

تأثیر مدت زمان حرکت قوی زمین بر ضربه بین دو سازه قاب خمشی فولادی

جواد واثقی امیری^{۱*}، سید ابوالفضل ناصری^۲

۱-استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، بابل، ایران

۲-دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، بابل، ایران

چکیده

معمولاً در زلزله‌های متوسط و شدید اگر فاصله میان سازه‌های مجاور کافی نباشد و خواص دینامیکی سازه‌ها با هم متفاوت باشد به دلیل ارتعاش غیر هم‌فاز سازه‌ها پدید ضربه رخ می‌دهد. عوامل مختلفی در چگونگی ضربه بین سازه‌ها موثر می‌باشد و محققان در گذشته عوامل گوناگونی همچون فاصله میان دو سازه، نوع ضربه، نحوه انتقال نیرو بین دو سازه، کاهش خسارت ناشی از ضربه و... را بررسی کرده‌اند. نوع شتاب نگاشت نیز از عواملی است که می‌تواند روی میزان ضربه بین دو سازه تأثیرگذار باشد و یکی از پارامترهای مهم شتاب نگاشت، مدت زمان حرکت قوی زمین است که بررسی تأثیر آن بر چگونگی پاسخ سازه‌ها از اهمیت فراوان. در این تحقیق به بررسی اثر مدت زمان حرکت قوی زمین بر ضربه بین دو سازه مجاور پرداخته می‌شود. به این منظور سازه‌های قاب خمشی فولادی ۵، ۸ و ۱۲ طبقه‌ای طراحی گردید که در سه حالت (مدل‌های ۵-۸، ۵-۱۲ و ۸-۱۲ طبقه در کنار هم) مورد تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی قرار گرفته‌اند. در این تحلیل‌ها از ۱۵ شتاب نگاشت که شامل سه طیف از مدت زمان حرکت قوی زمین متفاوت است، (۰ تا ۱۰ ثانیه، ۱۰ تا ۳۰ ثانیه و ۳۰ ثانیه و بالاتر) بهره گرفته شده است. همچنین به منظور دریافت نیروی ضربه در بین سازه‌ها در تراز کف طبقات از المان الاستیک خطی استفاده شده است. نتایج نشان می‌دهد که در سازه‌هایی که فاصله یک درصد ارتفاع در آنها رعایت نشده است، با افزایش مدت زمان حرکت قوی زمین، بیشترین نیروی ضربه بین دو سازه نیز با شیب ملایمی افزایش می‌یابد و این نرخ رشد در سازه‌هایی که دارای فاصله نیم درصد ارتفاع بوده‌اند، بیشتر از سازه‌هایی که بدون فاصله از هم بوده‌اند، مشاهده شده است.

کلمات کلیدی: ضربه سازه‌ای، مدت زمان حرکت قوی زمین، المان الاستیک خطی، تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی، قاب خمشی

فولادی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:			
10.22065/jsce.2018.88947.1229	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
doi: 10.22065/jsce.2018.88947.1229	۱۳۹۸/۰۶/۰۱	۱۳۹۶/۱۰/۳۰	۱۳۹۶/۱۰/۳۰	۱۳۹۶/۰۸/۰۵	۱۳۹۶/۰۳/۲۰
جواد واثقی امیری Vaseghi@nit.ac.ir			*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:		

The Effect of Strong Motion Duration on Pounding of Steel Moment Frame Building

Javad Vaseghi Amiri ^{1*}, Seyed Abolfazl Naseri ²

1-Professor, Faculty of Civil Engineering, Babol Noshirvani University of Technology, Babol, Iran
2-M.Sc. Student in Structural Engineering, Faculty of Civil Engineering, Babol Noshirvani University of Technology, Babol, Iran

ABSTRACT

Usually during moderate and strong earthquakes, if the space between the adjacent structures is not enough, structural pounding will occur which is due to the out-of-phase vibration of the structures regarding the differences in dynamic properties of the structures. Different factors contribute in the state of structural pounding, and researchers have already studied several factors including the space between two structures, the type of pounding, force transmission means, reducing the pounding damage and etc. Record is one of the factors which can affect the structural pounding, and one of the most crucial parameters of record is strong ground motion duration which its analysis is very important in the quality of structural response. In this study, effect of strong ground motion duration on the adjacent structural pounding is investigated. To do so, steel moment resisting frames in 5, 8 and 12 floors are designed which are paired together in three forms of 5-8, 5-12, and 8-12 models for nonlinear time history analysis. In this analysis, 15 records that include three intervals for strong ground motion duration are being implemented (0 to 10 seconds, 10 to 30 seconds, 30 seconds and more). Besides, in order to obtain the pounding force between structures, linear elastic elements are used in floor levels. Results show that in structures in which the space equal to 1% of their heights are not considered, with increasing the strong ground motion duration, maximum structural pounding will also increase with a smooth gradient, and for the structures with space equal to 0.5% of their heights, this increase rate is more compared to the structures with no space.

ARTICLE INFO

Received: 10/06/2017
Revised: 27/10/2017
Accepted: 20/01/2018

Keywords:

Structural pounding,
Strong ground motion duration,
Linear elastic element,
Nonlinear time history analysis,
Steel moment frame.

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2018.88947.1229

*Corresponding author: Javad Vaseghi Amiri
Email address: Vaseghi@nit.ac.ir

۱- مقدمه

از مهم‌ترین پدیده‌هایی که اغلب اوقات موجب خسارات اقتصادی و تلفات انسانی می‌شود، زلزله است و به دلیل غیرقابل پیش بینی بودن این پدیده، آمادگی در برابر آن اهمیت دوچندان می‌یابد. نگاهی گذرا به این پدیده چه در تاریخ معاصر ایران و چه در گوشه و کنار جهان باعث تأسف هر انسانی می‌گردد.

تحقیق بر روی خصوصیات مختلف زلزله و نوع خسارات احتمالی آن امری مهم و حساس می‌باشد و یکی از خصوصیات مهم زلزله اثر مدت زمان حرکت قوی زمین بوده که در تحقیق حاضر به آن پرداخته می‌شود.

• مدت زمان حرکت قوی زمین :

اولین گام در مطالعه بر روی مدت زمان حرکت قوی زمین، تعریف این مشخصه است. برای ارائه تعریفی جامع و همه جانبه از مدت زمان حرکت قوی زمین محققان متعدد پیشنهادهای ارائه کرده‌اند اما تاکنون موفق به ارائه تعریف جامعی نشده‌اند. تحقیقات آزمایشگاهی قابل توجه بودن اثر مدت زمان حرکت قوی زمین را نشان می‌دهد. در بعضی از تحقیقات که اثر این مشخصه با حداکثر تغییر مکان سازه و یا جابجایی نسبی سنجیده شده است ناچیز بوده است.

• ضربه :

در زمان وقوع زلزله خسارات گوناگونی می‌تواند در سازه به وجود آید. اگر در یک رویداد لرزه‌ای، فاصله‌ی دو سازه‌ی مجاور کافی نباشد و دو سازه خصوصیات دینامیکی متفاوتی داشته باشند ارتعاش این سازه‌ها غیرهم فاز بوده و سازه‌ها به هم ضربه وارد می‌کنند. عموماً ضربه‌ی بین سازه‌های در زلزله‌های متوسط و شدید خسارات جدی در سازه‌ها مشاهده شده است.

از نمونه‌های بارز ضربه‌ی بین سازه‌ی می‌توان به زلزله‌ی مکزیکوسیتی اشاره کرد که یکی از عوامل اصلی فروریزش بیش از ۱۵ درصد از سازه‌های فروریخته بوده است. همچنین در زلزله‌ی لوماپریتا^۱، ضرباتی که موجب خسارات سازه‌ای شده‌اند، تا فاصله‌ی ۹۰ کیلومتری از کانون زلزله مشاهده شده است.

۲- مروری بر تحقیقات گذشته

در سال‌های اخیر تحقیقات زیادی در رابطه با آسیب‌های سازه‌ای و پارامترهای که بطور مستقیم یا غیرمستقیم با مدت زمان حرکت قوی زمین در ارتباط هستند، انجام شده است. این پژوهش‌ها با سرعت نسبتاً خوبی در حال گسترش می‌باشد؛ به عنوان مثال می‌توان به پیشنهاد چای و فجفر^۲ که بیان داشتند زلزله‌هایی که مدت زمان بلندتری دارند، باید ضریب برش پایه بیشتری داشته باشند، اشاره کرد؛ در عین حال شومه و همکارانش^۳ نشان دادند در شتاب طیفی برابر، مدت زمان حرکت قوی زمین تاثیر قابل ملاحظه‌ای ندارد [۱، ۲]. در ادامه ابتدا به خلاصه‌ای از تحقیقات انجام شده پیرامون مدت زمان حرکت قوی زمین اشاره می‌شود.

