

بررسی عملکرد لرزه ای سازه بتن آرمه با سیستم دوگانه قاب خمشی و دیوار برشی دارای نامنظمی مقاومت جانبی در ارتفاع

محمد بازگیر^۱، محبوبه میرزایی علی آبادی^۲

^۱ گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، واحد دزفول، دانشگاه آزاد اسلامی، دزفول، ایران.
^۲ استادیار گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، واحد دزفول، دانشگاه آزاد اسلامی، دزفول، ایران.

نام نویسنده مسئول:

محمد بازگیر

چکیده

در این مقاله سعی شده است تاثیر وجود نامنظمی مقاومت جانبی در ارتفاع یا همان وجود طبقه ضعیف در عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی با سیستم دوگانه قاب خمشی و دیوار برشی مورد بررسی قرار گیرد. برای این بررسی دو ساختمان بتنی با سیستم دوگانه قاب خمشی و دیوار برشی ۱۲ طبقه که یکی از آن‌ها منظم و دیگری در طبقه ششم به دلیل محدودیت معماری دارای نامنظمی مقاومتی شده است مدلسازی شده و برای تحلیل آن‌ها از دو روش استاتیکی غیرخطی و تاریخچه زمانی با بهره گیری از رکوردهای سه زلزله مختلف استفاده گردیده است. در پایان مشاهده گردیده نامنظمی مقاومت باعث افزایش تغییر مکان نسبی طبقات، برش پایه، تغییر مکان هدف و نسبت کاربردی در سطح عملکرد ایمنی جانی گردیده است.

واژگان کلیدی: عملکرد لرزه‌ای، نامنظمی در ارتفاع، طبقه ضعیف، سازه بتنی، تحلیل دینامیکی و استاتیکی.

مقدمه

بطور کلی هدف از طراحی یک سازه، تامین ایمنی در مقابل فروریختگی و تضمین عملکرد مناسب در زمان بهره برداری است. چنانچه مقاومت واقعی یک سازه بطور دقیق قابل پیش بینی بود و در صورتی که بارهای وارده بر سازه و اثرات داخلی آن ها نیز با همان دقت قابل تعیین بودند، تامین ایمنی تنها با ایجاد ظرفیت باربری به میزان جزئی بیش از مقدار بارهای وارده ممکن می گشت. لیکن عوامل نامشخص و خطاهای احتمالی متعددی در آنالیز، طراحی و ساخت سازه ها وجود دارند که یک حاشیه ایمنی را در طراحی سازه ها طلب می کنند. زلزله در نزدیکی شهر و ساختمان ها یکی از مواردی است که ممکن است باعث ایجاد خرابی و گسیختگی در سازه شود. امروزه به علت قیدهای موجود در معماری یا نوع کاربرد ساختمان های نامنظم قسمت اعظمی از ساختمان های موجود در مناطق شهری را تشکیل می دهند. در زلزله های گذشته ساختمان های نامنظم در مقایسه با ساختمان های منظم رفتاری متفاوت داشته اند و به دلیل این نامنظمی آسیب های موضعی یا کلی به این ساختمان ها وارد شده است. یکی از متداول ترین نامنظمی های موجود در سازه های شهری نامنظم بودن سازه در ارتفاع است. در واقع با تغییر ارتفاع و در نتیجه جرم ارتفاعی اثر مشارکت موده های بالاتر افزایش یافته و رفتار سازه تغییر خواهد کرد. یکی از انواع نامنظمی در ارتفاع، اثر مقاومت جانبی است. طبق آیین نامه ۲۸۰۰ چنانچه مقاومت جانبی طبقه ای از ۸۰ درصد مقاومت طبقه بالایی خود کمتر بود طبقه ضعیف بوجود می آید. مقاومت هر طبقه برابر است با مجموع مقاومت جانبی کلیه اجزای مقاومی که برش طبقه را در جهت مورد نظر تحمل می کنند. طبقه ای که مقاومت جانبی آن کمتر از حدود عنوان شده باشد طبقه ضعیف تلقی شده و سازه دارای نامنظمی در ارتفاع می باشد [1] با بیشتر شدن طبقات ساختمان ها اثر مقاومت جانبی در عملکرد سازه افزایش می یابد. این مساله اهمیت نیاز به بررسی رفتار سازه های نامنظم در ارتفاع تحت اثر مقاومت جانبی را مشخص می کند. هدف این تحقیق ایجاد درک بهتر و مناسب تر از رفتار لرزه ای ساختمان های بتن آرمه نامنظم در ارتفاع با در نظر گرفتن اثر مقاومت جانبی می باشد. در این تحقیق یک ساختمان ۱۲ طبقه بتنی با سیستم دوگانه قاب خمشی و دیوار برشی که در طبقه ششم به علت کاهش سطح مقطع اجزا مقاوم در برابر نیروی برشی اعم از ستون ها و دیوارهای برشی، مقاومت کمتری نسبت به طبقات بالایی خود دارد و دچار نامنظمی مقاومت جانبی در ارتفاع شده مدل سازی می شود و با دو روش پوش آور و تاریخچه زمانی تحلیل می گردد. تغییر مکان هدف در سطوح عملکرد آن با مدل نامنظم ۱۲ طبقه مقایسه می گردد و مشخص می شود آیا سازه با نامنظمی مقاومت جانبی تغییر مکان مجاز در آن سطوح عملکردی مورد نظر را برآورده می کند یا خیر. این تحلیل ها به کمک نرم افزار مهندسی 3D PERFORM انجام خواهد شد و نتایج جهت شناسایی رفتار این نوع سازه ها در پایان کار ارائه خواهد شد.

