مجله نخبگان علوم و مهندسی
Journal of Science and Engineering Elites
جلد ۸- شماره ۶ - سال ۱۴۰۲
www.ElitesJournal.ir

مقایسه تحلیل های استاتیکی و دینامیکی طیفی و تاریخچه زمانی خطی بر روی ساختمان ۸ طبقه قاب خمشی بتن آرمه نامنظم

محمدمهدی صادقی*[۱]، حمید توپچی نژاد[۲]

۱- دانشجوی دکتری تخصصی مهندسی سازه، دانشگاه رازی، کرمانشاه، ایران
۲- دانشیار مهندسی سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه رازی، کرمانشاه، ایران

*mm.sadeghi@razi.ac.ir

ارسال: دی ماه ۱۴۰۲ پذیرش: بهمن ماه ۱۴۰۲

چکیده

تحلیل های خطی در شرایط مناسب می توانند تقریب قابل قبولی از ویژگی ها و رفتار حقیقی سازه ها ارائه دهند که انواع مختلف آن ها شامل تحلیل های استاتیکی معادل مود اول، دینامیکی طیفی مودال و تاریخچه زمانی می باشد. در این مقاله با انجام تحلیل های خطی استاتیکی، دینامیکی مودال طیفی و تاریخچه زمانی با ۷ رکورد مختلف بر روی یک ساختمان ۸ طبقه قاب خمشی بتن آرمه با نامنظمی در ارتفاع و پلان، مقادیر برش و دریفت طبقات و لنگر های واژگونی در قالب نمودار باهم مقایسه شد. روش مودال طیفی در حالت های مجموعه کامل مودها و مجموعه جزیی از مود ها با ۹۰ درصد جرم مؤثر بررسی شد که اختلاف در نتایج آن ها بسیار جزیی بود. در نتیجه پژوهش متغییر های برش، دریفت و لنگر واژگونی طبقات به ترتیب در روش های تاریخچه زمانی، استاتیکی معادل مود اول و مودال طیفی دارای بیشترین مقدار بودند.

واژگان کلیدی: تحلیل خطی، استاتیکی معادل، دینامیکی طیفی مودال، تاریخچه زمانی، مجموعه کامل و جزیی مودها.

۱- مقدمه

نامنظمی[۱] در سازه‌ها به هر نوع عدم تقارن یا عدم همترازی در خواص هندسی و مکانیکی سازه اطلاق می‌شود. این شرایط نامنظمی می‌توانند در طراحی یا ساخت سازه مشکلاتی را ایجاد کنند و تحلیل و طراحی مناسب را دشوارتر سازند[۱-۳]. در مهندسی سازه، توجه به نامنظمی‌ها بسیار مهم است؛ زیرا ممکن است منجر به تحلیل غیرصحیح، ضعف رفتار سازه در برابر نیروهای خارجی (مانند زلزله) یا عملکرد غیرقابل پیش‌بینی در سازه شود. بنابراین، در طراحی و اجرای سازه‌ها، این نامنظمی‌ها باید شناسایی و مورد توجه قرار گیرند تا بتوان با استفاده از روش‌های مناسب اثر آن ها را پیش بینی کرد و ایمنی و رفتار مناسب سازه را تضمین نمود[۴]. با به کار گیری فناوری های معاصر در مهندسی، ساخت ساختمان های بلند با پیکربندی نامنظم به سرعت در حال افزایش است که این امر نیز ضرورت استفاده از روش های مناسب تحلیل با توجه به شرایط سازه را گوشزد می نماید. تحلیل های خطی در صورت رعایت شرایط و ضوابط مربوطه، می توانند برآورد نسبتاً مناسبی از پاسخ سازه داشته باشند. این دسته از تحلیل ها شامل استاتیکی معادل[۵-۷]، دینامیکی طیفی[۸] و دینامیکی تاریخچه زمانی هستند. در روش های استاتیکی و به طور کلی در استاتیک فرض بر آن است که در بار وارد شده در طول زمان ثابت است و تغییری در آن صورت نمی گیرد (منبع مقاله آجای و پراکاش) در حالی که

