

Impact of higher modes and inelastic behavior on the equivalent static loading of steel frame

Shadi Salimi Moghaddam¹, Amin Mohebkhah^{2*}

1- M.Sc., Dept. of Civil Engineering, Malayer University, Malayer, Iran

2- Associate Prof., Dept. of Civil Engineering, Malayer University, Malayer, Iran

ABSTRACT

In the equivalent static analysis (ESA) procedure the response of a structure is determined based on the first vibrational mode and elastic spectrum acceleration. In this procedure, the assumption of not contributing all vibrational modes in a structure behavior and using a constant behavior factor for a specific structural system may lead to an incorrect estimation of story ductility demands in intermediate- and long-period structures. In this thesis, in order to take into account the effects of higher modes in the linear and nonlinear response of steel moment resisting frames (MRFs), concentrically braced frames (CBFs) and eccentrically braced frames (EBFs), the equivalent static base shear correction factor was estimated. In linear regime, the base shear correction factor is determined as the ratio of spectral base shear to the ESA base shear. These factors were determined for the studied systems located on soil types I, II, III and IV. The obtained results for elastic regime showed that the correction factor depends on the spectral shape and the ratio of modal periods. The effect of higher modes increases as the ratio of the periods of second mode to first mode decreases and also increases as the spectral acceleration drops more rapidly with an increase in period. For inelastic regime, the base shear correction factor was determined using nonlinear time-history dynamic analysis and adjusting story ductility demands to a target value based on an iteration procedure. To this end, some 3-, 10- and 20-story steel MRFs, 7-, 20- and 30-story CBFs and 4-, 15- and 25-story EBFs on soil types I and II were designed. The inelastic regime results showed that applying the base shear correction factor takes into account the effects of higher modes as well as limits story ductility demands to the target ductility.

ARTICLE INFO

Receive Date: 22 May 2020

Revise Date: 15 August 2020

Accept Date: 23 September 2020

Keywords:

Higher modes effect

Spectral dynamic analysis

Equivalent static analysis

Time-history analysis Ductility

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.232354.2147>

*Corresponding author: Amin Mohebkhah

Email address: amoheb@malayeru.ac.ir

بررسی اثر مودهای بالا و نیاز شکل پذیری در تحلیل استاتیکی معادل قاب‌های فولادی

شادی سلیمی مقدم^۱، امین محب‌خواه^{۲*}

۱- کارشناس ارشد سازه، گروه مهندسی عمران، دانشگاه ملایر، ملایر، ایران

۲- دانشیار سازه، گروه مهندسی عمران، دانشگاه ملایر، ملایر، ایران

چکیده

در روش تحلیل استاتیکی معادل، نیاز مقاومت سازه بر اساس مود اول ارتعاش و طیف شتاب الاستیک تعیین می‌شود. در این نوع تحلیل، فرض مشارکت نداشتن تمامی مودهای ارتعاش و استفاده از یک ضریب رفتار ثابت برای یک سیستم خاص در تمامی حالت‌ها ممکن است در مورد سازه‌های با زمان تناوب متوسط و بالا، به تخمین نادرست نیاز شکل‌پذیری طبقات بیانجامد. در این مطالعه برای بررسی این موضوع، ضرایب تصحیح برش پایه استاتیکی معادل برای در نظر گرفتن اثر مودهای بالا در پاسخ قاب‌های خمشی، قاب‌های مهاربندی همگرا و قاب‌های مهاربندی واگرای فولادی در محدوده خطی و غیر خطی مورد تحقیق قرار گرفت. در محدوده خطی، پس از انجام تحلیل‌های دینامیکی طیفی و استاتیکی معادل، ضرایب تصحیح برش پایه با تقسیم برش پایه حاصل از روش تحلیل طیفی بر برش پایه استاتیکی معادل محاسبه گردید. نتایج بدست آمده در محدوده خطی، نشان داد که این ضرایب تصحیح به شکل طیف و نسبت زمان‌های تناوب مودال بستگی دارند. هرچه نسبت زمان‌های تناوب مود دوم به مود اول کمتر باشد و شتاب طیفی نیز با افزایش زمان تناوب افت بیشتری پیدا کند، ضرایب تصحیح یا به عبارت دیگر ضرایب اثر مودهای بالا افزایش می‌یابد. ضرایب تصحیح برش پایه در محدوده غیر خطی، پس از انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی و رساندن مقدار حداکثر نسبت شکل‌پذیری طبقات به میزان هدف با روش تکرار محاسبه گردید. برای این منظور قاب‌های خمشی با تعداد طبقات ۳، ۱۰ و ۲۰، قاب‌های مهاربندی همگرا با تعداد طبقات ۷، ۲۰ و ۳۰ و قاب‌های مهاربندی واگرای فولادی با تعداد طبقات ۴، ۱۵ و ۲۵ تحلیل و طراحی گردید. نتایج بدست آمده در محدوده غیر خطی، بیانگر این مطلب است که اعمال این ضرایب تصحیح موجب لحاظ شدن اثر مودهای بالا و محدود شدن حداکثر نسبت شکل‌پذیری طبقات به میزان هدف می‌گردد.

کلمات کلیدی: اثر مودهای بالا، تحلیل دینامیکی طیفی، تحلیل استاتیکی معادل، تحلیل تاریخچه زمانی، شکل‌پذیری

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.232354.2147	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2020.232354.2147	۱۴۰۰/۰۷/۳۰	۱۳۹۹/۰۷/۰۲	۱۳۹۹/۰۷/۰۲	۱۳۹۹/۰۵/۲۵	۱۳۹۹/۰۳/۰۲
امین محب‌خواه amoheb@malayeru.ac.ir					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

با توجه به اینکه ایران یکی از کشورهای زلزله خیز دنیا می باشد، شناخت صحیح پاسخ های لرزه ای و اجرای ساختمان های مقاوم در برابر زلزله ضروریست. روش تحلیل استاتیکی معادل، رایج ترین روش محاسبه نیروهای ناشی از زلزله در ساختمان های متداول است که در اکثر آیین نامه ها به علت سادگی و پیچیدگی کمتر نسبت به تحلیل دینامیکی از این روش استفاده می شود. در این روش فرض می گردد که تمام پاسخ سازه در مود اول ارتعاش متمرکز است و همچنین نیروهای جانبی در سراسر ارتفاع ساختمان بر اساس مودهای ارتعاشی الاستیک توزیع می گردند [۱]. این در حالی است که ساختمان ها در زمان وقوع زلزله طرح، وارد محدوده رفتار غیرخطی می شوند. بنابراین استفاده از روش تحلیل استاتیکی معادل مبتنی بر رفتار ارتجاعی مود اول در طرح سازه ها می تواند باعث ایجاد خطا در پیش بینی پاسخ سازه به ویژه در سازه های با زمان تناوب متوسط و بالا گردد. با بررسی ساختمان های آسیب دیده در زلزله مکزیک مشخص گردیده است که یکی از دلایل اصلی خرابی در طبقات بالا، تحلیل سازه بر مبنای رفتار ارتجاعی مود اول ارتعاش بوده است [۲]. به همین دلیل، توزیع نیروهای جانبی در این نوع تحلیل باید طوری اصلاح شود که این اثر در آنها اعمال شده و برآورد واقع بینانه تری از پاسخ های لرزه ای آنها بدست آید. در طول چند دهه اخیر، برای مرتفع کردن این مسئله، پژوهشگران مطالعات متعددی انجام داده اند.

چوپرا و کروز^۱ در سال ۱۹۸۶، نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی معادل آیین نامه و تحلیل دینامیکی طیفی بر روی سیستم های قاب خمشی با نسبت های سختی متفاوت (نسبت مجموع سختی تیرها به مجموع سختی ستون ها) را با هم مقایسه کردند. آن ها نشان دادند که اثر مودهای بالاتر با افزایش زمان تناوب اصلی سازه و کاهش نسبت سختی، افزایش می یابد. با توجه به اینکه روش تحلیل آیین نامه بر اساس مود اول ارتعاش می باشد، آنها پیشنهاد نمودند که به جای استفاده از وزن کل در فرمول برش پایه، از وزن موثر مود اول استفاده شود [۳]. همچنین کروز و چوپرا [۴] در سال ۱۹۹۰ با توجه به نتایج تحلیل طیفی و با استفاده از تحلیل رگرسیون، منحنی های ساده شده ای را برای سازه های با زمان تناوب بلند پیشنهاد دادند که به کمک آنها می توان به طور غیر مستقیم پاسخ دو مود اول ارتعاش را تخمین زد. با توجه به اینکه تقاضای برش پایه یک سیستم چند درجه آزادی^۲ بیشتر از یک سیستم یک درجه آزادی^۳ می باشد [۵ و ۶]، مقدم و محمدی^۴ [۷] در سال ۲۰۰۱ بر اساس نتایج تحلیل دینامیکی، ضریب اصلاحی را برای ساختمان های برشی پیشنهاد دادند که با بکارگیری این ضریب، برش پایه غیر الاستیک یک سیستم چند درجه آزادی را می توان از روی طیف پاسخ الاستیک یک سیستم یک درجه آزادی تعیین کرد. این ضریب اصلاح به تعداد طبقات ساختمان بستگی دارد و با افزایش طبقات، مقدار آن کاهش می یابد. هومار و رهگذر^۵ [۸] در سال ۲۰۰۰ برای لحاظ کردن اثر مودهای بالاتر در تحلیل استاتیکی معادل، مقدار برش پایه را در این نوع تحلیل اصلاح کردند. آنها با انجام تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، ضرایب تعدیل برش پایه را برای دو منطقه در کانادا (ونکوور و مونترال) در محدوده خطی و غیرخطی، برای مدل های قاب خمشی و دیوار خمشی بدست آوردند. برای نمونه، نمودار تغییرات این ضریب تصحیح در مقابل زمان تناوب اصلی ساختمان در محدوده غیرخطی برای سیستم های قاب خمشی در شکل ۱ نشان داده شده است، که در آن μ_t نسبت شکل پذیری هدف، T زمان تناوب سازه، V_m برش پایه غیرخطی، V_s برش پایه خطی و M_v ضریب تعدیل برش پایه هستند.

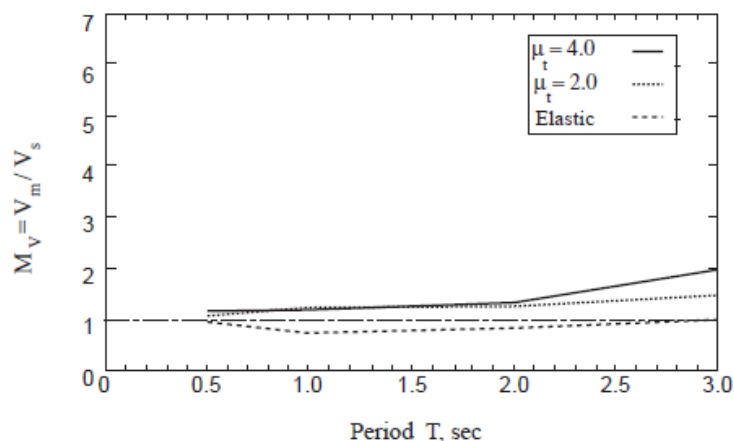
1- Chopra and Cruz

3-Multi Degree Of Freedom

3-Single Degree Of Freedom

4-Moghaddam and Mohammadi

5-Humar and Rahgozar

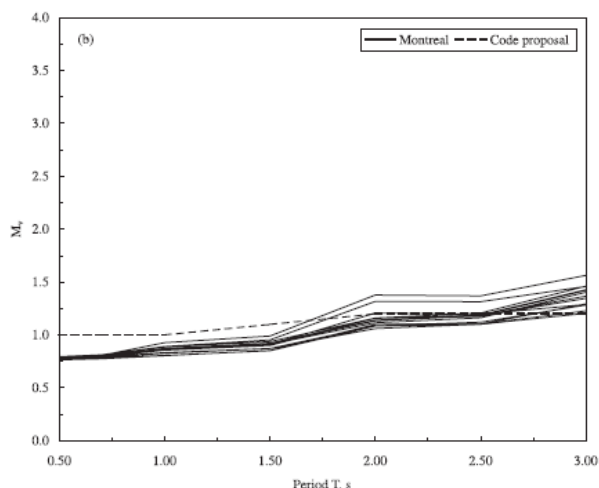


شکل ۱- تغییرات ضریب تصحیح برش پایه در محدوده غیرخطی برای قاب خمشی در منطقه شرقی کانادا [۸]

همچنین هومار و محجوب^۶ [۹] در سال ۲۰۰۳ برای اصلاح روش تحلیل استاتیکی معادل در پیش‌نویس ویرایش جدید مقررات ملی ساختمان کانادا، روش کار هومار و رهگذر [۸] در سال ۲۰۰۰ را در محدوده خطی توسعه دادند. این اصلاحیه با توجه به شکل جدید طیف کانادا، برای سیستم‌های قاب خمشی، قاب مهاربندی همگرا، دیوار خمشی و سیستم‌های ترکیبی انجام شده است. بر اساس تحلیل‌های انجام شده در این تحقیق ملاحظه گردید که ضریب تصحیح برش پایه یا به عبارتی ضریب اثر موده‌های بالاتر به نوع خاک ساختمانی که تاثیر مستقیمی بر شکل طیف زلزله منطقه می‌گذارد و همچنین نسبت زمان‌های تناوب سازه بستگی دارد. هرچه نسبت زمان تناوب مود دوم به مود اول کمتر باشد، ضریب تصحیح برش پایه بزرگتر یا به عبارتی اثر موده‌های بالا بیشتر می‌شود. برای نمونه، نتایج محاسبه برای دو سازه با رفتار خمشی و برشی در جدول ۱ ارائه شده است. در این تحقیق، ضریبی برای اصلاح برش پایه بر حسب زمان تناوب اصلی سازه ارائه شده است. به عنوان مثال، نمودار تغییرات این ضریب تصحیح در مقابل زمان تناوب اصلی ساختمان در محدوده خطی برای سیستم قاب خمشی در شکل ۲ نشان داده شده است.

جدول ۱: ضرایب تصحیح برش پایه برای سازه‌های با رفتار برشی و خمشی [۹]

نوع سازه	زمان تناوب سازه		ضریب تصحیح برش پایه
	اولین مود	دومین مود	
برشی	۱/۵	۰/۵	۰/۸۴۲
خمشی	۱/۵	۰/۲۵	۰/۸۹۶



شکل ۲- تغییرات ضریب تصحیح برش پایه در محدوده خطی برای قاب خمشی در منطقه شرقی کانادا [۹]

چوی^۷ و همکاران در سال ۲۰۰۵ برای تبدیل بارهای دینامیکی به بارهای استاتیکی معادل از دو روش تحلیلی دقیق و تقریبی استفاده کردند. بارهای استاتیکی معادل دقیق برای ایجاد میدان‌های پاسخ (جابجایی و تنش) مشابه بارهای دینامیکی در یک زمان خاص محاسبه شدند. همچنین در این تحقیق برای کاربردهای مهندسی، روشی را مبتنی بر تنش و جابجایی پیشنهاد دادند که می‌تواند میدان‌های پاسخی مشابه بارهای دینامیکی ارائه دهد [۱۰]. ژانگ^۸ و همکاران در سال ۲۰۱۸ برای محاسبه پاسخ دینامیکی پانل‌های مرکب غیرهمسانگرد تحت بار حاصل از انفجار از دو روش اصل برهم نهی مودال و روش بار استاتیکی معادل استفاده کردند و ضریب تشدید دینامیکی را بدست آوردند. با توجه به نتایج حاصل از این تحقیق مشخص شد که با استفاده از یک سیستم یک درجه آزادی و با در نظر گرفتن ضریب تشدید دینامیکی می‌توان پاسخ مناسب پانل را محاسبه کرد [۱۱].

همانگونه که ذکر شد، نادیده گرفتن اثر مودهای بالاتر و همچنین بررسی سازه در حالت الاستیک مشکلاتی نظیر تخمین نادرست تقاضای نیرو و تغییر شکل در سازه ایجاد می‌کند. هر چند این موضوع در مراجع [۸] و [۹] برای مناطق لرزه‌خیزی کانادا مورد بحث و بررسی قرار گرفته است، ولی با توجه به متفاوت بودن شرایط لرزه‌خیزی ایران و همچنین محدود بودن تعداد سیستم‌های مورد بررسی در دو تحقیق مذکور، بهبود روش استاتیکی معادل موجود در استاندارد ۲۸۰۰ ایران برای سیستم‌های فولادی متداول، ضروری به نظر می‌رسد. در این تحقیق سعی شده است تا با در نظر گرفتن شرایط لرزه‌خیزی ایران، ضرایب تصحیح برش پایه در قاب‌های فولادی در دو محدوده رفتار خطی و رفتار غیرخطی محاسبه و ارائه گردد.

۲- برش پایه‌ی تحلیل استاتیکی معادل

در روش تحلیل استاتیکی معادل، نیروی جانبی زلزله به صورت استاتیکی در جهات مختلف به سازه اعمال می‌گردد و سازه با فرض رفتار خطی تحلیل می‌شود. نیروی برشی پایه، یا برش پایه که در این نوع تحلیل بکار می‌رود، به مجموع نیروهای جانبی زلزله اطلاق می‌شود که در تراز پایه به ساختمان اعمال می‌شود [۱۲]. این نیرو در هریک از امتدادهای ساختمان با استفاده از رابطه ۱ محاسبه و برآورد می‌شود:

$$V_u = CW \quad (1)$$

7- Choi

8- Zhang

که در آن V_u نیروی برش پایه، W وزن موثر لرزه‌ای و C ضریب زلزله می‌باشد که از رابطه ۲ بدست می‌آید:

$$C = \frac{ABI}{R_u} \quad (2)$$

که در آن، A نسبت شتاب مبنای طرح، B ضریب بازتاب ساختمان که مطابق با رابطه ۳ بدست می‌آید، I ضریب اهمیت ساختمان و R_u ضریب رفتار ساختمان می‌باشد:

$$B = B_1 N \quad (3)$$

که در آن، B_1 ضریب شکل طیف و N ضریب اصلاح طیف می‌باشد. همان‌طور که قبلاً نیز بیان شد، در این نوع تحلیل، برای اینکه پاسخ واقع بینانه‌تری از رفتار سازه بدست آید، باید اثر مودهای بالا و رفتار غیر خطی در روش تحلیل اعمال شود. به همین جهت در ادامه نحوه اصلاح برش پایه در دو محدوده رفتار خطی و غیرخطی تشریح می‌گردد.

۳- روش تحقیق

۳-۱- نحوه اصلاح برش پایه در محدوده خطی

جهت دستیابی به ضرایب تصحیح در این بخش از این مطالعه، روش کار هومار و محبوب [۹] در سال ۲۰۰۳ بکار گرفته می‌شود. در این روش، ابتدا از هر سیستم سازه‌ای یک سازه ۱۰ طبقه به عنوان سازه مینا انتخاب می‌شود و مدول الاستیسیته مصالح هریک از آنها طوری تنظیم می‌گردد که زمان تناوب مورد نظر حاصل شود. سپس با توجه به زمان تناوب اصلی سازه و نوع خاک مورد بررسی، تحلیل استاتیکی معادل، و با توجه طیف پاسخ خاک مورد نظر، تحلیل دینامیکی طیفی انجام می‌گیرد. بنابراین ضریب تصحیح برش پایه استاتیکی معادل؛ M_v مطابق با رابطه ۴ محاسبه می‌شود:

$$M_v = \frac{\sqrt{\sum [S_a(T_i)W_i]^2}}{S_a(T_1)W} \quad (4)$$

که در آن، $S_a(T_i)$ شتاب طیفی مطابق با i امین مود ارتعاش که دارای زمان تناوب T_i می‌باشد، W_i وزن مودال در i امین مود ارتعاش، $S_a(T_1)$ شتاب طیفی مطابق با اولین مود ارتعاش و W وزن کل سازه می‌باشد. هنگامیکه ضرایب تصحیح برش پایه استاتیکی معادل با بکارگیری روش فوق محاسبه گردید، رابطه ۱ به صورت رابطه ۵ بازنویسی می‌شود:

$$V_u = CWM_v \quad (5)$$

همانگونه که در رابطه ۵ مشاهده می‌شود، اعمال این ضریب تصحیح به فرمول برش پایه استاتیکی معادل، موجب لحاظ شدن اثر مودهای بالا در این نوع تحلیل می‌گردد.

۳-۲- نحوه اصلاح برش پایه در محدوده غیرخطی

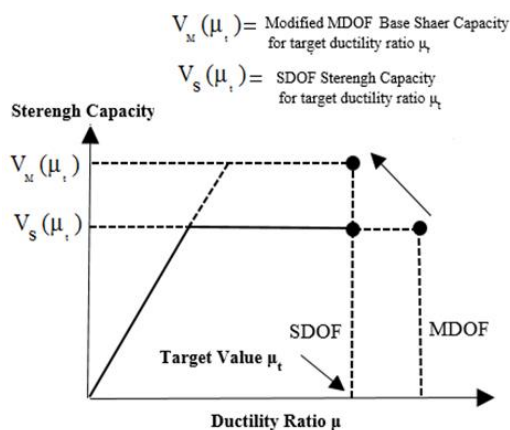
همان‌طور که قبلاً نیز بیان شد، در روش تحلیل استاتیکی معادل، فرض مشارکت نداشتن تمامی مودهای ارتعاش و استفاده از یک ضریب رفتار ثابت برای یک سیستم خاص در تمامی حالتها ممکن است در مورد سازه‌های با زمان تناوب متوسط و بالا، به تخمین نادرست نیاز شکل‌پذیری طبقات بیانجامد. در این بخش از این مطالعه سعی شده است تا با در نظر گرفتن شرایط لرزه‌خیزی ایران، برش پایه در قاب‌های

خمشی، قاب‌های مهاربندی همگرا و قاب‌های مهاربندی واگرا با لحاظ کردن خاک‌های نوع I و II و نسبت شکل‌پذیری هدف؛ $\mu_t=2.0$ اصلاح گردد. در این روش، ابتدا مقاومت‌های مورد نیاز سیستم‌های یک درجه آزادی و چند درجه آزادی با هم مقایسه می‌شود تا لزوم اعمال ضریب تصحیح روشن گردد. برش پایه یک سیستم یک درجه آزاد با شتاب بدست آمده از طیف غیر الاستیک برای زلزله طراحی به صورت رابطه ۶ محاسبه می‌شود:

$$V_s = S_a(T, \mu_t)W \quad (6)$$

که در آن، V_s برش پایه یک سیستم یک درجه آزاد، $S_a(T, \mu_t)$ شتاب غیر الاستیک برای زمان تناوب T و نسبت شکل‌پذیری هدف μ_t و W وزن سیستم مورد نظر می‌باشد. هنگامیکه برش پایه یک سیستم چند درجه آزادی با برش پایه یک سیستم یک درجه آزاد معادل جایگزین شود، تقاضای شکل‌پذیری طبقات ممکن است متفاوت از میزان هدف باشد. این تقاضا به طور معمول در طبقات اول و آخر بیشتر است [۱۳]. در شکل ۳ رابطه بین مقادیر برش پایه یک سیستم یک درجه آزاد و چند درجه آزادی در مقابل نسبت شکل‌پذیری نشان داده شده است [۸]. همانطور که در این شکل مشاهده می‌شود، هنگامیکه برش پایه یک سیستم یک درجه آزاد معادل با شکل‌پذیری هدف μ_t ، جایگزین برش پایه یک سیستم چند درجه آزادی می‌شود، حداکثر تقاضای شکل‌پذیری با میزان هدف متفاوت می‌گردد. بنابراین برای محدود کردن حداکثر تقاضای شکل‌پذیری یک سیستم چند درجه آزادی به میزان هدف، سیستم باید برای برش پایه‌ای متفاوت از برش پایه سیستم یک درجه آزاد معادل اولیه، طراحی شود. به عبارت دیگر دستیابی به برش پایه سیستم چند درجه آزادی، نیازمند یک ضریب تصحیح می‌باشد که باید به برش پایه سیستم یک درجه آزاد معادل اعمال گردد.

در این مطالعه جهت رسیدن به ضریب تصحیح برش پایه (M_v) روش کار هومار و رهگذر [۸] در سال ۲۰۰۰ بکار گرفته شده است. در این روش ابتدا برای هر رکورد زلزله، برش پایه با توجه به طیف شتاب غیر الاستیک یک سیستم یک درجه آزاد با نسبت شکل‌پذیری هدف $\mu_t=2.0$ محاسبه و مطابق با استاندارد ۲۸۰۰، در سراسر ارتفاع سازه توزیع می‌گردد. سپس سازه مورد نظر به صورت استاتیکی خطی تحلیل و گریزهای (تغییر مکان‌های نسبی) حد تسلیم برداشت می‌شود. از طرفی تحلیل تاریخچه زمانی صورت گرفته و گریزهای نهایی نیز بدست می‌آید. در نهایت، با توجه به رابطه (۷) تقاضای شکل‌پذیری طبقات محاسبه می‌گردد:



شکل ۳- نمودار تقاضای برش پایه سیستم‌های یک درجه آزاد و چند درجه آزادی در مقابل نسبت شکل‌پذیری [۸]

$$\mu_t = \frac{\Delta_f}{\Delta_y} \quad (7)$$

که در آن، Δ_f گریز نهایی و Δ_y گریز تسلیم می‌باشد. اگر حداکثر تقاضای شکل‌پذیری طبقات با میزان هدف متفاوت گردد، برش پایه طراحی اولیه V_s باید به طور مناسبی اصلاح شود. سپس برش پایه اصلاح شده V_c با توجه به استاندارد ۲۸۰۰ توزیع می‌شود و برای رسیدن به گریزهای حد تسلیم و مقاومت جدید اعضا، مجدداً تحلیل استاتیکی صورت می‌گیرد. در ادامه، تحلیل تاریخچه زمانی برای برداشت گریز-

های حد نهایی و محاسبه تقاضای شکل پذیری طبقات انجام می شود. اگر حداکثر تقاضای شکل پذیری به میزان هدف محدود شد، این فرایند به پایان می رسد. در غیر این صورت این فرایند آنقدر تکرار می شود تا حداکثر تقاضای شکل پذیری به میزان هدف محدود گردد.

برای محاسبه ضریب تصحیح برش پایه M_v ، نسبت برش پایه حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی V_m به برش پایه اولیه V_s محاسبه می گردد. این مراحل برای تمامی رکوردهای انتخابی تکرار شده و در نهایت برای محاسبه ضریب تصحیح نهایی سازه مورد نظر، ضرایب تصحیح بدست آمده از هر رکورد میانگین گیری می شود. بدین ترتیب، می توان ضریب تصحیح برش پایه را در فرمول برش پایه استاتیکی معادل مطابق با رابطه ۸ اعمال نمود:

$$V_u = AB_i I W M_v \quad (8)$$

که در آن، A نسبت شتاب مبنای طرح، B_i ضریب بازتاب غیر الاستیک ساختمان، I ضریب اهمیت ساختمان، W وزن لرزه ای ساختمان و M_v ضریب تصحیح برش پایه استاتیکی معادل با طیف شتاب غیر الاستیک می باشد. با توجه به رابطه ۸ مشاهده می گردد، که با اعمال ضریب M_v می توان با استفاده از طیف پاسخ غیر الاستیک یک سیستم یک درجه آزاد معادل، به برش پایه یک سیستم چند درجه آزادی دست یافت. همانطور که قبلاً نیز بیان شد، به دلیل آنکه روش تحلیل استاتیکی معادل رایج در آیین نامه ها با فرض متمرکز شدن پاسخ در مود اول ارتعاش و با استفاده از طیف شتاب الاستیک صورت می پذیرد، برآورد صحیحی از پاسخ های لرزه ای نخواهیم داشت. به همین دلیل با بکارگیری رابطه ۸، اثر مودهای بالا و رفتار غیر ارتجاعی به خوبی برای قاب های فولادی واقع در خاک های نوع I و II لحاظ می گردد. برای ساخت طیف طرح با نسبت شکل پذیری مورد نظر با توجه به پیشنهاد نیومارک^۹ و هال^{۱۰} در سال ۱۹۸۲ می توان از رابطه ۹ استفاده نمود [۱۵]:

$$B_i = \begin{cases} \frac{B_1 N}{\sqrt{2\mu - 1}} & T_n < 0.05 s \\ \frac{B_1}{N} & 0.12 s < T_n < 0.5 s \\ B_1 / N & T_n > 1.0 s \end{cases} \quad (9)$$

که در این رابطه B_1 ضریب شکل طیف، N ضریب اصلاح طیف، μ نسبت شکل پذیری و T_n زمان تناوب اصلی سازه می باشد.

۴- معرفی مدل های سازه ای

۴-۱- مدل های سازه ای در محدوده خطی

نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل در مناطق مختلف کشور، بر اساس میزان خطر لرزه خیزی آنها تعیین می شود. در این پژوهش مناطق با خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد ($A=0.35$) در نظر گرفته شده است. ضریب اهمیت ساختمان ها نیز با توجه به گروه طبقه بندی آنها تعیین می شود که مدل های سازه ای مورد نظر از نوع مسکونی با ضریب اهمیت یک می باشد. همچنین تحلیل مدل های سازه ای برای انواع خاک های نوع I ، II ، III و IV انجام شده است. در این بخش از این مطالعه، ساختمان های مورد نظر دارای جرم یکنواخت در هر طبقه و در سراسر ارتفاع سازه هستند. همچنین اثرات پیچش در این تحقیق نادیده گرفته شده است. قاب های مورد نظر از نوع قاب خمشی ویژه، قاب مهاربندی همگرای ویژه و قاب مهاربندی واگرا هستند. برای تولید سیستم های سازه ای با زمان های تناوب مختلف در این بخش از تحقیق، ابتدا یک قاب عمومی^{۱۱} ۱۰ طبقه از هر سیستم به عنوان سازه مبنا در نظر گرفته شد و سپس طبق روش اتخاذ شده در مرجع [۹]، با کاهش و افزایش مقدار مدول الاستیسیته مصالح فولادی، به ترتیب تعدادی قاب انتزاعی بلند مرتبه و کوتاه مرتبه (با زمان های تناوب ۰/۵، ۰/۷، ۱/۰، ۱/۵، ۲، ۲/۵ و ۳ ثانیه) برای انجام تحلیل های دینامیکی و استاتیکی خطی تولید گردید.

9- Newmark

10- Hall

11- Generic Frame

۴-۱-۱- سیستم قاب خمشی

قاب خمشی مبنای مورد بررسی یک قاب ۱۰ طبقه است که دارای پلان مربعی به ابعاد ۶ متر در ۶ متر، ارتفاع طبقات ۳ متر، جرم هر طبقه ۴۰ تن و فولاد مصرفی از نوع ST37 با مقاومت تسلیم ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع می باشد. مقاطع بکار رفته در طراحی شامل مقاطع IPE برای تیرها و مقاطع قوطی شکل برای ستون ها هستند.

۴-۱-۲- سیستم قاب مهاربندی همگرا

قاب مهاربندی همگرای مبنای مورد بررسی یک قاب ۱۰ طبقه است که دارای پلان مربعی به ابعاد ۶ متر در ۶ متر و از نوع ضربدری، ارتفاع طبقات ۳ متر، جرم هر طبقه ۴۰ تن و فولاد مصرفی از نوع ST37 با مقاومت تسلیم ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع می باشد. همچنین مقاطع بکار رفته در طراحی شامل مقاطع IPE برای تیرها، مقاطع 2UNP برای مهاربندها و مقاطع قوطی شکل برای ستون ها هستند.

۴-۱-۳- سیستم قاب مهاربندی واگرا

قاب مهاربندی واگرای مبنای مورد بررسی نیز یک قاب ۱۰ طبقه است که دارای پلان مربعی به ابعاد ۶ متر در ۶ متر می باشد. طول تیر پیوند برشی میانی در تمامی طبقات ۱ متر است. ارتفاع طبقات ۳ متر، جرم هر طبقه ۴۰ تن و فولاد مصرفی از نوع ST37 با مقاومت تسلیم ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع می باشد. مقاطع بکار رفته در طراحی شامل مقاطع IPE برای تیرها، مقاطع 2UNP برای مهاربندها و مقاطع قوطی شکل برای ستون ها هستند.

۴-۲- مدل های سازه ای در محدوده غیر خطی

در این بخش از این مطالعه نیز ساختمان های مورد نظر با کاربری مسکونی با ضریب اهمیت یک واقع در مناطق با خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد؛ $A=0/35$ ، دارای جرم یکنواخت در هر طبقه و در سراسر ارتفاع سازه هستند و از اثرات پیچش صرف نظر شده است. همچنین نسبت شکل پذیری هدف نیز برابر با $\mu_t=2$ در نظر گرفته شده است. قاب های مورد نظر از نوع قاب خمشی ویژه، قاب مهاربندی همگرای ویژه و قاب مهاربندی واگرا هستند.

۴-۲-۱- قاب خمشی

قاب های خمشی ویژه واقع در خاک های نوع I و II، به صورت دو بعدی با تعداد طبقات ۳، ۱۰ و ۲۰ به ترتیب با زمان های تناوب ۰/۵، ۱/۹ و ۳ ثانیه در نظر گرفته شده است که طول دهانه آنها ۶ متر، ارتفاع طبقات ۳ متر، وزن هر طبقه ۲۰ تن و فولاد مصرفی از نوع ST37 با مقاومت تسلیم ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع می باشد. مقاطع بکار رفته در طراحی سازه مبنای شامل مقاطع IPE برای تیرها و مقاطع قوطی شکل برای ستون ها هستند.

۴-۲-۲- قاب مهاربندی همگرا

قاب های مهاربندی همگرای ویژه واقع در خاک های نوع I و II، از نوع ضربدری، به صورت دو بعدی با تعداد طبقات ۷، ۲۰ و ۳۰ به ترتیب با زمان های تناوب ۰/۵، ۱/۸۴ و ۳ ثانیه در نظر گرفته شده است که طول دهانه آنها ