

ارزیابی عملکرد لرزه‌های یک ساختمان آموزشی در زلزله 21 مرداد سال 91 اهر - ورزقان

افشین کلانتری (نویسنده مسؤل)، استادیار پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله،

E-mail: a.kalantari@iiees.ac.ir

سیاوش صادقی، کارشناسی ارشد مهندسی عمران - زلزله، استانداری چهارمحال و بختیاری، چهارمحال و بختیاری

چکیده: زمین‌لرزه‌های دوگانه 21 مرداد ماه 1391 اهر - ورزقان همراه با پس‌لرزه‌های متعددی بود که تا مدت‌زمان نسبتاً طولانی ادامه داشته‌اند. شهر ورزقان در استان آذربایجان شرقی به‌عنوان نزدیک‌ترین شهر به مرکز زلزله با آسیب‌های سازه‌ای قابل‌توجه مواجه شد. خسارات وارده به ساختمان‌ها به‌ویژه به سازه‌های تازه تأسیس که بر اساس آیین‌نامه‌های روز طراحی شده‌اند، نشانگر ضرورت بررسی آسیب‌پذیری لرزه‌ای ساختمان‌های موجود است. در این پژوهش به‌صورت موردی آسیب‌پذیری لرزه‌ای ساختمان دانشگاه آزاد اسلامی شهر ورزقان که طراحی آن بر اساس نقشه‌ها و مدارک موجود در سال 1387 انجام‌گرفته به کمک تحلیل‌های استاتیکی خطی و استاتیکی و دینامیکی غیرخطی مورد مطالعه و بررسی قرار گرفته است. برای تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه مورد بررسی از نرم‌افزار SAP2000.V.14 و شتاب‌نگاشت‌های موجود در ایستگاه ورزقان استفاده شده است. به‌عنوان معیار آسیب، از معیار جابه‌جایی مندرج در استاندارد 2800 استفاده گردیده است. با استفاده از اطلاعات به‌دست‌آمده از تحلیل‌های انجام‌شده می‌توان گفت اجزای سازه‌ای طی زلزله اول و دوم سطح عملکرد ایمنی جانی را تحت سطح خطر یک جوابگو بوده ولی اجزای غیرسازه‌ای نظیر دیوارهای جداکننده و نمای ساختمان عملکرد مناسبی در طی دو زلزله از خود نشان نداده‌اند.

کلیدواژه‌ها: تحلیل استاتیکی غیرخطی، تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی، ساختمان دانشگاه آزاد ورزقان

1 - مقدمه

بسیاری از ساختمان‌ها و کشته و زخمی شدن صدها نفر از ساکنین آن منطقه شد. طی این رویداد به ساختمان‌های جدید از جمله ساختمان دانشگاه آزاد ورزقان هم آسیب‌هایی وارد شد، شکل (1). مشاهدات نشان می‌دهد خسارات مالی ناشی از آسیب‌های وارده به اجزای غیرسازه‌ای معمولاً بیشتر از خسارات وارده به اجزای سازه‌ای است. توجه به این امر و بررسی و تحقیق راجع به موضوع و عوامل مؤثر بر افزایش این بخش از خسارات می‌تواند به‌عنوان گام نخست در یافتن راه‌هایی برای کاهش آن‌ها در نظر گرفته شود. در این مطالعه با بررسی وضعیت سازه و مدل‌سازی آن در محیط نرم‌افزاری SAP2000 به ارزیابی عملکرد آن تحت بارهای جانبی ناشی از زلزله پرداخته شده است. همچنین با تحلیل رفتار مدل

در ساعت 16:53:15 روز شنبه، 21 مرداد 1391 برابر با 12:23:15 به وقت بین‌المللی روز یازدهم اوت 2012 زمین - لرزه‌ای با بزرگای 6/2 (مؤسسه ژئوفیزیک) [1] و با عمق حدود 10 کیلومتر در حد فاصل شهرهای اهر و ورزقان در استان آذربایجان شرقی روی داد. حداکثر شتاب ثبت‌شده از این رویداد حدود 478 سانتیمتر بر مجذور ثانیه در ایستگاه سد ستارخان 3 (تاج سد) بوده است. حدود 11 دقیقه بعد از زمین‌لرزه اصلی زمین‌لرزه دیگری در ناحیه کلان‌لرزه‌ای با بزرگای 6/0 (مؤسسه ژئوفیزیک) روی داد. بیشینه شتاب ثبت‌شده از این رویداد برابر با 534 سانتیمتر بر مجذور ثانیه در ایستگاه ورزقان به ثبت رسیده است که باعث تخریب

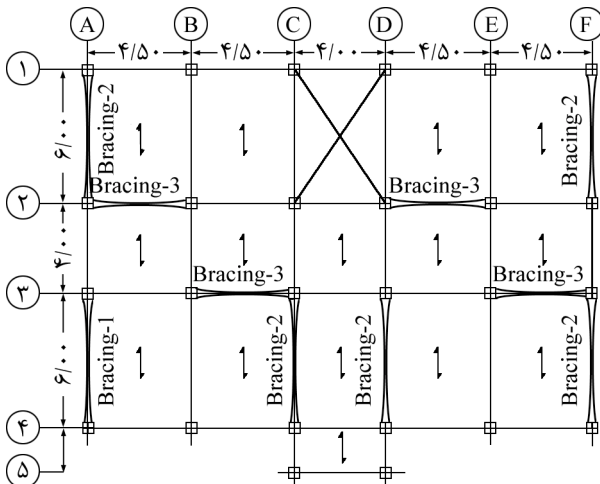
3 - مشخصات کلی ساختمان مورد بررسی

بر اساس اطلاعات موجود در نقشه‌ها، ساختمان مورد بررسی در جهت طولی دارای پنج دهانه و در جهت عرضی سه دهانه می‌باشد. سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی در جهت طولی (x) قاب خمشی متوسط با مهاربند هم‌محور و در جهت عرضی (y) قاب ساده با مهاربند هم‌محور ضربه‌بردار است، شکل (2). تعداد طبقات این ساختمان بدون احتساب خرپشته چهار طبقه، و ارتفاع طبقه همکف برابر 4/9 متر و سایر طبقات برابر 4 متر است. خاک محل احداث از نوع 3 و منطقه با خطر نسبی زیاد معرفی شده در استاندارد 2800 می‌باشد [4]. پارامترهای بارگذاری قائم و جانبی سازه در جدول (1) ارائه شده‌اند.

تاریخچه زمانی رویداد لرزه‌ای، پاسخ لرزه‌ای آن تحت رکوردهای لرزه‌ای این رویداد مورد ارزیابی قرار گرفته است.



شکل (1): نمای ساختمان محور 5.



شکل (2): پلان تیر ریزی ساختمان.

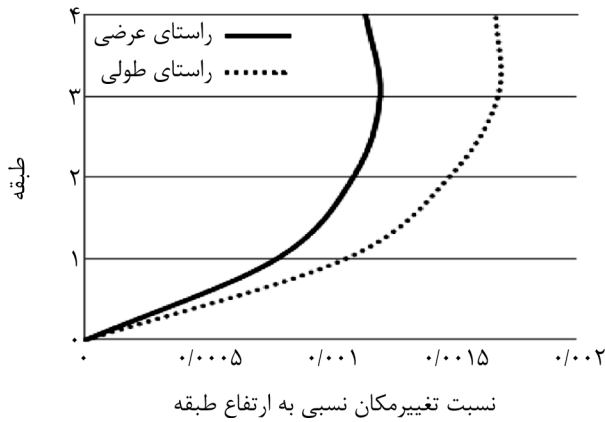
2 - لرزه‌خیزی منطقه

تاریخچه لرزه‌خیزی در این منطقه عمدتاً به زلزله‌های تاریخی تبریز مربوط بوده و مهم‌ترین زمین‌لرزه در این ناحیه رخداد زمین‌لرزه سال 1780 میلادی تبریز است؛ این در حالی است که در پهنه رومرکزی زلزله‌های دوگانه ورزقان در مدت‌زمان حدود 1300 سال گذشته که تاریخچه مستند از آن در دسترس است، هیچ زمین‌لرزه شدیدی گزارش نشده است [2]. جنبه‌های ژئوتکنیکی زلزله‌های دوگانه ورزقان بر اساس بازدیدها و شناسایی انجام شده توسط نویسندگان مقاله به همراه گروه اعزامی پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله و بررسی اولیه نقشه‌ها و اطلاعات موجود در سه بخش اثرات ساختگاهی، ناپایداری‌های دامنه‌ای و نشست‌های موضعی در مسیر جاده‌های دسترسی قابل ارائه است. گرچه اظهار نظر دقیق در زمینه تأثیر شرایط ساختگاهی و گسل مسبب و کم و کیف آن به مطالعات خاص خود و اندازه‌گیری‌های لازم نیاز دارد؛ اما مشاهدات انجام شده بر وجود این پدیده در منطقه زلزله‌زده ورزقان دلالت دارد که زمین‌لرزه اخیر، احتمالاً در اثر فعالیت گسل گوشه‌داغی در جنوب شهرهای اهر و ورزقان رخ داده که این گسل با امتداد شرقی - غربی و طول تقریبی 15 تا 20 کیلومتر در کوه‌های گوشه‌داغی قرار دارد [3].

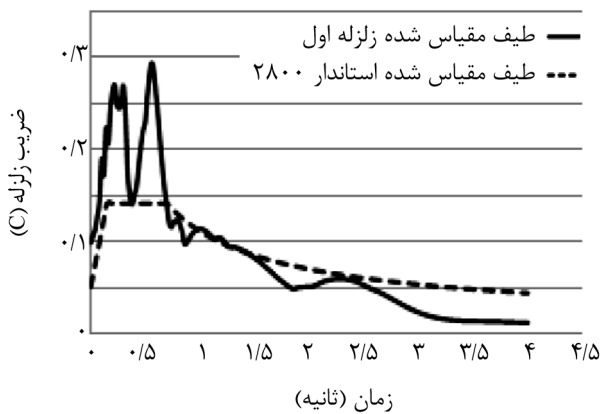
4 - تحلیل سازه

4-1 - تحلیل استاتیکی خطی

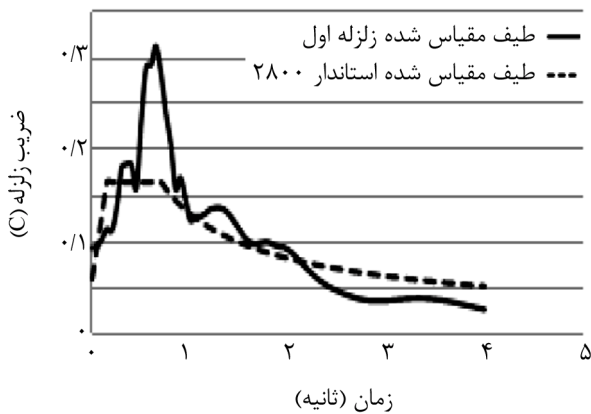
در این روش تحلیل ابتدا نیروی برشی پایه محاسبه و به صورت استاتیکی در ارتفاع سازه توزیع می‌گردد. سپس تغییرمکان‌های سازه با معیارهای پذیرش موجود در استاندارد 2800 کنترل می‌شود. با توجه به نتایج به دست آمده از تحلیل استاتیکی معادل، تنش در کلیه اعضا در محدوده مجاز بوده و تغییرمکان‌های جانبی سازه نیز به منظور کنترل نسبت تغییرشکل جانبی طبقات (drift) از نسبت حداکثر تغییرمکان مجاز (0/0059) در جهت طولی و



شکل (3): نمایش نسبت تغییرشکل جانبی سقف طبقات به ارتفاع آن‌ها.



شکل (4): مقایسه ضریب زلزله، زلزله اول با ضریب استاندارد 2800 در امتداد طولی ساختمان.



شکل (5): مقایسه ضریب زلزله، زلزله دوم با ضریب استاندارد 2800 در امتداد عرضی ساختمان.

جدول (2): زمان تناوب سه مود اول ساختمان.

شماره مود	زمان تناوب (ثانیه)
1	0/655
2	0/497
3	0/48

جدول (1): مشخصات بارگذاری و تعیین نیروی زلزله بر طبق مبحث ششم [5] و نقشه‌های اجرایی.

ساختمان		700 کیلوگرم بر مترمربع	بار مرده کف طبقات
جهت عرضی	جهت طولی	350 کیلوگرم بر مترمربع	بار زنده کف کلاس‌ها
$R=6$	$R=7$	500 کیلوگرم بر مترمربع	بار زنده کف راهروها
$I = 1/2$		700 کیلوگرم بر مترمربع	بار مرده راهپله
$A = 0/3$		500 کیلوگرم بر مترمربع	بار زنده راهپله
نوع خاک تیپ 3		900 کیلوگرم بر متر	بار دیوار جانبی بازشودار و بدون بازشو
		1200 کیلوگرم بر متر	

0/0051 در جهت عرضی ساختمان) کمتر است. همه اعضای سازه‌ای، ضوابط مندرج در استاندارد 2800 را به درستی تأمین کرده‌اند.

نتایج به دست آمده به منظور کنترل تغییرشکل جانبی طبقات در شکل (3) نمایش داده شده است.