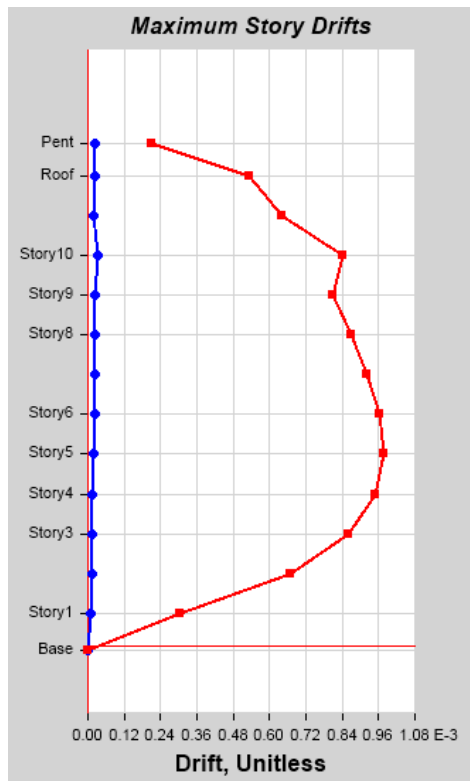
مدلسازی

سازه مورد بررسی یک ساختمان ۱۲ طبقه با ارتفاع طبقه همکف ۲/۵ متر و سایر طبقات ۳/۵ متر می باشد. پلان این سازه مورد بررسی در شکل ۱ نشان داده شده است. سیستم باربر جانبی سازه سیستم دوگانه قاب خمشی و دیوار برشی متوسط می باشد و سقف طبقات از نوع تیرچه بلوک در نظر گرفته شده است. سازه مورد نظر با ضوابط استاندارد ۲۸۰۰، مبحث ششم [۲] و مبحث نهم [۳] مقررات ملی ساختمان برای منطقه با خطر لرزه خیزی بسیار زیاد و سایت با نوع خاک سه می باشد. مطابق ۱-۸-۱-۲ پ آیین نامه ۲۸۰۰ مقاومت جانبی هیچ طبقه ای کمتر از ۸۰ درصد مقاومت جانبی طبقه روی خود نباشد. مقاومت هر طبقه برابر با مجموع مقاومت جانبی کلیه اجزای مقاومی است که برش طبقه را در جهت مورد نظر تحمل می نماید. طبقه ای که مقاومت جانبی آن کمتر از حدود عنوان شده باشد، ضعیف تلقی می گردد [1] که در ساختمان مورد نظر در طبقه دهم بعلاوه محدودیت های معماری این نامنظمی اعمال شده است و طبقه ضعیف شکل گرفته است. مشخصات مصالح مورد استفاده در سازه به شرح جدول زیر می باشد:

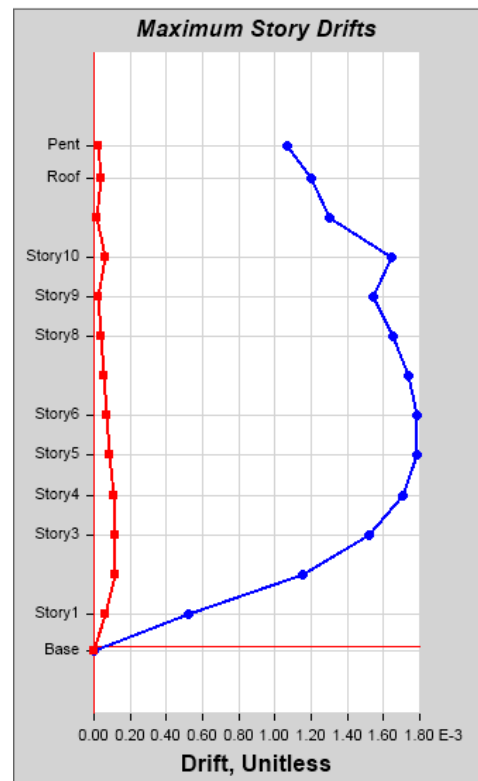
جدول ۱- مشخصات بتن مورد استفاده در مدل

مقدار	مشخصه	مقدار	مشخصه
۲۱۰۰۰ kN/m ²	مقاومت فشاری بتن، f _c	۲/۵۰ kN/m ³	جرم واحد حجم، M
۴۰۰۰۰۰ kN/m ²	تنش تسلیم میلگرد طولی، f _y	۲۵kN/m ³	وزن واحد حجم، W
۳۰۰۰۰۰ kN/m ²	تنش تسلیم خاموت، f _{ys}	۲۴۹۵۷۰۰۰ kN/m ²	ضریب الاستیسیته، E

پروفیل دریافت طبقات سازه نامنظم نسبت به ارتفاع ناشی از تحلیل استاتیکی معادل در شکل ۲ آمده است.



شکل ۱-ب پروفیل دریفت طبقات در راستای Y



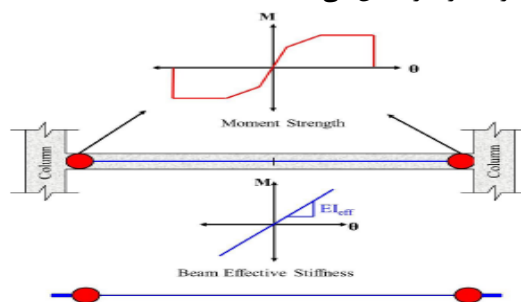
شکل ۱-الف پروفیل دریفت طبقات در راستای X

نحوه مدل سازی اعضای سازه ای جهت تحلیل های غیرخطی

برای بررسی عملکرد لرزهای سازه ها به روش تحلیل بارافزون، مدل سازی به صورت سه بعدی با نرم افزار PERFORM3D(Version5) صورت گرفته است. برای مدل سازی تیرها و ستون ها از مدل استفاده شده در تز دکتری زینب تونا [۴] از دانشگاه کالیفرنیا استفاده شده است.

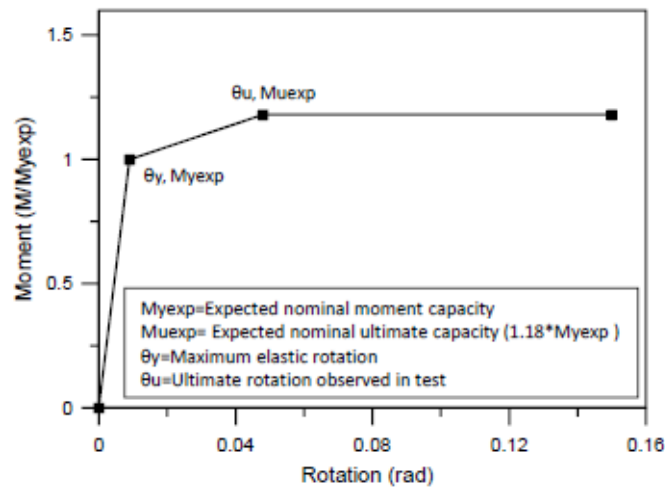
مدل سازی تیرها

برای مدل سازی تیرها از المان خطی تیر به همراه مفاصل دورانی غیرخطی و نواحی صلب انتهایی در دو انتهای تیر استفاده شده است. شکل ۳ روش استفاده شده در مدل سازی تیرها را نشان می دهد.



