



کد مقاله: ۲-۱۰۹

اصلاح طبقه نرم در سازه های فولادی با استفاده از قاب خمشی معادل

پرویز عبادی^۱، احمد مقصودی^۲

۱- عضو هیأت علمی، موسسه آموزشی صدرالمتالین، تهران، Ebadi@Sadra.ac.ir

۲- کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، موسسه آموزشی صدرالمتالین، تهران

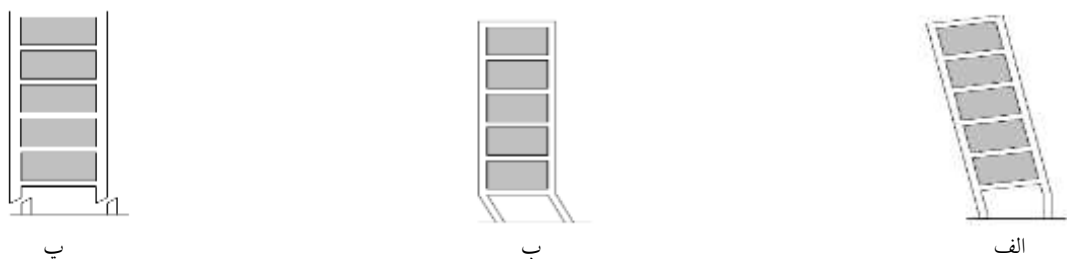
چکیده

در زلزله سن فرناندو در کالیفرنیا در سال ۱۹۷۱، بیمارستان الیویر به علت دارا بودن دیوار برشی ناپیوسته و ایجاد طبقه نرم با اتصالات صلب ویران شد و در زلزله کوبه (هانشین) ژاپن در سال ۱۹۹۵ میلادی و زلزله هایی با بزرگای متفاوت در نقاط مختلف بارها جان انسان های بی گناه بر اثر حذف سیستم باربر جانبی نظیر مهاربندها در طبقات پایینی سازه بنا به دلایل معماری (در و پنجره) یا تغییر کاربری از مسکونی به تجاری از بین رفته است. در این تحقیق اثرات حذف مهاربند در طبقات پایینی قاب هایی با تعداد ۴ طبقه با انجام آنالیز دینامیکی تاریخچه زمانی و تاثیر تغییر سیستم باربر لرزه ای مطالعه گردیده است. همچنین روابط کلاسیک محاسبه سختی سیستم های مهاربندی ضربدری و قاب خمشی توسعه داده شده اند و پارامترهای طراحی لرزه ای سیستم باربر جانبی نظیر دریافت و برش پایه قاب ها تحت ۴ رکورد چپی چپی، سن فرناندو، نورتریج و طبس مورد بررسی قرار گرفته است. طی بررسی های انجام شده تحت ۴ رکورد، بر اثر حذف مهاربند در طبقه اول یا دوم دریافت حداکثر طبقه نسبت به قاب مهاربندی افزایش و برش پایه کاهش چشمگیری پیدا کرده است. با ایجاد قاب خمشی و افزایش سختی در طبقه اول یا دوم، دریافت طبقه نرم روند رو به کاهش و برش پایه روند افزایشی پیدا کرده است. همچنین براساس آنالیزهای انجام شده حذف مهاربند در طبقه دوم کمی بحرانی تر از حذف مهاربند در طبقه اول است.

کلمات کلیدی: طبقه نرم، سختی، دریافت، مهاربند ضربدری، آنالیز دینامیکی غیرخطی.

۱- مقدمه

در بسیاری از سازه ها به دلیل ایجاد بازشو و یا افزایش ارتفاع یک طبقه نسبت به سایر طبقات و اجبار در حذف مهاربند و میانقاب در سازه طبقه نرم ایجاد می گردد که این اتفاق معمولا در هتل ها یا مکان های تجاری بزرگ و پارکینگ ها اتفاق می افتد. گسیختگی طبقه نرم در صورت عدم وجود میانقاب براساس شکل ۱ به سه نوع تقسیم می شود [۱].



شکل ۱: گسیختگی طبقه نرم در صورت عدم حضور میانقاب [۱]

که گسیختگی در الف: تسلیم کششی میلگردهای بتن مسلح، ب: تسلیم ستون و پ: گسیختگی برشی ستون می باشد.
گسیختگی طبقه نرم با حضور میانقاب بر اساس شکل ۲ به دو نوع تقسیم می شود.



شکل ۲: گسیختگی طبقه نرم با حضور میانقاب [۱]

که گسیختگی در الف: تسلیم خمشی دیوارهای طبقه نرم و ب: گسیختگی برشی طبقه نرم می باشد [۱].
اولین تحقیقات در مورد طبقه نرم در سال ۱۹۸۶ توسط مول و الارکون^۱ [۲] با بررسی رفتار سازه های بتن آرمه با سیستم دوگانه قاب خمشی و دیوار برشی در یک مطالعه تحلیلی و آزمایشگاهی انجام گردید که در یکی از مدل ها، دیوار برشی در تراز طبقه اول قطع شد و مشاهده گردید که نیاز شکل پذیری اعضا در محل ناپیوستگی ۴ تا ۵ برابر حالتی است که دیوار برشی قطع نگردیده است.
علی و کراوینکلر^۲ در سال ۱۹۹۸ [۲] با مطالعه بر روی یک سازه ۱۰ طبقه با ۱۵ شتابنگاشت مختلف به این نتیجه رسیدند که تاثیر بی نظمی مقاومت از هر سه نوع بی نظمی مقاومت، سختی و جرم بیشتر است، همچنین تاثیر هم زمان ترکیب بی نظمی سختی و مقاومت بر رفتار لرزه ای سازه از تمام بی نظمی ها در ارتفاع بیشتر است.
چوپرا و چیتانپکدی^۳ در سال ۲۰۰۴ [۲] اثر بی نظمی سختی و مقاومت را بر روی دررفت و تغییر مکان یک ساختمان ۱۲ طبقه با در نظر گرفتن ستون قوی و تیر ضعیف با ۲۰ شتابنگاشت بررسی کردند و مشاهده نمودند که در صورت ایجاد طبقه نرم یا ضعیف، دررفت این طبقه و طبقات مجاور آن نسبت به سازه منظم اولیه زیاد می گردد و در سایر طبقات مقدار دررفت کمتر از سازه منظم می شود. لذا بی نظمی در یک طبقه در تغییر مکان ایجاد شده در طبقات بالایی تاثیر چندانی ندارد و بیشتر در همان طبقات تاثیرگذار است.

