

مقایسه نتایج تحلیل‌های دینامیکی با روش تقریبی استاندارد ۲۸۰۰ در تعیین بیشینه جابه‌جایی نسبی

محمد رضا تابش پور^{۱*}، حسین ابراهیمیان^۲

اطلاعات مقاله	چکیده
<p>واژگان کلیدی: ضریب افزایش تغییر مکان، ضریب رفتار، تحلیل دینامیکی، تحلیل استاتیکی غیر خطی.</p>	<p>یکی از مسائل مهم در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها تخمین قابل اطمینان از مقدار بیشینه تغییر شکل‌های سازه در هنگام وقوع زلزله می‌باشد. رویکردهای متفاوتی برای تخمین پاسخ با دقت قابل قبول برای تعیین بیشینه جابه‌جایی نسبی سازه‌ها در محدوده رفتار غیرخطی وجود دارد. هر دو رویکرد FEMA و ATC ایده‌های خوبی هستند ولی برای منظور طراحی در آیین‌نامه‌های طراحی باید از روش‌های ساده‌تری استفاده شود. اغلب آیین‌نامه‌های لرزه‌ای مانند استاندارد ۲۸۰۰ رابطه‌های بسیار ساده‌ای برای تخمین جابه‌جایی غیرخطی در زلزله طرح، پیشنهاد می‌کنند. در این مقاله مقایسه‌ای بین نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی خطی و غیر خطی با مقدار تغییر مکان پیشنهادی در آیین‌نامه انجام شده است. در تحلیل‌های دینامیکی از سه رکورد موجود که بر اساس روش استاندارد ۲۸۰۰ مقیاس شده‌اند، استفاده شده است. بر اساس ضریب رفتار استخراج شده برای سازه و نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیر خطی، مقایسه‌ای با ضریب پیشنهادی استاندارد ۲۸۰۰ صورت می‌گیرد.</p>

۱- مقدمه

استاندارد مقدار ضریب رفتار در سطح مقاومت (حالت حدی یا *LFRD*) می‌باشد، با این وجود به علت یکسان بودن ضرایب مربوط به تبدیل ضریب رفتار از سطح مقاومت به سطح تنش مجاز و ضریب مربوط به افزایش تغییر مکان، استفاده از ضریب پیشنهادی در *UBC-97* امری منطقی می‌باشد. طراحی بر اساس جابه‌جایی برای سیستم‌های چند درجه آزادی مستلزم تخمین مناسب از جابه‌جایی لرزه‌ای سازه است [۳]. در طول یک دهه اخیر، نگرش‌های طراحی بر اساس جابه‌جایی برای انواع سازه‌ها توسعه یافته است [۴]. روش‌های مبتنی بر جابه‌جایی امروزه در برخی از آیین‌نامه‌ها وارد شده است [۵]. محدودیت‌های روش‌های مختلف طراحی بر اساس جابه-

تخمین قابل اطمینان از مقدار بیشینه تغییر شکل‌های سازه در هنگام وقوع زلزله یکی از مسائل مهم در طراحی لرزه‌ای می‌باشد. تحقیقات گسترده‌ای در این زمینه انجام گردیده و نتایج آنها به صورت روابط ساده‌ای در قالب ضریب افزایش تغییر مکان در استانداردهای لرزه‌ای وارد شده است. این ضریب در استاندارد ۲۸۰۰ بر اساس روابط پیشنهادی در *UBC-97* می‌باشد [۲ و ۱]. هرچند در آن

* پست الکترونیک نویسنده مسئول: tabeshpour@sharif.ir

۱. استادیار، قطب علمی هیدرو دینامیک و دینامیک متحرک‌های دریایی،

دانشکده مهندسی مکانیک، دانشگاه صنعتی شریف، تهران، ایران

۲. فارغ‌التحصیل دکترا، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف،

تهران، ایران

که C_e ضریب برش پایه سازه ارتجاعی، C ضریب برش پایه طرح آیین‌نامه و W وزن مؤثر سازه می‌باشد، می‌توان نوشت:

$$R = \frac{C_e}{C} \quad (۴)$$

با توجه به بارگذاری لرزه‌ای استاندارد ۲۸۰۰ که ضریب برش پایه از رابطه زیر محاسبه می‌گردد [۲]:

$$C = \frac{ABI}{R} \quad (۵)$$

می‌توان نوشت:

$$C_e = ABI \quad (۶)$$

که A شتاب مبنای طرح، B ضریب بازتاب و I ضریب اهمیت سازه است.

ضریب تبدیل جابه‌جایی خطی (طرح) به غیرخطی (واقعی) C_d در طراحی به روش تنش مجاز

در طراحی لرزه‌ای، جابه‌جایی جانبی غیرخطی ناشی از زلزله را می‌توان با اعمال ضریب افزایش تغییرمکان، C_d به جابه‌جایی‌های حاصل از تحلیل خطی سازه تحت اثر بارهای جانبی آیین‌نامه‌ای تخمین زد.