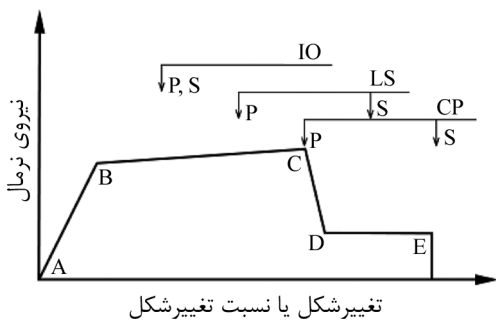
با توجه به اینکه تعداد دهانه‌های مهاربندی شده در راستای عرضی بیش از راستای طولی است (در راستای عرضی شش دهانه و در راستای طولی چهار دهانه مهاربندی) تغییرمکان جانبی راستای عرضی سازه کمتر از راستای طولی می‌باشد. در استاندارد 2800 بر اساس زمان تناوب سازه، برای چهار نوع زمین در مناطق با لرزه‌خیزی مختلف، نمودارهای ضریب بازتاب ساختمان (B) ارائه شده است.

در شکل‌های (4) و (5) با تأثیر مقادیر عددی شتاب مبنای طرح (A)، ضریب رفتار ساختمان (R) و ضریب اهمیت (I) در هر یک از طیف‌های به دست آمده از زلزله‌های دوگانه و طیف استاندارد 2800 برای خاک نوع 3 و منطقه با خطر لرزه‌خیزی زیاد، به بررسی و مقایسه ضرایب زلزله (C) پرداخته شده است. همچنین با انجام تحلیل مودال سازه، زمان تناوب سه مود اول ساختمان در دو راستای طولی و عرضی مورد بررسی در جدول (2) محاسبه گردیده است.

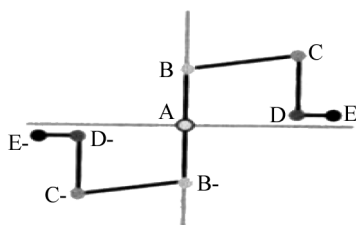
در نرم‌افزار برای رسیدن به آستانه فروریزش تا 1/5 برابر تغییرمکان هدف ادامه داده شده است.

4-2-1 تعریف و اختصاص مفاصل پلاستیک

اکثر آیین‌نامه‌ها و نرم‌افزارهای کامپیوتری به‌منظور ساده‌سازی رفتار اعضا تحت اثر بارهای ناشی از زلزله از مدل چندخطی برای مدل‌سازی استفاده می‌کنند [8] در برنامه SAP2000 [9] می‌توان برای هر درجه آزادی نیروی و هر درجه آزادی خمشی به ترتیب نمودار رفتار نیرو-تغییرمکان پلاستیک و لنگر-دوران پلاستیک را تعریف نمود. در تحلیل استاتیکی غیرخطی نیز باید مشخصات مفاصل پلاستیک برای المان‌های سازه تعریف و اختصاص یابد. شکل‌های (6) و (7) منحنی سطح عملکرد و مشخصات مفاصل پلاستیک در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه شماره 360) و نرم‌افزار SAP2000 را نشان می‌دهند. برای مفاصل با مشخصات نیروی محوری و برشی می‌توان منحنی نیرو-تغییرمکان یا تنش- کرنش و برای مفاصل با مشخصات لنگر خمشی و پیچشی می‌توان منحنی لنگر-دوران یا لنگر-انحنای را انتخاب کرد. در این منحنی‌ها مقادیر نیرو و تغییرشکل‌های پس از تسلیم تعریف می‌شوند.



شکل (6): منحنی سطوح عملکرد متناظر با رفتار غیرخطی مندرج در نشریه 360.



شکل (7): منحنی مشخصات مفصل در نرم‌افزار SAP2000.

با توجه به اینکه در راستای طولی سازه، سیستم مقاوم در برابر بار جانبی قاب خمشی متوسط به همراه مهاربند هم‌محور می‌باشد، به دلیل سختی زیاد مهاربندها در راستای طولی، تأثیر قاب خمشی در زمان تناوب سازه ناچیز است؛ بنابراین زمان تناوب به دست آمده برای راستای طولی مشابه با راستای عرضی ساختمان است.

4-2-2 تحلیل استاتیکی غیرخطی

در این نوع تحلیل، سازه در حالت استاتیکی و به‌صورت گام‌به‌گام تحت مجموعه‌ای از نیروهای جانبی قرار گرفته و نیروهای ایجادشده در اعضای سازه محاسبه می‌شوند. با افزایش مقدار جابه‌جایی، در بعضی از نقاط سازه نیروهای موجود از مقدار نیروهای حد تسلیم فراتر رفته و مفاصل خمیری در سازه ایجاد می‌شوند [6]. تغییرمکان هدف برای اجرای این روش، مطابق با ضوابط دستورالعمل بهسازی ساختمان‌های موجود (نشریه 360) [7] به کمک رابطه (1) محاسبه شده است:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (1)$$

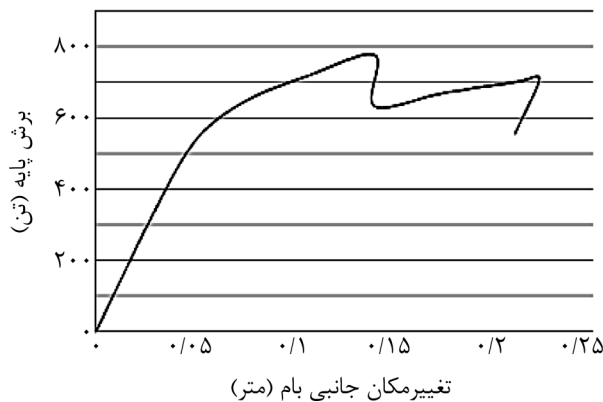
در این رابطه T_e زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان در جهت مورد بررسی، K_e سختی جانبی مؤثر ساختمان، C_0 ضریب اصلاح برای ارتباط تغییرمکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییرمکان بام سیستم چند درجه آزادی، C_1 ضریب اصلاحی برای تبدیل تغییرمکان‌های محاسبه‌شده از پاسخ خطی الاستیک به حداکثر تغییر مکان‌های غیر الاستیک مورد انتظار، C_2 ضریب اصلاحی برای در نظر گرفتن منحنی هیستریزس کاهش سختی و زوال سازه‌ای بر حداکثر تغییرمکان‌ها بر مبنای مقادیر پیشنهادی دستورالعمل بهسازی، C_3 ضریب اصلاحی برای در نظر گرفتن افزایش تغییرمکان‌های ناشی از اثرات $p-D$ و Sa طیف پاسخ برای زمان تناوب مؤثر سازه هستند. با استفاده از رابطه فوق، برای راستای طولی تغییرمکان هدف برابر با 12/7 سانتیمتر و برای راستای عرضی تغییرمکان هدف برابر 10/51 سانتیمتر به دست آمده است. تحلیل بار افزون

شکل‌های (8) و (10) و نتایج به دست آمده از جداول (3) و (4) مشاهده می‌گردد که در امتداد طولی ساختمان نسبت به جهت عرضی، افت مقاومت و سختی و همچنین تعداد مفاصل خمیری تا رسیدن به حد ایمنی جانی، کمتر از راستای عرضی است که این امر به دلیل استفاده از ترکیب دو سیستم باربر جانبی (مهاربند ضربدری به همراه قاب خمشی متوسط) در راستای طولی می‌باشد.

