

ضریب بزرگنمایی تغییر مکان نسبی در سطوح عملکردی قابهای خمشی بتن مسلح بر مبنای نسبت نیاز به ظرفیت ستونها

رزا رهبری^۱، عباسعلی تسنیمی^{۲*}

۱- دانش آموخته کارشناسی ارشد مهندسی سازه، دانشگاه تربیت مدرس

۲- استاد سازه، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

tasnimi@modares.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۹۴/۱۲/۲۰]

تاریخ دریافت: [۹۴/۰۳/۱۱]

چکیده- این مقاله ضوابط طراحی براساس استاندارد ۲۸۰۰ و متناسب نمودن طراحی با سطح عملکرد انتخابی را بررسی کرده است. برای انجام این بررسی ۶ قاب خمشی بتن مسلح سه دهانه با شکل پذیری متوسط و تعداد طبقات ۴، ۵، ۶، ۸، ۱۰ و ۱۲ در نرم افزار IDARC مدل سازی و تحلیل استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی با استفاده از ۷ شتاب نگاشت روی آن ها انجام شده است. نسبت نیاز به ظرفیت خمشی هریک از ستونها و سطح عملکرد سازه محاسبه شده و سپس با استفاده از نتایج حاصل شده معیار کنترل تغییر مکان نسبی و همچنین ضریب بزرگنمایی تغییر مکان نسبی در ویرایش سوم و چهارم استاندارد ۲۸۰۰ نقد و بررسی شده است. بدین منظور نسبت تغییر مکان غیر ارتجاعی حاصل از تحلیل های غیرخطی به تغییر مکان ارتجاعی تعیین و ضریب (Cd) برای هریک از قاب ها محاسبه شد. سپس نتایج حاصل با ضریب بزرگنمایی ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ ($0/VR$) مقایسه و به مقدار $0/5R$ اصلاح شد. در نهایت با توجه به تغییرات ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، یک نمونه از قاب ها با ضوابط ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ و همچنین با استفاده از ضریب بزرگنمایی کاهش یافته ($0/5R$) دوباره طراحی و تغییرات ایجاد شده در پاسخ سازه مطالعه شده قرار گرفت. نتایج بدست آمده حاکی از آن است که کاهش محدودیت تغییر مکان نسبی موجب کاهش ابعاد مقاطع، کاهش تمرکز آسیب در طبقه ای خاص از سازه، طراحی واقع بینانه تر سازه و در نهایت نزدیک شدن سطح عملکرد سازه به هدف عملکردی استاندارد ۲۸۰۰ می شود.

واژگان کلیدی: نسبت نیاز به ظرفیت خمشی، ضریب بزرگنمایی تغییر مکان، ستون بتن مسلح، سطوح عملکرد

۱- مقدمه

ب) ساختمان های با اهمیت زیاد، در زمان وقوع زلزله های

خفیف و متوسط قابلیت بهره برداری خود را حفظ کنند و در ساختمان های با اهمیت متوسط خسارات سازه ای و غیر سازه ای به حداقل برسد.

پ) ساختمان های با اهمیت خیلی زیاد، در زمان وقوع زلزله های شدید، بدون آسیب عمده سازه ای، قابلیت بهره برداری بدون وقفه خود را حفظ نمایند. با توجه به بندهای فوق با وجود این که روش طراحی استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش

هدف اولیه و اساسی استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش سوم و چهارم)، تعیین کمینه ضوابط و مقررات برای طرح و اجرای ساختمان ها در برابر آثار ناشی از زلزله است به طوری که با رعایت آن انتظار می رود موارد زیر محقق شوند [1]:

الف) با حفظ ایستایی ساختمان در برابر زلزله های شدید با دوره بازگشت ۴۷۵ سال، تلفات جانی به حداقل برسد و نیز ساختمان در برابر زلزله های خفیف و متوسط بدون وارد شدن آسیب عمده سازه ای قادر به مقاومت باشد.

آیین‌نامه بتن ایران (آبا [7]) طراحی شده سپس مورد تحلیل استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی، با استفاده از نرم‌افزار IDARC قرار گرفتند [8]. ارتفاع هریک از طبقات ۳/۳ متر و طول هر دهانه برابر با ۵ متر اختیار شده است. خاک ساختمانه بر طبق ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ ایران از نوع II و خطر لرزه‌خیزی منطقه خیلی زیاد در نظر گرفته شد. به دلیل محدودیت مطلب جزییات طراحی تیر و ستون به عنوان نمونه در قاب ۴ طبقه در جدول‌های (۱ و ۲) آورده شده است.

جدول (۱) جزییات مقاطع تیر در قاب ۴ طبقه

Story Number	Section Dimensions (mm)	Reinforcements (%)		
		Longitudinal		Transvers (A _v /s)
		Top	Bottom	
4	250x400	1.74	0.87	0.87
3	250x400	2.42	0.87	1.18
2	300x450	2.05	0.79	1
1	300x450	2.05	0.79	1

Table 1: Beam detailing, 4 story frame

جدول (۲) جزییات مقاطع ستون در قاب ۴ طبقه

Story Number	Section Dimension s (mm)	Reinforcements (%)			
		Corner Column		Mid Column	
		Longitudinal	Transvers s (A _v /s)	Longitudinal	Transvers s (A _v /s)
4	400x400	1.57	0.67	1.00	0.80
3	400x400	1.00	0.80	1.18	0.67
2	400x400	1.18	0.67	1.57	0.67
1	400x400	2.31	0.67	1.96	0.67

Table 2: column detailing, 4 story frame

مدل رفتاری بتن و فولاد (رابطه تنش-کرنش) مطابق با شکل‌های (۱ و ۲) در نظر گرفته شد [9].

شکل (۱) - منحنی تنش-کرنش بتن [۹]

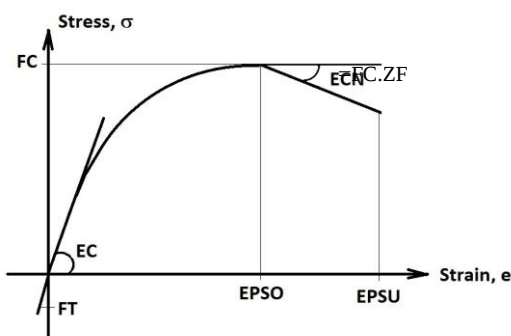


Fig. 1. Concrete Stress-Strain Curve [9]

سوم و چهارم) بر اساس مقاومت است، ولی به صورت تلویحی به طراحی بر اساس عملکرد اشاره دارد.

پژوهش‌های انجام شده نشان می‌دهد که سازه‌های طراحی شده بر اساس ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ به طور محافظه کارانه سطح عملکرد ایمنی جانی را برآورده می‌نمایند [2]. در این راستا به منظور متناسب نمودن طراحی با سطح عملکرد انتخابی، ضوابط طراحی بر اساس ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ بررسی می‌شود. از آنجا که در طراحی سازه‌ها، پارامتر تغییر مکان نسبی غیر ارتجاعی عامل کنترل کننده است، به منظور هماهنگی سطح عملکرد سازه با هدف عملکردی ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰، تغییر مکان نسبی غیر ارتجاعی در طراحی سازه فقط برای قاب‌های خمشی با شکل پذیری متوسط که در عمل از متداول‌ترین قاب‌های ساخته شده و در دست احداث است، بررسی شده است. نخستین پژوهش‌ها در زمینه بررسی ضریب بزرگنمایی تغییر مکان به وسیله ولتسوس و نیومارک و ولتسوس و همکاران انجام شد. آن‌ها به این نتیجه رسیدند که در بازه بسامدهای کوچک (بسامدهای کوچکتر از ۰/۳۸ هرتز)، می‌توان بیشینه تغییر مکان غیر ارتجاعی یک سامانه ارتجاعی-خمیری کامل را با بیشینه تغییر مکان ارتجاعی مساوی در نظر گرفت. پس از آن، پژوهش‌های زیادی انجام شد که در آن‌ها اثر عواملی چون ویژگیهای شتاب نگاشت، نوع خاک منطقه، آثار $P-\Delta$ ، میزان شکل پذیری شاخص‌های منحنی هیستریزس بر نسبت تغییر مکان غیر ارتجاعی به تغییر مکان ارتجاعی سامانه یک درجه آزاد بررسی شد، که از آن جمله می‌توان به پژوهش‌های میراندا و مولایولی اشاره نمود [3-6].