تعداد زیادی تحقیقات آزمایشگاهی در رابطه با چگونگی شکست مفاصل در ساختمان‌های فولادی که تحت تاثیر زلزله‌های نورتریج و کوبه صورت گرفته است [۳-۱۲]. مندر و همکارانش^۴ با باگذاری اتصالات با دو نوع دامنه بارگذاری یکسان و متغیر، به این نتیجه رسیدند که شکست اتصال با مدل آسیب تجمعی خطی قابل پیش بینی و تخمین می‌باشد [۴]، که این نتیجه مشابه نتیجه تحقیق مینر^۵ برای خستگی ماده در تعداد چرخه بالا است. در شکل (۱) می‌توان رابطه چرخش پلاستیک و تکرار چرخه منجر به شکست اتصال این تحقیق را مشاهده نمود [۱۳]. اهمیت تعداد چرخه بارگذاری و متعاقباً مدت زمان حرکت قوی زمین در تخمین شکست در این امر مشهود به نظر می‌رسد. به عنوان مثال فرض کنید زلزله‌ای در یک مفصل پلاستیک با ایجاد دوران ۱/۵ درجه ($10^{-2} * 2.26$ رادیان)، ۱۰ درصد آسیب لازم برای شکست را ایجاد کند؛ اگر مدت زمان این زلزله افزایش یابد و تعداد چرخه‌ها در این دامنه به ده چرخه برسد، مفصل تقریباً دچار شکست شده است [۱۴].

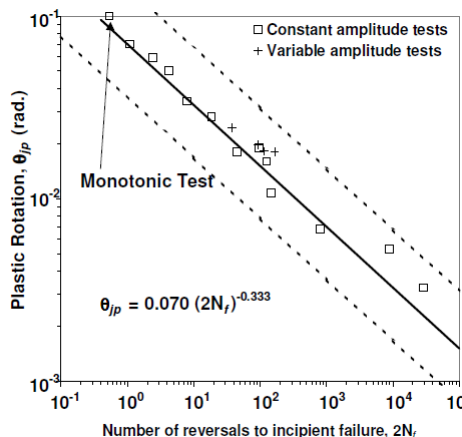
¹ Lomaperita

² Chai and Fajfar

³ Shome et al

⁴ Mander et al.

⁵ Miner



شکل ۱: اثر خستگی تکرار بر چرخش پلاستیک اتصال (۴)

مدل آسیب تجمعی خطی، تنها یکی از الگوهای تخمین خسارت سازه است. یکی دیگر از مدل‌های آزمایشگاهی که بیشتر مورد استفاده قرار می‌گیرد، توسط پارک و آنگ^۶ [۱۵] و پارک و همکارانش ارائه شد [۱۶-۱۸]. این مدل در ابتدا برای تخمین خسارت تیرها و ستون‌های بتن آرمه طراحی شده بود. ترکیب انرژی هیستریزس تجمعی و حداکثر تغییر شکل در تخمین آسیب یک المان نقش اصلی را ایفا می‌کنند. این مدل با رابطه (۱) قابل محاسبه است.

$$D_{pa} = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \left(\int de \right) \quad (1)$$

در این رابطه δ_u ظرفیت تغییر شکل نهایی در بارگذاری استاتیکی، δ_m حداکثر تغییر شکل سازه، Q_y مقاومت تسلیم محاسبه شده، $\int de$ انرژی هیستریزس جذب شده‌ی تجمعی بوده و D_{pa} شاخص خسارت پارک انگ می‌باشد. همچنین ضریب β نمایانگر اهمیت مدت زمان در جمله مربوط به انرژی هیستریزس آسیب می‌باشد. المان‌های سازه‌ای که زوال مقاومت و سختی دارند، ضریب β دارند. این امر بیشتر بودن اهمیت مدت زمان حرکت قوی را نشان می‌دهد. چای و همکارانش نشان دادند شاخص خسارت پارک و آنگ قابلیت استفاده برای سازه‌های فولادی را نیز دارد؛ لازم به ذکر است که اندکی نیاز به تغییر دارد تا در محاسبه آسیب، انرژی جذب شده شکست مونوتونیک $\int dem$ مجدد حساب نشود [۵].

$$D_{pa}^* = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \frac{\beta^*}{Q_y \delta_u} \left(\int de - \int dem \right) \quad (2)$$

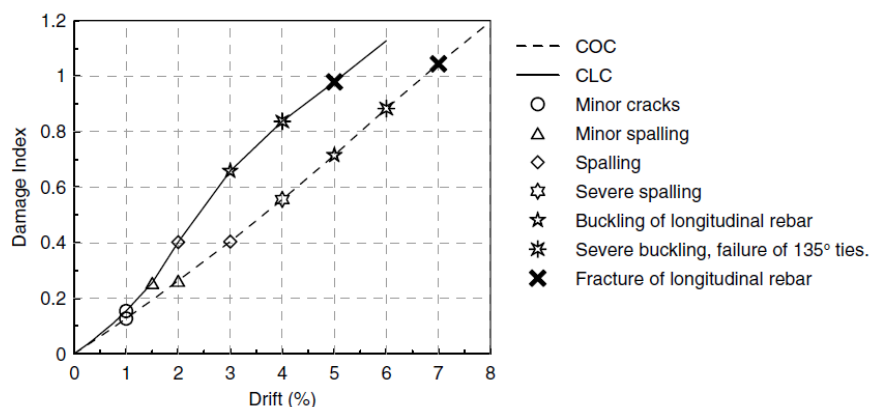
یکی از مسائل مهم و تاثیرگذار در محاسبه شاخص خسارت پارک و آنگ انتخاب ضریب β است. پارک و همکارانش با بررسی فراوان برای بتن و فولاد به ترتیب مقادیر ۰/۰۵ و ۰/۰۲۵ را پیشنهاد دادند [۱۷]. سورس^۷ نشان داد مقادیر ۰/۱۴۷ و ۰/۰۳۲ به ترتیب برای قاب‌های خمشی مهاربندی شده و مهاربندی نشده مناسب می‌باشند؛ همچنین کوسنزا و منفردی^۸ برای ضریب β مقادیری بین ۰/۳- تا ۱/۲ با میانگین ۰/۱۵ پیشنهاد کردند [۱۹]. اثر مدت زمان حرکت قوی زمین و در نتیجه فاکتور β وابستگی بسیاری به نوع سیستم سازه‌ای دارد. المان‌ها در اغلب سازه‌های رایج بیشتر به انرژی تجمعی جذب شده و در نتیجه به مدت زمان حرکت قوی زمین حساس هستند و کمتر به حداکثر جابه‌جایی حساس می‌باشند [۱۴]. تحقیقات کوسنزا و منفردی نشان دهنده این موضوع بود که مقادیر β بین ۰/۶ تا ۰/۸ در روش‌های انرژی تا حد قابل قبولی مناسب هستند، در حالی که مقادیر ۰/۰۵ تا ۰/۱ نمایانگر کم بودن اثر انرژی در نتایج است [۲۰]. او و

⁶ Park and Ang

⁷ Sorace

⁸ Cosenza and Manfredi

همکارانش^۹ بصورت آزمایشگاهی و مدل سازی رفتار ستون ها پل بتنی را تحت اثر مدت زمان حرکت قوی مورد بررسی قرار داده و به نتایجی که در شکل (۲) نشان داده شده است، رسیده اند.



شکل ۲: نتایج آزمایشگاهی او و همکاران در رابطه با ستون های پل بتنی تحت اثر مدت زمان حرکت قوی زمین (۲۱).

همانطور که در 0 (۲) مشخص می باشد راستای افقی بیانگر جابجایی نسبی (دریفت) و راستای قائم نمایانگر شاخص خسارت می باشد همچنین ستون با بارگذاری پروتکل مدت زمان حرکت قوی بلند و کوتاه به ترتیب با حروف CLC و COC از یکدیگر تفکیک شده اند. ستون با بارگذاری پروتکل مدت زمان حرکت قوی بلند ظرفیت جابه جایی نسبی کمتری از خود نشان داد. تغییرات قابل توجه در شاخص خسارت برای ستون با حرکت قوی زمین بلند برای جابه جایی های نسبی بیشتر از ۲ درصد قابل مشاهده می باشد [۲۱]. برخی از پژوهش های آزمایشگاهی که تاکنون به صورت مستقیم یا غیرمستقیم در رابطه با تاثیر مدت زمان حرکت قوی زمین بوده است، در جدول (۱) گردآوری شده است [۲۲].

جدول ۱: تحقیقات مدل سازی انجام شده روی اثر مدت زمان حرکت قوی زمین با اندازه گیری حداکثر تغییر مکان یا جابه جایی نسبی (۲۲)

میزان اثر	دیگر پرامترهای ورودی	پارامتر وابسته به مدت زمان حرکت قوی	مدل سازه ای	تحقیق
زیاد	-	خسارت ناشی از پیش لرزه	سازه تک درجه آزادی همراه با قسمت نرم شونده	اشهایم و بلک (۲۳)
زیاد	شتاب نگاشت	مدت زمان برآکت	دیوار بنایی همراه با زوال	ایبل و همکارانش (۲۴)
زیاد	شتاب نگاشت شبیه سازی شده	خسارت ناشی از پس لرزه	سازه تک درجه آزادی همراه با قسمت نرم شونده	مهبین (۲۵)
زیاد	شتاب نگاشت شبیه سازی شده	مدت زمان حرکت قوی زمین شبیه سازی شده	سازه تک درجه آزادی شیب قسمت سخت شونده صفر همراه با بار ثقل	جنینگز و هاسید (۲۶)
متوسط	شتاب طیفی	زلزله های متفاوت	قاب فولادی مهاربندی شده	ترمبلی (۲۷)
متوسط	شتاب نگاشت	خسارت ناشی از پس لرزه	سازه تک درجه آزادی همراه با زوال سختی و مقاومت	گوپتا و همکارانش (۲۸)
کم	پالس مدت زمان حرکت قوی زمین بلند	-	سازه ۱۰ طبقه با دیوار برشی بتن مسلح	بونلی (۲۹، ۳۰)
بی اثر	شتاب طیفی	تعاریف متفاوت مدت زمان حرکت قوی زمین	سازه ۸ طبقه با دیوار برشی بتن مسلح	هنکوک و بومر (۳۱)
بی اثر	شتاب نگاشت	مدت زمان معنادار	۱۲ سازه تک درجه آزادی غیرخطی	یرولینو و همکارانش (۳۲)
بی اثر	شتاب طیفی	مدت زمان معنادار	۲۴ سازه تک درجه آزادی غیرخطی	کوسنزا و همکارانش (۳۳)

⁹ Ou et al

در یک رویداد لرزه‌ای می‌توان پاسخ‌های متفاوتی را از دو سازه که در کنار هم قرار دارند انتظار داشت، به طوری که حتی در زمان‌هایی از زلزله، تاریخچه پاسخ آن‌ها می‌تواند هم سو با یکدیگر نبوده و در اصطلاح ارتعاش آن‌ها غیرهم‌فاز باشد. اگر در زمان ارتعاش غیرهم‌فاز دو سازه، فاصله بین آنها کافی نباشد (پیشنهاد استاندارد ۲۸۰۰ یک درصد ارتفاع سازه است)، ضربه در سازه‌ها به وجود می‌آید. البته ممکن است ضربه سازه‌ای در زلزله‌های ضعیف مخرب نباشد. معمولاً ضربه بین سازه‌ای در زلزله‌های متوسط و شدید موجب خرابی سازه‌ها شده است و بیشتر در این زلزله‌ها مطرح می‌شود. نمونه بارزی از ضربه سازه‌ای را می‌توان در زلزله ۱۹۸۵ مکزیکوسیته مشاهده نمود. به گزارش برترو^{۱۰} در ۴۰ درصد از ۳۳۰ ساختمان فروریخته، ضربه سازه‌ای از عوامل فروریزش بوده است و در ۱۵ درصد آن‌ها ضربه علت اصلی فروریزش ساختمان بوده است [۳۴]. پوپوف نیز در تحقیقی بیان داشت که در این زلزله، علت اصلی فروریزش ساختمان‌ها عدم ارتفاع ساختمان‌های مجاور و در یک امتداد نبودن سقف‌های آن‌ها بوده است. پس می‌توان علت اصلی فروریزش سازه‌ها را ضربه میان ستونی و ضربه سازه‌ها با ارتفاع‌های نامساوی دانست [۳۵]. جلالی و همکاران به بررسی ضربه سازه‌های مجاور با احتساب اندرکنش خاک و سازه پرداختند. ایشان سازه‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه را طوری دو به دو در کنار هم مدل‌سازی کردند که جرم سازه ۵ طبقه دو برابر جرم سازه ۳ طبقه و جرم سازه ۸ طبقه دو برابر جرم ۵ طبقه باشد؛ این سازه‌ها تحت هشت شتاب‌نگاشت قرار داده شد و نتایج نیز توسط تحقیقات عددی و آزمایشگاهی دیگر مورد صحت‌سنجی قرار گرفت. از مهم‌ترین نتایج حاصل از این تحقیق می‌توان به این موضوع اشاره کرد که بر مبنای پاسخ این سازه‌ها فاصله یک درصد ارتفاع که عدد آیین‌نامه می‌باشد برای این سازه‌ها محافظه‌کارانه می‌باشد. جانکوسکی در پژوهش خود طیف نیروی ضربه را مورد بررسی قرار داد و اقدام به ساختن طیف نیروی ضربه کرد و اثر پارامترهایی مانند جرم، میرایی، فاصله بین دو سازه و فاصله زمانی را ارزیابی نمود. او همچنین در مدل‌سازی ضربه از المان ویسکوالاستیک غیرخطی استفاده کرد. تحلیل‌ها نیز در دو حالت الاستیک و غیرالاستیک انجام گرفت. در نهایت این نتایج حاصل شد که با افزایش فرکانس سازه‌های مجاور، امکان وقوع ضربه کم می‌شود. همچنین اگر هدف طراحی دو سازه مجاور یکدیگر باشد، باید در طراحی سازه‌ها به طیف نیروی ضربه توجه گردد [۳۶]. گل‌تبار و غنی‌نیا ضربه پیش‌ساز دو ساختمان مجاور را مورد ارزیابی قرار دادند. ایشان در مطالعه خود سازه‌های ۳، ۵ و ۸ طبقه را مدل‌سازی کرده و محل ضربه را در محل اتصال تیر به ستون در نظر گرفتند و از المان الاستیک خطی در مدل‌سازی ضربه استفاده نمودند. همچنین از تحلیل دینامیکی تحت ۳ شتاب‌نگاشت در نرم‌افزار ETABS استفاده گردید؛ نتایج نشان می‌دهد که در اثر ضربه پاسخ سازه کوتاه‌تر افزایش و پاسخ سازه بلندتر کاهش می‌یابد. همچنین در حالت با ضربه پیش‌ساز ساختمان از حالت بدون ضربه به مراتب کمتر می‌باشد. عبدالله و همکاران به منظور کاهش خسارت ناشی از ضربه از میراگر جرمی مشترک استفاده نمودند. یکی از دلایل استفاده از این میراگر این است که طراحی آن وابسته به زلزله خاصی نمی‌باشد. در تحقیق آنها بررسی دو ساختمان هشت طبقه در کنار یکدیگر و تحت دو شتاب‌نگاشت انجام گرفت. آنها دو مورد بهینه‌سازی را در نظر گرفتند. در مورد اول کاهش تغییرمکان همه طبقات دو ساختمان را به عنوان هدف بهینه‌سازی در نظر گرفته و میراگر جرمی مشترک به خوبی در این حالت موثر واقع شد. در مورد دوم تنها تغییر مکان بام معیار بهینه‌سازی قرار گرفت. تغییرمکان‌های کوچک طبقات زیرین، علت این نوع بهینه‌سازی بوده است. در این حالت نیز میراگر جرمی مشترک بهتر از حالتی عمل کرد که به صورت منفرد تنها بر روی یک سازه عمل کند [۳۷].

۳- مدل‌سازی و شتاب‌نگاشت‌ها

در این تحقیق سه نوع سازه ساختمانی قاب خمشی فولادی متوسط به تعداد طبقات ۵، ۸ و ۱۲ طبقه در حالت ۴ دهانه طراحی گردید. این سازه‌ها در نرم‌افزار Etabs v2015 مورد طراحی و کنترل قرار گرفت. سپس به منظور انجام تحلیل‌های غیرخطی مدل‌های طراحی شده را در حالت‌های مختلف در نرم‌افزار Sap v19 کنار هم قرار داده شده است. سازه‌های طراحی شده شامل سازه‌های ۵، ۸ و ۱۲ طبقه در حالت ۴ دهانه به دهانه‌هایی به طول ۵ متر و ارتفاع طبقات ۳ متری مفروض گردیده است.

¹⁰ Bertro

سازه‌های مورد بررسی تحت بارگذاری لرزه‌ای بر مبنای استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم قرار گرفته است. تمامی مدل‌ها برای مناطقی در شرایط ساختگاهی با خطر لرزه‌ای زیاد ($A=0.3$) و خاک متراکم یا متوسط (خاک نوع ۳ در استاندارد ۲۸۰۰) در نظر گرفته شده است. استاندارد ۲۸۰۰، اوج شتاب زمین معادل با $0.3g$ را در مناطقی با خطر لرزه‌ای زیاد برای ۱۰ درصد احتمال رخداد زلزله در ۵۰ سال عمر مفید سازه پیشنهاد کرده است. دیگر پارامترهای طراحی لرزه‌ای شامل پریرود اصلی سازه، درجه اهمیت، ضریب رفتار و حداکثر تغییر مکان نسبی طبق آیین‌نامه در نظر گرفته شده است. همچنین اثرات ناشی از $P-\Delta$ در تحلیل و طراحی سازه‌ها لحاظ شده است. سیستم باربری جانبی این مدل‌ها قاب خمشی متوسط می‌باشد که مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ پارامترهای لرزه‌ای این نوع سیستم عبارتست از:

$$R = ۰ ، \Omega = ۳ ، C_d = ۴$$

برای طراحی، بارهای زنده و مرده به ترتیب ۱،۲ و ۳ تن بر متر فرض شده است؛ مشخصات کلیه مصالح مصرفی در فرآیند طراحی و کنترل مطابق جدول (۲) می‌باشد.

جدول ۲: مشخصات مصالح مصرفی

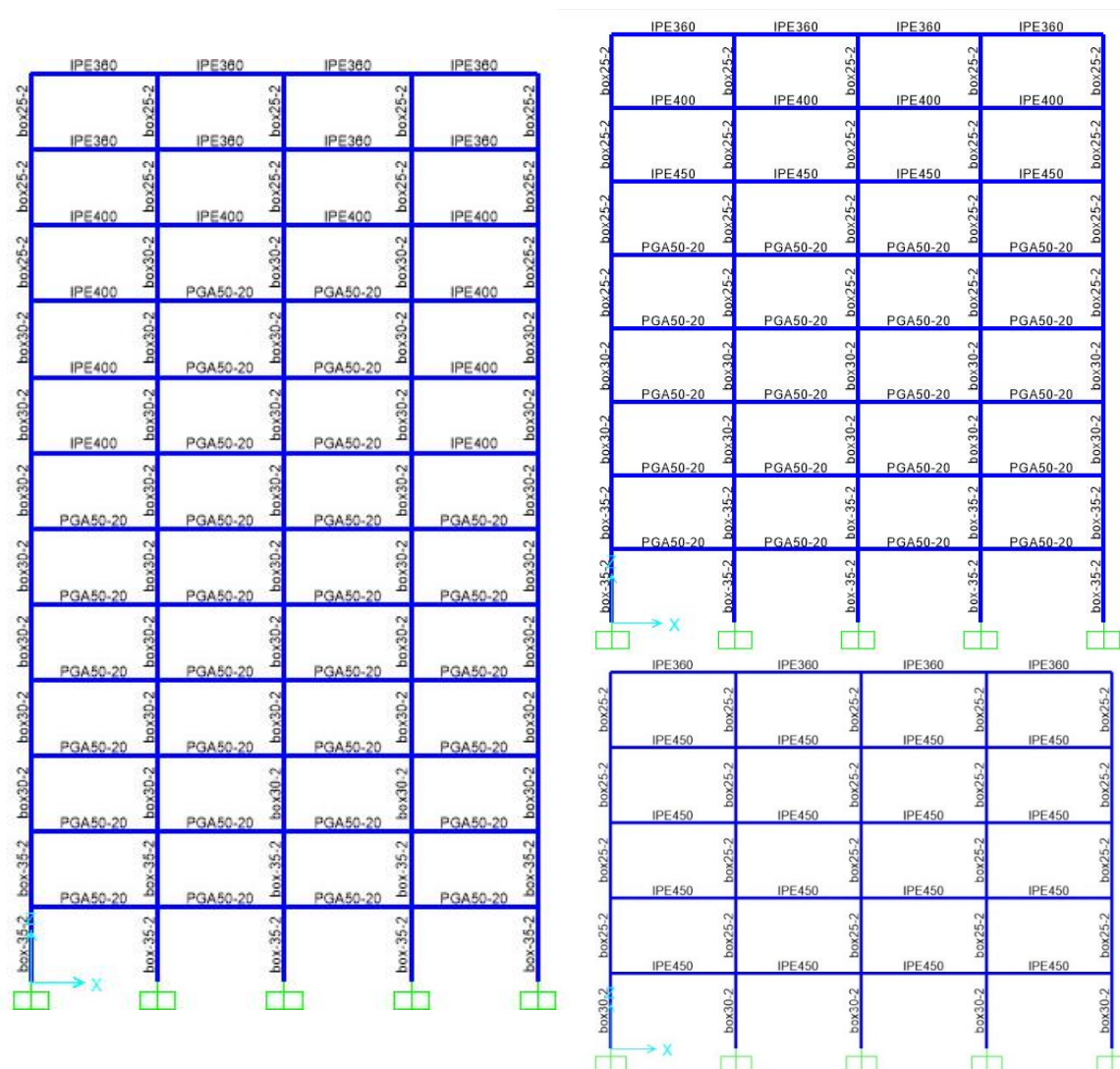
مقاومت جاری شدن فولاد (F_y)	2400 Kgf/cm ²
مقاومت نهایی فولاد (F_u)	3700 Kgf/cm ²
مقاومت مورد انتظار جاری شدن فولاد (F_{ye})	2640 Kgf/cm ²
مدول الاستیسیته فولاد (E)	2.1E+10 Kgf/cm ²
ضریب پواسون فولاد (ν)	0.3
وزن (W)	7850 Kgf/m ³

با توجه به کلیه پارامترهای فرض شده سازه‌ها طراحی گردید و کنترل جابجایی نسبی (دریفت) با توجه به زمان تناوب تحلیلی سازه‌ها محاسبه و کنترل شده است. با توجه به محاسبه دریفت در کلیه مدل‌های حاضر کنترل دریفت تعیین کننده بوده است. در تمامی اعضا سعی بر آن شد که نسبت نیاز به ظرفیت به عدد ۱ نزدیک باشد. مقاطع مدل‌های طراحی شده در شکل (۳) نشان داده شده است.

جهت تعیین اثر مدت زمان حرکت قوی زمین بر روی ضربه دو ساختمان مجاور از نرم افزار SAP v19 استفاده شده است که در ادامه به شرح نحوه ی مدلسازی پرداخته خواهد شد.

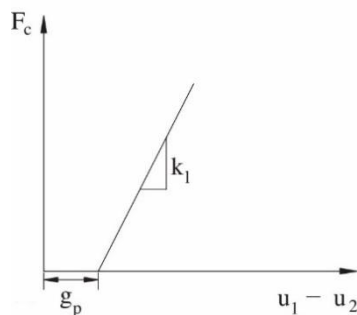
در این تحقیق سازه‌های طراحی شده به منظور تعیین اثر ضربه دو به دو در کنار هم قرار داده شده‌اند. این مدل‌ها در حالتی با درز انقطاع‌های ۱ درصد ارتفاع کل سازه (پیشنهاد استاندارد ۲۸۰۰)، ۰،۵ درصد ارتفاع کل سازه (نصف پیشنهاد استاندارد ۲۸۰۰) و بدون درز انقطاع در نظر گرفته شده است. به منظور تعیین نیروی ناشی از ضربه‌های ساختمان‌های مجاور بین دو ساختمان المان گپ^{۱۱} قرار داده شده است.

^{۱۱} GAP



شکل ۳: مقاطع سازه ۵، ۸ و ۱۲ طبقه قاب خمشی فولادی

این المان بعد از حذف فاصله بین دو سازه که در المان نیز معرفی شده است، به صورت یک فنر خطی شروع به کار می‌کند. رفتار نیرو- تغییر مکان المان الاستیک خطی در شکل (۴) نشان داده شده است.



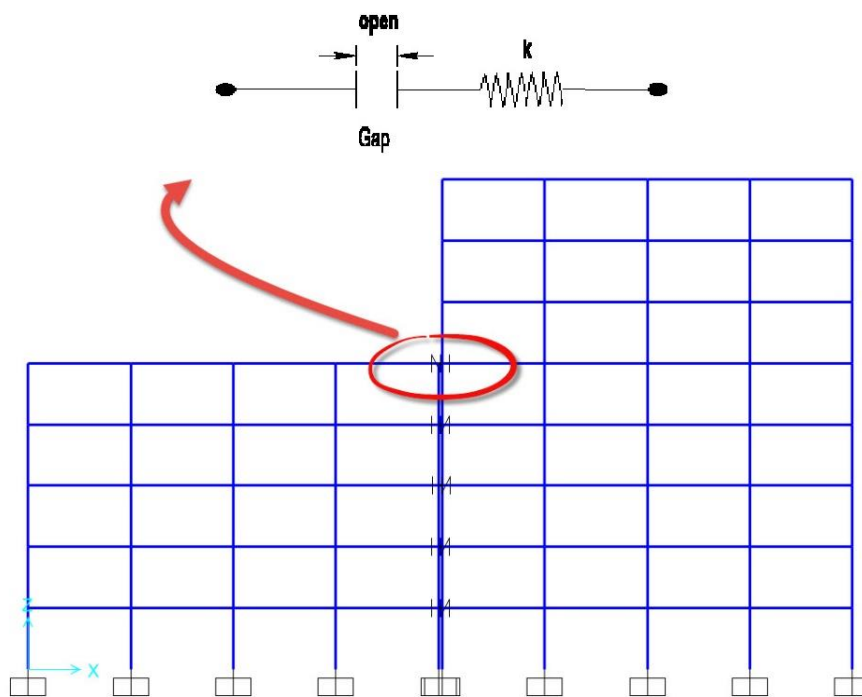
شکل ۴: رفتار نیرو- تغییر مکان المان الاستیک خطی

رابطه نیرو- تغییر مکان المان در رابطه (۳) بیان شده است.

$$F_c = 0 \quad \text{if} \quad \delta(t) = u_1 - u_2 - g_p \leq 0 \quad (3)$$

$$F_c = k_I(u_1 - u_2 - g_p) \quad \text{if} \quad \delta(t) = u_1 - u_2 - g_p > 0$$

رابطه (۳)، نیروی المان تماس، u_1 و u_2 به ترتیب تغییر مکان دو نقطه انتهایی المان می باشد. g_p فاصله بین دو سازه مجاور است که در صورت بسته شدن این فاصله، المان می تواند نیرو بگیرد. k_I سختی المان تماس الاستیک خطی است. آنانگوستوپولوس^{۱۲} سختی المان تماس الاستیک خطی را ۲۰ برابر سختی طبقه یا سختی درون صفحه سازه های برخورد کننده پیشنهاد داد [۳۸]. میسون و کاسای^{۱۳} این سختی را بی نهایت در نظر گرفتند [۳۹ و ۴۰]. جلالی و همکاران در تحقیقی، سختی را ۲۰ برابر سختی هر طبقه در نظر گرفته اند. سروقد مقدم و همکاران در یک مطالعه "آزمایشگاهی اثرات برخورد لرزه ای ساختمان های مجاور" برای سختی المان الاستیک خطی عدد $1E+7$ کیلوگرم بر متر را پیشنهاد داده است. با توجه اختلاف کم دو رابطه پیشنهادی، سختی عدد 10^7 کیلوگرم بر متر در نظر گرفته شد [۴۰]. در شکل (۵) نحوه قرارگیری المان گپ در میان دو سازه مجاور نشان داده شده است.