با توجه به شکل (۱) و با توجه به معادله زیر:

$$R_s = R_{sw} = \Omega Y \quad (۷)$$

می‌توان نوشت:

$$C_d = C_{dw} = \frac{\Delta_m}{\Delta_w} = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \times \frac{\Delta_y}{\Delta_s} \times \frac{\Delta_s}{\Delta_w} = \mu \Omega Y = \mu R_{sw} \quad (۸)$$

اکنون با معلوم بودن نسبت شکل‌پذیری μ و ضریب مقاومت افزون R_{sw} می‌توان ضریب تغییرمکان C_d را تعیین نمود. در صورتی که برای R_{sw} از رابطه نیومارک-هال استفاده نموده و سازه دارای پی‌یود بلند باشد، آنگاه $R_{sw} = \mu$ بوده و با فرض $R_R = 1.0$ آنگاه:

$$C_d = C_{dw} = R = R_w$$

یعنی مقدار تغییرمکان واقعی برابر است با:

$$\Delta_M = R_w \Delta_w \quad \text{البته توجه شود که:}$$

جایی، مورد بررسی قرار گرفته است [۶]. به علت آنکه سازه در هنگام زلزله وارد ناحیه غیر خطی می‌گردد، مقدار تغییرمکان‌های واقعی در زلزله بیشتر از مقادیر تعیین شده تحت بار طرح می‌باشد. به این منظور، در استانداردهای لرزه‌ای از ضریب افزایش تغییرمکان استفاده می‌گردد. در این مقاله، مبنای استخراج ضریب اشاره شده و نگرش‌های مختلف موجود در استانداردهای معتبر جهانی ارائه شده و در قالب یک مثال عملی، مقایسه‌ای بین نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی خطی و غیر خطی انجام می‌شود.

ضریب کاهش نیرو (ضریب رفتار R)

آیین‌نامه‌ها معمولاً یک سری ضریب کاهش نیرو و ضریب افزایش تغییرمکان به منظور انجام طراحی سازه پیشنهاد می‌کنند تا بدین ترتیب غیر خطی شدن سازه و جذب انرژی در زلزله ملحوظ گردد. ضریب کاهش نیرو (R) به منظور تقلیل نیروهای محاسبه شده از طیف طرح ارتجاعی مورد استفاده قرار می‌گیرد. در $ATC-19$ ضریب کاهش نیرو به صورت زیر پیشنهاد شده است [۳]:

$$R = \frac{V_e}{V} = R_s R_\mu R_R \quad (۱)$$

که در آن V_e برش پایه محاسبه شده از طیف پاسخ ارتجاعی بوده و V برش پایه طرح برای پاسخ غیر ارتجاعی می‌باشد. R_s ضریب مقاومت وابسته به پی‌یود می‌باشد که برای لحاظ کردن مقاومت افزون سازه در مقایسه با مقاومت طرح می‌باشد. R_μ ضریب شکل‌پذیری وابسته به تغییر مکان به منظور لحاظ نمودن ظرفیت شکل‌پذیری سازه در محدوده غیر خطی است. R_R ضریب مربوط به نا معینگی سازه برای لحاظ کردن قابلیت اعتماد سیستم لرزه‌بر با توجه به تعداد قاب‌های مقاوم در هر راستا از ساختمان می‌باشد.

با تعریف:

$$V_e = C_e W \quad (۲)$$

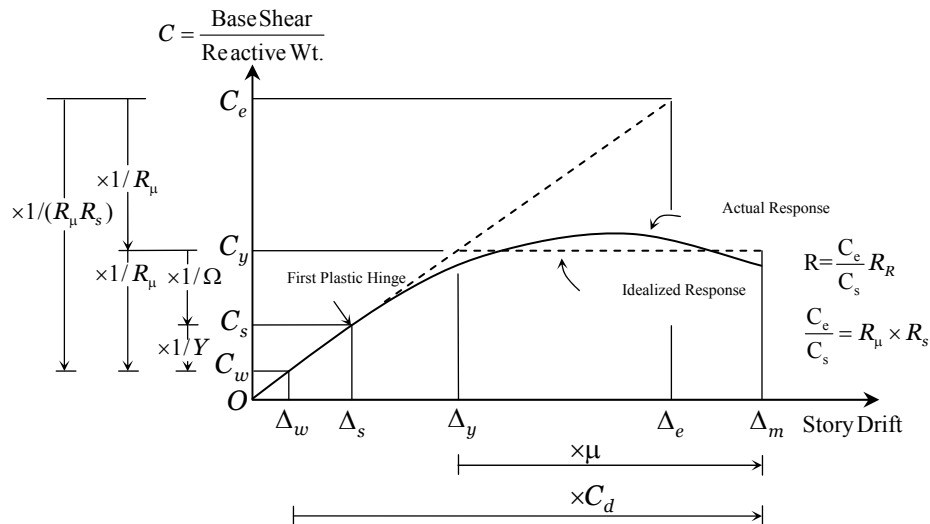
و

$$V = C W \quad (۳)$$

$$\Delta_M = \beta R_u \Delta_s \quad (9)$$

که β یک ضریب تجربی می باشد.

در نتیجه انتظار می رود $R_w \Delta_w = Y R_u \Delta_w = R_u \Delta_s$ در استانداردهای بارگذاری لرزه ای، مقدار بیشینه تغییر مکان غیر خطی از رابطه زیر تعیین گردد:



شکل ۱- منحنی برش پایه بر حسب جابه جایی در طراحی به روش تنش مجاز

طرح، در هر طبقه تغییر مکانی است که در صورت منظور داشتن رفتار واقعی سازه، رفتار غیر خطی، در تحلیل آن به دست می آید. این رفتار، تنها در زلزله طرح قابل ملاحظه است.