[1] Irregularity

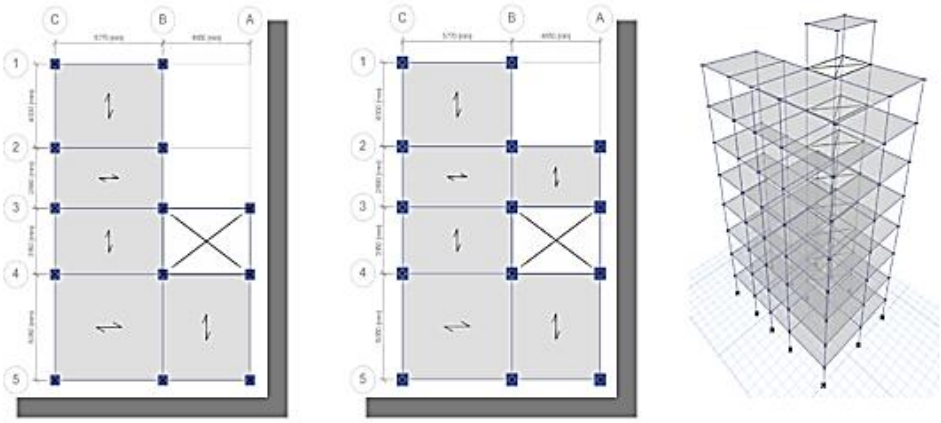
در دینامیک، بار وارد شده با گذشت زمان تغییر می کند[۹-۱۰]. در تحلیل دینامیکی طیفی بارگذاری سازه همچنان بصورت استاتیکی بوده و با گذر زمان دچار تغییر نمی شود مهمترین تفاوت آن با تحلیل استاتیکی معادل، در نظر گرفتن اثرات مود های بالاتر سازه در محاسبات است [۱۱-۱۳]. دینامیکی طیفی مودال را می توان به دو صورت مجموعه کامل۱ و جزیی۲ مود ها انجام داد که تفاوت آن ها در به کارگیری تعداد مود های نوسان سازه به صورت کامل یا جزیی می باشد [۱۴-۱۵]. در تحلیل خطی فرض اصلی این است که اگر سازه تحت نیروی واحد جابه جایی مربوط را تجربه کند، تحت نیروی دو برابر، جابه جایی آن نیز دو برابر خواهد بود. در تحلیل های خطی فرض می شود که ماتریس سختی در طول اعمال بار ثابت بوده و در سختی اعضا تغییری ایجاد نمی شود. در تحلیل تاریخچه زمانی تغییرات زمانی نیروها، جابجایی‌ها، سرعت‌ها و شتاب‌ها در سازه لحاظ می‌شوند[۱۶]. تحلیل تاریخچه زمانی خطی برای ارزیابی پاسخ سازه به انواع نیروها و بارها در طول زمان، به ویژه در مواردی که رفتار سازه تحت بارهای پویا تغییر می‌کند، مانند لرزه‌ها یا اثرات موجود در سیستم سازه‌ای، استفاده می‌شود که در طبقه بندی دقیق ترین نوع تحلیل ها قرار می گیرد [۱۷-۱۸]. بنابراین، دقت محاسبه رفتار سازه تحت تحلیل های مذکور متفاوت می باشد که در این مقاله به بررسی برخی از تفاوت های مهم پرداخته شد.

۲- مدل سازی

تحلیل های استاتیکی خطی، دینامیکی طیفی خطی و دینامیکی تاریخچه زمانی خطی بر روی یک ساختمان هفت طبقه+پیلوت با سیستم باربر قاب خمشی بتن آرمه در هر دو راستا، انجام شد. دینامیکی طیفی مودال به دو صورت مجموعه کامل و جزیی مود ها به کار گرفته شد. نرم افزار های مورد استفاده عبارتند از:

ETABS v21
Excel 2016
SeismoSignal

مشخصات مقاطع و اعضای ساختمان در تمامی تحلیل ها یکسان می باشد. شکل زیر پلان و نمای سازه را نشان می دهد:



شکل ۱- به ترتیب نمای سه بعدی - پلان طبقات یک تا پنج - پلان طبقات شش تا هشت

کاربری ساختمان مسکونی، واقع در شهر تهران با خطر نسبی زیاد با ارتفاع طبقات ۳.۲ متر و ارتفاع پیلوت ۲.۶ متر، و خاک تیپ سوم است. مقاومت مشخصه بتن ۳۰ مگاپاسکال، مقاومت تسلیم آرماتور های عرضی و طولی به ترتیب ۳۴۰ و ۴۰۰ مگاپاسکال است. مشخصات مقاطع تیر ها و ستون ها برای همه روش های تحلیلی مطابق شکل زیر می باشد:

[1] Full set of Mode
[2] Partial set of Mode

شکل ۲ – مقطع تیر های طبقات

شکل ۳ – مقطع ستون های طبقات

۳– تجزیه و تحلیل

بار های وارد بر سازه، شامل بار های مرده و زنده و تیغه بندی و دیوار های پیرامونی دارای نما و بدون نما و دستگاه پله به شرح زیر می باشد:

جدول ۱ – بار های وارده – کیلوگرم بر متر مربع

مرده	زنده	تیغه بندی	دیوار پیرامونی فاقد نما	دیوار پیرامونی دارای نما	دستگاه پله
500	200	150	380	500	700

محاسبه بار برف برای شهر تهران در حالتی که ساختمان مسکونی، بام نیمه برف گیر واقع در ناحیه پر تراکم، شرایط دمایی ساختمان معمولی، بام مسطح و منطقه ۴ می باشد:

$$P_r = 1 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1.5 = 1.5\ KN/m2 \quad (۱)$$

۳–۱– تحلیل استاتیکی خطی

ضریب زلزله با دوره تناوب تجربی سازه مطابق زیر است:

جدول ۲ – پارامترهای محاسبه ضریب زلزله در تحلیل استاتیکی معادل

ارتفاع سازه (متر)	دوره تناوب تجربی سازه (ثانیه)	ضریب زلزله C	ضریب توزیع نیروی زلزله در ارتفاع K
25	0.905	0.103	1.202

برای محاسبه دوره تناوب تحلیلی از ضرایب کاهش سختی ۱ برای ستون ها و ۰/۵ برای تیر ها و برای تحلیل از ضرایب کاهش سختی ۰/۷ برای ستون ها و ۰/۳۵ برای تیر ها استفاده شد [۱۵]. پارامتر های جرم موثر لرزه ای، اثر پی–دلتا[1]، ضریب نامعینی ۱/۲، اثر مولفه قائم زلزله بر روی کل سازه در جهت بالا و پایین در تمامی روش های تحلیلی و اثر ۳۰–۱۰۰ در روش های استاتیکی و دینامیکی طیفی و همچنین ضریب بزرگنمایی پیچشی وابسته به نتایج هریک از تحلیل ها، اعمال شدند[۱۴].

جرم موثر لرزه‌ای[2] [۱۴]، به عنوان جرمی تعریف شد که در محاسبه نیروهای لرزه‌ای مؤثر استفاده می‌شود. جرم موثر لرزه‌ای به وزن و جرم تعدادی از عناصر سازه وابسته است و نشان دهنده میزان تخفیف عملکرد لرزه‌ای سازه در اثر پاسخ ناشی از زلزله می باشد.

---

[1] P-Δ

[2] Effective Seismic Mass

اثرهای پی-دلتا[1][۱۴] لنگرهای اضافی هستند که به دلیل جابجایی طبقات ناشی از نیروی جانبی، به سازه وارد می شوند. اثر پی باعث تغییرات در نیروهای وارده بر سازه و همچنین جابجایی‌ها و شکل‌های حاکم بر سازه می‌شود. با اعمال بارهای خطی بر روی سازه‌ای که از نظر هندسی نامنظم است، انحنای شکل سازه و تغییر در توزیع نیروها و جابجایی‌ها در سازه رخ می‌دهد. این تغییرات می‌توانند در مواردی نظیر برخورد با بارهای لرزه‌ای مورد توجه قرار گیرند.

ضریب نامعینی[2][۱۴] در سازه‌ها به میزان وجود اجزای اضافی برای انتقال بار و ایجاد پاسخ‌های مازاد برای سازه اطلاق می‌شود. در سازه‌های با ضریب نامعینی بالا، وجود اجزای اضافی به سازه امکان می‌دهد که در صورت وقوع خرابی یا آسیب به یکی از اجزای اصلی، توانایی انتقال بار به دیگر اجزا حفظ شود و سازه همچنان قابل استفاده باقی بماند. هر چه تعداد درجات نامعینی سازه بالاتر باشد، لازم است مفاصل پلاستیک های بیشتری تشکیل شود تا سازه ناپایدار گردد؛ در واقع بالا بودن درجه نامعینی یک سازه به منزله اطمینان از عملکرد مناسب آن در برابر بارجانبی زلزله است به نحوی که با از بین رفتن یک یا چند المان باربر جانبی (نظیر تیر و ستون در سیستم قاب خمشی، مهاربند ها و دیوارهای برشی در سیستم قاب ساده) در زلزله، لطمه چندانی به عملکرد لرزه ای سازه وارد نمی‌شود. در نتیجه بالا بودن ضریب نامعینی سازه منجر به افزایش شکل پذیری و استهلاک انرژی سازه می گردد.

با توجه به وجود نامنظمی در پلان سازه، مقدار ضریب نامعینی در محاسبات برابر ۱/۲ در نظر گرفته شد[۱۴]. قاعده ۱۰۰-۳۰ به مسئله تغییرات نیروها و جابجایی‌ها ناشی از بارگذاری زلزله در سازه‌ها می‌پردازد[۱۴]. این مسئله زمانی مطرح می‌شود که جانشین بارگذاری استاتیک با بارگذاری دینامیک صورت می گیرد. به دلیل این تغییرات، نیروها و جابجایی‌ها در سازه تغییر می کنند و باعث پاسخ جدید سازه می‌شوند. مولفه قائم زلزله[۱۴] باعث لرزش عمودی سازه در جهت قائم به سطح زمین است. با سایر مولفه‌های زلزله که لرزش سازه را در جهت‌های افقی (طولی و عرضی) ایجاد می کنند، مولفه قائم یک تحریک مستقل را به سازه وارد می کند. اهمیت مولفه قائم زلزله در تحلیل و طراحی سازه‌ها در این است که لرزش عمودی می‌تواند منجر به ایجاد نیروها و جابجایی‌های برشی و خمشی در سازه شود که باید به درستی مورد مدل‌سازی و بررسی قرار گیرند. در طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله، نیاز است تا به مناسب‌سازی سیستم سازه از لحاظ مولفه قائم نیز توجه شود. با توجه به قرار گرفتن ساختمان در منطقه با خطر نسبی زلزله خیلی زیاد، مولفه قائم زلزله می بایستی بصورت ضریبی از بار مرده به کل سازه اعمال شود[۱۴]. پس از انجام تحلیل به روش استاتیکی خطی معادل، بزرگترین نسبت دریفت محاسبه شده، ۱/۶ بود که نشان دهنده وجود نامنظمی شدید پیچشی در سازه است. ضریب بزرگنمایی پیچشی مطابق زیر محاسبه و به نرم افزار معرفی شد:

$$A_j = \left(\frac{\Delta_{max}}{1.2\Delta_{ave}}\right)^2 = \left(\frac{1.601}{1.2}\right)^2 = 1.7 \qquad (۲)$$

پس از آنالیز مجدد سازه، مقدار حداکثر دریفت راستا ها برابر ۰/۰۰۳۲۵ (مربوط به راستای X) محاسبه شد که از مقدار مجاز دریفت کمتر می باشد. مقدار مجاز دریفت مطابق استاندارد ۲۸۰۰ :

$$C_d \times \Delta_{eu} < 0.02h \rightarrow \frac{\Delta_{eu}}{h} < \frac{0.02}{C_d} \qquad \frac{\Delta_{eu}}{h} < \frac{0.02}{5.5} = 0.0036 \qquad (۳)$$

۳-۲- تحلیل دینامیکی طیفی

در این روش با معرفی طیف طراحی مربوطه از آیین نامه و ضریب مقیاس به نرم افزار، تحلیل دینامیکی طیفی انجام شد. در روش مجموعه جزیی مودها تعداد مود هایی که جرم موثرشان حداقل ۹۰ درصد جرم کل سازه را تشکیل می دهد، در محاسبات لحاظ و در روش مجموعه کامل مودها نیز تمامی مودهای نوسان سازه با مجموع جرم موثر ۱۰۰ درصدی از جرم کل سازه، در محاسبات معرفی شدند[۱۴]. پارامتر های جرم موثر لرزه ای، اثر پی-دلتا، ضریب نامعینی، قاعده ۱۰۰-۳۰ و مولفه قائم زلزله مشابه با تحلیل استاتیکی معادل در نرم افزار اعمال شدند. برای مشخص کردن تعداد مود های مورد نیاز در مجموعه جزیی مودها (مجموع مودهایی که جرمشان حداقل ۹۰ درصد جرم کل سازه را تشکیل می دهد) ۹ مود اول در نظر گرفته شدند:

---

[1] P-delta effect
[2] Redundancy

Modal Participating Mass Ratios

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Modal Participating Mass Ratios
Filter: None

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Modal	1	1.308	0.7308	9.964E-06	0	0.7308	9.964E-06	0
Modal	2	1.065	0.0001	0.6935	0	0.731	0.6935	0
Modal	3	1.029	0.0033	0.0508	0	0.7343	0.7442	0
Modal	4	0.474	0.1206	3.809E-06	0	0.8549	0.7443	0
Modal	5	0.403	3.228E-06	0.087	0	0.8549	0.8312	0
Modal	6	0.382	0	0.0318	0	0.8549	0.863	0
Modal	7	0.244	0.0513	1.179E-05	0	0.9062	0.863	0
Modal	8	0.21	0.0001	0.0428	0	0.9062	0.9058	0
Modal	9	0.203	0.0002	0.0056	0	0.9065	0.9114	0
Modal	10	0.159	0.026	1.363E-05	0	0.9325	0.9114	0
Modal	11	0.144	0.0001	0.0207	0	0.9326	0.9322	0
Modal	12	0.136	0.0001	0.0041	0	0.9327	0.9363	0

شکل ۴- تحلیل مودال

در روش مجموعه کامل مودها برای تعداد مودهای مورد نیاز (۱۰۰ درصد جرم) ۲۸ مود اول در نظر گرفته شدند:

Modal Participating Mass Ratios

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Modal Participating Mass Ratios
Filter: None

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
Modal	15	0.096	0.0006	0.0022	0	0.9492	0.952	0	0.0048
Modal	16	0.094	0.0106	0.0004	0	0.9598	0.9524	0	0.0009
Modal	17	0.088	2.082E-05	0.0078	0	0.9598	0.9602	0	0.0207
Modal	18	0.085	5.9E-07	0.0011	0	0.9598	0.9613	0	0.003
Modal	19	0.078	0.0078	0.0002	0	0.9676	0.9616	0	0.0007
Modal	20	0.075	0.0005	0.0072	0	0.9682	0.9688	0	0.019
Modal	21	0.072	0.0008	0.0006	0	0.9689	0.9693	0	0.0014
Modal	22	0.062	0.0148	8.796E-07	0	0.9837	0.9693	0	2.083E-06
Modal	23	0.061	4.547E-06	0.0163	0	0.9837	0.9856	0	0.0456
Modal	24	0.058	0.0014	1.318E-05	0	0.9852	0.9857	0	4.343E-05
Modal	25	0.05	0.0123	0.0003	0	0.9974	0.9859	0	0.0007
Modal	26	0.05	0.0004	0.014	0	0.9978	0.9999	0	0.0379
Modal	27	0.047	0.0022	0.0001	0	1	1	0	0.0003
Modal	28	0.017	0	0	0	1	1	0	0

Record: << < 1 > >> of 28 Add Tables... Done

شکل ۵ – تحلیل مودال

بزرگترین نسبت دریفت محاسبه شده در این روش تحلیلی، در راستای طولی پلان (X) برابر ۱/۰۸۳ و منظم بود، اما این مقدار در راستای عرضی (Y) برابر ۱/۷۳۸ محاسبه شده که نشان دهنده نامنظمی شدید پیچشی در سازه است. ضریب بزرگنمایی پیچشی مطابق زیر محاسبه و به نرم افزار معرفی شد:

$$A_j = \left(\frac{\Delta_{max}}{1.2\Delta_{ave}}\right)^2 = \left(\frac{1.738}{1.2}\right)^2 = 2.097$$

$$Ecc.\ Y = 2.097 \times 0.05 = 0.104 \qquad (۴)$$

وضعیت برش های پایه و عملیات همپایه سازی بصورت زیر می باشد. عملیات هم پایه سازی همچنین برای مقادیر برش پایه در حالت بار دریفت نیز انجام شد:

Base Reactions

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None Base Reactions

Filter: None

Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
Ex	LinStatic		-162.2651	0	0	0.1507	-3021.3323	1104.5704
Ey	LinStatic		0	-189.9239	0	3451.6262	-0.1968	-2054.3963
ExP	LinStatic		-162.2651	0	0	0.3671	-3020.9182	1311.145
ExN	LinStatic		-162.2651	0	0	-0.0657	-3021.7464	897.9958
EyP	LinStatic		0	-189.9239	0	3451.4508	-0.5333	-2222.7531
EyN	LinStatic		0	-189.9239	0	3451.8016	0.1357	-1886.0394
SPX	LinRespSpec	Max	162.2017	1.7408	0	30.3394	2814.2731	1057.7792
SPX-PN	LinRespSpec	Max	162.2017	1.7408	0	30.4562	2814.4989	1174.1437
SPX-STATIC	LinRespSpec	Max	109.7318	1.1777	0	20.525	1903.8953	715.6025
SPY	LinRespSpec	Max	1.7467	189.9141	0	3294.56	28.3779	2045.5352
SPY-PN	LinRespSpec	Max	1.7467	189.9141	0	3294.759	28.7596	2241.352
SPY-STATIC	LinRespSpec	Max	1.1777	128.0446	0	2221.2697	19.1331	1379.1479

برش پایه استاتیکی

برش پایه دینامیکی

برش پایه دینامیکی همپایه

شکل ۶ – مقادیر برش پایه

پس از آنالیز مجدد سازه مقدار حداکثر دریفت سازه در راستای طولی پلان برابر ۰/۰۰۳۸۲ و این مقدار در راستای عرضی پلان برابر ۰/۰۰۳۰۱ محاسبه شد که مقدار دریفت در راستای طولی پلان از مقدار مجاز دریفت (۰/۰۰۳۶) بیشتر بود.

۳-۳- تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی

در تحلیل تاریخچه زمانی هفت زوج شتاب نگاشت با ویژگی های مربوط به خاک تیپ ۳ به کار رفته و در پایان تحلیل از میانگین نتایج آن ها استفاده شده است. اثر مولفه قائم زلزله نیز مطابق بند ۳-۴ استاندارد ۲۸۰۰ مشابه تحلیل استاتیکی معادل و با مراجعه به بند ۳-۳-۹ منظور شد. سایر ضوابط مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ می باشد. ابتدا رکورد های مربوطه از اینترنت بارگیری[1] و عملیات مقیاس نمودن رکورد ها بر روی داده ها انجام شد. در بازه زمانی ۰/۲ تا ۱/۵ برابر دوره تناوب سازه، مقدار طیف پاسخ محاسبه شده برای هر طیف، باید بالاتر از مقدار طیف طراحی بزرگنمایی شده استاندارد قرار گیرد؛ که علت آن به ترتیب در نظر گرفتن اثرات مود های بالاتر با دوره تناوب کمتر و نیز اثرات نرم شوندگی به دلیل تسلیم شدن با دوره تناوب بیشتر می باشد[۱۴]. پس از تحلیل، عملیات همپایه سازی برش ها مطابق جدول زیر بر روی میانگین نتایج صورت گرفته و ضرایب همپایه سازی با رنگ قرمز مشخص شدند:

جدول ۳ – هم پایه سازی میانگین برش ها

	Max-X	Min-X	Max-Y	Min-Y	Ave-X	Ave-Y	X Static	Y Static	COE. X	COE. Y
HISTORY 1	293.12	279.69	65.5	63.75	286.405	64.625	162.26	189.92	0.56654	2.9388
HISTORY 2	21.82	18	228.32	187.31	19.91	207.815	162.26	189.92	8.14967	0.91389
HISTORY 3	181.45	149.39	39.31	32.86	165.42	36.085	162.26	189.92	0.9809	5.26313
HISTORY 4	34.17	25.47	183.37	159.37	29.82	171.37	162.26	189.92	5.44131	1.10825
HISTORY 5	152.03	145.45	50.52	49.76	148.74	50.14	162.26	189.92	1.0909	3.78779
HISTORY 6	128.1	127.46	267	226.96	127.78	246.98	162.26	189.92	1.26984	0.76897
HISTORY 7	172.14	146.99	106.63	100.28	159.565	103.455	162.26	189.92	1.01689	1.83577

بزرگترین نسبت دریفت محاسبه شده در این روش تحلیلی، ۱/۳۷۹ برای راستای طولی پلان و ۱/۲۷۵ برای راستای عرضی پلان بود که نشان دهنده نامنظمی پیچشی در سازه است. ضریب بزرگنمایی پیچشی مطابق زیر محاسبه و به نرم افزار معرفی شد:

$$A_{j\,dir\,X} = \left(\frac{\Delta_{max}}{1.2\,\Delta_{ave}}\right)^2 = \left(\frac{1.379}{1.2}\right)^2 = 1.32$$

$$Ecc.\,X = 1.32 \times 0.05 = 0.066 \qquad (۵)$$

[1] PEER Berkeley

$$A_{j\,dir\,Y} = \left(\frac{\Delta_{max}}{1.2\,\Delta_{ave}}\right)^2 = \left(\frac{1.275}{1.2}\right)^2 = 1.129$$

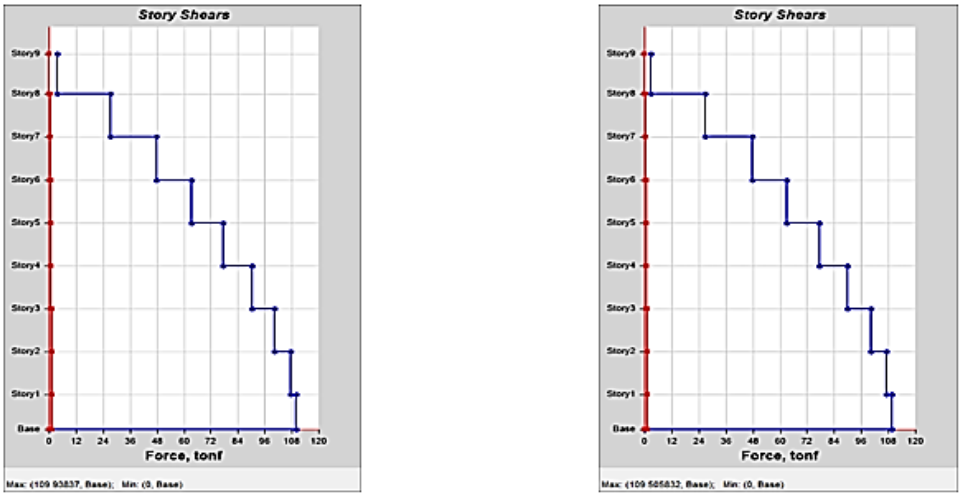
$$Ecc.\,Y = 1.129 \times 0.05 = 0.056 \qquad (۶)$$