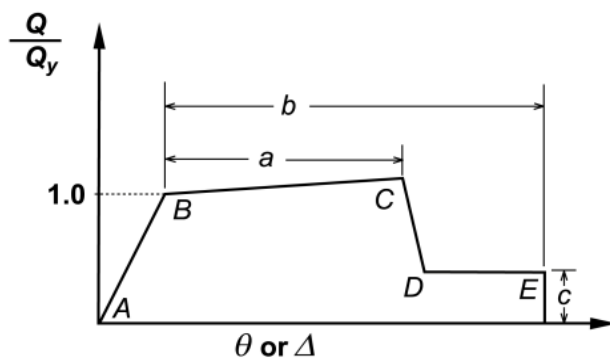


شکل ۵: نحوه قرارگیری المان GAP

¹² Anagnostopoulos

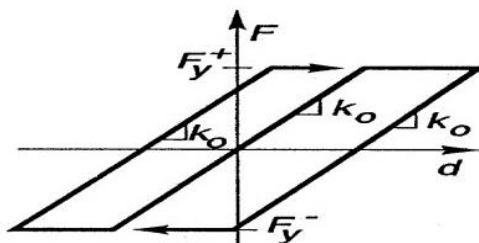
¹³ Maison, Kasai

در پروژه ATC-33 که اجازه چاپ آن در FEMA 273 و پس از آن در FEMA 356 داده شده، شکل پذیری اجزای سازه‌ای با منطق قابل قبولی مطابق شکل (۶) مدلسازی شد. همان‌طور که در شکل (۶) مشاهده می‌شود، در این مدل مقاومت بعد از حداکثر مقدار خود در نقطه C افت شدیدی تا نقطه D دارد سپس از نقطه D تا نقطه خاص E که مقاومت به صفر می‌رسد، در مقدار مقاومت باقی مانده ثابت خواهد ماند. گستردگی استفاده از این مدل در تحقیقات مختلف و ارائه آن در آیین‌نامه و نشریات باعث گردید بصورت وسیعی از این روش در تحلیل‌های غیرخطی استفاده شود.



شکل ۶: رفتار عمومی نیرو-جابجایی اجزای سازه‌ای [۴۴]

رفتار دینامیکی غیرخطی اعضا به دلیل قرار گرفتن آنها تحت اثر بارهای رفت و برگشتی متغییر با زمان یک رفتار چرخه‌ای بسیار پیچیده می‌باشد. بر همین اساس، تاکنون تئوری‌های چرخه هیستریزس متفاوتی برای اعضا مختلف بسته به جنس، بارگذاری و شرایط مرزی آنها ارائه شده است. بطور کلی برای اعضا فولادی خمشی استفاده از چرخه هیستریزس کینماتیک رایج‌تر و برای اعضا بادبندی استفاده از چرخه هیستریزس تاکدا مناسب‌تر است، از این رو در این تحقیق از منحنی‌های چرخه‌ای کینماتیکی برای اعضا استفاده گردید. این چرخه در شکل (۷) نشان داده شده است.



شکل ۷: منحنی چرخه‌ای کینماتیکی

نرم افزار SAP v19 از مدل میرایی رایلی برای بیان میرایی استفاده می‌کند. به این ترتیب فرض می‌شود که سازه یک ماتریس میرایی C دارد که توسط رابطه (۴) تعریف می‌شود:

$$C = \alpha[M] + \beta[K] \quad (4)$$

در این رابطه M ماتریس جرم، K ماتریس سختی الاستیک اولیه، α و β هر دو ضرایبی می‌باشند که از فرض نسبت‌های میرایی مناسب برای دو مود ارتعاشی سازه بدست می‌آیند. همان‌طور که عنوان شد پس از پایان مدلسازی در نرم‌افزار، نیاز به شتابنگاشت‌هایی برای اعمال به سازه است. از این رو در ادامه در رابطه با شتاب نگاشت‌ها و زمان وقوع آن‌ها اطلاعاتی ارائه خواهد شد. در جدول (۳) اطلاعات پیرامون رکوردها ارائه گردید.

جدول ۳: مشخصات شتاب نگاشت‌ها

Year	Earthquake	Me (Mw)	Station or ID	Soilg	5-95% Ds (s)	
1999	Chi-Chi, Taiwan	6.3	TCU 079	D	5.1	0-10 sec
1999	Duzce	7.4	BLOU	D	9	
1979	IMPVALL.H	6.53	Aeropuerto mexicali	D	9.8	
1995	COBE	6.9	KJMA	D	9.5	
1994	NORTHR	6.69	Beverly Hills	D	9.3	
1999	Chi-Chi, Taiwan	7.62	CHY 014	D	27.2	10-30 sec
1999	Duzce	7.14	duzce	D	11.1	
1979	IMPVALL.H	6.53	Elcentro Arroyo#1	D	19.5	
1995	COBE	6.9	Amagasaki	D	19.4	
1994	NORTHR	6.69	Manhattan beach	D	20.4	
1999	Chi-Chi, Taiwan	7.62	CHY 014	D	49.9	30 < - sec
1999	Duzce	7.14	Ambarli	D	39.7	
1979	IMPVALL.H	6.53	Delta	D	51.4	
1995	COBE	6.9	Abeno	D	56.4	
1994	NORTHR	6.69	Camarillo	D	37.6	

به منظور هم سطح سازی شتاب‌نگاشت‌ها بر حسب PGA بایستی شتاب‌نگاشت‌ها در یک مقیاس مشخص قرار گیرند برای این امر مطابق روند زیر که برگرفته از آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم است عمل می‌گردد. مدت زمان حرکت قوی زمین شتاب نگاشت‌ها براساس تعریف آریاس^{۱۴} بدست آورده شده است. این تعریف بر مبنای تجمع انرژی در شتاب‌نگاشت است و بصورت انتگرال مربع شتاب زمین بیان می‌گردد. اگر در انتگرال گیری از شتاب استفاده شود، مقدار بدست آمده با شدت آریاس^{۱۵} منطبق است [۴۱]. شدت آریاس از رابطه (۵) محاسبه می‌شود.

$$AI = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_r} a^2(t) dt \quad (5)$$

در این رابطه که به رابطه آریاس معروف است، $a(t)$ تابعی از شتاب بوده، $t_r(s)$ مدت زمان کل شتاب‌نگاشت و g شتاب جاذبه زمین است. برای شتاب نگاشت‌های مختلف براساس تعریف آریاس و منطبق بر رابطه (۵) مدت زمان حرکت قوی زمین محاسبه گردید و به تفکیک در جدول (۳) نشان داده شده است. همان‌طور که در جدول فوق مشخص است شتاب‌نگاشت‌ها بر اساس مدت زمان حرکت قوی زمین‌شان به سه دسته تقسیم می‌شود که در دسته اول (نوع ۱) پنج شتاب‌نگاشت با مدت زمان صفر تا ۱۰ ثانیه و در دسته دوم (نوع ۲) پنج شتاب‌نگاشت با مدت زمان ۱۰ تا ۳۰ ثانیه و در نهایت دسته سوم (نوع ۳) همین تعداد شتاب‌نگاشت اما با مدت زمان ۳۰ ثانیه و بالاتر تقسیم شده‌اند.

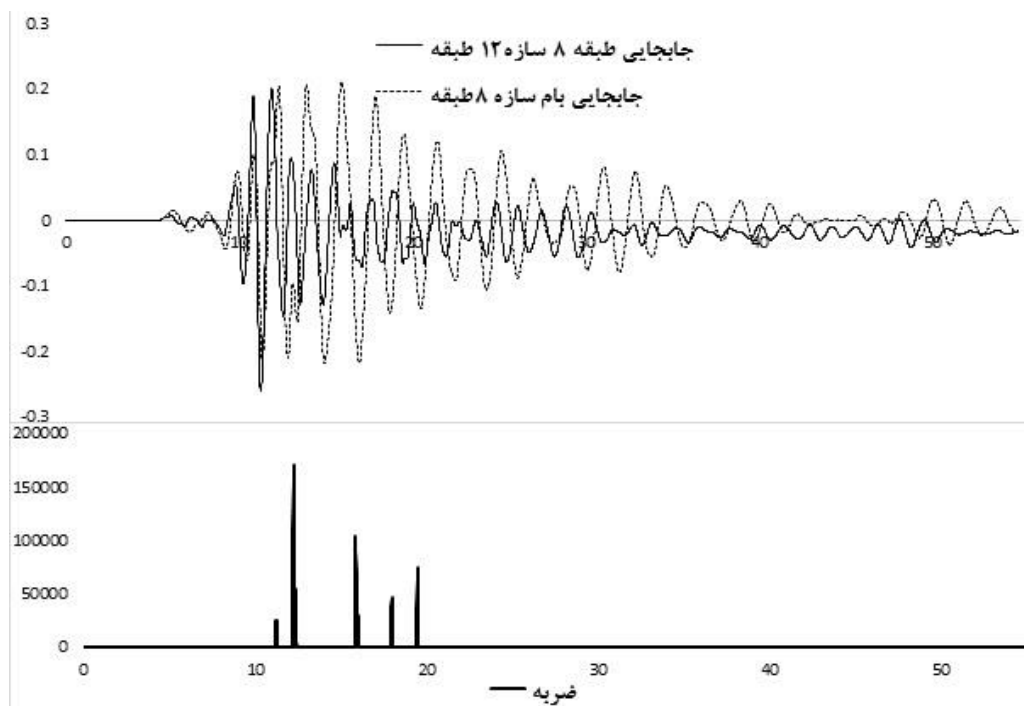
لازم به ذکر است که به منظور حداقل کردن اثر محتوای فرکانسی در شتاب نگاشت‌ها و بررسی اثر دقیق‌تر پارامتر مدت زمان حرکت قوی زمین، برای بررسی ۱۵ شتاب نگاشت از سه دسته شتاب نگاشت استفاده گردید که متشکل از ۵ نوع شتاب نگاشت بوده است.

¹⁴ Arias¹⁵ Arias intensity

همچنین برای هر سه دسته نوع شتاب نگاشت ها یکسان انتخاب گشت به طوری که با تنظیمات ایستگاه‌های مختلف و با توجه به فاصله این ایستگاه‌ها تغییرات مدت زمان حرکت زمین وجود داشته باشد. با توجه به یکسان بودن نوع زلزله‌ها و نوع خاک مورد بررسی و همچنین مقیاس نمودن قدرت شتاب نگاشت‌ها می‌توان به این نتیجه رسید که بیشترین پارامتر تاثیرگذار در شتاب نگاشت‌ها پس از مقیاس کردن، مدت زمان حرکت قوی زمین می‌باشد و تا حد بسیاری اثر پارامترهای دیگر کم شده است.

۴- صحت سنجی المان ضربه

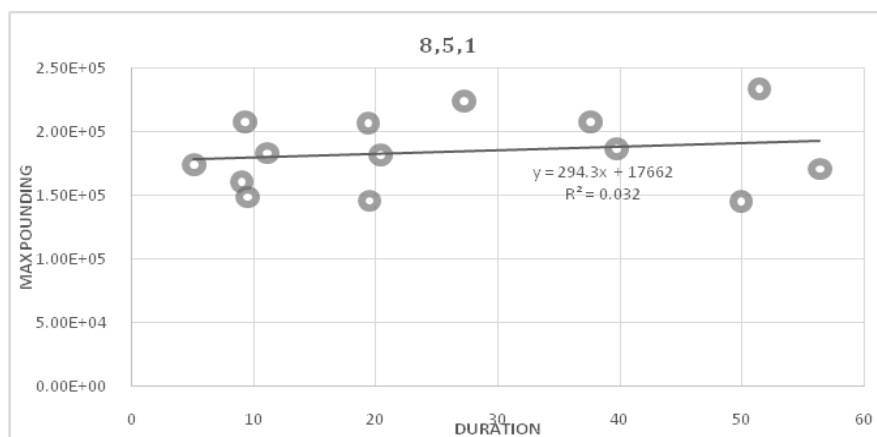
بررسی عملکرد المان گپ در بین سازه‌ها از نکات حائز اهمیت در بررسی ضربه می‌باشد، با توجه به فاصله‌ای که در حالات مختلف در این تحقیق بین سازه‌ها در نظر گرفته شده است پس یک فضای خالی منطبق بر اندازه فاصله‌ی بین سازه‌ها بایستی در المان گپ وجود داشته باشد و هنگامی که در اثر ارتعاش غیر هم فاز دو سازه مجاور، سازه‌ها به یکدیگر نزدیک می‌شوند، زمانی که فاصله این نزدیک شدن از فاصله بین سازه‌ها بیشتر گردد سختی موجود در المان عمل کرده و نیروی به وجود آمده در این المان متناظر با نیروی ضربه در بین سازه‌ها می‌باشد. در شکل‌های (۸) میزان جابجایی قسمت‌هایی که در دو سازه مجاور با یکدیگر برخورد می‌کنند به صورت توامان با ضربه به وجود آمده، نشان داده شده است.



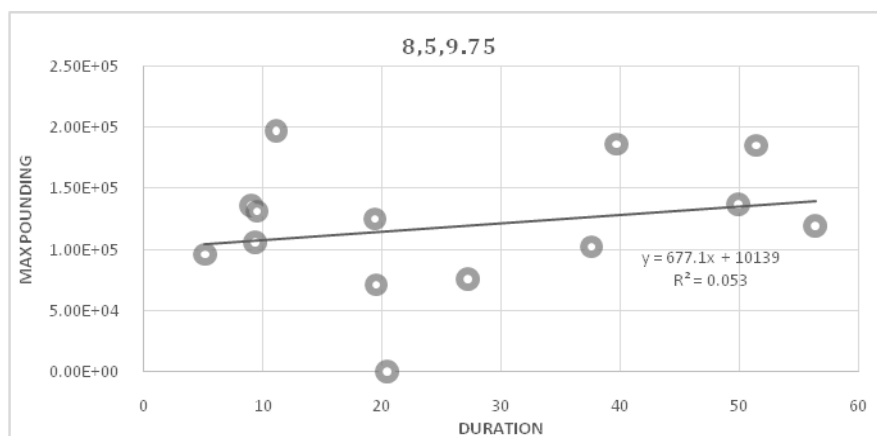
شکل ۸: جابجایی بام سازه ۸ طبقه و جابجایی طبقه ۸ سازه ۱۲ طبقه و زمان وقوع ضربه در بین آن‌ها تحت شتاب نگاشت Duzce نوع ۱ با فاصله بین سازه‌ها ۱۵ سانتی متر

۵- تجزیه و تحلیل داده ها

برای پی بردن به چگونگی اثر مدت زمان حرکت قوی زمین بر ضربه دو سازه، بیشترین نیروی به وجود آمده در میان دو سازه برحسب مدت زمان حرکت قوی زمین مطابق شکل‌های (۹ تا ۱۴) نشان داده خواهد شد. در این شکل‌ها محور افقی بیان‌گر مدت زمان حرکت قوی زمین برحسب ثانیه بوده که شتاب نگاشت‌ها برحسب آنها مرتب شده‌اند محور قائم نیز مربوط به بیشینه نیروی ایجاد شده در اثر برخورد سازه برحسب Kgf می‌باشد. همچنین در شکل‌های ذکر شده برای سادگی از کدهایی مانند ۱۲، ۸، ۳۰ استفاده شده است که این کد یعنی سازه های ۸ و ۱۲ طبقه در مجاورت هم قرار گرفته و فاصله‌ی بین آنها ۳۰ سانتی متر می‌باشد. لازم به ذکر است به منظور بهبود دقت نتایج، اثر آن دسته از حالاتی که تحلیل تاریخچه زمانی در آنها به پایان نرسید و یا در اصطلاح سازه فروریخت^{۱۶}، را از نتایج بدست آمده از این قسمت حذف گردیده است.

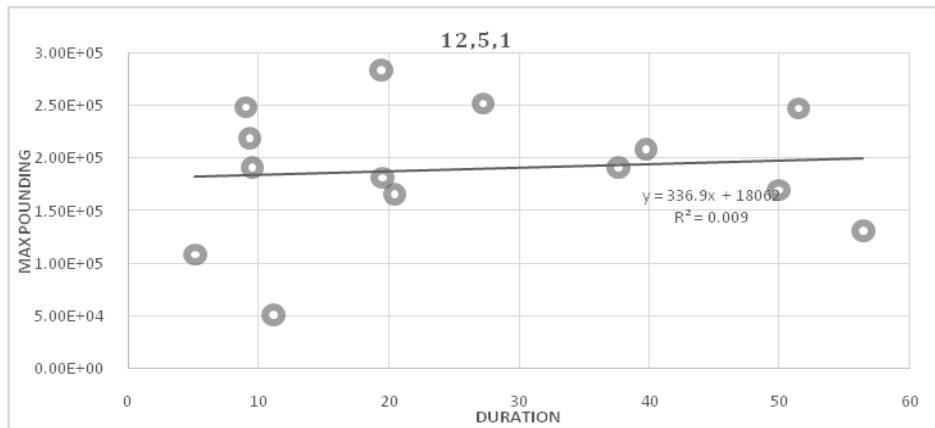


شکل ۹: روند تغییرات بیشینه ضربه بر حسب تغییرات مدت زمان حرکت قوی زمین در سازه ۸ و ۵ طبقه با فاصله ۱ سانتی متر

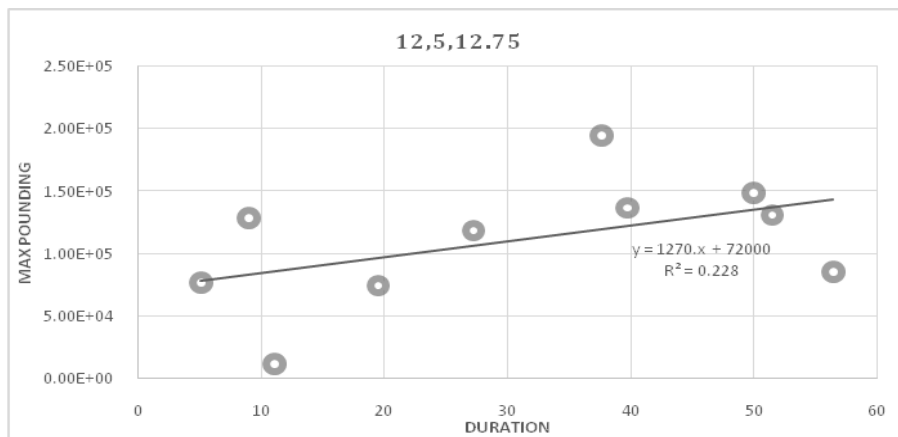


شکل ۱۰: روند تغییرات بیشینه ضربه بر حسب تغییرات مدت زمان حرکت قوی زمین در سازه ۸ و ۵ طبقه با فاصله ۹.۷۵ سانتی متر

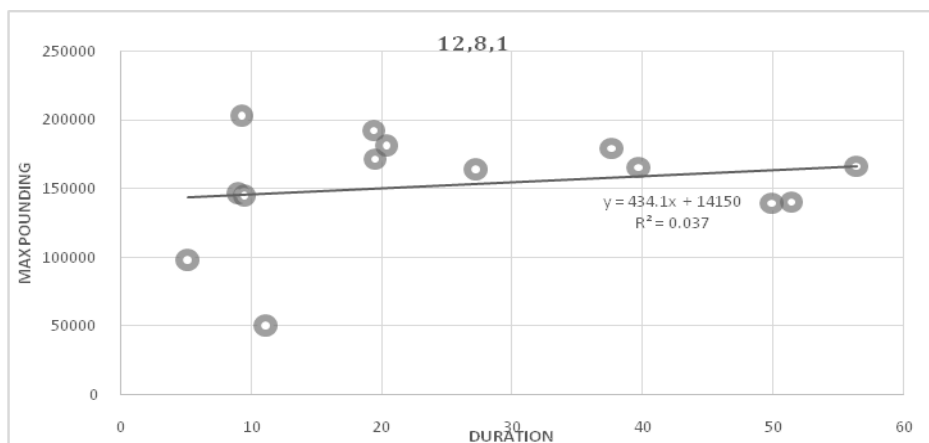
¹⁶ Collapse



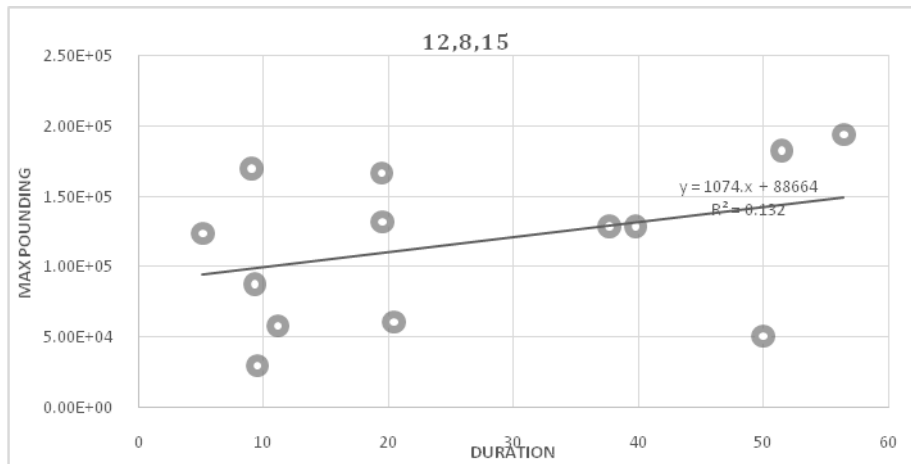
شکل ۱۱: روند تغییرات بیشینه ضربه بر حسب تغییرات مدت زمان حرکت قوی زمین در سازه ۵ و ۱۲ طبقه با فاصله ۱ سانتی متر



شکل ۱۲: روند تغییرات بیشینه ضربه بر حسب تغییرات مدت زمان حرکت قوی زمین در سازه ۵ و ۱۲ طبقه با فاصله ۱۲٫۷۵ سانتی متر



شکل ۱۳: روند تغییرات بیشینه ضربه بر حسب تغییرات مدت زمان حرکت قوی زمین در سازه ۱۲ و ۸ طبقه با فاصله ۱ سانتی متر



شکل ۱۴: روند تغییرات بیشینه ضربه بر حسب تغییرات مدت زمان حرکت قوی زمین در سازه ۸و۱۲ طبقه با فاصله ۱۵ سانتی متر

در شکل‌های (۹ تا ۱۴) مشاهده می‌شود که علاوه بر پراکندگی زیاد نیروی‌های ضربه با افزایش مدت زمان، اما برآزش نقاط در هر یک از شکل‌ها نشان می‌دهد که با افزایش مدت زمان حرکت قوی زمین، نیروی ضربه نیز به طور خفیفی در حال افزایش می‌باشد.

در جدول (۴) کلیه نیروهای ضربه در حالت‌های مختلف ارائه گردیده است. در جدول زیر مقادیر صفر نشان دهنده وارد نشدن ضربه بین دو سازه است و علامت ● نشان دهنده حالاتی است که تحلیل تاریخچه زمانی به اتمام نرسیده و سازه فروریخته است.

جدول ۴: مقادیر نیروی ضربه در شتاب نگاشت‌های و فاصله‌های مختلف

	duration (s)	8,5,1	8,5,9.75	8,5,19.5	12,5,1	12,5,12.75	12,5,25.5	12,8,1	12,8,15	12,8,30
chi chi 1	5.1	1.74E+05	9.60E+04	0	1.09E+05	7.70E+04	0	97941	1.24E+05	0
duzce1	9	1.61E+05	1.36E+05	0	248427	1.29E+05	0	146610	1.70E+05	0
north1	9.3	2.08E+05	1.06E+05	0	219052	●	0	2.03E+05	8.80E+04	0
Kobe1	9.5	1.49E+05	1.31E+05	0	191453	●	1.11E+05	1.45E+05	3.00E+04	7.50E+04
duzce2	11.1	1.83E+05	1.97E+05	0	51422	1.20E+04	0	50186	5.80E+04	0
Kobe2	19.4	2.07E+05	1.25E+05	0	284031	●	0	1.92E+05	1.67E+05	0
imper2	19.5	1.46E+05	7.10E+04	0	181454	7.50E+04	0	1.71E+05	1.32E+05	2.80E+04
north2	20.4	1.82E+05	0.00E+00	0	165935	0	0	1.81E+05	6.10E+04	0
chi chi 2	27.2	2.24E+05	7.60E+04	0	252040	1.19E+05	0	163815	0	0
north3	37.6	2.08E+05	1.02E+05	0	191137	1.95E+05	0	1.79E+05	1.29E+05	0
duzce3	39.7	1.87E+05	1.86E+05	1.17E+05	208940	1.37E+05	0	1.65E+05	1.29E+05	0
chi chi 3	49.9	1.45E+05	1.37E+05	0	170204	1.49E+05	0	139194	5.10E+04	0
imper3	51.4	2.34E+05	1.85E+05	0	247367	1.31E+05	5.50E+04	1.40E+05	1.83E+05	0
Kobe3	56.4	1.71E+05	1.19E+05	0	131369	8.60E+04	0	1.66E+05	1.94E+05	6.30E+04

۶- نتایج

به منظور ارزیابی با هم اثر مدت زمان حرکت قوی زمین و فاصله بین سازه‌ها بر ضربه بین دو سازه علاوه بر استفاده از ۱۵ شتاب-نگاشت با مدت زمان‌های مختلف از سه حالت فاصله بین سازه‌ای (یک درصد ارتفاع سازه، نیم درصد ارتفاع سازه و بدون فاصله) هم استفاده گردیده است و با توجه سه سازه‌ای که در سه حالت (مدل‌های ۸-۵، ۱۲-۵ و ۱۲-۸ طبقه مجاور هم) در کنار هم قرار گرفته‌اند. در مجموع با توجه به حالت‌های بیان شده، ۱۳۵ تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی انجام شده که از کل این تحلیل‌ها نتایج زیر حاصل شده است.