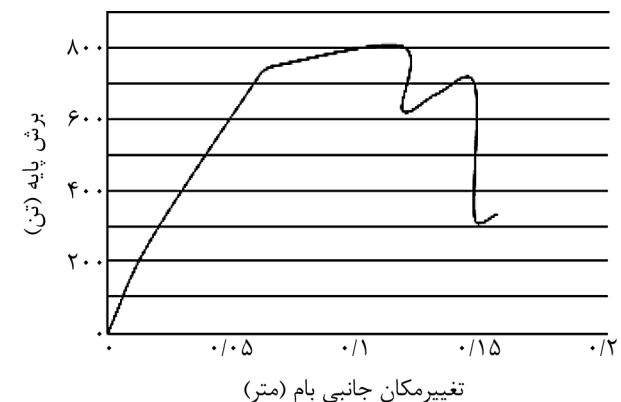
با توجه به مراحل و گام‌های انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی، نتایج تحلیل در جداول (3) و (4) در دو امتداد اصلی ساختمان به دست آمده است. در ستون اول مرحله تحلیل استاتیکی غیرخطی، ستون دوم میزان تغییر مکان جانبی نقطه بام، ستون سوم میزان برش پایه و ستون‌های دیگر نشان‌دهنده وضعیت مفاصل و معیارهای پذیرش در محدوده‌های مختلف منحنی نیرو- تغییر شکل و در ستون آخر تعداد کل مفاصل اختصاص داده شده به سازه را نمایش می‌دهند. به عنوان مثال در جدول (3) تا گام سوم هیچ‌یک

با در نظر گرفتن ضوابط مندرج در نشریه 360 و با توجه به سیستم سازه مورد نظر (در جهت طولی قاب خمشی متوسط همراه با مهاربند هم‌محور و در جهت عرضی قاب ساده با مهاربند هم‌محور) برای بادبندهای ضربدری در هر دو جهت مفصل از نوع محوری (P) در فواصل 0/05 و 0/95 طول بادبندها و برای تیرهای در جهت طولی سازه با توجه به اینکه دو انتهای آنان گیردار است و بار ثقیلی وارده به تیرها ناشی از بار مرده و زنده زیاد نیست، مفاصل پلاستیک (M_3) به دو انتهای تیرها اختصاص یافته است. در ستون‌ها نیز مفاصل پلاستیک از نوع ($P-M_2-M_3$) اختصاص یافته است. پس از طی مراحل فوق و انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی برای هر دو جهت ساختمان، منحنی طیف ظرفیت سازه و همچنین منحنی پوش‌آور برای هر دو جهت مورد بررسی به صورت اشکال (8) تا (11) به دست آمده است.

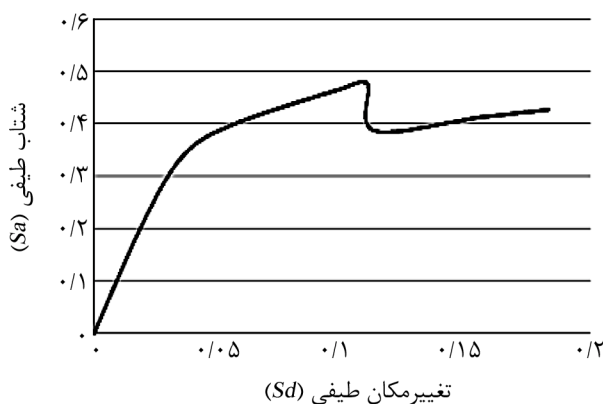
با توجه به پله‌های نزولی رخ داده در انتهای منحنی‌های بار- تغییر مکان حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی در



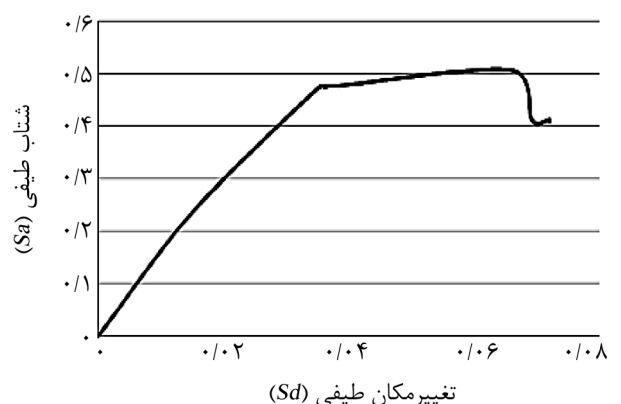
شکل (10): منحنی پوش‌آور در جهت طولی سازه.



شکل (8): منحنی پوش‌آور در جهت عرضی سازه.



شکل (11): طیف ظرفیت در جهت طولی سازه.



شکل (9): طیف ظرفیت در جهت عرضی سازه.

جدول (3): نمایش گام‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی در جهت طولی ساختمان.

گام	تغییر مکان (متر)	برش پایه (تن)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	کل
0	0	0	512	8	0	0	0	0	0	0	520
1	0/029	334	488	32	0	0	0	0	0	0	520
2	0/0505	540	469	51	0	0	0	0	0	0	520
3	0/0756	649	456	56	8	0	0	0	0	0	520
4	0/107	720	434	60	18	6	0	2	0	0	520
5	0/1401	777	419	74	19	4	0	0	0	4	520
6	0/1401	633	402	78	32	4	0	0	0	4	520
7	0/175	671	396	63	45	12	0	0	0	4	520
8	0/2119	702	391	63	50	11	0	1	0	4	520
9	0/2228	711	391	63	50	9	0	1	0	6	520
10	0/2106	557	520	0	0	0	0	0	0	0	520

جدول (4): نمایش گام‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی در جهت عرضی ساختمان.

