



مقایسه آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای و دستورالعمل مقاوم‌سازی

قابهای ساده مهاربندی شده با مهاربند واگرا

مجید صادق آذر^۱، ثریا فخری^۲

(تاریخ دریافت: ۸۹/۶/۱، تاریخ پذیرش: ۹۱/۱۲/۴)

چکیده

در این مقاله روشی برای مقایسه آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای و دستورالعمل مقاوم‌سازی برای سیستم سازه‌ای خاص یعنی سیستم قاب ساده با مهاربندی واگرا ارائه شده است. به این منظور رابطه‌ای پیشنهاد شده که در آن می‌توان اثر تمامی تفاوت‌های پراکنده و متعدد دستورالعمل مقاوم‌سازی و آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای را با دقت کافی وارد نمود. با رسم نمودارهای مربوط به این رابطه مشخص می‌شود که دقیقاً در چه محدوده‌ای ساختمان‌های طراحی شده توسط آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای مورد پذیرش دستورالعمل مقاوم‌سازی می‌باشند. در رابطه پیشنهادی پارامتری به نام m' برای مقایسه آیین‌نامه طراحی و دستورالعمل مقاوم‌سازی ارائه شده است، این پارامتر به تعدادی پارامتر دیگر وابسته است که هرکدام اثر یکی از تفاوت‌های موجود بین آیین‌نامه طراحی و دستورالعمل مقاوم‌سازی را دربردارد. در ادامه با بررسی پارامتر مرتبط با نوع عضو و تلاش آن و تغییرات پارامتر m' با آن، پذیرش تیر پیوند از دید دستورالعمل مقاوم‌سازی نیز مشخص شده است.

کلمات کلیدی

دستورالعمل مقاوم‌سازی، آیین‌نامه طراحی، قاب ساده با مهاربندی واگرا

Comparison of Seismic Design Code and Rehabilitation Instruction for Eccentric Braced Frames

Majid Sadeghazar, Soraya Fakhri

ABSTRACT

In this article a method is presented for comparison of seismic design code and rehabilitation instruction for a special structural system ie eccentric braced frames. In this way, an equation is suggested that the effects of all several differences between rehabilitation instruction and design code can be applied with adequate precision in it. Drawing the charts of this equation will specify exactly the conditions which the buildings designed by the design code are accepted by the rehabilitation instruction. In suggested equation, a parameter named m' is presented for comparison of design code and rehabilitation instruction. This parameter is depending on some other parameters that everyone of them has effects of one of the differences between design code and rehabilitation instruction. By inspecting the parameter related with type of the member and its stress and variation of m' with this parameter, acceptance of the link beam by rehabilitation instruction is specified.

Key Word

Rehabilitation Instruction- Design Code- Eccentric Braced Frame

۱. عضو هیئت علمی دانشکده عمران دانشگاه تهران، sadegha@ut.ac.ir (نویسنده مسئول)

۲. دانشجوی کارشناسی ارشد سازه دانشگاه تهران، sry.fakhri@gmail.com



در آیین‌نامه طراحی می‌گیریم. هرچه ساختمان اهمیت بیشتری داشته باشد، باید سطح عملکرد بالاتری برای آن در نظر گرفته شود. در جدول ۱ تناظر بین ضریب اهمیت و سطح عملکرد ساختمان نشان داده شده است.

جدول (۱): تناظر بین ضریب اهمیت ساختمان و

سطح عملکرد ساختمان

نوع ساختمان	ضریب اهمیت (I)	سطح عملکرد متناظر
اهمیت خیلی زیاد	۱/۴	سطح عملکرد ۱ (IO)
اهمیت زیاد	۱/۲	سطح عملکرد ۲
اهمیت متوسط	۱	سطح عملکرد ۳ (LS)
اهمیت کم	۰/۸	سطح عملکرد ۴

۲- رابطه پیشنهادی برای اعضای کنترل‌شونده توسط

تغییرشکل

برای مقایسه آیین‌نامه طراحی و دستورالعمل مقاوم‌سازی پارامتری به نام m' مطابق رابطه (۱) تعریف می‌کنیم که برابر با نسبت تلاش ایجاد شده در عضو کنترل‌شونده توسط تغییرشکل به مقاومت مورد انتظار عضو است:

$$m' = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}} \quad (1)$$

برای اینکه عضو طراحی شده توسط آیین‌نامه، مورد پذیرش دستورالعمل مقاوم‌سازی باشد، باید رابطه (۲) برقرار باشد:

$$m' \leq m\kappa \quad (2)$$

که در این روابط، Q_{UD} تلاش ایجاد شده در عضو کنترل‌شونده توسط تغییرشکل، Q_{CE} مقاومت موردانتظار عضو، κ ضریب آگاهی و m ضریب اصلاح بر مبنای رفتار غیرخطی عضو می‌باشد.

با ساده کردن رابطه (۱) در نهایت پارامتر m' به صورت رابطه (۳) برحسب پارامترهای α ، β ، γ و SR در می‌آید:

$$m' = \frac{1.1}{\gamma} SR - \frac{0.1\alpha\beta}{\gamma} \quad (3)$$

در رابطه (۳):