شکل ۲- نمایی از مدل سازی تیرها

ناحیه الاستیک تیر با استفاده از مشخصات مقطع و ضرایب اصلاحی سختی مطابق با مبحث نهم مقررات ملی ساختمان برای خمش مدل شده است. مفاصل دورانی - خمشی غیرخطی براساس آزمایش انجام گرفته توسط پوپوف و همکاران^۱ با منحنی پوش سه خطی بدون در نظر گرفتن افت مقاومت مدل شده است. [۵] شکل ۴ منحنی پوش مورد استفاده برای مفاصل دورانی - خمشی تیرها را نشان می دهد. نواحی صلب انتهایی با سختی ده برابر ناحیه الاستیک تیر در انتهای تیرها استفاده شده است. در شکل ۵ نمایی از ترکیب مولفه های تیر را مشاهده می کنیم.



شکل ۳- نمایی از منحنی پوش مورد استفاده برای مفاصل دورانی - خمشی

COMPONENT LENGTHS ARE NOT TO SCALE

Basic Components Strength Sections Self Weight

COMPONENT TO BE ADDED OR CHANGED

Component Type

Component Name

Text for filter

Length Type Length Value

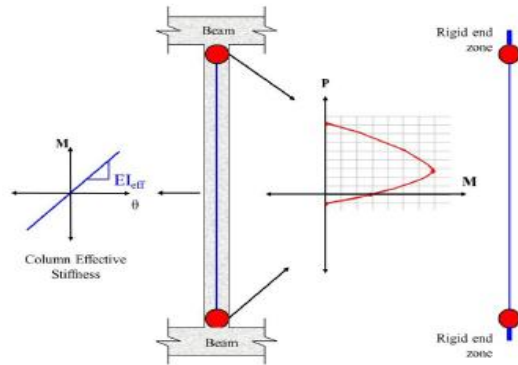
COMPONENT LIST (MAX. 12) Click to highlight. Double click to select.

No.	Component Type	Component Name	Length	Propn
1	End Zone for a Beam or Column	Default End Zone	Auto	
2	FEMA Column, Concrete Type	C60x60-16Q22		0.5
3	FEMA Column, Concrete Type	C60x60-16Q22		0.5
4	End Zone for a Beam or Column	Default End Zone	Auto	

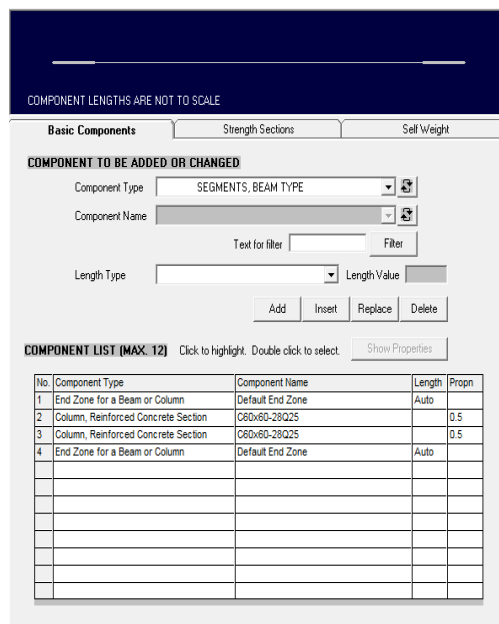
شکل ۴- نمایی از ترکیب مولفه‌ها برای مدل‌سازی تیر در نرم افزار

مدل‌سازی ستون‌ها

برای مدل‌سازی ستون‌ها از المان خطی تیر به همراه مفاصل پلاستیک و نواحی صلب انتهایی در دو انتهای ستون استفاده شده است. شکل عروش استفاده شده در مدل‌سازی ستون‌ها را نشان می‌دهد.



شکل ۵- نمایی از مدل سازی ستون ها



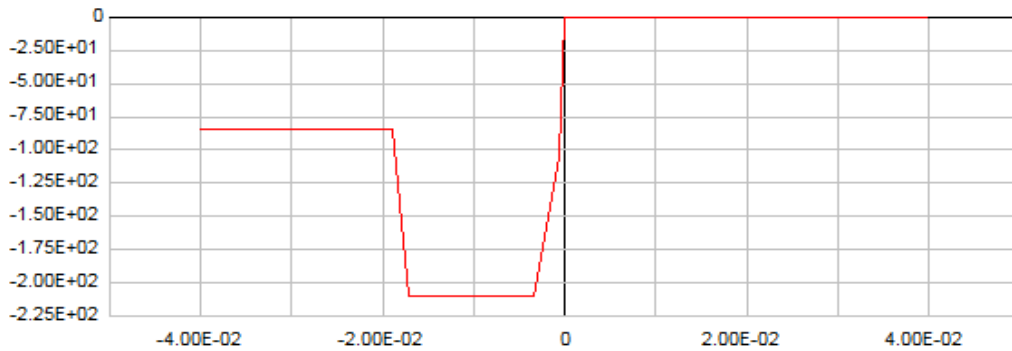
شکل ۶- نمایی از ترکیب مولفه ها برای مدل سازی ستون در نرم افزار