در مواردی که تحلیل سازه با فرض خطی بودن آن انجام می شود، این تغییر مکان را می توان از رابطه زیر به دست آورد:

$$\Delta_M = \Delta_{Mw} = 0.7R \Delta_w = 0.7R_u \Delta_w \quad (12)$$

یا:

$$C_d = C_{dw} = 0.7R_w \quad (13)$$

با مقایسه معادلات (۱۱) و (۱۳) و توجه به اینکه $R_w \Delta_w = R_u \Delta_s$ می توان گفت که هر دو معادله (۱۰) و (۱۲) دارای نگرش یکسان در تعیین مقدار تغییر مکان نسبی غیر خطی می باشند. بر اساس بند «۲-۵-۴» استاندارد ۲۸۰۰ تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح در محل مرکز جرم هر طبقه نباید از مقادیر زیر بیشتر شود. در رعایت این محدودیت آثار ناشی از $P-\Delta$ موضوع بند «۲-۶»، باید در محاسبه تغییر مکانها منظور شده باشد.

۲- روش های آیین نامه ای در تخمین C_d

در استاندارد UBC-97 مقدار تغییر مکان غیر خطی به صورت زیر تعیین می شود:

$$\Delta_M = \Delta_{Mu} = 0.7R \Delta_s = 0.7R_u \Delta_s \quad (10)$$

این معادله شبیه رابطه (۹) بوده که در آن $\beta = 0.7$ می باشد. در نتیجه:

$$C_d = C_{du} = 0.7R_u \quad (11)$$

بر اساس بند «۲-۵-۲» استاندارد ۲۸۰۰، تغییر مکان جانبی نسبی هر طبقه، تغییر مکانی است که با فرض رفتار خطی سازه، زیر اثر بار جانبی زلزله تعیین شده باشد. این تغییر مکان در زلزله های طرح و بهره برداری به ترتیب «تغییر مکان جانبی نسبی طرح» و «تغییر مکان جانبی نسبی بهره برداری» نامیده می شود. در تعیین این تغییر مکان باید اثر عواملی که در سختی سازه مؤثرند از جمله ترک خوردگی اعضا در سازه های بتن مسلح، موضوع بند «۲-۵-۶»، منظور شوند. تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح، یا تغییر مکان جانبی نسبی غیر ارتجاعی

مقیاس آنچنان تعیین شود که در این محدوده مقادیر طیف به طور متوسط برابر مقدار نظیر آن در طیف استاندارد باشد. T زمان تناوب اصلی ساختمان طبق بند «۲-۳-۶» استاندارد ۲۸۰۰ است.

ت- ضریب مقیاس تعیین شده باید در شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده در بند (الف) ضرب شود و در تحلیل دینامیکی مورد استفاده قرار گیرد.

برای ساختمان‌های با زمان تناوب اصلی کمتر از 0.7 ثانیه، 0.25 برابر ارتفاع طبقه $\bar{\Delta}_M <$ برای ساختمان‌های با زمان تناوب اصلی بیشتر و یا مساوی 0.7 ثانیه، 0.2 برابر ارتفاع طبقه $\bar{\Delta}_M \leq$ در مقدار تغییرمکان جانبی نسبی واقعی طرح در طبقه با منظور کردن اثر $P-\Delta$ است.

۳- مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها

شتاب‌نگاشت‌ها به روش زیر به مقیاس درآورده شده‌اند:

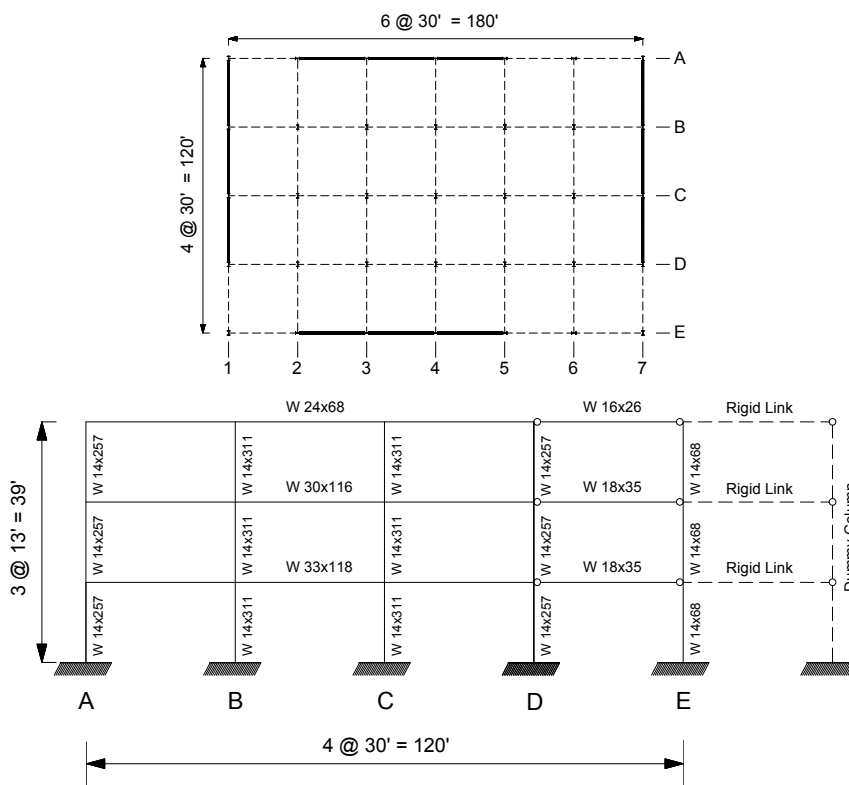
الف- کلیه شتاب‌نگاشت‌ها به مقدار حداکثر خود مقیاس می‌شوند. بدین معنی که حداکثر شتاب همه آنها برابر با شتاب ثقل گردد.