بر اساس آنچه گفته شد، مشاهده می‌شود که پارامتر تغییر مکان نسبی غیر ارتجاعی در طراحی سازه‌ها، عامل کنترل کننده است، پس به منظور هماهنگی هرچه بیشتر سطح عملکرد سازه با هدف عملکردی استاندارد ۲۸۰۰، مطالعه روی تغییر مکان نسبی غیر ارتجاعی و عوامل تاثیرگذار مرتبط با آن ضروری به نظر می‌رسد.

۲- مدل‌های بررسی شده

در این مطالعه شش قاب خمشی شکل‌پذیر متوسط بتن مسلح با تعداد طبقات ۴، ۵، ۶، ۸، ۱۰ و ۱۲ بر اساس ضوابط

و تحلیل استاتیکی غیرخطی (بارافزون) روی آن‌ها انجام شد. در تحلیل دینامیکی غیرخطی از هفت شتاب‌نگاشت که مشخصات خاک آن‌ها متناظر با خاک نوع II ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ است استفاده شد، که مشخصات آن‌ها در جدول (۵) آورده شده است. از آنجا که در این مطالعه تمامی تحلیل‌های غیرخطی به صورت دو بعدی انجام گرفته است، در تحلیل دینامیکی غیرخطی تنها یک مولفه از زوج شتاب نگاشت (مولفه‌ای که تحت اثر آن در سازه پاسخ بیش‌تری ایجاد می‌شود) در نظر گرفته شد. سپس مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها با توجه به ضوابط ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ به ترتیب زیر انجام شد [1]:

(۱) بیشینه شتاب در همه رکوردها به g رسانده شده و طیف پاسخ آن‌ها برای نسبت میرایی ۵ درصد رسم می‌شود.

(۲) بین هفت طیف میانگین‌گیری می‌شود.

(۳) هر قاب در محدوده زمان تناوب $0.2T$ تا $1.5T$ با طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ مقایسه می‌شود.

(۴) ضرایب مقیاس به گونه‌ای تعیین می‌شود که در این محدوده، مقادیر میانگین در هیچ حالتی کمتر از مقدار نظیر آن در طیف استاندارد نباشد. در جدول (۶) ضرایب مقیاس برای هر یک از قاب‌ها آورده شده است.

به عنوان نمونه برای قاب ۴ طبقه، میانگین طیف ۷ رکورد پس از مقیاس شدن در شکل (۳) آورده شده است.

جدول (۵) مشخصات زلزله‌های استفاده شده

Earthquake Name	Recording Station	Magnitude (Ms)	PGA (g)
Chi-Chi	TCU-047	7.6	0.431
Northridge EQ	24538 Santa Monica City	6.7	0.883
Victoria	6604 Cerro Prieto	6.1	0.621
Coyote lake	1492 SJB Overpass	5.7	0.114
Landers	12149 Desert Hot Springs	7.3	0.171
Whittier Narrows	900009 N Hollywood	6.0	0.25
N.Palm Springs	5157 Cranston Forest	6.0	0.169

Table (5) Characteristics of ground accelerations

تحلیل استاتیکی غیر خطی نیز با استفاده از ۴ نوع الگوی بارگذاری جانبی به ترتیب زیر، انجام شد [8]:

شکل (۲) - منحنی تنش-کرنش فولاد [۹]

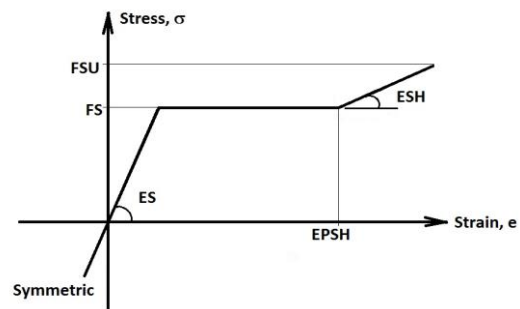


Fig. 2. Steel Bars Stress-Strain Curve [9]

پارامترهای تعیین شده در جداول (۳ و ۴) در شکل‌های (۱ و ۲) نشان داده شده است. در شکل (۱) $EPSU$ (کرنش نهایی در فشار) و ZF (پارامتر مشخص کننده شیب شاخه نزولی منحنی تنش-کرنش) به مشخصات مقطع بستگی داشته و توسط برنامه محاسبه می‌شوند. برای مدل‌سازی رفتار هیستریزس اعضای سازه از مدل سه پارامتری پارک استفاده شده است. در این مدل، کاهندگی سختی، کاهندگی مقاومت، پاسخ نامتقارن، جمع شدگی منحنی رفتاری در اثر لغزش و پوش سه خطی یکنوا در نظر گرفته شده است. بارگذاری ثقلی سازه‌های بررسی شده بر پایه ضوابط مبحث ششم مقررات ملی [10] و بارگذاری جانبی آن‌ها بر اساس ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش ۳) انجام شده است.

جدول (۳) مشخصات بتن

Compressive Strength	$f_c=25$ (MPa)
Modulus of elasticity	$E_c=25000$ (MPa)
Strain Corresponding to f_c	$\epsilon_0=0.002$
Tensile Strength	$f_{ct}=3$ (MPa)

Table 3: Concrete Properties

جدول (۴) مشخصات فولاد

Yield Strength	$f_s=300$ (MPa)
Ultimate Strength	$f_{su}=420$ (MPa)
Modulus of Elasticity	$E_s=200000$ (MPa)
Modulus of Strain Hardening	$E_{SH}=200000$ (MPa)
Strain at Strain Hardening	$\epsilon_{PSH}=0.03$

Table 4: Reinforcement Properties

۳- روش انجام تحلیل‌های غیر خطی

همان‌گونه که گفته شد پس از مدل‌سازی قاب‌ها در نرم‌افزار IDARC دو نوع تحلیل دینامیکی غیرخطی (تاریخچه زمانی)

۱. توزیع یکنواخت

افزایش نیروی طبقه i ام در هر گام به شکل زیر است، که در آن ΔV_b میزان افزایش برش پایه سازه و N تعداد کل طبقات را مشخص می‌کند.

$$\Delta F_i = \frac{\Delta V_b}{N} \quad (1)$$

جدول (۶) ضرایب مقیاس شتابنگاشت‌ها

Number of Stories	0.2T	1.5T	Scaling factor
4	0.12	0.91	0.79
5	0.14	1.07	0.84
6	0.16	1.23	0.93
8	0.20	1.52	1.21
10	0.24	1.45	1.45
12	0.27	1.70	1.70

Table (6) Scaling factors for ground accelerations

۲. توزیع توانی تعمیم یافته

افزایش نیرو در طبقه i ام از رابطه (۲) به دست می‌آید، که در آن k پارامتری است که شکل توزیع نیرو را کنترل می‌کند.

$$\Delta F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^N W_j h_j^k} \Delta V_b \quad (2)$$

$$k = \begin{cases} 1 + \frac{T-0.5}{2} & T \leq 0.5 \\ 0.5 & 0.5 \leq T \leq 2.5 \\ 2 & T \geq 2.5 \end{cases} \quad (3)$$

۳. توزیع مثلث وارونه

افزایش نیرو در هر گام برای طبقه i ام از رابطه (۴) به دست می‌آید، که در آن W_i و h_i به ترتیب وزن و ارتفاع طبقه و ΔV_b افزایش در برش پایه است.

$$\Delta F_i = \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^N W_j h_j} \Delta V_b \quad (4)$$