¹ Moehle and Alarcone

² -Ali and Krawinkler

³ Chintanapakdee and Chopra

مطالعات انجام شده توسط محققان چینی به نام های ترانگ و لی^۱ در سال ۲۰۰۸ [۳] بر روی اثر نامنظمی در ارتفاع یک سازه ۲۰ طبقه با سیستم قاب خمشی ویژه انجام پذیرفت و مشاهده گردید که تیرهایی که نزدیک اتصالات بودند و دارای عرض بال کاهش داده شده بودند عملکرد خوبی داشتند و توانستند مفاصل پلاستیک را به دور از اتصالات تیر به ستون انتقال دهند. نامنظمی در طبقات ۱، ۳ تا ۹، ۱۲، ۱۸، ۲۰ تا ۲۰ ایجاد گردید. کاهش سختی، دررفت در طبقه مورد نظر را افزایش داده و در طبقات مجاور دررفت کاهش یافت، همچنین مشاهده گردید که کاهش سختی در طبقات میانی و پایینی سازه نسبت به طبقات فوقانی اثر شدیدتری دارد.

پیرزاده و شکیب در سال ۲۰۱۳ [۴] دو نوع ساختمان منظم و نامنظم را با استفاده از تحلیل افزایش دینامیکی (IDA)^۲ مورد مطالعه قرار دادند. آنها یک سازه منظم ۱۰ طبقه و سازه های نامنظم با تغییرات در سختی، جرم، مقاومت و ترکیب مقاومت و سختی را بررسی نمودند. با توجه به نتایج این تحقیق تغییر در نیمه پایینی سازه منجر به کاهش ظرفیت تغییر مکان طبقه می گردد و احتمال تخریب سازه بالاتر می رود.

قلعه نوی و گلکاری در سال ۱۳۹۰ [۵] حذف بادبند در طبقات جهت تامین ورودی ساختمان یا پنجره های بزرگ و یا درب های اصلی فضاهای تجاری در ساختمان های اسکلت فلزی را بررسی نمودند. با توجه به مشاهدات آنها، در ساختمان های متوسط و بلند تشکیل مفاصل و خسارات ناشی از طبقه نرم در طبقات میانی به مراتب بیشتر از سایر طبقات است همچنین در ساختمان های بلند به وجود آمدن طبقه نرم در طبقات با توجه به توزیع مفاصل در بادبندها منجر به ایجاد حاشیه امن تری نسبت به سایر ساختمان ها می گردد.

در آیین نامه لرزه ای ایران (۲۸۰۰) [۶]، نیوزلند [۷]، هند [۸]، چین [۹] و آیین نامه بارگذاری انجمن مهندسی عمران آمریکا (ASCE2010) [۱۰] مقدار تغییر ناگهانی سختی برای ایجاد طبقه نرم ۳۰ درصد بیان شده است. در آیین نامه اروپا^۳ مشابه سایر آیین نامه ها اجازه شکل گیری طبقه نرم به سازه داده نمی شود در این آیین نامه نیز نیازمندی های زیر باید در سازه تامین گردند [۱۱]:

۱. سیستم باربر جانبی سازه - اعم از قاب خمشی یا مهاربندی - از فونداسیون تا بالای ساختمان باید بدون درز و پیوسته باشد.
۲. سختی و جرم ساختمان در ارتفاع باید ثابت باشد یا بتدریج کاهش یابد. همچنین باید از تغییر ناگهانی سختی و جرم در طبقات سازه جلوگیری گردد.

۲- محاسبه سختی

برای مقایسه سختی طبقات نیاز است که سختی سیستم های مورد بررسی با استفاده از روابط کلاسیک مکانیک جامدات و معادلات تعادل قاب ها تعیین گردند. لذا با در نظر گرفتن قاب یک طبقه و فرض رفتار برشی برای قاب های مهاربندی سختی این سیستم به صورت زیر محاسبه می گردد.

با توجه به اینکه هر دو مهاربند هم زمان به نیروی فشاری بحرانی می رسند مقدار نیروی افقی در حالت بار و مقاومت نهایی برابر است با:

$$F = 2 F_y \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] A \cdot \cos \theta \quad (1)$$

که F_y : تنش تسلیم، θ : زاویه مهاربند با افق، F_e : تنش کمانش بحرانی اولر در حالت الاستیک و A : سطح مقطع مهاربند می باشد.

¹ Trung and lee

² Incremental Dynamic Analysis

³ Eurocodes

و تغییر مکان افقی قاب مهاربندی با توجه به روابط کلاسیک مقاومت مصالح با رابطه ۲ محاسبه می شود.

$$\Delta = \frac{F_y \left[\frac{F_y}{0.658 F_e} \right] \cdot L}{E \cdot \cos \theta} \quad (2)$$

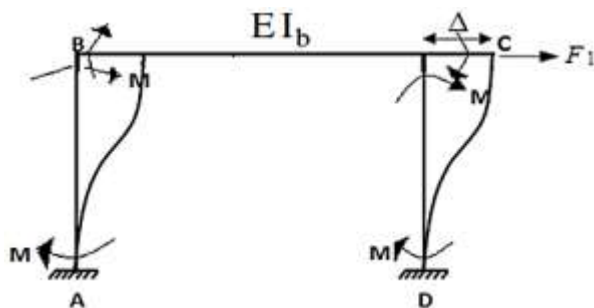
در رابطه دو، E : مدول الاستیسیته، L : طول مهاربند و A سطح مقطع مهاربند می باشد. با محاسبه نیرو و تغییر مکان بدست آمده در معادلات ۲ و ۳، سختی با تقسیم نیرو بر تغییر مکان در معادله ۴ بدست می آید.

$$K = \frac{F}{\Delta} = \frac{2 \cdot E \cdot A \cdot \cos^2 \theta}{L} \quad (3)$$

که با جایگذاری $\cos \theta = \frac{b}{L}$ در معادله ۴، سختی قاب مهاربندی به صورت رابطه ۵ محاسبه می گردد:

$$K = \frac{2 \cdot E \cdot A \cdot b^2}{L^3} \quad (4)$$

و در رابطه ۴، E : مدول الاستیسیته، L : طول مهاربند، b : طول دهانه مهاربند و A سطح مقطع مهاربند می باشد. سختی قاب خمشی از نوع خمشی می باشد. لذا با در نظر گرفتن قاب یک طبقه و فرض رفتار خمشی برای قاب های خمشی سختی این سیستم به صورت زیر محاسبه می گردد.