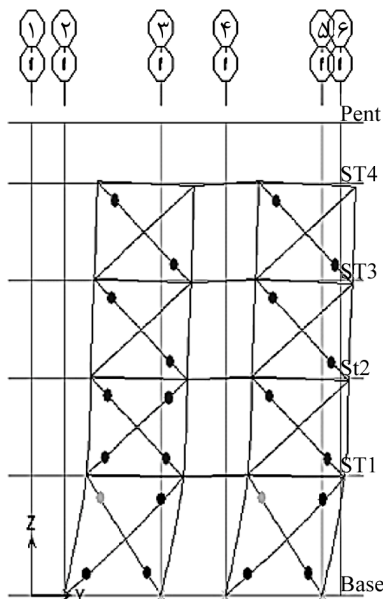
گام	تغییر مکان (متر)	برش پایه (تن)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	کل
0	517	3	0	0	0	0	0	0	0	0	520
1	0/017	259	462	58	0	0	0	0	0	0	520
2	0/061	727	460	60	0	0	0	0	0	0	520
3	0/062	734	454	66	0	0	0	0	0	0	520
4	0/0663	748	436	52	21	9	0	2	0	0	520
5	0/1178	803	431	53	25	6	0	0	1	4	520
6	0/1178	623	426	55	28	6	0	0	1	4	520
7	0/1317	671	423	57	21	12	0	0	0	4	520
8	0/1466	696	405	75	19	10	0	0	3	8	520
9	0/1466	321	399	81	18	10	0	1	3	8	520
10	0/1555	333	520	0	0	0	0	0	0	0	520

4-3 - تحلیل دینامیکی غیر خطی

در این روش تحلیل، سازه تحت تأثیر دو شتاب‌نگاشت زلزله‌های ثبت‌شده در ایستگاه ورزقان مورد تحلیل قرار گرفته است. زوج شتاب‌نگاشت‌های انتخاب‌شده به‌طور همزمان در دو جهت عمود بر هم (امتدادهای اصلی سازه) بر ساختمان اعمال و میرایی سازه برابر 0/05 منظور شد. از مؤلفه قائم زلزله به دلیل مقدار کوچک شتاب آن صرف‌نظر گردید. شکل (12)، نمای سه‌بعدی ساختمان تحت تأثیر مؤلفه‌های طولی و عرضی زلزله است و شکل‌های (13) و (14) نیز طیف پاسخ دو زلزله را نشان می‌دهند.

از مفاصل سازه از محدوده ایمنی جانی فراتر نرفته ولی در گام 4، شش مفصل از این محدوده گذشته و در محدوده ایمنی جانی - آستانه فروریزش قرار گرفته‌اند. با مقایسه نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی و نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی (شکل 3)، که اساس آن بر پایه مقاومت اعضاء است، مشاهده می‌گردد که تغییر شکل نسبی جانبی طبقات در راستای عرضی سازه کمتر از راستای طولی می‌باشد. نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی نشان می‌دهد راستای طولی در هنگام اعمال بار جانبی با افت در سختی و مقاومت کمتری نسبت به امتداد عرضی برخوردار است.

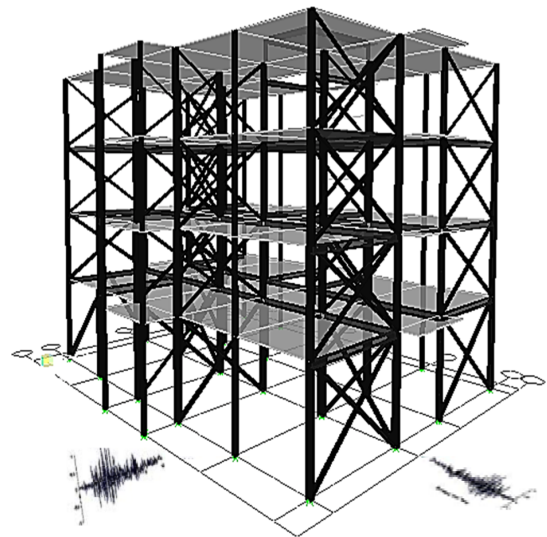
غیرخطی تحت اثر رکوردهای ثبت‌شده در ایستگاه ورزقان استفاده شده است. یکی از معیارهای آسیب برای ساختمان‌ها در روش‌های غیرخطی تشکیل مفاصل پلاستیک است. در نرم‌افزار SAP2000 پاسخ غیرخطی سازه با استفاده از تعریف مفاصل پلاستیک در نقاط مشخصی تعریف شده و در عمل نحوه پاسخ و رفتار غیرخطی به‌گونه‌ای به سازه دیکته می‌شود. بر اساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای برای روش‌های غیرخطی پارامترهای مدل‌سازی و معیار کمی پذیرش برای هر عضو از سازه، مقادیر مشخصی ارائه گردیده و با در نظر گرفتن نوع عضو و سطح عملکرد آن مقدار متناسب برای تغییرمکان و دوران مفاصل مشخص شده است [10]، شکل (15).



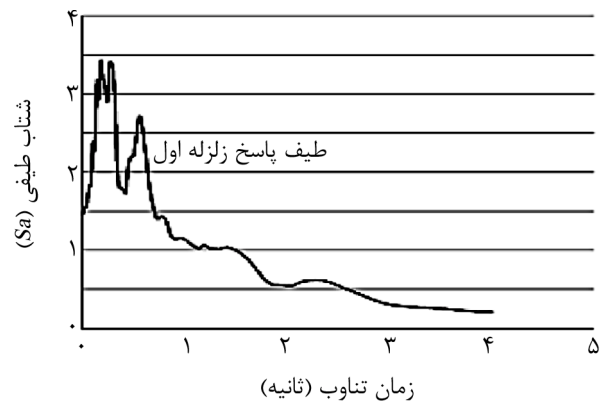
شکل (15): نمایش تشکیل مفاصل پلاستیک در برنامه (جهت عرضی سازه).

6 - ارزیابی سازه برای سطح خطر یک

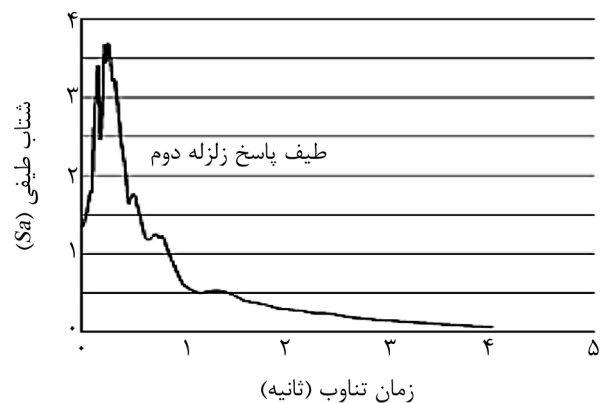
یکی از پارامترهای مهم و قابل‌اندازه‌گیری برای ارزیابی سازه‌ها، بیشینه تغییرمکان نسبی طبقات می‌باشد. این پارامتر عاملی است که معمولاً در تمامی آیین‌نامه‌های زلزله مطرح و معیارهای پذیرش برای آن ارائه شده است. این مقادیر مجاز با توجه به نکاتی از قبیل میزان اهمیت سازه، تعداد طبقات و محل قرارگیری سازه از نظر لرزه‌خیزی تعیین می‌شوند. به‌عنوان مثال در نشریه شماره 360 [7] این مقادیر برای



شکل (12): نمای سه‌بعدی ساختمان تحت اثر مؤلفه‌های طولی و عرضی زلزله.