شکل ۳. طیف میانگین پس از مقیاس شدن برای قاب ۴ طبقه

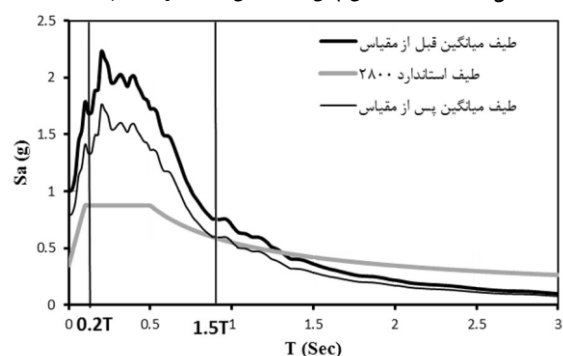


Fig. 3. Average Spectrum for 4 Story Frame

۴. توزیع مودال سازگار

اگر شکل مود ارتعاشی اصلی سازه در نظر گرفته شود، مقدار افزایش در توزیع نیروی جانبی از رابطه (۵) به دست می‌آید، که در آن φ_{i1} مقدار شکل مود اول در طبقه i ام، V_b برش پایه جدید سازه و F_i^{old} نیرو در طبقه i ام در گام بارگذاری قبلی است.

$$\Delta F_i = \frac{W_i \varphi_{i1}}{\sum_{j=1}^N W_j \varphi_{j1}} \Delta V_b - F_i^{old} \quad (5)$$

۴- راست آزمایی انتخاب مدل رفتاری در نرم افزار

به منظور راست آزمایی نتایج حاصل از نرم افزار IDARC، که وابستگی زیادی به مدل رفتار چرخه‌ای (هیستریزس) در انجام تحلیل دارد، یک نمونه ستون بتن مسلح که به وسیله Sezen و Moehle تحت الگوی تاریخیچه جابه‌جایی مطابق شکل (۴) آزمایش شده، مدل‌سازی شد. ستون مورد نظر دارای مقطع 475×475 میلی‌متر مربع و طول آزاد ۲۹۰۰ میلی‌متر با مقدار میلگردهای طولی $2/5$ درصد و میلگردهای عرضی $1/17$ درصد بوده است. به منظور پرهیز از طولانی شدن مطلب برای جزئیات آزمایش می‌توان به مرجع [11] مراجعه کرد. نمونه ستون تحت تاریخیچه جابه‌جایی شکل (۴) قرار گرفت.

شکل (۴) تاریخیچه جابه‌جایی اعمالی به نمونه ستون [۱۱]

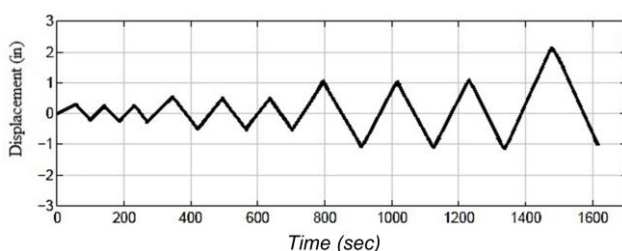


Fig. 4. Imposed displacement-time variation, column [11]

پس از مدل سازی نمونه در نرم افزار IDARC جابه‌جایی فوق به آن اعمال و تحلیل شبه استاتیکی چرخه‌ای روی نمونه انجام شد. شایان ذکر است که پارامترهای مدل چرخه‌ای (هیستریزس) که تاثیر عمده‌ای در پاسخ نمونه دارد، با توجه به پاسخ بار- جابه‌جایی حاصل از آزمایش انتخاب شد و در نهایت نتایج حاصل از آزمایش و تحلیل عددی شامل بیشینه

با در نظر گرفتن این وضعیت پس از تعیین موقعیت تار خشی مقطع و مقاومت فولاد فشاری، مقاومت خمشی مقطع با در نظر گرفتن تعادل حول مرکز جرم فولاد کششی به دست می-آید.

اگر بیشینه لنگر خمشی ایجاد شده در ستون تحت تحلیل غیرخطی با (M_D) و ظرفیت خمشی عضو با (M_C) نشان داده شود، حداکثر نسبت نیاز به ظرفیت خمشی ستون‌ها در هر طبقه از قاب‌ها (M_D/M_C) قابل محاسبه است. در شکل‌های (۶ و ۷) نسبت فوق تحت تحلیل باراستاتیکی غیرخطی افزون و تحلیل تاریخچه زمانی به طور جداگانه نشان داده شده است. شایان ذکر است در تحلیل بارافزون میانگین نتایج حاصل از ۴ الگوی بارگذاری در نظر گرفته شده است.

شکل (۶) میانگین بیشینه (M_D/M_C) الگوهای بارگذاری مختلف، تحلیل بارافزون

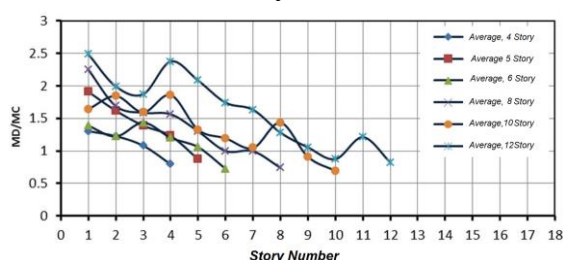


Fig. 6. Average of max(M_D/M_C) for various lateral load Pattern, nonlinear static analysis

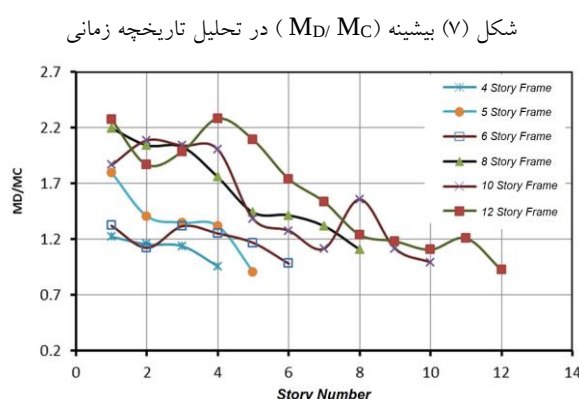


Fig. 7. Average of max(M_D/M_C), nonlinear time history analysis

همان‌گونه که در شکل‌های (۶ و ۷) مشاهده می‌شود، نسبت (M_D/M_C) با افزایش شماره طبقه کاهش می‌یابد، طوری که برای طبقات بالاتر در بیشتر قاب‌ها این نسبت کوچک‌تر از ۱

نیروی برشی و لنگر خمشی، جابه‌جایی جانبی نهایی در جدول (۷) آورده شده است. همان‌طور که در این جدول مشاهده می‌شود، نتایج بدست آمده از تحلیل عددی هماهنگی قابل قبولی با نتایج حاصل از آزمایش دارد.

جدول (۷) مقایسه نتایج مدل تحلیلی و آزمایشگاهی

Results	Experimental (1)	Analytical (2)	Ratio (1)/(2)
Max. Shear V (kN)	359	359.79	1.002
Max. Moment M (kN-m)	576	529.96	0.92
Max. Displacement Δ_u (mm)	55	55.52	0.99

Table(7): Comparison between analytical and experimental results

۵- بررسی نسبت نیاز به ظرفیت خمشی ستون‌ها

به منظور بررسی نسبت نیاز به ظرفیت خمشی ستون‌ها بیشینه نیروی ایجاد شده در ستون‌ها تحت تحلیل غیرخطی (نیاز عضو) به دست آورده شد، سپس با مقاومت خمشی نهایی محاسبه شده با ضوابط آبا (ظرفیت عضو) مقایسه شد. مقاومت خمشی در آیین‌نامه آبا با فرض توزیع تنش فشاری مستطیلی (بلوک تنش) به جای توزیع تنش دقیق‌تر تعیین شده است. توجه به این نکته ضروری است که مقاومت نهایی خمشی مقطع در وضعیت بالانس یعنی زمانی که فولاد کششی تسلیم و بیشینه تغییرشکل نسبی بتن در دورترین تار فشاری برابر با ۰/۰۳ تا ۰/۰۳۵ شود، حاصل می‌شود.

