

تحلیل حساسیت رفتار لرزه‌ای قابهای خمشی معمولی فولادی

نسبت به ویژگیهای مفصل خمیری

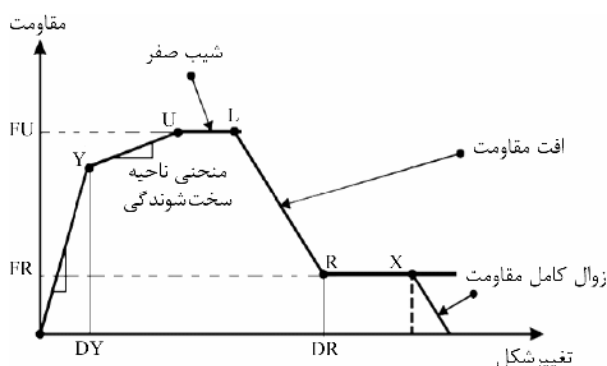
مجید محمدی، استادیار، پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
سیده سمانه میرکاظمی، دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، دانشگاه غیرانتفاعی صدرالمتألهین، تهران

چکیده

لازمه انجام هرگونه تحلیل غیرخطی معرفی مشخصات مفصل غیرخطی است. این مفاصل در نقاطی از اعضا که احتمال تجاوز نیروهای داخلی عضو از نیروهای تسلیم وجود دارد، تعریف می‌شوند [۱]. رفتار واقعی اجزاء در یک سازه حقیقی معمولاً با عدم قطعیت‌های بیشماری سر و کار دارد. در بیشتر مواقع بهترین راهکار این است که فقط از قسمتهایی از یک رفتار غیرخطی استفاده کنیم که بیشترین تأثیر را دارند [۲]. در قاب خمشی این مفاصل در ابتدا و انتهای تیر و ستون در نظر گرفته شده‌اند [۳]. در این تحقیق، برای بررسی رفتار غیرخطی از نرم‌افزار *PERFORM-3D* (پرفورم) استفاده شده است [۲]. رفتار غیرخطی سازه‌ها در محل تشکیل مفصل پلاستیک در نرم‌افزار پرفورم در شکل (۱) آمده است. این رفتار با اندکی تفاوت در نشریه ۳۶۰ [۴] نیز آمده است. در شکل (۱)، نقطه *Y*، اولین نقطه تسلیم و محل آغاز رفتار غیرخطی است. نقطه *U*، نقطه مقاومت نهایی و بیشترین مقاومت است. نقطه *L*، نقطه حد شکل‌پذیری و نقطه شروع کاهش مقاومت است. نقطه *R*، نقطه مقاومت باقیمانده یا حداقل مقاومت باقیمانده‌ای است که سازه به آن می‌رسد.

در تحلیل‌های بار افزون یا تاریخچه زمانی معمولاً رفتار غیرخطی سازه با معرفی خصوصیات مفاصل پلاستیک که در دو سر هر المان تعریف می‌شوند، منظور می‌گردد. در این تحقیق، اثر هر یک از کمیت‌های تعریف مفصل پلاستیک، شامل اثر سختی اولیه، سختی ثانویه، مقاومت نهایی، شکل‌پذیری و همچنین رفتار مفصل پس از تجربه مقاومت نهایی، بر رفتار لرزه‌ای کل سازه مد نظر قرار گرفته است. در این صورت می‌توان در تحلیل‌های زمان‌بر تاریخچه زمانی غیرخطی، دید مناسبی نسبت به تأثیر هر یک از کمیت‌های مربوط به مفصل در رفتار لرزه‌ای کلی سازه داشت. برای این موضوع دو سازه یک و دو طبقه در نظر گرفته و اثر عوامل یاد شده بر رفتار آنها در پنج زلزله مختلف مورد بررسی قرار گرفته است. برای انجام تحلیل‌ها از نرم‌افزار *PERFORM-3D* استفاده شده است. نتایج نشان می‌دهند که حداکثر برشی که یک سازه در زلزله شدید دریافت می‌کند بیش از آنکه به خصوصیات زلزله بستگی داشته باشد، تابعی از مقدار مقاومت خود سازه است. ضمناً ایده‌آل‌سازی رفتار مفصل به صورت دو خطی می‌تواند دقت محاسبات را برای برش پایه و تغییر مکان‌های طبقات به مقدار قابل‌ملاحظه‌ای کاهش دهد. نکته مهمتر این است که افزایش شکل‌پذیری مفصل پلاستیک همواره باعث پایدارتر شدن سازه می‌گردد.

کلیدواژه‌ها: ساختمان فولادی، مفصل پلاستیک، سختی، مقاومت نهایی، نرم‌افزار *PERFORM-3D*

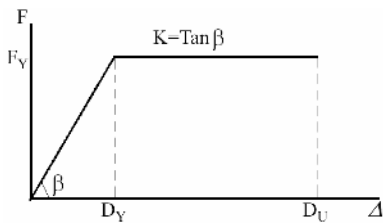


شکل (۱): منحنی رفتار غیرخطی سازه‌ها در محل تشکیل مفصل پلاستیک در نرم‌افزار پرفورم.

۱- مقدمه

یکی از راه‌های متداول برای بررسی رفتار غیرخطی سازه تمرکز رفتار غیرخطی المانها به نقاطی به نام مفصل است.