مدل سازی دیوار برشی

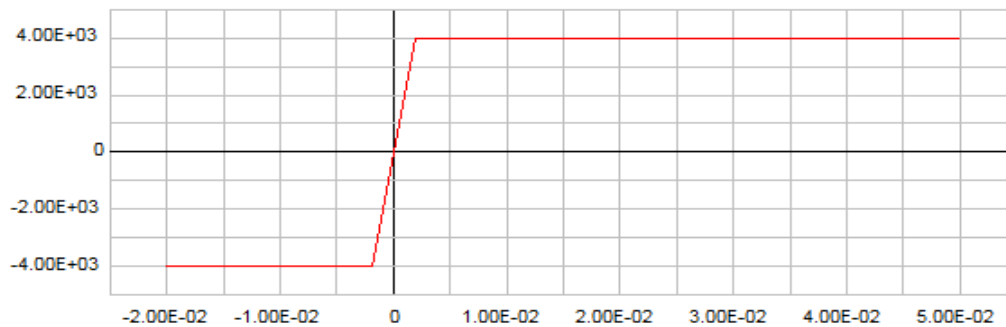
با استفاده از مدل های Fiber می توان دقت مدل را بدون رفتن به سمت تحلیل های خیلی جزئی اجزای محدود افزایش داد. نرم افزار PERFORM3D امکان مدل سازی غیرخطی دیوار را با استفاده از المان های دیوار فراهم می آورد. این المان به کمک تعدادی Fiber در طول دیوار که مدل مصالح غیرخطی به آن اختصاص داده می شود تعریف می گردد. برای تعریف رفتار تنش - کرنش بتن از رویه مدل ارائه شده توسط ماندنر [۶] استفاده شد و از کشش بتن صرف نظر شده است.



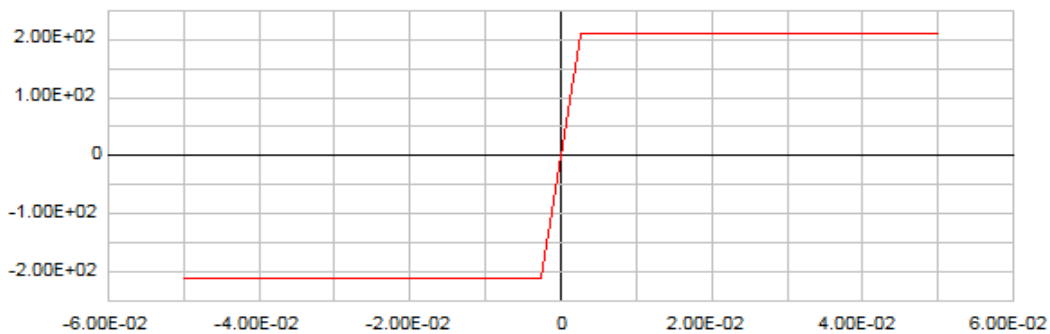
شکل ۷-FIBER - مقطع معادل دیوار برشی بتنی



شکل ۸- نمایی از نمودار تنش - کرنش بتن



شکل ۹- نمایی از نمودار تنش - کرنش فولاد



شکل ۱۰- نمایی از نمودار تنش - کرنش مصالح برشی غیر خطی دیوار

به منظور انجام تحلیل تاریخچه زمانی، ۳ رکورد زلزله دور از گسل با مشخصات ذکر در جدول شماره ... و ثبت شده بر روی خاک تیپ ۳ با توجه به روند مقیاس کردن ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، مقیاس شده است. در ادامه به توضیح روش مقیاس کردن می پردازیم. در ابتدا زوج شتابنگاشت‌های انتخاب شده، سپس به مقدار حداکثر خود مقیاس شده، به طوری که حداکثر شتاب در مولفه‌ای که دارای بیشینه است برابر با g باشد، مقیاس شده است. طیف پاسخ شتاب هر یک از زوج شتابنگاشت‌های مقیاس شده با در نظر گرفتن نسبت میرایی ۵٪ تعیین گردیده است. طیف پاسخ هر شتابنگاشت با استفاده از روش جذرمجموع مربعات با یکدیگر ترکیب شده و یک طیف ترکیب واحد برای هر زوج ساخته می‌شود. هر زوج شتابنگاشت چنان مقیاس شده است که برای هر پیوند در محدوده‌ی $T \leq 0.2$ الی $T \leq 1/5$ ، مقدار متوسط طیف جذر مجموع مربعات به تمام زوج مولفه‌ها، بیشتر از ۱۰٪ از $1/3$ برابر مقدار متناظر طیف طرح استاندارد کمتر نشود. سپس یک ضریب مقیاس تعیین شده که آن را در شتابنگاشت‌های مقیاس شده ضرب کرده‌ایم. در جدول .. ضرایب اصلاحی شتابنگاشت‌ها آورده شده است.

جدول ۲- رکوردهای استفاده شده در تحلیل تاریخیچه زمانی

شماره	RSN	نام زلزله	ایستگاه ثبت	بزرگا	فاصله از گسل
1	3753	Landers	Fun Valley	7.28	25.02
2	6915	darfield new zealand	Heath cote valley	7.0	24.47
3	1616	Duzce turkey	Lamon 362	7.14	23.41

جدول ۳- ضرایب اصلاحی شتابنگاشت‌ها

شماره	نام زلزله	ضریب اصلاحی
۱	Landers	۲/۷۱۶
۲	darfield new Zealand	۱/۰۱۴
۳	Duzce turkey	۲۰/۸۶۰

تحلیل استاتیکی غیر خطی

در این پژوهش با هدف رصد رفتار غیرخطی در سازه‌های مورد مطالعه، تحلیل استاتیکی غیر خطی انجام شده است. براساس بند ۳-۴-۱-۳-۳ نشریه ۳۶۰ [۷] توزیع بار جانبی در مدل سازه باید حد امکان شبیه به آنچه که هنگام زلزله رخ خواهد داد باشد و حالت‌های بحرانی تغییرشکل و نیروهای داخلی را در اعضا ایجاد نماید. توزیع بار جانبی باید متناسب با دونوع توزیع زیر بر سازه اعمال شود:

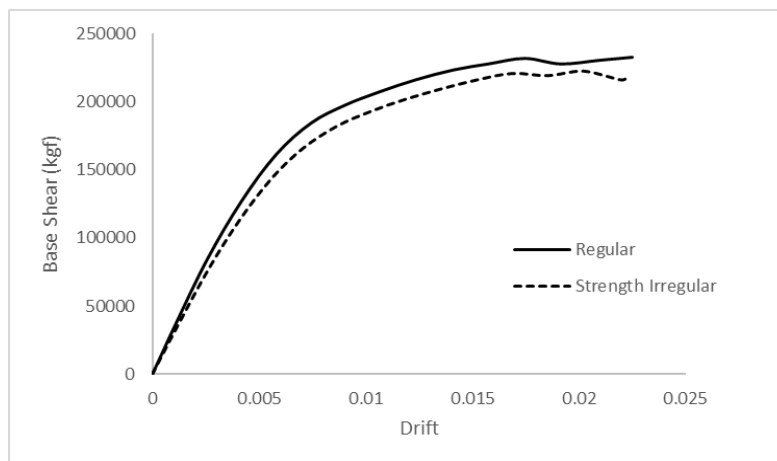
الف-توزیع متناسب با شکل مد اول ارتعاش در جهت مورد نظر باشد.