شکل (۵) مقایسه پاسخ نمونه ستون در مدل تحلیلی و مدل آزمایشگاهی

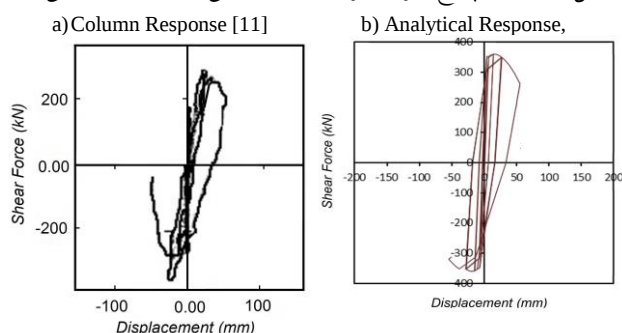


Fig. 5. Comparison between experimental and analytical columns responses

شکل (۹) درصد سطوح عملکرد IO و LS ستون‌ها در حد تغییر مکان

نسبی استاندارد ۲۸۰۰

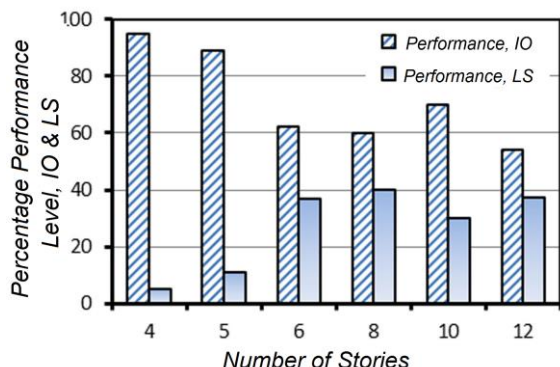


Fig. 9. Percentage for performances IO and LS, corresponding to Iranian standard 2800 drift control

۷- بررسی سطوح عملکردی ستون‌های قاب

در تحلیل تاریخیچه زمانی

سطوح عملکرد ستون‌های سازه در تحلیل تاریخیچه زمانی، در حداکثر چرخش پلاستیک اعضا در طول مدت زلزله تعیین شده است. با مقایسه بیشینه چرخش پلاستیک اعضا و حدود عملکردی موجود در جداول پیش استاندارد FEMA 356، سطوح عملکرد اعضا تعیین می‌شود. در شکل (۱۰) مقادیر درصد سطوح عملکردی IO و LS ستون‌ها تحت شتاب نگاشت‌های اعمالی به سازه ارائه شده است.

شکل (۱۰) درصد سطوح عملکرد IO و LS ستون‌ها در تحلیل تاریخیچه

زمانی

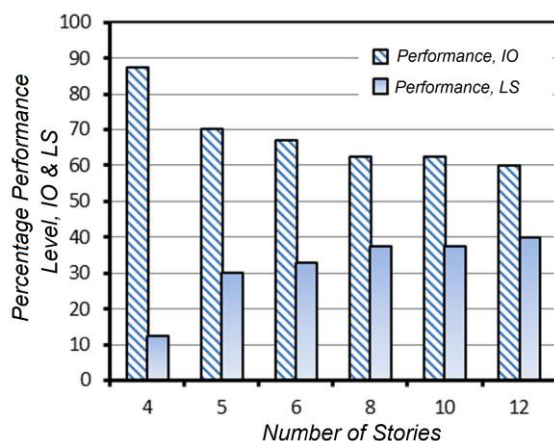


Fig. 10. Percentage performances IO and LS, corresponding to columns target displacement

مشاهده می‌شود که بیشتر ستون‌ها در تغییر مکان هدف و حد استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش ۳) در تحلیل استاتیکی غیر خطی و

می‌شود. از آنجایی که نسبت فوق بیانگر نسبت نیاز به ظرفیت عضو است، می‌توان گفت زمانی که این نسبت کوچکتر از یک است، این اعضا وارد محدوده غیرخطی نمی‌شوند.

۶- بررسی سطوح عملکردی ستون‌های قاب

در تحلیل استاتیکی غیر خطی

در تحلیل استاتیکی غیرخطی (بار افزون)، سطح عملکرد ستون‌های سازه در تغییر مکان هدف و حد تغییر مکان نسبی استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) بر اساس پیش استاندارد FEMA356 بررسی شد. به منظور تعیین سطوح عملکرد ستون، مقدار چرخش پلاستیک هر عضو متناظر با تغییر مکان هدف و همچنین چرخش پلاستیک متناظر با تغییر مکان نسبی برابر با $0.02h$ (که برای کلیه طبقات ۶۶ میلی‌متر است) از نتایج نرم افزار استخراج شده و با مقایسه آن‌ها با حدود عملکردی موجود در جداول پیش استاندارد FEMA356 [12]، سطح عملکرد هر عضو تعیین شد. ناگفته نماند تغییر مکان هدف از روش طیف ظرفیت براساس ATC40 محاسبه شده است [13]. در شکل‌های (۸ و ۹) مقادیر درصد ستون‌های سازه در سطوح عملکرد IO و LS تحت الگوی بارگذاری مودال در نقطه تغییر مکان هدف و حد تغییر مکان نسبی استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش ۳) ارائه شده است. شایان ذکر است از آنجایی که درصد عضوهای دارای سطح عملکرد CP بسیار ناچیز بود، از بررسی آن چشم‌پوشی شد.

شکل (۸) درصد سطوح عملکرد IO و LS ستون‌ها در تغییر مکان هدف

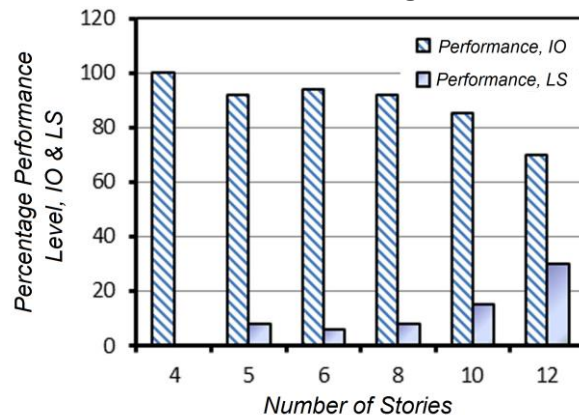


Fig. 8. Percentage for performances IO and LS, corresponding to columns Target displacement

ضریب به مقدار قابل ملاحظه‌ای بزرگ‌تر از طبقات مجاور می‌شود. این طبقات متناظر با بالاترین تراز تغییر مقطع ستون است. یعنی طبقه‌ای که در این تراز قرار دارد، نسبت به طبقات مجاور خود ضعیف بوده است.

نکته دیگری که در مورد قاب‌های خمشی مطالعه شده قابل توجه است، این است که در این قاب‌ها به جز طبقات متناظر با بالاترین تراز تغییر مقطع، در طبقه اول نیز ضریب (C_d/R) دارای تفاوت زیادی با طبقات دیگر است. دلیل تمرکز آسیب در طبقه اول را می‌توان به صورت زیر توجیه نمود.

همان‌گونه که گفته شد، در ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ ضریب بزرگنمایی تغییر مکان برابر با $0.7/R$ است. یعنی مقدار (C_d/R) برای تمامی طبقات برابر با 0.7 در نظر گرفته شده است. این در حالیکه مقدار این ضریب با توجه به شکل (۱۱) در تمامی طبقات ثابت نیست و همچنین از مقدار 0.7 نیز کمتر است.

این موضوع سبب می‌شود تغییر مکان نسبی غیر ارتجاعی با ضوابط این ویرایش استاندارد ۲۸۰۰ ($\Delta_{mi} = 0.7R\Delta_{wi}$) به مراتب بزرگتر از مقادیر واقعی به دست آید. از طرفی طبق ضوابط ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ ایران تغییر مکان‌های نسبی غیر ارتجاعی (که از ضرب تغییر مکان‌های نسبی ارتجاعی در ضریب C_d ($0.7/R$) به دست می‌آیند)، در هر طبقه دارای محدودیت زیر است:

$$\begin{aligned} T \leq 0.7(s) &\Rightarrow \delta_{mi} \leq 0.025h \\ T \geq 0.7(s) &\Rightarrow \delta_{mi} \leq 0.02h \end{aligned} \quad (۸)$$

در هنگام طراحی سازه‌های مطالعه شده مشاهده شد، در تمامی طبقات محدودیت اعمال شده بر تغییر مکان نسبی، نتایج طراحی را تحت تاثیر قرار می‌دهد، این امر سبب شد که مقاطعی بزرگتر از مقاطعی که پاسخگوی نیازهای مقاومتی بودند، استفاده شود. به عنوان نمونه جزئیات طراحی ستون‌ها در قاب ۵ طبقه، در دو حالت قبل و بعد از اعمال محدودیت تغییر مکان نسبی ($0.02h$)، در جداول (۸ و ۹) آورده شده است.