حالت اول: ابتدا سازه اصلی یعنی سازه‌ای با سختی K و مقاومت نهایی F_y ، مطابق شکل (۲) مدل می‌شود (حالت (K, F)).



شکل (۲): نمودار رفتار الاستوپلاستیک سازه اصلی.

حالت دوم: سختی سازه اصلی دو برابر شده و مقاومت نهایی همان مقاومت نهایی سازه اصلی است (حالت $(2K, F)$).

حالت سوم: در این حالت هم سختی و هم مقاومت نهایی سازه اصلی دو برابر می‌شود (حالت $(2K, 2F)$).

حالت چهارم: مقاومت نهایی سازه اصلی دو برابر شده ولی سختی همان سختی سازه اصلی است (حالت $(K, 2F)$).

حالت پنجم: مقاومت نهایی سازه اصلی دو برابر شده و سختی $2/66$ برابر سختی سازه اصلی است (حالت $(2.66K, 2F)$).

با انجام بررسی بین نسبت مدول پلاستیک و نسبت ممان اینرسی یک مقطع و مقاطع بالاتر از خود (یک، دو و سه شماره بالاتر) و میانگین‌گیری از آنها می‌توان گفت که حالت سوم $(2K, 2F)$ و حالت پنجم $(2.66K, 2F)$ به ترتیب مربوط به حالتی است که تقویت در همگی مقاطع صورت گرفته و اعضاء به یک شماره بالاتر و سه شماره بالاتر ارتقاء پیدا کرده‌اند.

تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی سازه‌ها با تعریف رفتار تیر و ستون به صورت دو خطی کامل (الاستوپلاستیک) و با اعمال رکوردهای طبس، منجیل، السنتره، کوبه و نثریج با مشخصات آمده در جدول (۱) در نرم‌افزار پرفورم انجام می‌شود. بدیهی است برای بررسی اثر پارامترهای مفصل پلاستیک باید سازه وارد محدوده غیرخطی گردد. برای این منظور رکوردی که به سازه معرفی شده اعمال می‌گردد و آنقدر مقیاس می‌شود که این مهم حاصل گردد.

در نقطه X معمولاً تغییرشکل بزرگی را شاهد بوده و اگر اجزاء بیشتر از این نقطه تغییرشکل دهند، تحلیل متوقف می‌شود [۲]. برخی از مهندسين بر این باورند که افزایش مقدار سختی و مقاومت همواره در زلزله‌های شدید به نفع سازه است که این موضوع در مقاله حاضر بررسی شده است.

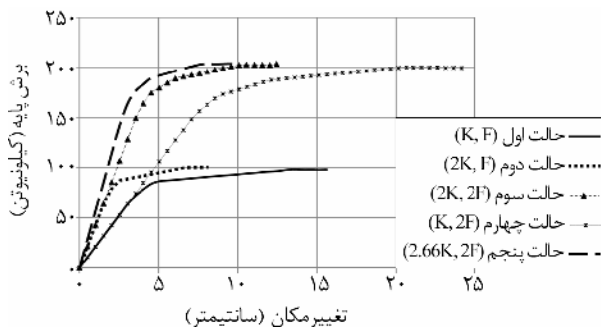
۲- بررسی صحت نرم‌افزار

برای تحقیق صحت نرم‌افزار پرفورم در انجام تحلیل تاریخچه زمانی خطی، یک سازه یک درجه آزادی تحت تحریک سینوسی $5000\sin 10t$ در نرم‌افزار پرفورم تحلیل و نتایج آن با حل دستی مقایسه گردید که نتایج حاکی از صحت و دقت نرم‌افزار می‌باشد. در مرحله بعد نتایج تحلیل تاریخچه زمانی خطی با اعمال رکورد کوبه و طبس و نثریج به همان سازه در دو نرم‌افزار سپ^۱ [۵] و پرفورم برابر با هم به دست آمد که نشانگر صحت تحلیل تاریخچه زمانی خطی در این نرم‌افزار است. برای اطمینان از صحت تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی در این نرم‌افزار، مثالی که در آن یک مسأله به صورت دقیق و دستی حل شده بود (مثال ۵ و ۶ مرجع [۶])؛ پس از مدل‌سازی، نتایج حاصل از نرم‌افزار به خوبی با حل دقیق همخوانی داشت. نمودارها و نتایج مربوطه به طور کامل در مرجع [۷] آمده است.

۳- آنالیز حساسیت سازه یک طبقه برای تغییرات سختی و مقاومت

۳-۱- مدل‌سازی سازه یک دهانه یک طبقه با سیستم قاب خمشی فولادی متوسط

ابتدا یک ساختمان یک طبقه تک دهانه دارای قاب خمشی فولادی متوسط بر اساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ [۸]، طراحی شده که مقاطع تیر و ستون آن $IPE200$ به دست آمد. حال حساسیت رفتار لرزه‌ای غیرخطی این ساختمان برای تغییرات سختی و مقاومت در پنج حالت زیر مورد بررسی قرار می‌گیرد. لازم به ذکر است که برای تغییر سختی و مقاومت سازه به ترتیب مقدار مدول الاستیسیته و تنش جاری شدن المان‌ها به همان مقدار تغییر می‌یافت:



شکل (۳): مقایسه نمودار تحلیل بار افزون در پنج حالت $2K, F$, K, F , $2K, 2F$ و $2.66K, 2F$.