پس از آنالیز سازه مقدار حداکثر دریفت مربوط به راستای طولی پلان برابر ۰/۰۰۷۳۳ و برای راستای عرضی پلان برابر ۰/۰۰۶۱۷ محاسبه شد که هر دو از مقدار مجاز دریفت بیشتر می باشند. مقدار مجاز دریفت مطابق استاندارد ۲۸۰۰:

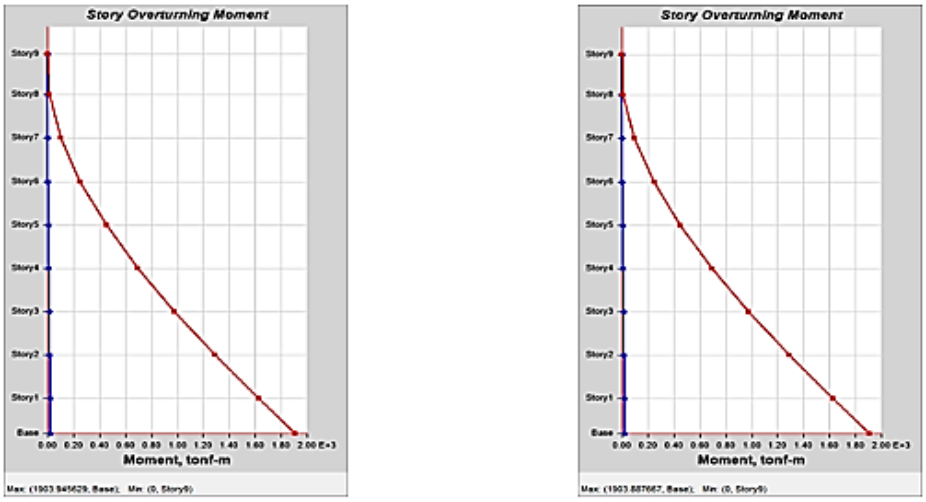
$$C_d \times \Delta_{eu} < 0.02h \rightarrow \frac{\Delta_{eu}}{h} < \frac{0.02}{C_d} \qquad \frac{\Delta_{eu}}{h} < \frac{0.02}{5.5} = 0.0036 \qquad (۷)$$

۴- نتیجه گیری

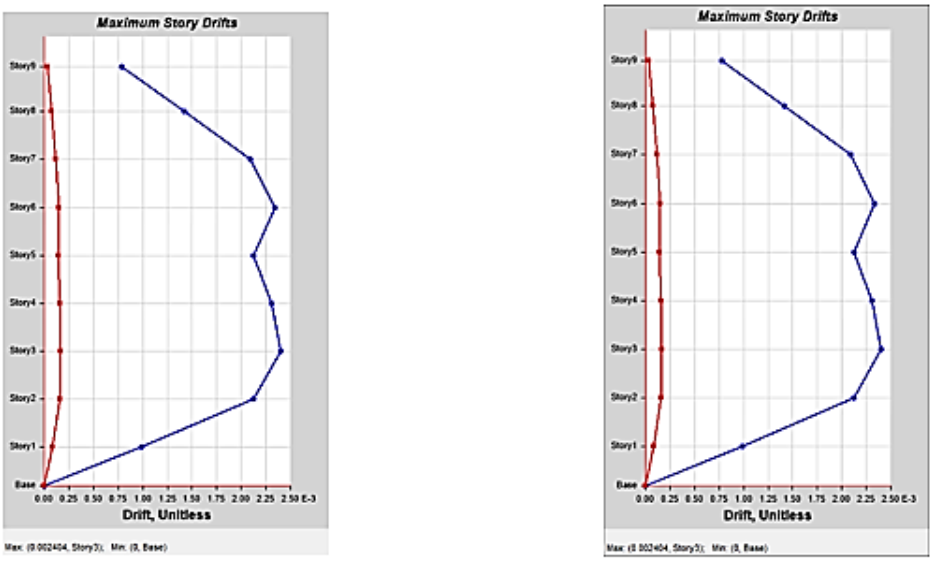
در تحلیل دینامیکی طیفی، نتایج روش های مجموعه کامل و جزیی مودها اختلاف بسیار اندکی با یکدیگر داشتند که به علت در نظر گرفتن جرم های موثر مودی به میزان ۹۰ درصد جرم کل سازه بود. مقدار برش پایه در روش دینامیکی طیفی با مجموعه کامل مود ها برابر ۱۰۹/۹۳۸۳ تن و در روش مجموعه جزیی مود ها برابر ۱۰۹/۵۰۵۸ تن، مقدار حداکثر لنگر واژگونی در روش مجموعه کامل مود ها برابر ۱۹۰۳/۹۴۵۸ تن متر و در روش مجموعه جزیی مود ها برابر ۱۹۰۳/۸۸۷۶ تن متر و نیز مقدار حداکثر دریفت در هر دو روش برابر محاسبه شدند. در روش مجموعه جزیی مود ها، به دلیل در نظر گرفتن تعداد مودهای موثر به میزان مجموع مود هایی که ۹۰ درصد جرم کل سازه را تشکیل می دهند، مقادیر پارامتر های محاسبه شده اندکی کمتر از مقادیر محاسبه شده از روش مجموعه کامل مود ها (با ۱۰۰ درصد جرم کل سازه) بودند.