همچنین در تحلیل تاریخیچه زمانی دارای سطح عملکرد IO است و تنها درصد اندکی از آن‌ها به سطح عملکرد LS رسیده‌اند. هم‌چنین با افزایش تعداد طبقات قاب‌ها، به درصد اجزا با سطح عملکرد LS افزوده می‌شود.

۸- بررسی ضریب بزرگنمایی تغییر مکان نسبی

در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها تخمین بیشینه تغییر مکان جانبی نسبی غیر ارتجاعی طبقات سازه دارای اهمیت زیادی است. بنابراین دسترسی به یک رابطه ساده که بتوان با استفاده از آن تغییر مکان نسبی ارتجاعی را به تغییر مکان نسبی غیر ارتجاعی تبدیل نمود، مطلوب است.

اگر تغییر مکان جانبی نسبی طبقه i ام سازه با (Δ_{wi}) و تغییر مکان جانبی نسبی غیر ارتجاعی آن با (Δ_{mi}) نشان داده شوند، می‌توان رابطه (۶) را بین آن‌ها برقرار دانست:

$$\Delta_{mi} = C_{di}\Delta_{wi} \quad (۶)$$

که در آن C_{di} ضریب بزرگنمایی تغییر مکان طبقه i ام می‌باشد.

ضریب بزرگنمایی تغییر مکان جانبی نسبی در بیشتر آیین‌نامه‌ها و پژوهش‌ها به صورت ضریبی از ضریب رفتار سازه (R) در نظر گرفته می‌شود. در این مقاله نیز ضریب بزرگنمایی تغییر مکان جانبی نسبی به صورت ضریبی از R بررسی شده است:

$$\frac{C_{di}}{R} = \frac{\Delta_{mi}}{R\Delta_{wi}} \quad (۷)$$

تغییر مکان جانبی نسبی ارتجاعی (Δ_{wi}) ، از روش استاتیکی معادل و تغییر مکان نسبی غیر ارتجاعی (Δ_{mi}) با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی (بارافزون) و تحلیل تاریخیچه زمانی به وسیله برنامه IDARC محاسبه می‌شود.

در شکل (۱۱) مقدار ضریب فوق برای تمامی قاب‌های مطالعه شده آورده شده است.

نکته مهمی که از نمودارهای شکل (۱۱) نتیجه می‌شود این است که گرچه به طور کلی در قاب‌های خمشی مطالعه شده با افزایش شماره طبقه مقدار ضریب (C_d/R) کاهش می‌یابد، ولی برخی طبقات سازه از این قاعده مستثنی بوده و در آن‌ها این

شکل (۱۱) مقایسه ضریب (C_d/R) حاصل از تحلیل بار افزون و تاریخچه زمانی در قابهای مطالعه شده

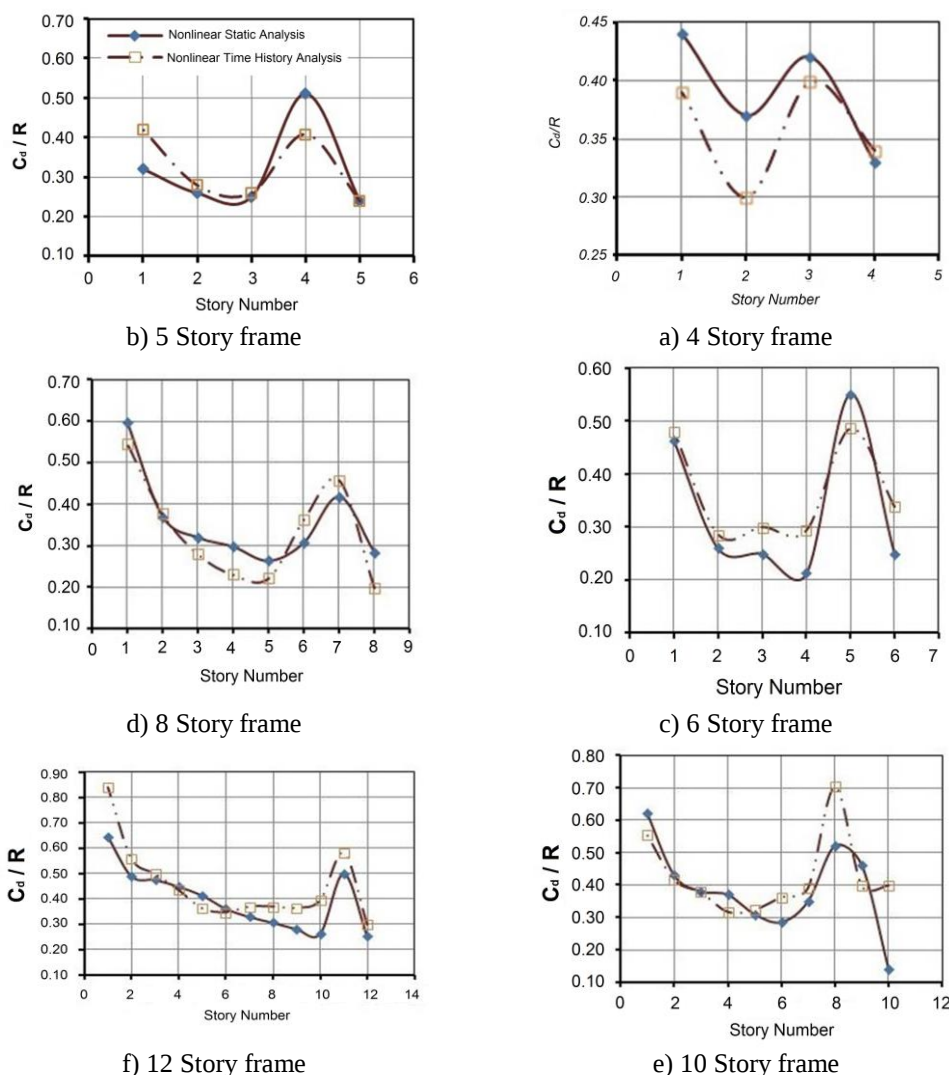


Fig 11- Comparison between (C_d/R) obtained from nonlinear static and nonlinear time history analysis, all Frames

همانگونه که در جدول (۹) مشاهده می‌شود، ابعاد مقاطع ستون به دلیل حاکم شدن محدودیت تغییر مکان نسبی افزایش یافته است. بزرگتر شدن ابعاد مقاطع برای ارضای محدودیت تغییر مکان نسبی موجب شد که در بیشتر ستونها آرماتور حداقل ۱٪ پاسخگو بوده و حتی با همین میزان آرماتور نسبت تنش بسیار کوچکتر از یک باشد و فقط در برخی ستونهای طبقه اول آرماتورها بزرگتر از ۱٪ بدست آمد. بنابراین طبقه اول نسبت به طبقات مجاور خود دارای اضافه مقاومت کمتری بوده و تمرکز آسیب در این طبقه وجود خواهد داشت. البته لازم به گفتن است که با در نظر گرفتن محدودیت تغییر مکان نسبی، در برخی ستونهای طبقات بالا نیز درصد آرماتور بیش

جدول (۸) جزئیات طراحی ستونها در قاب ۵ طبقه بدون در نظر گرفتن محدودیت تغییر مکان نسبی (۰/۰۲h)

Story Number	Section Dimensions (mm)	Column Detailing	
		Longitudinal Reinforcements (%)	
		Corner Column	Mid Column
5	350x350	2.50	1.75
4	350x350	1.70	1.95
3	350x350	2.00	2.90
2	400x400	1.60	2.00
1	400x400	2.50	3.00

Table 8: 5 story frame, column detailing, no consideration of 0.02h drift limitation

از ۱٪ به دست آمد.