نرم‌افزارهای موجود که عمدتاً به عنوان ابزار تحلیل غیرخطی بار افزون یا تاریخچه زمانی قرار می‌گیرند، از تحلیل سازه ناتوانند. لازم به ذکر است، منحنی‌های حاصل از تحلیل بار افزون سازه‌ها تا جایی که توسط نرم‌افزار پرفورم محاسبه می‌شود، در شکل (۳) ارائه شده است. در آخرین نقاط موجود در منحنی-ها مقدار دوران یکی از مفاصل به حد نهایی خود رسید که معمولاً نرم‌افزارهای معمولی این نقطه را آخرین مرحله رفتار سازه در تحلیل بارافزون در نظر می‌گیرند و نمی‌توانند اثرات بعد از خراب شدن یک مفصل را در سازه مدل کنند.

جدول (۲- الف): برش پایه و جابه‌جایی ماکزیمم حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی با اعمال پنج رکورد در حالات مختلف.

السنتر		منجیل		کوبه		نرثریج		طبس		حالت
$(PGA=0.90g)$		$(PGA=1.95g)$		$(PGA=0.90g)$		$(PGA=1.25g)$		$(PGA=1.09g)$		
V	D	V	D	V	D	V	D	V	D	
(کیلونیوتن)	(سانتیمتر)	(کیلونیوتن)	(سانتیمتر)	(کیلونیوتن)	(سانتیمتر)	(کیلونیوتن)	(سانتیمتر)	(کیلونیوتن)	(سانتیمتر)	
100/85	7/5	96/99	10/8	101/94	12/7	94/40	8/6	95/19	4/6	K, F_y
69/90	3/7	101/01	5/8	98/79	3/8	101/47	4/2	101/88	5/3	$2K, F_y$
176/64	9/0	178/57	11/0	179/93	10/3	179/14	10/2	177/84	8/3	$K, 2F_y$
167/23	4/1	188/47	5/9	175/28	3/2	171/62	4/2	187/51	5/8	$2K, 2F_y$
176/99	3/5	177/26	3/6	192/89	2/4	158/99	2/8	193/40	3/6	$2.66K, 2F_y$

جدول (۲- ب): مقاومت نهایی و جاری شدن حاصل از منحنی بار افزون سازه یک طبقه.

مقاومت و جابه‌جایی به‌دست آمده از منحنی تحلیل بارافزون				حالت
F_y	D_y	F_y	D_y	
(کیلونیوتن)	(سانتیمتر)	(کیلونیوتن)	(سانتیمتر)	
98/47	15/6	82/98	3/5	K, F_y
100/44	8/1	79/05	2/0	$2K, F_y$
199/72	24/1	156/85	8/1	$K, 2F_y$
203/97	12/5	164/35	4/0	$2K, 2F_y$
204/05	9/6	164/38	3/0	$2.66K, 2F_y$

جدول (۱): مشخصات رکوردهای لرزه‌ای اعمالی به سازه.

PGA (g)	تاریخ وقوع	رکورد لرزه‌ای
0.836	1978/09/16	طبس
0.821	1995/01/16	کوبه
0.39	1990/06/20	منجیل
1.779	1994/01/17	نرثریج
0.23	1940/05/22	السنتر

۲-۳- تحلیل استاتیکی و تاریخچه زمانی غیر خطی

روی پنج سازه در پنج حالت $K, 2F$, $2K, 2F$, $2K, F$, K, F و $2.66K, 2F$ تحلیل بار افزون انجام گرفت. نمودار حاصل از این تحلیل‌ها در پنج حالت در شکل (۳) آمده است. جمع‌بندی نتایج تحلیل بار افزون و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی پنج رکورد طبس، منجیل، السنتر، کوبه و نرثریج در پنج حالت مختلف در جدول (۲) آمده است. D تغییر مکان نسبی طبقه اول بر حسب متر، V برش پایه بر حسب نیوتن، D_u ماکزیمم جابه‌جایی و F_u همان شکل (۳) حاصل شده است. D_u ، جابه‌جایی متناظر حالتی است که در آن جابه‌جایی یا دوران حداقل یک مفصل پلاستیک به حالت نهایی خود رسیده باشد. بعد از این لحظه