شکل ۳: رفتار قاب خمشی تحت زلزله

با توجه به روابط شیب افت و تعادل لنگرها در گره های سازه ها جمع لنگر تیر و ستون در محل اتصال برابر صفر است.

$$M_{BA} + M_{BC} = 0$$

$$\frac{I_c}{h} \left(2\theta_B - 3\frac{\Delta}{h} \right) + \frac{I_b}{L} (2\theta_B + \theta_C) = 0 \quad (5)$$

$$M_{CD} + M_{CB} = 0$$

$$\frac{I_c}{h} \left(2\theta_C - 3\frac{\Delta}{h} \right) + \frac{I_b}{L} (2\theta_C + \theta_B) = 0 \quad (6)$$

با توجه به معادلات ۵ و ۶ با یکدیگر زوایای اتصال تیر به ستون نقاط B و C برابر می شود و با جایگذاری $\theta_B = \theta_C$ در معادله ۵، مقدار θ_B حاصل می شود.

$$\theta_B = \frac{3\Delta I_c}{h^2 \left(\frac{2I_c}{h} + \frac{3I_b}{L} \right)} \quad (7)$$

و با محاسبه زاویه تیر به ستون در نقطه B، مقدار تغییر مکان ناشی از بار زلزله در قاب خمشی بدست می آید.

$$\Delta = \frac{(F_1 h^3)(2I_c L + 3I_b h)}{(12EI_c)(I_c L + 6I_b h)} \quad (8)$$

که با تقسیم تغییر مکان محاسبه شده بر نیروی جانبی (F_1) در قاب خمشی، سختی الاستیک قاب خمشی تک دهانه به صورت معادله ۹ محاسبه می شود.

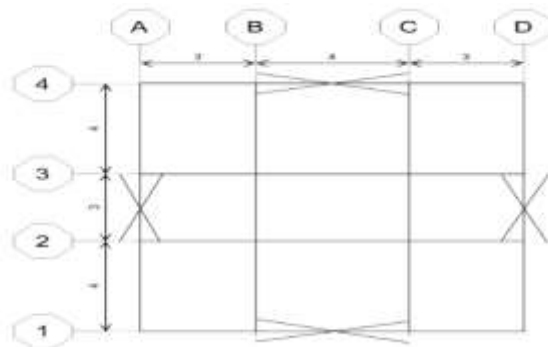
$$K = \frac{24EI_c}{h^3} \left(\frac{6\alpha + k}{6\alpha + 4k} \right) \quad (9)$$

$$\alpha = \frac{I_b}{I_c} \quad k = \frac{L}{h}$$

که در معادله ۹، L: طول دهانه، h: ارتفاع ستون، I_b : ممان اینرسی تیر، I_c : ممان اینرسی ستون و E مدل الاستیسیته فولاد می باشد.

۳- مشخصات قاب های مدل شده

قاب انتخاب شده با توجه به پلان طبقات سازه در شکل ۴ در راستای محور یک و بین دو محور B و C انتخاب شده است. این ساختمان در منطقه با زلزله خیزی خیلی شدید و خاک نوع II در نظر گرفته شده است. سیستم باربر جانبی از نوع مهاربندی ضربدری ویژه با ضریب رفتار ۶ در سطح تنش مجاز می باشد و دارای ۴ طبقه که ارتفاع طبقات نیز ۳/۲ متر در نظر گرفته شده است.



شکل ۴: پلان ساختمان مورد بررسی

۳-۱- قاب مهاربندی

قاب ها در دو گروه F4A و F4B تقسیم بندی شده اند. در قاب گروه F4A، مهاربند ضربدری هم مرکز در تمام طبقات وجود دارد. در طراحی المان ها سعی تا حد امکان ظرفیت المان ها به ظرفیت مورد نیاز نزدیک باشد. همچنین با توجه به اینکه در تعدادی از آنالیزهای دینامیکی غیرخطی انجام شده بر روی قاب ها، مهاربندهای طبقه دوم به شدت تحت تاثیر نیروهای اضافی ناشی از حذف مهاربند در طبقه اول قرار می گرفتند و آنالیزها ناپایدار می گردید، به همین دلیل یک گروه جدید از مهاربندها با نام F4B تعریف شدند. در این گروه مهاربندهای طبقه دوم کمی تقویت شده و مشابه طبقه اول در نظر گرفته شده اند و در نتیجه سختی دو طبقه ابتدایی برابر گردیدند. F4A و F4B در سازه های مهاربندهای طبقه دوم می باشد.

مقاطع قاب های مهاربندی F4A و F4B در جدول ۱ ارایه شده اند.

جدول ۱: مقاطع قاب های مهاربندی F4A و F4B

مقاطع طبقه	ستون	تیر	مهاربند (ناودانی)	مهاربند (ناودانی)
			قاب F4A	قاب F4B
۱	HEB260	IPE240	2UNP100	2UNP100
۲	HEB200	IPE240	2UNP80	2UNP100
۳	HEB160	IPE240	2UNP80	2UNP80
۴	HEB100	IPE240	2UNP80	2UNP80

۲-۳- حذف مهاربند و ایجاد قاب خمشی در طبقه اول و دوم

با حذف مهاربندها در طبقه اول، سختی طبقه نسبت به طبقه دوم کاهش یافته و طبقه نرم در آن شکل می گیرد. جهت بررسی رفتار طبقه نرم، اتصالات تیر و ستون را گیردار نموده و قاب خمشی در طبقه اول شکل می گیرد و همچنین با افزایش تدریجی سختی در تیر و ستون طبقه اول به بهبود رفتار در آن کمک نموده که این افزایش مقاطع تیر و ستون، تا خروج از حالت طبقه نرم مطابق بند ۱-۸-۱ الف آیین نامه ۲۸۰۰، که برابر ۷۰ درصد سختی طبقه دوم می باشد ادامه می یابد و برای بررسی رفتار سازه، سختی طبقه اول تا بیش از ۷۰ درصد هم افزایش می یابد. قاب های مهاربندی- خمشی با رعایت اصل ستون قوی، تیر ضعیف طراحی گردیده و مشخصات قاب ها با مقاطع و میزان سختی طبقات در جدول ۲ ارایه شده است.