ب- طیف پاسخ شتاب هر یک از شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده با منظور کردن نسبت میرایی ۵ درصد تعیین گردد.

پ- طیف شتاب‌نگاشت در محدوده زمان‌های تناوب $0.2T$ و $1/5T$ با طیف طرح استاندارد مقایسه می‌گردد. ضریب

۴- سازه مورد بررسی

در شکل (۲) هندسه سازه مورد بررسی نشان داده شده است. این سازه مربوط به پروژه SAC می‌باشد. علت انتخاب این سازه، بررسی ضریب تغییر مکان در محدوده پریودهای کوتاه تا متوسط می‌باشد. وزن سازه برابر 3250 kips می‌باشد.



شکل ۲- هندسه سازه مورد بررسی (نما و پلان)

۴-۱- انتخاب رکورد

۴-۲- تعیین ضریب رفتار

هرچه واریانس مربوط به متوسط‌گیری در بازه مود نظر کمتر باشد، پراکندگی داده‌ها حول میانگین، دارای مقدار کمتری بوده و قابلیت اعتماد افزایش می‌یابد. در نتیجه اگر تعداد رکوردها، زیاد بود، می‌توان از بین آنها هرکدام را که دارای واریانس کمتری در بازه مورد نظر است، انتخاب نمود. بدین منظور در این مطالعه ۱۱ رکورد مطابق جدول (۱) انتخاب شده‌اند. از بین این رکوردها طیف شتاب رکوردهای (۱)، (۲)، (۶)، و (۱۰) دارای کمترین واریانس نسبت به طیف آیین‌نامه بوده و در نتیجه در تحلیل‌ها مورد استفاده قرار گرفته‌اند. خصوصیات رکوردهای مذکور و ضریب مقیاس مربوطه در جدول (۲) نشان داده شده است. شکل (۳) نیز نشان دهنده رکوردهای فوق می‌باشد. طیف پاسخ شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده به همراه طیف طرح آیین‌نامه در شکل (۴) مشاهده می‌شود. همچنین طیف‌های جابه‌جایی و سرعت این رکوردها به ترتیب در شکل‌های (۵) و (۶) نشان داده شده است.

تحلیل استاتیکی فزاینده تحت بار جانبی توانی زیر انجام شده است:

$$F_i = \frac{w_i h_i^k}{\sum w_i h_i^k} V, \quad k = 1.265$$

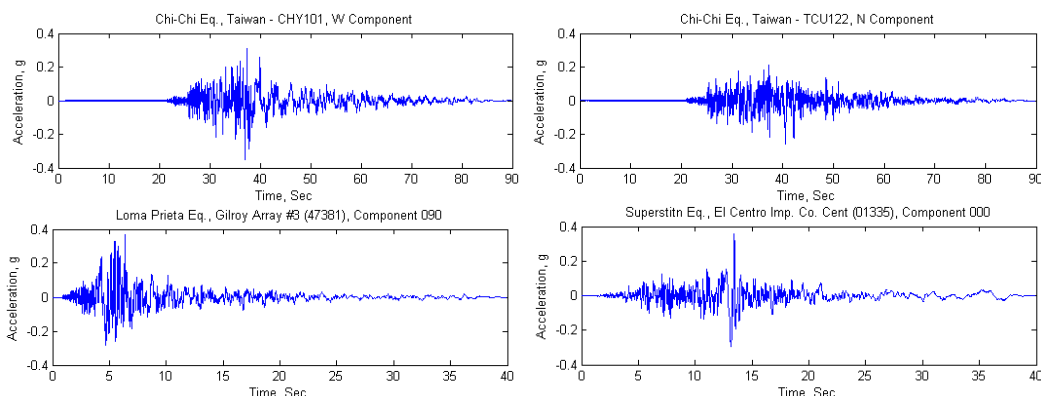
منحنی مربوطه در شکل (۷) رسم شده است. پس از تعیین مقدار برش پایه طرح در سطح تنش مجاز می‌توان مقدار R_s را تعیین نمود. با ایده‌آل سازی منحنی ظرفیت و تعیین جابه‌جایی هدف با توجه به رابطه پیشنهادی در FEMA-356 [۴] مقدار ضریب رفتار برابر ۵/۴ به دست می‌آید ($R_s = 2.7, R_\mu = 2$). هدف از تعیین این ضریب رفتار بررسی مقادیر بیشینه جابه‌جایی و برش طبقات حاصل از تحلیل‌های دینامیکی خطی و غیرخطی می‌باشد.