ب-توزیع یکنواخت که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می شود.

در صورتی که ساختمان براساس استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شده باشد اعمال توزیع بار جانبی نوع دوم ضرورتی ندارد.

همانطور که از شکل ۱۱ مشخص است ظرفیت باربری جانبی سازه منظم از سازه نامنظم با نامنظمی مقاومت واقع در طبقه ششم

بیشتر می‌باشد.



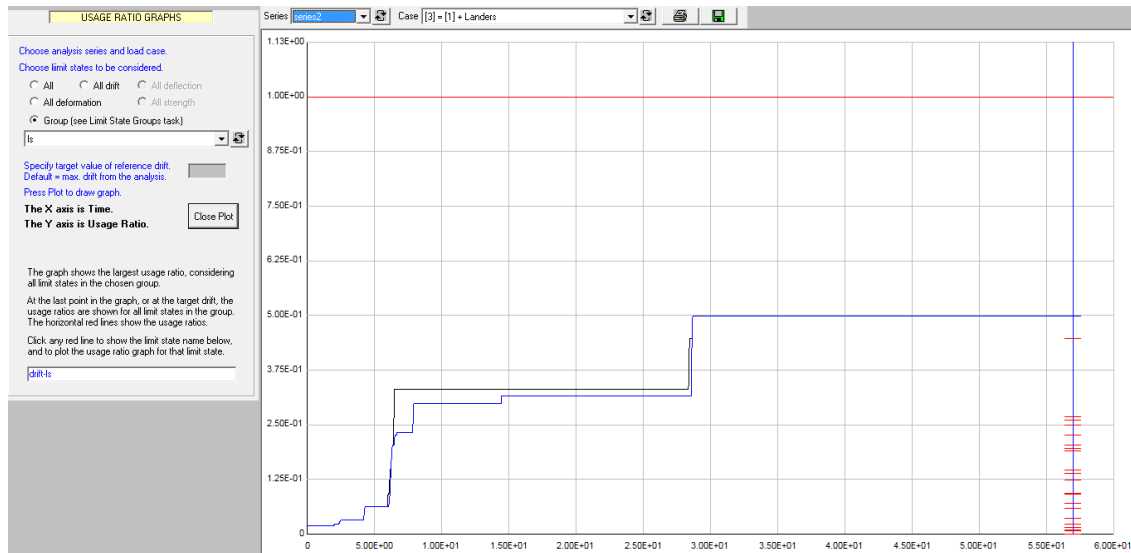
شکل ۱۱- مقایسه پاسخ استاتیکی غیر خطی سازه منظم و نامنظم

تحلیل تاریخیچه زمانی غیر خطی

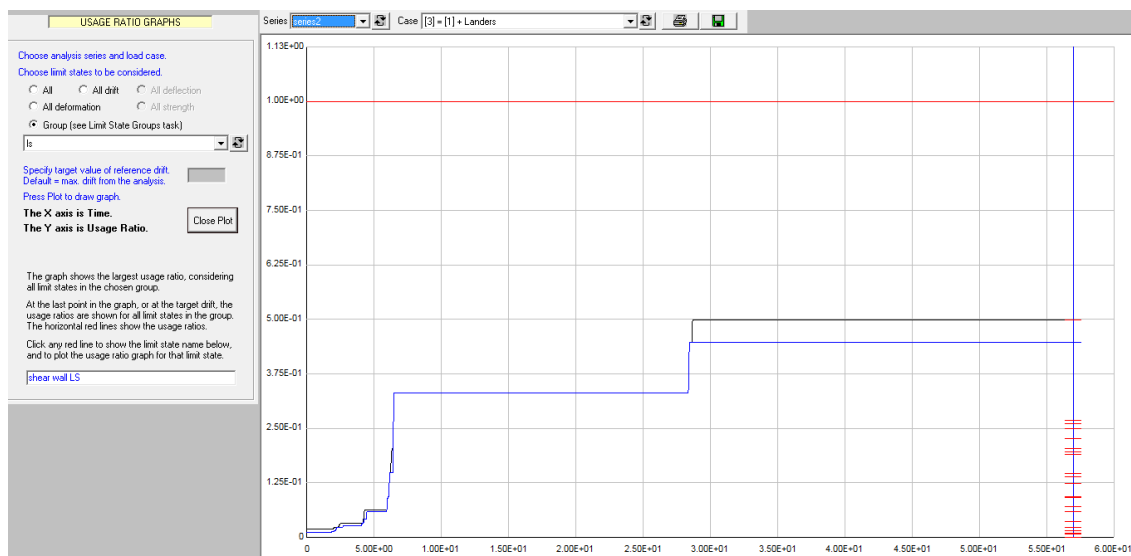
مطابق با دستور العمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی به تنهایی ثابت می کند و نیازی به انجام تحلیل دینامیکی تاریخیچه زمانی نمی باشد اما در این تحقیق به دلیل اطمینان بیشتر از نتایج گرفته شده تحلیل تاریخیچه زمانی انجام گردیده است. شکل‌های ۱۲ تا ۱۴ وضعیت تشکیل مفاصل در اجزای سازه ای و منحنی نسبت کاربردی سازه های مورد مطالعه را تحت رکود زلزله های دارفیلد، لندرز و دزچه را نشان می‌دهد.