جدول ۲: مقاطع قاب های مورد بررسی در طبقه نرم در طبقه اول

نسبت سختی طبقه اول به دوم (درصد)	نسبت سختی طبقه اول به دوم (درصد)	تیر	ستون	مقاطع طبقه اول	
				قاب	قاب
8	10	IPE240	HEB260	F4B8	F4A10
20	25	IPE300	HEB360	F4B20	F4A25
28	35	IPE330	HEB400	F4B28	F4A35
42	53	IPE400	HEB450	F4B42	F4A53
59	72	IPE450	HEB500	F4B59	F4A72
66	82	IPE500	HEB500	F4B66	F4A82
77	97	IPE500	HEB550	F4B77	F4A97
99	124	IPE550	HEB600	F4B99	F4A124

با حذف مهاربندها در طبقه دوم، سختی طبقه دوم نسبت به طبقه سوم کاهش یافته و طبقه نرم در آن شکل می گیرد. جهت بررسی رفتار طبقه دوم، در قاب F4A مهاربندهای طبقه دوم حذف گردیده و اتصالات تیر و ستون را گیردار نموده و قاب خمشی در طبقه دوم شکل می گیرد و همچنین با افزایش تدریجی سازه در تیر و ستون طبقه دوم به بهبود رفتار در آن کمک نموده. مشخصات قاب ها با

مقاطع و میزان سختی در جدول ۳ آمده است. مقاطع ستون در بال HEB با ورق تقویت می شود که ضخامت ورق تقویتی براساس بند ۱۰-۱-۵-۵ مبحث دهم نباید از ۷۰ درصد سطح مقطع کل بال (شامل ورق تقویت) تجاوز نماید. همچنین مقاطع ستون ها به بیش از ۷۰ درصد سطح مقطع کل بال تا رسیدن سختی قاب خمشی طبقه دوم به حد استاندارد طبقه نرم در آیین نامه ۲۸۰۰ که ۷۰ درصد سختی طبقه سوم می باشد افزایش داده می شود و سختی طبقه دوم به بیش از ۷۰ درصد هم برای بررسی بیشتر افزایش داده شده است.

جدول ۳: مقاطع قاب خمشی طبقه نرم در طبقه دوم

نسبت سختی طبقه دوم به سوم (درصد)	تیر	ورق تقویتی بال	ستون	مقاطع طبقه دوم
				قاب
8	IPE 240	-----	HEB 200	F4C8
28	IPE 400	PL 220X22	HEB 260	F4C28
40	IPE 450	PL 220X30	HEB260	F4C40
50	IPE 450	PL 220X50	HEB 260	F4C50
70	IPE500	PL220X70	HEB260	F4C70
79	IPE550	PL220X70	HEB260	F4C79
88	IPE600	PL220X70	HEB260	F4C88

۴- تحلیل دینامیکی غیرخطی (تاریخچه زمانی)

آنالیز تاریخچه زمانی غیرخطی روشی پیچیده و در عین حال از دقیق ترین روش ها برای ارزیابی نیازهای غیرالاستیک سازه تحت اثر شتابنگاشت های حرکت زمین است. تحلیل تاریخچه زمانی یک تحلیل گام به گام برای برآورد پاسخ دینامیکی سازه تحت یک بارگذاری خاص- که ممکن است متغیر با زمان باشد- می باشد.

تحلیل تاریخچه زمانی برای مشخص کردن پاسخ های غیرخطی سازه تحت یک بارگذاری دلخواه مورد استفاده قرار می گیرد، حالت کلی معادلاتی که باید در این تحلیل حل شوند به صورت زیر می باشد [۱۲]:

$$K u(t) + C \dot{u}(t) + M \ddot{u}(t) = r(t) \quad (10)$$

که K: ماتریس سختی، C: ماتریس میرایی، M: ماتریس قطری جرم، $u(t)$: تغییرمکان، $\dot{u}(t)$: سرعت، $\ddot{u}(t)$: شتاب و $r(t)$ بردار نیروهای اعمالی به سازه می باشد [۱۲].

برای حل معادله ۱۰ از روش انتگرال گیری الف-ام استفاده می شود. این روش در سال ۱۹۹۰ توسط چانگ^۱ برای سازه هایی دارای پیوند کوتاه همانند قاب های مهاربندی و سازه های بنایی استفاده شده است و برای α ، β و $m - \alpha$ می باشد [۱۳]. شتابنگاشت هایی که در تعیین اثر حرکت زمین مورد استفاده قرار می گیرند باید تا حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین در محل احداث بنا، در هنگام وقوع زلزله باشند. لذا باید ضوابط ۱۳-۴-۱-۴ آیین نامه ۲۸۰۰ ارضا گردد. برای نیل به این هدف لازم است حداقل ۳ زوج شتابنگاشت متعلق به مولفه های افقی سه زلزله مختلف ثبت شده که دارای ویژگی های زیر باشند انتخاب گردند [۶].

¹Chung

۱. شتابنگاشت‌ها متعلق به زلزله‌هایی باشند که شرایط زلزله طرح را ارضا کنند و در آنها آثار بزرگ، فاصله از گسل، سازوکار چشمه لرزه زا در نظر گرفته شود.

۲. ساختگاه شتابنگاشت‌ها باید به لحاظ ویژگی‌های زمین‌شناسی، تکنیکی، لرزه‌شناسی و به خصوص مشخصات لایه‌های خاک با زمین محل ساختمان تا حد امکان مشابهت داشته باشد.

۳. مدت زمان حرکت شدید زمین در شتابنگاشت‌ها حداقل برابر با ۱۰ ثانیه یا سه برابر زمان تناوب اصلی سازه هر کدام بیشتر است باشد، به عنوان مدت زمان حرکت شدید شتابنگاشت‌ها انتخاب می‌گردد.

