

شناسایی رفتار غیرخطی قاب‌های خمشی فولادی تحت بار لرزه‌ای با استفاده از تابع پاسخ فرکانسی و تبدیل هیلبرت تابع پاسخ فرکانسی

سید سهیل مجیدزمانی^{۱*}، حامد موحد^۲

۱. استادیار و عضو هیئت علمی، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی
۲. دانشجوی دکتری مهندسی زلزله، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی

*majidzamani@bhrc.ac.ir

تاریخ دریافت ۹۹/۰۹/۲۳ تاریخ پذیرش ۱۴۰۰/۰۴/۰۹

چکیده

رفتار غیرخطی یکی از نشانه‌های تغییرات در مشخصات عملکرد سازه‌ها هست و شناسایی رفتار غیرخطی می‌تواند در تشخیص خرابی سیستم‌های سازه‌ای مورد استفاده قرار گیرد. در این مقاله روشی برای شناسایی رفتار خطی و غیرخطی در قاب‌های خمشی فولادی، با استفاده از تابع پاسخ فرکانسی و تبدیل هیلبرت تابع پاسخ فرکانسی استخراج شده از سازه‌ها هنگام بارگذاری لرزه‌ای، ارائه شده است. رفتار غیرخطی، با تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون‌ها و به عنوان نوعی آسیب ایجاد شده در سازه، لحاظ می‌شود. در این روش با به کارگیری ویژگی‌های تابع پاسخ فرکانسی و تبدیل هیلبرت تابع پاسخ فرکانسی مشخصه‌هایی برای تشخیص و کمی‌سازی تشکیل مفاصل پلاستیک ارائه شده‌اند. با استفاده از پاسخ خطی و غیرخطی سه سازه قاب خمشی فولادی چهار، هشت و دوازده طبقه، تحت بارگذاری پانزده عدد رکورد انتخابی از زمین لرزه‌های شناخته شده، با ویژگی‌های متفاوت در تاریخچه زمانی و دامنه فرکانسی، مشخصه‌ها استخراج و مورد بررسی قرار گرفته‌اند. بر اساس نتایج به دست آمده، مشخصه‌های ارائه شده، در تشخیص تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب‌های خمشی فولادی، برای سه مرحله پایش سلامت سازه شامل شناسایی "وجود"، "جانمایی" و "شدت" آسیب، دارای دقت و حساسیت مناسب هستند.

واژگان کلیدی: قاب خمشی فولادی، رفتار غیرخطی، مفصل پلاستیک، مشخصه، تشخیص آسیب، تابع پاسخ فرکانسی، تبدیل هیلبرت

۱- مقدمه

پایش سلامت سازه‌ها در شناسایی هر یک از مراحل "وجود"، "نوع"، "جانمایی"، "شدت" آسیب و "تخمین عمر باقی‌مانده" سازه در انتخاب نوع ویژگی تأثیرگذار است [1-9].
توابع پاسخ فرکانسی^۳ (FRFs) در شناسایی پارامترهای دینامیکی و ارتعاشی و رفتارهای خطی و غیرخطی سیستم‌های سازه‌ای کاربرد گسترده‌ای دارند [10، 11]. در پایش سلامت سازه‌ها، برای تشخیص آسیب، در انتخاب ویژگی مناسب و

یکی از موضوعات مهم در زمینه‌های پژوهشی مربوط به پایش سلامت سازه‌ها شناسایی ویژگی‌های حساس^۲ به آسیب است. ویژگی‌ها پارامترها یا مشخصه‌هایی هستند که از روش‌های مرتبط با تشخیص خرابی استخراج می‌شوند و ارزیابی رفتار سازه‌ها، در حالت سلامت و یا آسیب‌دیده را ممکن می‌سازند. سیستم‌های سازه‌ای، نوع بارگذاری و حساسیت مورد نیاز از جمله دلایل انتخاب ویژگی مناسب هستند. همچنین اهداف پژوهش در زمینه

3. Frequency Response Functions (FRFs)

1. Structural Health Monitoring (SHM)

2. Sensitive feature

داشت. در حالی که هنگام بارگذاری لرزه‌ای و در زمان تشکیل مفاصل پلاستیک، اعضاء و اتصالات سازه کاهش قابل ملاحظه در سختی را تجربه می‌کنند که حساسیت مناسب برای تشخیص آسیب را فراهم می‌سازد. از این رو، برای شناسایی رفتار غیرخطی ناشی از تشکیل مفاصل پلاستیک در سازه، استخراج داده‌ها در هنگام بارگذاری لرزه‌ای حائز اهمیت است.

در این مقاله روشی برای تشخیص رفتار غیرخطی ناشی از تشکیل مفاصل پلاستیک، به عنوان نوعی آسیب وارد شده، در سازه قاب‌های خمشی فولادی تحت اثر زلزله، با استفاده از تابع پاسخ فرکانسی و تبدیل هیلبرت تابع پاسخ فرکانسی ارائه شده است. پاسخ‌های شتاب مطلق و تغییر مکان نسبی سازه‌ها هنگام بارگذاری لرزه‌ای و در حالت رفتارهای خطی و غیرخطی و در سطوح مختلف تشکیل و پیشروی مفاصل پلاستیک در ستون‌های سازه‌ها، استخراج می‌شود. مطابق با عملکرد تابع پاسخ فرکانسی و تبدیل هیلبرت تابع پاسخ فرکانسی، مشخصه‌های تعریف شده، محاسبه شده و به نمایش درآمده‌اند. با استفاده از نتایج به دست آمده از مشخصه‌ها، "وجود"، "جانمایی" و "شدت" دوران‌های پلاستیک ایجاد شده، به عنوان نوعی از آسیب در سازه قاب‌های خمشی فولادی، مورد ارزیابی قرار گرفته است.

۲- روش تشخیص رفتار غیرخطی

در سیستم‌های ارتعاشی، تابع پاسخ فرکانسی نسبت توابع ورودی به خروجی در دامنه فرکانسی می‌باشد که در شکل (۱) به صورت دیاگرام ساده به نمایش درآمده است. در این دیاگرام هر تابع، تابع طیفی مختلط است که می‌تواند در حالت‌های اندازه یا فاز ارائه شوند [10].

شکل ۱. تعریف تابع پاسخ فرکانسی



Fig. 1. Definition of FRF

متراکم‌سازی اطلاعات، روش‌های مبتنی بر استفاده از توابع پاسخ فرکانسی، در مقایسه با سایر روش‌های مبتنی بر داده‌های زمانی یا مودال، از مزیت بالاتری برخوردارند [2, 12]. توابع پاسخ فرکانسی به صورت مستقیم و بدون استفاده از اطلاعات شناسایی سیستم^۱ از داده‌های حاصل از پایش سازه استخراج می‌شوند و از خطاهای ناشی از تحلیل مودال سیستم صرف‌نظر می‌شود. این مزیت، در سیستم‌های با فرکانس بالا که تراکم مودی^۲ بالاتری دارند، شاخص‌تر است [13, 14]. از طرف دیگر، در آسیب‌های با شدت پایین، در شرایطی که تغییرات در سختی و یا سایر پارامترهای سازه‌ای کم است، ویژگی‌هایی که از دامنه زمانی یا دامنه فرکانسی، مانند تابع پاسخ فرکانسی، استخراج می‌شوند ممکن است حساسیت کافی برای تشخیص آسیب را نداشته باشند. در این موارد، تبدیل هیلبرت^۳ به دلیل ماهیت عملکردی آن، می‌تواند به عنوان روشی کارآمد در استخراج ویژگی مناسب، استفاده شود. از این رو، در پایش سلامت سازه‌ها، برای تشخیص آسیب و یا رفتار غیرخطی سازه‌ها، استخراج ویژگی بر اساس تابع پاسخ فرکانسی و تبدیل هیلبرت، از جمله روش‌هایی هستند که استفاده می‌شوند [10, 15-18].

در قاب‌های خمشی فولادی، تحت بارگذاری لرزه‌ای و هنگام رفتار چرخه‌ای، احتمال تشکیل مفاصل پلاستیک وجود دارد. تشکیل مفاصل پلاستیک ممکن است بدون شکست یا گسیختگی و در سطوح عملکرد مختلف، شامل استفاده بی وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و یا آستانه فروریزش (CP) اتفاق افتد [19]. در این شرایط، با توجه به شدت زمین‌لرزه و میزان تغییر شکل یا دوران، در رفتار هیستریزیسی، کاهش سختی و زوال مقاومت محتمل است. از طرفی در سطوح پایین‌تر تشکیل مفاصل و دوران‌های پلاستیک، مطابق با مشخصات رفتار هیستریزیسی اعضاء و اتصالات فولادی، سختی پس از حذف بارگذاری، تغییرات محسوس نسبت به حالت اولیه قبل از بارگذاری مشاهده نمی‌شود [20-24]. در این شرایط، برای سطوح عملکرد IO و حتی LS، پس از اتمام بارگذاری لرزه‌ای، تغییرات در سختی سیستم سازه‌ای، حساسیت کافی برای تشخیص آسیب را نخواهد

$$H_a(\omega) = \frac{\int_{-\infty}^{\infty} (A_{1L}(t) + \Delta A_{1NL}(t)) e^{-i\omega t} dt}{\int_{-\infty}^{\infty} A_0(t) e^{-i\omega t} dt} \quad (6)$$

$$H_a(\omega) = \frac{\int_{-\infty}^{\infty} A_{1L}(t) e^{-i\omega t} dt}{\int_{-\infty}^{\infty} A_0(t) e^{-i\omega t} dt} + \frac{\int_{-\infty}^{\infty} \Delta A_{1NL}(t) e^{-i\omega t} dt}{\int_{-\infty}^{\infty} A_0(t) e^{-i\omega t} dt} \quad (7)$$

$$H_a(\omega) = H_{aL}(\omega) + \Delta H_{aNL}(\omega) \quad (8)$$

در رابطه فوق $H_{aL}(\omega)$ تابع پاسخ فرکانسی سیستم در حالت رفتار خطی و $\Delta H_{aNL}(\omega)$ تغییرات تابع پاسخ فرکانسی سیستم در حالت رفتار غیرخطی در مقایسه با حالت رفتار خطی، هستند. با استفاده از رابطه (۸) و برای پاسخ‌های شتاب و تغییر مکان رابطه کلی (۹) حاصل می‌آید.

$$\Delta H_{jNL}(\omega) = H_j(\omega) - H_{jL}(\omega) \quad (j: a \text{ and } d) \quad (9)$$

با استفاده از رابطه (۹)، در صورتی که ثابت شود که هنگام تحریک سازه تحت بارهای لرزه‌ای متفاوت، تابع پاسخ فرکانسی استخراج شده در حالت رفتارهای خطی $H_{jL}(\omega) \quad (j: a \text{ and } d)$ مقادیر مشخص و ثابتی را شامل می‌شود، برای شناسایی رفتار غیرخطی، مقادیر تغییرات، $\Delta H_{jNL}(\omega)$ می‌تواند مورد استفاده قرار گیرد.