۳-۳-۳- تحلیل حساسیت مدل رفتاری مفصل پلاستیک بر رفتار غیر خطی سازه یک طبقه

۳-۳-۱- تأثیر سختی اولیه

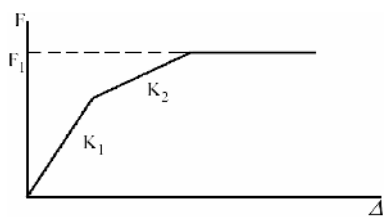
منظور از سختی اولیه همان شیب نمودار در محدوده خطی است، پارامتر K در شکل (۲). برای ارزیابی اثر مقدار این سختی بر رفتار سازه، در سازه‌ای با سختی K ، با ثابت ماندن سایر پارامترها تنها سختی را دو برابر می‌کنیم (سختی $2K$). مطابق جدول (۲) از مقایسه سازه‌های با مقاومت F (سازه در دو حالت K, F و $2K, F$) و سازه‌های با مقاومت $2F$ (سازه در دو حالت $K, 2F$ و $2K, 2F$) مشاهده می‌گردد که در همه رکوردها (به جز حالت اول رکورد طبس) دو برابر کردن سختی باعث کاهش جابه‌جایی ماکزیمم سازه شده است. همچنین در همه رکوردها با افزایش سختی (دو برابر شدن)، مقدار برش پایه متناظر تغییر شیب (محل جاری شدن) و نهایی نیز کمی اضافه شده است، که علت آن تلاش ناشی از اثر $P-\Delta$ است. با افزایش سختی، تغییرمکان ماکزیمم کاهش و اثر ناشی از $P-\Delta$ نیز کم می‌شود. در ضمن ظرفیت قاب که مجموع تلاشهای ناشی از اثرات $P-\Delta$ و تلاشهای ناشی از بار جانبی در لحظه شکست (مقاومت نهایی یا جاری شدن) بوده، دارای مقدار ثابتی است؛ بنابراین با دو برابر کردن سختی سازه و کاهش تلاش ناشی از اثر $P-\Delta$ ، باید تلاشهای ناشی از بار جانبی در لحظه شکست (مقاومت نهایی یا جاری شدن) افزایش یابد تا مقدار ظرفیت ثابت بماند.

۳-۳-۲- تأثیر مقاومت

در بررسی این بخش رفتار سازه الاستوپلاستیک کامل فرض شده که در آن مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی سازه یکسان است. برای ارزیابی اثر مقدار مقاومت بر رفتار سازه با توجه به جدول (۲)، با مقایسه سازه در دو حالت K, F و $K, 2F$ و نیز در دو حالت $2K, F$ و $2K, 2F$ دیده می‌شود، در همه رکوردها دوبرابر کردن مقاومت سبب تقریباً دو برابر شدن برش پایه ماکزیمم سازه شده و در همه حالات حداکثر برش پایه که به سازه رسیده است، بسیار نزدیک مقاومت نهایی سازه است.

۳-۳-۳- تأثیر نسبت سخت‌شدگی ثانویه به سختی اولیه

برای ارزیابی سخت‌شدگی بر رفتار سازه در زمانی که رفتار سازه سه خطی در نظر گرفته می‌شود (نسبت K_2/K_1 در شکل (۴))، دو حالت در نظر گرفته شده است: حالت اول: سازه رفتار طبق شکل (۱)، با سختی اولیه K ، مقاومت F و نسبت K_2/K_1 برابر صفر دارد ($K, F, 0$). حالت دوم: سازه همه پارامترهای حالت اول و رفتار طبق شکل (۴) با نسبت K_2/K_1 برابر 0.125 داراست ($K, F, 0.125$).



شکل (۴): نمودار رفتار سه خطی اعضاء در حالت در نظرگیری سخت-شدگی ثانویه.

سازه در هر دو حالت با سختی اولیه یکسان به یک مقاومت نهایی می‌رسد. جدول (۳) خلاصه نتایج تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی دو حالت را با اعمال حداکثر شتاب قابل تحمل توسط سازه که در رکورد طبس، منجیل و نرثریج به ترتیب با شتاب $1.09g$ ، $1.95g$ و $1.25g$ است، نشان می‌دهد. با مقایسه رفتار سازه از جدول (۳) دیده می‌شود که برش پایه در حالت دوم در تمامی رکوردها از حالت اول کمتر بوده و تغییرمکان حالت دوم در رکورد طبس کمتر از حالت اول و در رکورد منجیل و نرثریج بیشتر از حالت اول است.

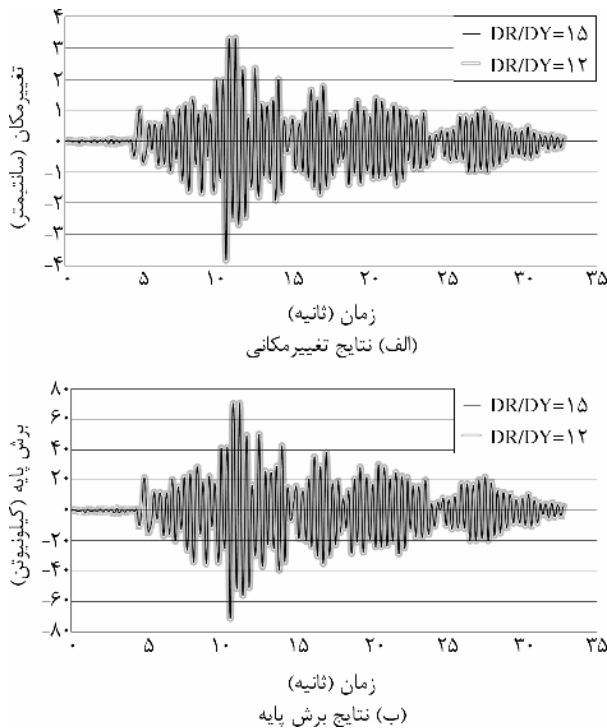
جدول (۳): نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی رفتار سه خطی و رفتار الاستوپلاستیک رکورد طبس، منجیل و نرثریج.