- در مورد مقدار مجاز فاصله بین سازه‌های مجاور که معمولاً آیین‌نامه‌ها آن را یک درصد ارتفاع سازه‌ها پیشنهاد می‌دهند، نتایج نشان می‌دهد که از ۴۲ حالتی که فاصله بین سازه‌ها مطابق پیشنهاد آیین‌نامه‌ها بوده، در ۶ حالت تحت شتاب نگاشت‌ها با مدت زمان‌های مختلف ضربه بوجود آمده است. مطابق نسبت ذکر شده پس در ۱۵ درصد مدل‌هایی که فاصله آیین‌نامه‌ای رعایت شده ضربه بوجود آمده، از این رو انتظار می‌رود برای در نظر گرفتن فاصله ایمن برای فاصله بین سازه‌ها بایستی اثر ضربه را هم لحاظ کرد و نباید فقط به محدودیت یک درصد ارتفاع سازه اکتفا نمود. بدیهی است افزایش فاصله برای سازه‌های با اهمیت بالا، مقادیر بیشتر از آیین‌نامه توصیه‌ی شود.
- از طرفی از ۶ بار ضربه‌ای که در این حالت بوجود آمده نیمی از آن مربوط به شتاب نگاشت‌های دسته سوم بوده مدت زمان حرکت قوی آن‌ها بالاتر از ۳۰ ثانیه بوده است. پس می‌توان بیان کرد که با افزایش مدت زمان حرکت قوی زمین نیاز به افزایش فاصله هم بیشتر می‌شود.
- همچنین از ۶ بار ضربه‌ای که در این حالت رخ داده نیمی از آن زمانی بوده است که سازه‌های ۱۲ و ۸ طبقه در مجاورت هم بوده اند و دو بار ضربه مربوط به زمانی است که سازه ۱۲ و ۵ طبقه در کنار هم بوده‌اند و تنها یک بار آن زمانی که سازه‌های ۸ و ۵ طبقه در کنار هم بوده‌اند ضربه اتفاق افتاده است. پس می‌توان بیان کرد که با افزایش ارتفاع سازه‌ها در مدت زمان‌های مختلف، نیاز به افزایش فاصله در بین سازه‌ها بیشتر می‌شود.
- به منظور پی بردن به این موضوع که با افزایش مدت زمان حرکت قوی زمین بیشینه ضربه بین سازه‌ها از چه روندی پیروی می‌کند. مطابق با آنچه که در بخش (۵) نشان داده شد نمودارهایی رسم گردید، که محور افقی در آن‌ها نشان دهنده مدت زمان حرکت قوی زمین و محور قائم بیانگر بیشینه نیروی ضربه بین سازه‌ها بوده است. شیب خط برازش داده شده از نقاط موجود در این نمودارها نشان از آن دارد که با افزایش مدت زمان حرکت قوی زمین بیشینه ضربه بین سازه‌ها نیز با شیب ملایمی افزایش می‌یابد همچنین بررسی شیب خطوط برازش شده در نمودارها با فاصله‌های مختلف حاکی از آن است که این افزایش هنگامی که سازه‌ها با فاصله نیم درصد ارتفاع از هم قرار دارند بیشتر از حالت‌های بدون فاصله است.

مراجع

- [1] Chai Y, Fajfar P.2000. A procedure for estimating input energy spectra for seismic design. Journal of Earthquake Engineering;4(04):539-61.
- [2] Shome N, Cornell CA, Bazzurro P, Carballo JE.1988. Earthquakes, records, and nonlinear responses. Earthquake Spectra;14(3):469-500.
- [3] Mander JB.1994. Low-cycle fatigue behavior of semi-rigid top-and-seat angle connections. Engrg J, AISC:111-22.
- [4] Mander JB, Pekcan G, Chen SS.1995. Low-cycle variable amplitude fatigue modeling of top-and-seat angle connections. Engineering Journal;32(2):54-62.

- [5] Chai Y, Romstad K, Bird S.1995. Energy-based linear damage model for high-intensity seismic loading. *Journal of Structural Engineering*;121(5):857-64.
- [6] Plumier A, Agatino R, Castellani A, Castiglioni C, Chesi C, editors.1998. Resistance of steel connections to low cycle fatigue. XIth European Conference on Earthquake Engineering Paris.
- [7] Calado L, Castiglioni C, Barbaglia P, Bernuzzi C, editors.1998. Seismic design criteria based on cumulative damage concepts. Proc of 11th European Conf on Earthquake Engineering, Paris.
- [8] Calado L, Castiglioni C, Carydis P, editors.2002. Shaking table tests for seismic performance evaluation of steel frames. Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering, London.
- [9] De Matteis G, Landolfo R, Calado L. Cyclic.2000. behaviour of semi-rigid angle connections: A comparative study of tests and modeling. *Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas*:165-74.
- [10] TAUCER F, NEGRO P, COLOMBO A.2000. Low-cycle fatigue cyclic and psd testing of a two-storey moment resisting steel frame with beam-to-column welded connections. *Journal of earthquake engineering*;4(04):437-77.
- [11] Matsumoto Y, Yamada S, Akiyama H.2000. Fracture of beam-to-column connection simulated by means of the shaking table test using the inertial loading equipment. Proc of STESSA 2000:215-22.
- [12] Castiglioni C, Bernuzzi C, Calado L, editors.2000. Cyclic behavior of steel beam-to-column joints with concrete slab. Proc, 3rd Int Conf on Steel Structures in Seismic Areas (STESSA).
- [13] Miner MA.1945. Cumulative damage in fatigue. *Journal of applied mechanics*;12(3):159-64.
- [14] Hancock J.2006. The influence of duration and the selection and scaling of accelerograms in engineering design and assessment: Imperial College London (University of London).
- [15] Park Y-J, Ang AH-S.1985. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of structural engineering*;111(4):722-39.
- [16] Park Y, Reinhorn AM, Sashi KK, editors.1988. Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings. 9th World Conference on Earthquake Engineering; Tokyo
- [17] Park Y, Ang AH, Wen Y.1987. Damage-limiting aseismic design of buildings. *Earthquake spectra*;3(1):1-26.
- [18] Park Y-J, Ang AH-S, Wen YK.1985. Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings. *Journal of Structural Engineering*;111(4):740-57.
- [19] Sorace S.1988. Seismic damage assessment of steel frames. *Journal of structural engineering*;124(5):531-40.
- [20] Cosenza E, Manfredi G.2000. Damage indices and damage measures. *Progress in Structural Engineering and Materials*;2(1):50-9.
- [21] Ou Y-C, Song J, Wang P-H, Adidharma L, Chang K-C, Lee GC.2013. Ground motion duration effects on hysteretic behavior of reinforced concrete bridge columns. *Journal of Structural Engineering*;140(3):04013065.
- [22] Hancock J, Bommer JJ.2006. A state-of-knowledge review of the influence of strong-motion duration on structural damage. *Earthquake Spectra*;22(3):827-45.
- [23] Aschheim M, Black E.1999. Effects of prior earthquake damage on response of simple stiffness-degrading structures. *Earthquake Spectra*;15(1):1-24.
- [24] Eibl J, Keintzel E, Vratsanou V, editors.1996. Determination of earthquake duration dependent behaviour factors for unreinforced brick masonry panels by nonlinear time-history calculations. 11th World Conference on Earthquake Engineering.
- [25] Mahin SA, editor.1980. Effects of duration and aftershocks on inelastic design earthquakes. Proceedings of the 7th world conference on earthquake engineering.
- [26] Jennings PC, Husid R.1968. Collapse of yielding structures during earthquakes. *Journal of Engineering Mechanics*.
- [27] Tremblay R.2003. Achieving a Stable Inelastic Seismic Stability of Concentrically Braced Steel Frames. *Engineering Jour AISC*;40(2):111-29.
- [28] Gupta VK, Nielsen SR, Kirkegaard PH.2001. A preliminary prediction of seismic damage-based degradation in RC structures. *Earthquake engineering & structural dynamics*;30(7):981-93.
- [29] Bonelli P, editor.1998. Long seismic velocity pulses effect and damage. Proceedings of Structural Engineering World Congress (SEWC'98).
- [30] Bonelli P, editor.1998. An evaluation of the effects of long acceleration pulses on the seismic response of structures. Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering.
- [31] Hancock J, Bommer JJ.2007. Using spectral matched records to explore the influence of strong-motion duration on inelastic structural response. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*;27(4):291-9.
- [32] Iervolino I, Manfredi G, Cosenza E.2006. Ground motion duration effects on nonlinear seismic response. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*;35(1):21-38.
- [33] Cosenza E, Iervolino I, Manfredi G, editors.2004. On ground motion duration and engineering demand parameters. International Workshop on Performance-Based Seismic Design, Concepts and Implementation, Bled, Slovenia.
- [34] Pantelides, C. And Ma, X.1998. Linear And Nonlinear Pounding Of Structural System” *Computer And Structure*, 79-92.

- [35] Popov, E.1987. Observation Mexico Earthquake of September 1985” Pacific Structural Steel Conference, 2, 237-255.
- [36] Jankowski, R.2006.Pounding Force Response Spectrum Under Earthquake Excitation”, Engineering Structure, 28, 1149-1161.
- [37].Abdullah, M., Hanif, H., Richardson, A., And Sobanjo, J.2001. Use Of A Shared Tuned Mass Damper (Stmd) To Reduce Vibration And Pounding In Adjacent Structures.”, Earthquake Engineering And Structural Dynamics, 30, 1185–1201.
- [38].Anagnostopoulos, A.1988. Pounding Of Buildings in Series During Earthquakes”, Earthquake Engineering And Structural Dynamics, 16, 443–456.
- [39].Maison, B.f., Kasai, K.1990. Analysis for Type of Structural Pounding”, Journal of Structural Engineering, 116, 957 – 975.
- [40].Maison, B.f., Kasai, K.1992. Dynamics of Pounding When Two Buildings Collide”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 21, 771 – 786.
- [41].Arias, A.1970. saMEASURE OF EARTHQUAKE INTENSITY, Massachusetts Inst. of Tech., Cambridge. Univ. of Chile, Santiago de Chile.