

ارزیابی ویژگی‌های بارگذاری جانبی در تحلیل بارافزون با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های رکورد به رکورد زلزله

محمد جعفری^۱، مسعود سلطانی محمدی^{۲*}

۱- دانشجوی دکتری دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس
۲- دانشیار گروه مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

msoltani@modres.ac.ir

تاریخ پذیرش [۹۶/۰۳/۰۶]

تاریخ دریافت [۹۵/۰۷/۲۷]

چکیده

با توجه به اینکه در ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها به صورت گسترده‌ای از روش تحلیل بارافزون استفاده می‌شود، لازم است با بررسی این روش، محدودیت‌ها و دقت نتایج برای انواع سازه‌ها معلوم شود. در روش‌های بارافزون موجود، بیشتر مبنای توزیع بار و محاسبه منحنی ظرفیت و عملکرد سازه یعنی است و عدم قطعیت‌های ناشی از مشخصات زلزله اعمالی به سازه، به صورت صریح منظور نمی‌شود. از این رو در این پژوهش ابتدا با استفاده از مدل چرخه‌ای بوک-ون چنددرجه‌آزاد، انواع مقادیر بیشینه جابه‌جایی بام، بیشینه برش پایه و منحنی‌های ظرفیت حاصل از تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی مقایسه شده است. سپس ویژگی‌های یک الگوی بار جانبی مناسب که بتواند با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های رکورد به رکورد در هر شدت ورودی زلزله، تقاضاهای لرزه‌ای مناسب را در سازه‌ها ایجاد نماید، معرفی شده‌اند. علاوه بر این، چگونگی رسیدن به منحنی ظرفیت احتمالاتی سازه که در آن بررسی سازه در مقیاس محلی اعضا و کل سازه برای سطوح اطمینان متفاوت امکان‌پذیر باشد، بررسی شده است. در انتها، پاسخ سازه تحت یک الگوی بار جانبی متغیر که دارای ویژگی‌های مذکور بوده و مبتنی بر احتمال مشخصی از پاسخ لرزه‌ای سازه است به دست آمده است. هماهنگی مناسب نتایج تحلیل استاتیکی و دینامیکی نشان می‌دهد که الگوی بار جانبی دارای ویژگی‌های مورد نظر می‌تواند به خوبی نتایج احتمالاتی تحلیل دینامیکی را پیش‌بینی نماید.

واژگان کلیدی: تحلیل بارافزون تطابقی، منحنی ظرفیت احتمالاتی، مدل بوک-ون.

۱- مقدمه

در مقیاس محلی اعضا و کل سازه مورد سوال بوده است. با توجه به اینکه در عمل به صورت گسترده‌ای از روش تحلیل بارافزون استفاده می‌شود، درستی روش باید با در نظر گرفتن جنبه‌هایی همچون چگونگی در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های لرزه‌ای و ویژگی‌های بار اعمالی ارزیابی شود. استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی از اواخر دهه ۱۹۷۰ مورد توجه قرار گرفت

اگرچه در پژوهش‌های گذشته نشان داده شده است که با روش تحلیل بارافزون می‌توان مشخصه‌های بارز پاسخ سازه‌ای را تحت بار لرزه‌ای به دست آورد، ولی همواره میزان دقت و درستی نتایج در برآورد نیازهای لرزه‌ای و ظرفیت سازه

مشخص می‌شود [7-9].

در تمامی این روش‌ها تلاش بر این بوده است تا با مقایسه نتایج تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی، بیشینه تقاضاهای لرزه‌ای با دقت مناسبی تخمین زده شود. اما مروری بر روش‌های توسعه‌یافته نشان می‌دهد که همچنان سوالات زیادی در خصوص فرضیه‌ها و قابلیت‌های تحلیل بارافزون مطرح است از جمله:

- کدام کمیت در تحلیل‌های دینامیکی و استاتیکی باید با یکدیگر مقایسه شود و این مقایسه چگونه انجام شود؟ برای نمونه در مراجع [10، 8 و 2] پاسخ‌های دینامیکی استفاده شده برای بررسی نتایج حاصل از روش بارافزون و نتایج تحلیل دینامیکی عبارتند از جابه‌جایی بیشینه سازه و برش پایه مانند آن، که چنانچه در ادامه بررسی شده است لزوماً کمیت‌های مناسبی برای اعتبارسنجی روش بارافزون نیست.

- چگونه می‌توان با استفاده از تحلیل بارافزون پاسخ‌های لرزه‌ای را برای هر احتمال دلخواه تخمین زد یا به عبارت دیگر چگونه می‌توان پاسخ سازه را در یک سطح اطمینان مشخص به دست آورد؟

- عدم قطعیت‌های لرزه‌ای همچون عدم قطعیت رکورد به رکورد را چگونه می‌توان در تخمین پاسخ‌های لرزه‌ای حاصل از تحلیل‌های بارافزون منظور نمود؟

بررسی و پاسخ به سوالات فوق هدف این پژوهش قرار گرفته است. بدین منظور، با انتخاب یک مدل چرخه‌ای جامع برای سیستم سازه، سعی شده است ویژگی‌های الگوی بار جانبی مناسب که بتواند در هر شدت، تقاضاهای لرزه‌ای مناسب را در سازه ایجاد کند، بررسی شود. سپس با اعمال معیارهای مورد بررسی بر الگوی بار جانبی و اعمال آن به سازه برای احتمال مشخصی از پاسخ لرزه‌ای سازه، نتایج استخراج شوند و با نتایج دقیق تحلیل دینامیکی مقایسه شود.

۲- ویژگی‌های بار جانبی در تحلیل‌های بارافزون

در یک دسته‌بندی کلی، روش‌های تحلیل بارافزون بر

که البته از آن زمان تاکنون، انتخاب الگوی بار مناسب، موضوع پژوهش‌های بسیاری بوده است. در نخستین تلاش‌ها، روش‌های تحلیل بارافزون مبتنی بر الگوی بارگذاری ثابت معرفی شد. این روش برای سازه‌های کوتاه مرتبه که در آن‌ها آثار مودهای بالاتر ناچیز است نتایج قابل قبولی به دست می‌دهد [1]. در ادامه، تلاش‌هایی برای در نظر گرفتن اثر مودهای بالاتر صورت گرفت که در این روش‌ها، شبیه به رویه معمول تحلیل بارافزون عموماً الگوی بارگذاری به صورت ثابت و متناسب با چند مود ارتجاعی اول است. در روش‌های تحلیل بارافزون مبتنی بر چند مود [2-4]، نیروها متناسب با شکل مود ارتجاعی چند مود اول سازه است. در حقیقت پاسخ لرزه‌ای سازه چنددرجه‌آزاد، به وسیله ترکیب پاسخ چند سیستم یک‌درجه‌آزاد به دست می‌آید. با وجود اینکه این روش‌ها نسبت به روش‌های قدیمی‌تر تحلیل بارافزون نتایج بهتری به دست می‌دهند، ثابت بودن الگوی بارگذاری و عدم تغییر ویژگی‌های مودال سیستم در گام‌های تحلیل از معایب این روش‌ها به حساب می‌آیند. در این روش محاسبات برای هر مود به صورت جداگانه انجام می‌شود و بارگذاری در کلیه مراحل تحلیل متناسب با شکل مود اولیه سازه در نظر گرفته می‌شود. پس فرض می‌شود مودهای مختلف اثری بر یکدیگر ندارند و از اثر تغییرات سختی بر شکل مودها چشم‌پوشی می‌شود. از این رو برای در نظر گرفتن تغییر مداوم و پیوسته رفتار دینامیکی سازه در گام‌های تحلیل (به ویژه در محدوده غیرخطی رفتار سازه) تعدادی از پژوهشگران روش‌های تطابقی تحلیل بارافزون را مطرح کرده‌اند. در این روش‌ها، در هر گام الگوی بارگذاری با توجه به رفتار سازه تغییر می‌کند.

برای به دست آوردن پاسخ یک سازه با در نظر گرفتن چندین مود به صورت هماهنگ، دو رویه کلی وجود دارد؛ در رویه اول معمولاً محاسبات برای هر مود به صورت جداگانه انجام می‌پذیرد و در نهایت پاسخ مودهای مختلف در انتهای گام تحلیل به صورت مناسبی با یکدیگر ترکیب می‌شود [5] و [6]. در رویه دوم، پاسخ‌ها ترکیب نمی‌شود، بلکه در هر گام نیروی متناسب با شکل مودهای مختلف به طریق مناسبی با یکدیگر ترکیب می‌شوند و الگوی بار گام بعدی تحلیل

الگوی بار جانبی، در روش‌های پیشنهادی عملاً متناسب با رفتار و ویژگی‌های سازه، در هر گام تحلیل الگوی بار جانبی تغییر می‌کند شکل (۱-ا).

شکل ۱. الگوی بار جانبی. (ا) الگوی متغیر: همگام با پیشروی تحلیل در هر گام الگوی بار جانبی تغییر می‌کند. (ب) الگوی ثابت: الگوی بار جانبی به شکل ثابت به سازه اعمال می‌گردد.

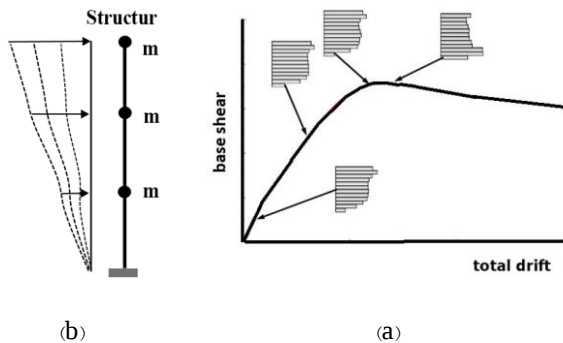


Fig. 1. Lateral load pattern. (a) Variable pattern: the lateral load pattern changes during the analyses. (b) Constant pattern: the pattern of the applied lateral load to the structure is constant.

به طور کلی در این روش‌ها در هر گام تحلیل مشخصات مودال سازه از روی جرم آن و سختی گام مورد نظر استخراج می‌شود و با ترکیب شکل مودها [13-15] و اعمال نمو اختیاری، الگو و شدت بارگذاری برای گام بعدی تعیین می‌شود و این کار تا رسیدن به جابه‌جایی هدف ادامه می‌یابد. جابه‌جایی هدف می‌تواند مقداری از پیش تعیین شده باشد یا می‌توان با در نظر گرفتن طیف پاسخ غیرخطی که در هر گام اصلاح می‌شود، به صورت پیش‌رونده جابه‌جایی هدف را اصلاح کرد. لازم به ذکر است که در روش‌های تطابقی بارافزون، چگونگی تغییر شکل و غیرخطی شدن سازه در گام‌های بارگذاری نسبت به روش‌های غیرتطابقی دقیق‌تر است. همچنین در مرجع [16] علاوه بر ترکیب مودها و اعمال بار تطابقی، اندرکنش بین مودها نیز در نظر گرفته شده است. در کلیه روش‌های مذکور روند استخراج الگو و شدت بار جانبی به صورت تعینی است و عملاً نمی‌توان تاثیر عدم قطعیت‌های لرزه‌ای و تغییرات محتوای فرکانسی و شدت رکوردهای زلزله را در به دست آوردن پاسخ سازه به صورت مستقیم اعمال کرد. از این رو در این پژوهش سعی شده است به صورت

اساس بار جانبی اعمالی به سه دسته کلی تقسیم می‌شود که عبارتند از: الگوی بار ثابت، ترکیب چند الگوی بار ثابت و الگوی بار متغیر و تطابقی.

۱-۲- الگوی بار ثابت

در این روش‌ها، سازه به تدریج تحت بار افزایشده و دارای الگوی ثابت در ارتفاع قرار می‌گیرد شکل (۱-ب) و این عملیات تا زمان رسیدن به جابه‌جایی هدفی که از پیش تعیین شده است ادامه می‌یابد. در این روش‌ها فرض حاکم بر توزیع بار در ارتفاع این است که پاسخ، بر اساس شکل مود اول سازه که در طول تحلیل تغییر نمی‌کند، محاسبه می‌شود. از این رو در این گونه تحلیل‌ها عموماً تاثیر مودهای بالاتر اعمال نمی‌شود، پس روش مذکور برای سازه‌های با ارتفاع کوتاه و متوسط مناسب است.

۲-۲- ترکیب چند الگوی بار متغیر

در این روش برای در نظر گرفتن تاثیر مودهای بالاتر، به جای استفاده از یک مود، از چندین مود ارتجاعی سازه برای تحلیل بارافزون استفاده می‌شود که به طور کلی این کار به دو صورت انجام می‌شود: اعمال چند بار جانبی متناسب با چند مود و ترکیب پاسخ‌ها که در شکل (۲) نشان داده شده است [2] و اعمال یک بار جانبی متناسب با الگوی حاصل از ترکیب چند مود [10]. همچنین در مرجع [11] با استفاده از نیروی جانبی حاصل از ترکیب جابه‌جایی مودال تاثیر جهت جابه‌جایی نیز در نظر گرفته شده است. با وجود اینکه این روش‌ها نسبت به روش‌های قبلی کاراتر می‌باشند، اما عملاً تاثیر غیرخطی شدن سازه روی شکل مودها در آن‌ها لحاظ نشده است. البته برای رفع این مشکل در مرجع [12] تاثیر غیرخطی شدن سازه بر شکل مود اول سازه لحاظ شده است که در این حالت نیز مودهای بالاتر ارتجاعی فرض شده‌اند.

۳-۲- الگوی بار متغیر و تطابقی

برای اعمال تاثیر تغییرات رفتار سازه و غیرخطی شدن آن بر

بتواند گویای رفتار واقعی سازه در مقادیر مختلف جابه‌جایی‌ها و کرنش‌ها باشد. یکی از مدل‌هایی که در چند دهه گذشته به عنوان مدل رفتاری یک سیستم و یا قسمتی از سیستم سازه‌ای مورد توجه قرار گرفته است مدل بوک-ون است. معادله دیفرانسیل مدل بوک-ون یک درجه آزاد، توسط روابط زیر بیان می‌شود.

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + R[u(t), z(t)] = F(t) \quad (1)$$

$$R[u(t), z(t)] = k_{in}^{\alpha} u(t) + (1 - \alpha)k_{in} z(t) \quad (2)$$

$$\dot{z} = Au - \beta \left| \frac{\dot{u}}{z} \right|^{n-1} z - \gamma \dot{u} \left| \dot{z} \right|^n \quad (3)$$

معادله اول و دوم، معادله دیفرانسیل حرکت سیستم یک‌درجه‌آزاد با سختی اولیه k_{in} ، جرم m ، میرایی c ، نسبت سختی پس از تسلیم به سختی قبل از تسلیم α ، تغییر مکان x و تغییر مکان مجازی z است که معادله دیفرانسیل آن در رابطه (۳) ارائه شده است. در واقع برای حل مساله باید معادلات فوق به صورت همزمان حل شوند که در نتیجه با تغییر پارامترهای A ، β ، n ، α و γ شکل‌های مختلف منحنی چرخه‌ای به دست می‌آیند.

۳-۲- سیستم چرخه‌ای چنددرجه‌آزاد

با احتساب کل جرم طبقه در تراز کف آن، مدل چنددرجه‌آزاد (چند طبقه) بوک-ون را می‌توان با در نظر گرفتن یک مدل بوک-ون یک‌درجه‌آزاد بین هر کدام از طبقات مدلسازی نمود [20]. در این روش عملاً روابط و فرمولبندی‌ها بر اساس جابه‌جایی نسبی طبقات نوشته می‌شوند و درجات آزادی سیستم به جابه‌جایی نسبی طبقات و جابه‌جایی چرخه‌ای (z) طبقات محدود می‌شود. با توجه به شکل (۳) روابط مذکور به صورت رابطه (۴) به دست می‌آیند. در شکل (۳)،

$$\ddot{x}_i^A = \ddot{x}_i + \ddot{x}_g \quad \text{عبارت است از:}$$

$$Q_i = c_i(\dot{x}_i - \dot{x}_{i-1}) + \alpha_i k_i(x_i - x_{i-1}) + (1 - \alpha_i)k_i z_i \quad (4)$$

از این رو معادله تعادل جرم i -ام به فرم رابطه (۵) خواهد شد:

$$m_i \ddot{x}_i - c_i \dot{x}_{i-1} + (c_i - c_{i+1}) \dot{x}_i + c_{i+1} \dot{x}_{i+1} - \alpha_i k_i x_{i-1} + (\alpha_i k_i - \alpha_{i+1} k_{i+1}) x_i + \alpha_{i+1} k_{i+1} x_{i+1} + (1 - \alpha_i) k_i z_i - (1 - \alpha_{i+1}) k_{i+1} z_{i+1} = -m_i \ddot{x}_g \quad (5)$$

صریح تاثیر عدم قطعیت‌های لرزه‌ای در الگو و شدت بار جانبی اعمالی به سازه و منحنی‌های ظرفیت احتمالاتی سیستم بررسی شود.

شکل ۲. اعمال بار جانبی متناسب با مودهای مختلف سازه به صورت جداگانه.

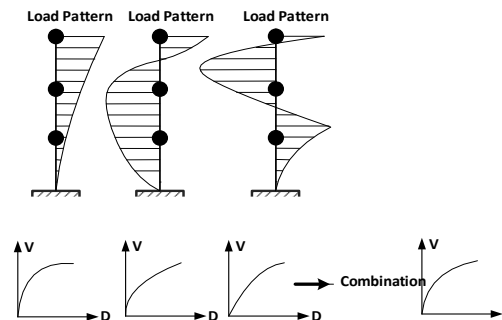


Fig. 2. Applying lateral load corresponding to different mode to the structure.

۳- مدل چرخه‌ای انتخابی سازه و تحریک ورودی

در این پژوهش برای رسیدن به یک روش تحلیل غیرخطی که نتایج در آن به صورت احتمالاتی به دست می‌آید، از مدل چرخه‌ای بوک-ون [17] استفاده شده است. با توجه به بیان تک‌رابطه‌ای آن (بر خلاف دیگر مدل‌های چرخه‌ای که به صورت چندضابطه‌ای بوده پس دارای منحنی غیر هموار است)، می‌توان معادلات حاکم را در قالب روابط تحلیلی به فرم بسته و بدون تعیین ضوابط کنترلی در مراحل مختلف تحلیل (بارگذاری و باربرداری) حل کرد. علاوه بر این در مدل بوک-ون، با تغییر پارامترهای متنوع آن، می‌توان محدوده وسیعی از رفتار چرخه‌ای را شبیه‌سازی نمود. رکوردهای استفاده شده برای تحلیل عبارتند از رکوردهای مصنوعی با شدت‌های افزایشی که از تابع چگالی طیفی کانای-تاجیمی [18]، [19] در حالت مانا و غیرمانا به دست آمده‌اند.

۳-۱- مدل چرخه‌ای بوک-ون

مدلسازی رفتار غیرخطی سازه تحت بارگذاری دینامیکی نیازمند رابطه نیرو-تغییرمکان و یا مدل چرخه‌ای است که

$$[H^{\alpha}] = \begin{bmatrix} h_1^{\alpha} & -h_2^{\alpha} & & & \\ & h_2^{\alpha} & -h_3^{\alpha} & & \\ & \ddots & \ddots & \ddots & \\ & & & h_{N-1}^{\alpha} & -h_N^{\alpha} \\ & & & & h_N^{\alpha} \end{bmatrix} \quad (9)$$

که در آن $h_i^{\alpha} = (1 - \alpha_i)k_i$ است. برای حل دستگاه معادلات سازه N درجه آزاد در حوزه زمان، $2N$ متغیر ظاهر خواهد شد که با استفاده از N معادله می توان برای هر درجه آزادی مورد نظر نمودار $z_i - u_i$ را ترسیم نمود.

۳-۳- تحریک ورودی

انتخاب شتاب‌نگاشت‌های واقعی متناسب با ساختگاه و مناسب برای تحلیل، در برخی موارد با اشکال مواجه شده و در مواردی حتی ناممکن است. رکوردهای حاصل از زلزله‌های به وقوع پیوسته در مناطق دیگر نیز با توجه به تفاوت‌های موجود در خصوص مشخصات زمین‌شناسی و زمین‌ساختی، در بیشتر مواقع معیارهای مورد نظر را راضی نمی‌کنند. همچنین برای کاستن از پراکندگی‌ها و خطاهای پاسخ در یک روش تحلیل جدید که تفسیر نتایج را با مشکل مواجه می‌سازد، استفاده از رکوردهای مصنوعی می‌تواند گزینه مناسبی باشد. یکی از رایج‌ترین توابع فیلتر برای فیلتر کردن تحریک اغتشاش سفید، توسط کانای و تاجیمی پیشنهاد شده است. با استفاده از این فیلتر تابع چگالی طیفی کانای-تاجیمی به صورت زیر به دست می‌آید [21]:

$$S(\omega) = S_0 \frac{1 + \left[2\xi_g \left(\frac{\omega}{\omega_g} \right) \right]^2}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_g} \right)^2 \right]^2 + \left[2\xi_g \left(\frac{\omega}{\omega_g} \right) \right]^2} \quad (10)$$

که در آن ω_g ، ξ_g و S_0 به ترتیب فرکانس غالب زمین، میرایی زمین، فرکانس سازه و شدت تحریک اغتشاش سفید می‌باشند. بر اساس نتایج القادوسی، مقادیر $(S_0 \text{ cm}^2/\text{sec}^3)$ ، ξ_g و ω_g (rad/sec) برای زمین‌های آبرفتی به ترتیب ۹۴/۷۶، ۰/۳۴ و ۱۸/۳۴ در نظر گرفته شده است [21]. با داشتن تابع چگالی طیفی رکوردها می‌توان بر اساس گام‌های ارائه شده

شکل ۳. مدل چنددرجه آزاد قاب برشی و نیروهای اعمالی به طبقات.

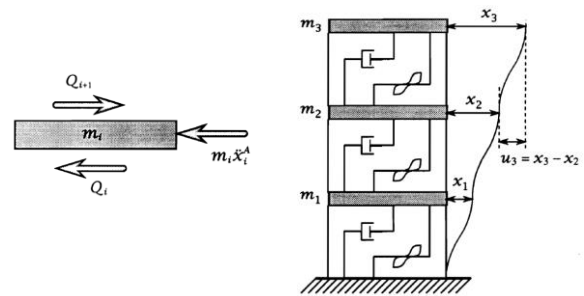


Fig. 3. MDOF model of shear frame and the applied story forces.

که در آن جابه‌جایی چرخه‌ای z_i متعلق به جرم i -ام تابعی از جابه‌جایی نسبی طبقه است. چنانچه حل مدل چنددرجه آزاد در حوزه زمان مد نظر باشد، رابطه به صورت دستگاه معادلات دیفرانسیل به فرم رابطه (۶) بیان می‌شود.

$$[M] \ddot{X} + [C] \dot{X} + [K^0] X + [H^0] Z = -[M_0] \ddot{x}_g \quad (6)$$

که در آن M و M_0 ماتریس‌های جرم، C ماتریس میرایی، H^0 ماتریس‌های سختی، ℓ بردار بدون بعد، X ماتریس جابه‌جایی نسبی طبقات و $\ddot{x}_g$ شتاب زمین است. جزئیات ماتریس‌های رابطه (۶) عبارت است از:

$$[C] = \begin{bmatrix} (c_1 + c_2) & -c_2 & & & \\ -c_2 & (c_2 + c_3) & -c_3 & & \\ & \ddots & \ddots & \ddots & \\ & & c_{n-1} & (c_{n-1} + c_n) & -c_n \\ & & & -c_n & c_n \end{bmatrix} \quad (7)$$

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & & & & \\ & m_2 & & & \\ & & \ddots & & \\ & & & m_{n-1} & \\ & & & & m_n \end{bmatrix}, [M_0] = \begin{bmatrix} m_1 & & & & \\ & m_2 & & & \\ & & \ddots & & \\ & & & m_{n-1} & \\ & & & & m_n \end{bmatrix}, \ell = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ \vdots \\ 1 \end{bmatrix}$$

$$[K^0] = \begin{bmatrix} (k_1^0 + k_2^0) & -k_2^0 & & & \\ -k_2^0 & (k_2^0 + k_3^0) & -k_3^0 & & \\ & \ddots & \ddots & \ddots & \\ & & k_{n-1}^0 & (k_{n-1}^0 + k_n^0) & -k_n^0 \\ & & & -k_n^0 & k_n^0 \end{bmatrix} \quad (8)$$

در ماتریس رابطه (۸) $k_i^{\alpha} = \alpha_i k_i$ می‌باشد.

چنددرجه آزاد دوبعدی با مدل رفتاری بوک-ون تحت ۱۰۰ رکورد غیرمانای تولید شده از تابع چگالی طیفی کانای-تاجیمی قرار گرفته و میانگین و انحراف معیار بیشینه تغییرمکان بام و برش پایه حاصل از رکوردها تعیین شده است (با توجه به اینکه مقادیر بیشینه پاسخ‌ها رابطه مستقیمی با انحراف معیار خود پاسخ‌ها دارد، کفایت تعداد رکوردها با استفاده از کمیت انحراف معیار پاسخ در شکل (۴) بررسی شده است). منحنی ظرفیت به دست آمده از تحلیل دینامیکی افزایشی در این پژوهش بر اساس میانگین بیشینه تغییرمکان بام (Max D) سیستم چنددرجه آزاد و میانگین بیشینه برش پایه (Max V) تحت شتاب‌های افزایشی رکورد زلزله رسم شده است که در شکل (۵) به صورت شماتیک نشان داده شده است.

شکل ۴. انحراف معیار پاسخ جابجایی بام سازه ۱۲ درجه آزاد تحت رکوردهای غیرمانا با بیشینه شتاب ۰/۴ g.

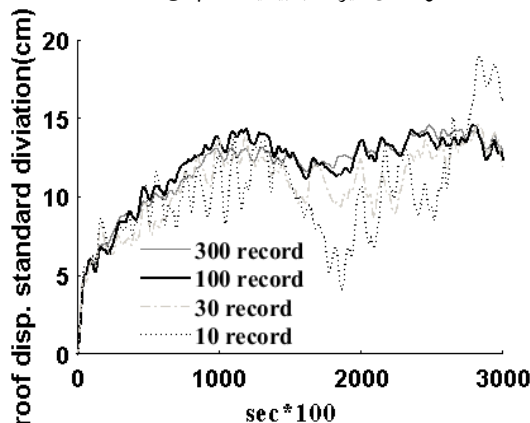


Fig. 4. The standard deviations of the roof displacement response of the 12 story structure under nonstationary records with PGA= 0.4g.

شکل ۵. شکل شماتیک منحنی ظرفیت دینامیکی.

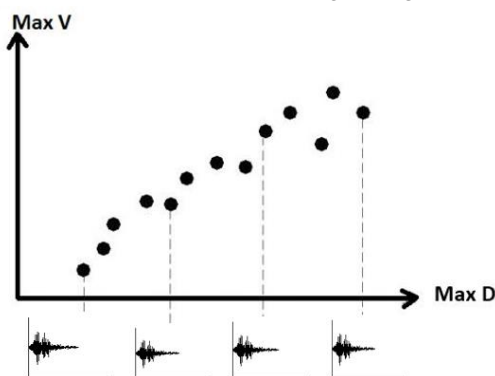


Fig. 5. The schematic sketch of dynamic capacity curve.

در پیوست "ب"، رکوردهای مانا را تولید نمود.

در این پژوهش به منظور اعمال خاصیت غیرمانای حرکات زمین از تابع پوش زمانی شینوزکا و ساتو [22] استفاده شده است. این تابع، یک تابع پوش پیوسته به فرم رابطه (۱۱) است که به وفور در تحلیل‌های احتمالاتی لرزه‌ای استفاده می‌شود.

$$f(t) = \frac{[e^{-at} - e^{-bt}]}{c_f} \quad (t > 0) \quad (11)$$

در این رابطه a و b مقادیر ثابت می‌باشند و c_f ضریب مقیاس است که از رابطه زیر به دست می‌آید.

$$c_f = \left[\left(\frac{a}{b} \right)^{\frac{a}{(b-a)}} - \left(\frac{a}{b} \right)^{\frac{b}{(b-a)}} \right] \quad (12)$$

۴- تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی مدل چرخه‌ای چنددرجه آزاد

برای بررسی ویژگی‌های یک الگوی بار جانبی مناسب که بتواند در هر شدت ورودی زلزله با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های رکورد به رکورد، تقاضای تغییرمکان نسبی و برشی طبقات بیشینه را در انواع سازه‌ها ایجاد نماید، نتایج تحلیل بارافزون با نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی مقایسه گردیده است. تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی شامل تعداد زیادی تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های زلزله‌اند. در این روش، این شتاب‌نگاشت‌ها به گونه‌ای مقیاس می‌شود که بتواند محدوده رفتار خطی و غیرخطی سازه را تحت پوشش قرار دهند [23]. این تحلیل در عین جامع بودن، پرهزینه و زمانبر است. بنابراین ارائه روشی با زمان مورد نیاز کمتر و دقت مناسب برای تعیین منحنی دینامیکی افزایشی حائز اهمیت است. برای مقایسه نتایج تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی در مقیاس کل سازه از کمیت‌های جابه‌جایی بیشینه بام و بیشینه برش پایه و برای انجام این مقایسه در مقیاس طبقات سازه از کمیت‌های بار جانبی، جابه‌جایی نسبی طبقات و لنگرهای واژگونی استفاده شده است.

۴-۱- بیشینه پاسخ‌های مناسب در مقیاس کل سازه

در این قسمت با استفاده از نرم‌افزار متلب سیستم

بیشینه بام و برش پایه نظیرش. از این رو تعدادی سازه با مدل رفتاری چرخه‌ای و تعداد طبقات ۴، ۱۲ و ۲۰ که به ترتیب معرف سازه با ارتفاع کم، متوسط و زیاد است، تحت رکوردهای مصنوعی غیرمانا بررسی شده‌اند (مشخصات سازه‌ها در جداول پیوست "الف" ارائه شده است). در شکل (۷) منحنی‌های ظرفیت سازه‌های مختلف با در نظر گرفتن سه زوج کمیت مذکور ترسیم شدند. در شکل (۷) سازه‌ها تحت ۱/۲g تا ۰/۵۰g (PGA) شدت رکورد با بیشینه شتاب تحلیل شده‌اند.

شکل ۷. منحنی ظرفیت سازه برای کمیت‌های برش پایه، بیشینه و بیشینه جابه‌جایی بام در حالت‌های مختلف. (a) سازه چهار طبقه. (b) سازه دوازده طبقه. (c) سازه بیست طبقه.

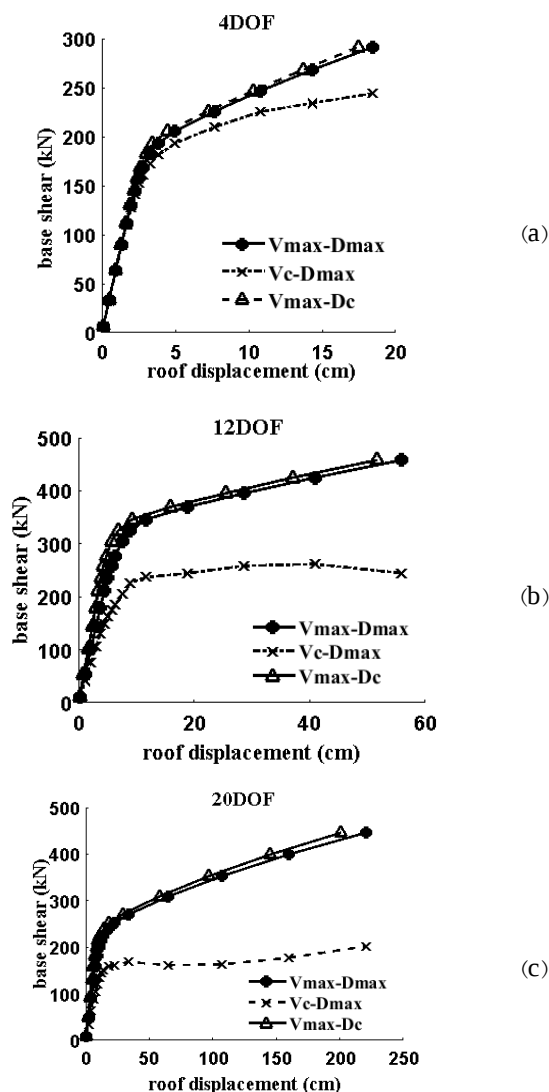


Fig. 7. The capacity curve of the structure for different type of base shear- roof displacement maxima. (a) 4 story structure. (b) 12 story structure. (c) 20 story structure.

در تحلیل دینامیکی افزایشی، سازه تحت یک دسته رکورد و با شدت‌های افزایشده تحلیل شده است و در هر شدت مقدار مطلق تقاضاها (بیشینه جابه‌جایی و بیشینه برش پایه) استخراج شده و پس از میانگین‌گیری بیشینه پاسخ‌ها، منحنی ظرفیت دوبعدی ترسیم شده است (شکل ۵). با توجه به اینکه عواملی از جمله سخت‌شدگی یا نرم‌شدگی و همچنین تاثیر مودهای بالاتر عملاً منجر می‌شوند که بیشینه مقادیر برش پایه و جابه‌جایی بام در تحلیل‌های دینامیکی در یک زمان رخ ندهند، باید دقیقاً مشخص شود منظور از پاسخ بیشینه چیست.

شکل ۶. ارتباط بین کمیت‌های $V_{max} - D_{max} - D_c - V_c$.

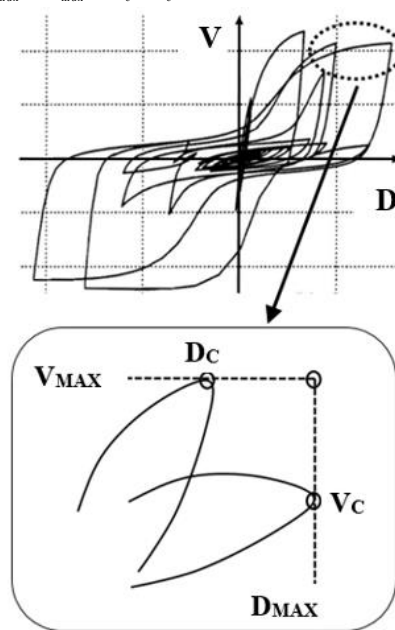


Fig. 6. The relation between $V_{max} - D_{max} - D_c - V_c$.

در شکل (۶) غیر همزمانی بیشینه پاسخ جابه‌جایی بام و برش پایه به صورت شماتیک نشان داده شده است. با توجه به این نکته، باید ابهام موجود در چگونگی استخراج پاسخ بیشینه، قبل از هر گونه مقایسه بین نتایج، برطرف شود. از این رو چهار کمیت نشان داده شده در شکل (۶)، به عنوان زوج مشترک پاسخ برای ارایه منحنی ظرفیت دینامیکی بررسی شده‌اند: $V_{max} - D_{max}$: جابه‌جایی بیشینه بام و برش پایه بیشینه (الزاماً در یک زمان رخ نمی‌دهند)، $V_{max} - D_c$: برش پایه بیشینه و جابه‌جایی نظیرش در بام و $V_c - D_{max}$: جابه‌جایی

۲-۴- کمیت و ویژگی‌های مناسب الگوی بار جانبی

به طور کلی هدف از انجام تحلیل بارافزون قرار دادن مقادیر تقاضای برش و جابجایی نسبی طبقات بر روی مقادیر بیشینه (متوسط بیشینه پاسخ) است.

شکل ۸. منحنی ظرفیت احتمالاتی سازه بیست طبقه. (a) منحنی ظرفیت با احتمال متفاوت بر روی برش پایه. (b) منحنی ظرفیت با احتمال متفاوت بر روی جابجایی بام. (c) منحنی ظرفیت با احتمال متفاوت بر روی برش پایه و جابجایی بام.

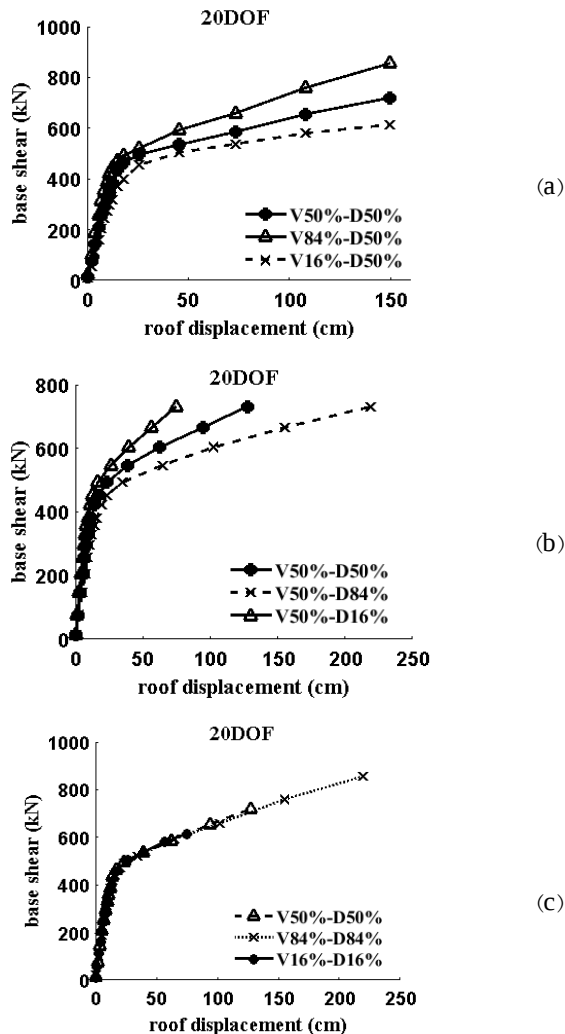


Fig. 8. The probabilistic capacity curve of the 20 story structure. (a) The capacity curve with different probability of base shear. (b) The capacity curve with different probability of roof displacement. (c) The capacity curve with different probability of roof displacement and base shear.

برای این منظور می‌توان در هر شدت از روی پاسخ‌های تحلیل دینامیکی، الگوی بار جانبی را به گونه‌ای استخراج کرد که اگر به صورت استاتیکی به سازه اعمال شود، منجر به نتایج مشابهی شود. با توجه به این نکته، از چهار کمیت متفاوت نتایج تحلیل‌های دینامیکی می‌توان استفاده کرد که عبارتند از F1: الگو

همان‌گونه که در شکل (V) مشخص است، منحنی $V_c - D_{max}$ دارای اختلاف زیادی نسبت به منحنی $V_{max} - D_{max}$ است. این در حالی است که در مورد منحنی $V_{max} - D_c$ این اختلاف کمتر است. در واقع می‌توان چنین نتیجه گرفت که در لحظه‌ای که برش به مقدار بیشینه خود می‌رسد، مقدار جابجایی بام نزدیک به مقدار جابجایی بیشینه است ولی عکس این قضیه صادق نیست. از آنجایی که هدف از تحلیل استاتیکی قرار دادن تقاضاهای تغییر مکانی و نیرویی اعضا (بر حسب آن که کنترل شونده توسط تغییر مکان یا نیرو باشند) روی مقادیر بیشینه‌شان است، انتخاب بیشینه‌های غیر همزمان در تحلیل دینامیکی منطقی به نظر می‌رسد. در ادامه پژوهش از کمیت‌های $V_{max} - D_{max}$ برای استخراج منحنی ظرفیت سازه استفاده می‌شود. چنانچه منحنی ظرفیت با احتمالی غیر از متوسط مدنظر باشد، پس از انجام تحلیل‌ها در هر شدت و محاسبه کمیت‌های بیشینه جابجایی بام و برش پایه تحت هر رکورد، می‌توان صدک متناظر با احتمال رخداد دلخواه هر کدام از کمیت‌های برش پایه و جابجایی بام را انتخاب نمود. بر این اساس در شکل (۸) منحنی ظرفیت سازه بیست طبقه با در نظر گرفتن صدک‌های متفاوت ارائه شده است. همانگونه که مشخص است، برای بررسی کل اعضای سازه (اعم از اعضای شکل‌پذیر و غیر شکل‌پذیر) برای سطح اطمینان واحد، می‌توان از نتایج شکل (۸-۷) که در آن هر دو کمیت جابجایی بیشینه بام و برش پایه بیشینه دارای صدک یکسان است، استفاده نمود. همچنین چنانچه لازم باشد قسمت‌های مختلف سازه (برای مثال اعضا شکل‌پذیر و اعضا غیر شکل‌پذیر) برای سطوح اطمینان متفاوتی نسبت به یکدیگر بررسی گردند، می‌توان از منحنی‌های ظرفیت در حالتی که صدک‌های هر کدام از دو کمیت برش پایه بیشینه و بیشینه جابجایی هدف متفاوت می‌باشند، استفاده نمود (شکل ۸-۷ و ۸-۸). برای مثال اگر در سازه‌ای لازم باشد که اعضای کنترل شونده توسط جابجایی برای صدک ۵۰٪ و اعضای کنترل شونده توسط نیرو برای صدک بالاتر (۸۴٪) بررسی گردند، می‌توان از منحنی ظرفیت شکل (۸-۷) استفاده کرد.

جابه‌جایی بام در تحلیل‌های دینامیکی خواهد شد ولی جابه‌جایی نسبی طبقات ممکن است به مقادیر بیشینه خود نرسند. لازم به ذکر است که انتخاب معیار مناسب برای الگوی بار جانبی مناسب، به هدف از ارزیابی سازه بستگی دارد. برای نمونه چنانچه هدف بررسی دیافراگم طبقات باشد، در روش F1 که در آن نیروهای طبقات روی مقادیر بیشینه است، نتایج مناسب‌تری نسبت به روش D1 به دست می‌آید.

شکل ۹. روش‌های مختلف استخراج الگو و شدت بار جانبی.

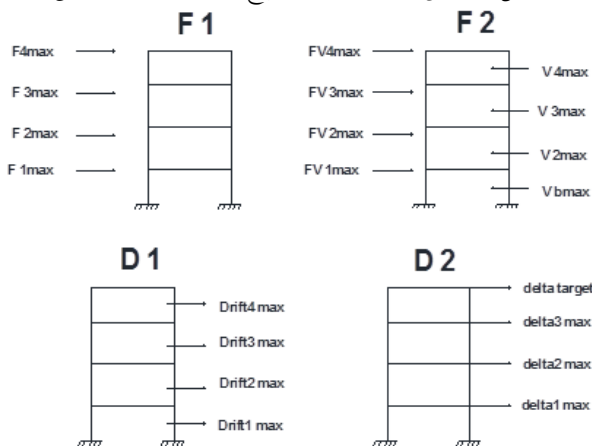


Fig. 9. Different method of the evaluation of the lateral load pattern and intensity.

در شکل (۱۰) نتایج تحلیل‌ها با استفاده از روش D1 و F2 با نتایج تحلیل دینامیکی و تحلیل بارافزون با الگوی بار ثابت مثلث وارون و یکنواخت مقایسه شده است. همان‌گونه که در شکل مشخص است، برای سازه‌های کوتاه مرتبه که در آن تاثیر مودهای بالاتر نوسان سازه اندک است، عملاً نتایج تفاوت چندانی نمی‌کنند. در واقع در سازه‌های کوتاه مرتبه و در یک جابه‌جایی حداکثری بام، کلیه طبقات به مقادیر بیشینه جابه‌جایی نسبی‌شان می‌رسند، اتفاقی که در روش D1 الزاماً رخ می‌دهد (زیرا این روش خود به خود بر اساس بیشینه جابه‌جایی نسبی طبقات است). با افزایش ارتفاع سازه (و به تبع آن بیشتر شدن تاثیر مودهای بالاتر نوسان) تحلیل‌های بارافزون معمول دیگر به خوبی نمی‌توانند مقادیر پاسخ صحیح را تخمین بزنند. روش F2 در هر شدت، تقاضای نیرویی تحلیل دینامیکی را به خوبی تخمین می‌زند ولی نتایج جابه‌جایی در این حالت هماهنگی خوبی ندارند.

و شدت بار جانبی متناظر با متوسط نیروی بیشینه طبقه باشد، F2: الگو و شدت بار جانبی به گونه‌ای انتخاب شود که در هر گام (در هر شدت) برش طبقات متناظر با متوسط برش بیشینه طبقه در تحلیل دینامیکی باشد، D1: الگو و شدت بار جانبی که به دست می‌آید بایستی بتواند جابه‌جایی بیشینه طبقات را به خوبی تخمین بزند و D2: بار جانبی به گونه‌ای انتخاب شود که نتایج جابه‌جایی طبقات به دست آمده از این طریق با میانگین جابه‌جایی بیشینه جابه‌جایی نسبی طبقات در تحلیل‌های دینامیکی برابر باشد. در شکل (۹) به صورت شماتیک چگونگی به دست آوردن نیروی جانبی در هر کدام از روش‌ها نشان داده شده است. در روش F1، ابتدا از تحلیل دینامیکی برای هر شدت و تحت مجموع رکوردها، متوسط بیشینه نیروی جانبی طبقات استخراج می‌شود. در گام بعد، از این کمیت‌ها مستقیماً به عنوان بار جانبی در تحلیل استاتیکی استفاده می‌شود. با توجه به اینکه نتایج تحلیل استاتیکی به دست آمده از این الگو (جابه‌جایی بام) به میزان زیادی بزرگتر از نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی است، عملاً روش مناسبی برای انجام تحلیل بارافزون نیست. بر خلاف روش قبل، در روش F2، در هر گام برش بیشینه طبقات از تحلیل‌های دینامیکی استخراج می‌شود و سپس نیروی طبقات نظیر این برش‌ها محاسبه می‌شود و از آن به عنوان بار جانبی در تحلیل بارافزون برای گام مورد نظر استفاده می‌شود. در شکل (۱۰) نتایج تحلیل بارافزون با این الگوی بار با نتایج تحلیل دینامیکی مقایسه شده است. در روش سوم یعنی D1، نتایج جابه‌جایی نسبی بیشینه طبقات با استفاده از تحلیل دینامیکی محاسبه می‌شود. در مرحله بعد برش طبقه نظیر این جابه‌جایی‌های نسبی از روی مدل رفتاری استاتیکی طبقه استخراج می‌شود. سپس شبیه به روش F2 نیروی جانبی از روی برش طبقات برای هر شدت محاسبه می‌شود. در واقع انتظار می‌رود تحلیل بارافزون در این روش، مقادیر جابه‌جایی نسبی طبقات را به بیشینه جابه‌جایی نسبی مورد انتظار برساند. در نهایت به جای پارامترهای فوق، می‌توان از مقادیر بیشینه جابه‌جایی (تغییر مکان طبقات) برای به دست آوردن نیروی جانبی استفاده کرد (روش D2). در این روش به هر حال جابه‌جایی بام منطبق بر

طبقات در این دو تحلیل از روی پوش مدل رفتاری طبقه تخمین زده می‌شوند، در حالی که V_c و D_c از روی نتایج تحلیل دینامیکی استخراج می‌شوند.