آیین‌نامه طراحی و دستورالعمل مقاوم‌سازی همواره با یکدیگر هماهنگ نیستند و در مواردی نتایج یکدیگر را نقض می‌کنند. لذا مقایسه این دو و تعیین موارد اختلاف بین آنها همواره مورد توجه بوده است. قبلاً به منظور مقایسه آیین‌نامه طراحی و دستورالعمل مقاوم‌سازی بررسی‌های متعددی انجام شده است که اکثر آنها روی سازه‌های خاص بوده و با استفاده از آنها نمی‌توان به نتیجه‌گیری کلی دست یافت. ولی در تعدادی از بررسی‌ها نیز از روش مقایسه با استفاده از پارامترهای تعریف شده استفاده شده است. این بررسی هم با استفاده از تعریف پارامترهایی به مقایسه آیین‌نامه طراحی و دستورالعمل مقاوم‌سازی بر روی سیستم سازه‌ای خاص یعنی قابهای ساده با مهاربندی واگرا می‌پردازد. پارامترهای تعریف شده در این بررسی با پارامترهای بکار رفته در بررسی‌های پیشین متفاوت می‌باشند و روابط بدست آمده بین پارامترها همگی خطی هستند. روابط و پارامترها ابتدا برای اعضای کنترل‌شونده توسط تغییرشکل ارائه شده‌اند و سپس برای اعضای کنترل‌شونده توسط نیرو با اندکی تغییرات آمده‌اند. در ادامه هم نتایج بررسی روابط ارائه شده برای یک سازه نمونه دارای سیستم مهاربندی واگرا آمده است. طبق دستورالعمل مقاوم‌سازی تیر پیوند بطور کلی کنترل‌شونده توسط تغییرشکل و با توجه به نسبت $\frac{M_{CE}}{V_{CE}}$ و طول تیر، کنترل‌شونده توسط برش یا خمش می‌باشد. در این مقاله با تعریف پارامتری به نام γ که برابر نسبت مقاومت موردانتظار عضو به مقاومت عضو مطابق آیین‌نامه طراحی برای اعضای کنترل‌شونده توسط تغییرشکل می‌باشد و تعیین مقادیر این پارامتر برای تیر پیوند، تغییرات میزان پذیرش تیر پیوند طراحی شده توسط آیین‌نامه از دید دستورالعمل مقاوم‌سازی نیز بررسی شده است. برای مقایسه آیین‌نامه طراحی و دستورالعمل مقاوم‌سازی، سطوح عملکرد تعریف شده در دستورالعمل مقاوم‌سازی را متناظر با ضریب اهمیت ساختمان



بارهای زنده، مرده و بار زلزله دستورالعمل به مقاومت عضو طبق آیین نامه طراحی را مطابق رابطه (۷)، SR می‌نامیم:

$$SR = \frac{DL + LL + Q_{Er}}{Q_r} \quad (۷)$$

پارامتر α با m' نسبت مستقیم دارد، این پارامتر به زمان تناوب و ارتفاع ساختمان بستگی دارد.

با در نظر گرفتن مقادیر فرضی برای β ، κ و ضریب اهمیت ساختمان (I)، تغییرات m' را با زمان تناوب برای هر چهار تیب زمین می‌توان رسم کرد و با توجه به عضو مورد نظر و تلاش آن مقدار m از دستورالعمل بدست آمده و در نمودار رسم می‌گردد، در نقاطی که نمودار m' زیر نمودار κ قرار داشته باشد، عضو طراحی شده توسط آیین نامه مورد پذیرش دستورالعمل می‌باشد. در شکل (۱) نمونه‌ای از این نمودارها با فرض ضریب آگاهی، SR، ضریب اهمیت ساختمان و β برابر یک، برای تیر پیوند در حالت کنترل‌شونده توسط خمش ترسیم شده است.

پارامتر γ به صورت نسبت مقاومت مورد انتظار عضو (Q_{CE}) به مقاومت عضو طبق آیین نامه طراحی (Q_r)، مطابق رابطه (۴) تعریف می‌شود:

$$\gamma = \frac{Q_{CE}}{Q_r} \quad (۴)$$

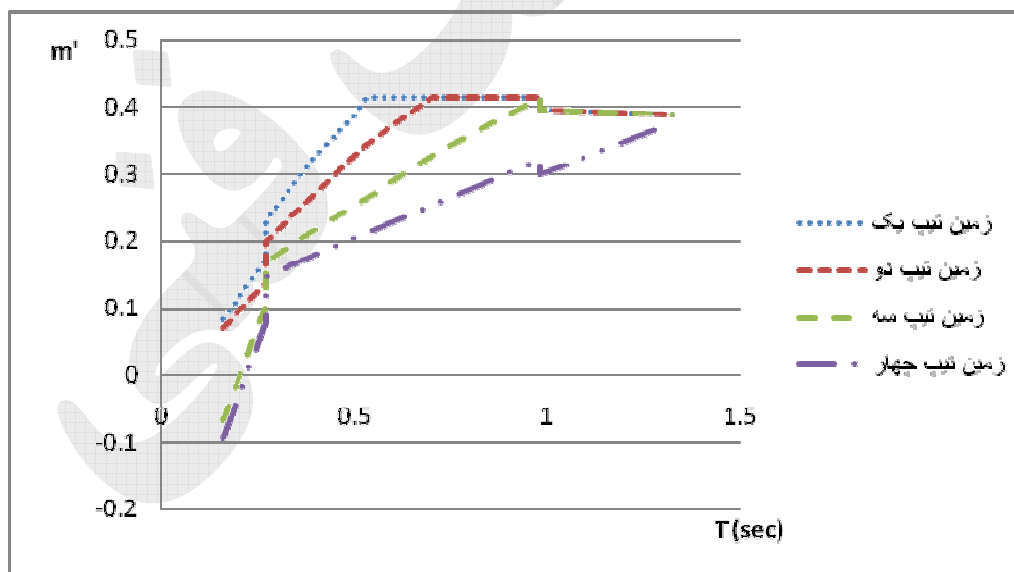
پارامتر γ به جزء کنترل‌شونده و نوع تلاش آن بستگی دارد. پارامتر α به صورت نسبت نیروی زلزله ایجاد شده در عضو طبق دستورالعمل (Q_{Er}) به نیروی زلزله ایجاد شده در عضو طبق آیین نامه (Q_{Ed})، مطابق رابطه (۵) تعریف می‌شود:

$$\alpha = \frac{Q_{Er}}{Q_{Ed}} \quad (۵)$$

پارامتر β به صورت نسبت نیروی زلزله ایجاد شده در عضو طبق آیین نامه (Q_{Ed}) به مقاومت عضو طبق آیین نامه (Q_r)، مطابق رابطه (۶) تعریف می‌شود:

$$\beta = \frac{Q_{Ed}}{Q_r} \quad (۶)$$

و در نهایت نسبت نیروی ایجاد شده در عضو در اثر مجموع



شکل (۱): نمودار m' برای تیر پیوند در حالت کنترل‌شونده توسط خمش

در مورد اعضای کنترل‌شونده توسط نیرو پارامتر m' به صورت نسبت تلاش ایجاد شده در عضو کنترل‌شونده توسط