تبدیل هیلبرت تابع پاسخ فرکانسی $\tilde{H}(\omega)$ مطابق با رابطه (۱۰) محاسبه می‌شود.

$$\tilde{H}(\omega) = -\frac{1}{i\pi} \int_{-\infty}^{\infty} d\Omega \frac{H(\Omega)}{\Omega - \omega} \quad (10)$$

تبدیل هیلبرت از خانواده تبدیل فوریه است. تبدیل فوریه توابع را از دامنه زمانی به فرکانسی و برعکس تبدیل می‌کند. این در حالیکه تبدیل هیلبرت، تابع را در همان دامنه زمانی یا فرکانسی حفظ می‌کند [10]. با استفاده از رابطه (۹) و مطابق با تعریف ارائه شده از تبدیل هیلبرت در رابطه (۱۰ و ۱۱) حاصل می‌آید.

$$\Delta \tilde{H}_{jNL}(\omega) = \tilde{H}_j(\omega) - \tilde{H}_{jL}(\omega) \quad (j: a \text{ and } d) \quad (11)$$

درحالتی که تحریک سازه تحت اثر حرکت زمین یا زمین‌لرزه است و تاریخچه زمانی شتاب زمین $A_0(t)$ ، تابع یا نیروی ورودی در بازه فرکانسی $A_0(\omega)$ ، لحاظ می‌شود [25]. در صورتی که $A_1(\omega)$ و $D_1(\omega)$ مقادیر پاسخ شتاب و تغییر مکان سیستم در دامنه فرکانسی باشند، توابع پاسخ فرکانسی برای هر یک از پاسخ‌ها مطابق روابط (۱ و ۲) محاسبه می‌شوند [10].

$$FRF_a(\omega) = H_a(\omega) = \frac{A_1(\omega)}{A_0(\omega)} \quad (1)$$

$$FRF_d(\omega) = H_d(\omega) = \frac{D_1(\omega)}{A_0(\omega)} \quad (2)$$

برای تبدیل نیروی ورودی و پاسخ‌ها از دامنه زمانی به دامنه فرکانسی تبدیل فوریه می‌تواند به عنوان تابع تبدیل مورد استفاده قرار گیرد که در رابطه (۳) ارائه شده است.

$$A(\omega) = F\{A(t)\} = \int_{-\infty}^{\infty} A(t) e^{-i\omega t} dt \quad (3)$$

در رابطه فوق $F\{A(t)\}$ تبدیل فوریه ورودی یا پاسخ سیستم است. با استفاده از روابط (۱ و ۳):

$$FRF_a(\omega) = H_a(\omega) = \frac{A_1(\omega)}{A_0(\omega)} = \frac{\int_{-\infty}^{\infty} A_1(t) e^{-i\omega t} dt}{\int_{-\infty}^{\infty} A_0(t) e^{-i\omega t} dt} \quad (4)$$

پاسخ یک سیستم هنگام رفتار غیرخطی، می‌تواند مطابق رابطه (۵) در نظر گرفته شود.

$$A_1(t) = A_{1L}(t) + \Delta A_{1NL}(t) \quad (5)$$

در رابطه فوق $A_{1L}(t)$ و $\Delta A_{1NL}(t)$ به ترتیب پاسخ خطی و تغییرات پاسخ در حالت غیر خطی شتاب سیستم هستند. از روابط (۴ و ۵) رابطه (۶، ۷ و ۸) استخراج می‌شود.

شناسایی رفتار غیرخطی قاب‌های خمشی فولادی تحت بار لرزه‌ای...

بر اساس عملکرد توابع در تبدیل فوریه، اثبات می‌شود که در رفتار خطی سیستم، تابع پاسخ فرکانسی تحت تبدیل هیلبرت بدون تغییر بوده و ثابت می‌ماند. این نکته به بیان دیگر، در حالت رفتار غیرخطی سیستم، مطابق رابطه (۱۲) است [10, 25].

$$\tilde{H}(\omega) \neq H(\omega) \quad (12)$$

در این مقاله با استفاده از روابط (۹، ۱۱ و ۱۲) مشخصه I_{1j}^{PB} تعریف و مطابق با روابط (۱۳) ارائه شده است. مشخصه I_{1j}^{PB} تغییرات تبدیل هیلبرت تابع پاسخ فرکانسی نسبت به تابع پاسخ فرکانسی ارزیابی می‌شود.

$$I_{1j}^{PB} = \frac{\int_{\omega_1}^{\omega_2} (|(\tilde{H}_j(\omega) - H_j(\omega))| - (|\tilde{H}_{jL,avg}(\omega) - H_{jL,avg}(\omega)|))^\beta d\omega}{\int_{\omega_1}^{\omega_2} (|\tilde{H}_{jL,avg}(\omega) - H_{jL,avg}(\omega)|) d\omega} \quad (13)$$

(j: a and d) (β : 0.5, 1.0 and 2)

در رابطه فوق $\tilde{H}_{jL,avg}(\omega)$ و $H_{jL,avg}(\omega)$ به ترتیب مقادیر میانگین تابع پاسخ فرکانسی و تبدیل هیلبرت تابع پاسخ فرکانسی استخراج شده برای مجموعه‌ای از پاسخ‌های خطی سازه هنگام رخداد زمین‌لرزه‌های مختلف است. پارامتر β توان ریاضی تغییرات است، که جهت کنترل حساسیت مشخصه‌ها، در معادلات لحاظ شده است که تأثیر آن، در بخش نتایج بحث می‌شود. شایان ذکر است که کفایت و عملکرد صحیح مشخصه‌های ارائه شده در این مقاله در تشخیص رفتار غیرخطی، وابسته به وجود پاسخ‌های ثابت و سازگار سازه در رفتار خطی، طی رخداد زمین‌لرزه‌های مختلف است.

۳- مراحل تشخیص آسیب

۱- محاسبه $\tilde{H}_{jL,avg}(\omega)$ و $H_{jL,avg}(\omega)$ به ترتیب مقادیر میانگین تابع پاسخ فرکانسی و تبدیل هیلبرت تابع پاسخ فرکانسی استخراج شده برای مجموعه‌ای از پاسخ‌های خطی سازه هنگام رخداد زمین‌لرزه‌های مختلف و در حالتی که رفتار در محدوده خطی تضمین شده است.

سید سهیل مجید زمانی و حامد موحد

۲- در رخدادهای جدید زمین‌لرزه کنترل شود که مقادیر تابع پاسخ فرکانسی $H_j(\omega)$ و تبدیل هیلبرت تابع پاسخ فرکانسی $\tilde{H}_j(\omega)$ به ترتیب نسبت به $H_{jL,avg}(\omega)$ و $\tilde{H}_{jL,avg}(\omega)$ محاسبه شده از مجموعه رخدادهای قدیم، بدون تغییر محسوس هستند.

۳- به روز رسانی اطلاعات مرحله (۱) در رخداد زمین‌لرزه‌های جدید ثبت شده

۴- استخراج مشخصه‌های I_{1j}^{PB} (β : 0.5, 1.0 and 2) (j: a and d) در رخداد زمین‌لرزه‌های مختلف و ارزیابی مشخصه‌ها

۴- روش ارزیابی و تأیید مشخصه‌ها

برای نشان دادن امکان استفاده از روش تشخیص رفتار غیرخطی پیشنهاد شده در این پژوهش، با استفاده از تحلیل‌های عددی، پاسخ‌های سه سازه قاب خمشی فولادی با تعداد طبقات مختلف، تحت اثر تعداد پانزده عدد رکورد زمین‌لرزه‌های شناخته شده، با ویژگی‌های متفاوت در تاریخچه زمانی و دامنه فرکانسی، استخراج و مشخصه‌ها محاسبه و مورد ارزیابی قرار می‌گیرند.

۵- مدل‌های سازه‌ای

برای استخراج و ارزیابی مشخصه‌های ارائه شده، سه مدل سازه-ای قاب خمشی فولادی چهار، هشت و دوازده طبقه انتخاب شده‌اند. حدود ظرفیت مقاطع ستون‌ها و تیرها مطابق با نیروی ثقلی متعارف ساختمان مسکونی و نیروی جانبی حاصل از برش پایه استخراج شده از آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم) و برای مشخصات سیستم سازه‌ای قاب خمشی فولادی متوسط، پهنه‌بندی لرزه‌ای با خطر نسبی زیاد و طبقه‌بندی نوع زمین با خاک تپ دو بوده است. فولاد اعضای سازه‌ای از نوع ST37 با تنش حد جاری شدن $F_y=2400 \text{ kg/cm}^2$ است. در شکل (۲) پلان سازه‌ها، نمای قاب‌ها و نوع مقاطع انتخاب شده برای ستون‌ها و تیرهای سازه‌ها به نمایش درآمده است.

شکل ۲. پلان، نمای قاب‌ها و مقاطع مورد استفاده برای سازه‌های مورد مطالعه

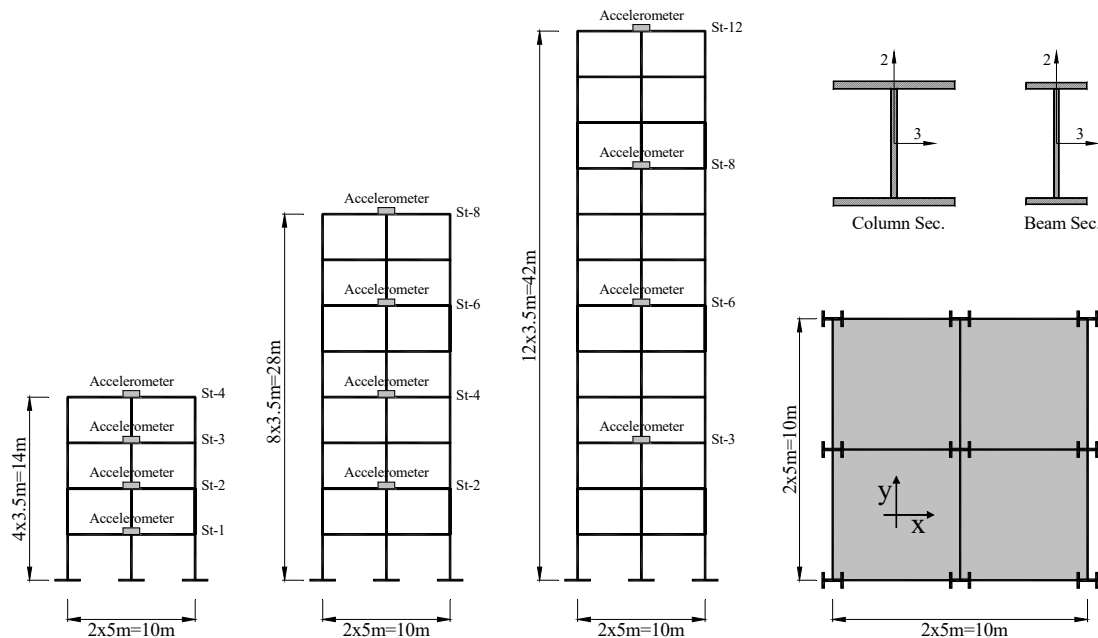


Fig. 2. Plan, frames and used sections for studied structures

در این بخش، تابع پاسخ فرکانسی سازه، تحت ارتعاش هارمونیک حرکت زمین ارزیابی می‌شود. تاریخچه‌های زمانی شتاب زمین‌لرزه طبس (Tabas1978_TAB-T1) و پنج نمونه تابع بارگذاری هارمونیک $F(t)$ در شکل (۳) نشان داده شده‌اند. استفاده از بارگذاری هارمونیک تحریک پایه به همراه یک نمونه زمین‌لرزه برای مقایسه نتایج است. چهار نمونه بارگذاری‌های هارمونیک دارای تنها یک فرکانس بارگذاری و در نمونه پنجم ترکیبی از چهار فرکانس در آن استفاده شده است.

تحت اثر بارهای انتخابی و با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی، به عنوان نمونه، تابع پاسخ فرکانسی برای طبقات اول و سوم مدل سازه چهار طبقه ارائه شده در شکل (۲) و در محدوده رفتار خطی سازه، استخراج و در شکل (۴) به نمایش درآمده‌اند. مطابق نتایج به دست آمده، تابع پاسخ فرکانسی برای زمین‌لرزه طبس و بارگذاری هارمونیک با ترکیبی از فرکانس‌ها، بر یکدیگر منطبق هستند. این درحالیست که تابع پاسخ فرکانسی حاصل از چهار بارگذاری هارمونیک تک فرکانس، مقادیر متفاوتی را نشان می‌دهند و سازگاری در نتایج نیز وجود ندارد.

کلیه مراحل تحلیل و استخراج پاسخ‌ها، برای حالت تغییرشکل جانبی سازه فقط در راستای محور X پلان انجام پذیرفته است. مدل‌سازی، تحلیل و استخراج نتایج برای سیستم‌های سازه‌ای، توسط نرم‌افزار SAP2000 Ver.20.0.0 صورت پذیرفته است [26]. در جدول (۱) مقادیر فرکانس و زمان تناوب مودهای سازه‌ها ارائه شده است.

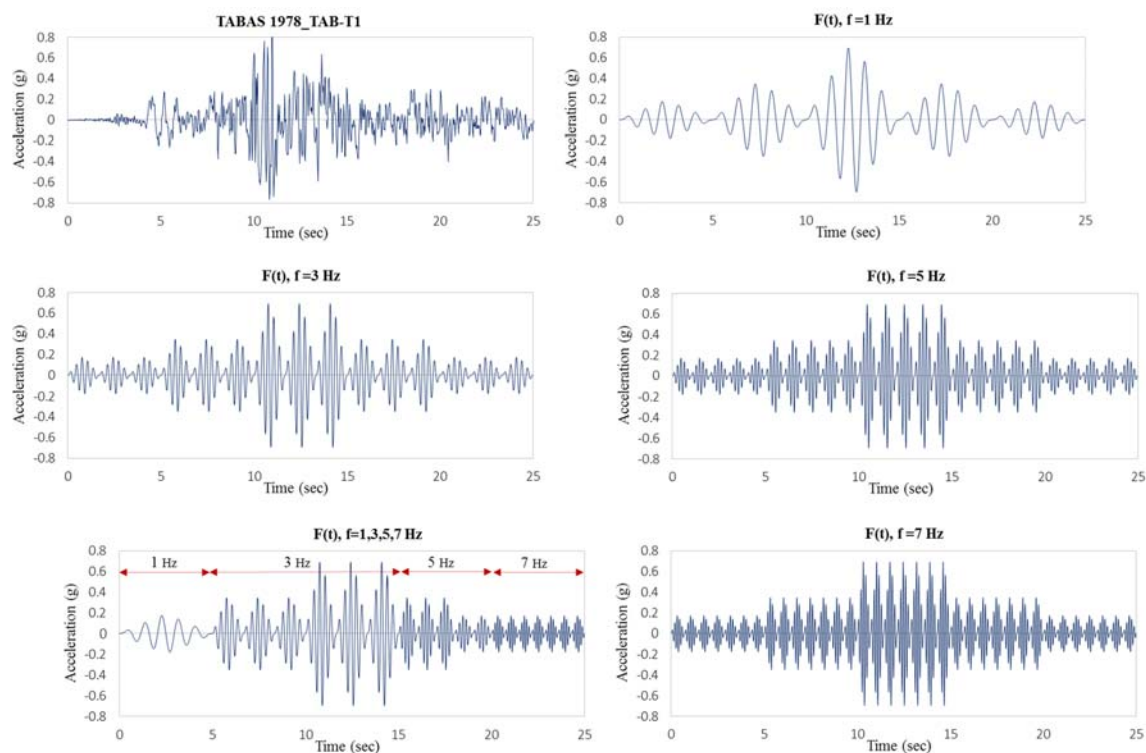
جدول ۱. مقادیر فرکانس‌ها و زمان تناوب مودی سازه‌ها در راستای X

Mode	1	2	3	4	5	6	7	8
4 story	freq. (Hz)	0.73	1.94	3.26	4.88	-	-	-
	Per. (sec)	1.38	0.52	0.31	0.20	-	-	-
8 story	freq. (Hz)	0.45	1.22	2.08	3.02	3.79	4.77	-
	Per. (sec)	2.21	0.82	0.48	0.33	0.26	0.21	-
12 story	freq. (Hz)	0.34	0.92	1.56	2.28	2.96	3.79	4.57
	Per. (sec)	2.98	1.09	0.64	0.44	0.34	0.26	0.22

Table 1. Modal Frequencies and periods of structures in x direction

۶- پاسخ سازه تحت ارتعاش هارمونیک در تراز

پایه

شکل ۳. تاریخچه‌های زمانی شتاب زمین لرزه طیس و بارهای هارمونیک $F(t)$ Fig. 3. Acceleration time history of the 1978 Tabas earthquake (TAB_TAB-T1) and harmonic loads $F(t)$

شکل ۴. تابع پاسخ فرکانسی طبقات اول و سوم سازه چهار طبقه تحت بارهای انتخابی

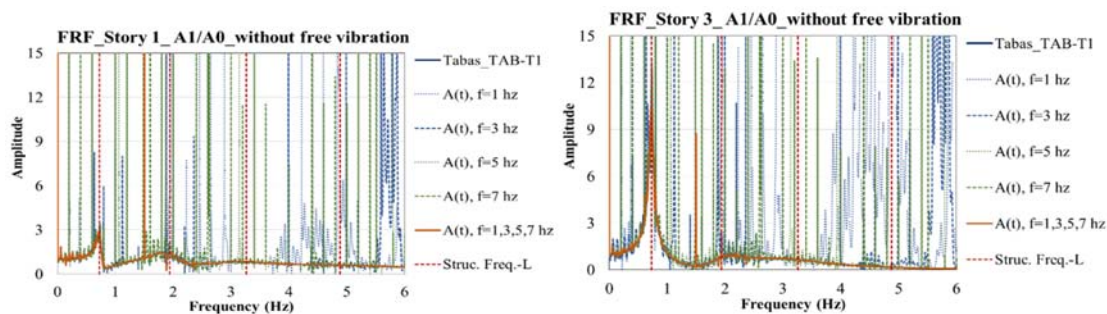


Fig. 4. FRFs for first and third story of 4-story structure under chosen loads

شکل‌های (۵ و ۶) به ترتیب برای حالت‌هایی که دو برابر و چهار برابر زمان تناوب مود اول سازه به زمان داده‌برداری اضافه شود، نتایج تابع پاسخ فرکانسی استخراج و نشان داده شده‌اند.

نتایج ارائه شده برای تابع پاسخ فرکانسی در شکل (۴)، بر اساس پاسخ‌های استخراج شده از سازه، فقط در بازه زمانی بارگذاری $(t=0\sim 25\text{sec})$ ماست. در صورتی که بخشی از پاسخ ارتعاش آزاد سازه نیز در استخراج تابع پاسخ فرکانسی لحاظ شود، نتایج متفاوت از شرایط نشان داده شده در شکل (۴) خواهد بود.

شکل ۵. تابع پاسخ فرکانسی طبقات اول و سوم سازه چهار طبقه تحت بارهای انتخابی، داده برداری شامل زمان بارگذاری و دو برابر زمان تناوب مود اول سازه

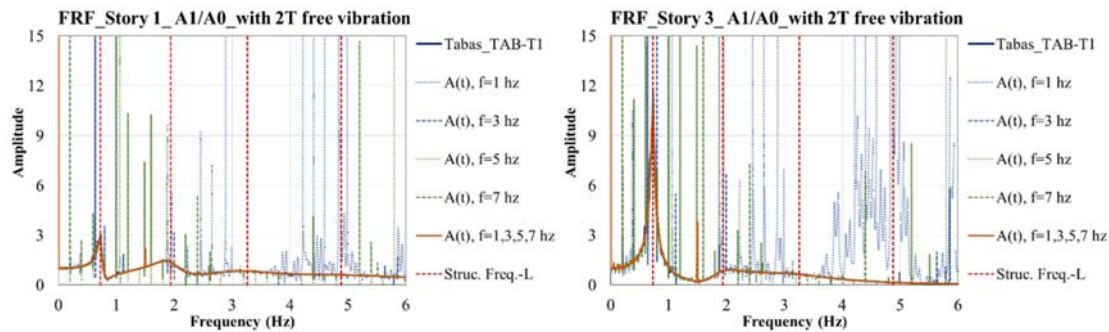


Fig. 5. FRFs for first and third story of 4-story structure under chosen loads, time range of responses with 2T free vibration ($t=27.76$ sec)

شکل ۶. تابع پاسخ فرکانسی طبقات اول و سوم سازه چهار طبقه تحت بارهای انتخابی، داده برداری شامل زمان بارگذاری و چهار برابر زمان تناوب مود اول سازه

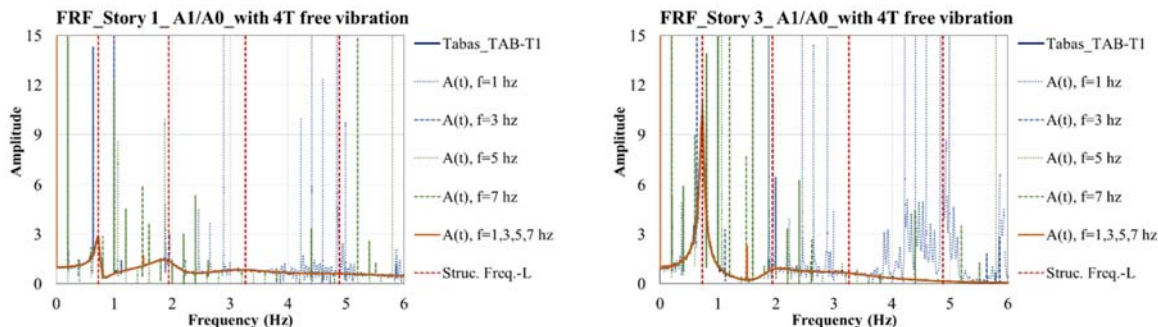


Fig. 6. FRFs for first and third story of 4-story structure under chosen loads, time range of responses with 4T free vibration ($t=27.76$ sec)

هنگام بارگذاری تحریک زمین، وابستگی به محتوی فرکانسی شتاب زمین خواهد داشت. در صورتی که تاریخچه های زمانی شتاب زمین وارد شده به سازه، محتوی فرکانسی غنی تری داشته باشند، همگرایی توابع پاسخ فرکانسی استخراج شده به تابع پاسخ فرکانسی سیستم بیشتر خواهد بود. از طرف دیگر استفاده از داده های بخشی از ارتعاش آزاد سیستم نیز در این همگرایی تأثیر مثبت خواهد داشت.

۷- بارگذاری زمین لرزه

برای انجام تحلیل های تاریخچه زمانی تعداد پانزده عدد رکورد ثبت شده در زمین لرزه های شناخته شده ایران و جهان انتخاب شده اند. بر اساس فاصله تا صفحه شکست گسل و همچنین وجود رفتارهای پالس گونه در تاریخچه زمانی رکوردها، زمین لرزه های انتخابی در سه گروه دسته بندی شده اند. گروه اول رکوردهایی که در حدود فاصله ۱/۷ الی ۹/۳ کیلومتری از صفحه

مطابق با مباحث دینامیک سازه ها، تابع پاسخ فرکانسی یک سیستم، تابع واحدی بوده که پاسخ در دامنه فرکانسی یک سیستم تحت اثر بار ضربه ای است [27]. این تابع مشخصات ثابتی داشته که وابسته به نوع بارگذاری نیست. در پاسخ تاریخچه زمانی یک سازه، در صورتی که فقط پاسخ مناسبی از ارتعاش آزاد یک سیستم در دامنه فرکانسی استخراج شود، همان تابع پاسخ فرکانسی واحد سیستم خواهد بود. همان گونه که در بخش مقدمه این پژوهش بیان شد، هدف، تشخیص آسیب ناشی از تشکیل مفاصل پلاستیک با استفاده از داده های گرفته شده از سازه حین رخداد زمین لرزه است و پس از حذف بارگذاری، شرایط سختی سازه حساسیت کمی به تشخیص آسیب (تشکیل مفاصل پلاستیک) خواهد داشت. از این رو همگرایی توابع پاسخ فرکانسی استخراج شده از سازه هنگام بارگذاری در رفتار خطی و مقایسه با تغییرات ایجاد شده در رفتار غیرخطی دارای اهمیت است. مطابق با نتایج نشان داده شده در شکل های (۴، ۵ و ۶) همگرایی تابع پاسخ فرکانسی استخراج شده از داده های

آنها مشاهده نمی‌شود. در جدول (۲) مشخصات رکوردهای انتخابی ارائه شده است [28]. در انتخاب زمین‌لرزه‌ها، سعی بر آن شده است که گوناگونی در محتوی فرکانسی رکوردها وجود داشته باشد که برای ارزیابی مناسب‌تر، در شکل (۷) شتاب زمین‌لرزه‌های انتخابی در دامنه فرکانسی نشان داده شده‌اند.

شکست ثبت شده‌اند و تاریخچه زمانی آنها شامل رفتار پالس-گونه است. گروه دوم رکوردهایی که در فواصل حدود ۸/۷ الی ۱۳/۹ کیلومتری از صفحه شکست ثبت شده‌اند و تاریخچه زمانی آنها شامل رفتار پالس‌گونه نیست. گروه سوم رکوردهایی که در فواصل دورتری از صفحه شکست و حدود ۱۹/۷ الی ۳۰/۷ کیلومتری ثبت شده‌اند و رفتار پالس‌گونه هم در تاریخچه زمانی

جدول ۲. رکورد زمین‌لرزه‌های انتخاب شده

Group	Earthquake	Station	Distance (km)	Magnitude (Mw)	Mechanism	Tp-Pulse (sec)	PGA (g)	PGV (cm/sec)	PGD (cm)
First Group	Northridge 1994	SCE-281	5.2	6.69	Reverse	3.53	0.45	60.4	18.8
	Loma Prieta 1989	WVC-270	9.3	6.93	Reverse Oblique	5.65	0.33	64.9	37.9
	Landers 1992	LCN-260	2.2	7.28	Strike Slip	5.12	0.73	133.5	114.7
	Bam 2003	BAM-T	1.7	6.6	Strike Slip	2.02	0.63	60.1	25.3
	Tabas 1978	TAB-T1	1.8	7.35	Reverse	6.19	0.86	123.3	95.2
Second Group	Northridge 1994	ARL-090	8.7	6.69	Reverse	-	0.35	41.1	10.2
	El Centro 1979	#11-230	12.6	6.53	Strike Slip	-	0.38	44.6	21.3
	Landers 1992	JOS-090	11	7.28	Strike Slip	-	0.28	42.6	15.8
	Manjil 1990	ABBAR-T	12.6	7.37	Strike Slip	-	0.5	50.6	23.8
	Tabas 1978	DAY-T1	13.9	7.35	Reverse	-	0.41	27.1	7.4
Third Group	Northridge 1994	MRP-180	24.8	6.69	Reverse	-	0.29	20.5	4.5
	Kobe 1995	KAK-000	22.5	6.9	Strike Slip	-	0.24	20.8	6.4
	Landers 1992	CLW-LN	19.7	7.28	Strike Slip	-	0.28	27.6	18.2
	Kocaeli 1999	IZN-090	30.7	7.21	Strike Slip	-	0.12	25.3	18.6
	Tabas 1978	BOS-T1	24.0	7.35	Reverse	-	0.085	15.4	8.0

Table 2. The selected earthquake records

شکل ۷. شتاب زمین‌لرزه‌های انتخابی در دامنه فرکانسی

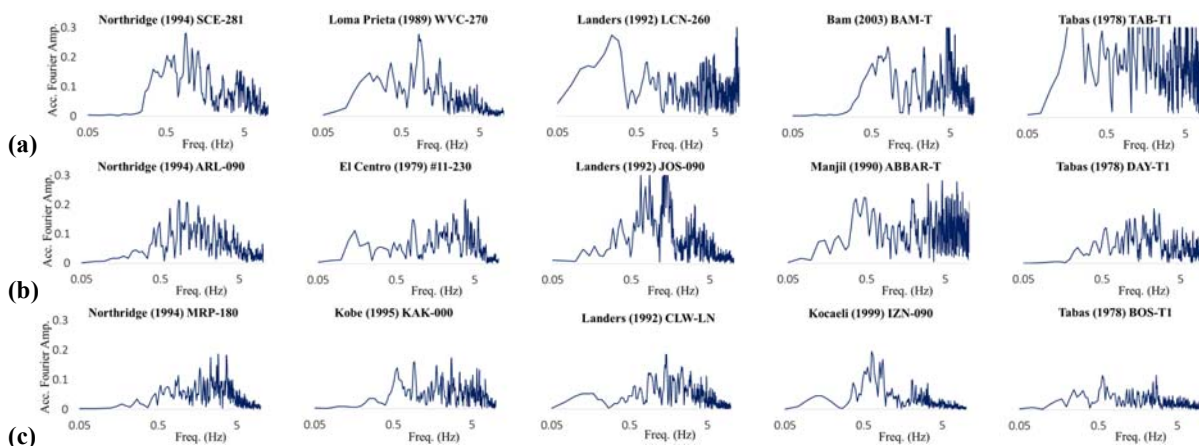


Fig. 7. The acceleration of selected earthquake records in frequency domain. a first group. b second group. c third group.

۸- تحلیل تاریخچه زمانی

مطابق مطالب بیان شده در بخش (۶) این پژوهش، به مقدار $2T$ بازه زمانی (T زمان تناوب اصلی سازه)، نتایج ارتعاش آزاد سیستم به نتایج زمان اعمال نیروی لرزه‌ای، در استخراج نتایج تحلیل اضافه شده است.

با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی تحت اثر رکوردهای انتخابی، پاسخ هنگام رفتار خطی و غیرخطی (تشکیل مفاصل پلاستیک) سازه‌های مورد مطالعه استخراج شد. پاسخ‌ها شامل شتاب مطلق و تغییر مکان نسبی و برای سطوح مختلف پیشروی مفاصل پلاستیک به عنوان رفتار غیرخطی و در ستون‌های سازه‌ها هستند.

فوق، تحلیل‌ها، برای سه حالت حداکثر پیشروی دوران پلاستیک مفصل لحاظ شده در ستون‌ها، برابر $20y$ ، $40y$ و $60y$ انجام پذیرفته است که $0y$ دوران حد تسلیم عضو است. تحلیل سازه‌ها و استخراج نتایج در حالت بررسی رفتار خطی، بدون لحاظ نمودن مفصل پلاستیک در ستون‌ها بوده و تاریخچه زمانی شتاب هر یک از رکوردهای انتخابی با مقیاس یک به سازه‌ها اعمال شده‌اند. در حالت رفتار غیرخطی و مطابق جانمایی ذکر شده برای مفصل پلاستیک در تراز طبقات، ضریب مقیاس تاریخیچه زمانی شتاب هر یک از رکوردهای انتخابی، در هر مرحله تحلیل تا رسیدن نمونه‌هایی از ستون‌های مفصل شده به میزان دوران پلاستیک برابر $20y$ ، $40y$ و $60y$ ، هنگام فرایند آزمون و خطا شناسایی و به رکوردها اعمال شده‌اند. در فرایند مدل‌سازی و اختصاص مشخصات، مفصل پلاستیک در ستون‌ها از نوع PM3 و مطابق دستورالعمل FEMA356 [19] بوده که در شکل (۸) به‌طور شماتیک به نمایش درآمده است.

شکل ۸. نمودار تیپ لنگر دوران مفصل پلاستیک

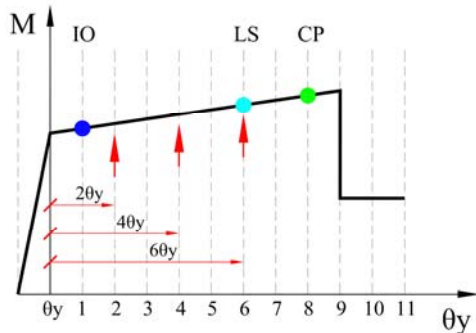


Fig. 8. Nonlinear hinge properties

دوازدهم هستند. برای هم‌پایه‌سازی نتایج مربوط به شتاب و تغییرمکان، در هر یک از سازه‌ها، توابع مربوط به تغییرمکان با ضریب توان دوم فرکانس زاویه‌ای مود اول، $\omega_1^2 = (2\pi f_1)^2$ ، مقیاس شده‌اند. مطابق با رابطه (۱۳)، محدوده فرکانسی استخراج نتایج برای سازه چهار طبقه شامل چهار مود اول و در بازه فرکانسی $f = 0.32 \sim 5.70$ Hz، برای سازه هشت طبقه شامل شش مود اول و در بازه فرکانسی $f = 0.25 \sim 5.40$ Hz و برای سازه دوازده طبقه شامل هشت مود اول و در بازه

در مرحله انجام تحلیل‌های غیرخطی، برای هر یک از سازه‌های چهار، هشت و دوازده طبقه، چهار حالت وجود و جانمایی تشکیل مفصل لحاظ و تحت رکوردهای انتخابی نتایج استخراج شده‌اند. برای سازه چهار طبقه در هر یک از مراحل تحلیل، مفصل صرفاً در هر یک از طبقات تعریف شد و سایر طبقات بدون مفصل و دارای رفتار خطی بوده‌اند. برای سازه چهار طبقه و مطابق شکل (۲)، با فرض جانمایی سنسورهای داده‌برداری در هریک از طبقات اول الی چهارم، نتایج برای این طبقات استخراج شده‌اند. برای سازه هشت طبقه و در هر یک از مراحل تحلیل، مفصل پلاستیک فقط به ترتیب در طبقات اول و دوم، سوم و چهارم، پنجم و ششم و هفتم و هشتم و در حد فاصل بین سنسورهای شتاب تعریف شده‌اند و در هر مرحله سایر طبقات رفتار خطی داشته‌اند. برای سازه هشت طبقه و مطابق شکل (۲)، با فرض جانمایی سنسورهای داده‌برداری در هریک از طبقات زوج (دوم، چهارم، ششم و هشتم)، نتایج برای این طبقات استخراج شده‌اند. برای سازه دوازده طبقه و در هر یک از مراحل تحلیل، مفصل پلاستیک فقط به ترتیب در طبقات اول الی سوم، چهارم الی ششم، هفتم الی نهم و دهم الی دوازدهم و در حد فاصل بین سنسورهای شتاب تعریف شده‌اند و در هر مرحله سایر طبقات رفتار خطی داشته‌اند. برای سازه دوازده طبقه و مطابق شکل (۲)، با فرض جانمایی سنسورهای داده‌برداری در هریک از طبقات سوم، ششم، نهم و دوازدهم، نتایج برای این طبقات استخراج شده‌اند.

برای ارزیابی شدت پیشروی مفصل پلاستیک، برای هر یک از مراحل تحلیل با رفتار غیرخطی و جانمایی مفصل ذکر شده در

۹- استخراج مشخصه‌ها و شناسایی رفتار غیرخطی

با فرض جانمایی سنسورهای شتاب در طبقات نشان داده شده در شکل (۲)، توابع پاسخ فرکانسی، تبدیل هیلبرت توابع پاسخ فرکانسی و مشخصه‌های استخراج شده برای سازه چهار طبقه مربوط به پاسخ هریک از طبقات اول الی چهارم، برای سازه هشت طبقه پاسخ طبقات زوج (دوم، چهارم، ششم و هشتم) و برای سازه دوازده طبقه پاسخ طبقات سوم، ششم، نهم و

فرکانسی $f = 0.23 \sim 5.50 \text{ Hz}$ است. مقادیر فرکانس‌های مودی سازه‌های مورد مطالعه در شکل (۹) نشان داده شده‌اند که این مقادیر با نتایج به دست آمده از توابع پاسخ فرکانسی قابل مقایسه و هماهنگ هست.

با استفاده از روابط (۱ و ۲) و به عنوان نمونه برای زمین‌لرزه Bam 2003_BAM-T) توابع پاسخ فرکانسی و تبدیل هیلبرت توابع پاسخ فرکانسی شتاب و تغییر مکان سیستم، در حالت رفتار خطی و مواردی از رفتارهای غیرخطی با تشکیل مفاصل پلاستیک در سیستم، برای سه سازه مورد مطالعه چهار، هشت و دوازده طبقه در شکل (۹) نشان داده شده‌اند. از مقایسه توابع ترسیم شده، در حالت رفتارهای خطی و غیرخطی با تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون‌های سازه‌ها، تغییرات ایجاد شده در توابع پاسخ فرکانسی و تبدیل هیلبرت توابع پاسخ فرکانسی قابل مشاهده است. این تغییرات بیانگر پارامترهای نشان داده شده در روابط (۹ و ۱۱)، به ترتیب برای تابع پاسخ فرکانسی و تبدیل هیلبرت تابع پاسخ فرکانسی ($j: a \text{ and } d$) $\Delta H_{jNL}(\omega)$ و $\Delta \tilde{H}_{jNL}(\omega)$ هستند.

مطابق تعریف ارائه شده در رابطه (۱۳) مشخصه‌های $I_{1j}^{PB} (j: a \text{ and } d) (\beta: 1.0)$ برای سه سازه چهار، هشت و دوازده طبقه و تحت اثر زمین‌لرزه بم استخراج و در شکل (۱۰) به نمایش درآمده‌اند. مشخصه‌های I_{1a}^{P1} و I_{1d}^{P1} که به ترتیب بر اساس پاسخ‌های شتاب و تغییر مکان طبقات استخراج می‌شوند، برای سیستم‌های سازه‌ای و در حالت رفتار خطی و چهار حالت رفتار غیرخطی با تشکیل مفاصل پلاستیک در ترازهای مختلف طبقات، محاسبه شده‌اند. مقایسه نتایج نشان داده شده از مشخصه I_{1a}^{P1} بیانگر آن است که هنگام رفتار خطی مقادیر مشخصه در حدود مقادیر کم و نزدیک صفر است و هنگام رفتار غیرخطی و تشکیل مفاصل، مشخصه تغییرات قابل توجهی داشته که بیانگر شناسایی "وجود" رفتار غیرخطی در سیستم است. برای مشخصه I_{1d}^{P1} تغییرات نتایج از حالت رفتارهای خطی به غیرخطی قابل نتیجه‌گیری بوده لکن تغییرات مربوط به تراز از طبقات که رفتار پلاستیک داشته‌اند قابل ملاحظه و محسوس‌تر است. مطابق شکل (۱۰) و برای مشخصه I_{1d}^{P1} در صورتی که نتایج به صورت گراف ترسیم شده در تراز طبقات

لحاظ شده، در تراز از طبقات که رفتار پلاستیک داشته‌اند تغییر زاویه محسوس مشاهده می‌شود. از این رو از مشخصه I_{1d}^{P1} علاوه بر شناسایی "وجود" رفتار غیرخطی، "جانمایی" و تراز از طبقات که رفتار پلاستیک داشته‌اند قابل استخراج است. در این بخش پاسخ‌ها و مشخصه‌های استخراج شده صرفاً برای یک رکورد و زمین‌لرزه بم به نمایش درآمده و مورد ارزیابی قرار گرفته است. برای پاسخ و مشخصه‌های استخراج شده از سایر زمین‌لرزه‌ها نیز نتایج بیان شده در این بخش صادق است. از آنجائی که ارائه نتایج برای همه زمین‌لرزه‌های انتخابی مقدور نیست در ادامه مقاله و با استفاده از پاسخ‌ها و مشخصه‌های میانگین محاسبه شده برای همه رکوردهای زمین‌لرزه‌های انتخابی، نتایج بررسی می‌شود.

برای ارائه کامل و بهینه‌تر نتایج، مطابق رابطه (۱۴) میانگین مشخصه‌های $I_{1a}^{PB} (\beta: 0.5, 1 \text{ and } 2)$ برای پاسخ سیستم‌های سازه‌ای تحت اثر پانزده عدد رکورد زمین‌لرزه انتخابی محاسبه و با عنوان مشخصه میانگین I_{1ma}^{PB} در شکل‌های (۱۱)، (۱۲) و (۱۳) به نمایش درآمده‌اند.

$$I_{1ma}^{PB} = \frac{\sum_{i=1}^{15} I_{1a}^{PB}}{15} (\beta: 0.5, 1 \text{ and } 2) \quad (14)$$

مطابق نتایج نشان داده شده در صورتی که توان‌های بالاتر تغییرات در مشخصه‌ها لحاظ شود ($\beta: 1 \text{ and } 2$) مقادیر مشخصه‌ها در حالت پاسخ خطی مقادیر کم و نزدیک به صفر خواهد داشت و در حالت بالاترین توان ($\beta: 2$) این رفتار تشدید خواهد شد و نسبت پاسخ‌های غیرخطی به خطی افزایش می‌یابد. برای مشخصه‌های با توان بالاتر، اختلاف در پاسخ‌ها از حالت خطی به غیرخطی، برای شناسایی "وجود" رفتار پلاستیک، قابل

شکل ۹. تابع پاسخ فرکانسی و تبدیل هیلبرت تابع پاسخ فرکانسی برای سیستم‌های سازه‌ای در حالت رفتار خطی و غیرخطی تحت اثر زمین‌لرزه بم

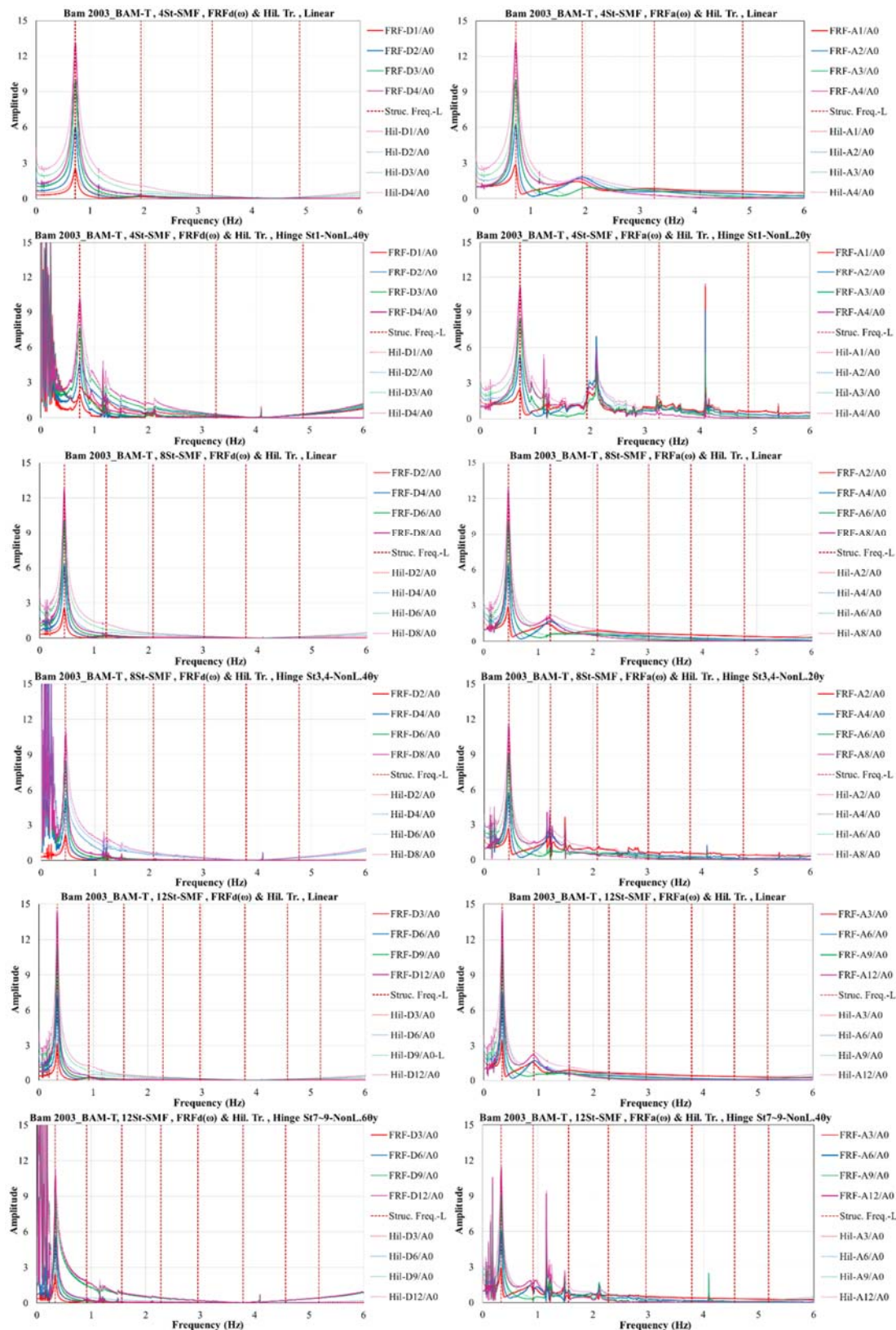


Fig. 9. FRFs and Hilbert trans. of FRFs for struc. systems in linear and samples of nonlinear responses due to Bam earthquake

شکل ۱۰. مشخصه‌های I_{1d}^{P1} و I_{1a}^{P1} برای سیستم‌های سازه‌ای در حالت رفتار خطی و غیرخطی تحت اثر زمین‌لرزه بم

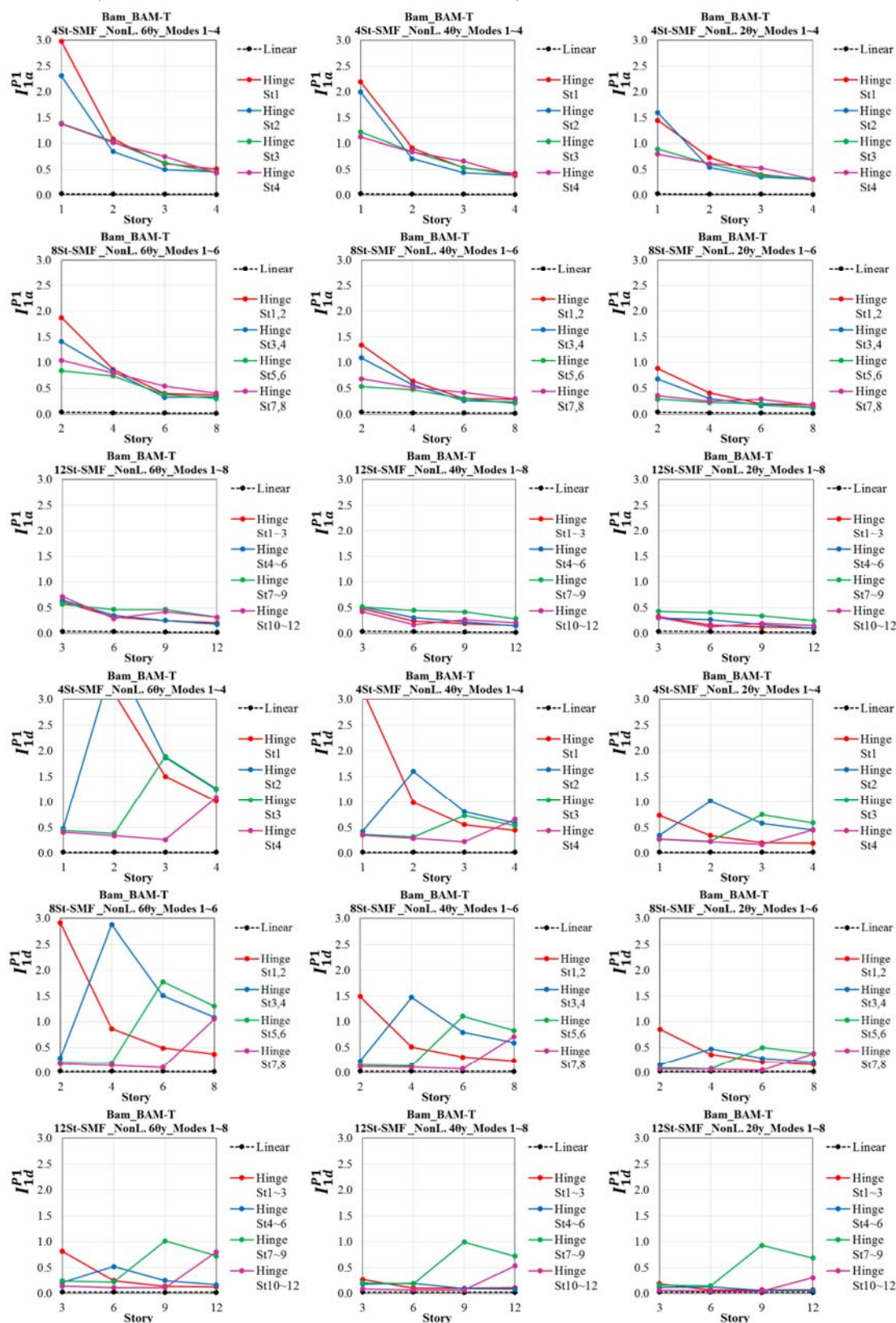


Fig. 10. Indicators of I_{1a}^{P1} and I_{1d}^{P1} for structural systems in linear and nonlinear responses due to the Bam earthquake

تغییرات، پراکندگی کمتری در پاسخها در حالت رفتار غیرخطی نسبت به حالت خطی وجود دارد. با افزایش توان تغییرات از $\beta: 0.5$ به $\beta: 1$ و $\beta: 2$ پراکندگی بیشتری در پاسخها در حالت رفتار غیرخطی نسبت به حالت خطی مشاهده می‌شود. موارد بیان شده در فوق نشانگر کارایی و ایجاد حساسیت مناسب‌تر در مشخصه‌ها با توان تغییرات، در شناسایی "وجود" و "شدت" آسیب وارد شده به سازه است.

ملاحظه بوده و دارای حساسیت مناسب هستند. از طرفی برای حالتی که توان پایین‌تر تغییرات در مشخصه اعمال شود ($\beta: 0.5$)، هر چند که مقادیر برای حالت خطی و غیرخطی تغییرات محسوسی دارند اما از آنجائی که مقادیر مشخصه، در حالت رفتار خطی، مقادیر قابل ملاحظه‌ای را شامل می‌شود، در مرحله پایش، شناسایی "وجود" رفتار غیرخطی را با چالش همراه خواهد کرد. این درحالی است که در حالت توان پایین‌تر

شکل ۱۱. مشخصه‌های $I_{1ma}^{P\beta}$ ($\beta: 0.5, 1$ and 2) برای سیستم سازه‌ای چهار طبقه

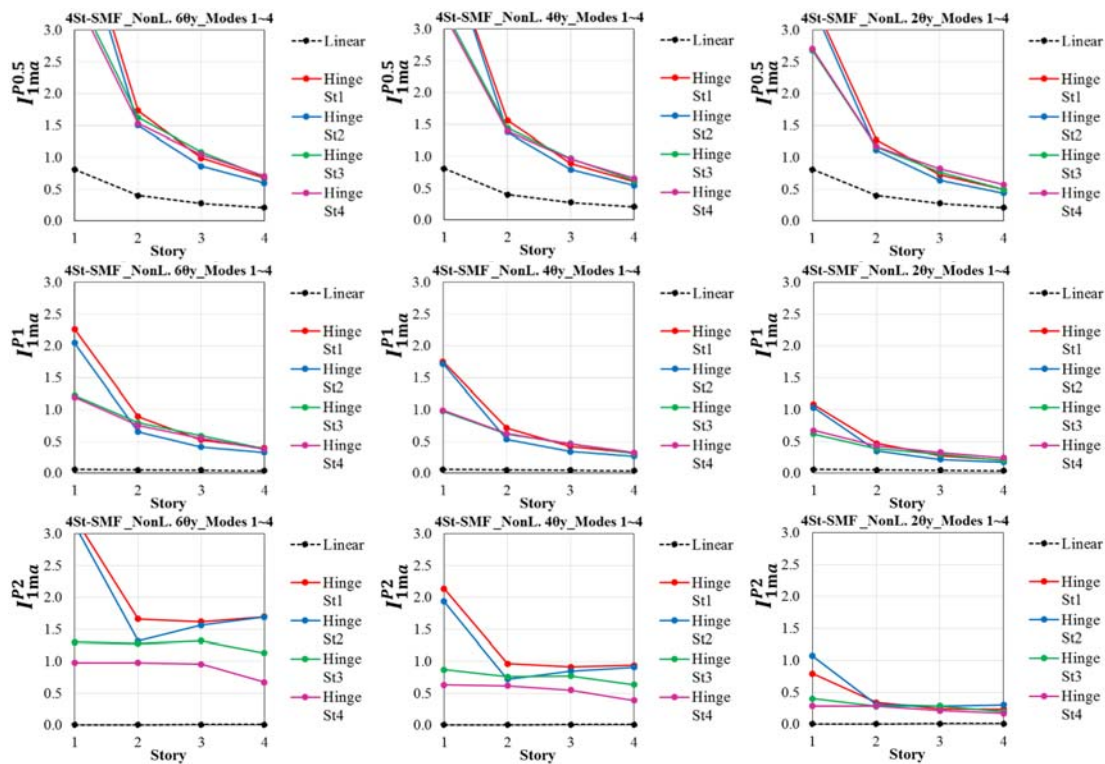


Fig. 11. Indicators of $I_{1ma}^{P\beta}$ ($\beta: 0.5, 1$ and 2) for 4-story structural system

شکل ۱۲. مشخصه‌های $I_{1ma}^{P\beta}$ ($\beta: 0.5, 1 \text{ and } 2$) برای سیستم سازه‌ای هشت طبقه

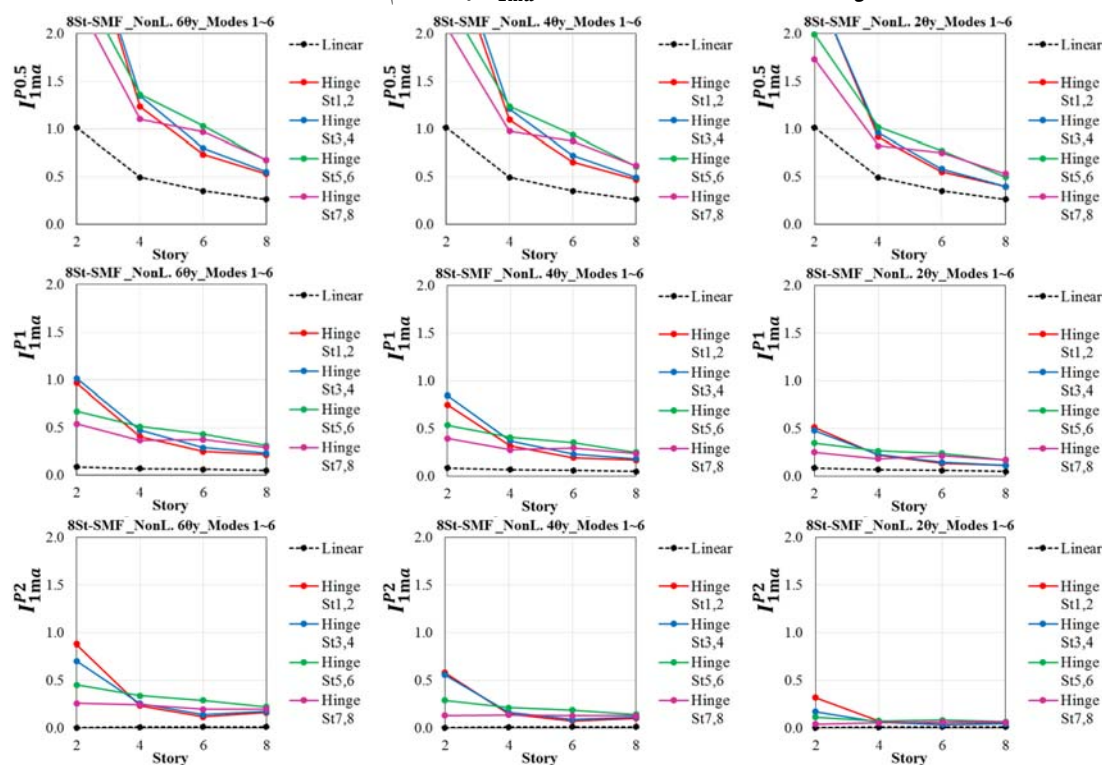


Fig. 12. Indicators of $I_{1ma}^{P\beta}$ ($\beta: 0.5, 1 \text{ and } 2$) for 8-story structural system

شکل ۱۳. مشخصه‌های $I_{1ma}^{P\beta}$ ($\beta: 0.5, 1 \text{ and } 2$) برای سیستم سازه‌ای دوازده طبقه

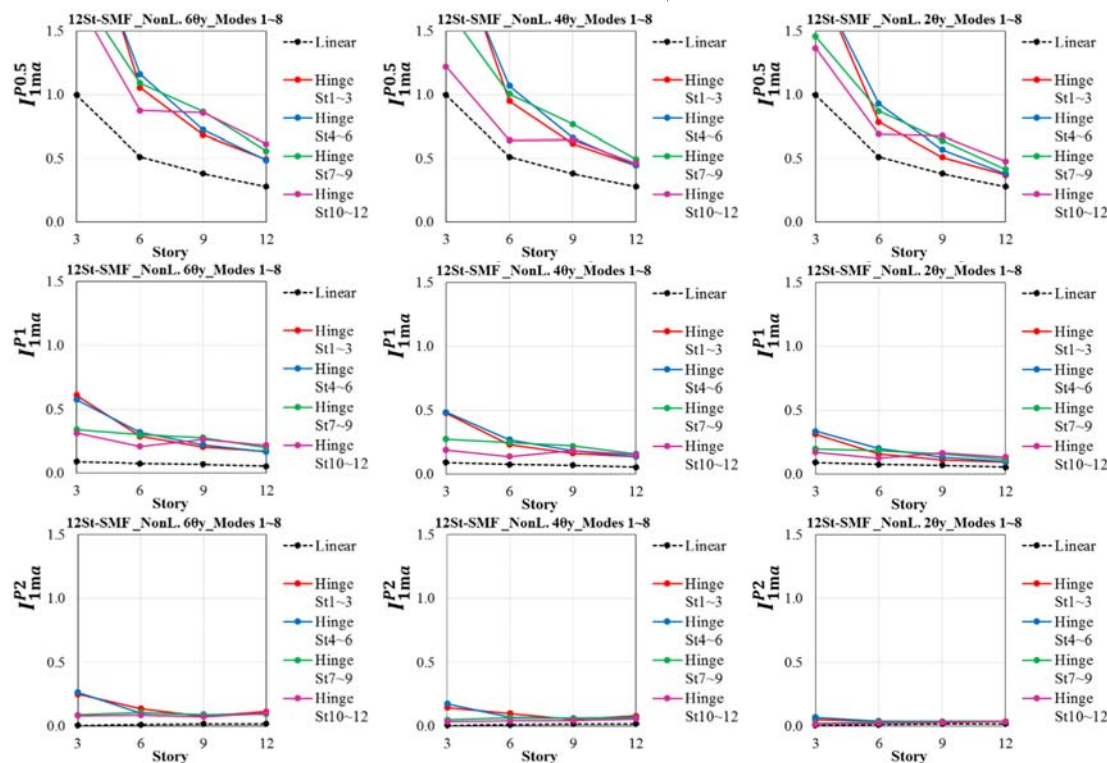


Fig. 13. Indicators of $I_{1ma}^{P\beta}$ ($\beta: 0.5, 1 \text{ and } 2$) for 12-story structural system

شناسایی "وجود" آسیب در سیستم است. برای حالتی که توان پایین‌تر تغییرات در مشخصه اعمال شود ($\beta: 0.5$)، هر چند که مقادیر برای حالت خطی و غیرخطی تغییرات محسوسی دارند اما از آنجائی که مقادیر مشخصه، در حالت رفتار خطی، مقادیر قابل ملاحظه‌ای را شامل می‌شود، شناسایی "وجود" رفتار غیرخطی از نتایج، از قطعیت خارج می‌شود. از طرف دیگر، برای مشخصه I_{1md}^{PB} و به ویژه برای توان بالاتر تغییرات، علاوه بر آنکه تغییرات در نتایج از حالت رفتارهای خطی به غیرخطی مشاهده می‌شود لکن تغییرات مربوط به تراز از طبقات که رفتار پلاستیک داشته‌اند از حساسیت و نمود بالاتری برخوردار هستند که با تغییر محسوس زاویه گراف ترسیم شده، شناسایی "جانمایی" طبقات آسیب دیده را ممکن می‌سازد.

مطابق رابطه (۱۵) میانگین مشخصه‌های ($\beta: 0.5, 1 \text{ and } 2$) برای پاسخ تغییرمکان سیستم‌های سازه‌ای چهار، هشت و دوازده طبقه تحت اثر پانزده عدد رکورد زمین‌لرزه‌های انتخابی محاسبه و با عنوان مشخصه میانگین I_{1md}^{PB} در شکل‌های (۱۴)، (۱۵ و ۱۶) به نمایش درآمده‌اند.

$$I_{1md}^{PB} = \frac{\sum_{i=1}^{15} I_{1d}^{PB}}{15} \quad (\beta: 0.5, 1 \text{ and } 2) \quad (15)$$

با استناد به پاسخ‌های به دست آمده و نشان داده شده، در حالت توان‌های بالاتر تغییرات، مقادیر برای پاسخ‌های خطی به سمت صفر میل می‌کنند و اختلاف قابل ملاحظه‌تری بین نتایج حاصل از پاسخ‌های خطی و غیرخطی سیستم‌های سازه‌ای مشاهده می‌شود که بیانگر حساسیت بالاتر مشخصه‌ها در توان‌های بالاتر، به

شکل ۱۴. مشخصه‌های ($\beta: 0.5, 1 \text{ and } 2$) برای سیستم سازه‌ای چهار طبقه

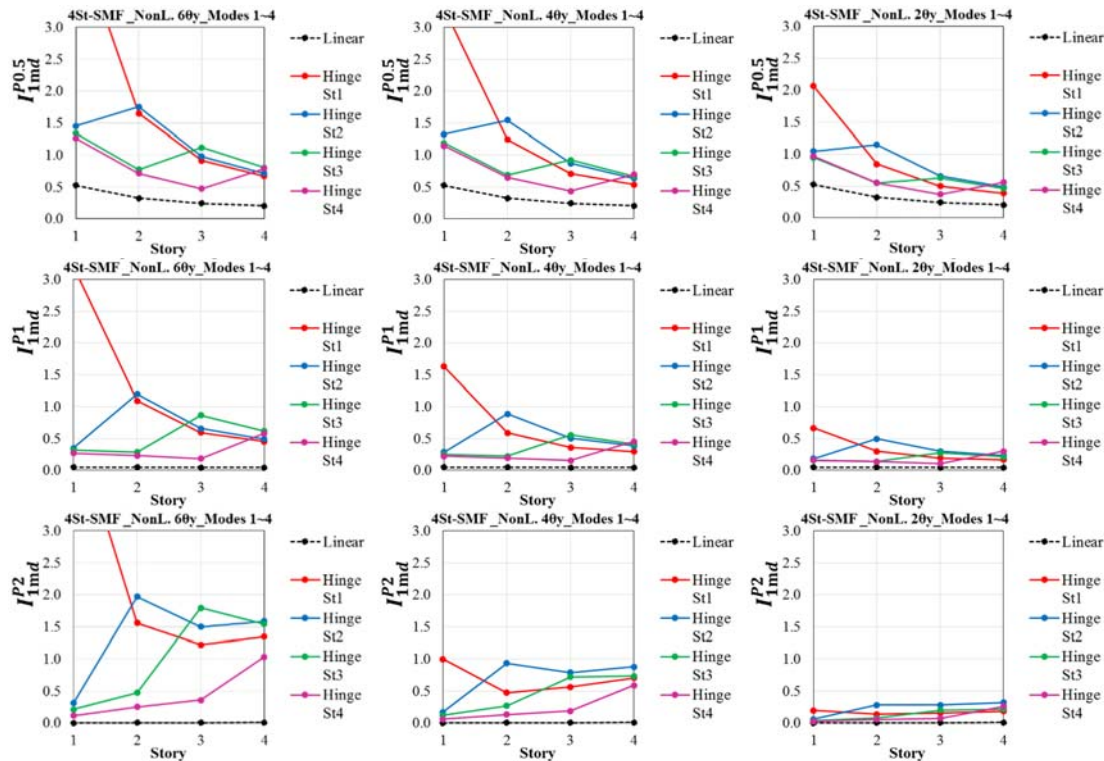


Fig. 14. Indicators of I_{1md}^{PB} ($\beta: 0.5, 1 \text{ and } 2$) for 4-story structural system

شکل ۱۵. مشخصه‌های $I_{1md}^{P\beta}$ ($\beta: 0.5, 1 \text{ and } 2$) برای سیستم سازه‌ای هشت طبقه

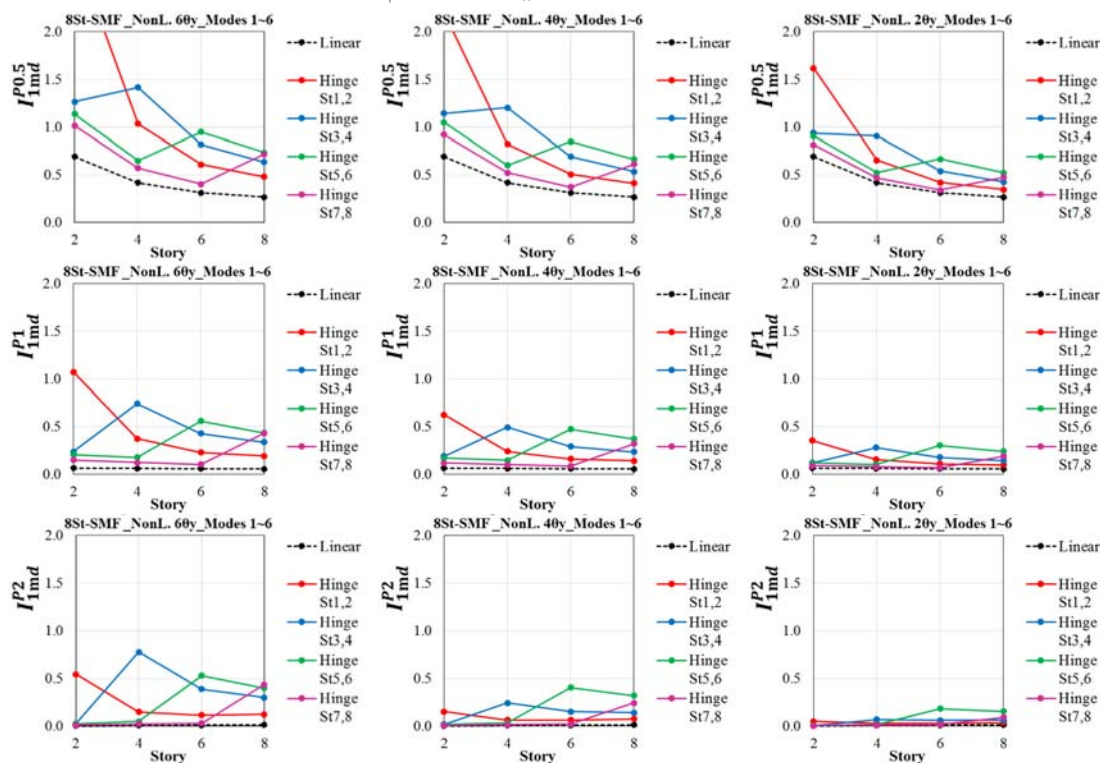


Fig. 15. Indicators of $I_{1md}^{P\beta}$ ($\beta: 0.5, 1 \text{ and } 2$) for 8-story structural system

شکل ۱۶. مشخصه‌های $I_{1md}^{P\beta}$ ($\beta: 0.5, 1 \text{ and } 2$) برای سیستم سازه‌ای دوازده طبقه

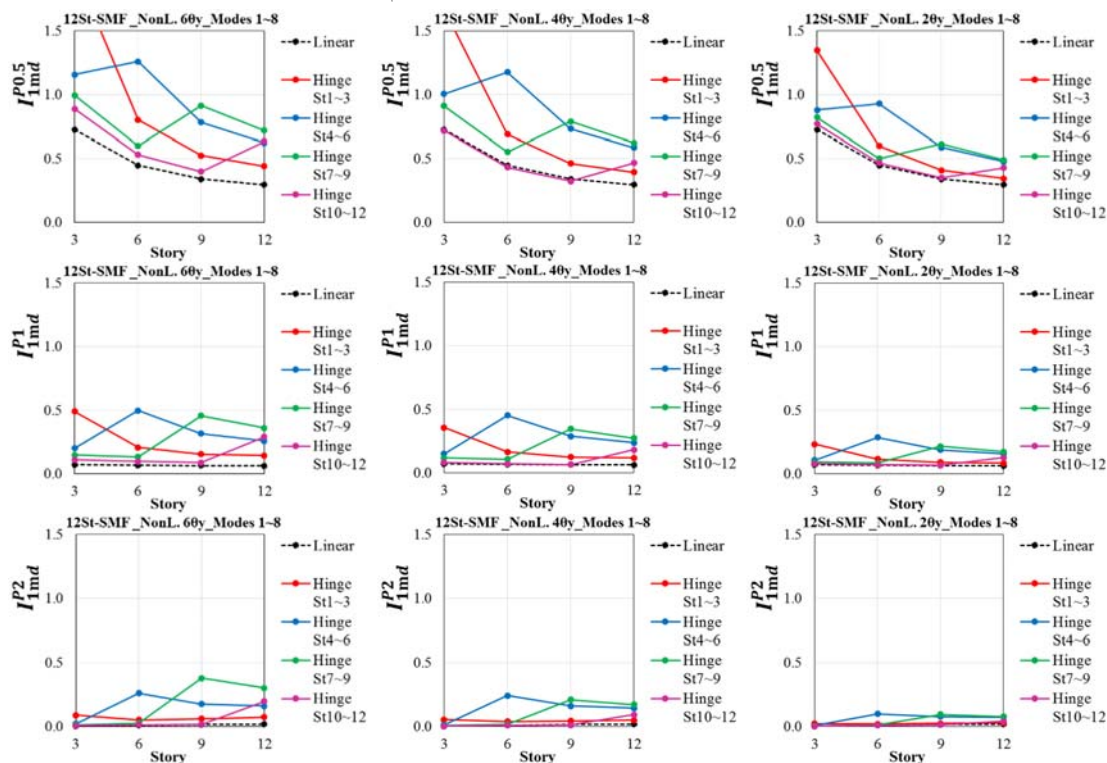


Fig. 16. Indicators of $I_{1md}^{P\beta}$ ($\beta: 0.5, 1 \text{ and } 2$) for 12-story structural system

۵- برای شناسایی "شدت" آسیب، استفاده از مشخصه‌های با توان‌های پایین‌تر تغییرات، $I_{1j}^{PB}(\beta: 0.5)$ (j: a and d)، دارای دقت مناسب‌تری هستند.