لازم به ذکر است که نیروهای جانبی به دست آمده متناظر با متوسط پاسخ سازه در زلزله است زیرا از روی متوسط بیشینه پاسخ‌های دینامیکی استخراج شدند. چنانچه ایجاد پاسخ لرزه‌ای با احتمال متفاوتی مدنظر باشد کافی است که به جای استفاده از متوسط بیشینه پاسخ دینامیکی از بیشینه پاسخ با احتمال مدنظر استفاده شود. با توجه به نتایج، الگوی بار جانبی که در روش D1 به دست می‌آید، می‌تواند به خوبی نتایج تحلیل دینامیکی را تخمین بزند. در تمامی تحلیل‌های فوق، مقادیر جابه‌جایی بام در روش D1 اندکی بیشتر از نتایج تحلیل دینامیکی است. به عبارتی دیگر تحلیل سازه تا جابه‌جایی هدف (متوسط جابه‌جایی بیشینه در تحلیل‌های دینامیکی) الزام طبقات را بر روی مقادیر بیشینه تقاضا قرار نمی‌دهد (حتی اگر الگوی بار مناسبی اتخاذ شود) و عملاً الگویی که طبقات را در وضعیت بیشینه تقاضای جابه‌جایی نسبی قرار می‌دهد می‌تواند جابه‌جایی بام را تا فراتر از جابه‌جایی هدف پیش ببرد. این بدین معنی است که در تحلیل‌های بارافزون برای اینکه بتوان تقاضای جابه‌جایی نسبی و برش طبقات را به مقادیر بیشینه رساند، شاید لازم باشد که جابه‌جایی بزرگتر از کمیت جابه‌جایی هدف در نظر گرفته شود.

با توجه به اینکه هدف از تحلیل استاتیکی قرار دادن کمیت‌های تقاضای نیرویی و جابه‌جایی طبقات روی مقادیر بیشینه‌شان است، علاوه بر هماهنگی نتایج تحلیل‌ها در مقیاس منحنی ظرفیت سازه (مقیاس کلی) باید در مقیاس تقاضای طبقات نیز هماهنگی مناسب حاصل شود. همان‌گونه که در شکل‌های (۱۱) تا (۱۴) مشخص است، کمیت‌های مذکور در تحلیل استاتیکی و دینامیکی برای سه نوع سازه مورد بررسی تقریباً یکسان است. در واقع در شدت پایین تحریک شکل (۱۱) به علت تاثیر مودهای بالاتر تقاضای نیرویی بیشتری در طبقات بالا به وجود می‌آید که با افزایش شدت تحریک (شکل ۱۲) به علت تمرکز خرابی در طبقات پایین‌تر، افزایش تقاضای لرزه‌ای به طبقات پایین منتقل می‌شود.

شکل ۱۰. منحنی ظرفیت سازه تحت الگوهای مختلف بار جانبی. (الف) سازه چهار طبقه. (ب) سازه دوازده طبقه. (ج) سازه بیست طبقه.

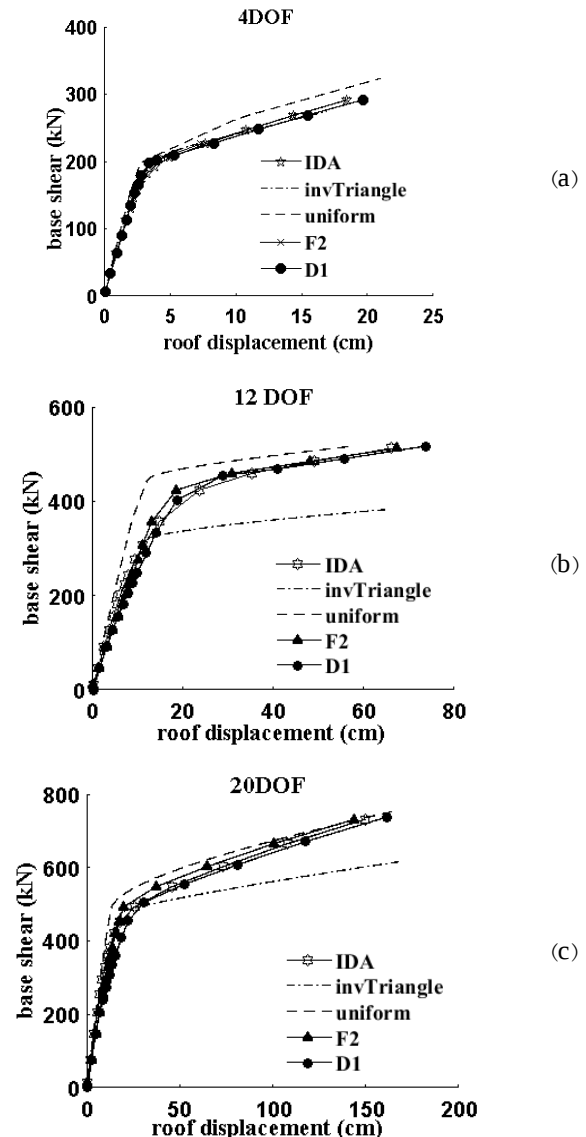


Fig. 10. The capacity curve of the structure under different lateral load pattern. (a) 4 story structure. (b) 12 story structure. (c) 20 story structure.

علت این مساله نیز این است که در محدوده غیرخطی با توجه به سختی اندک منحنی رفتاری چرخه‌ای طبقات، تغییرات جزئی در برش طبقه منجر به خطای نسبتاً زیادی در مقادیر جابه‌جایی نسبی آن می‌شود. بر خلاف روش F2 در روش D1 این حساسیت نسبت به تغییر جزئی در مقادیر جابه‌جایی نسبی طبقات وجود ندارد. لازم به ذکر است که در هیچ کدام از روش‌های F2 یا D1 مقادیر جابه‌جایی نسبی و برش طبقه به ترتیب، با مقادیر V_c و D_c که در قسمت‌های قبل بررسی شدند، یکسان نیستند. در واقع مقادیر جابه‌جایی نسبی و برش

شکل ۱۱. الگوی نیروی جانبی طبقات برای شدت $PGA=0.15g$. (a) سازه چهار طبقه. (b) سازه دوازده طبقه. (c) سازه بیست طبقه.

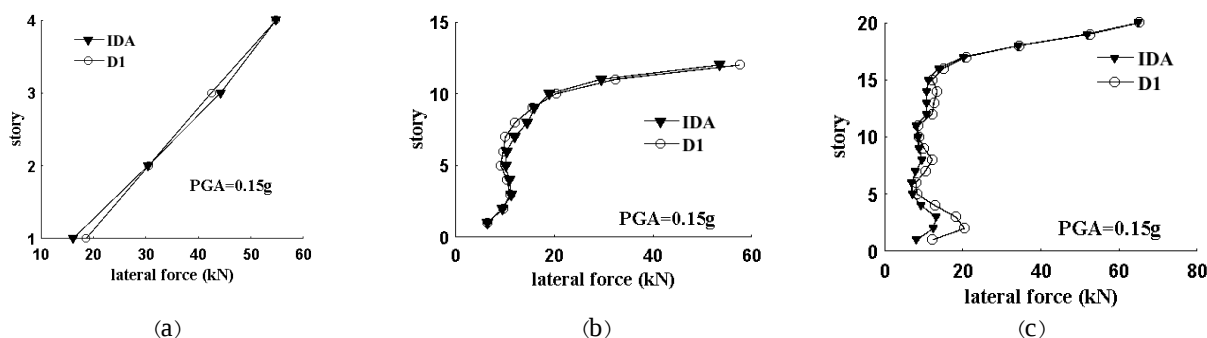


Fig. 11. Stories lateral force pattern for $PGA=0.15g$. (a) 4 story structure. (b) 12 story structure. (c) 20 story structure.

شکل ۱۲. الگوی نیروی جانبی طبقات برای شدت $PGA=1.0g$. (a) سازه چهار طبقه. (b) سازه دوازده طبقه. (c) سازه بیست طبقه.

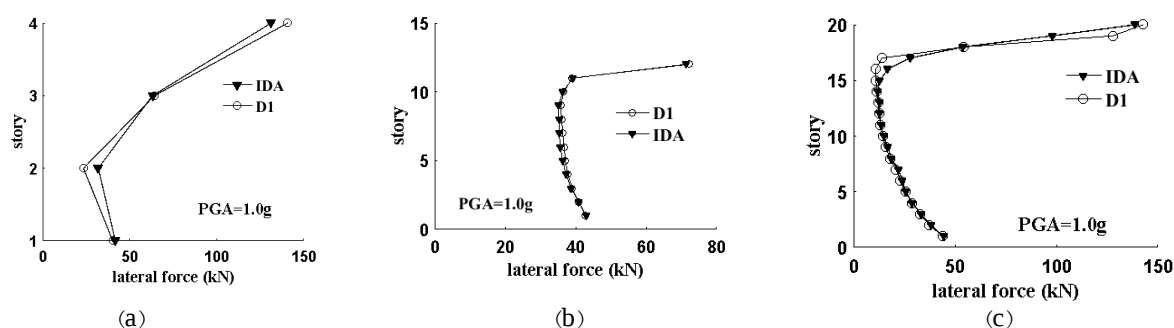


Fig. 12. Stories lateral force pattern for $PGA=1.0g$. (a) 4 story structure. (b) 12 story structure. (c) 20 story structure.

شکل ۱۳. لنگر واژگونی طبقات برای شدت $PGA=0.15g$. (a) سازه چهار طبقه. (b) سازه دوازده طبقه. (c) سازه بیست طبقه.

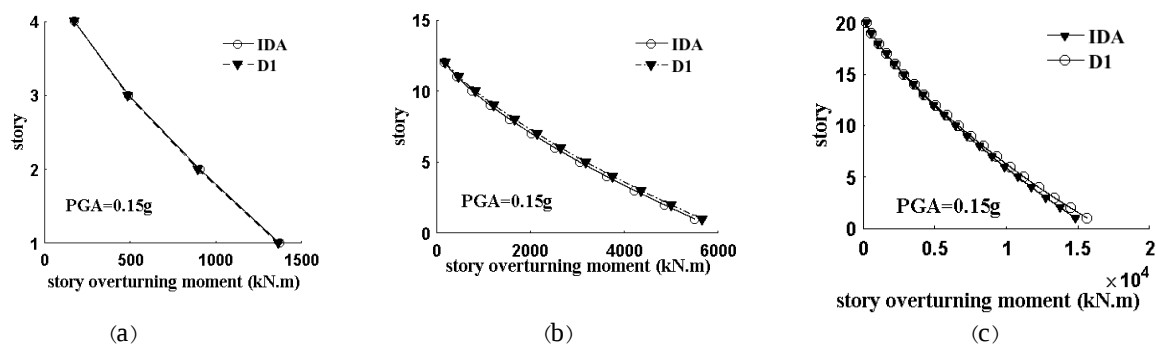


Fig. 13. Stories overturning moment for $PGA=0.15g$. (a) 4 story structure. (b) 12 story structure. (c) 20 story structure.

شکل ۱۴. لنگر واژگونی طبقات برای شدت $PGA=1.0g$. (a) سازه چهار طبقه. (b) سازه دوازده طبقه. (c) سازه بیست طبقه.

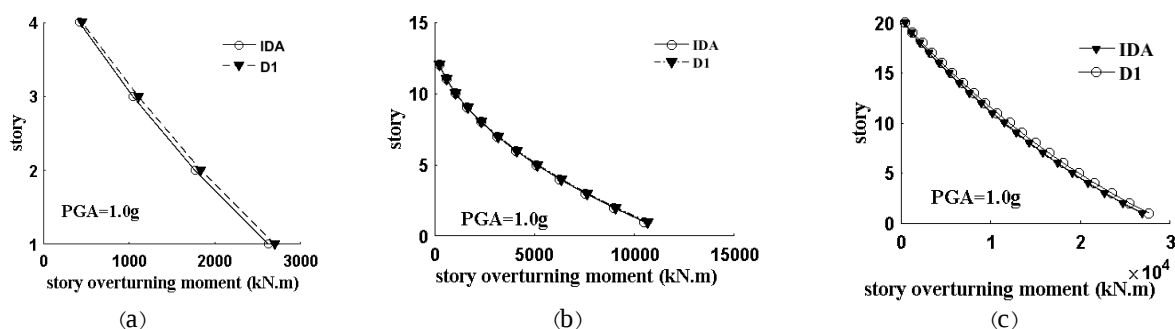


Fig. 14. Stories overturning moment for $PGA=1.0g$. (a) 4 story structure. (b) 12 story structure. (c) 20 story structure.

و محل اثر نیروی معادل شکل‌های (۱۳ تا ۱۵) نیز دارای هماهنگی خوبی با روش دینامیکی است. با توجه به شکل (۱۵) در سازه بلندمرتبه، در شدت‌های بالا با افزایش شدت تحریک که از لحاظ مقدار کمیت جابه‌جایی بام معادل با افزایش صدک بررسی شده طبق شکل (۸-۷) است، محل اثر نیروی معادل به علت کمتر شدن تاثیر مودهای بالاتر و بیشتر شدن تقاضا در طبقات پایتتر، کاهش می‌یابد.

۵- نتیجه‌گیری

در این پژوهش پس از بررسی الگوی بار جانبی در روش‌های بارافزون موجود، تلاش شد تا با استفاده از نتایج تحلیل‌های دینامیکی مشخصات الگوی بار جانبی مناسب برای انجام تحلیل بارافزون تطابقی به صورت احتمالاتی بررسی شود. برای این منظور مدل چرخه‌ای سازه تحت رکوردهای مصنوعی غیرمانا برای شدت‌های مختلف تحلیل شد و در هر شدت پاسخ‌های سازه به صورت احتمالاتی محاسبه شد. پس از بررسی پاسخ سازه برای احتمال‌های مختلف، مشخص شد از بین کلیه پاسخ‌های تحلیل دینامیکی، برای دستیابی به منحنی ظرفیت یکسان و مطابقت تقاضاهای نیرویی و جابه‌جایی در مقیاس طبقات در تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی، الگوی بار جانبی مناسب بایستی بر اساس بیشینه جابجایی نسبی طبقات باشد. سپس مدل چرخه‌ای به صورت استاتیکی تحت الگوهای بار افزایشده‌ای که از روی برش نظیر بیشینه جابه‌جایی نسبی طبقات به دست آمده‌اند، تحلیل گردید، و نشان داده شد که برای سازه‌های مرتفع که نتایج تحلیل‌های بارافزون معمول دارای خطا است، الگوی مذکور می‌تواند به خوبی رفتار لرزه‌ای واقعی سازه را تخمین بزند. همچنین با استفاده از بیان احتمالاتی منحنی ظرفیت، امکان استفاده از انواع منحنی‌های قابل استخراج برای ارزیابی سازه در مقیاس کلی و مقیاس محلی اعضا برای سطوح عملکرد متفاوت مورد بررسی قرار گرفت. در واقع در روش‌های موجود تحلیل بارافزون، نتایج در بهترین حالت تنها با مقادیر متناظر با یک احتمال ثابت از نتایج تحلیل دینامیکی هماهنگی مناسبی دارند و در هیچ کدام از روش‌های موجود قابلیت‌های آماری صریح تحلیل دینامیکی

شکل ۱۵. محل اثر نیروی معادل (equivalent H): ارتفاع نیرویی که لنگر معادل لنگر واژگونی الگوی نیروی جانبی در تراز پایه ایجاد کند. (a) سازه چهار طبقه. (b) سازه دوازده طبقه. (c) سازه بیست طبقه.

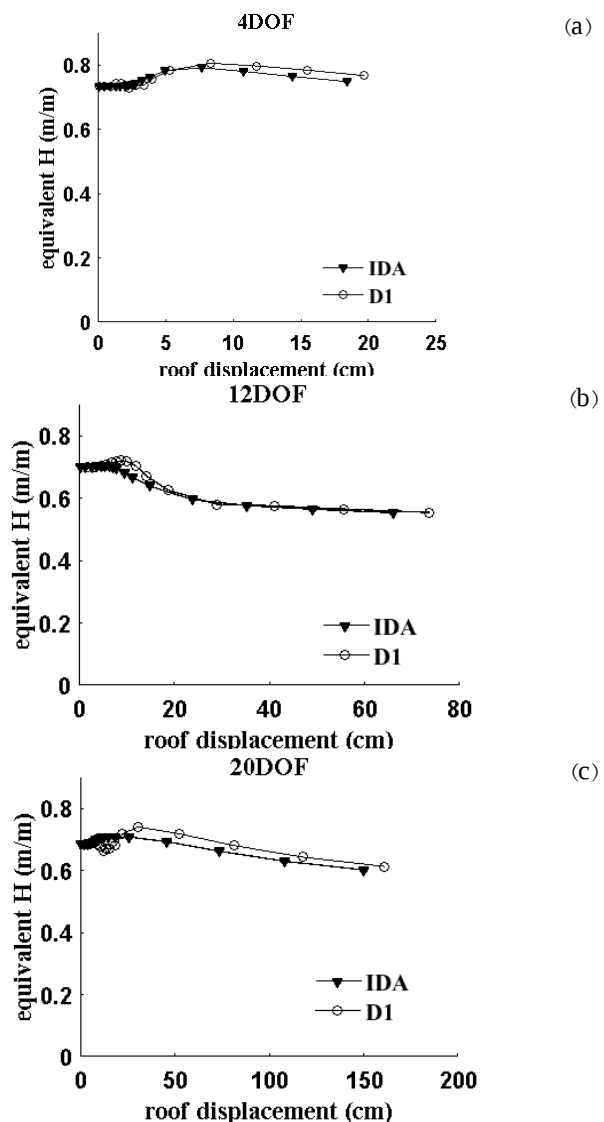


Fig. 15. The height of equivalent force.

همچنین برای بررسی بیشتر، محل اثر نیروی جانبی معادل به گونه‌ای که بتواند لنگر واژگونی برابر با لنگر واژگونی توزیع نیروها را تولید کند، نیز برای دو حالت استاتیکی و دینامیکی برای چندین شدت مقایسه شده است. همانگونه که از شکل‌های (۱۱ و ۱۲) پیداست، شدت و الگوی متوسط نیروی جانبی طبقات در رکوردهای با شدت پایین و شدت بالا در دو روش استاتیکی و دینامیکی تقریباً یکسانند و در نتیجه کمیت برش طبقه نیز برای دو حالت هماهنگی خوبی دارد. همچنین نتایج نشان می‌دهد که در روش D2 لنگرهای واژگونی طبقات

M.M., 2013. An adaptive pushover procedure based on effective modal mass combination rule. *Engineering Structures*, 52, 654-666.

[14] Shafiee, N. and Tehranizadeh, M., 2015. A displacement-based adaptive pushover method considering modal sign reversal for RC frame structures. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 24(18), 1003-1018.

[15] Manoukas, G., Athanatopoulou, A. and Avramidis, I., 2012. Multimode pushover analysis for asymmetric buildings under biaxial seismic excitation based on a new concept of the equivalent single degree of freedom system. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 38, 88-96.

[16] Wen, Y.K., 1976. Method for random vibration of hysteretic systems. *Journal of the engineering mechanics division*, 102(2), 249-263.

[17] Kanai, K., 1957. Semi-empirical formula for the seismic characteristics of the ground motion. *Bulletine of the Earthquake Research Institute Univ of Tokyo*, Vol.35m, pp 209-325.

[18] Tajimi, H., 1960. Statistical method of determining the maximum response of building structure during an earthquake. *Proc. of the 2nd WCEE*, 2, 781-798.

[19] Foliente, G.C. (1993). *Stochastic Dynamic Response of Wood Structural Systems*. Ph.D. Blacksburg, Virginia.

[20] Elghadamsi, F.E., Mohraz, B., Lee, C.T. and Moayyad, P., 1988. Time-dependent power spectral density of earthquake ground motion. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 7(1), 15-21.

[21] Chang, T.P., Mochio, T. and Samaras, E., 1986. Seismic response analysis of nonlinear structures. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 1(3), 157-166.

[22] Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A., 2002. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491-514.

۷- پیوست

۷-۱- پیوست (الف): مشخصات سازه‌ها

مشخصات سازه‌های تحلیل شده در جداول (۱ تا ۴) ارائه شده است.

جدول ۱. مشخصات دارای کمیت یکسان در هر سه سازه.

A^*	1
$\beta(1/cm)$	2
$\gamma(1/cm)$	-1
α	0.03
n	2
Story height (m)	3.2

* کمیت‌های A و α و n بدون بعد است.

Table 1. Identical characteristic in all three structure

افزاینده از جمله بررسی قسمت‌های مختلف سازه برای سطوح عملکرد متفاوت وجود ندارد.

References

۶- مراجع

[1] Krawinkler, H. and Seneviratna, G.D.P.K., 1998. Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering structures*, 20(4), 452-464.

[2] Chopra, A.K. and Goel, R.K., 2002. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 561-582.

[3] Brozović, M. and Dolšek, M., 2014. Envelope-based pushover analysis procedure for the approximate seismic response analysis of buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 43(1), 77-96.

[4] Sucuoğlu, H. and Günay, M.S., 2011. Generalized force vectors for multi-mode pushover analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 40(1), 55-74.

[5] Gupta, B. and Kunnath, S.K., 2000. Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures. *Earthquake spectra*, 16(2), 367-392.

[6] Kalkan, E. and Kunnath, S.K., 2006. Adaptive modal combination procedure for nonlinear static analysis of building structures. *Journal of Structural Engineering*, 132(11), 1721-1731.

[7] Elnashai, A.S., 2001. Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications. *Structural engineering and mechanics*, 12(1), 51-70.

[8] Antoniou, S. and Pinho, R., 2004. Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(04), 497-522.

[9] Antoniou, S. and Pinho, R., 2004. Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(05), 643-661.

[10] Jan, T.S., Liu, M.W. and Kao, Y.C., 2004. An upper-bound pushover analysis procedure for estimating the seismic demands of high-rise buildings. *Engineering Structures*, 26(1), 117-128.

[11] Amini, M.A. and Poursha, M., 2016. A non-adaptive displacement-based pushover procedure for the nonlinear static analysis of tall building frames. *Engineering Structures*, 126, 586-597.

[12] Chopra, A.K., Goel, R.K. and Chintanapakdee, C., 2004. Evaluation of a modified MPA procedure assuming higher modes as elastic to estimate seismic demands. *Earthquake Spectra*, 20(3), 757-778.

[13] Abbasnia, R., Davoudi, A.T. and Maddah,

۷-۲- پیوست (ب): گام‌های تولید شتاب‌نگاشت مصنوعی

- گام‌های تولید شتاب‌نگاشت مصنوعی با استفاده از تابع چگالی طیفی کانای-تاجیمی $S(\omega_n)$ به شرح زیر است:
- تولید تعدادی اعداد تصادفی بین صفر و 2π .
 - انتخاب زاویه فاز تحریک θ_n ، به صورت تصادفی با توزیع یکنواخت بین صفر و 2π .
 - تعیین مقادیر فرکانس‌ها $\omega_n = n \Delta \omega$.
 - تعیین دامنه حرکت شتاب زمین با استفاده از تابع چگالی از رابطه

$$A(\omega_n) = \sqrt{2S(\omega_n)\Delta\omega}$$

- شبیه‌سازی کلیه مولفه‌های فرکانسی شتاب مانای زمین $(\ddot{u}_{gst}(t))$ به صورت:

$$\ddot{u}_{gst}(t) = A(\omega_n) \cdot \cos(2\pi\omega_n t + \theta_n)$$

جدول ۲. مشخصات سازه ۱۲ درجه‌آزاد.

story		
k_i	m_i	i
Kg/cm	Kg.sec ² /cm	
45500	22	1
42000	22	2
38500	22	3
35000	22	4
35100	22	5
28000	22	6
24500	22	7
21000	22	8
17500	22	9
14000	22	10
10500	22	11
7000	22	12

Table .2. 12 DOF structure characteristics.

جدول ۳. مشخصات سازه ۲۰ درجه‌آزاد.

story		
k_i	m_i	i
Kg/cm	Kg.sec ² /cm	
50000	35	1
48000	35	2
48000	35	3
48000	35	4
45000	35	5
45000	35	6
45000	35	7
42000	35	8
42000	35	9
42000	35	10
38000	35	11
38000	35	12
38000	35	13
35000	35	14
35000	35	15
35000	35	16
31000	35	17
31000	35	18
31000	35	19
31000	35	20

Table .3. 20 DOF structure characteristics.

جدول ۴. مشخصات سازه ۴ درجه‌آزاد.

story		
k_i	m_i	i
Kg/cm	Kg.sec ² /cm	
20000	20	1
18000	20	2
16000	20	3
14000	20	4

Table .4. 4 DOF structure characteristics.

The investigation of pushover lateral force profile characteristics considering record to record uncertainties

Mohammad Jafari¹ and Masoud Soltani^{*2}

1- Ph.D. student, Department of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, IRAN.

2- Associate professor, Department of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University, Tehran, IRAN.

msoltani@modres.ac.ir

Abstract:

In recent years, nonlinear static analysis method has been widely used in the field of performance based earthquake engineering. Whereas the capabilities of this method is well recognized, it still has inherent shortcomings. Accordingly, by considering aspects such as nonlinear properties of members, higher modes effect, and the computational cost, the accuracy of the method should be investigated. Although an enormous study have been carried out to improve the pushover analysis, the proposed methods are almost deterministic and cannot directly consider the seismic records uncertainties. Toward this challenge, the present study aims to examine the requirements of inelastic static analysis method through a comparison with incremental dynamic analysis results. The general purpose of the pushover method is to yield the maximum story responses (shear and drift) expected during the earthquake. For this reason, the selection of the dynamic response absolute maxima is discussed and different criteria are investigated; maximum displacement versus corresponding base shear, maximum displacement versus maximum base shear and, finally, maximum base shear versus corresponding displacement. Therefore, using the information obtained from dynamic analysis, the characteristic of the proper lateral forces that can represent the average of the maximum effect of the ensemble of earthquake records and consider the inherent records uncertainties, can be obtained. So, to derive the characteristics of equivalent lateral forces based on the dynamic response of the system, four different lateral force profiles can be considered; (1) F1: lateral forces create the same average story forces as dynamic analysis, (2) F2: the profile and intensity of the lateral forces that produce the average of the maximum story shear induced by seismic record ensemble, (3) D1: the lateral force profile is chosen in a way that it can produce the same maximum story drifts as dynamic analysis, and (4) D2: the forces that their responses best represent the average of the story lateral displacement in dynamic analysis. The comparisons are performed for three levels of the typical small, medium and high-rise buildings denoted as four, twelve and twenty-story shear frames. The mathematical model of the frames are chosen as the smoothly varying differential Bouc–Wen model. Because of the versatility and mathematical tractability of the Bouc–Wen model, by altering different parameters of the model, it can simulate various structural behavior with any degree of nonlinearity. The estimated responses are compared to those resulted from the nonlinear dynamic analysis. The comparison procedure in the validation process is conducted in two levels; structural global level results (base shear and roof displacement) and story level results (the story drift and lateral force profiles). Furthermore, using the considered characteristics of the lateral load profile, the probabilistic capacity curve which has the potential to be used for assessing different parts of the structure for different performance levels is extracted. As we expect from static nonlinear analysis the demand of the stories should reach their maximum. In fact, in the low-rise structure when the roof displacement reaches its maximum, all of the stories also lean towards their maximum demands. By increasing the structures height (followed with higher modes effect), the result of classic pushover analysis cannot correctly estimate the demands and it differs from the result of dynamic analysis.

Keyword: Bouc–Wen model, stochastic linearization, probabilistic capacity curve, extreme value.