جدول ۱- شتاب‌نگاشت زلزله‌ها

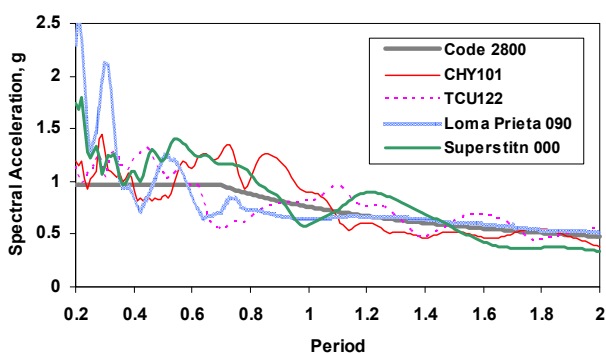
No.	Earthquake	Ms	Station	Comp.	PGA (g)	PGV (cm/Sec)	Source	COV
1	Chi-Chi, Taiwan	7.6	CHY101	W	0.261	34.0	CWB	0.181
2	Chi-Chi, Taiwan	7.6	TCU122	N	0.353	70.61	CWB	0.222
3	Imperial Valley	6.9	El Centro Array #2 (5115)	140	0.315	31.5	USGS	0.310
4	Imperial Valley	6.9	El Centro Array #11 (5058)	230	0.38	42.1	USGS	0.398
5	Loma Prieta	7.1	Gilroy Array #2 (47380)	090	0.322	39.1	CDMG	0.291
6	Loma Prieta	7.1	Gilroy Array #3 (47381)	090	0.367	44.7	CDMG	0.197
7	Northridge	6.7	Canoga Park - (90053)	106	0.356	32.1	USC	0.350
8	Northridge	6.7	Canoga Park - (90053)	196	0.42	60.8	USC	0.210
9	Northridge	6.7	Canyon Country - (90057)	000	0.41	43	USC	0.369
10	Superstitt	6.6	El Centro Imp. Co. Cent (01335)	000	0.358	46.4	CDMG	0.256
11	Superstitt	6.6	El Centro Imp. Co. Cent (01335)	090	0.258	40.9	CDMG	0.412

جدول ۲- شتاب‌نگاشت زلزله‌های مورد استفاده در تحلیل دینامیکی خطی و غیر خطی و ضریب مقیاس آنها

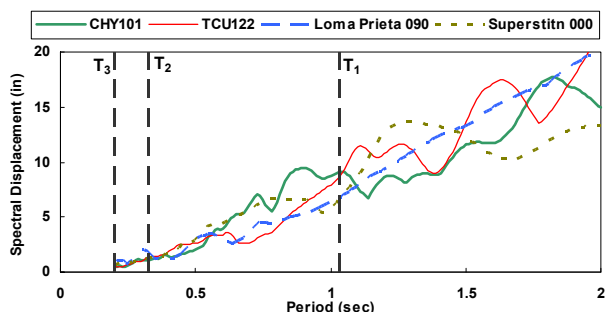
No.	Earthquake	Ms	Station	Comp.	PGA (g)	PGV (cm/Sec)	PGV/PGA (sec)	Scale Factor
1	Chi-Chi, Taiwan	7.6	CHY101	W	0.261	34.0	0.13	1.84
2	Chi-Chi, Taiwan	7.6	TCU122	N	0.353	70.61	0.20	2.07
6	Loma Prieta	7.1	Gilroy Array #3 (47381)	090	0.367	44.7	0.12	1.72
10	Superstitt	6.6	El Centro Imp. Co. Cent (01335)	000	0.358	46.4	0.13	1.90



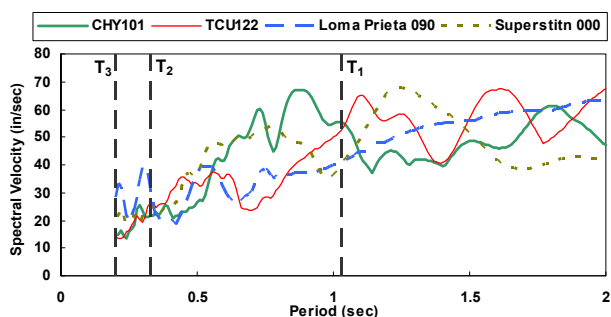
شکل ۳- شتاب‌نگاشت زلزله‌های مورد استفاده در تحلیل دینامیکی خطی و غیر خطی



