

ارزیابی احتمالاتی خسارات لرزه‌ای سازه‌های بتن آرمه شمال ایران با استفاده از منحنی‌های شکنندگی

علی ناصری^{۱*}، حسین پهلوان^۲، غلامرضا قدرتی امیری^۳

۱- دانشجوی دکتری مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، بابل، ایران

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود، ایران

۳- استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران

چکیده

در این مقاله منحنی‌های شکنندگی سازه‌های بتنی^۳، ۵ و ۸ طبقه‌ی ایران بررسی شده است. سازه‌هایی که در این مقاله مورد ارزیابی قرار گرفتند، دارای سیستم قاب خمشی بتنی با شکل پذیری متوسط می‌باشند، که طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) طراحی شدند. این مدل‌ها به صورت ۳ بعدی در نرم افزار *OpenSEES* تحت ۲۰ رکورد دور از گسل آیین‌نامه *FEMA P695*، که هر یک از $0.1g$ تا $1/8g$ مقیاس گردیدند، تحلیل دینامیکی فزاینده شدند و منحنی‌های *IDA* برای سه تیپ سازه مورد مطالعه ترسیم گردید. سپس با استفاده از نرم افزار *MATLAB* و در نظر گرفتن توزیع احتمالاتی لوگ-نرمال احتمال شکست در هر سطح عملکرد محاسبه گردید. سرانجام منحنی‌های شکنندگی برای حداکثر تغییر مکان بین طبقه‌ای در سطوح مختلف *PGA* ترسیم شد. نتایج حاکی از آن است که در مقایسه رفتار سازه با ارتفاع‌های متفاوت، می‌توان گفت که با افزایش ارتفاع، سازه زودتر وارد ناحیه غیرخطی شده و ظرفیت سازه کاهش می‌یابد. به طور کلی با افزایش ارتفاع سازه، آسیب پذیری سازه در چهار سطح خرابی مشخص شده (خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل) افزایش می‌یابد ولی روند افزایش احتمال خرابی، کم و کم‌تر می‌گردد. احتمال خرابی کامل ساختمان در زلزله طرح (زلزله سطح خطر ۱) نزدیک به صفر و احتمال خرابی زیاد نیز ناچیز می‌باشد، که با هدف طراحی آیین‌نامه ۲۸۰۰ که حفظ ایمنی جانی افراد و به حداقل رساندن تلفات جانی است، مطابقت دارد. در واقع سازه پایداری خود را بعد از زلزله سطح خطر ۱ حفظ می‌نماید.

کلمات کلیدی: منحنی شکنندگی، آسیب پذیری، ارزیابی احتمالاتی، ساختمان‌های بتن آرمه، تحلیل *IDA*.

*نویسنده مسئول: علی ناصری

پست الکترونیکی: eng_alinaseri@yahoo.com

DOI: 10.22065/jsce.2017.78827.1095

شناسه دیجیتال

<http://dx.doi.org/10.22065/jsce.2017.78827.1095>

تاریخ دریافت مقاله: ۱۳۹۵/۱۲/۰۶، تاریخ پذیرش مقاله: ۱۳۹۶/۰۲/۲۳

۱- مقدمه

منحنی‌های شکنندگی ابزار مفیدی برای برآورد خطر آفرینی زیر ساخت‌های شهری می‌باشند. این منحنی‌ها احتمال خرابی را برای سطوح مختلف شدت زلزله نشان می‌دهند. به کمک این منحنی‌ها می‌توان با تعیین میزان آسیب پذیری سازه‌ها آنها را برای مقاوم سازی اولویت بندی کرد. همچنین مؤسسات مدیریتی دولتی و ادارات بیمه که عهده دار برآورد خسارت بعد از زلزله هستند می‌توانند از این منحنی‌ها بهره بگیرند [۱،۲]. در مورد تاریخچه مطالعاتی درباره منحنی‌های شکنندگی باید اشاره کرد رسم و تولید منحنی‌های شکنندگی از سازه‌های تأسیسات هسته‌ای آغاز شد، چرا که این سازه‌ها جزء سازه‌های بسیار مهم و آسیب دیدگی آنها در هنگام زلزله بسیار خطرناک است. در سال ۱۹۸۰ منحنی‌های شکنندگی برای اولین بار برای نیروگاه‌های هسته‌ای رسم شد [۳]. رسم این منحنی‌ها با استفاده از عوامل شکنندگی چون فشار آب، مقاومت بتن، جابجایی و تنش ایجاد شده در پوسته‌های مخازن براساس سطوح مختلف PA صورت گرفت. سپس، این منحنی‌ها توسط کرچر و همکارش در سال ۱۹۹۳ کمی توسعه داده شد [۴]. این منحنی‌ها از لحاظ محاسباتی بسیار ساده تا حدی ابتدایی بودند و تنها بصورت تجربی و با کمک قضاوت مهندسی تهیه شده بودند، در این مقاله نیز محور قائم احتمال وقوع و محور افقی مقدار کیفی جنیش زمین بودند، از این منحنی‌ها جهت برآورد خسارت لرزه‌ای ساختمانها استفاده شد. می‌توان گفت که بعد از زمین لرزه ی نورتریج (۱۹۹۴) توجه بیشتری به تخمین میزان خسارت سازه‌ها شد، و مهندسیین توجه بیشتری به پیش بینی میزان خسارت مالی سازه‌ها در زلزله‌های شدید نشان دادند. در سال ۱۹۹۴ طی مطالعه‌ای بر سازه‌های ایالت کالیفرنیا، از ضوابط ATC-13 برای رسم منحنی‌های شکنندگی استفاده شد [۵]. در آن تحقیق، منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌های چوبی، فولادی قاب خمشی و بتن مسلح (۴۰ سازه) رسم شد.

آنانوس و همکاران در سال ۱۹۹۵ [۶]، مطالعات بیشتری بر مبنای توزیع بار مندرج در ATC انجام دادند و مدل جدیدی از منحنی شکنندگی را ارائه دادند در این مقاله تمامی محاسبات لرزه‌ای بر مبنای ATC-13 انجام گردید و این بار، محور افقی مقادیری از مرکالی اصلاح شده بود که حالت علمی تری برای آنالیز شکنندگی محسوب می‌شد و تابع توزیع احتمالاتی به صورت نرمال فرض شده بود و ایده‌های مناسبی برای پیشنهاد جهت استفاده از رکورد زلزله در این منحنی جهت کارهای آینده ارائه داده شد.

تاناکا و همکارانش در سال ۲۰۰۰ از توزیع لوگ-نرمال برای کالیبره کردن منحنی‌های شکنندگی استفاده نمودند [۷]. آنها ۳۶۸۳ پل را به ۵ گروه دسته بندی کردند و میزان آسیب را برای ۵ سطح تعریف نمودند. سپس به بررسی پارامترهای توزیع لوگ-نرمال پرداختند. در سال ۲۰۰۰ نیز محققین با استفاده از تابع های خسارت و براساس PGV، منحنی‌های شکنندگی را برای سازه‌های فولادی، بتنی و چوبی شهر کوبه ی ژاپن رسم کردند [۸]. در این مطالعه آنها متوجه شدند که سازه‌های بتن مسلح ساخته شده در این شهر دارای کمترین شکنندگی و سازه‌های فلزی دارای بیشترین شکنندگی هستند.

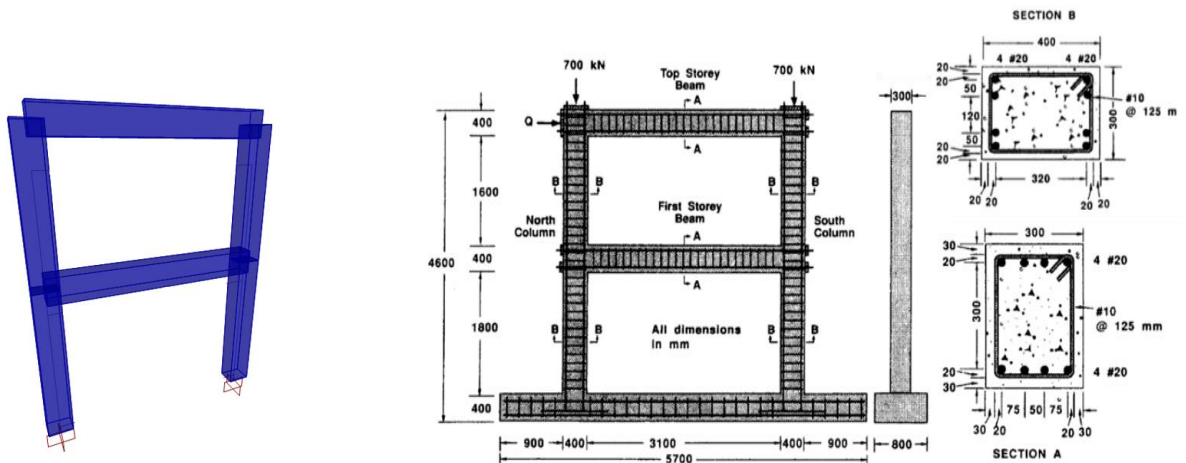
در سال ۲۰۰۴ نیز در استانبول منحنی‌های شکنندگی برای مقاوم سازی سازه‌ها تهیه شد [۹]. برای این کار محققین چهار مدل ۴ طبقه بتنی را تهیه کردند و به منظور طرح مقاوم سازی از مدل‌های مختلفی چون بادبندی و دیوار برشی‌ها در نظر گرفته می‌شود. در ایران نیز در سال ۲۰۰۷ منحنی‌های شکنندگی برای سازه‌های بتن مسلح دارای دیوار برشی رسم شد [۱۰]. برای این کار با لحاظ کردن اثر توزیع سختی، مقاومت و پیچش بر روی منحنی‌های شکنندگی، ۸ مدل یک طبقه با استفاده از نرم افزار OpenSEES تحت تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی قرار گرفت، و منحنی‌های شکنندگی براساس تغییر مکان بین طبقه‌ای و چرخش مفاصل و شکل پذیری در سطوح مختلف PGA رسم شدند. در سال ۲۰۱۱ در ایران، محمد برخوردار و همکارش [۱۱] به ارزیابی اثر وصله‌ی آرماتور ستون‌ها و لغزش میلگردها بر آسیب پذیری سازه‌های بتنی پرداختند. در این مقاله به ارزیابی عملکرد چهار نوع سازه (یک طبقه-یک دهانه؛ یک طبقه-سه دهانه؛ سه طبقه-یک دهانه؛ سه طبقه - سه دهانه) با سیستم قاب خمشی بتن مسلح معمولی که با آیین‌نامه ACI 318-08 طراحی شده بودند، پرداخته شد. مدل سازه‌ها به صورت دو بعدی در نظر گرفته شد و با استفاده از نرم افزار (OpenSEES 2006) تحلیل گردید. در نهایت، از نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) برای ترسیم منحنی‌های شکنندگی استفاده گردید. در سال ۲۰۱۲، در مقاله‌ای [۱۲] به بررسی منحنی‌های شکست سازه‌های موجود در کشور غنا پرداخته شد. سازه‌هایی که در این مقاله مورد ارزیابی قرار گرفتند دارای سیستم قاب خمشی بتنی با شکل پذیری کم بودند. برای این کار سه تیپ ساختمان (۳، ۴ و ۶ طبقه) با پلان‌های متقارن، طراحی شده با استفاده از آیین‌نامه قبلی

BS8110(1985) در نزدیکی گسل در نظر گرفته شد و با انجام تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی تاریخچه زمانی با استفاده از نرم افزار IDARC2D منحنی‌های شکست ترسیم گردید. نتایج حاکی از آن بود که ساختمان‌های ۳ تا ۶ طبقه (با سیستم سازه‌ای مذکور) در نزدیک گسل‌ها در صورتی که در مناطق لرزه خیزی $0/25g$ تا $0/35g$ قرار گیرند احتمال فروریزش آن‌ها بسیار بالا است.

۲- صحت سنجی

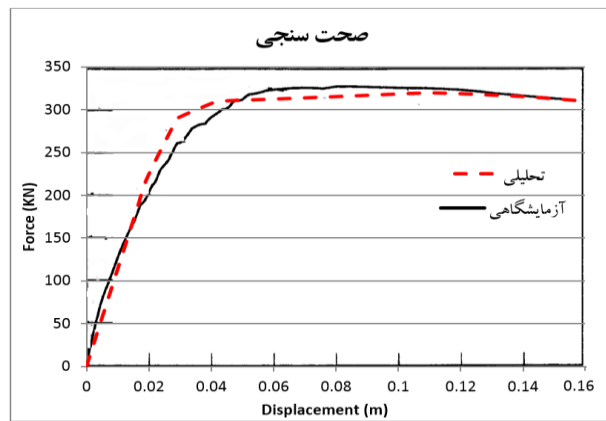
گام نخست در مدل سازی هر نرم افزار صحت سنجی نتایج نرم افزار با رفتار واقعی سازه می باشد. در زیر به بررسی نتایج یک نمونه مدل آزمایشگاهی با مقادیر نتایج حاصل از نرم افزار OpenSEES پرداخته شده است.

در شکل ۱ و ۲ مدل آزمایشگاهی و مدل نرم افزاری سازه دو طبقه قاب خمشی بتنی که تحت الگوی بار گذاری جانبی مثلثی قرار گرفته است، نشان داده شده است و در شکل ۳ منحنی پوش آور نتایج حاصل از نرم افزار و نتایج آزمایشگاهی آورده شده است.



شکل ۲: مدل نرم افزاری سازه ۲ طبقه برای صحت سنجی.

شکل ۱: مدل آزمایشگاهی سازه ۲ طبقه [۱۳].

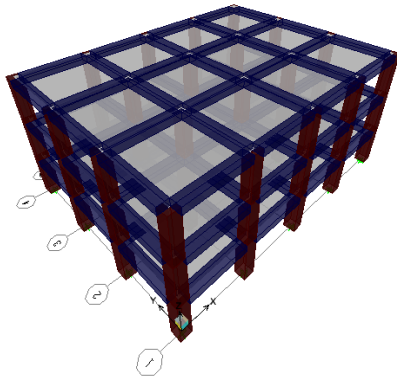


شکل ۳: مقایسه نتایج پوش اور سازه واقعی و نرم افزاری (تحلیلی) سازه ۲ طبقه [۱۳].

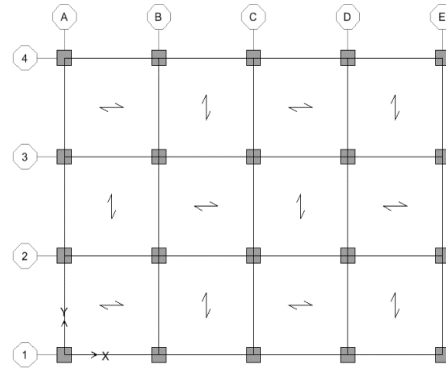
با توجه به شکل ۳ می توان مشاهده نمود که نتایج نرم افزاری (تحلیلی) به نتایج آزمایشگاهی بسیار نزدیک است و از دقت خوبی برخوردار می باشد.

۳- معرفی مدل های مورد بررسی

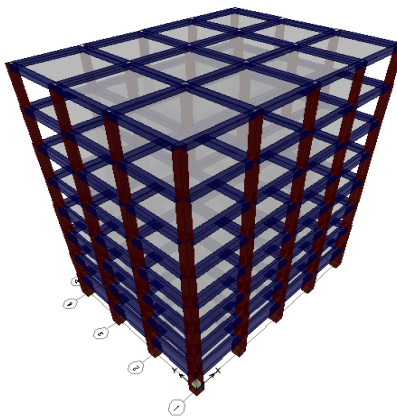
در ابتدا سه تیپ ساختمان بتنی با تعداد طبقات ۳، ۵ و ۸ طبقه با پلان های مشابه در نظر گرفته شد. ساختمان ها بر اساس ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۱۴] و مبحث نهم مقررات ملی ساختمان [۱۵] مدل سازی و طراحی شدند. پلان و مدل سازه ها به صورت شکل ۴ تا ۷ می باشد.



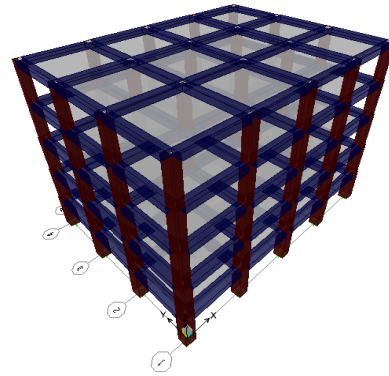
شکل ۵: مدل سه بعدی ساختمان ۳ طبقه.



شکل ۴: پلان ساختمان های ۳، ۵ و ۸ طبقه.



شکل ۷: مدل سه بعدی ساختمان ۵ طبقه.



شکل ۶: مدل سه بعدی ساختمان ۸ طبقه.

مشخصات مدل سازه ها به صورت زیر می باشد:

- سازه مورد نظر واقع در منطقه ای با خطر نسبی زیاد (مطابق پهنه بندی زلزله آیین نامه ۲۸۰۰ ایران) قرار گرفته است.
- خاک محل سازه از نوع III مطابق دسته بندی آیین نامه ۲۸۰۰ ایران فرض گردید.
- ارتفاع طبقات ۳/۲ متر.
- سازه در هر دو جهت دارای سیستم قاب خمشی بتنی با شکل پذیری متوسط می باشد.
- بتن مورد استفاده در تیرها و ستون ها دارای مقاومت فشاری ۲۸ روزه $F_c = 25 \text{ Mpa}$ می باشد.
- میلگردهای طولی مورد استفاده در بتن از نوع AIII با مقاومت جاری شدن $F_y = 400 \text{ Mpa}$ می باشد.
- میلگرد خاموت های تیرها و ستون ها از نوع AII با تنش تسلیم $F_y = 300 \text{ Mpa}$ است.
- سقف هر طبقه از نوع تیرچه بلوک فرض شد.

- دیافراگم کف هر طبقه صلب می باشد.
- محل اتصال ستون به زمین گیردار فرض شده است.

۳-۱- دسته بندی ساختمان‌ها از نظر ارتفاع

دستور العمل HAZUS-MH MR-5 [۱۶] که در ادامه برای تعریف سطوح عملکردی از آن استفاده گردید، ساختمان‌ها را از نظر ارتفاع به سه دسته ی کوتاه مرتبه، متوسط مرتبه و بلند مرتبه تقسیم می کند (جدول ۱).

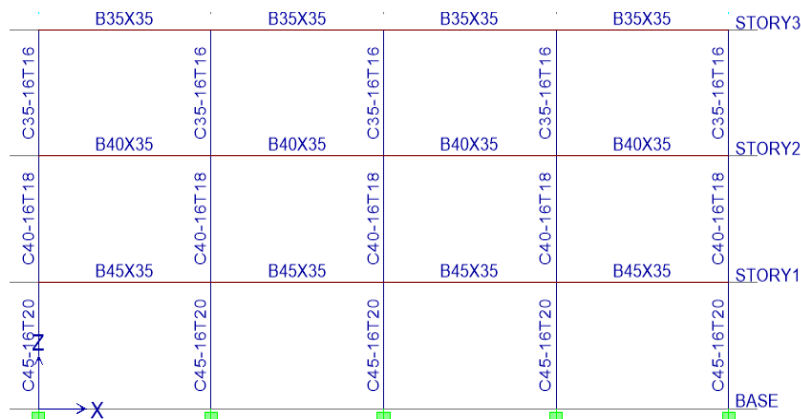
مطابق این دسته بندی ساختمان‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه مورد مطالعه به ترتیب کوتاه، متوسط و بلند مرتبه می باشند.

جدول ۱: تیپ بندی ساختمان‌ها از نظر ارتفاع [۱۶]

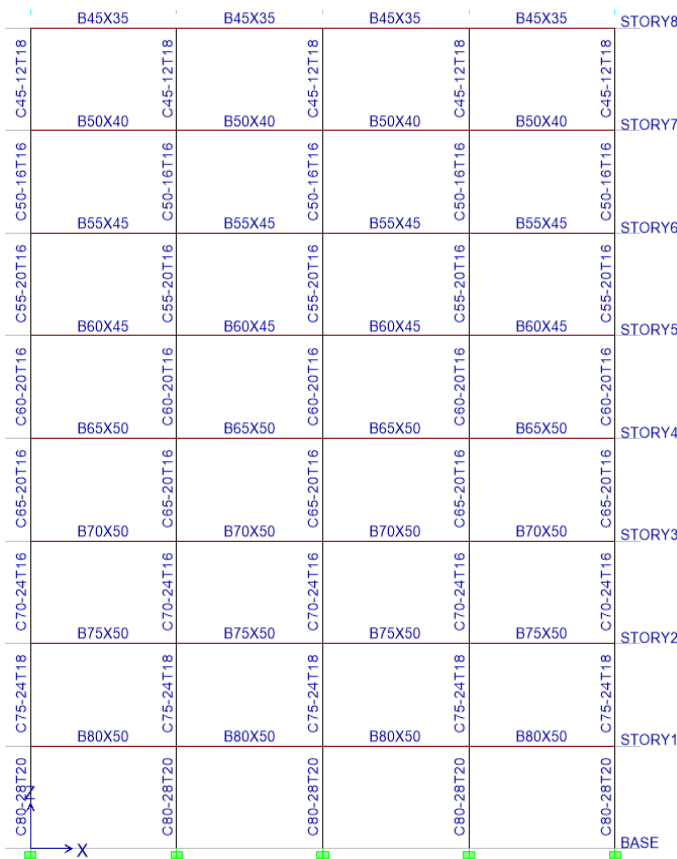
| Lable | Description | Range | |
|-------|-----------------------|-----------|---------|
| | | Name | Stories |
| CIL | Concrete Moment Frame | Low-Rise | 1 - 3 |
| C1M | | Mid-Rise | 4 - 7 |
| C1H | | High-Rise | 8+ |

۴- مدل سازی و نرم افزارهای مورد استفاده

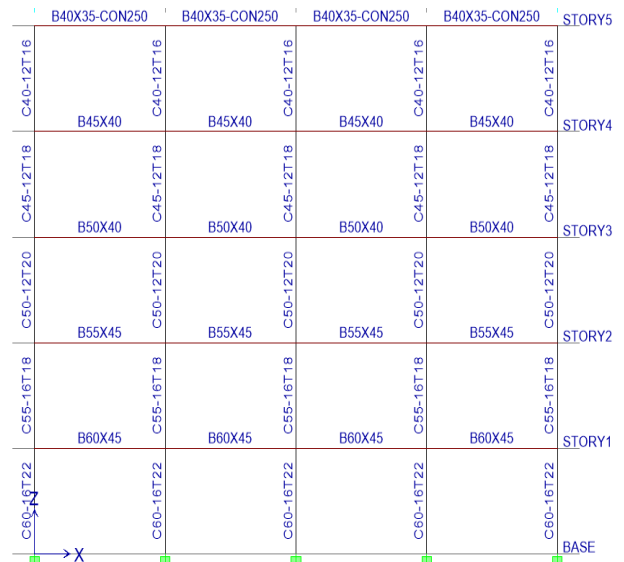
به منظور انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی و بررسی و ارزیابی آسیب پذیری سازه‌های مورد مطالعه، از نرم افزار OpenSEES استفاده شده است. از آنجایی که این نرم افزار قادر به طراحی سازه‌ها نیست، لذا طراحی اولیه سازه‌ها در نرم افزار ETABS (Ver 2015) انجام گردید. نتایج طراحی سازه‌ها در شکل های ۸ تا ۱۰ نشان داده شده است.



شکل ۸: ابعاد تیر و ستون های ساختمان ۳ طبقه.



شکل ۱۰: ابعاد تیر و ستون های ساختمان ۸ طبقه.



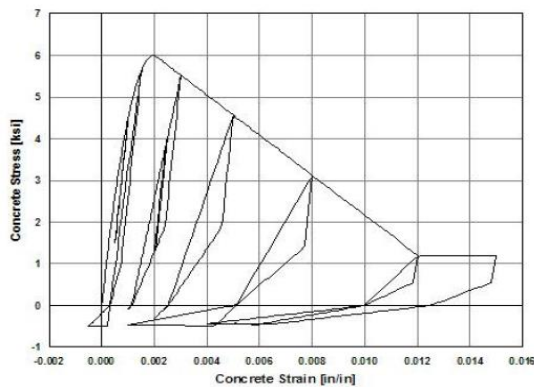
شکل ۹: ابعاد تیر و ستون های ساختمان ۵ طبقه.

پس از طراحی اولیه، سازه‌ها به منظور انجام تحلیل‌های غیرخطی در نرم افزار OpenSEES مدل گردیدند. در ادامه در مورد مدل رفتاری مصالح استفاده شده در نرم‌افزار به طور مختصر توضیحاتی داده شده است.

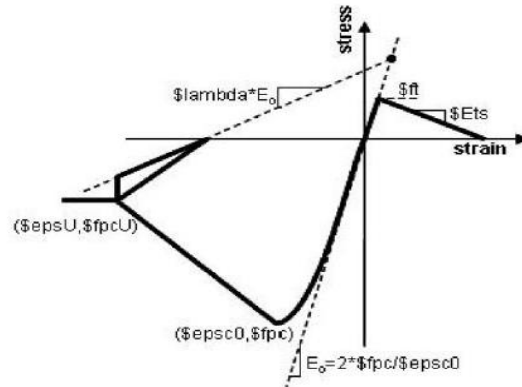
۱-۴- مدل رفتاری مصالح

۱-۱-۴- رفتار مصالح بتنی

در تعریف مصالح بتنی از Concrete02 استفاده شد. این مصالح رفتار تنش کششی بتن را در نظر می‌گیرد [۱۷]. مدل رفتاری و منحنی هیستریتیک تنش-کرنش این مصالح مطابق **Error! Reference source not found.** می‌باشد.

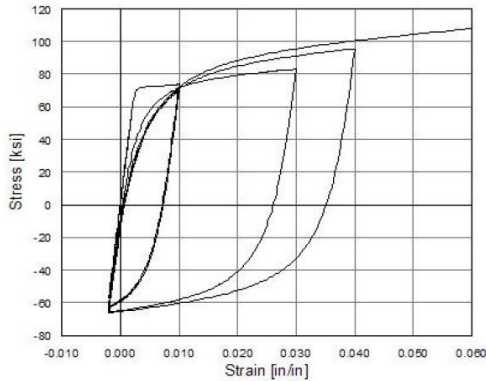


شکل ۱۱: مدل رفتاری مصالح Concrete02 [۱۷].

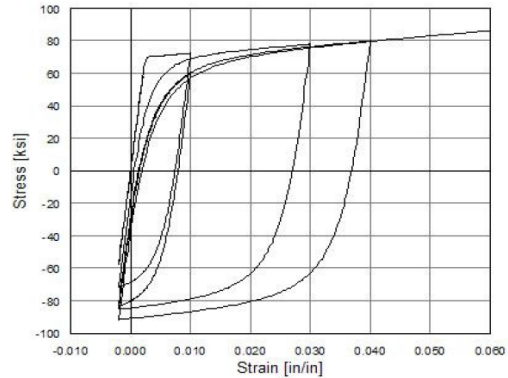


۴-۱-۲- رفتار مصالح فولاد

در تعریف مصالح فولاد از Steel02 استفاده شد، که افت مقاومت و پارگی در فولاد نیز در نظر گرفته شد. منحنی رفتاری این مصالح در شکل ۱۲ و شکل ۱۳ نشان داده شده است.



شکل ۱۳: رفتار هیستریتیک Steel02 با سخت شوندگی ایزوتروپیک در کشش [۱۷].

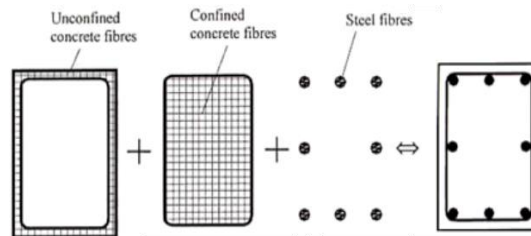


شکل ۱۴: رفتار هیستریتیک Steel02 با سخت شوندگی ایزوتروپیک در فشار [۱۷].

۴-۲- تعریف مقاطع المان‌ها

در این مقاله برای تعریف مقاطع تیرها و ستون‌ها در OpenSEES از مقاطع الیافی^۱ استفاده شد.

در مدل سازه مورد مطالعه برای تعریف مصالح بتن یک مقطع تیر یا ستون بتن آرمه، دو حالت بتن محصور نشده^۲ و بتن محصور شده^۳ تعریف گردید (شکل ۱۴).



شکل ۱۴: تجزیه مقطع بتن آرمه مستطیلی شکل [۱۸].

۴-۲-۱- ماده بتن محصور نشده

پوشش بتنی که بر روی خاموت‌ها و آرماتورهای طولی وجود دارد به دلیل عدم محصور شدگی دارای مقاومت کمی می‌باشد و زودتر ترک می‌خورد. برای در نظر گرفتن اثر این موضوع با استفاده از روابط ارائه شده توسط Mander J.B و همکارانش [۱۹] ماده بتن محصور نشده، تعریف گردید.

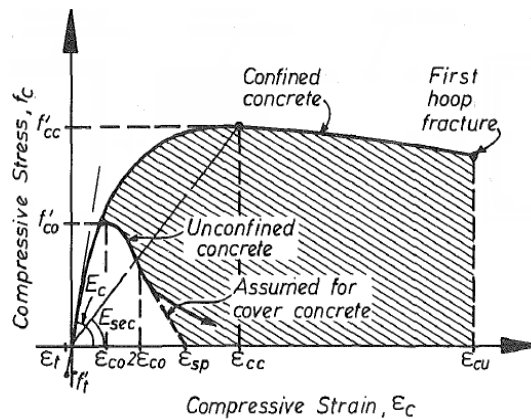
1 Fiber Section
2 unconfined concrete
3 confined concrete

۴-۲-۲- ماده بتن محصور شده

خاموت های عرضی به دلیل محصور کردن بتن باعث افزایش مقاومت بتن می شوند که این افزایش مقاومت با ضریبی به نام ضریب محصور شدگی (K) معرفی می گردد. ضریب محصور شدگی به عواملی همچون ابعاد مقطع، قطر خاموت ها، فاصله و تعداد خاموت ها و ... مرتبط می باشد که با استفاده از روابط ارائه شده توسط Mander J.B و همکارانش [۱۹] ماده بتن محصور شده تعریف گردید. شکل ۱۲ و ۱۵ منحنی تنش کرنش بتن در حالت محصور شده با خاموت های عرضی و محصور نشده را نشان می دهد، که در آن ϵ_{c0} کرنش متنظر با مقاومت فشاری اسمی بتن (f'_{c0})، ϵ_{sp} کرنش در هنگام گسیختگی برای بتن محصور نشده و ϵ_{cu} کرنش در هنگام گسیختگی برای بتن محصور شده است.

f'_{cc} مقاومت فشاری بتن در حالت محصور شده می باشد که برابر با رابطه ۱ است.

$$f'_{cc} = K f'_{c0} \quad (1)$$



شکل ۱۵: مقایسه منحنی تنش-کرنش بتن محصور شده با خاموت عرضی و محصور نشده [۱۹].

۴-۳- پریود سازه در نرم افزار OpenSEES

پریودی که در نرم افزار OpenSEES برای سازه های مورد مطالعه بدست آمد به صورت جدول ۲ می باشد.

جدول ۲: پریود سازه ۳ و ۵ طبقه در نرم افزار OpenSEES

| پریود سازه در نرم افزار OpenSEES (ثانیه) | |
|--|----------------|
| ۰/۱۵۷ | ساختمان ۳ طبقه |
| ۰/۶۷۸ | ساختمان ۵ طبقه |
| ۰/۱۸۰ | ساختمان ۸ طبقه |

۵- انتخاب رکوردهای زلزله

یکی از مهمترین عوامل در تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده، تعیین رکوردهای وارد بر سازه می باشد چرا که نتایج بدست آمده از تحلیل، وابستگی بسیاری به رکوردهای وارد بر سازه دارد لذا انتخاب نوع رکورد یک موضوع حساس و تاثیر گذار در نتایج می باشد، این موضوع باید به گونه ای صورت گیرد که نتایج بدست آمده از تحلیل شامل تمامی حالات رفتاری سازه (الاستیک، پلاستیک و خرابی کامل) باشد. در انتخاب رکوردها، به نوع خاک و مشخصات ساختگاه باید توجه شود تا رکوردها مشابهت خوبی از لحاظ ساختگاه با یکدیگر داشته باشند.

موضوع مهم دیگری که در انتخاب رکوردها باید به آن توجه شود، تعداد رکوردهای مورد نیاز برای تحلیل دینامیکی فزاینده می‌باشد. هر چه تعداد رکوردهای انتخاب شده در تحلیل بیشتر باشد، نتایج حاصل از آن تحلیل عمومیت بیشتری به خود خواهد گرفت اما از طرفی اضافه نمودن تعداد رکوردها سبب افزایش حجم خروجی ها و زمان تحلیل می‌گردد.

طبق توصیه ی Shome and Cornell [۲۰] تعداد ۱۰ تا ۲۰ رکورد زلزله دقت قابل قبولی برای برآورد تقاضای آسیب پذیری سازه‌ها ارضا می‌کند. آیین‌نامه FEMA P695 [۲۱] نیز ۲۲ رکورد زلزله را در مجموعه رکوردهای پیشنهادی خود قرار داده است. در این مطالعه از رکوردهای دور از گسل پیشنهادی آیین‌نامه FEMA P695 با کمی اصلاح استفاده شد.

۲۲ رکورد پیشنهادی آیین‌نامه FEMA P695 شامل ۶ رکورد خاک نوع C آیین‌نامه NEHRP (معادل خاک نوع II آیین‌نامه ۲۸۰۰) و ۱۶ رکورد خاک نوع D آیین‌نامه NEHRP (معادل خاک نوع III آیین‌نامه ۲۸۰۰) می‌باشد. به دلیل این که ساختمان سازه مورد مطالعه دارای خاک نوع III آیین‌نامه ۲۸۰۰ می‌باشد، برای نزدیک‌تر کردن مشخصات رکوردها به ساختمان سازه‌های مورد مطالعه، رکوردهای خاک نوع C (مطابق آیین‌نامه NEHRP) با رکوردهای جدول ۳ جایگزین گردید. در نهایت برای تحلیل IDA از ۲۰ رکورد اصلاح شده واقع در جدول ۴ استفاده شد که همگی دارای خاک نوع III (آیین‌نامه ۲۸۰۰) می‌باشند.

جدول ۳: مشخصات رکوردهای جایگزین شده با توجه به شرایط ساختمان

| نام ایستگاه | اطلاعات محل | | PGA max (g) | زلزله | | | شماره رکورد |
|-------------------|------------------|-------------|----------------|-------|------|-----------------|-------------|
| | Vs_30 (m/sec) | NEHRP Class | | بزرگا | سال | نام رکورد | |
| WGK | ۳۲۰ | D | ۰/۳۳۴ | ۷/۶ | ۱۹۹۹ | Chi-Chi, Taiwan | ۴ |
| SAHOP Casa Flores | ۳۳۸/۶ | D | ۰/۵۰۶ | ۶/۵ | ۱۹۷۹ | Imperial Valley | ۷ |
| 71 Ferdows | ۲۷۴/۵ | D | ۰/۱۰۸ | ۷/۴ | ۱۹۷۸ | Tabas, Iran | ۱۰ |
| BHRC Tonekabun | ۲۷۴/۵ | D | ۰/۱۱ | ۷/۴ | ۱۹۹۰ | Manjil, Iran | ۱۵ |

۶- تعیین شاخص های شکست

برای ایجاد منحنی‌های شکنندگی تعیین شاخص‌های برای شکست ضرورت می‌یابد. یکی از مهمترین شاخص‌هایی که می‌تواند بیانگر میزان خرابی و ویرانی ساختمان‌ها در زلزله باشد حداکثر تغییر مکان بین طبقه‌ای می‌باشد. در آیین‌نامه‌های مختلف، آسیب پذیری ساختمان‌ها در درجه‌های مختلف از عدم خرابی تا فروریختگی کامل تعریف می‌شود. در این مطالعه از دستورالعمل HAZUS-MH MR-5 که توسط FEMA منتشر گردید، استفاده شد.

جدول ۴: رکوردهای اصلاح شده آیین نامه FEMA P695 با توجه به نوع ساختمان مورد نظر

| نام ایستگاه | NEHRP Class | PGA max (g) | زلزله | | | شماره رکورد |
|------------------------|-------------|----------------|-----------|------|--------------------|-------------|
| | | | نام رکورد | سال | بزرگا | |
| Beverly Hills - Mulhol | D | ۰/۵۲ | ۶/۷ | ۱۹۹۴ | Northridge | ۱ |
| Canyon Country-WLC | D | ۰/۴۸ | ۶/۷ | ۱۹۹۴ | Northridge | ۲ |
| Bolu | D | ۰/۸۲ | ۷/۱ | ۱۹۹۹ | Duzce, Turkey | ۳ |
| WGK | D | ۰/۳۳۴ | ۷/۶ | ۱۹۹۹ | Chi-Chi, Taiwan | ۴ |
| Delta | D | ۰/۳۵ | ۶/۵ | ۱۹۷۹ | Imperial Valley | ۵ |
| El Centro Array #11 | D | ۰/۳۸ | ۶/۵ | ۱۹۷۹ | Imperial Valley | ۶ |
| SAHOP Casa Flores | D | ۰/۵۰۶ | ۶/۵ | ۱۹۷۹ | Imperial Valley | ۷ |
| Shin-Osaka | D | ۰/۲۴ | ۶/۹ | ۱۹۹۵ | Kobe, Japan | ۸ |
| Duzce | D | ۰/۳۶ | ۷/۵ | ۱۹۹۹ | Kocaeli, Turkey | ۹ |
| 71 Ferdows | D | ۰/۱۰۸ | ۷/۴ | ۱۹۷۸ | Tabas, Iran | ۱۰ |
| Yermo Fire Station | D | ۰/۲۴ | ۷/۳ | ۱۹۹۲ | Landers | ۱۱ |
| Coolwater | D | ۰/۴۲ | ۷/۳ | ۱۹۹۲ | Landers | ۱۲ |
| Capitola | D | ۰/۵۳ | ۶/۹ | ۱۹۸۹ | Loma Prieta | ۱۳ |
| Gilroy Array #3 | D | ۰/۵۶ | ۶/۹ | ۱۹۸۹ | Loma Prieta | ۱۴ |
| BHRC Tonekabun | D | ۰/۱۱ | ۷/۴ | ۱۹۹۰ | Manjil, Iran | ۱۵ |
| El Centro Imp. Co. | D | ۰/۳۶ | ۶/۵ | ۱۹۸۷ | Superstition Hills | ۱۶ |
| Poe Road (temp) | D | ۰/۴۵ | ۶/۵ | ۱۹۸۷ | Superstition Hills | ۱۷ |
| Rio Dell Overpass | D | ۰/۵۵ | ۷/۰ | ۱۹۹۲ | Cape Mendocino | ۱۸ |
| CHY101 | D | ۰/۴۴ | ۷/۶ | ۱۹۹۹ | Chi-Chi, Taiwan | ۱۹ |
| LA - Hollywood Stor | D | ۰/۲۱ | ۶/۶ | ۱۹۷۱ | San Fernando | ۲۰ |

۷- تعیین محدوده‌ی شکست

محدوده‌ی شکست با عملکرد سازه‌ها رابطه مستقیم دارد. می‌توان گفت گذر از هر سطح عملکرد سازه به مثابه شکست یک سطح آن سازه می‌باشد، چون اگر سازه از آن سطح عملکرد گذر کند، دیگر ضوابط آن سطح عملکرد را ارضا نمی‌کند و از دیدگاه بهسازی نیازمند تقویت است. در دستورالعمل HAZUS-MH MR-5 برای سازه‌ها چهار سطح خرابی (کم، متوسط، زیاد و کامل) تعریف گردیده است. این سطوح برای معیار حداکثر تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای در جدول ۵ آمده است. بر اساس این دستورالعمل بهترین نقطه‌ای که در طول منحنی IDA می‌تواند معرف تقاضا در سطح عملکرد آستانه فروریزش باشد، نقطه‌ای است که در آن، منحنی شروع به نرم شدگی در راستای رسیدن به ناپایداری دینامیکی کل سازه می‌کند. در واقع این نقطه باید کمترین مقدار خسارت را در میان نقاط احتمالی دارا باشد. با توجه به تعریف، اولین نقطه‌ای که ۲۰٪ شیب ناحیه الاستیک را در طول منحنی IDA داشته باشد به عنوان تقاضای زلزله در این سطح عملکرد شناخته می‌شود. مشکلی که در این روش وجود دارد آن است که شیب هر منحنی IDA لزوماً قبل از رسیدن به ناپایداری کلی سازه، تا ۲۰٪ شیب ناحیه خطی اولیه افت نمی‌کند و لذا در برخی موارد اصولاً استفاده از این روش امکان پذیر نیست. همچنین به عنوان یکی دیگر از معیارهای مبتنی بر خرابی در این آیین نامه‌ها، حداکثر نسبت تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای می‌باشد، که با توجه به نوع ساختمان در آیین نامه‌ها ارائه گردیده است. سازه از هر یک از این دو معیار خرابی ارائه شده زودتر عبور کند آن نقطه سطح خرابی کامل سازه محسوب می‌شود.

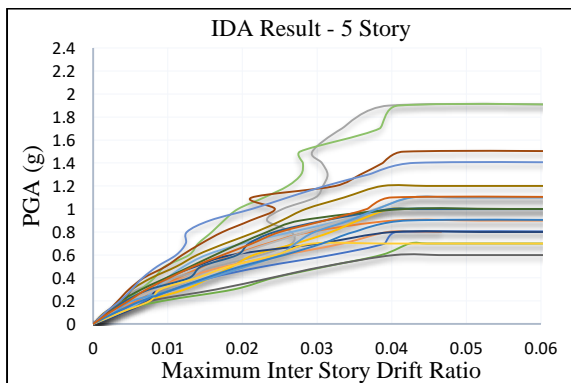
حداکثر تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای برای سطح خرابی کامل در جدول ۵ تعریف گردیده است که به ترتیب برای سازه‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه در حالت خرابی کامل ۰/۶٪، ۰/۴٪ و ۰/۳٪ می‌باشد [۱۶].

جدول ۵: مقدار متوسط حالت حدی مجاز در دستورالعمل HAZUS-MH MR-5 برای انواع حالت‌های خرابی [۱۶]

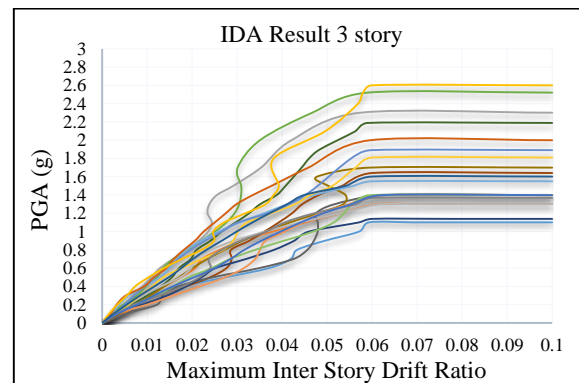
| جابجایی بین طبقه ای (دریفت) در آستانه حالت خرابی | | | | |
|--|-------------|-------------|------------|------------|
| نوع سازه | خرابی ناچیز | خرابی متوسط | خرابی زیاد | خرابی کامل |
| CIL | ۰/۰۰۵ | ۰/۰۰۸۷ | ۰/۰۲۳۳ | ۰/۰۶ |
| CIM | ۰/۰۰۳۳ | ۰/۰۰۵۸ | ۰/۰۱۵۶ | ۰/۰۴ |
| CIH | ۰/۰۰۲۵ | ۰/۰۰۴۳ | ۰/۰۱۱۷ | ۰/۰۳ |

۸- منحنی‌های تحلیل IDA برای سازه‌های مورد مطالعه

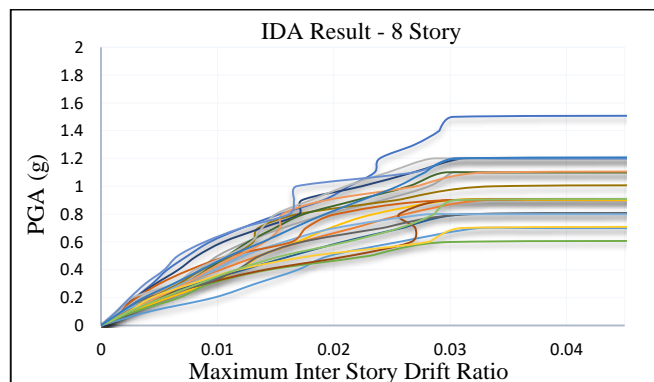
برای تحلیل سازه از تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده استفاده شد. به این صورت که حداکثر شتاب زلزله (PGA) اعمالی به سازه از ۰/۱g تا خرابی کامل (فروریزش) با گام‌های ۰/۱g مقیاس شدند. سپس با تحلیل سازه در هر گام منحنی‌های IDA ترسیم گردید. منحنی رفتاری سازه‌های مورد مطالعه تحت ۲۰ شتاب نگاشت معرفی شده با استفاده از تحلیل IDA به صورت شکل ۱۶ تا ۱۸ می‌باشد.



شکل ۱۶: منحنی رفتار سازه ۵ طبقه تحت ۲۰ شتاب نگاشت زلزله.

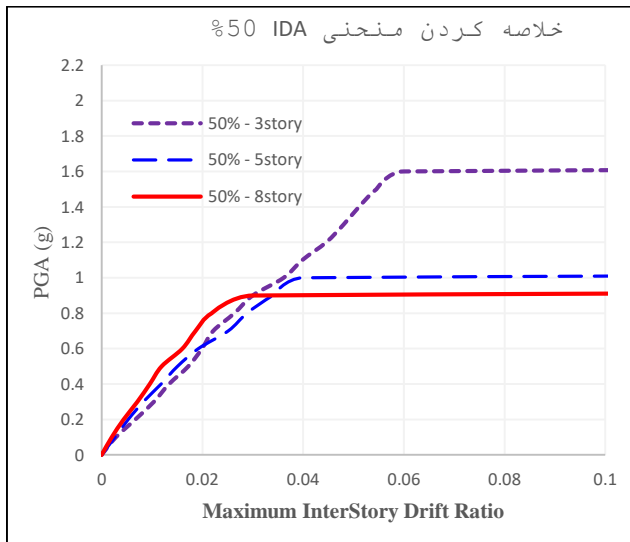


شکل ۱۵: منحنی رفتار سازه ۳ طبقه تحت ۲۰ شتاب نگاشت زلزله.

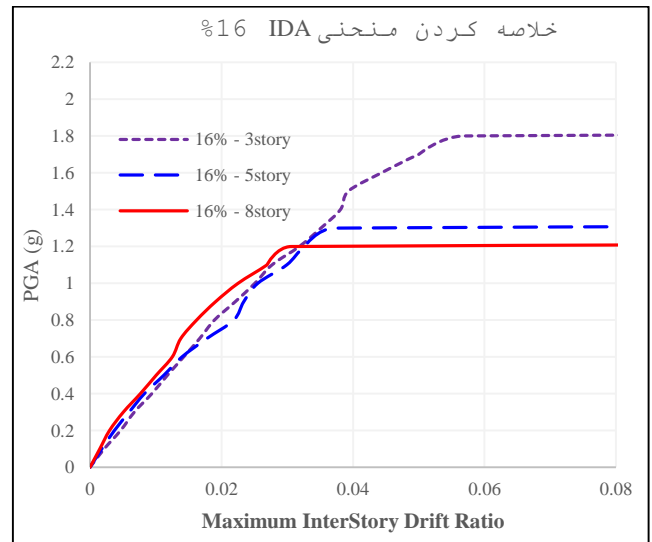


شکل ۱۷: منحنی رفتار سازه ۸ طبقه تحت ۲۰ شتاب نگاشت زلزله.

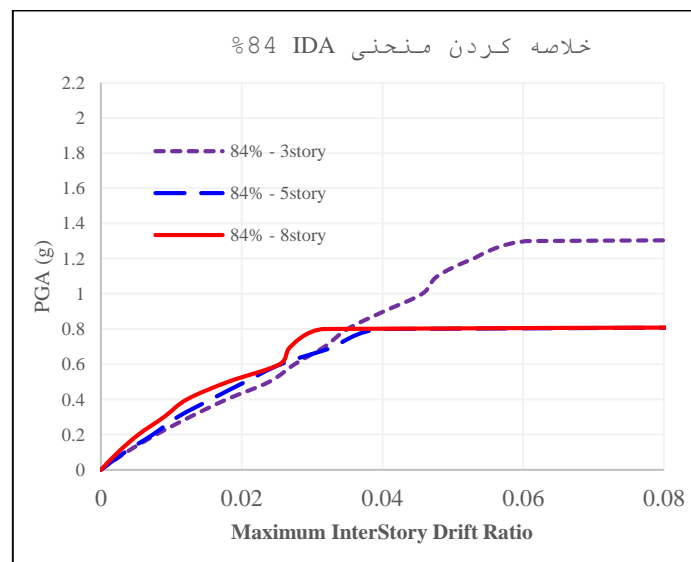
بعد از انجام تحلیل IDA، دسته ای از منحنی‌های IDA بدست می‌آید. با توجه به تعداد زیاد نمودارهایی که هر کدام نمایانگر رفتار خاصی از سازه تحت رکوردهای زلزله بوده و بیانگر عملکرد کلی سازه نمی‌باشد؛ می‌توان برای دستیابی به یک حالت کلی از رفتار سازه و کاهش پراکندگی اطلاعات، دسته منحنی‌های IDA را خلاصه نمود. این امر از طریق روش‌های آماری میسر می‌گردد. از این رو در این بخش سه مقدار آماری صدک‌های ۱۶٪، ۵۰٪ و ۸۴٪ از هر یک از دسته منحنی‌های IDA استخراج گردیده و از آن برای مقایسه دسته منحنی‌های مختلف با یکدیگر و ارزیابی لرزه‌های سازه‌ها استفاده شده است. در شکل‌های ۱۹ تا ۲۱ دسته منحنی‌های خلاصه شده سه تپ سازه باهم مقایسه گردیدند.



شکل ۱۹: دسته منحنی‌های خلاصه شده IDA برای ۵۰ درصد (میان).



شکل ۱۸: دسته منحنی‌های خلاصه شده IDA برای ۱۶ درصد.



شکل ۲۰: دسته منحنی‌های خلاصه شده IDA برای ۸۴ درصد.

۹- نظریه احتمال در منحنی‌های شکنندگی

برای تولید منحنی شکنندگی باید یک توزیع احتمال برای پارامترهای تقاضای مهندسی که از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی فزاینده به دست می‌آیند در نظر گرفت. در این مطالعه از توزیع لوگ نرمال که جز توزیع‌های احتمالاتی رایج در این زمینه می‌باشد، استفاده گردید.

۱۰- تولید منحنی‌های شکنندگی

هر سازه تحت ۲۰ رکورد زلزله از ۰/۱g تا ۱/۵g حدود ۳۰۰ بار تحلیل گردید، سپس با استفاده از نرم افزار Matlab احتمال شکست سازه در هر سطح شدت زلزله از ۰/۱g تا ۱/۵g محاسبه گردید.

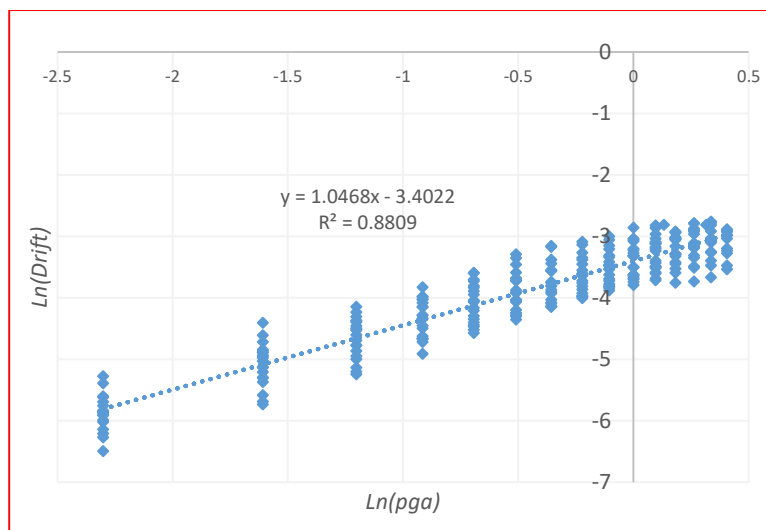
هنگامی که ظرفیت سازه‌ای و تقاضای لرزه‌ای دو متغیری باشند که از توزیع نرمال یا لگاریتم نرمال پیروی کنند، با استفاده از قاعده حد مرکزی می‌توان نشان داد که عملکرد مرکب حاصل شده، توزیع لگاریتم نرمال خواهد داشت. بنابراین منحنی شکنندگی را می‌توان به صورت تابع توزیع تجمعی لگاریتمی نرمال مطابق رابطه ۲ نوشت [۲۲].

$$p(\leq D) = \Phi\left[\frac{1}{\beta_{sd}} \ln\left(\frac{S_d}{S_c}\right)\right] \quad (2)$$

در رابطه‌ی بالا p احتمال رسیدن یا فراگذشت از حالت خرابی D (در این تحقیق حداکثر تغییر مکان بین طبقه‌ای)، β_{sd} انحراف معیار لگاریتم نرمال (جدول ۶)، S_c مقدار متوسط حالت حدی مجاز که در جدول ۵ برای حالت‌های مختلف خرابی ارائه شده است. S_d متوسط مقدار نیاز لرزه‌ای، از رابطه ۳ که توسط کرنر در سال ۲۰۰۲ ارائه گردید [۲۳]، بدست می‌آید.

$$\ln(S_d) = a \ln(PGA) + b \quad (3)$$

در این رابطه مقادیر a , b ضرایب رگرسیونی هستند که از طریق تحلیل رگرسیون لگاریتمی، حداکثر تغییر مکان بین طبقه‌ای، در مقابل PGAهای مختلف به دست می‌آید. برای نمونه در شکل ۲۲ ضرایب رگرسیونی ساختمان ۳ طبقه $a=1/0.468$ و $b=-3/40.22$ نشان داده شده است.



شکل ۲۲: ضرایب رگرسیونی لگاریتمی ساختمان ۳ طبقه.

انحراف معیار حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات نسبت به خط رگرسیون با توجه به رابطه زیر محاسبه می‌گردد.

$$\beta_{sd} = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_i^N (x_i - \mu)^2} \quad (4)$$

در رابطه فوق N برابر با تعداد کل تحلیل ها می باشد و x_i برابر با مقدار حداکثر تغییر مکان نسبی متناظر با هر بار تحلیل در هر رکورد زلزله می باشد و μ نیز متوسط مقدار نیاز لرزه ای برابر با S_d می باشد.

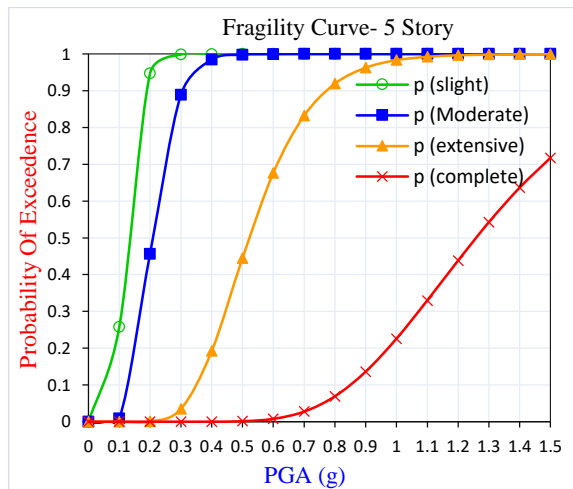
در جدول ۶ انحراف معیار لگاریتم نرمال (β_{sd}) حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات نسبت به خط رگرسیون آورده شده است.

جدول ۶: انحراف معیار لگاریتم نرمال (β_{sd})

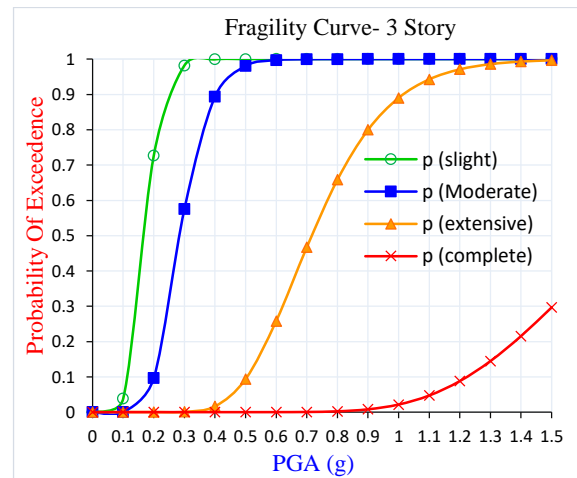
| انحراف معیار حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات | |
|---|-------|
| ساختمان ۳ طبقه | ۰/۲۹ |
| ساختمان ۵ طبقه | ۰/۳۲۶ |
| ساختمان ۸ طبقه | ۰/۲۸۹ |

۱۱- ترسیم منحنی های شکنندگی

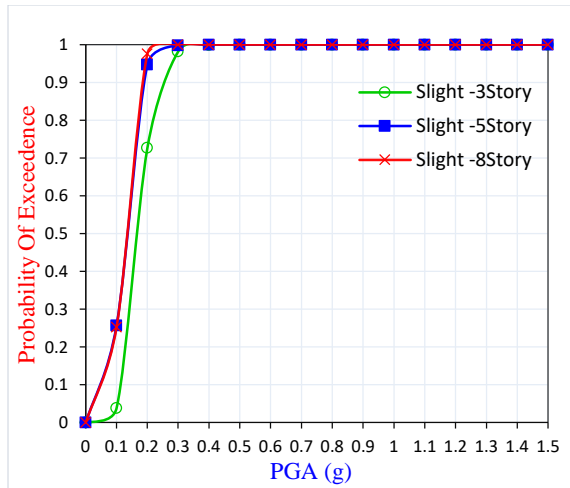
در شکل های ۲۳ تا ۲۵ منحنی شکنندگی سازه ها در ۴ حالت خرابی (کم، متوسط، زیاد و خرابی کلی) نشان داده شده است.



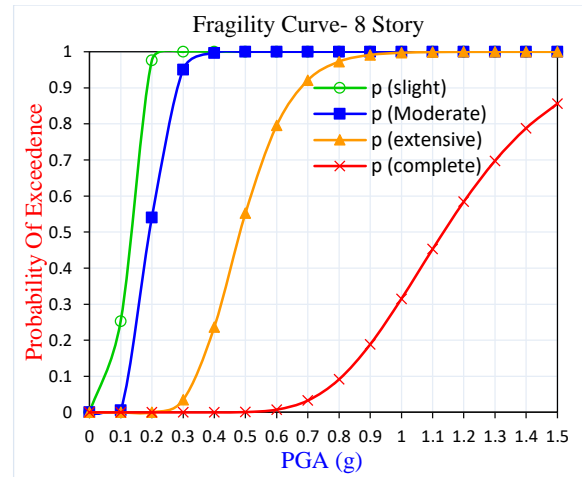
شکل ۲۴: منحنی شکنندگی سازه ۵ طبقه.



شکل ۲۳: منحنی شکنندگی سازه ۳ طبقه.

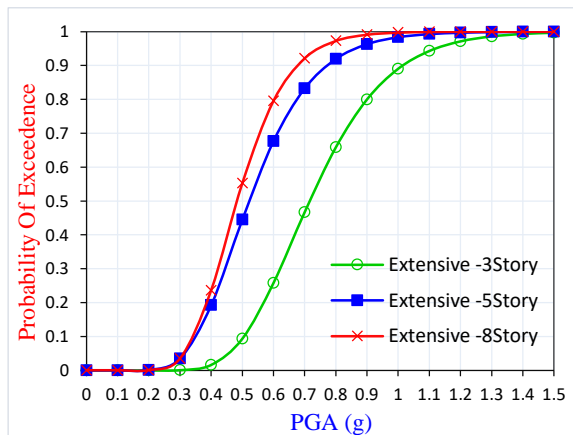


شکل ۲۶: منحنی شکنندگی سه تپ سازه در حالت خرابی ناچیز.

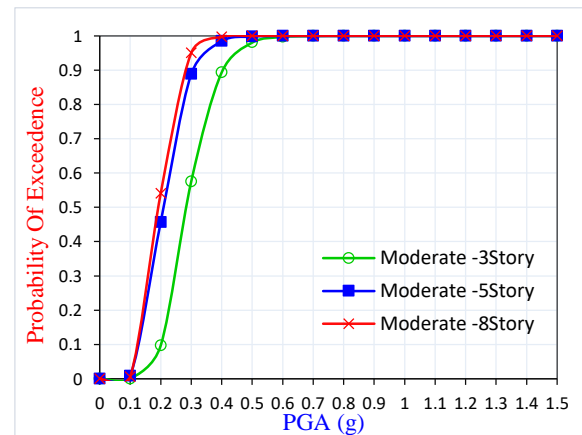


شکل ۲۵: منحنی شکنندگی سازه ۸ طبقه.

با توجه به شکل ۲۶ می توان مشاهده نموده که منحنی شکنندگی سازه ۵ طبقه و ۸ طبقه در حالت خرابی ناچیز تقریباً یکسان می باشد. با مشاهده شکل ۲۷ می توان دریافت که احتمال خرابی متوسط سازه ۳، ۵ و ۸ طبقه به ترتیب در $0.5g$ ، $0.4g$ و $0.4g$ نزدیک به یک است.

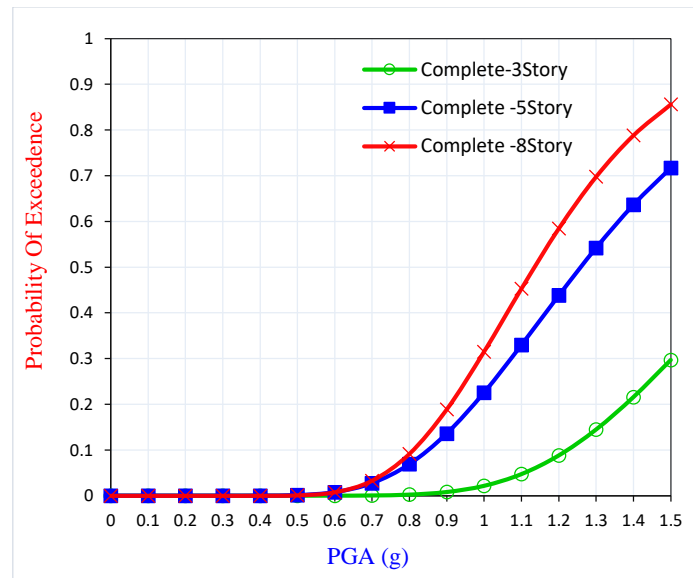


شکل ۲۲: منحنی شکنندگی سه تپ سازه در حالت خرابی زیاد.



شکل ۲۱: منحنی شکنندگی سه تپ سازه در حالت خرابی متوسط.

با توجه به شکل ۲۳ کل ۲۸ می توان مشاهده نموده که احتمال خرابی زیاد سازه ۳ طبقه، ۵ طبقه و ۸ طبقه به ترتیب در $0.3g$ ، $0.3g$ و $0.3g$ نزدیک به یک است.



شکل ۲۳: منحنی شکنندگی سه تیب سازه در حالت خرابی کامل (فروریزش).

با مشاهده شکل های ۲۶ تا ۲۹ می توان دریافت که احتمال خرابی سه تیب سازه در چهار حالت خرابی با افزایش ارتفاع سازه افزایش می یابد. با افزایش ۱/۶۶ برابر ارتفاع سازه ۳ طبقه (رسیدن به ارتفاع سازه ۵ طبقه) احتمال خرابی کامل سازه ۵ طبقه ۲/۴ برابر سازه ۳ طبقه می گردد، در صورتی که با افزایش ۱/۶ برابر ارتفاع سازه ۵ طبقه به ۸ طبقه احتمال خرابی کامل سازه ۸ طبقه ۱/۱۸ برابر سازه ۵ طبقه می گردد.

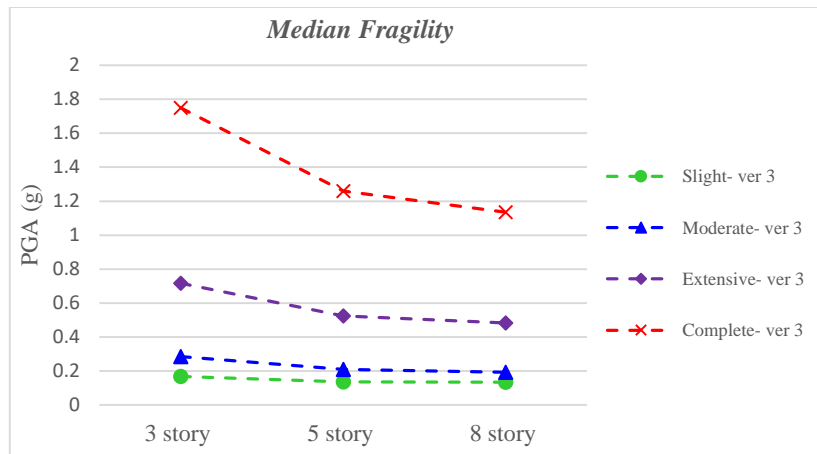
در جدول ۷ و شکل ۳۰ مقادیر ۵۰ درصد (میانه) احتمال خرابی در سطوح مختلف، نشان داد شده است.

جدول ۷: مقادیر میانه سه تیب سازه در حالات خرابی مختلف

| | <i>median fragility - PGA (g)</i> | | | |
|---------|-----------------------------------|----------|-----------|----------|
| | Slight | Moderate | Extensive | Complete |
| 3 story | 0.167 | 0.284 | 0.717 | 1.750 |
| 5 story | 0.135 | 0.210 | 0.524 | 1.260 |
| 8 story | 0.134 | 0.192 | 0.483 | 1.136 |

همانطور که در جدول ۷ مشاهده می گردد، با افزایش ارتفاع سازه در چهار حالت خرابی، میانه احتمال شکنندگی سازه ها در PGA پایین تر رخ می دهد، به این معنی که آسیب پذیری سازه افزایش می یابد.

با توجه به شکل ۳۰ می توان مشاهده نمود که با افزایش ارتفاع، شیب کاهش PGA در چهار حالت خرابی ملایم تر می گردد.



شکل ۲۴: مقادیر میانه شکنندگی سه تیپ سازه

۱۲- ریسک پذیری سازه ها در سطح خطر ۲ زلزله

دو سطح خطر در حالت کلی در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای (نشریه ۳۶۰) تعریف گردید [۲۴]. این سطوح خطر وابستگی بسیاری به منطقه مورد بررسی و گسله‌های اطراف دارد. در آیین نامه ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) برای سطح خطر ۱ «زلزله طرح» (DBE) نسبت شتاب مبنای طرح (A) را در مناطق مختلف کشور، بر اساس میزان خطر لرزه خیزی آنها ارائه کرده است. این ضرایب در واقع احتمال ۱۰٪ رویداد در ۵۰ سال عمر مفید سازه (معادل دوره بازگشت ۴۷۵ سال) می‌باشد (رابطه ۴).

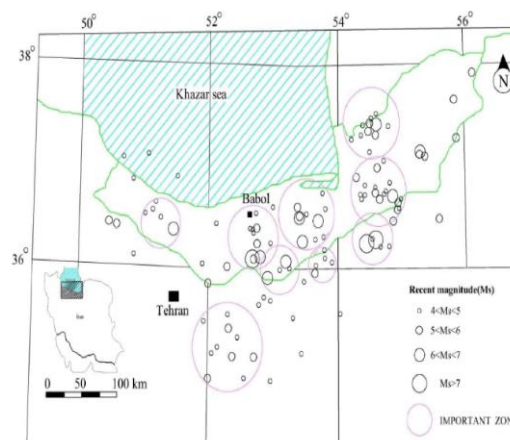
$$APE = 1 - \exp\left(-\frac{50}{475}\right) = 10\% \quad (4)$$

آیین نامه ۲۸۰۰، ایران را به چهار منطقه تقسیم کرده است، که برای هر منطقه با توجه به خطر لرزه خیزی منطقه، نسبت شتاب مبنای طرح ارائه شده است. این ضریب برای استان مازندران که محل مورد بررسی این تحقیق می‌باشد ۰/۳ ارائه گردیده است.

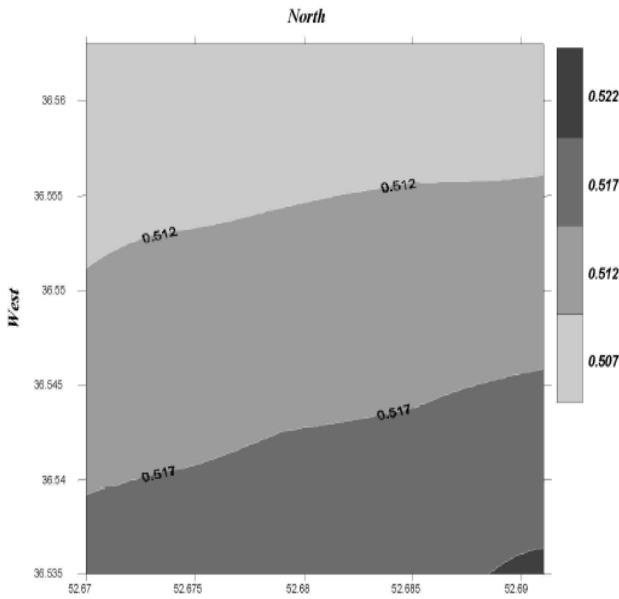
$$PGA(10\% \text{ in } 50 \text{ Years}) = 0.3g \quad (5)$$

برای محاسبه خطر پذیری سازه‌های مورد مطالعه در سطح خطر ۱ و ۲، از نتایج تحلیل ریسک بابل [۲۵] استفاده گردید (شکل

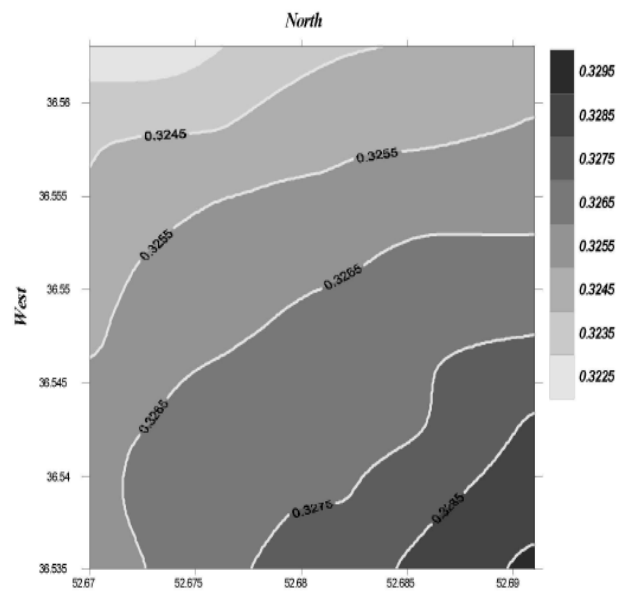
۳۱ تا ۳۳).



شکل ۲۵: توزیع زلزله ها رخ داده در فاصله ۲۰۰ کیلومتری از شهر بابل [۲۵].

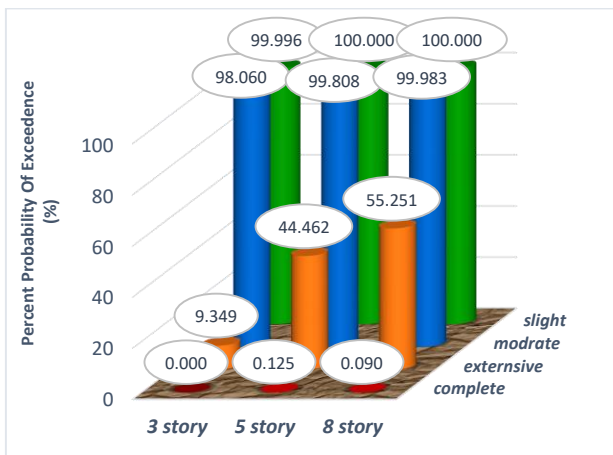


شکل ۲۷: نقشه نهایی پهنه بندی زلزله (براساس PGA) در دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال (سطح خطر ۲) برای شهر بابل [۲۵].

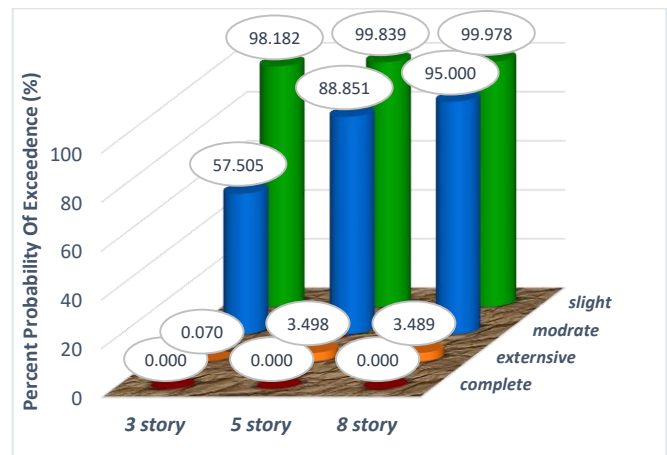


شکل ۲۶: نقشه نهایی پهنه بندی زلزله (براساس PGA) در دوره بازگشت ۴۷۵ سال (سطح خطر ۱) برای شهر بابل [۲۵].

همانطور که در شکل ۳۱ نشان داده شد، نسبت شتاب مبنای طرح زلزله، در سطح خطر ۱ حدوداً بین ۰/۳۲ تا ۰/۳۳ بدست آمد که با عددی که آیین نامه ۲۸۰۰ برای این منطقه ارائه گردیده است، نزدیک به هم می باشد. در شکل ۳۳ نیز نسبت شتاب برای احتمال ۰/۲ رویداد در ۵۰ سال که معادل دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال است (سطح خطر ۲) نشان داده شده است که عددی بین ۰/۵ تا ۰/۵۲ می باشد. در ادامه با توجه به این اعداد میزان خطر پذیری سازه های مورد مطالعه در زلزله ی سطح خطر ۱ و ۲ ارائه گردیده است. همانطور که در شکل ۳۴ مشاهده می شود احتمال خرابی کامل ساختمان در زلزله طرح (زلزله سطح خطر ۱) نزدیک به صفر و احتمال خرابی زیاد نیز ناچیز می باشد، در واقع سازه پایداری خود را بعد از زلزله حفظ کرده است. همانطور که در آیین نامه ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) ذکر گردیده است که هدف این آیین نامه تعیین حداقل ضوابط و مقررات برای طرح و اجرای ساختمان ها در برابر اثرهای ناشی از زلزله است به طوری که با رعایت آن انتظار می رود: با حفظ ایستایی ساختمان در زلزله های شدید (زلزله سطح خطر ۱) تلفات جانی به حداقل برسد و نیز ساختمان در برابر زلزله های خفیف و متوسط بدون وارد شدن آسیب عمده سازه ای قادر به مقاومت باشد.



شکل ۲۹: ریسک سازه ها در زلزله سطح خطر ۲ با $g=0.5$ pga.



شکل ۲۸: ریسک زلزله طرح (سطح خطر ۱) آیین نامه ۲۸۰۰ با $g=0.3$ pga.

۱۳- نتیجه گیری

با توجه به مطالعه صورت گرفته بر روی آسیب پذیری لرزه‌ای ۳ تپ ساختمان بتنی با سیستم قاب خمشی، نتایج زیر حاصل گردید. لازم به ذکر است سازه مدل شده در این پژوهش کاملاً مطابق با آیین نامه‌های ایران نظیر مبحث ۹ مقررات ملی ساختمان و آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش ۳) طراحی شده است.

- با مشاهده دسته منحنی‌های IDA می‌توان به دیدگاه کلی از رفتار سازه، از حد الاستیک کامل تا خرابی کامل دست یافت. در مقایسه رفتار سازه با ارتفاع‌های متفاوت، می‌توان گفت که با افزایش ارتفاع، سازه زودتر وارد ناحیه غیر خطی شده و ظرفیت سازه کاهش می‌یابد.
- به طور کلی با افزایش ارتفاع سازه، آسیب پذیری سازه در چهار سطح خرابی مشخص شده (خرابی ناچیز، متوسط، زیاد و خرابی کامل) افزایش می‌یابد. در $1/5g$ احتمال خرابی کامل سازه ۳، ۵ و ۸ طبقه به ترتیب $0/3$ ، $0/72$ و $0/85$ می‌باشد.
- با افزایش $1/66$ برابر ارتفاع سازه ۳ طبقه به ۵ طبقه احتمال خرابی کامل سازه ۵ طبقه $2/4$ برابر سازه ۳ طبقه می‌گردد، در صورتی که با افزایش $1/6$ برابر ارتفاع سازه ۵ طبقه به ۸ طبقه احتمال خرابی کامل سازه ۸ طبقه $1/18$ برابر سازه ۵ طبقه می‌گردد. به این معنی که با افزایش ارتفاع، احتمال خرابی افزایش می‌یابد، اما روند این افزایش خرابی کاهش می‌یابد.
- با توجه به منحنی‌های ترسیم شده مشاهده می‌شود که برای ساختمان‌های کوتاه مرتبه بتنی (قاب خمشی متوسط) که مطابق آیین نامه‌های رایج ساخته شده‌اند احتمال خرابی زیاد و خرابی کلی به ترتیب در زلزله‌های با PGAهای کمتر از $0/4g$ و $0/9g$ تقریباً ناچیز است. برای سازه‌های متوسط مرتبه و بلند مرتبه احتمال خرابی زیاد و خرابی کلی به ترتیب در زلزله‌های با PGAهای کمتر از $0/2g$ و $0/6g$ تقریباً ناچیز است.
- در زلزله طرح (زلزله سطح خطر ۱) احتمال خرابی کامل ساختمان نزدیک به صفر و احتمال خرابی زیاد نیز ناچیز می‌باشد، که با هدف طراحی آیین نامه ۲۸۰۰ که حفظ ایمنی جانی افراد و به حداقل رساندن تلفات جانی است، مطابقت دارد. در واقع سازه پایداری خود را بعد از زلزله سطح خطر ۱ حفظ می‌نماید.

مراجع

- [1] Akkar, S.; Sucuoglu, H. and Yakut, A. (2005), "Displacement based fragility functions for low- and mid-rise ordinary concrete buildings", *Earthquake Spectra*, 21(4), pp. 901-927.
- [2] Anagnos, T.; Rojahn, C. and Kiremidjian, A.S. (1994). "Building fragility relationships for California", *Proceedings of the Fifth U.S. National Conference on Earthquake Engi Engineering*, pp. 389-396
- [3] Kennedy, R.P.; Cornell, A.C.; Campbell, R.D.; Kaplan, S. and Perla, H.F. (1980). "Probabilistic seismic safety study of an existing nuclear power plant", *Nuclear Eng. & Design*, 59(2).
- [4] Kircher, C.A. and Martin W, "Development of fragility Curve for Estimating of Earthquake Damage Work Shopon Continuing Action to Reduce losses from Earthquake, Washington, Dc : U.S.Geological Survey. (1993).
- [5] Anagnos, T.; Rojahn, C. and Kiremidjian, A.S. "Building fragility relationships for California", *Proceedings of the Fifth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, pp. 389-396 (1994).
- [6] Anagnos, T.Rojahn, C.and Kiremidjiam, "ATC joint Study on Fragility Of Building", NCEER-95-0003, Applied Technology Council, CA.(1995).
- [7] Satoshi TANAKA, Hiroyuki KAMEDA, Nobuoto NOJIMA, Shunsuke OHNISHI, (2000). "Evaluation of Seismic Fragility for Highway Transportation System", publisher:12WCEE.
- [8] Murao, O. and Yamazaki, F. "Development of fragility curves for buildings in Japan", *Confronting Urban Earthquakes: Report of Fundamental Research on the Mitigation of Urban Disasters Caused by Near-Field Earthquakes*, pp. 226-230 (2000).
- [9] Smyth, A. "Probabilistic bene_t-cost analysis for earthquake damage mitigation: Evaluating measures for apartment houses in Turkey", *Earthquake Spectra*, 20(1), (February 2004).
- [10] Aziminejad, A.S. and Moghadam, A. (June 2007). "Effects of strength distribution on fragility curves of asymmetric single story building", *Proceedings of the Ninth Canadian Conference on Earthquake Engineering Ottawa, Ontario, Canada*.
- [11] Mohammad Barkhordary And Saeed Tariverdilo, (2011) 10, "Vulnerability of ordinary moment resistant concrete frames", *Earthq Eng & Eng Vib*, pp. 519-533
- [12] Mark Adom-Asamoah, (16 May, 2012), "Generation of analytical fragility curves for Ghanaian non-ductile reinforced concrete frame buildings", *International Journal of the Physical Sciences Vol. 7(19)*, pp. 2735-2744.
- [13] Frank J. Vecchio; Mohamed Basil Emara; "Shear Deformation in Reinforced Concrete Frames"; *ACI Structural Journal*; V 89, No 1, 1992
- [14] Standard No.2800-05. (2005). "Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings." Third ed., Building and Housing Research Center, BHRC publication, Tehran, Iran
- [15] Office of National Building Regulations. (2009). "Topic ninth national building regulations." Design and implementation of concrete buildings, Tehran, Iran.
- [16] HAZUS-MH MR5, Multi-Hazard loss Estimation Methodology: Earthquake Model. (2003), Department of Homeland security, FEMA, Washington, D.C,
- [17] Mazzoni, S; McKenna, F; Scott, M.H; Fenves, G.L; & Jeremic B; (2007). "OpenSEES Command Language Manual".
- [18] Elnashai, A.S., Pinho, R. and Antoniou (2000), "INDYAS - A Program for Inelastic Dynamic Analysis of Structures," Research Report ESEE/00-2, Engineering Seismology and Earthquake Engineering Section, Imperial College, London.
- [19] Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R. (1988). "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete". *Journal of Structural Engineering*, publisher: ASCE.
- [20] Shome N, Cornell CA, (1999). Probability seismic demand analysis of nonlinear structures Ph.D, dissertation. Stanford University.
- [21] FEMA. Quantification of building seismic performance factors. FEMA P695. (June 2009), Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- [22] Nielson, B.G, (2005). "Analytical Fragility curves for highway bridges bridges in moderate seismic zones", A Thesis presented for PHD degree. School of civil and environmental engineering Georgia institute of Technology, 400 pp,
- [23] Cornell, A. C., Jayaler, F., Hamburger, R. O., and Foutch, A. D. (2002). "Probabilistic basis for 2000 SAC federal emergency management agency steel moment frame guidelines." *J. Struct. Eng.*, 10.1061/ (ASCE)0733-9445(2002)128:4(526), 526-533
- [24] Code No. 360, 2007, Islamic Republic of Iran, Management and Planning Organization, Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings.
- [25] Abdollahzadeh, G., & Shahaky, M. (2011). Probabilistic seismic hazard assessment of Babol, Iran. *Iranian Journal of Energy & Environment*, 2, 274-285.

- [26] Pahlavan, H., Zakeri, B., Amiri, G. G., & Shaianfar, M. (2015). Probabilistic vulnerability assessment of horizontally curved multiframe RC box-girder highway bridges. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 30(3), 04015038.