۱۱- مراجع

- [1] Sohn, H. and Farrar, C.R. 2001, Damage diagnosis using time series analysis of vibration signals, *Smart Materials and Structures*, 10(3):446-451.
- [2] Farrar, C.R. and Worden, K. 2007, An introduction to structural health monitoring. *Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*. 365(1851):303-315.
- [3] Fan, W. and Qiao, P. 2010, Vibration-based Damage Identification Methods: A Review and Comparative Study. *Structural Health Monitoring*, 10(1): p. 83-111.
- [4] Das, S., Saha, P. and Patro, S.K. 2016, Vibration-based damage detection techniques used for health monitoring of structures: a review, *Journal of Civil Structural Health Monitoring*. 6(3):477-507.
- [5] Hosoya, N., Ozawa, S. and Kajiwaru, I. 2019, Frequency response function measurements of rotational degrees of freedom using a non-contact moment excitation based on nanosecond laser ablation, *Journal of Sound and Vibration*, 456: 239-253.
- [6] Shiradhonkar, S.R. and Shrikhande, M. 2011, Seismic damage detection in a building frame via finite element model updating. *Comput. Struct.*, 89(23-24): 2425-2438.
- [7] Srinivas, V., Sasmal, S. and Ramanjaneyulu, K. 2014, Damage-sensitive features from non-linear vibration response of reinforced concrete structures, *Structural Health Monitoring*. 13(3):233-250.
- [8] Krishnanunni, C.G., et al. 2019, Sensitivity-based damage detection algorithm for structures using vibration data. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*. 9(1):137-151.
- [9] Prawin, J. and Rao A.R.M. 2018, A method for detecting damage-induced nonlinearity in structures using weighting function augmented curvature approach. *Structural Health Monitoring*. 18(4): 1154-1167.
- [10] Worden, K. and Tomlinson, G.R. 2001, Nonlinearity in structural dynamics: detection, identification and modelling, *UK: Taylor & Francis*.
- [11] Farshadi, M., Esfandiari, A. and Vahedi, M. 2017, Structural model updating using incomplete transfer function and modal data. *Structural Control and Health Monitoring*. 24(7):1-13.

با استناد به مقادیر استخراج شده برای مشخصه‌ها با افزایش توان تغییرات از $\beta: 0.5$ به $\beta: 1$ و $\beta: 2$ پراکندگی پاسخ‌ها نسبت به مقدار میانگین افزایش می‌یابد و بالعکس با کاهش توان تغییرات، پراکندگی پاسخ‌ها نسبت به مقدار میانگین کاهش می‌یابد. قابل بیان است که با کاهش توان تغییرات، مشخصه‌ها حساسیت مناسب‌تر و دقت بالاتری در شناسایی "شدت" آسیب خواهند داشت.

۱۰- نتیجه‌گیری

در این مقاله، برای شناسایی رفتار غیرخطی سیستم‌های سازه‌ای قاب خمشی فولادی، روشی مبتنی بر استخراج مشخصه‌ها از تابع پاسخ فرکانسی و تبدیل هیلبرت تابع پاسخ فرکانسی ارائه و بررسی شده است. آسیب ایجاد شده در سازه‌ها با تشکیل و پیشروی مفاصل پلاستیک در ستون‌های سازه‌ها تحت بارهای لرزه‌ای، مولد رفتار غیرخطی است. نتایج مشخصه‌های تعریف شده برای سه سیستم سازه‌ای قاب خمشی فولادی چهار، هشت و دوازده طبقه، تحت اثر تعداد پانزده عدد رکورد زمین‌لرزه‌های شناخته شده انتخابی، استخراج و مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند. نتایج به دست آمده در موارد ذیل خلاصه می‌شوند.

۱- در صورتی که تاریخچه‌های زمانی شتاب زمین وارد شده، محتوی فرکانسی غنی‌تری داشته باشند، همگرایی توابع پاسخ فرکانسی استخراج شده در حالت رفتارهای خطی سیستم بیشتر خواهد بود. استفاده از داده‌های بخشی از ارتعاش آزاد سیستم در این همگرایی تأثیر مثبت خواهد داشت.

۲- مشخصه‌های ارائه شده، برای سه مرحله پایش سلامت سازه، شامل شناسایی "وجود"، "جانمایی" و "شدت" آسیب، دارای دقت و حساسیت مناسب هستند.

۳- برای شناسایی "وجود" آسیب، استفاده از مشخصه‌های با توان‌های بالاتر تغییرات، $I_{1j}^{PB}(\beta: 2)$ (j: a and d)، دارای قطعیت بیشتری هستند.

۴- برای شناسایی "جانمایی" آسیب، مشخصه‌های استخراج شده از تابع پاسخ فرکانسی تغییرمکان سیستم‌های سازه‌ای، I_{1d}^{PB} قابلیت استفاده دارند.

- Journal of Structural Engineering*, 119(6):1885-1902.
- [21] Naeim, F., et al. 1999, Effect of Hysteretic Deterioration Characteristics on Seismic Response of Moment Resisting Steel Structures, *SAC phase II project report, NISEE UC Berkeley*.
- [22] Krawinkler, H. 2000, SYSTEM PERFORMANCE OF STEEL MOMENT RESISTING FRAME STRUCTURES, in *12th World Conference on Earthquake Engineering: Auckland, New Zealand*.
- [23] Lee, K. and Foutch, D.A. 2002, Performance evaluation of new steel frame buildings for seismic loads. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3):653-670.
- [24] RODGERS, J.E. and MAHIN, S.A. 2004, EFFECTS OF HYSTERETIC DETERIORATION ON SEISMIC RESPONSE OF STEEL MOMENT FRAMES, in *13th World Conference on Earthquake Engineering: Vancouver, B.C., Canada*.
- [25] Chanpheng, T., et al. 2012, Nonlinear features for damage detection on large civil structures due to earthquakes, *Structural Health Monitoring*, 11(4):482-488.
- [26] SAP-2000 1995, CSI Analysis Reference Manual, Computers and Structures, Inc., *University Avenue Berkeley: California*.
- [27] Clough, R. and Penzin J. 1993 *Dynamic of Structures, Mc Graw-Hill Inc.*
- [28] PEER-Pacific Earthquake Engineering Research Center 2018. Strong motion database. Available from: http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database, Jun.
- [12] Bandara, R.P., Chan, T.H.T. and Thambiratnam, D.P. 2014, Frequency response function based damage identification using principal component analysis and pattern recognition technique, *Engineering Structures*, 66:116-128.
- [13] Huynh, D., He, J. and Tran, D. 2005, Damage location vector: A non-destructive structural damage detection technique, *Computers & Structures*, 83(28):2353-2367.
- [14] Araújo dos Santos, J.V., et al. 2005, Structural damage identification in laminated structures using FRF data., *Composite Structures*, 67(2):239-249.
- [15] Cottone, G., Pirrotta, A. and Salamone, S. 2008, Incipient damage identification through characteristics of the analytical signal response, *Structural Control and Health Monitoring*, 15(8):1122-1142.
- [16] Barone, G., Marino, F. and Pirrotta, A. 2008, Low stiffness variation in structural systems: Identification and localization, *Structural Control and Health Monitoring*, 15(3):450-470.
- [17] Mahato, S., Teja, M.V. and Chakraborty, A. 2017, Combined wavelet-Hilbert transform-based modal identification of road bridge using vehicular excitation, *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 7(1):29-44.
- [18] Mao, H., et al., 2018, The construction and comparison of damage detection index based on the nonlinear output frequency response function and experimental analysis. *Journal of Sound and Vibration*. 427:82-94.
- [19] Agency, F.E.M. 2000, Pre-Standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, in *FEMA-356*.
- [20] Schneider, S.P., Roeder, C.W. and Carpenter, J.E. 1993, Seismic Behavior of Moment-Resisting Steel Frames: Experimental Study,

Detection of nonlinear seismic response of steel moment frames using Frequency Response Functions (FRFs) and Hilbert transforms of FRFs

S. Majidzamani^{1*}, H. Movahed²

1- Assistant professor, Road, Housing and Urban Development Research Center

2- PhD student, Road, Housing and Urban Development Research Center

* majidzamani@bhrc.ac.ir

Abstract

Occurrence of the nonlinear behavior can be a sign of changes in structural parameters and the presence of damage in systems. This paper presents a method for detecting and quantifying of nonlinearity, as an indication of damage, using the indicators that are extracted from the frequency response functions (FRFs) and Hilbert transform of FRFs, for steel moment frame structural systems. Using time history analysis under selected harmonic ground motions, the results of FRFs for the studied 4-story system are illustrated and discussed.

Nonlinear behavior is a result of formation plastic hinges under earthquake loading. FRFs and Hilbert transform of FRFs are extracted from both the linear and nonlinear behavior of 4, 8, and 12-stories steel moment frames under fifteen different earthquake records with different characteristics in their time histories. Some near and far field well-known earthquakes records have been selected for the present study as the ground motions input in time history analysis. Different levels of nonlinearity are determined based on the maximum rotation of hinges in column members of structures equal to $20\theta_y$, $40\theta_y$ and $60\theta_y$, in which θ_y is yield limit rotation. The indicators of the studied systems are calculated and evaluated for linear and different levels of nonlinearity based on the mathematical power of changes for FRFs and Hilbert transform of FRFs. The presented indicators are extracted based on the frequency response functions (FRFs) and Hilbert transform of FRFs for the responses of absolute acceleration and relative displacement of stories. The indicators are calculated at the location of acceleration sensors (accelerometer) in four levels of the structural systems, while the formation of plastic hinges in the columns of the structures will occur only at the level of the distance between the adjacent sensors.

Three aspects of identifying “existence”, “location” and “extent” of plastic hinge rotation can be investigated for nonlinearity detection. In the present research, it is tried to cover the three aforementioned cases in the extracted indicators and presented results. According to the illustrated results it is concluded that:

- 1- Comparing harmonic loading results showed that frequency content of ground motions and existence of free vibration data in responses have proper effects on compatibility of FRFs. It is concluded that compatibility of FRFs are related to the frequency content of ground excitations and using the presented indicators are not acceptable for any type of optional loading.
- 2- The proposed method and calculated indicators have enough accuracy and sensitivity in detecting the “existence”, “location” and “extent” of damage.
- 3- To identify “existence” of damage, using the indicators with higher mathematical power of changes, $I_{1j}^{P\beta}$ ($j: a \text{ and } d$) ($\beta: 2$), more certainty is included.
- 4- To identify “location” of damage, the indicators that are extracted from FRFs of displacement of monitoring stories, $I_{1d}^{P\beta}$, can be used.
- 5- To identify “extent” of damage, using the indicators with lower mathematical power of changes, $I_{1j}^{P\beta}$ ($j: a \text{ and } d$) ($\beta: 0.5$), are more accurate.

Keywords: Steel moment frame, nonlinearity, plastic hinge, indicator, damage detection, Frequency Response Function (FRF), Hilbert transform