شکل ۴- طیف پاسخ شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده



شکل ۵- طیف جابجایی رکوردهای مورد استفاده

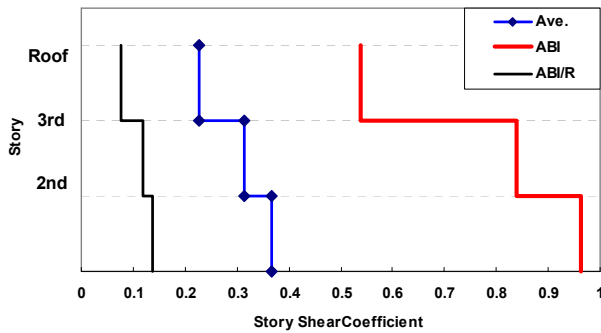


شکل ۶- طیف سرعت رکوردهای مورد استفاده

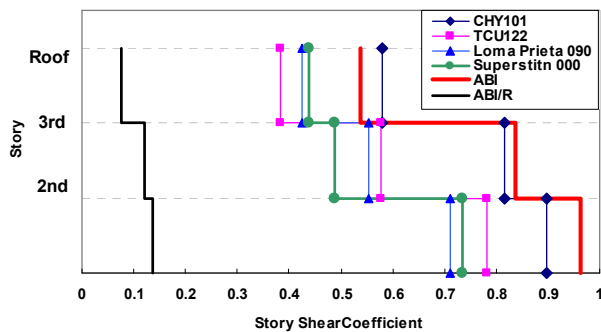
۵- بررسی نتایج تحلیل دینامیکی خطی و

غیر خطی

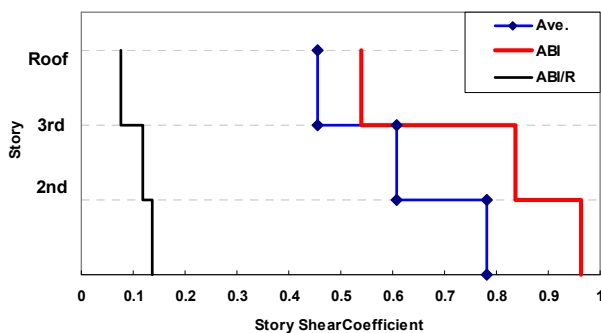
به منظور بررسی نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی خطی و غیر خطی به خصوصیات دینامیکی سازه در تقابل با رکورد توجه شده است [۵]. در شکل (۸) توزیع برش طبقات تحت بارهای طیف طرح ارتجاعی و غیر ارتجاعی به همراه نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیر خطی مربوط به رکوردهای مختلف رسم شده است. ملاحظه می‌شود که مقدار نسبت بین برش پایه حاصل از تحلیل دینامیکی غیر خطی نسبت به طیف غیر ارتجاعی برابر $2/7$ (مشابه R_s) می‌باشد. همچنین نسبت برش پایه ارتجاعی به برش پایه حاصل از تحلیل دینامیکی غیر خطی برابر $2/75$ (مشابه R_{μ}) می‌باشد. پراکندگی برش طبقات مربوط به تحلیل دینامیکی غیر خطی زیاد نبوده و مطابق شکل (۹) در مورد میانگین برش طبقات نسبت-های فوق برقرار است. با مقایسه نسبت‌های فوق با مقادیر مورد اشاره در قسمت ضریب رفتار مشاهده می‌شود که هر دو مقدار R_s و R_{μ} دست پایین تخمین زده شده‌اند. در نتیجه انتظار می‌رود که مقادیر متوسط جابه‌جایی نسبی طبقات حاصل از نتایج تحلیل دینامیکی غیر خطی در مجموع بیشتر از مقادیر متناظر با روابط پیشنهادی بر اساس روابط ساده مشابه پیشنهادهای نیومارک و هال باشد.



شکل ۹- میانگین توزیع برش در طبقات در تحلیل دینامیکی غیر خطی در مقایسه با مقدار پیشنهادی آیین نامه ۲۸۰۰

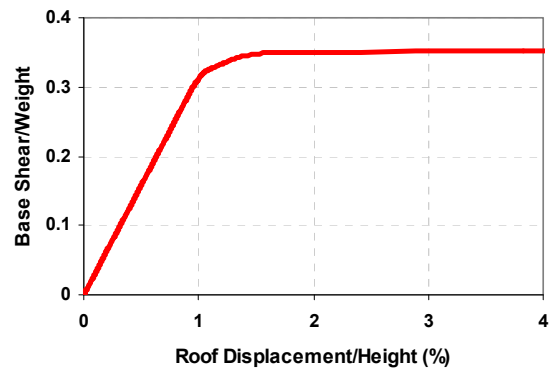


شکل ۱۰- توزیع برش در طبقات در تحلیل دینامیکی خطی در مقایسه با مقدار پیشنهادی آیین نامه ۲۸۰۰



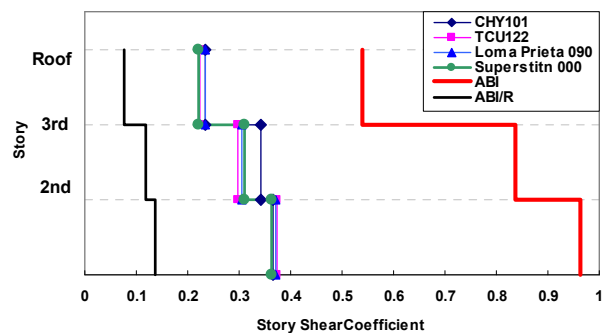
شکل ۱۱- میانگین توزیع برش در طبقات در تحلیل دینامیکی خطی در مقایسه با مقدار پیشنهادی آیین نامه ۲۸۰۰

به منظور بررسی پراکندگی برش طبقات حاصل از تحلیل دینامیکی خطی با مراجعه به شکل (۴) مشاهده می‌شود که زلزله *CHY101* در پیوند اصلی سازه بیشترین مقدار طیف شتاب را دارد. به تناسب در شکل (۱۰) نیز مقادیر برش طبقات مربوط به زلزله مذکور از سایر رکوردها بیشتر است. همچنین زلزله *Loma Prieta 090* و *Superstittn 000* کمترین مقدار طیف شتاب را در پیوند



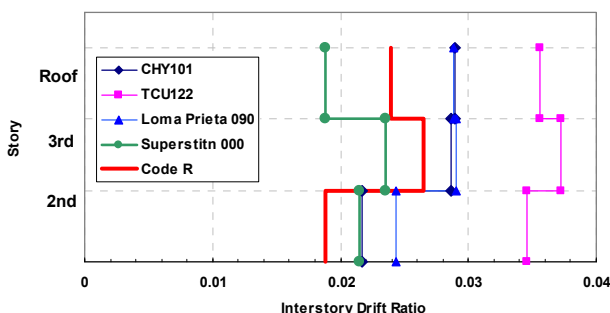
شکل ۷- نمودار تحلیل استاتیکی فزاینده تحت نیروی جانبی توانی با ضریب توانی ۱/۲۶۵