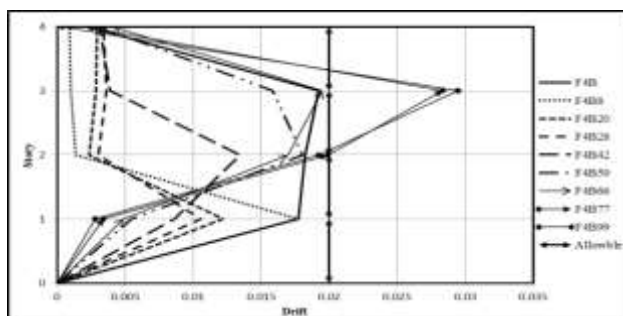
با توجه به شرایط عنوان شده و در نظر گرفتن سازه با فاصله ای بیش از ۲۰ کیلومتر از منشا زلزله (حوزه دور از گسل) و در شرایطی که سازه در تهران با خاک نوع ۲ واقع شده و سرعت موج برشی متوسط بین ۳۷۵ تا ۷۵۰ متر بر ثانیه می‌باشد شتابنگاشت‌هایی از زلزله‌های سن فرناندو در سال ۱۹۷۱، طبس در سال ۱۹۷۸، نورتریج در سال ۱۹۹۴ و چی چی در سال ۱۹۹۹ با مشخصات مورد نظر از سایت Peer انتخاب گردیده و در جدول ۴ ارائه شده اند.

جدول ۴: مشخصات شتاب نگاشت‌های مورد استفاده در تحلیل غیرخطی تاریخیچه زمانی

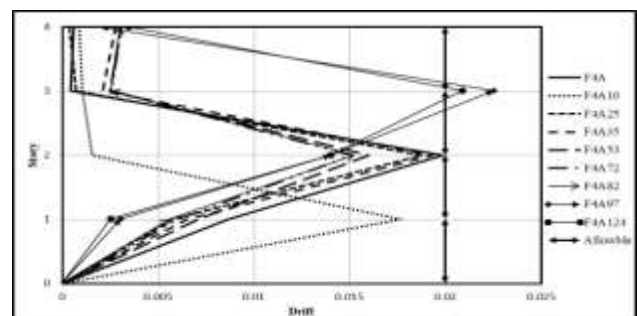
مدت زمان حرکت شدید	P.G.A	M _w	تاریخ	نام زلزله	
10.81	0.512 g	7.62	1999/09/20	N	چی چی
11.27	0.474 g			W	
12.3	0.328 g	7.4	1978/09/16	LN	طبس
12.36	0.406 g			TR	
10.92	0.355 g	6.7	1994/1/17	090	نورتریج
11.32	0.563 g			360	
14.53	0.324 g	6.6	1971/02/09	021	سن فرناندو
15.35	0.268 g			291	

۴-۱ مقایسه دریافت حداکثر طبقات سازه با یکدیگر

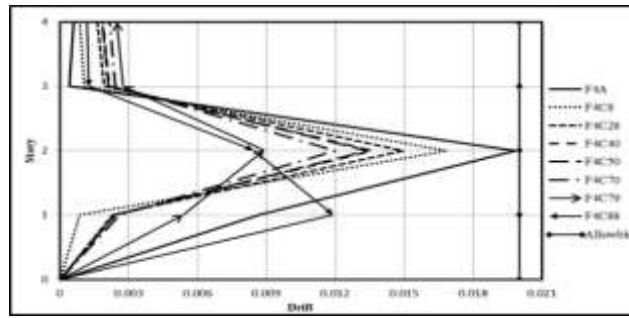
دریافت حداکثر طبقات سازه‌های مدل شده تحت هر ۴ رکورد زلزله در شکل‌های ۵، ۶، ۷ و ۸ با یکدیگر مقایسه شده اند.



ب



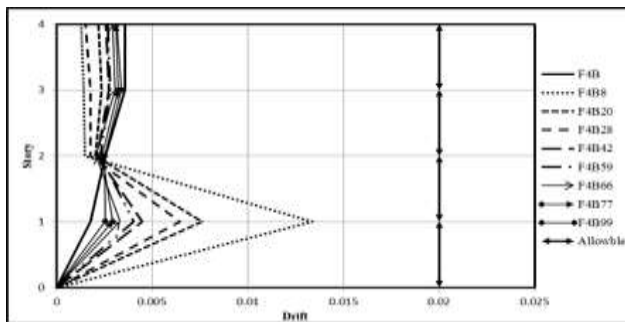
الف



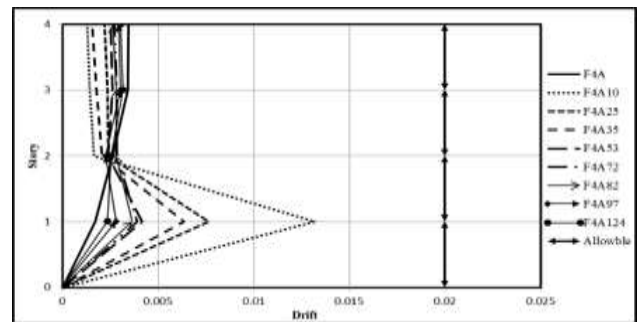
پ

شکل ۵: دررفت حداکثر طبقات تحت زلزله چی چی، الف؛ قاب های گروه F4A، ب؛ قاب های گروه F4B، پ؛ قاب های گروه F4C

