014),” **Connecting parameters optimization on unsymmetrical twin-tower structure linked by sky-bridge**”,Springer, 21: 2460-2468.
- [9] Sayed Mahmoud, (2018), “**Horizontally connected high-rise buildings under earthquake loading**” , ASEJ Jornal, 10(2019)227-241.

[10] Wei Guo , Zhipeng Zhai, Hanfeng Wang, Qiongxiang Liu, Kai Xu, Zhiwa Yu (2019),”**Shaking table test and numerical analysis of an asymmetrical twin-tower super high-rise building connected with long-span steel truss**”, TSDTSB Jornal,e1630.

## **Abstract**

Human need for suitable and sufficient spaces for living and working on the one hand and population density and increasing land prices and providing urban services such as water, electricity, etc., and also prevent the longitudinal expansion of cities on the other hand the use of tall buildings And towers. In Iran, the construction of tall buildings has been on the rise for several years, considering that the science of designing and constructing tall buildings and its structural systems in Iran is almost a nascent science, useful and comprehensive information about With structural and seismic behavior and properties, tall buildings, especially interconnected buildings, are not. Therefore, it seems that research and presentation of a series of efficient and optimal engineering and structural principles in this field is necessary in order to decide on the design of tall buildings, beside better and more efficient and make more realistic engineering judgments for it. For this purpose, with the help of ETABS2019 computer software, modeling and analysis operations were performed on the twin towers connected by multiple Sky\_Bridges in order to more accurately investigate the seismic responses of this structure against lateral forces, especially earthquake force. This analysis is based on concrete regulations ACI318-2014 and Iranian seismic design regulations (Standard 2800 - Fourth Edition) and in the form of five different modeling modes, including non-connection of two towers to each other, connection by concrete beams with Proportional dimensions (standardized), deep concrete beams, concrete shear wall and steel truss are modeled and analyzed by spectral dynamic linear method and nonlinear dynamic time history method. Results obtained in linear method, connection of towers Ability to reduce In the drift of the stories, the displacement of the stories and the axial force of the columns. The use of harder members such as shear walls and deep concrete beams has increased the overturning moment and weaker members such as steel trusses and standardized beams have reduced it. In all joints, connection by concrete shear wall compared to Other connection modes have been more efficient and effective. In the nonlinear method, it was also observed that the use of concrete shear wall to connect the towers had the greatest effect on the reduction in the drift of the stories, especially in the upper stories of the towers, and in the displacement of the end stories, especially the last story. The use of harder elements has also increased the base shear and overturning moment. In this case, the connection by concrete shear wall is more optimal than other connection cases.

## **Keywords**

**coupled twin towers, multiple Sky-Bridges, Stories Drift, Spectral dynamic analysis, dynamic analysis of time history.**



Shahrood University of Technology  
Faculty of Civil Engineering  
M.Sc. Thesis in structural engineering

# Evaluation of seismic performance of coupled twin towers with multiple Sky-Bridges "A case study on 40-Story Babolsar twin tower, IRAN"

By:

Morteza Yousefi

Supervisors:

Hosein Pahlevan

Mohammad Shamekhi Amiri

September 2021