رکورد	حالت	حداکثر جابه‌جایی نسبی طبقه اول (سانتیمتر)	برش پایه ماکزیمم (کیلو نیوتن)
طبس	$K, F, 0$	۴/۵۵	۹۵/۱۹
	$Ktrilinear, F, 0$	۳/۹۶	۸۱/۶۶
منجیل	$K, F, 0$	۱۰/۸	۹۶/۹۹
	$Ktrilinear, F, 0$	۱۲/۵	۸۰/۴۰
نرثریج	$K, F, 0$	۸/۵۹	۹۴/۴۰
	$Ktrilinear, F, 0$	۱۱/۱	۸۱/۴۳

لازم به ذکر است مقادیر برش پایه و جابه‌جایی در جدول (۳) از نمودار بار افزون سازه‌ها به دست آمده است.

۳-۳-۴- تأثیر شکل‌پذیری

برای ارزیابی اثر میزان ضریب شکل‌پذیری سازه یعنی نسبت تغییرمکان نهایی سازه به تغییرمکان نقطه تسلیم، تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی در دو حالت با رفتار الاستوپلاستیک شکل (۱) و با ضریب شکل‌پذیری در حالت اول برابر ۲۰ و در حالت دوم برابر ۱۰۰ انجام می‌شود. هر چند ممکن است چنین ضرایب شکل‌پذیری برای سازه‌های معمولی کمی غیر واقعی به نظر برسد، ولی باید توجه نمود که حدود متغیرها در تحلیل حساسیت به اندازه‌ای بزرگ انتخاب شده‌اند که اثر آنها کاملاً مشهود باشد. حداکثر شتاب تحمل شده توسط سازه در رکورد طیس و منجیل در حالت اول به ترتیب، $0.15g$ و $0.178g$ و در حالت دوم به ترتیب $1/34g$ و $2/34g$ است. یعنی در هر دو رکورد شتابهای حالت دوم بسیار فراتر رفته که این موضوع نشانگر این امر است که سازه شکل‌پذیرتر می‌تواند زلزله‌های بسیار بزرگتر را تحمل نماید.



شکل (۵): مقایسه نتایج حاصل از تغییر DR/DY در اعمال رکورد لرزه‌ای طیس با شتاب $0.42g$.

۳-۳-۵- تأثیر شیب کاهش مقاومت

برای ارزیابی اثر شیب کاهش مقاومت، با تغییر شیب LR در شکل (۱)، رفتار مفصل پلاستیک در دو حالت مدل می‌شود که در حالت اول DR/DY برابر ۱۲ و در حالت دوم برابر ۱۵ می‌باشد. بقیه پارامترهای مشترک عبارتند از:

$$\begin{aligned} DU/DY &= 8, & DL/DY &= 11, \\ DX/DY &= 16, & FR/FU &= 0.6 \end{aligned}$$

حرف اول این کمیتها D و F به ترتیب تغییرمکان و مقاومت و حرف دوم نام نقطه مورد نظر در نمودار شکل (۱) است. با توجه به شکل (۵-الف) و (۵-ب)، دیده می‌شود که نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، با اعمال رکورد طیس با شتاب $0.42g$ ، در هر دو حالت کاملاً مشابه هم و دارای تغییرمکان ماکزیمم یکسان ($3/82$ سانتیمتر) و برش پایه ماکزیمم یکسان ($70/81$ کیلو نیوتن) می‌باشد. نتایج حاصل از اعمال رکورد منجیل با شتاب $0.178g$ نیز در دو حالت کاملاً مشابه بوده و سازه دارای تغییرمکان ماکزیمم یکسان ($4/05$ سانتیمتر) و برش پایه

۳-۳-۶- تأثیر میزان مقاومت باقیمانده

برای ارزیابی اثر پارامتر باقیمانده، FR که در شکل (۱) نشان داده شده است دو حالت در نظر گرفته شده که در آنها نسبت مقاومت نقطه R به U در شکل (۱)، یعنی نسبت FR/FU به ترتیب برابر 0.6 و 0.3 می‌باشد. پارامترهای مشترک این دو حالت نیز عبارتند از:

$$\begin{aligned} DU/DY &= 8, & DL/DY &= 11, \\ DR/DY &= 15, & DX/DY &= 16 \end{aligned}$$

نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی با اعمال رکورد منجیل با شتاب $0.178g$ ، در شکل (۶) نشان می‌دهد که نتایج دو حالت کاملاً یکسان و دارای تغییرمکان ماکزیمم ($4/05$ سانتیمتر) و برش پایه ماکزیمم یکسان ($73/27$ کیلو نیوتن) هستند. این نتایج بیانگر آن است که میزان مقاومت باقیمانده (نسبت FR/FU) در نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی سازه یک طبقه تأثیری نداشته و نتایج در دو حالت کاملاً مشابه هم می‌باشد.

همان‌طور که در شکل (۷-الف) و (۷-ب) دیده می‌شود، نمودار در محدوده افزایش بار تا مرحله قبل از کاهش مقاومت در هر یک، رفتار حالات دقیقاً مشابه هم بوده، ولی در مرحله کاهش مقاومت، در شکل (۷-الف)، حالت اول ($DR/DY=12$)، با شیب تندتری نسبت به حالت دوم ($DR/DY=15$)، کاهش یافته و در شکل (۷-ب) حالت دوم ($FR/FU=0.3$)، با شیب تندتری نسبت به حالت اول ($FR/FU=0.6$)، کاهش یافته است که علت تفاوت شیب در هر دو قسمت، تفاوت تعریف منحنی رفتاری دو حالت است که در مرحله کاهش مقاومت شیب با هم متفاوتند.