۳ - رابطه پیشنهادی برای اعضای کنترل‌شونده توسط

نیرو

نیرو به مقاومت کرانه پایین عضو، طبق رابطه (۸) تعریف می‌شود.

$$m' = \frac{Q_{UF}}{Q_{CL}} \quad (8)$$

برای اینکه عضو طراحی شده توسط آیین نامه مورد پذیرش دستورالعمل باشد باید رابطه (۹) برقرار باشد:

$$m' \leq \kappa \quad (9)$$

که در این روابط Q_{CL} کرانه پایین مقاومت عضو با در نظر گرفتن کلیه تلاشهایی که همزمان بر عضو وارد می‌شوند می‌باشد و Q_{UF} نیز تلاش ایجاد شده در عضو کنترل‌شونده توسط نیرو در دستورالعمل مقاومت‌سازی می‌باشد. با ساده کردن رابطه (۸) در نهایت پارامتر m' به صورت رابطه (۱۰) برحسب پارامترهای α ، β ، γ و SR در می‌آید:

$$m' = \frac{1.1}{\gamma} SR - \frac{\beta}{\gamma} (1.1\alpha - \alpha') \quad (10)$$

در رابطه فوق پارامترهای α ، β و SR همان تعاریف بخش

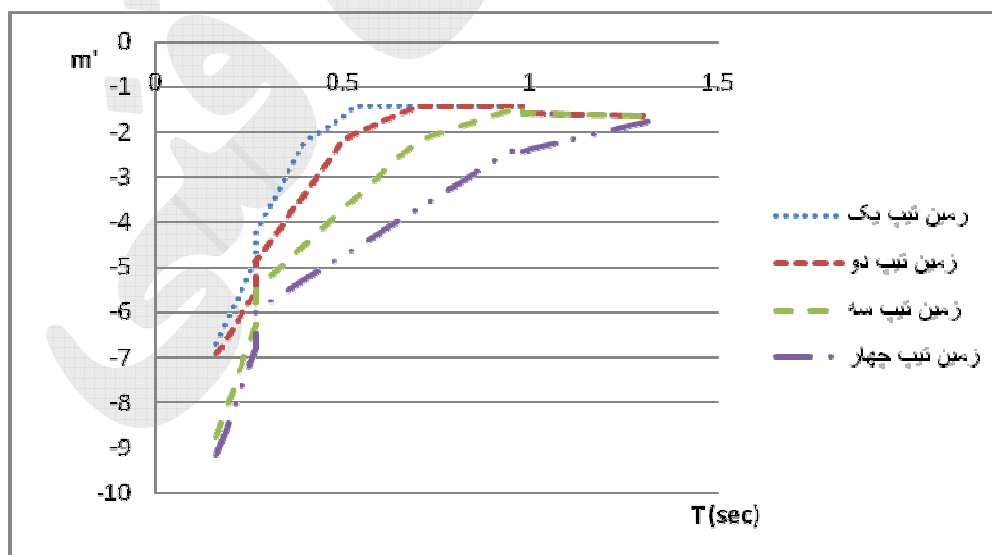
قبل را دارند. پارامتر γ به صورت نسبت مقاومت کرانه پایین عضو کنترل‌شونده توسط نیرو، به مقاومت عضو مطابق آیین‌نامه طراحی، مطابق رابطه (۱۱) تعریف می‌شود.

$$\gamma = \frac{Q_{CL}}{Q_r} \quad (11)$$

پارامتر α' هم به صورت رابطه (۱۲) تعریف می‌شود:

$$\alpha' = \frac{Q_{Er}}{C_1 C_2 C_3 J Q_{Ed}} \quad (12)$$

در رابطه فوق C_1 ضریب تصحیح برای اعمال تغییرمکانهای غیر ارتجاعی سیستم است، C_2 اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای را بر تغییرمکانها به دلیل رفتار چرخشی آنها وارد می‌کند و مقدار آن برای تحلیل خطی یک فرض می‌شود، C_3 برای اعمال اثرات P- Δ با رفتار غیرخطی مصالح بر تغییرمکانها است و J ضریب کاهش بار است.



شکل ۲: نمودار m' برای مهاربند تحت فشار محوری در قاب با مهاربندی واگرا

با در نظر گرفتن مقادیر فرضی برای SR ، β ، κ و ضریب اهمیت ساختمان (I)، تغییرات m' را با زمان تناوب برای هر

در اینجا نیز پارامترهای α و α' با m' نسبت مستقیم دارند و این پارامترها به زمان تناوب و ارتفاع ساختمان بستگی دارند.

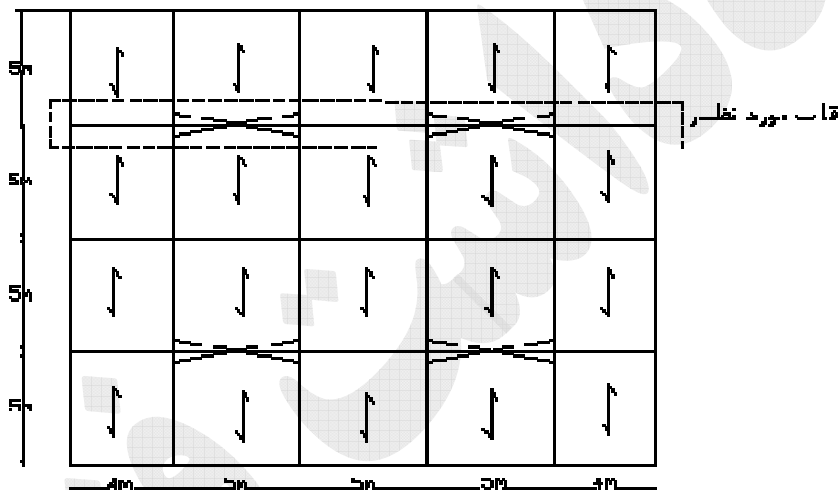


در این بخش یکی از قابهای یک ساختمان ۵ طبقه فولادی مورد بررسی قرار می‌گیرد. ساختمان در یک جهت دارای سیستم مهاربندی واگرا و در جهت دیگر دارای سیستم قاب خمشی است، ارتفاع هر طبقه ۳ متر و پوشش سقفها تیرچه بلوک است. در اینجا یکی از قابهای این ساختمان را در جهت مهاربندی بررسی می‌کنیم.