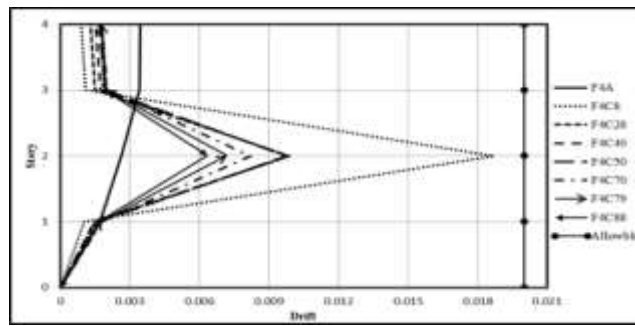
با مشاهده شکل ۵ در قاب F4B پیوند طبیعی سازه برابر ۰/۴۳۹ و پیوند غالب رکورد زلزله چی چی برابر با ۰/۴۴ می باشد و این نزدیکی باعث تشدید (رزونانس) می گردد و با توجه به اینکه پیوند طبیعی در قاب F4A برابر با ۰/۴۴۷ می باشد، به دلیل اختلاف بیشتر پیوند غالب رکورد و پیوند طبیعی سازه پدیده تشدید با شدت کمتری رخ می دهد. همچنین می توان مشاهده نمود که با افزایش سختی در قاب های سری F4A دررفت طبقه اول نسبت به دررفت طبقه اول قاب مهاربندی کامل کاهش می یابد. با در نظر گرفتن محدودیت ۰/۰۲ در دررفت طبقات، طبق آیین نامه FEMA356 برای قاب مهاربندی در قاب های با سختی بیش از ۷۰ درصد، دررفت طبقات سوم از حد مجاز آیین نامه بیشتر می باشد. که به دلیل اول عدم شکل گیری مفصل پلاستیک در قاب با طبقه نرم در طبقه اول می باشد و نیز پدیده تشدید می باشد. در قاب F4B با افزایش سختی طبقه دوم به دلیل استفاده از مهاربند بزرگتر، تغییر مکان های طبقه دوم تا حدودی کنترل می گردند و دررفت حداکثر طبقات تا حدودی به یکدیگر نزدیک می گردند ولی هنوز مقدار تغییر مکان ها به دلیل پدیده تشدید قابل توجه می باشد. در شکل ۵ با افزایش سختی به بیش از ۸۰ درصد در سری قاب های F4C دررفت طبقه اول نسبت به قاب مهاربندی کامل افزایش دررفت طبقه دوم (قاب خمشی) کاهش چشمگیری پیدا کرده است که این روند در قاب های طبقه نرم در طبقه اول با سختی بیش از ۷۰ نیز وجود دارد. دررفت طبقات سوم و چهارم در هر ۳ گروه قاب های F4A، F4B و F4C نسبت به دررفت طبقات ۳ و ۴ قاب مهاربندی کامل برای تغییراتی می باشد که حذف مهاربند نه تنها بر طبقات مجاور بلکه بر طبقات غیر مجاور تاثیر می گذارد، ولی تاثیر آن بر طبقات مجاور بیشتر می باشد که به دلیل اندرکنش بیشتر طبقات مجاور بر رفتار یکدیگر می باشند.



ب



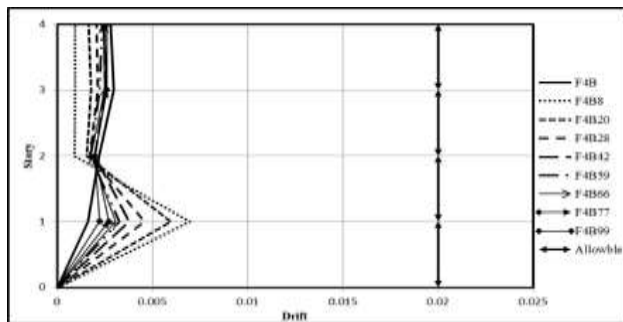
الف



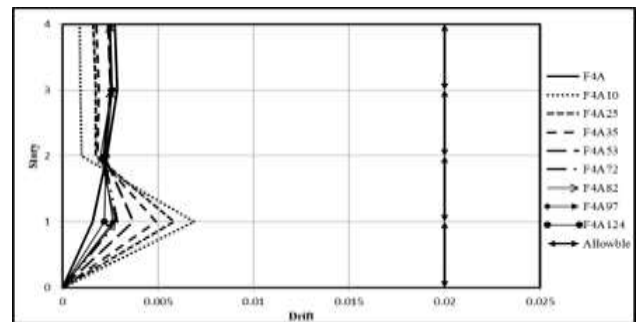
پ

شکل ۶: دریفت حداکثر طبقات تحت زلزله طبس، الف؛ قاب های گروه F4A، ب؛ قاب های گروه F4B، پ؛ قاب های گروه F4C

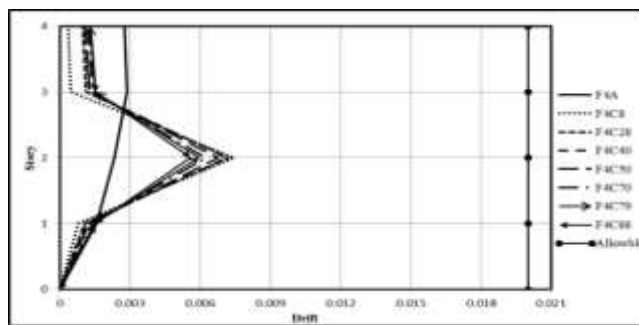
با توجه به شکل ۶ مشاهده می گردد که با حذف مهارندهای طبقه اول و دوم دریفت طبقات اول و دوم نسبت به قاب مهاربندی به ترتیب ۷/۷ و ۷/۲ برابر شده است. با افزایش سختی قاب ها در طبقه اول دریفت طبقه اول نسبت به حالت حذف مهاربند در قاب F4A10 و F4B8 کاهش چشمگیری پیدا می کند اما هیچ گاه به دریفت قاب مهاربندی کامل نمی رسد. با افزایش سختی در قاب های F4C28 تا F4C50 دریفت طبقه دوم (نرم) نسبت به قاب F4C8 تقریباً به نصف کاهش پیدا می کند. از قاب F4C70 به بعد با افزایش سختی، دریفت طبقه دوم دوباره دچار کاهش شده اما به مقدار دریفت طبقه دوم در قاب مهاربندی F4A نمی رسد. همچنین با حذف مهاربند در طبقات اول یا دوم، دریفت طبقات مجاور و غیرمجاور نسبت به قاب مهاربندی کمتر می باشد. به عبارتی می توان به تمرکز بیشتر انرژی زلزله در طبقه نرم مربوط نمود.