منحنی های نسبت کاربردی در واقع نسبت نیرو به ظرفیت اعضای سازه‌ای را در سطح عملکرد مورد نظر نشان می دهند.

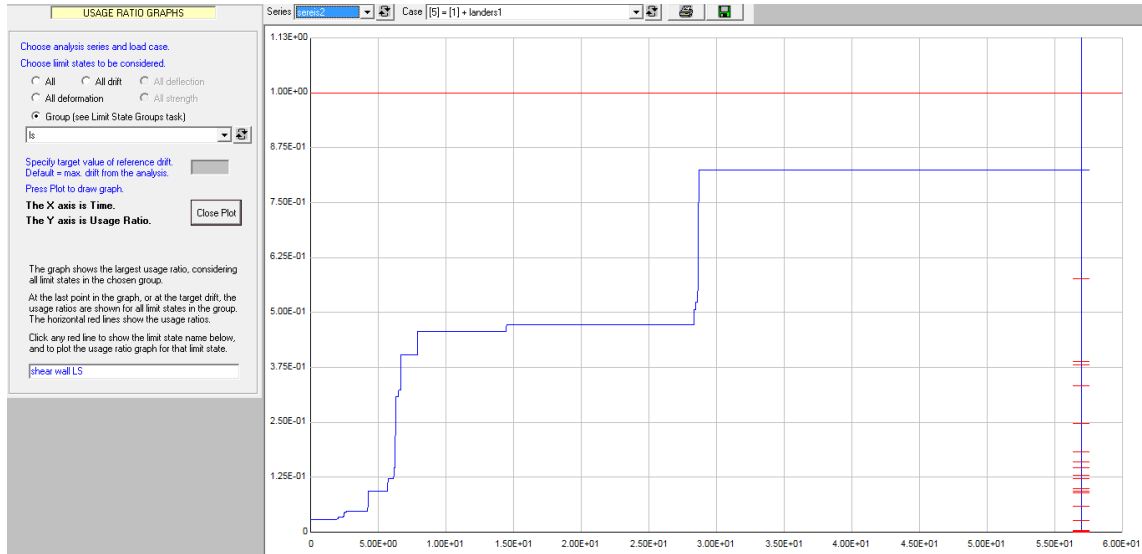
در شکل‌های آتی تغییرات انواع نسبت‌های کاربردی با گذشت زمان تحت رکورد زلزله‌های دزچه، لندرز و دارفیلد در در دوسازه منظم و نامنظم با نامنظمی مقاومت در طبقه ششم مقایسه شده‌اند. در کلیه این شکل‌ها محور افقی بیانگر زمان و محور قائم نشان‌دهنده نسبت کاربردی مربوطه می‌باشد.



شکل ۱۲- حداکثر نسبت نیاز به ظرفیت در سازه منظم تحت اثر زلزله لندرز در زمان رسیدن دریفت سازه به سطح عملکردی ایمنی جانی



شکل ۱۳- حداکثر نسبت نیاز به ظرفیت در سازه منظم تحت اثر زلزله لندرز در زمان رسیدن دیوار برشی به سطح عملکردی ایمنی جانی



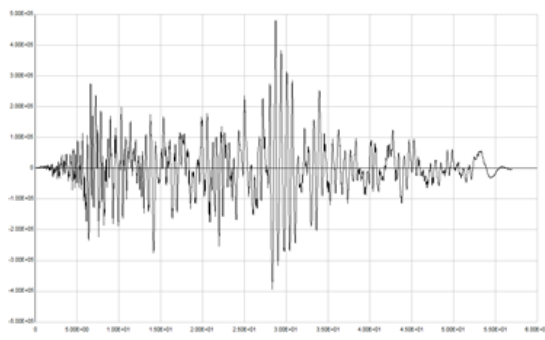
شکل ۱۴- حداکثر نسبت نیاز به ظرفیت در سازه نامنظم تحت اثر زلزله لندرز در زمان رسیدن دیوار برشی به سطح عملکرد ایمنی جانی

در سازه منظم نسبت کاربردی سازه در سطح عملکردی ایمنی جانی برابر ۰/۵ می باشد که این نسبت برای سازه نامنظم در سطح عملکردی ایمنی جانپیر برابر ۰/۸۲ می باشد بنابراین اعمال نامنظمی مقاومت به سازه در طبقه ششم باعث افزایش ۶۴ درصدی نسبت به سازه منظم می شود. در سازه منظم در سطح عملکردی ایمنی جانی در زمان هایی دریافت سازه و در زمان هایی المان دیوار برشی کنترل کننده می باشد. اما در سازه نامنظم در تمام زمان های اعمال زلزله لندرز دیوار برشی کنترل کننده می باشد.

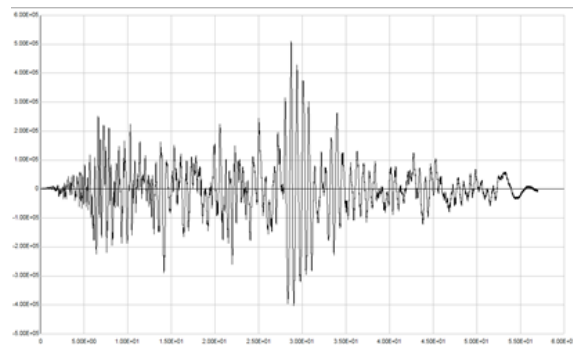
نتایج تحلیل ها

مقایسه برش پایه

منحنی برش پایه در دو سازه منظم و نامنظم تحت اثر هر سه زلزله لندرز، دارفیلد و دزچه در شکل های زیر آورده شده است.



شکل ۱۶- منحنی برش پایه در مقابل زمان سازه منظم تحت اثر زلزله لندرز



شکل ۱۵- منحنی برش پایه در مقابل زمان سازه منظم تحت اثر زلزله لندرز

به جهت مقایسه بهتر برش پایه سازه های منظم و نامنظم تحت رکوردهای مختلف زلزله مقادیر ماکزیمم برش پایه در جدول زیر مقیاس شده است.