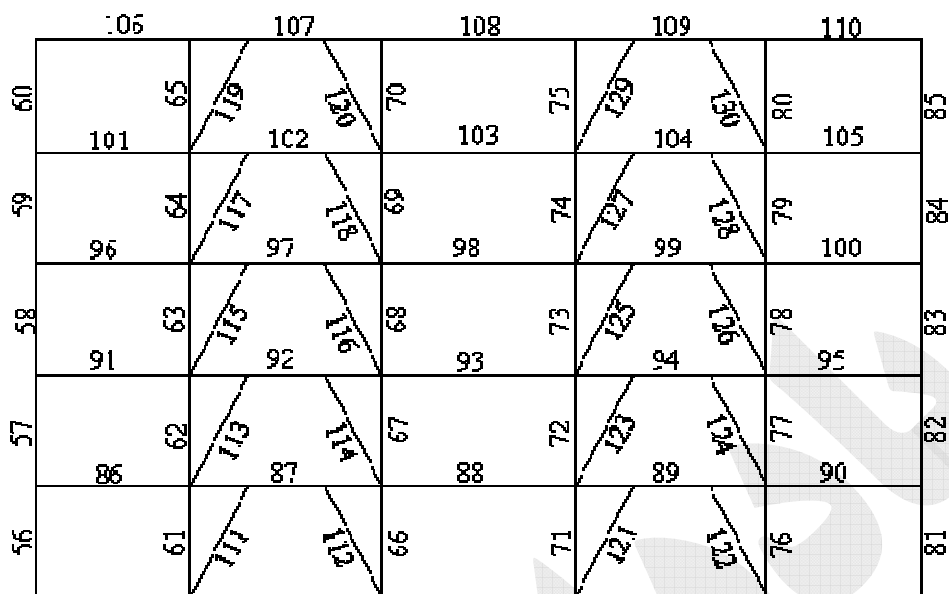
بار مرده طبقات: ۶۰۰ کیلوگرم بر متر مربع، بار زنده طبقات: ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع، ساختمان با اهمیت متوسط و در منطقه با لرزه‌خیزی خیلی زیاد واقع است و خاک منطقه خاک تپ سه است.

چهار تپ زمین می‌توان رسم کرد و مقدار m مطابق دستورالعمل مقاوم‌سازی برای اعضای کنترل‌شونده توسط نیرو برابر یک در نظر گرفته می‌شود و در نمودار رسم می‌گردد، در نقاطی که نمودار m' زیر نمودار mk قرار داشته باشد، عضو طراحی شده توسط آیین نامه مورد پذیرش دستورالعمل می‌باشد. در شکل (۲) نمونه‌ای از این نمودارها با فرض ضریب آگاهی، SR ، ضریب اهمیت ساختمان و β برابر یک، برای مهاربند تحت فشار محوری در قاب با مهاربندی واگرا ترسیم شده است.

۴ - بررسی یک سازه نمونه



شکل ۳: پلان ساختمان و موقعیت قاب مورد بررسی



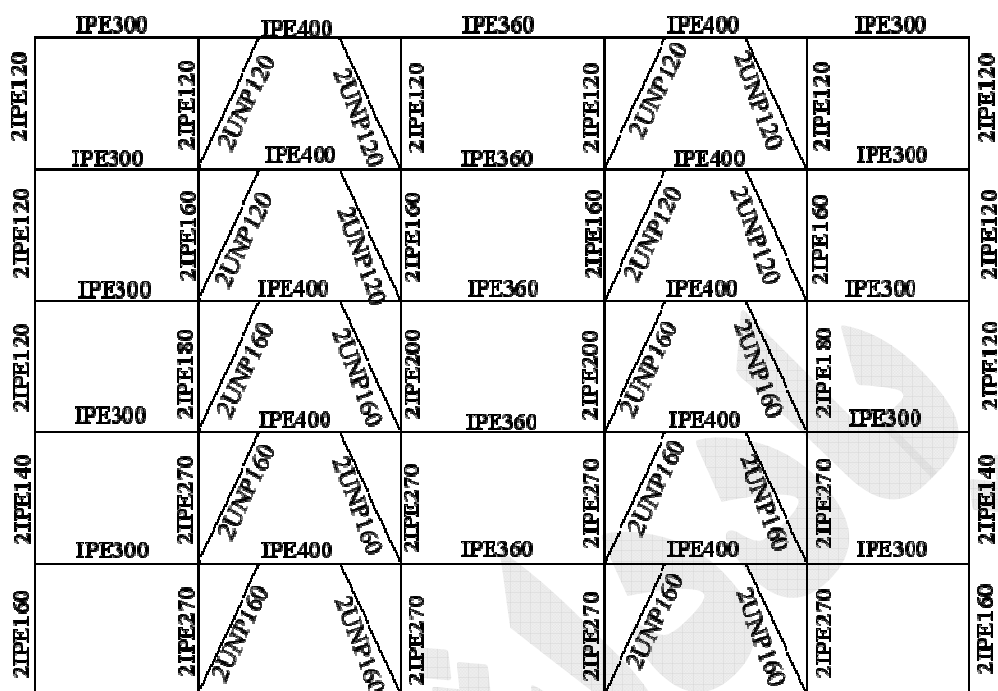
شکل ۴: شماره گذاری اعضای قاب

برای اعضای کنترل شونده توسط تغییر شکل بدست آمده از مدل مقایسه شده اند. همانطور که در جداول مشاهده می شود ماکزیمم اختلاف این مقادیر با m' در حدود ۰/۱ می باشد. همچنین مقدار m دستورالعمل مقاوم سازی هم در جداول داده شده اند.