ب



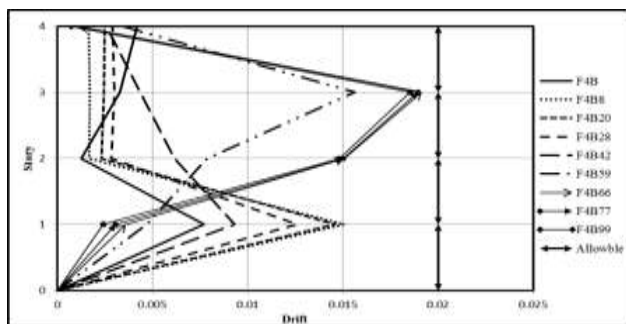
الف



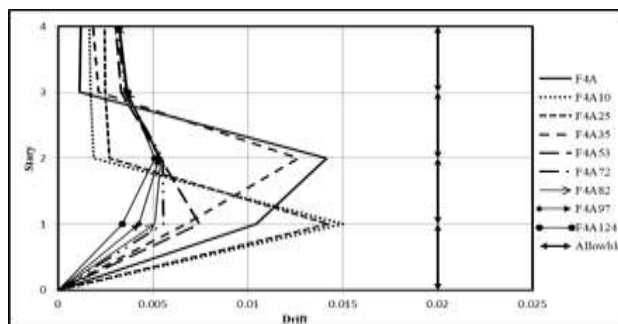
پ

شکل ۷: دریفت حداکثر طبقات تحت زلزله نورتریج، الف؛ قاب های گروه F4A، ب؛ قاب های گروه F4B، پ؛ قاب های گروه F4C

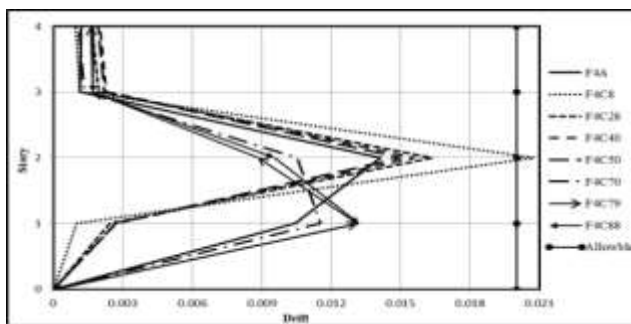
با توجه به شکل ۷ ملاحظه می گردد که با حذف مهارندهای طبقه اول یا دوم، دریفت طبقات اول یا دوم نسبت به قاب مهاربندی به ترتیب $\frac{4}{3}$ و $\frac{3}{2}$ برابر شده است. با افزایش سختی قاب ها در طبقه اول یا دوم، دریفت طبقه اول یا دوم نسبت به حالت حذف مهاربند در قاب F4A10، F4B8، F4C8 و کاهش چشمگیری پیدا می کند. اما هیچ گاه به دریفت قاب مهاربندی کامل نمی رسد. همچنین نظیر آنچه در زلزله طبس مشاهده گردید با حذف مهاربند در طبقات اول و دوم دریفت طبقات مجاور و غیرمجاور نسبت به قاب مهاربندی کمتر می باشد.



ب



الف



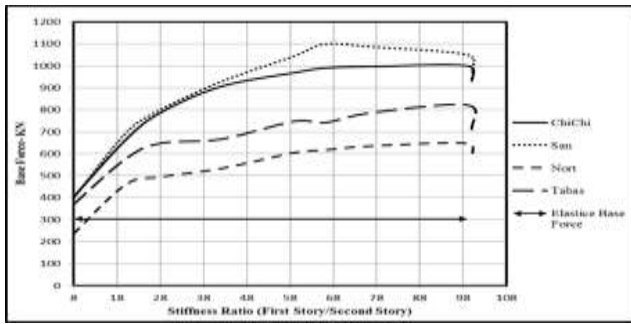
ب

شکل ۸: دریفت حداکثر طبقات تحت زلزله سن فرناندو، الف: قاب های گروه F4A، ب: قاب های گروه F4B، پ: قاب های گروه F4C

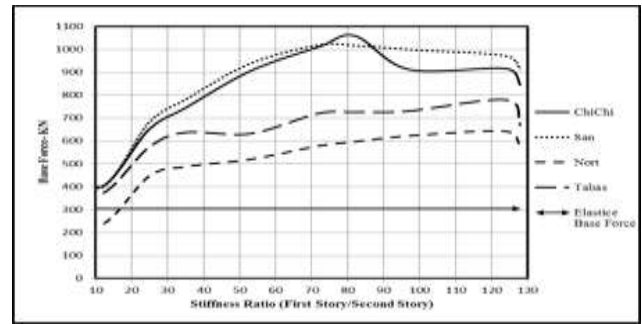
با توجه به شکل ۸ ملاحظه می گردد که با حذف مهارندهای طبقه اول یا دوم دریفت طبقات اول یا دوم نسبت به قاب مهاربندی به ترتیب ۲ و $\frac{1}{5}$ برابر شده است و حتی از محدوده مجاز تعیین شده توسط آیین نامه FEMA356 که $(\frac{0.02}{0.01})$ می باشد نیز عبور کرده است. با افزایش سختی در قاب طبقه نرم دریفت روند رو به کاهشی می گیرد و حتی از مقدار قاب مهاربندی نیز کمتر می شود. با افزایش سختی در طبقه نرم به میزان بیش از ۷۰ درصد دریفت طبقه نرم کاهش چشمگیری پیدا می کند و مفاصل در طبقات مجاور شکل می گیرد و در نتیجه دریفت طبقات مجاور نسبت به قاب مهاربندی افزایش پیدا می کند. دریفت طبقات غیرمجاور نسبت به قاب مهاربندی با افزایش کمی روبرو می شود که نشان دهنده تاثیر حذف مهاربند و افزایش سختی در طبقه نرم در طبقات غیرمجاور نیز می باشد.

۴-۲- مقایسه برش پایه حداکثر

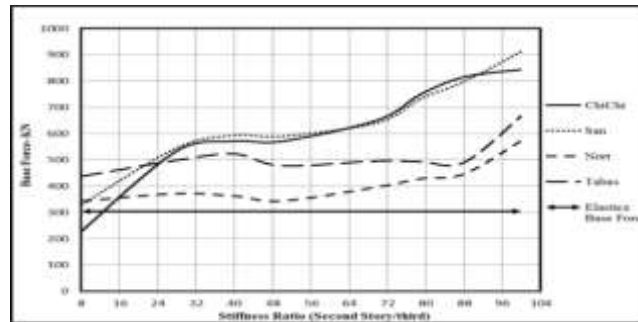
مقایسه برش پایه های مدل شده تحت هر ۴ رکورد چی چی، سن فرناندو، طبس و نورتریج در شکل ۹ آورده شده است.