جدول ۴- مقادیر برش پایه سازه های منظم و نامنظم تحت رکوردهای مختلف زلزله

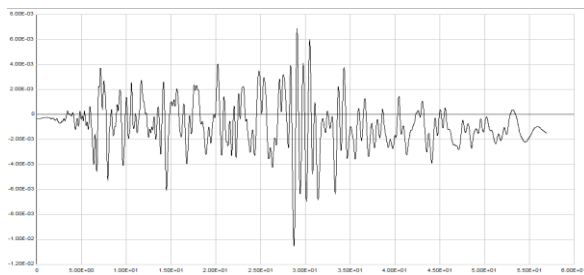
نوع سازه	رکورد زلزله	برش پایه (kgf)
منظم	Darfield	۳۰۷۱۵۰۰
منظم	Landers	۴۷۹۶۲۰۰
منظم	Duzce	۴۶۵۳۴۰۰

۳۲۴۹۷۰۰	Darfield	نامنظم
۵۱۱۶۴۰۰	Landers	نامنظم
۴۷۹۶۶۰۰	Duzce	نامنظم

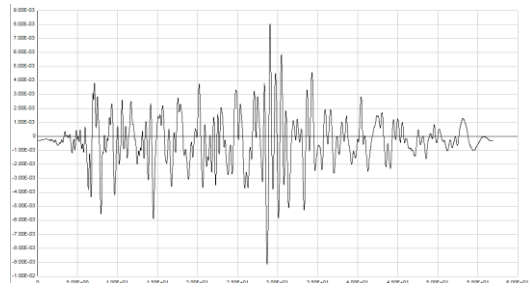
همانطور که از جدول فوق مشخص می‌باشد اعمال نامنظمی به سازه باعث افزایش میزان برش پایه در تمام رکوردها شده است که می‌توان اینطور استنباط نمود که به دلیل کاهش ضریب رفتار سازه با اعمال نامنظمی بوده است.

مقایسه تغییر مکان نسبی طبقات

تغییر مکان نسبی طبقات یکی از پارامترهای مهم در ارزیابی سازه‌ها بوده و بایستی حتما کنترل گردد ممکن است در یک سازه تغییر مکان حداکثر بام کم باشد ولی میزان جابجایی نسبی در یک طبقه به اندازه ای باشد که موجب تخریب سازه گردد. برای بدست آوردن تغییر مکان نسبی طبقات در هر راستا ابتدا نیاز است منحنی تغییر مکان - زمان در هر طبقه از ساختمان تحت رکورد مورد نظر ترسیم و با استفاده از این نمودارها مقادیر حداکثر مکان نسبی مربوط به طبقات مختلف استخراج گردد. به عنوان مثال منحنی تغییر مکان نسبی طبقه بام در سازه‌های منظم و نامنظم در شکل‌های ۱۷ و ۱۸ نشان داده شده است.



شکل ۱۸- تاریخچه زمانی تغییر مکان بام تحت زلزله لندرز در سازه منظم

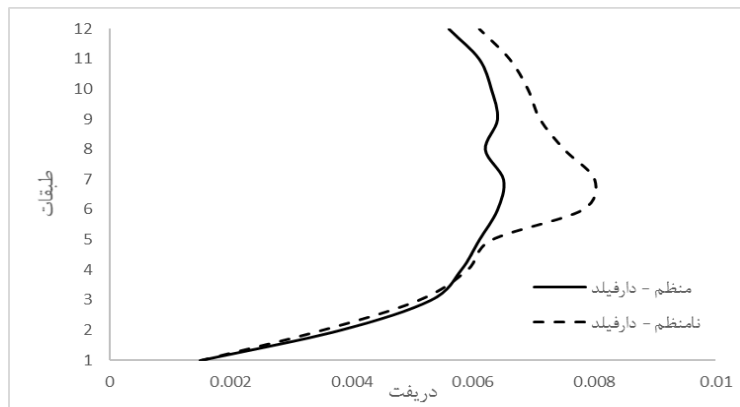


شکل ۱۷- تاریخچه زمانی تغییر مکان بام تحت زلزله لندرز در سازه نامنظم

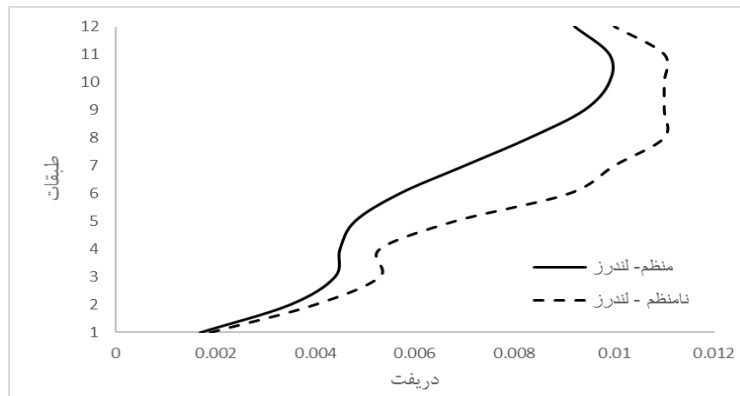
جدول ۵- حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات در سازه منظم و نامنظم

نامنظم			منظم			زلزله طبقات
دزچه	لندرز	دارفیلد	دزچه	لندرز	دارفیلد	
۰/۰۰۷	۰/۰۰۱۹	۰/۰۰۱۵	۰/۰۰۷	۰/۰۰۱۷	۰/۰۰۱۵	۱
۰/۰۱۷	۰/۰۰۴	۰/۰۰۳۵	۰/۰۱۷	۰/۰۰۳۵	۰/۰۰۳۸	۲
۰/۰۲۳	۰/۰۰۵۳	۰/۰۰۵۱	۰/۰۲۳	۰/۰۰۴۴	۰/۰۰۵۳	۳
۰/۰۲۶	۰/۰۰۵۳	۰/۰۰۵۹	۰/۰۲۶	۰/۰۰۴۵	۰/۰۰۵۸	۴
۰/۰۲۸	۰/۰۰۶۸	۰/۰۰۶۳	۰/۰۲۹	۰/۰۰۴۸	۰/۰۰۶۱	۵
۰/۰۳۱	۰/۰۰۹۱	۰/۰۰۷۸	۰/۰۳	۰/۰۰۵۷	۰/۰۰۶۴	۶
۰/۰۳۱	۰/۰۱	۰/۰۰۸	۰/۰۳۱	۰/۰۰۷	۰/۰۰۶۵	۷
۰/۰۳۱	۰/۰۱۱	۰/۰۰۷۵	۰/۰۳۱	۰/۰۰۸۳	۰/۰۰۶۲	۸
۰/۰۳	۰/۰۱۱	۰/۰۰۷۱	۰/۰۳۱	۰/۰۰۹۴	۰/۰۰۶۴	۹
۰/۰۲۹	۰/۰۱۱	۰/۰۰۶۹	۰/۰۳	۰/۰۰۹۹	۰/۰۰۶۳	۱۰
۰/۰۲۸	۰/۰۱۱	۰/۰۰۶۶	۰/۰۲۸	۰/۰۰۹۹	۰/۰۰۶۱	۱۱
۰/۰۲۷	۰/۰۱	۰/۰۰۶۱	۰/۰۲۸	۰/۰۰۹۲	۰/۰۰۵۶	۱۲