قاب مورد نظر ابتدا تحت اثر زلزله آیین نامه ۲۸۰۰، طراحی شده است و مقاطع بدست آمده برای آن در شکل ۵ نشان داده شده اند. سپس قاب تحت اثر بار زلزله دستورالعمل مقاوم سازی قرار گرفته است. تحلیل و طراحی سازه با برنامه ETABS 9.2.0 انجام شده است.

مقادیر α ، α' ، β ، γ ، SR و در نهایت m' بدست آمده اند و با

مقدار $\frac{Q_{UF}}{Q_{CL}}$ برای اعضای کنترل شونده توسط نیرو و مقدار



شکل ۵: مقاطع طراحی شده برای قاب

جدول ۲: کنترل بادبندهای سازه نمونه

شماره	مقطع عضو	SR	(QE)d	Pcl	Qr	α	β
111	2UNP160	2.192972	29538	115200	91929.6	7.17	0.321311
112	2UNP160	2.43566	-29538	-91429	-91429	7.17	0.32307
113	2UNP160	2.0626	27551	115200	91929.6	7.17	0.299697
114	2UNP160	2.294841	-27551	-91429	-91429	7.17	0.301338
115	2UNP160	1.766482	23606	115200	91929.6	7.17	0.256783
116	2UNP160	2.002286	-23567	-91429	-91429	7.17	0.257763
117	2UNP120	1.86898	17666	81600	65116.8	7.17	0.271297
118	2UNP120	2.376324	-17666	-59494	-59494	7.17	0.296938
119	2UNP120	1.313603	9790	81600	48960	7.17	0.199959
120	2UNP120	1.389199	-9790	-59494	-59494	7.17	0.164554
121	2UNP160	2.187718	29538	115200	91929.6	7.17	0.321311
122	2UNP160	2.430378	-29538	-91429	-91429	7.17	0.32307
123	2UNP160	2.066233	27551	115200	91929.6	7.17	0.299697
124	2UNP160	2.298494	-27551	-91429	-91429	7.17	0.301338
125	2UNP160	1.779666	23567	115200	91929.6	7.17	0.256359
126	2UNP160	2.02205	-23606	-91429	-91429	7.17	0.258189
127	2UNP120	1.87609	17666	81600	65116.8	7.17	0.271297
128	2UNP120	2.384106	-17666	-59494	-59494	7.17	0.296938
129	2UNP120	1.336111	9790	81600	48960	7.17	0.199959
130	2UNP120	1.407722	-9790	-59494	-59494	7.17	0.164554

ادامه جدول ۲: کنترل بادبندهای سازه نمونه

شماره	γ	α'	m'	Quf	Quf/Pcl	m	result
111	1.25	3.15	0.7	81712	0.7	1	+
112	1	3.15	1.1	-104912	1.1	1	-
113	1.25	3.15	0.7	76474	0.7	1	+
114	1	3.15	1.1	-98695	1.1	1	-
115	1.25	3.15	0.6	63877	0.6	1	+
116	1	3.15	1	-86817	0.9	1	+
117	1.25	3.15	0.6	46784	0.6	1	+
118	1	3.15	1.2	-68427	1.2	1	-
119	1.67	3.15	0.3	21817	0.3	1	+
120	1	3.15	0.7	-41985	0.7	1	+
121	1.25	3.15	0.7	81181	0.7	1	+
122	1	3.15	1.1	-104381	1.1	1	-
123	1.25	3.15	0.7	76841	0.7	1	+
124	1	3.15	1.1	-99062	1.1	1	-
125	1.25	3.15	0.6	65407	0.6	1	+
126	1	3.15	1	-88607	1	1	+
127	1.25	3.15	0.6	47294	0.6	1	+
128	1	3.15	1.2	-68936	1.2	1	-
129	1.67	3.15	0.3	23030	0.3	1	+
130	1	3.15	0.8	-43198	0.7	1	+

جدول ۳: کنترل ستونهای سازه نمونه

شماره عضو	مقطع عضو	SR	(QE)d	Pcl	Qr	α	β
56	2IPE160	0.915119	0	-45452	-45452	-	-
57	2IPE140	0.941505	0	-35319	-35319	-	-
58	2IPE120	0.942925	0	-26439	-26439	-	-
59	2IPE120	0.628617	0	-26439	-26439	-	-
60	2IPE120	0.314308	0	-26439	-26439	-	-
61	2IPE270	1.13575	31610	220320	132192	7.17	0.239122
62	2IPE270	0.497428	17535	220320	132192	7.17	0.132648
63	2IPE180	0.024335	6278	114720	68832	7.17	0.091208
64	2IPE160	0.791604	-1066	-45452	-45452	7.17	0.023453
65	2IPE120	1.386058	-3503	-26439	-26439	7.17	0.132494
66	2IPE270	2.787049	-31610	-117750	-117750	7.17	0.26845
67	2IPE270	1.741274	-17535	-117750	-117750	7.17	0.148917
68	2IPE200	1.470574	-6313	-68663	-68663	7.17	0.091942
69	2IPE160	0.546555	1066	-45452	-45452	7.17	-0.02345
70	2IPE120	0.364978	3503	63360	38016	7.17	0.092145



ادامه جدول ۳: کنترل ستونهای سازه نمونه

شماره عضو	γ	α'	m'	Q_{uf}	Q_{uf}/P_{cl}	m	result
56	1	-	-	-	-	1	+
57	1	-	-	-	-	1	+
58	1	-	-	-	-	1	+
59	1	-	-	-	-	1	+
60	1	-	-	-	-	1	+
61	1.67	3.15	0.07	9838	0.04	1	+
62	1.67	3.15	-0.05	-14930	-0.07	1	+
63	1.67	3.15	-0.2	-30043	-0.3	1	+
64	1	3.15	0.8	-34678	0.8	1	+
65	1	3.15	0.9	-22806	0.9	1	+
66	1	3.15	1.8	-205680	1.7	1	-
67	1	3.15	1.2	-138276	1.2	1	-
68	1	3.15	1.2	-79011	1.2	1	-
69	1	3.15	0.7	-32226	0.7	1	+
70	1.67	3.15	-0.02	-2243	-0.04	1	+