شکل ۷ - نمودار برش طبقات در راستای X (سمت چپ روش Full Set of Mode و سمت راست روش Partial Set of Mode)

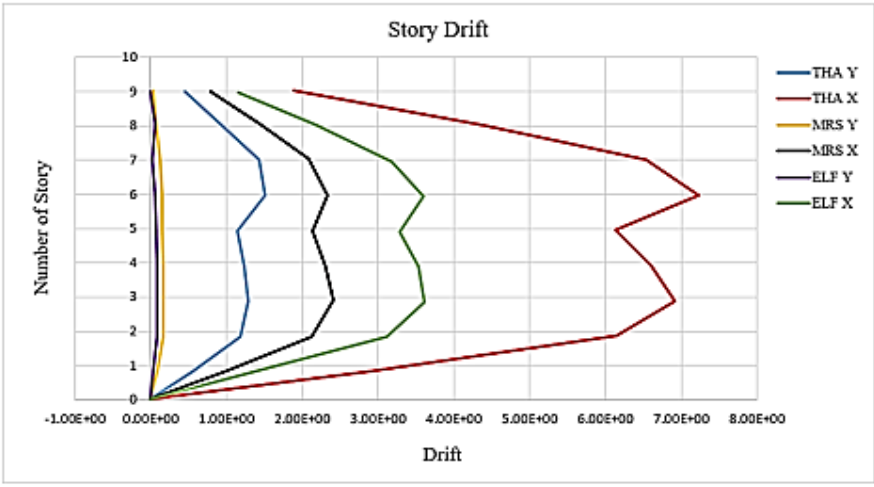


شکل ۸ - نمودار لنگر واژگونی سازه در راستای X (سمت چپ روش Full Set of Mode و سمت راست روش Partial Set of Mode)



شکل ۹- نمودار دریفت طبقات در راستای X (سمت چپ روش Full Set of Mode و سمت راست روش Partial Set of Mode)

شکل ۱۰، نمودار دریفت طبقات سازه در روش های مختلف تحلیل را نشان می دهد. مطابق نمودار، دریفت طبقات به ترتیب در روش های تاریخچه زمانی، استاتیکی معادل و سپس دینامیکی طیفی بیشترین مقدار را داشتند. دریفت طبقات در روش دینامیکی طیفی کوچکتر از روش استاتیکی معادل بود؛ زیرا در روش دینامیکی طیفی مقادیر حداکثر جابه جایی برای هر مود با توجه به پریود نظیر، بصورت جداگانه از روی طیف پاسخ محاسبه شده ترکیب آماری شدند. با توجه به جمع جبری نتایج حاصل از دریفت مود های سازه در روش تاریخچه زمانی، مقدار آن در این روش بیشتر از روش های استاتیکی معادل و دینامیکی طیفی بدست آمد.

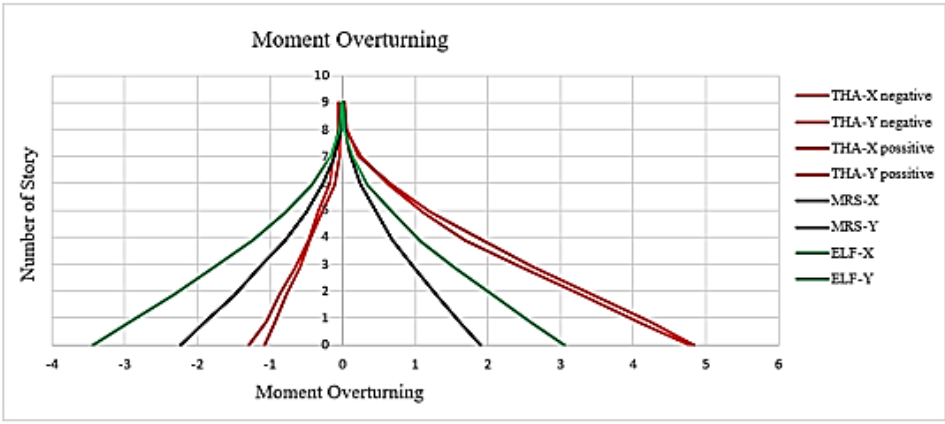


شکل ۱۰- نمودار دریفت طبقات در روش های مختلف تحلیلی برای راستای X پلان

شکل ۱۱، نمودار برش طبقات در هر دو راستای اصلی پلان سازه، در روش های مختلف تحلیل را نشان می دهد. برش طبقات در تحلیل تاریخچه زمانی وابسته به نوع رکورد متغییر بود. در این نمودار ها از نتایج رکورد زلزله کالیفرنیا برای ترسیم استفاده شده است. با توجه به نمودار، برش طبقات به ترتیب در روش تاریخچه زمانی، استاتیکی معادل و دینامیکی طیفی بیشترین مقدار را داشتند. در روش دینامیکی طیفی مقادیر برش پایه به دلیل در نظر گرفتن اثرات مود های بالاتر و نیز ضرب جرم موثر هر مود در بردار شکل مود مخصوص به خود، کمتر از روش استاتیکی معادل بدست آمد. مقدار برش پایه در روش تاریخچه زمانی وابسته به نوع و مشخصات رکورد و نحوه مقیاس کردن و نیز عملیات هم پایه سازی، می تواند بیشتر یا کمتر از مقادیر محاسبه شده در روش استاتیکی معادل محاسبه شود.