ب



الف



پ

شکل ۹: مقایسه برش پایه قاب های مدل شده تحت هر ۴ رکورد، الف؛ قاب های گروه F4A، ب؛ قاب های گروه F4B، پ؛ قاب های گروه F4C

با توجه به شکل ۹ ملاحظه می گردد که با حذف مهاربندها در طبقه نرم ظرفیت برش پایه حداکثر در هر ۴ رکورد زلزله کاهش می یابد و حتی مقدار برش پایه در رکورد نورتریج در قاب طبقه نرم در طبقه اول و در رکورد چی چی در قاب طبقه نرم در طبقه دوم از برش پایه الاستیک نیز کمتر می شود. ظرفیت برش پایه با افزایش سختی طبقه اول به میزان ۷۰ درصد طبقه دوم تحت دو رکورد چی چی و سن فرناندو روند صعودی دارد و از سختی ۷۰ درصد به بعد این روند با شیبی ملایم به صورت نزولی در می آید. همچنین ظرفیت برش پایه با افزایش سختی طبقه اول به میزان ۸۰ درصد طبقه دوم در دو رکورد نورتریج و طبس روند صعودی دارد و از سختی ۸۰ درصد به بعد روند تقریباً ثابتی به خود می گیرد. با افزایش سختی به میزان ۲۸ درصد سختی طبقه سوم در قاب F4C28 ظرفیت برش پایه به میزان ۲/۳۵ برابر در زلزله چی چی، ۱/۶۶ برابر در زلزله سن فرناندو، ۱/۱۴ برابر در زلزله طبس و ۱/۰۸ برابر در زلزله نورتریج نسبت به قاب F4C8 افزایش می یابد. از قاب F4C28 به بعد در سری قاب های F4C با افزایش سختی در طبقه نرم در طبقه دوم ظرفیت برش پایه افزایش پیدا می کند اما هیچ گاه به ظرفیت برش پایه قاب مهاربندی نمی رسد.

۴- نتیجه گیری

با حذف مهاربندها در طبقه اول یا دوم، طبقه نرم در سازه ایجاد گردیده و با گیردار کردن اتصالات تیر به ستون در طبقه نرم، قاب ساده به قاب خمشی تبدیل گردیده. با افزایش سطح مقطع تیر و ستون در طبقه نرم سختی طبقه به صورت تدریجی افزایش می یابد تا سختی معادل قاب مهاربندی برسد. تعداد ۲۵ قاب مختلف تحت آنالیز دینامیکی غیرخطی قرار گرفته و تاثیر حذف مهاربند در طبقه نرم (در طبقات اول و دوم) و میزان سختی قاب خمشی معادل بر عملکرد لرزه ای سازه ها بررسی گردند.

با انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی، دریفت حداکثر طبقات در طبقات نرم نسبت به قاب مهاربندی افزایش پیدا می کند. با افزایش سختی در طبقه نرم با استفاده از قاب خمشی دریفت طبقه نرم روند رو به کاهشی به خود می گیرد.

با حذف مهاربند و تبدیل قاب ساده در طبقه نرم به قاب خمشی مقدار دریفت افزایش و برش پایه نسبت به قاب منظم کاهش چشمگیری پیدا می کند. حذف مهاربند و ایجاد طبقه نرم در طبقه دوم نسبت به حذف مهاربند در طبقه اول کمی بحرانی تر می باشد. با توجه به نتایج بدست آمده قاب خمشی مناسب برای طبقه اول باید دارای سختی ۵۰ تا ۷۰ درصد سختی طبقه دوم و قاب خمشی مناسب برای طبقه دوم باید دارای سختی بیش از ۷۰ درصد طبقه سوم باشد که با ضوابط آیین نامه ای انطباق دارد، ضمن اینکه با وجود سختی یکسان برای قاب خمشی و مهاربندی دریفت طبقه با استفاده از قاب خمشی بیشتر از قاب مهاربندی می باشد.

مراجع

- [1] Ramdane, Kheir Eddine; "Non-Linear Numerical Analyses to Improve the Seismic Design Method for Soft Story RC Building", Vancouver : 13th World Conference on Earthquake Engineering,, 2224, 2004.
- [2] Soni, D. and Mistry, B.; "Qualitative Review of seismic Response of Vertically Irregular Building Frames"; Journal of Earthquake Technology, (2006), Vol. 43. 4.
- [3] Trung, Kien le; Lee, Kihak; "Seismic Behavior and Evaluation of Steel SMF Building with Vertical Irregularities", The 14 World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, china, 2008.
- [4] Pirzadeh, M; Shakib, H; " Probabilistic Seismic Performance Evaluation of Non-geometric Vertically Irregular Steel Buildings", Journal of Constructional Steel Research, 2013.
- [۵] قلعه نوی، م؛ اژدری مقدم، م؛ گلکاری، ح؛ «بررسی اثر طبقه نرم بر عملکرد سازه ها به روش طیف ظرفیت»؛ سمنان، ششمین کنگره ملی مهندسی عمران، ۱۳۹۰.
- [۶] «طراحی ساختمان در برابر زلزله ویرایش سوم»؛ تهران، وزارت مسکن و شهرسازی، ۱۳۸۵.
- [7] "Structural design actions. Earthquake actions New Zealand-NZS", New Zealand Standards, 2004.
- [8] "National Building Code of India. Structural Design"; Indian Standard, (2005).
- [9] "National Standard of the People's Republic of China. Code of Seismic Design of Buildings"; National Standard of the People's Republic of China, (2002).
- [10] "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures"; Virginia, American Society of Civil Engineering, (2010).
- [11] "British Standard Eurocode 8"; Sheffield, Sheffield University, (2003).
- [۱۲] حسن زاده، ب؛ «پایان نامه بررسی ضریب رفتار سازه های فولادی با مهاربند واگرای هفتی و هشتی در ساختمان هایی با تعداد طبقات متوسط»؛ دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران مرکز، ۱۳۸۹.
- [13] Wang, Zhengquan; "A Hybrid Pseudodynamic Testing Platform for Structural Engineering Research-Application for the Development of An Innovative Retrofit", Department of Civil and Environmental Engineering of the College of Engineering, 2007.