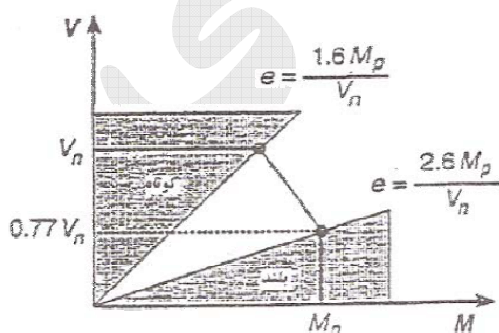
جدول ۴: کنترل خمش تیرهای پیوند سازه نمونه

شماره عضو	مقطع عضو	SR(M)	(QE)d	M _{ce}	M _r	α	β
87	IPE400	4.793959	15852	35218	24437.42	7.17	0.648677
89	IPE400	4.783361	15852	35218	24437.42	7.17	0.648677
92	IPE400	4.496588	14785	35218	24437.42	7.17	0.605015
94	IPE400	4.503912	14785	35218	24437.42	7.17	0.605015
97	IPE400	3.916985	12684	35218	24437.42	7.17	0.51904
99	IPE400	3.966458	12684	35218	24437.42	7.17	0.51904
102	IPE400	2.987017	9480	35218	24437.42	7.17	0.38793
104	IPE400	2.997207	9480	35218	24437.42	7.17	0.38793
107	IPE400	2.228094	5254	35218	18374	7.17	0.285948
109	IPE400	2.260259	5254	35218	18374	7.17	0.285948

ادامه جدول ۴: کنترل خمش تیرهای پیوند سازه نمونه

شماره عضو	γ	m'	Qud	Qud/Qce	m	result
87	1.44	3.3	117495	3.3	6	+
89	1.44	3.3	117210	3.3	6	+
92	1.44	3.1	110146	3.1	6	+
94	1.44	3.1	110344	3.1	6	+
97	1.44	2.7	96003	2.7	6	+
99	1.44	2.8	97293	2.8	6	+
102	1.44	2.1	73223	2.1	6	+
104	1.44	2.1	73496	2.1	6	+
107	1.92	1.2	41060	1.2	6	+
109	1.92	1.2	41710	1.2	6	+

شکل (۶) را می‌توان بکار برد. ظرفیت خمشی اسمی یک تیر توسط رابطه $M_P = ZF_y$ داده می‌شود. مقاومت اسمی جاری شدن برشی یک تیر عبارتست از: $V_n = 0.6F_y A_w$. این مقادیر حدود خمش و برش را که یک پیوند می‌تواند تحمل کند تعیین می‌کنند، که در نمودار اندرکنش برش - خمش در شکل ۶ نشان داده شده‌اند. لنگر M برش V و طول پیوند e از طریق تعادل استاتیکی به هم مربوطند. خطوط شعاعی که از مبدا مختصات این نمودار ترسیم شده‌اند نمایانگر خطوط تعادل به ازای مقادیر ثابت e می‌باشند.



شکل (۶): اندرکنش برش و خمش

۵- بررسی رفتار تیر پیوند از دید دستورالعمل مقاوم‌سازی قاب مهاربندی شده برون‌محور نمایانگر یک سیستم قاب‌بندی شده مرکب است که هم سخت و هم شکل‌پذیر می‌باشد. حضور تیر پیوند که توسط جابجایی نقطه اثر مهاربندها بوجود می‌آید که به یک تیر قاب‌بندی می‌شوند، عامل اصلی وجود دو مشخصه بالا بودن سختی قاب و شکل‌پذیری خوب آن می‌باشد. تیر پیوند را کوتاه می‌نامند اگر $e < \frac{1.6M_P}{V_n}$ و بلند می‌نامند اگر $e > \frac{2.6M_P}{V_n}$ که در آن e عبارتست از طول پیوند، M_P ظرفیت خمشی خمیری اسمی مقطع و V_n ظرفیت برشی خمیری اسمی مقطع می‌باشد. پیوندهایی که از نظر طول در بینابین دو ناحیه فوق قرار دارند، تحت اندرکنش لنگر و برش قرار می‌گیرند. پیوند کوتاه سخت‌تر از پیوند بلند است اما در عین حال شکل‌پذیری بالاتری در آن موردنیاز است. سختی قاب با افزایش طول پیوند سریعاً کاهش می‌یابد. طول یک پیوند عموماً طوری انتخاب می‌شود که سختی قاب را در محدوده شکل‌پذیری موجود تیر پیوند به حداکثر برساند. ظرفیت خمیری یک پیوند توسط اندرکنش برش و خمش تعیین می‌شود. برای مقاصد طراحی نمودار اندرکنش برش - خمش ایده‌آلی طبق

برای مقادیر β که از ۰/۳۳ بیشتر هستند، تنش مجاز آیین‌نامه طراحی یک سوم بیشتر است و در تعیین مقادیر γ که در ادامه خواهند آمد، Q_r برای دو حالت β کوچکتر و بزرگتر از ۰/۳۳ بدست آمده است.