شکل ۱۱- نمودار برش طبقات در روش های مختلف تحلیلی

شکل ۱۲، مقادیر لنگر واژگونی طبقات را نشان می دهد. مقدار لنگر واژگونی هر طبقه از حاصل ضرب برش طبقه در ارتفاع آن طبقه تا تراز پایه بدست می آید؛ بنابراین رابطه مستقیم با مقدار برش طبقات دارد. با توجه به نمودار شکل ۱۲، پارامتر لنگر واژگونی به ترتیب در روش تاریخچه زمانی، استاتیکی معادل و سپس دینامیکی طیفی بیشترین مقدار را داشتند. روش تحلیل استاتیکی معادل، مقادیر لنگر واژگونی سازه را مقداری دست بالاتر محاسبه کرد، که علت آن بیشتر بودن مقدار برش پایه (به دلیل ضرب کل جرم سازه در شتاب) و اعمال برش هر طبقه در بالاترین تراز ستون های هر طبقه بود. در تحلیل دینامیکی طیفی به دلیل لحاظ نمودن اثرات مود های بالاتر، این محل اثر و برآیند بار جانبی در مود های مختلف در ارتفاع سازه متغییر بود و با توجه به مقدار برش پایه کمتر در این روش، لنگر واژگونی نیز نسبت به دو روش دیگر، کمتر محاسبه شد. در روش تاریخچه زمانی نیز مقدار لنگر واژگونی وابسته به نوع و مشخصات رکورد و نحوه مقیاس کردن و نیز عملیات هم پایه سازی برش ها بود.



شکل ۱۲- نمودار لنگر واژگونی در روش های مختلف تحلیلی

۵- مراجع

1. Das, Satrajit, and James M. Nau. (2003) .Seismic design aspects of vertically irregular reinforced concrete buildings. Earthquake Spectra 19.3: 455-477.

2. Annapurna, D., et al. (2023). Seismic response of RC framed irregular structures. Materials Today: Proceedings

3. Chowdary, T. Bhavani, G. Pujitha, and N. Srujana. (2022). Non linear static analysis of stiffness irregular RC structures. IOP Conference Series: Earth and Environmental Science. Vol. 1086. No. 1. IOP Publishing,

4. Sococol, Ion, et al. (2021). Stress-Strain Relation Laws for Concrete and Steel Reinforcement Used in Non-linear Static Analytical Studies of the Moment Resisting Reinforced Concrete (RC) Frame Models. Buletinul Institutului Politehnic din lasi. Sectia Constructii, Arhitectura 67.1:17-29.

5. Khan, Mohammed Mohiuddin, (2023). Comparative Study of Linear Static and Linear Dynamic Method of Seismic Analysis of RCC Multistoried Building Using ETABS.

6. Habibi, Alireza, Mehdi Izadpanah, and Hooman Saffari. (2022). A modified lateral load pattern for linear static analysis. Amirkabir Journal of Civil Engineering 54.8: 3197-3214.

7. Ahmed, Md Mohiuddin, et al. (2020). Seismic Response Analysis for Complex Shape RCC Buildings by Linear Static Analysis.

8. Guadalupe, Ulises Bobadilla, Scarlet Karina Montilla Barrios, and Sara del Rocío Ochoa Averos.(2020). Comparison between Spectral Modal Dynamic Analysis and Equivalent Static Seismic Analysis.

9. Karthiga, Shenbagam N., R. Santhosh, and V. Kannan. (2020). Comparison of seismic performance of reinforced concrete frame structure and composite frame structure using response spectrum analysis. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. Vol. 764. No. 1. IOP Publishing,

10. Maheshwari, Rohit, Binay Kumar Singh, and Rui Marques. (2023). Seismic Performance of Confined Versus Unreinforced Masonry Buildings on Hilly Slopes Using Linear Static and Dynamic Analysis Approaches. Arabian Journal for Science and Engineering: 1-31.

11. Tarpø, Marius, et al. (2020). Expansion of experimental mode shape from operational modal analysis and virtual sensing for fatigue analysis using the modal expansion method." International journal of fatigue 130:105280.

12. Audebert, Sylvie, Mathieu Corus, and Damien Rousseu. (2022). Multi-mode factor for motor-driven pump units: compared pseudo-static and dynamic (response spectrum and time history) determination of seismic loads at anchorage points.

13. Khatiwada, Prashidha, et al. "Dynamic Modal Analyses of Building Structures Employing Site-Specific Response Spectra versus Code Response Spectrum Models. (2023). CivilEng 4.1: 134-150.

14. ASCE/SEI 7-16. (2016). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers, Virginia.

15. ACI 318M-19. (2019). Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. American Concrete Institute

16. rao, p. koteswara, and a. dhana laxmi. (2021). design and analysis of multi storeyed building under static and dynamic loading conditions using with e-tabs. journal of engineering science, issn 0377-9254: 12.

17. Leung, E. H. Y. (2019). Numerical analysis of underground station under earthquakes–pseudo-static method vs. dynamic time history analysis.

18. Botsa, Srinivasa Rao, Ravindra Vipparthy, and Lakshmi Vipparthy. (2019). Performance of RC Asymmetrical Building With and Without Bracings by Linear Static and Time History Research.