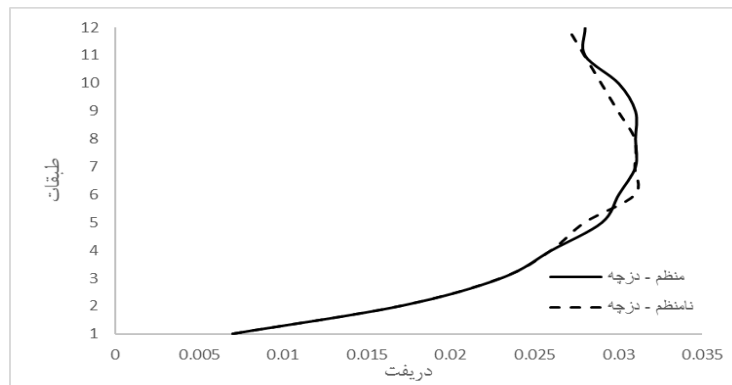
نمودارهای زیر به جهت مقایسه بهتر رکوردهای زلزله در دو ساختمان منظم و نامنظم آورده شده است همانطور که مشخص می‌باشد اعمال نامنظمی به سازه باعث افزایش دررفت طبقات می‌گردد که این میزان افزایش در طبقات میانی بیشتر می‌باشد.



شکل ۱۹- مقایسه نمودار دریفت طبقات در سازه منظم و نامنظم تحت اثر زلزله دارفیلد



شکل ۲۰- مقایسه نمودار دریفت طبقات در سازه منظم و نامنظم تحت اثر زلزله لندرز



شکل ۲۱- مقایسه نمودار دریفت طبقات در سازه منظم و نامنظم تحت اثر زلزله دزچه

تغییر مکان هدف

جدول ۶- مقادیر تغییر مکان هدف برای دو سازه منظم و نامنظم

سازه منظم (سانتی متر)	سازه نامنظم با نامنظمی مقاومت در طبقه ششم (سانتی متر)
۵۱/۸	۵۵/۷

نتیجه گیری

بطور کلی می توان گفت اعمال نامنظمی مقاومت جانبی در ارتفاع تاثیر منفی در عملکرد سازه می گذارد که در پایین نتیجه دقیق مطالعات گزارش داده می شود. تغییر مکان هدف بعد از اعمال نامنظمی از ۵۱۸ میلی متر به ۵۵۷ میلی متر تغییر یافته که نشان از افزایش ۷/۵ درصدی آن دارد.

در تحلیل استاتیکی غیر خطی یافتیم که ظرفیت باربری جانبی سازه نامنظم کمتر از سازه منظم است، به عبارتی بعد از اعمال نامنظمی ظرفیت باربری جانبی کاهش یافته است.

با استفاده از روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی تحت رکوردهای سه زلزله مختلف دارفیلد، لندرز و دزچه مشاهده شد منحنی حداکثر نسبت کاربردی در سازه نامنظم ۶۴ درصد افزایش را به خود دید. در سازه منظم گاهی دریفت سازه و در زمان هایی هم دیوار برشی کنترل کننده است ولی در سازه نامنظم تماما دیوار برشی کنترل کننده است.

وجود نامنظمی باعث افزایش دریفت طقات می شود که در طبقات میانی مقدار افزایش دریفت محسوس تر است.

اعمال نامنظمی باعث افزایش میزان برش پایه سازه منظم به نامنظم تحت رکوردهای مختلف زلزله دارفیلد، لندرز و دزچه به ترتیب به مقدار ۶، ۷ و ۳ درصد شده است که می توان این گونه استنباط نمود به دلیل کاهش ضریب رفتار سازه بوده است.

سپاسگزاری

در این بخش جا دارد پس از شکر آفریدگار علم، از تمام کسانی که به هر نحوی برای سربلندی و پیشرفت علمی ایران عزیز می کوشند تشکر نماییم.

منابع و مراجع

- [۱] ویرایش چهارم آیین نامه ی ۲۸۰۰، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، وزارت راه و شهرسازی، ۱۳۹۳
- [۲] فصل ششم مقررات ملی ساختمان - بارهای وارد به ساختمان، دفتر تدوین مقررات ملی ساختمان، وزارت راه و شهرسازی، ۱۳۹۲
- [۳] فصل نهم مقررات ملی ساختمان، طرح و اجرای ساختمان‌های بتنی، دفتر تدوین مقررات ملی ساختمان، وزارت راه و شهرسازی، ۱۳۹۲.
- [4] Tuna, Z. (2012), " Seismic Performance, Modeling, and Failure Assessment of Reinforced Concrete Shear Wall," Doctor of Philosophy in Civil Engineering, University of California, Los Angeles.
- [5] Popov, E.P., Bertero, V. V., and Krawinkler, H. (1972),"Cyclic Behavior of Three R.C. Flexural Members with High Shear," Report No. EERC 72-5, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- [6] Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R. (1988), "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete", ASCE Journal of Structural Engineering, 114(8), 1804-1826.
- [۷] دستور العمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، نشریه شماره ۳۶۰، ۱۳۹۲.