در شکل (۱۰) توزیع برش طبقات حاصل از تحلیل دینامیکی خطی با مقادیر مربوط به بارگذاری طیف ارتجاعي و غیر ارتجاعي ارائه شده است. اولاً از مقایسه شکل‌های (۸) و (۱۰) مشخص می‌شود که پراکندگی برش طبقات در تحلیل دینامیکی خطی بسیار بیشتر از پراکندگی در تحلیل دینامیکی غیر خطی است. همچنین مطابق شکل (۱۱) می‌توان گفت که به طور میانگین نسبت بین برش پایه تحلیل دینامیکی به طیف غیر ارتجاعي تقریباً ۶ است. این مقدار در حالت تحلیل دینامیکی غیر خطی برابر ۲/۷ است (یعنی ۲/۲ برابر کمتر از برش پایه تحلیل دینامیکی). از آنجا که این مقدار تقریباً برابر R_{μ} مربوط به منحنی طیف ظرفیت می‌باشد، در نتیجه می‌توان گفت که در مورد این سازه تقریباً قاعده «جابجایی یکسان» برقرار است.

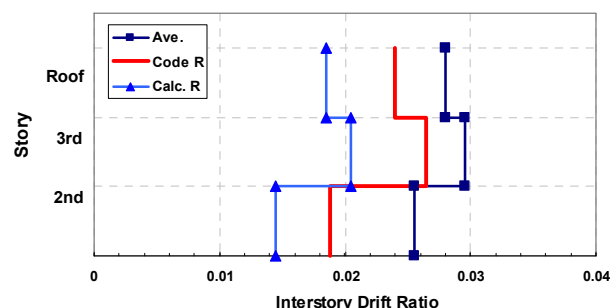


شکل ۸- توزیع برش در طبقات در تحلیل دینامیکی غیر خطی در مقایسه با مقدار پیشنهادی آیین نامه ۲۸۰۰

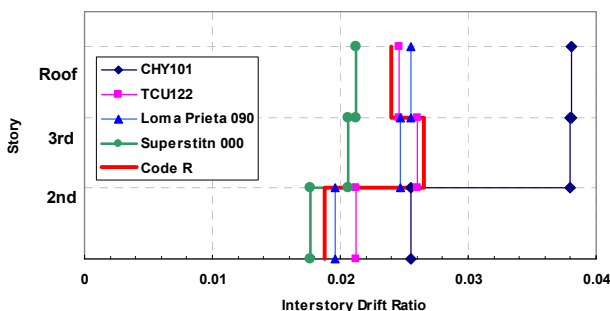
کمترین پاسخ مربوط به زلزله *Superstittn000* می‌باشد. همچنین ملاحظه می‌شود که مانند نتایج تحلیل دینامیکی غیر خطی، پراکندگی پاسخ‌ها زیاد است. در شکل (۱۵) میانگین تغییرمکان نسبی طبقات حاصل از تحلیل دینامیکی خطی با مقادیر پیشنهادی آیین‌نامه مقایسه شده است. در مورد سازه مورد بررسی ملاحظه می‌شود که رابطه پیشنهادی آیین‌نامه با نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی خطی انطباق بیشتری دارد.



شکل ۱۲- تغییر مکان نسبی مقیاس شده در تحلیل دینامیکی غیر خطی در مقایسه با مقدار پیشنهادی آیین‌نامه



شکل ۱۳- تغییر مکان نسبی مقیاس شده در تحلیل دینامیکی خطی در مقایسه با مقدار پیشنهادی آیین‌نامه ۲۸۰۰



شکل ۱۴- میانگین تغییر مکان نسبی مقیاس شده در تحلیل دینامیکی غیر خطی در مقایسه با مقدار پیشنهادی آیین‌نامه

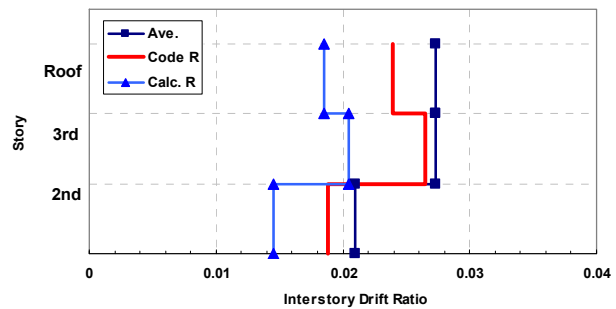
اصلی سازه دارند که با مقادیر برش طبقات در شکل (۱۰) هماهنگی دارد.

در شکل (۱۲) تغییرمکان نسبی طبقات حاصل از تحلیل دینامیکی غیر خطی و مقدار پیشنهادی آیین‌نامه ۲۸۰۰ ارائه شده است. بر خلاف پراکندگی اندک در برش طبقات ملاحظه می‌شود که پراکندگی نتایج تحلیل دینامیکی غیر خطی در خصوص تعیین تغییرمکان بیشینه، زیاد است. ملاحظه می‌شود که بیشترین تغییرمکان جانبی مربوط به زلزله *TCUI22* می‌باشد. در شکل (۵) ملاحظه می‌شود که مقدار طیف جابجایی در پیوند اصلی سازه در هر دو رکورد *CHY101* و *TCUI22* تقریباً برابر است. در حالی که مقادیر جابه‌جایی نشان داده شده در شکل (۱۲) بیانگر این است که پاسخ حاصل از رکورد *CHY101* به مقدار قابل ملاحظه‌ای کمتر از مقدار متناظر با رکورد *TCUI29* می‌باشد. این امر را می‌توان بدین صورت توجیه نمود که به علت ورود سازه به ناحیه غیر ارتجاعی، مقدار پیوند سازه افزایش چشم‌گیری یافته و در نتیجه برای توجیه پراکندگی پاسخ جابه‌جایی تحلیل دینامیکی غیر خطی باید در پیوند مؤثر سازه بحث نمود. به طور تقریبی می‌توان گفت که نسبت بین پیوند مؤثر با پیوند اصلی سازه برابر جذر R_{μ} می‌باشد (در مورد جابه‌جایی سازه‌هایی که پیوند آنها در محدوده جابه‌جایی ثابت است). در نتیجه برای توجیه این پراکندگی باید به مقادیر طیف جابه‌جایی در پیوند حدود ۱/۵ ثانیه توجه شود. در شکل (۳) میانگین تغییرمکان نسبی حاصل از تحلیل دینامیکی غیر خطی با مقدار پیشنهادی آیین‌نامه بر حسب ضریب رفتار طرح و ضریب رفتار محاسبه شده ارائه شده است. ملاحظه می‌شود که تخمین آیین‌نامه کمتر از نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیر خطی است.