۴- آنالیز حساسیت سازه دو طبقه به تغییرات سختی و مقاومت

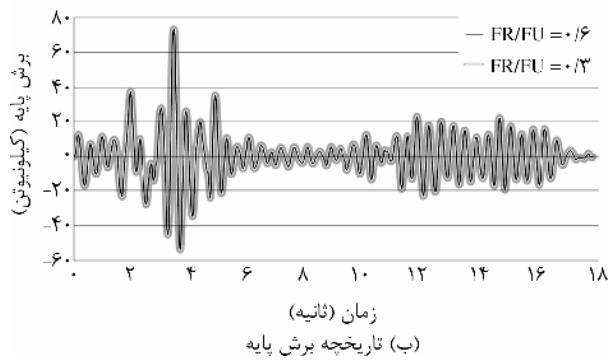
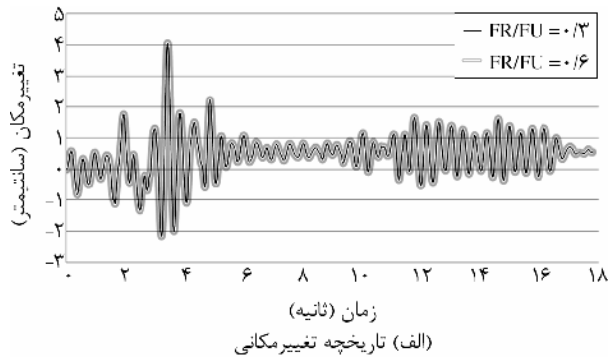
۴-۱- مدل‌سازی سازه تک دهانه دو طبقه با سیستم قاب خمشی فولادی متوسط

با طراحی سازه تک دهانه دو طبقه با سیستم قاب خمشی فولادی متوسط در نرم‌افزار ایتبز^۲ به صورت استاتیکی خطی بر اساس آیین‌نامه ۲۸۰۰، مقطع $IPE 200$ برای تیر و ستون به دست آمده و برای ارزیابی حساسیت در برابر تغییر سختی و مقاومت سه سازه زیر با اختصاص مفاصل پلاستیک به انتهای تیرها و ستونها در نرم‌افزار پرفورم مدل می‌شوند. سازه اول: در این سازه (سازه اصلی)، همه اعضا دارای سختی K و مقاومت نهایی F هستند (حالت K, F). سازه دوم: همه اعضای این سازه دو برابر مقاومت و سختی اعضای سازه اول را دارا هستند (حالت $2K, 2F$).

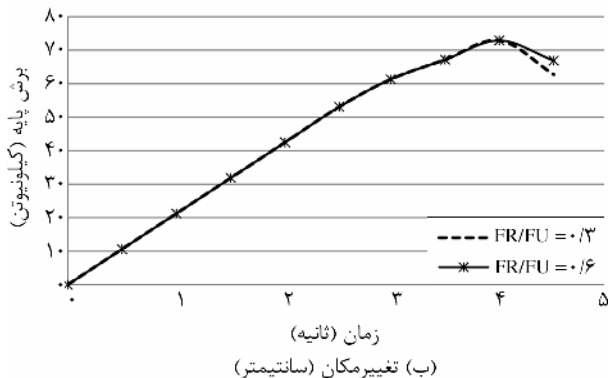
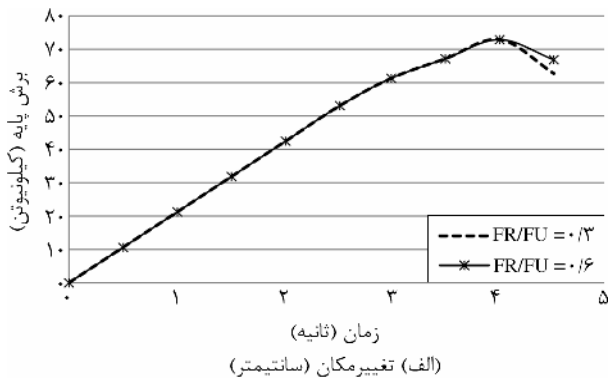
سازه سوم: در این سازه فقط ستونهای طبقه اول دارای سختی $2K$ و مقاومت نهایی $2F$ هستند و بقیه اعضا همانند سازه اول دارای سختی K و مقاومت نهایی F هستند (حالت $2K, 2F STI$).

از آنجایی که معمولاً برای ارضای ضوابط کنترل تغییرمکان جانبی طبقات، تقویت مقاطع در طبقات پایین صورت می‌گیرد، لذا ارزیابی سازه‌ای که تنها در طبقه اول آن تقویت صورت گرفته، (حالت $2K, 2F STI$)، نیز در این تحقیق انجام می‌گیرد.