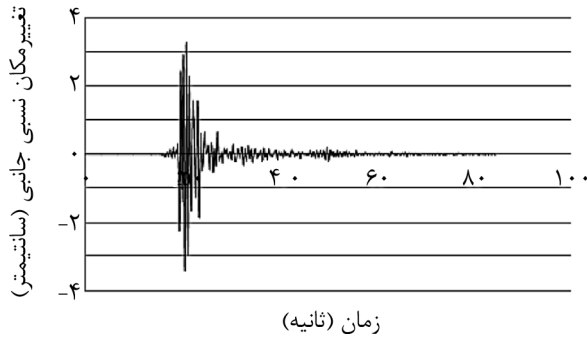
شکل (13): طیف پاسخ زلزله اول.



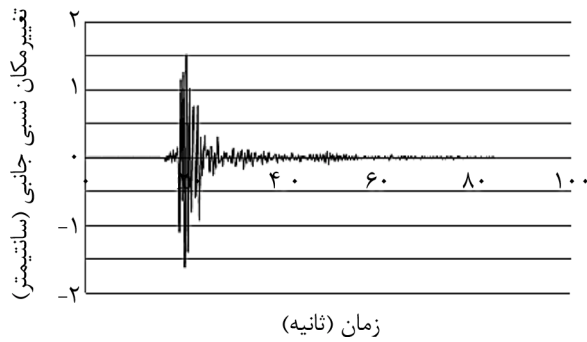
شکل (14): طیف پاسخ زلزله دوم.

5 - ارزیابی ساختمان تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های اعمال شده

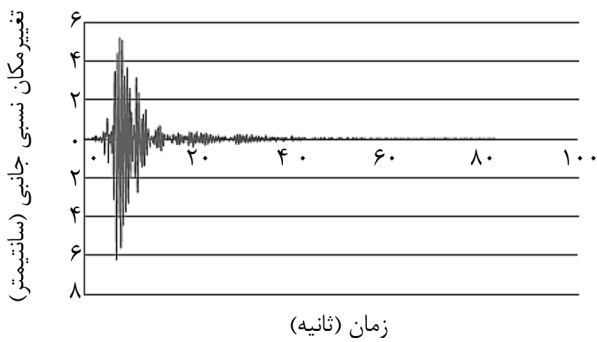
به‌منظور برآورد و ارزیابی رفتار سازه از تحلیل دینامیکی



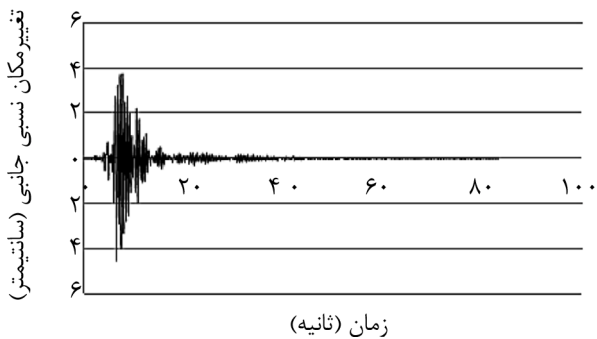
شکل (18): تغییر مکان جانبی نسبی سقف دوم در اثر مؤلفه طولی زلزله اول



شکل (19): تغییر مکان جانبی نسبی سقف اول در اثر مؤلفه طولی زلزله اول.

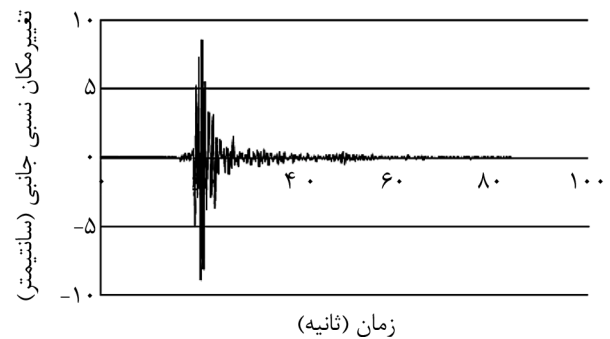


شکل (20): تغییر مکان جانبی نسبی سقف چهارم در اثر مؤلفه عرضی زلزله دوم.

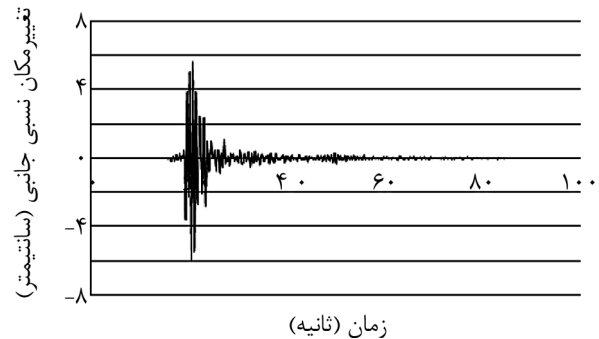


شکل (21): تغییر مکان جانبی نسبی سقف سوم در اثر مؤلفه عرضی زلزله دوم.

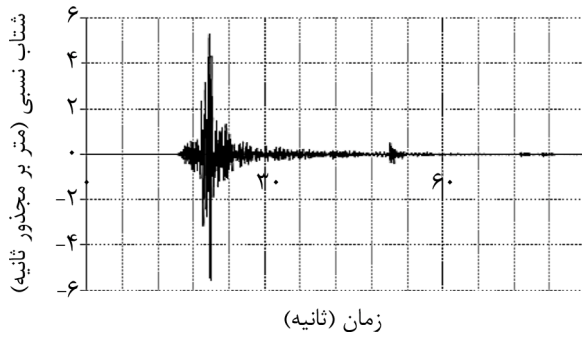
سطح عملکرد ایمنی جانی و با توجه به سیستم سازه‌ای مورد بررسی برابر 0/015 ارتفاع طبقه و در استاندارد 2800 ایران این مقدار برای ساختمان‌های با زمان تناوب کمتر از 0/7 ثانیه برابر 0/025 ارتفاع طبقه و برای ساختمان‌های با زمان تناوب بیشتر از 0/7 ثانیه این مقدار به 0/02 ارتفاع طبقه محدود شده است. در شکل‌های (16) تا (23)، نمودارهای تغییر مکان جانبی نسبی حاصل از انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه تحت مؤلفه‌های قوی‌تر دو زلزله مورد نظر محاسبه و ترسیم گردیده است. با بررسی به عمل آمده و با توجه به اینکه زمان تناوب سازه در هر دو جهت مورد بررسی کمتر از 0/7 ثانیه است، مشاهده می‌گردد که تمامی مقادیر تغییر شکل‌های جانبی هر طبقه در محدوده مجاز (کمتر از 0/025 ارتفاع طبقه) بوده و عملکرد ساختمان مورد مطالعه در اثر این دو زلزله سطح عملکرد مورد نظر در استاندارد 2800 را رعایت نموده است. لازم به ذکر است حداکثر مجاز تغییر شکل نسبی در طبقه اول برابر 12/5 سانتیمتر و در سایر طبقات 10 سانتیمتر می‌باشد.