در شکل (۱۴) تغییرمکان‌های نسبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی نشان داده شده است. در اینجا ملاحظه می‌شود که پراکندگی نتایج به نحو مناسبی با مقادیر طیف جابه‌جایی در پیوند اصلی سازه انطباق دارند. یعنی بیشترین جابه‌جایی‌ها مربوط به زلزله *CHY101* بوده و

۶- نتیجه گیری

هدف از ارائه این مقاله، بررسی دقت رابطه پیشنهادی در آیین نامه ۲۸۰۰ به منظور تخمین جابه‌جایی واقعی سازه در زلزله می‌باشد. در انتخاب و مقیاس کردن رکوردها، دقت کافی به عمل آمده و تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی و دینامیکی خطی و غیر خطی انجام شده است. با مقایسه نتایج حاصل از انواع تحلیل‌ها، مشخص شد که برای سازه مورد بررسی، رابطه پیشنهادی آیین‌نامه دارای دقت مناسبی نمی‌باشد. در نتیجه باید طی مطالعات مفصل‌تر، نسبت به اصلاح این ضریب اقدام نمود.



شکل ۱۵- میانگین تغییر مکان نسبی مقیاس شده در تحلیل دینامیکی خطی در مقایسه با مقدار پیشنهادی آیین نامه ۲۸۰۰

مراجع

- [1] Iranian Seismic Code of Practice (1384), Standard No. 2800.
- [2] Uniform Building Code-1994.
- [3] Calvi, G.M., Kingsley, G.R. (1995), "Displacement-based design of multi-degree of freedom bridge structures". Earthquake Eng. Struc. Dynamics, Vol. 24, pp. 1247-1266.
- [4] Priestley, M.J.N. (1998), "Displacement-based approaches to rational limit states design of new structures". Keynote Address at the 11th European Conference on Earthquake Engineering, Paris, France.
- [5] Fajfar, P., Gaspersic, P. (1996), "The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings". Earthquake Eng. Struc. Dynamics, Vol. 25, pp. 23-67.
- [6] Sullivan, T., Calvi, G.M., Priestley, M.J.N., Kowalsky, M. (2003), "The limitations and performances of different displacement-based design methods". J. Earthquake Eng., Vol. 7, Special Issue 1, pp. 201-241.
- [7] Applied Technology Council ATC, (1995), "Structural response modification factors". ATC-19 Report, Redwood City, California.
- [8] ASCE (2000). "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings". FEMA-356, Am. Soc. of Civ. Eng., Reston, Virginia, U.S.A.
- [9] Tabeshpour, M.R. (1386), "Applied Conceptual Commentary on Iranian Seismic Code of Practice". Ganj-e-Honar Publishing, Tehran.
- [10] Tabeshpour, M.R., Ebrahimian, H. (1388), "Applied Earthquake Engineering for Design and Retrofit". Fadak Issatis Publishing, Tehran.

COMPARING THE RESULTS OF DYNAMIC ANALYSIS (MAXIMUM DISPLACEMENT) WITH APPROXIMATE METHOD OF IRANIAN SEISMIC CODE

M. R. Tabeshpour^{1,*}, H. Ebrahimian²

1. Assistant Professor, Center of Excellence in Hydrodynamics and Dynamics of Marine Vehicles, Mechanical Engineering Department, Sharif University of Technology, Tehran, Iran

2. Ph. D. Graduated, Department of Civil Engineering, Sharif University of Technology, Tehran, Iran

*Corresponding Author: tabesh_mreza@yahoo.com

ARTICLE INFO

Keywords:

Displacement Factor,
Reduction Factor,
Dynamic Analysis,
Nonlinear Static
Analysis.

ABSTRACT

Determining structural maximum deformation under earthquake excitation is an important problem in seismic design of structures. There are several approaches in order to estimate an acceptable accurate response for maximum drift of the structure in nonlinear region. Both ATC and FEMA approaches are good ideas to evaluate maximum drift but more simplified approaches should be applied in seismic design codes. Most of seismic design codes suggest a very simple relation for estimating maximum drift in design base earthquake. Iranian seismic code of practice (Standard No. 2800) proposes such a relation. In this paper a comparison between nonlinear dynamic results and code suggested relation is carried out. 3 scaled records have been used for analysis. Based on reduction factor calculated for the structure, a comparison has been carried out with the suggested factor in Iranian Code of Practice (Standard No. 2800).