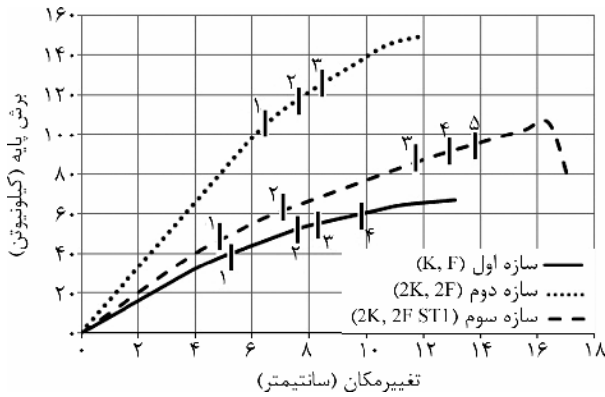
نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه‌ها در دو حالت برای بررسی اثر تغییر DR/DY و FR/FU روی این تحلیل، در شکل (۷-الف) و (۷-ب) آمده است.



شکل (۶): مقایسه نتایج حاصل از تغییر FR/FU در اعمال رکورد منجیل با شتاب $g/0.78$.



شکل (۷): مقایسه نمودار حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی در دو حالت.



شکل (۹): مقایسه نمودار بارافزون و محل و ترتیب تشکیل مفاصل پلاستیک روی آنها در سازه اول، دوم و سوم دو طبقه.

۴-۲- تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی

ماکزیمم نتایج برش پایه و تغییرمکان جانبی طبقه اول و دوم حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی سازه اول، دوم و سوم با اعمال رکوردهای طیس، منجیل، کوبه، نرثریج و السنترو با همان مشخصات ذکرشده در جدول (۱)، به ترتیب در جداول (۴) و (۵) آمده است. در جدول (۶)، مقاومت وجابه‌جایی متناظر نقطه جاری شدن و نقطه نهایی که از منحنی بارافزون سازه دو طبقه به دست آمده، ملاحظه می‌شود. با مقایسه نتایج جداول (۴) و (۵)، نتیجه گرفته می‌شود که در اغلب موارد حالت اول (K,F)، دارای کمترین برش پایه و بیشترین تغییرمکان و حالت دوم (2K,2F)، دارای بیشترین برش پایه و کمترین تغییرمکان است.

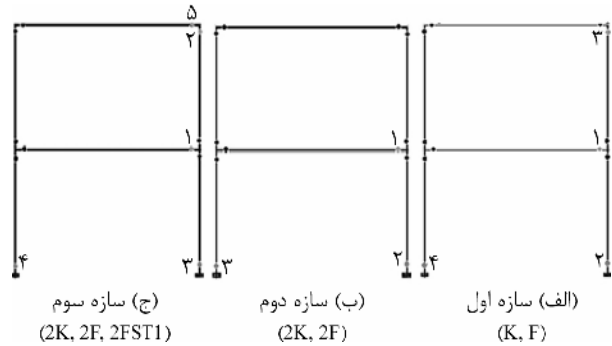
منحنی رفتاری مفصل پلاستیک در سازه همانند شکل

(۱) با مشخصات زیر مدل می‌شود:

$$\frac{D_U}{D_Y} = 8, \quad \frac{D_L}{D_Y} = 11, \quad \frac{D_R}{D_Y} = 15,$$

$$\frac{D_X}{D_Y} = 16, \quad \frac{F_R}{F_U} = 0.6, \quad \frac{F_Y}{F_U} = 0.82$$

در سازه اول، چهار مفصل و در سازه دوم، سه مفصل و در سازه چهارم، پنج مفصل پلاستیک تشکیل شده که محل و ترتیب تشکیل آنها در سازه در شکل (۸) آمده است. مفاصل ستونهای طبقه اول به خرابی رسیده‌اند. نمودار بارافزون هر سه سازه و مقایسه آنها و همچنین محل و ترتیب تشکیل مفاصل، در نمودار بارافزون آنها در شکل (۹) آمده است.



شکل (۸): محل و ترتیب تشکیل مفاصل پلاستیک در سازه اول، دوم و سوم.

جدول (۴): برش پایه وجابه‌جایی ماکزیمم حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی پنج رکورد در طبقه اول سازه دو طبقه.

السنترو (PGA = 0.16g)		منجیل (PGA = 0.39g)		کوبه (PGA = 0.08g)		نرثریج (PGA = 0.18g)		طیس (PGA = 0.17g)		حالت
V (kN)	D (cm)	V (kN)	D (cm)	V (kN)	D (cm)	V (kN)	D (cm)	V (kN)	D (cm)	
۴۷/۸۳	۲/۹	۴۷/۸۲	۳/۱	۳۰/۲۷	۱/۸	۲۷/۹۵	۱/۳	۵۲/۲۵	۲/۳	K, Fy
۷۰/۶۲	۲/۰	۶۵/۱۳	۱/۶	۳۲/۳۸	۰/۹	۴۴/۵۶	۱/۲	۳۴/۴۹	۱/۱	2K, 2Fy
۵۱/۱۴	۱/۹	۶۰/۳۷	۲/۱	۳۷/۰۲	۱/۵	۳۶/۹۷	۱/۳	۴۷/۱۶	۱/۶	2K, 2Fy STI

جدول (۵): برش پایه وجابه‌جایی ماکزیمم حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی پنج رکورد در طبقه دوم سازه دو طبقه.