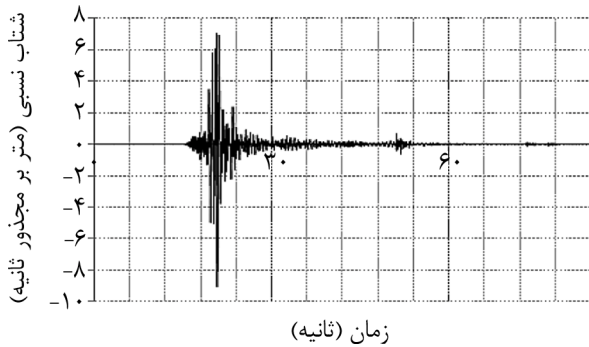
شکل (16): تغییر مکان جانبی نسبی سقف چهارم در اثر مؤلفه طولی زلزله اول.



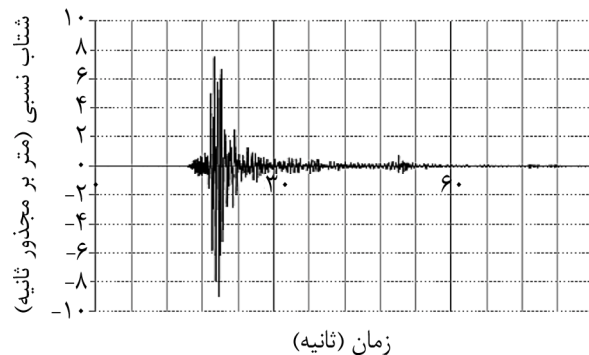
شکل (17): تغییر مکان جانبی نسبی سقف سوم در اثر مؤلفه طولی زلزله اول.



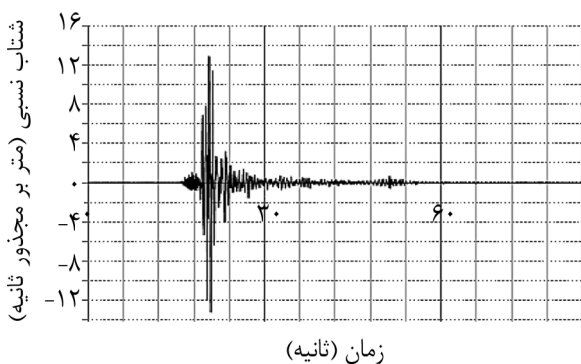
شکل (24): شتاب وارد بر سقف اول تحت اثر مؤلفه طولی زلزله اول.



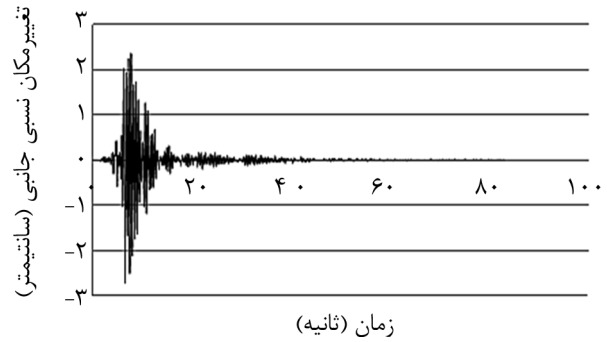
شکل (25): شتاب وارد بر سقف دوم تحت اثر مؤلفه طولی زلزله اول.



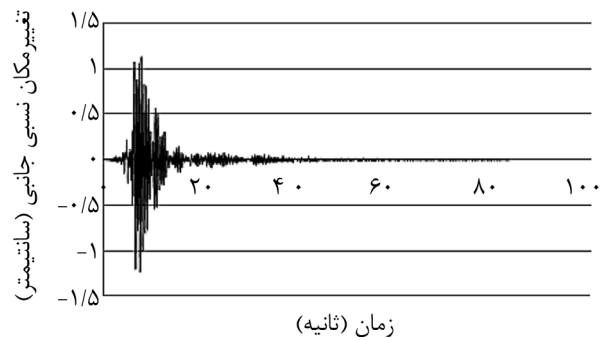
شکل (26): شتاب وارد بر سقف سوم تحت اثر مؤلفه طولی زلزله اول.



شکل (27): شتاب وارد بر سقف چهارم تحت اثر مؤلفه طولی زلزله اول.



شکل (22): تغییر مکان جانبی نسبی سقف دوم در اثر مؤلفه عرضی زلزله دوم.



شکل (23): تغییر مکان جانبی نسبی سقف اول در اثر مؤلفه عرضی زلزله دوم.

7 - بررسی رفتار لرزه‌ای اجزای غیرسازه‌ای ساختمان تحت اثر شتاب وارده به طبقات

خسارات وارد شده به اجزای غیرسازه‌ای و قطعات الحاقی نشانگر این امر بودند که آسیب به این بخش تا چه حد در افزایش خسارات مالی و ایجاد وقفه در خدمت‌رسانی ساختمان‌های آموزشی اهمیت دارند. این آسیب‌ها می‌تواند خطرات و مشکلات جدی را برای سازه و ساکنین آن و همچنین برای کارایی و کاربری سازه ایجاد نمایند. با استفاده از نتایج به‌دست آمده از تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی و استخراج تاریخچه شتاب وارده بر هر یک از طبقات سازه در دو زلزله رخ داده، مشاهده می‌گردد که با افزایش ارتفاع سازه، شتاب وارد بر طبقات افزایش یافته به نحوی که حداکثر افزایش شتاب از سقف سوم نسبت به سقف چهارم می‌باشد. شکل‌های (24) تا (27) تاریخچه شتاب سقف طبقات اول تا چهارم را تحت مؤلفه طولی زلزله اول نمایش می‌دهند.



شکل (29): نمونه‌ای از آسیب‌های وارده به تیغه بین دو بازشو.