۶-۱ - تیر پیوند در حالت کنترل شونده توسط برش

$$Q_{CE} = 1.1 \times 1.5 \times F_v A_w = 1.65 A_w F_v$$

$$\beta \leq 0.33 \Rightarrow Q_r = 1.5 A_w F_v$$

$$\beta \geq 0.33 \Rightarrow Q_r = 1.33 \times 1.5 A_w F_v = 1.995 A_w F_v$$

$$\beta \leq 0.33 \Rightarrow \gamma = 1.1$$

$$\beta \geq 0.33 \Rightarrow \gamma = 0.83$$

۶-۲ - تیر پیوند در حالت کنترل شونده توسط خمش

$$Q_{CE} = 1.1 \times Z F_y$$

$$\beta \leq 0.33 \Rightarrow Q_r = 0.66 F_y S$$

$$\beta \geq 0.33 \Rightarrow Q_r = 1.33 \times 0.66 F_y S = 0.88 F_y S$$

برای تیرهای معمول نسبت $\frac{Z}{S}$ برابر ۱/۱۵ می‌باشد.

$$\beta \leq 0.33 \Rightarrow \gamma = 1.92$$

$$\beta \geq 0.33 \Rightarrow \gamma = 1.44$$

۶-۳ - تیر پیوند در حالت میانی کنترل شونده توسط

خمش و برش

$$Q_{CE} = \left[1.37 - 0.23 \frac{e V_{CE}}{M_{CE}} \right] V_{CE}$$

$$V_{CE} = 1.1 \times 1.5 \times F_v A_w = 1.65 A_w F_v$$

$$\beta \leq 0.33 \Rightarrow Q_r = 1.5 A_w F_v$$

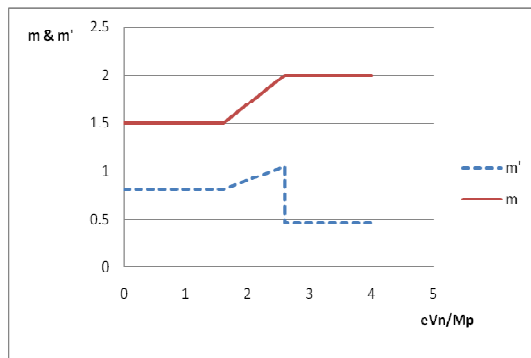
$$\beta \geq 0.33$$

مقادیر $\frac{1.6MP}{V_n}$ و $\frac{2.6MP}{V_n}$ که مرزهای پیوندهای کوتاه و بلند را در شکل (۶) تعریف می‌کنند مبتنی بر مشاهدات تجربی می‌باشند. این نواحی متفاوت رفتاری پیوند در موارد زیر مهمند: (۱) تعیین محل و جزئیات سخت‌کننده‌های جان و بال در ناحیه پیوند، (۲) مقاومت عضو پیوند، (۳) شکل‌پذیری‌ای که عضو پیوند می‌تواند تامین نماید. در پیوندهای کوتاه، کمانش جان حاکم بر طرح است در حالیکه در پیوندهای بلند کمانش موضعی بال مهم خواهد بود. در یک پیوند کوتاه جان جاری می‌شود اما بالها ارتجاعی می‌مانند. پس ظرفیت خمیری یک پیوند کوتاه به لنگری که توسط پیوند حمل می‌شود بستگی ندارد و بنابراین ظرفیت برشی برابر است با $Q_{CE} = V_n$. یک پیوند بلند با تشکیل یک مفصل خمیری جاری می‌شود. تاثیر تنشهای برشی بر این جاری شدن آنقدر کوچک است که بر مقاومت پیوند اثری ندارد. در حین جاری شدن پیوند، نیروها شروع به بازتوزیع می‌کنند طوری که در هر دو انتهای پیوند لنگر خمیری کامل مقطع تشکیل می‌شود. تعادل استاتیکی اقتضا می‌کند که: $V = \frac{2MP}{e}$. بنابراین، ظرفیت برشی را می‌توان به طور معادل به صورت: $Q_{CE} = \frac{2MP}{e}$ نشان داد. کوتاهترین طول پیوندی را که می‌توان یک طول پیوند بلند در نظر گرفت برابر است با: $e = \frac{2.6MP}{V_n}$. پس ظرفیت برشی یک پیوند به این طول برابر $Q_{CE} = 0.77V_n$ می‌باشد. ظرفیت یک پیوند با طولی بینابین بلند و کوتاه وسط یک درون‌یابی خطی بین مقادیر حدی پیوندهای کوتاه و بلند بدست می‌آید و مطابق رابطه (۱۳) برابر است با:

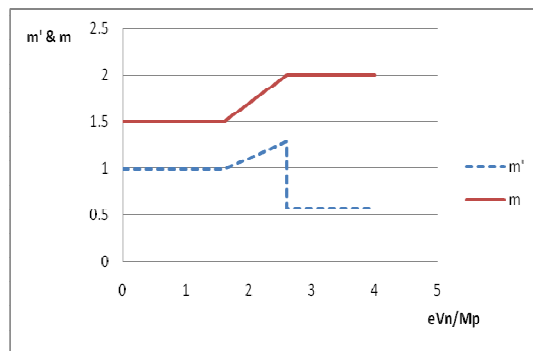
$$Q_{CE} = \left[1.37 - 0.23 \frac{e V_{CE}}{M_{CE}} \right] V_{CE} \quad (13)$$

که به ازای $1.6 < \frac{e V_n}{M_P} < 2.6$ صادق می‌باشد.

۶ - تغییرات پارامتر γ در تیر پیوند



شکل (V): نمودار m' در حالت $\beta = 0.3$



شکل (A): نمودار m' در حالت $\beta = 0.4$

۷ - نتیجه گیری

با استفاده از روابط بدست آمده برای اعضای کنترل شونده توسط تغییر شکل و اعضای کنترل شونده توسط نیرو می توان به نتایج کلی دست یافت و محدوده هایی را که دستورالعمل مقاوم سازی و آیین نامه طراحی تناقض دارند، مشخص نمود. اگر دو سری نمودار برای دو مقدار مشخص از ضریب آگاهی و دو مقدار مشخص از پارامتر SR ترسیم شوند، با توجه به خطی بودن روابط، می توان برای سایر مقادیر ضریب آگاهی و پارامتر SR هم با استفاده از درون یابی خطی، پارامتر m' را بدست آورد. در محدوده هایی که نمودار m' زیر نمودار m برای اعضای کنترل شونده توسط تغییر شکل و زیر نمودار m برای اعضای کنترل شونده توسط نیرو قرار دارد، عضو مورد پذیرش دستورالعمل مقاوم سازی می باشد. با توجه به شکل های (V) و (A) بطور کلی می توان گفت در حالت کنترل شونده توسط خمش یعنی تیر بلند، تیر پیوند بیشتر مورد پذیرش دستورالعمل مقاوم سازی قرار می گیرد. در

$$\Rightarrow Q_r = 1.33 \times 1.5 A_w F_v = 1.995 A_w F_v$$

$$\beta \leq 0.33 \Rightarrow \gamma = 1.1 \times \left[1.37 - 0.23 \frac{e V_{CE}}{M_{CE}} \right]$$

$$\beta \geq 0.33 \Rightarrow \gamma = 0.83 \times \left[1.37 - 0.23 \frac{e V_{CE}}{M_{CE}} \right]$$