السنترو (PGA = 0.16g)		منجیل (PGA = 0.39g)		کوبه (PGA = 0.08g)		نرثریج (PGA = 0.18g)		طیس (PGA = 0.17g)		حالت
V (kN)	D (cm)	V (kN)	D (cm)	V (kN)	V (kN)	D (cm)	V (kN)	D (cm)	V (kN)	
۳۷/۳۵	۵/۸۷	۳۱/۶۹	۶/۵۳	۲۲/۷۷	۳/۶۵	۲۲/۵۸	۲/۹۵	۳۹/۸۸	۷/۱	K, Fy
۴۸/۷۱	۴/۱۹	۴۷/۵۳	۳/۳۹	۲۱/۸۲	۱/۹۷	۲۹/۳۹	۲/۵۳	۳۰/۰۸	۲/۳	2K, 2Fy
۳۲/۵۸	۴/۴۱	۴۰/۵۷	۵/۲۴	۲۸/۱۵	۳/۷۵	۲۱/۹۳	۲/۹	۳۵/۹۵	۴/۱۶	2K, 2Fy STI

جدول (۶): مقاومت و جابه‌جایی نهایی و جاری شدن به دست آمده از منحنی بارافزون سازه دو طبقه.

مقاومت و جابه‌جایی به دست آمده از منحنی بارافزون				حالت
F_u (kN)	D_u (cm)	F_y (kN)	D_y (cm)	
۶۶/۸۱	۱۳/۱	۳۱/۲۳	۳/۸	K, F_y
۱۴۹/۹۰	۱۱/۹	۹۵/۱۱	۵/۸	$2K, 2F_y$
۱۰۵/۹۵	۱۶/۴	۴۲/۲۳	۴/۲	$2K, 2F_ySTI$

۶- مراجع

۱. رضائیان، علیرضا (۱۳۸۸). استانداردهای جوشکاری و طراحی سازه‌های فولادی در مناطق لرزه‌ای، کنگره بین‌المللی روشهای اتصال، تهران.

۲. زرین‌قلم، یاشار (۱۳۸۸). تحلیل غیرخطی و ارزیابی عملکرد سازه‌های سه بعدی، مؤسسه فرهنگی دیباگران تهران.

۳. حسن، باجی و هاشمی، جواد (۱۳۸۶). پروژه‌های کاربردی در تحلیل و طراحی سازه‌ها، انتشارات متفکران، چاپ پنجم.

4. Chopra, A.K. (2002). Dynamics of structures, University of California, Berkeley, Second Edition, New Delhi.

۵. میرکاظمی، سیده سمانه (۱۳۹۰). تحلیل حساسیت مقدار سختی و مقاومت و بررسی اثر نحوه تقویت لازم برای تأمین ضوابط کنترل تغییرمکان بر رفتار لرزه‌ای قاب خمشی فولادی، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه غیرانتفاعی صدرالمتألهین.

۶. کمیته بازنگری آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (۱۳۸۹). آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ویرایش جدید.

۷. دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود (۱۳۸۱). سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، دفتر امور فنی و تدوین معیارها، پژوهشگاه زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله.

8. CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, Computers and Structures, Inc. (1995). University Avenue, Berkeley, California, USA.

۷- پانوش

۱- SAP2000 V10.0.7

۲- ETABS V9.02

۵- نتیجه‌گیری

در این تحقیق، اثر سختی، مقاومت و شک‌پذیری و برخی کمیت‌های دیگر اعضاء در رفتار لرزه‌ای سازه در پنج زلزله مختلف، مورد توجه قرار گرفته است. تحلیل‌ها بر روی دو سازه یک و دو طبقه انجام و رفتار لرزه‌ای غیرخطی سازه‌ها با نرم‌افزار پرفورم مورد ارزیابی قرار گرفته است. در تحلیل‌های یاد شده رفتار غیرخطی هر المان با تعریف مفاصل پلاستیک در دو سر آن در نظر گرفته شد و تلاش گردید اثر هر یک از کمیت‌های مورد نیاز برای تعریف مفاصل پلاستیک، در رفتار کلی سازه مورد توجه قرار گرفته تا در تحلیل‌های پیچیده‌تر میزان تأثیر هر عامل بر رفتار لرزه‌ای کل سازه مد نظر قرار گیرد.

نتایج نشان می‌دهند که افزایش مقاومت در سازه باعث افزایش برش بیشینه سازه در زلزله‌های قوی می‌شود. به عبارت دیگر حداکثر برشی که یک سازه در زلزله شدید دریافت می‌کند؛ بیش از آنکه به خصوصیات زلزله بستگی داشته باشد؛ تابعی از مقدار مقاومت خود سازه است. البته افزایش سختی همواره باعث کاهش جابه‌جایی نسبی طبقات می‌گردد و از این لحاظ مطلوب می‌باشد. ضمناً نشان داده شد که ایده‌آل‌سازی رفتار مفصل به صورت دو خطی می‌تواند دقت محاسبات را برای برش پایه و تغییرمکانهای طبقات به مقدار قابل ملاحظه‌ای کاهش دهد؛ لذا پیشنهاد می‌گردد در بررسی رفتار لرزه‌ای تا حد امکان رفتار مفصل شبیه واقع مدلسازی گردد.

نکته مهمتر این است که افزایش شکل‌پذیری سازه که با ازدیاد شکل‌پذیری مفصل پلاستیک تعریف می‌گردد، همواره باعث پایدارتر شدن سازه می‌گردد؛ لذا برای افزایش پایداری سازه بیش از هر چیز باید با عواملی شکل‌پذیری را افزایش داد.