روی تیرهای طبقات سوم و چهارم قرار داشته (نظیر دیوار جلوی راه پله و سرویس‌های بهداشتی) به دلیل عدم مهار دیوار، از سایر قسمت‌ها بیشتر بوده که از عوامل آن می‌توان به عدم اجرای نبشی‌کشی مناسب دیوارهای پیش‌آمده و عدم اتصال مناسب با نمای ساختمان به دیوارها نام برد؛ اما دیوارهای دست‌انداز پشت‌بام اگرچه فقط از قسمت کف به سقف طبقه پشت‌بام مهار بودند؛ اما وجود نبشی‌کشی این دیوارها مانع از تخریب نما و فروریختن دیوار دست‌انداز بام گردیده است.

9 - نتیجه‌گیری

1- با بررسی سوابق تاریخی لرزه‌خیزی منطقه مشاهده گردید که این زلزله نیز مانند زلزله بم، دارای دوره بازگشت نسبتاً طولانی بوده، به طوری که در هیچ‌یک از اسناد تاریخی اشاره‌ای به وقوع زمین‌لرزه در این ناحیه مشاهده نمی‌شود. انجام مطالعات دقیق‌تر راجع به پهنه‌بندی لرزه‌ای در کشور می‌تواند به ارتقای ایمنی لرزه‌ای و افزایش قابلیت اطمینان ضوابط و معیارهای فنی در این زمینه کمک نماید.

2- مود شکست خارج از صفحه در دیوارهای میانقاب در برخی از نقاط سازه روی داده است. اجرای صحیح ضوابط استاندارد شماره 2800 ایران و سایر ضوابط مربوط به اجزای غیرسازه‌ای به رفع این مشکل کمک می‌نماید.

3- آسیب به اجزای غیرسازه‌ای بخش قابل‌توجهی از خسارات را به دنبال داشته که با افزایش شتاب در طبقات

8 - آسیب وارده به اجزای غیرسازه‌ای

با بررسی آسیب غیرسازه‌ای وارد بر طبقات ملاحظه می‌گردد که میانگین توزیع آسیب‌ها بر اجزای غیرسازه‌ای ناشی از زلزله در طبقات ساختمان یکسان نبوده و با افزایش ارتفاع ساختمان این نوع آسیب بیشتر می‌شود. برای مثال، آسیب وارد شده به دیوارهای جداکننده و دیوارهای جانبی، نمای ساختمان و سقف کاذب در طبقات فوقانی بیشتر از طبقات زیرین است.

8-1 - شکست خارج از صفحه دیوارهای جانبی

یکی از متداول‌ترین مودهای شکست در میانقاب‌های آجری، شکست خارج از صفحه دیوار است. به‌عنوان مثال، دیوار جانبی پیش‌آمده واقع در سمت راست شکل (28) که عبور لوله و تأسیسات از آن صورت گرفته و دیوار جانبی راه-پله در تراز بام نمونه‌هایی از این نوع شکست در حین زلزله می‌باشند [12-14].



شکل (28): شکست خارج از صفحه دیوار راه‌پله.

8-2 - شکست دیوارهای بین دو بازشو

در شکل (29)، عدم مهار تیغه بین دو بازشو توسط نبشی و عدم استفاده از آجر مجوف با کیفیت مناسب باعث شده که ترک برشی قطری در این دیواره‌ها ایجاد گردد.

8-3 - ریزش نمای ساختمان

ریزش نمای ساختمان به‌خصوص در دیوارهایی که بر

8. تقی‌نژاد، رامین (1356) طراحی و بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها بر اساس سطح عملکرد با استفاده از تحلیل پوش‌آور SAP2000 و ETABS، نشر کتب دانشگاهی.
9. SAP2000 Manual, Computers and Structures, Inc. (CSI), Berkeley, California, Blvd., Suite 60 Walnut Creek, CA 94596, USA.

10. کلانتری، افشین، بهار، امید و صادقی، سیاوش (1389) ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای مدارس شهرکرد به کمک منحنی‌های شکنندگی، پژوهشنامه زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، سال سیزدهم شماره سوم و چهارم.

11. FEMA356, 2000 (Federal Emergency Management Agency), USA.

12. وثوقی‌فر، حمیدرضا (1383) اتخاذ تدابیر لازم برای کاهش تلفات جانی ناشی از اعضای غیرسازه‌ای هنگام زلزله، کنفرانس بین‌المللی یادواره فاجعه بم، دانشگاه شهید باهنر کرمان.

13. مقدم، حسن (1387). طرح لرزه‌ای ساختمان‌های آجری، انتشارات دانشگاه صنعتی شریف، چاپ پنجم.

14. گریوانی، صادق، آفاکوچک، علی‌اکبر و سلطانی‌محمدی، مسعود (1391) اثر میانقاب‌های مصالح بنایی بر رفتار لرزه‌ای قاب‌های فولادی دارای اتصال خورجینی و اجزای آن. مجله عمران مدرس، دوره دوازدهم.

بالاتر تشدید شده است.

- 4- بررسی نتایج جابه‌جایی طبقات در تحلیل‌های تاریخچه زمانی و تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی مؤید حفظ رفتار سازه در محدوده خطی در زمان این رویداد لرزه‌ای می‌باشد.

سپاسگزاری

از اداره کل دفتر فنی دانشگاه آزاد اسلامی به خاطر همکاری و در اختیار گذاشتن نقشه‌های سازه و معماری دانشگاه آزاد واحد ووزقان تقدیر و تشکر می‌شود.

مراجع

1. پایگاه اطلاع‌رسانی اینترنتی مؤسسه ژئوفیزیک دانشگاه تهران، <http://geophysics.ut.ac.ir>
2. آمبرسیز، ن.ن. و ملویل، چ.پ. (1370) تاریخ زمین‌لرزه‌های ایران [ترجمه ابوالحسن رده]، انتشارات آگاه، تهران.
3. پایگاه اینترنتی پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله: <http://www.iiees.ac.ir>
4. آیین‌نامه طرح ساختمان در برابر زلزله، استاندارد 2800، ویرایش سوم (1384) مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، وزارت راه و شهرسازی، تهران.
5. آیین‌نامه بارهای وارده بر ساختمان (1392) مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، دفتر تدوین و ترویج مقررات ساختمان، وزارت راه و شهرسازی، تهران.
6. شاه‌نظری، محمدرضا و ثنایی، ابراهیم (1385) تحلیل غیرخطی و آزمایش قاب‌های میان‌پر فولادی و مقایسه نتایج، نشریه بین‌المللی علوم مهندسی، شماره 5، جلد 18، دانشگاه علم و صنعت، تهران
7. دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (1384) نشریه شماره 360 معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس‌جمهور.