در حالت میانی کنترل شونده توسط برش و خمش، پارامتر γ به نسبت $\frac{M_{CE}}{V_{CE}}$ بستگی دارد. این پارامتر را برای دو حالت مرزی این نسبت، یعنی $\frac{e}{1.6}$ و $\frac{e}{2.6}$ بدست می آوریم. e) طول تیر پیوند می باشد)

$$\frac{M_{CE}}{V_{CE}} = \frac{e}{2.6} \quad -$$

$$\beta \leq 0.33 \Rightarrow \gamma = 0.85$$

$$\beta \geq 0.33 \Rightarrow \gamma = 0.64$$

$$\frac{M_{CE}}{V_{CE}} = \frac{e}{1.6} \quad -$$

$$\beta \leq 0.33 \Rightarrow \gamma = 1.1$$

$$\beta \geq 0.33 \Rightarrow \gamma = 0.83$$

در نمودارهای شکل های (V) و (A) با فرض مقادیر SR و κ برابر یک، α برابر γ ، ساختمان با اهمیت خیلی زیاد و نیز برای دو حالت β برابر 0.3 و β برابر 0.4 تغییرات پارامترهای m و m' با $\frac{e V_n}{M_P}$ ترسیم شده اند. در نقاطی که نمودار m بالاتر از m' قرار داشته باشد تیر پیوند مورد پذیرش دستورالعمل مقاوم سازی می باشد.



حالت کنترل‌شونده توسط اندرکنش برش و خمش نیز هرچه طول تیر بلندتر باشد تیر بیشتر مورد پذیرش دستورات عمل قرار دارد.

۸- مراجع

1. Building Seismic Safety Council, NEHRP, Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings. FEMA 356 & 273, Federal Emergency Management Agency Washington, DC, 1997.
2. International Conference of Building Officials, Uniform Building Code, ICBO, Whittier, Calif, 1997.
3. Chopra Ak. (2001) Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering Methodology, Prentice-Hall: Englewood Cliffs.
4. AISC, 1989a, Specification for Structural Steel Building: Allowable Stress Design and Plastic Design, June 1, 1989, American Institute of Steel Construction.
5. Manual of Steel Construction, Allowable Stress Design, 9th Edition, American Institute of Steel Construction, 1989.
۶. سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود"، (نشریه شماره ۳۶۰).
۷. مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، "آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله"، (استاندارد ۸۴-۲۸۰۰)، ویرایش ۳
۸. وزارت مسکن و شهرسازی، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، "بارهای وارد بر ساختمان" (مبحث ششم مقررات ملی ساختمان)، شهریورماه ۱۳۸۵
۹. وزارت مسکن و شهرسازی، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، "طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی" (مبحث دهم مقررات ملی ساختمان)، شهریورماه ۱۳۸۵
۱۰. معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رئیس‌جمهور، "تفسیر دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود" (ویرایش اول).
۱۱. معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رئیس‌جمهور، "راهنمای کاربردی دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود (ساختمانهای فولادی)" (نشریه شماره ۱-۳۶۳).
۱۲. اصل حمدالله نیا، مجتبی، "آیین‌نامه طراحی سازه‌های فولادی AISC2005"، نشر علم عمران، تهران، ۱۳۸۶

۱۳. قربانی، لاجوردی، داوودنبی، "آیین‌نامه ACI 318-08 طراحی سازه‌های بتنی و تفسیر"، نشر علم عمران، تهران، ۱۳۸۶.
۱۴. جیمز آندرسن ... [و دیگران]، ویراستار مولف فرزاد نعیم، ترجمه علی شریفی و رسول میرقادر، "طراحی سازه‌های ضد زلزله"، مرکز نشر دانشگاهی، تهران، ۱۳۸۰.
۱۵. بدیعی، مجید، "تئوری مقدماتی سازه‌ها"، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران، ۱۳۸۳.
۱۶. ازهری، میرقادر، "طراحی سازه‌های فولادی جلد اول"، نشر اردکان، اصفهان، ۱۳۸۴.
۱۷. ازهری، میرقادر، "طراحی سازه‌های فولادی جلد دوم"، نشر اردکان، اصفهان، ۱۳۸۴.
۱۸. ازهری، میرقادر، "طراحی سازه‌های فولادی جلد سوم"، نشر اردکان، اصفهان، ۱۳۸۵.
۱۹. باجی، حسن، "محاسبات پروژه‌های ساختمانی با استفاده از SAFE و ETABS"، نشر علم عمران، تهران، ۱۳۸۶
۲۰. جلیلی، محمدهادی، "بررسی روش پارامتری مقایسه آیین‌نامه طراحی و دستورالعمل مقاوم‌سازی"، پایان‌نامه کارشناسی‌ارشد، مهندسی عمران، سازه، دانشکده فنی دانشگاه تهران، (۱۳۸۳)
۲۱. ایبانه، عبدالله، "مقایسه تطبیقی آیین‌نامه طراحی و دستورالعمل مقاوم‌سازی"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، سازه، دانشکده فنی دانشگاه تهران، (۱۳۸۲).
۲۲. فخری، ثریا، "مقایسه آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای و دستورالعمل مقاوم‌سازی قابهای ساده مهاربندی شده"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، سازه، دانشکده فنی دانشگاه تهران، (۱۳۸۹).