شکل (۱۲) مقایسه درصد سطوح عملکرد ستون‌های قاب ۵ طبقه متناظر با

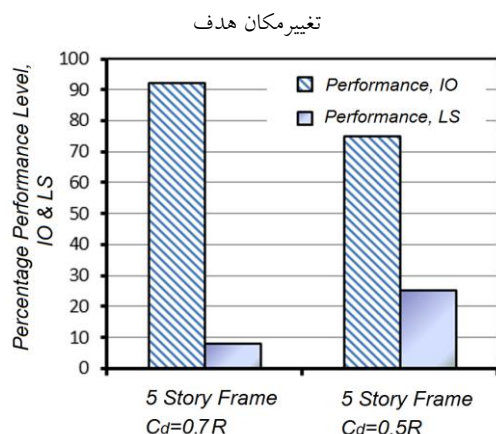


Fig. 12. Comparison of percentage performances for columns of 5-story Frame, corresponding to target displacement

شکل (۱۳) مقایسه درصد سطوح عملکرد ستون‌های قاب ۵ طبقه در حد

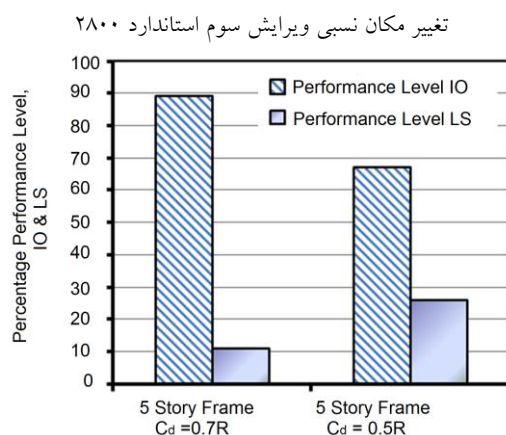


Fig. 13. Comparison of percentage performances for columns of 5-story Frame, corresponding to Iranian standard 2800, displacement control

شکل (۱۴) مقایسه درصد سطوح عملکرد ستون‌های قاب ۵ طبقه در

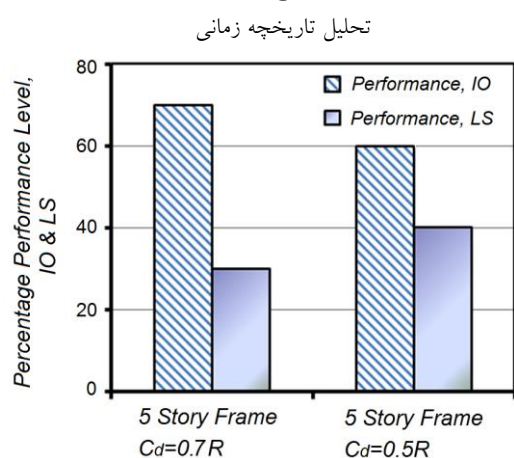


Fig. 14. Comparison of percentage performances for columns of 5-story Frame, nonlinear time history analysis

جدول (۹) جزئیات طراحی ستون‌ها در قاب ۵ طبقه با در نظر گرفتن

محدودیت تغییر مکان نسبی (۰/۰۲h)

Story Number	Section Dimensions (mm)	Column Detailing	
		Longitudinal Reinforcements (%)	
		Corner Column	Mid Column
5	400x400	1.57	1.18
4	400x400	1.00	1.18
3	450x450	1.00	1.00
2	450x450	1.00	1.00
1	450x450	2.09	1.82

Table 9: 5 story frame, column detailing, considering 0.02h drift limitation

همان‌گونه که در شکل (۱۱) مشاهده می‌شود، نتایج

حاصل از تحلیل‌های غیر خطی انجام شده، هماهنگی خوبی با یکدیگر دارند و هر دو تحلیل مقدار (C_d/R) تقریباً یکسانی را گزارش می‌دهند. به منظور اصلاح ضریب بزرگنمایی تغییر مکان استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش سوم)، ضریب (C_d/R) به دست آمده از این دو تحلیل برای قاب‌های مطالعه شده میانگین‌گیری شده، و مقدار میانگین به علاوه انحراف معیار (به دلیل پراکندگی داده‌ها) بدست آورده می‌شود. مقدار میانگین به علاوه انحراف معیار ضریب بزرگنمایی تغییر مکان برای قاب‌های خمشی مطالعه شده با شکل‌پذیری متوسط برابر با ۰/۵R بدست آمد.

۹- بررسی تاثیر کاهش ضریب بزرگنمایی بر سطح عملکرد ستون‌ها

در این بخش سطح عملکرد ستون‌های قاب ۵ و ۸ طبقه طراحی شده با $C_d=0.5R$ در تغییر مکان هدف و حد تغییر مکان نسبی استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش سوم) تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی (بار افزون) و همچنین حداکثر چرخش پلاستیک عضو تحت تحلیل تاریخچه زمانی بررسی می‌گردد. در شکل‌های (۱۲ و ۱۳) درصد سطح عملکرد IO و LS در ستون‌های قاب ۵ طبقه تحت الگوی بارگذاری مودال و در شکل (۱۴) تحت تحلیل تاریخچه زمانی برای دو حالت $(C_d=0.5R)$ و $(C_d=0.7R)$ ارائه شده است.

۱-۱۰ بررسی تغییرات ایجاد شده در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰

با توجه به ابلاغ ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، در این بخش به بررسی تغییرات اعمال شده در این ویرایش نسبت به ویرایش قبلی (سوم) و مقایسه قاب‌های طراحی شده با ضوابط ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰، ضریب C_d پیشنهادی ($0.5R$) و ضوابط موجود در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ پرداخته می‌شود. بدین منظور قاب ۵ طبقه مجدداً با ضوابط ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ طراحی می‌شود [14] و نتایج آن بررسی می‌شود.

۱-۱۰-۱ تغییرات ایجاد شده در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰

شکل کلی محاسبه نیروی جانبی زلزله، به صورت برش پایه، مطابق ویرایش سوم است، ولی در پارامترهای مختلف آن تغییراتی به شرح زیر ایجاد شده است [14].

- میزان مشارکت بار زنده در وزن مؤثر لرزه‌ای در بعضی از ساختمان‌ها کاهش یافته است.

- تغییراتی در محاسبه ضریب بازتاب ساختمان (B) ایجاد شده است. همچنین این ضریب در حد نهایی معرفی می‌شود و R_u جایگزین این ضریب در حد سرویس R_w می‌شود. نسبت این دو به صورت زیر است.

$$R_w = 1.4R_u \quad (۰)$$

مطابق با ضوابط این استاندارد در طراحی سازه‌های بتنی که بر اساس آیین نامه بتن ایران (آبا) طراحی می‌شوند، مقادیر بار زلزله باید در ضریب 0.85 ضرب شده و در ترکیبات بار استفاده شود.

بنابراین به نظر می‌رسد این تغییر در ویرایش چهارم به منظور هماهنگ سازی آیین نامه با روند جهانی در بکارگیری این پارامتر می‌باشد و تغییر عمده‌ای در طراحی ایجاد نمی‌کند.

- در ویرایش جدید توزیع نیرو در ارتفاع، مثلاً با تغییرات غیر خطی است، و در مقابل نیروی شلاقی در راس وجود ندارد.

شکل (۱۵) مقایسه درصد سطوح عملکرد ستون‌های قاب ۸ طبقه

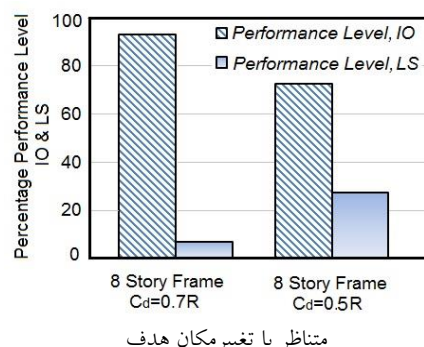


Fig. 15. Comparison of percentage performances for columns of 8-story Frame, corresponding to target displacement

شکل (۱۶) مقایسه درصد سطوح عملکرد ستون‌های قاب ۸ طبقه در حد

تغییر مکان نسبی ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰

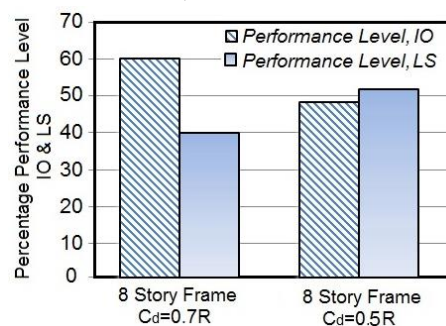


Fig. 16. Comparison of percentage performances for columns of 8-story Frame, corresponding to Iranian Standard 2800, displacement control

مشاهده می‌شود که با کاهش ضریب C_d و طراحی دوباره قاب‌ها، از درصد اعضا با سطح عملکرد IO کاسته و به سطح عملکرد LS افزوده می‌شود. به عبارت دیگر ملاحظه می‌شود که در قاب‌های طراحی شده با C_d جدید، نتایج مربوط به سطح عملکرد بهبود یافته، و سطح عملکرد سازه به هدف عملکردی ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ که همان سطح عملکرد LS است، نزدیک شده است.

شکل (۱۷) مقایسه درصد سطوح عملکرد ستون‌های قاب ۸ طبقه در

تحلیل تاریخچه زمانی

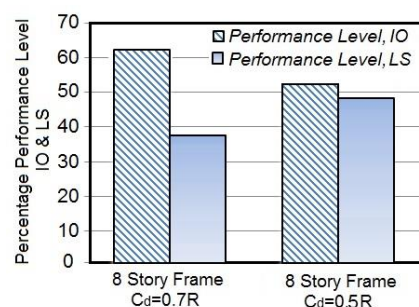


Fig. 17. Comparison of performance levels, 8 story frame, nonlinear time history analysis

۱۱- بررسی نسبت نیاز به ظرفیت خمشی ستونها در قاب طراحی شده با C_d جدید و ضوابط ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰

به منظور بررسی تاثیر کاهش ضریب بزرگنمایی تغییر مکان نسبی از مقدار $0.7R$ به $0.5R$ و تغییرات ایجاد شده در ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ یک نمونه از قاب‌ها، (قاب ۵ طبقه) دوباره طراحی شده و نتایج به دست آمده با نتایج قاب طراحی شده براساس ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ مقایسه شد.

در شکل (۱۸) نسبت بیشینه (M_D/M_C) تحت تحلیل بارافزون و تاریخچه زمانی در طبقات قاب ۵ طبقه در سه حالت نشان داده شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، این نسبت در قاب طراحی شده با ضوابط ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ در طبقات بالای قاب افزایش یافته است و در طبقات پایین تفاوت چندانی حاصل نشده است. همچنین نسبت فوق در قاب طراحی شده با C_d جدید ($0.5R$) در تمامی طبقات افزایش یافته است. دلیل این امر آن است در حالتی که $C_d = 0.7R$ در نظر گرفته می‌شود، مقدار تغییر مکان جانبی نسبی غیر ارتجاعی مطابق با ضوابط استاندارد ۲۸۰۰، مقدار بزرگی حاصل می‌شود، و این امر موجب حاکم شدن محدودیت تغییر مکان نسبی یعنی $0.2h$ و در نتیجه بزرگ شدن مقاطع می‌شود.

- ضریب نامعینی سازه برای اولین بار در آیین‌نامه ظاهر شده است.

- همان‌گونه که در بخش‌های قبل توضیح داده شد، در ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ برای محاسبه تغییر مکان جانبی غیر ارتجاعی طبقات، رابطه زیر بکار برده می‌شود:

$$\Delta_w = 0.7R\Delta_u \quad (10)$$

در ویرایش جدید به جای $0.7R$ در رابطه فوق ضریب C_d برای هر سیستم سازه‌ای با شکل‌پذیری مورد نظر مقدار مشخصی دارد.

- محدودیت تغییر مکان نسبی غیر ارتجاعی در این ویرایش به صورت زیر است:

$$\delta_{mi} \leq 0.025h \quad \text{برای ساختمان‌های تا ۵ طبقه}$$

$$\delta_{mi} \leq 0.02h \quad \text{برای سایر ساختمان‌ها}$$

مطابق با تبصره موجود در ویرایش جدید استاندارد ۲۸۰۰ برای ساختمان‌های واقع در مناطق با خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد که سیستم سازه‌ای آن‌ها صرفاً از قاب‌های خمشی تشکیل شده باشد مقدار δ_{mi} باید بر ضریب نامعینی (ρ) تقسیم شود. با در نظر گرفتن تغییرات شرح داده شده، قاب ۵ طبقه با ضوابط ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ دوباره طراحی شد، که نتایج آن در بخش بعدی آورده شده است.

شکل (۱۸) مقایسه نسبت (M_D/M_C) در طبقات قاب ۵ طبقه در ۳ حالت

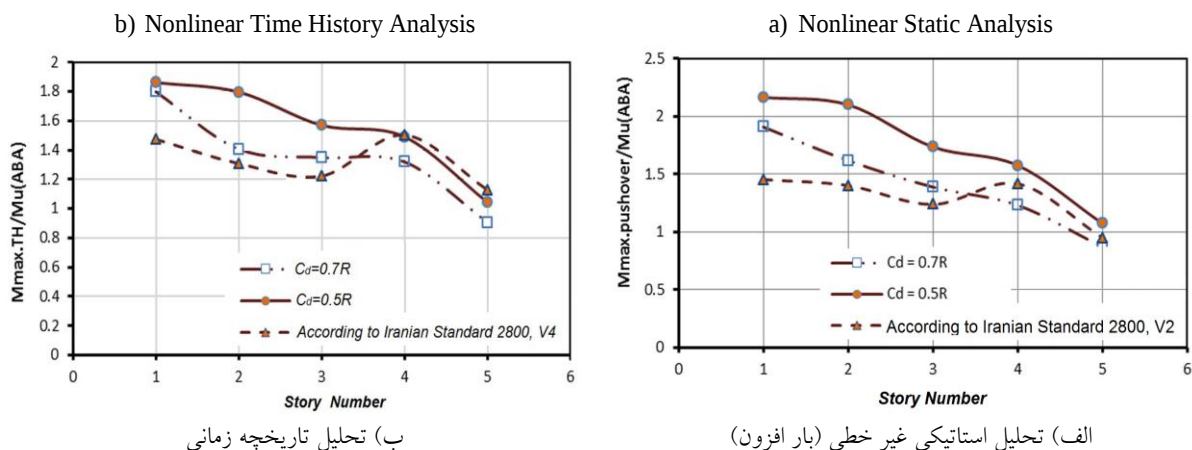


Fig. 18. Comparing between (M_D/M_C) obtained from nonlinear static and nonlinear time history analysis, 5 story frame for 3 cases

کننده است، با میانگین گیری ضرایب Cd/R حاصل از تحلیل بار افزون و تحلیل تاریخچه زمانی و در نظر گرفتن میانگین به علاوه انحراف معیار (به دلیل پراکندگی داده ها) مقدار ضریب بزرگنمایی تغییر مکان برای قاب های خمشی بتن مسلح با شکل پذیری متوسط برابر با $0.5R$ پیشنهاد می شود.

❖ نتایج حاصل نشان می دهد که، در قاب طراحی شده با ضریب بزرگنمایی تغییر مکان نسبی جدید، نسبت نیاز به ظرفیت خمشی ستون ها، به ویژه در طبقات بالاتر افزایش یافته و برای بیشتر ستون ها این نسبت بزرگتر از ۱ حاصل گشته است، به عبارت دیگر بیشتر ستون ها وارد رنج غیرخطی شده اند.

❖ نتایج حاصل نشان می دهد که، در قاب طراحی شده با ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، نسبت نیاز به ظرفیت خمشی ستون ها، در طبقات بالای قاب افزایش یافته است و در طبقات پایین تفاوت چندانی حاصل نشده است.

References

۱. مراجع

- [1] Building and Housing Research center (BHRC), "Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings (Standard 2800)", 2005, 3rd Edition, PN S-253. (In Persian).
- [2] Tasnimi, A.A. and Kazemi, H.R., "Nonlinear Seismic Analyses of Intermediate Ductile RCMRF Structures Based on Variation of Columns Acceptance Criteria", Modares Journal of Civil Engineering, Vol. 14, No. 2, Summer 2014, Page 155-164. (In Persian).
- [3] Miranda E. Inelastic displacement ratios for structures on firm sites. Journal of Structural Engineering, 2000;126(10):1150-9.
- [4] Mollaioli F, Mura A, Decanini L. Assessment of the Deformation Demand in Multi-Storey Frames. JSEE- Journal of Seismology and Earthquake Engineering. 2007;8(4):203-19.
- [5] Ruiz-García J, Miranda E. Inelastic displacement ratios for design of structures on soft soils sites. Journal of Structural Engineering. 2004;130(12):2051-61.
- [6] Zakersalehi, M. and Tasnimi, A.A. "Amplification Factor for Estimation of Maximum Inelastic Lateral Displacement of Reinforced Concrete Moment Resisting Frames", Modares Journal of Civil Engineering, Volume 13, No. 2, spring 2013, Page 67-78. (In Persian).
- [7] Planning and Budget Organization, Bureau of Codification of Regulations and Technical Criteria, "Iranian Concrete Code of Practice (ABA)", No. 120, H-7, 2004 (In Persian).

بزرگ تر شدن مقاطع موجب افزایش مقاومت خمشی مقطع ستون مطابق با ضوابط آبا می شود. با کاهش ضریب C_d ، تغییر مکان جانبی نسبی غیر ارتجاعی کاهش می یابد، که نتیجه این امر طراحی واقع بینانه تر سازه است. با توجه به اینکه در این حالت نسبت نیاز به ظرفیت برای بیشتر ستون ها مقداری بزرگتر از ۱ است، بنابراین در این شرایط بیشتر ستون ها وارد رنج غیرخطی می شوند.

۱۲- جمع بندی و نتیجه گیری

به منظور بررسی ضریب بزرگنمایی تغییر مکان نسبی سازه به عنوان عامل کنترل کننده در طراحی سازه ۶ قاب خمشی بتن مسلح با شکل پذیری متوسط در نرم افزار IDARC مدل سازی و انواع تحلیل غیر خطی روی آن ها انجام شد. در نهایت تاثیر تغییرات این ضریب بر سطوح عملکردی ستون ها به عنوان مهمترین اجزای سازه و همچنین نسبت نیاز به ظرفیت خمشی آن ها بررسی شد. همچنین با توجه به ابلاغ ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، یک نمونه از قاب ها بر اساس ضوابط جدید استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) طراحی و نتایج آن مطالعه و بررسی شد. مهمترین نتایج بدست آمده به شرح زیر است:

❖ در کلیه های قاب های مطالعه شده، در تحلیل بارافزون و همچنین در تحلیل تاریخچه زمانی بیشتر ستون ها دارای سطح عملکرد IO است و تنها درصد اندکی از آن ها به سطح عملکرد LS رسیده اند. همچنین با افزایش تعداد طبقات قاب ها، سطح عملکرد ستون ها به LS نزدیک تر می شود. بنابراین در سازه های طراحی شده به وسیله ضوابط ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰، هدف عملکردی که تامین سطح ایمنی جانی است، با محافظه کاری بالایی برآورده می شود.

❖ در کلیه سازه های مطالعه شده نسبت نیاز به ظرفیت خمشی ستون ها با افزایش شماره طبقه کاهش می یابد. به طوری که برای طبقات بالاتر این نسبت به مقادیر کوچک تر از ۱ می رسد. به عبارت دیگر بیشتر ستون های طبقات بالاتر وارد رنج غیرخطی نمی شوند.

❖ به منظور هماهنگی سطح عملکرد سازه با هدف عملکردی تلویحی استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش سوم و چهارم)، از آنجایی که پارامتر تغییر مکان نسبی طبقات عامل کنترل

- [12] Agency FEM. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings: FEMA-356. Federal Emergency Management Agency Washington; 2000.
- [13] ATC-40. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building. Applied Technology Council, Redwood City, California, 1996.
- [14] Road, Housing and Urban Development Research center (BHRC), "Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings (Standard 2800)", 2014, 4th Edition, PN S-253. (In Persian).
- [8] Valles RE, Reinhorn AM, Kunnath SK, Li C, Madan A. IDARC2D Version 4.0: A computer program for the inelastic damage analysis of buildings. 1996.
- [9] Kunnath S, Reinhorn A, Abel J. A computational tool for evaluation of seismic performance of reinforced concrete buildings. Computers & Structures. 1991, 41(1):157-73.
- [10] Bureau of Codification and Dissemination of National Building Regulations, Part-6 (INBC-P6), "Design Load for Buildings", CH-3, 2003 (In Persian).
- [11] Sezen H, Moehle JP. Seismic tests of concrete columns with light transverse reinforcement. ACI structural journal. 2006;103(6):842-9.

Drift Magnification Factor of RCMRFs Based on Demand Capacity Ratio of Columns for Various Performance Levels

R. Rahbari¹, A.A. Tasnimi^{2*}

1- M.Sc, Structure Engineering, Faculty of Civil Engineering, Tarbiat Modares University

2- Prof., Civil Engineering Faculty, Tarbiat Modares University

*tasnimi@modares.ac.ir

Abstract:

In this study, the design criteria of Iranian Seismic Standard (2800) is investigated in order to make the design results more proportional with the performance levels. To have a better proportionality between structure performance level and performance targets of Iranian Standard, the parameters of inelastic drift of structure are regulated. In seismic design of structures, estimating maximum inelastic lateral displacement occurring in the severe earthquake is of great importance. In most seismic design provisions, maximum inelastic displacement of structure is estimated by amplifying the lateral displacement computed using an elastic analysis with a displacement amplification factor (C_d). Reviewing several seismic design provisions indicates that in most cases, C_d only depends on the seismic force resisting system. To embark on the aim of this study, 6 RC frames with intermediate ductility and 4, 5, 6, 8, 10 and 12 stories are adopted for numerical modeling. For determination of real drift occurring in major earthquake (inelastic drift), nonlinear time history analysis and nonlinear static analysis (pushover analysis) utilizing IDARC computing program are performed. For linear analysis, equivalent static procedure is employed using ETABS program. In nonlinear time history analysis, seven earthquake ground motions -consistent with soil type-II of Iranian Standard- are used. These records are scaled according to the same standard requirements. In addition, four types of lateral loading patterns are used in pushover analysis consisting of triangular distribution, generalized power distribution, uniform distribution and modal distribution. Performance level of structure elements is obtained based on the mentioned analysis. Bending forces of each column are calculated and compared with the strengths calculated based on the Iranian concrete code of practice (ABA). The inelastic displacements that are computed by nonlinear analysis are then divided by elastic displacements in order to determine the C_d parameter for each story of the 6 frames. The results are compared with magnification factor of 3rd edition of Iranian Standard (0.7R), resulting in a proposed improved value of 0.5R. In investigated frames, most of the columns are in IO performance level, while only a small percentage of them have reached the level of LS, under the pushover and time history analysis. The results indicate that lower criteria limitations are needed to control the drifts and their effects on the structural performance level. In this research, C_d is considered as a function of R (structural behavior factor), like most researches and provisions.

Finally, in order to investigate the changes in 4th edition of Iranian Standard, mentioned frames are designed based on the 4th edition criteria and then the structural responses are evaluated. The results indicate that in the frames design by 4th edition of the Iranian Standard, demand capacity ratio of bending in the upper stories of frame increases while there is no significant change in the lower stories. Furthermore, the reduction in drift criteria limitations leads to reduction in section dimensions, damage concentration in a specified story, total structure damage index and also more contribution of section capacity. The latter will result in convergence of structure performance level and Iranian Standard performance target.

Keywords: Demand capacity ratio, Magnification factor of drift, RC columns, Performance levels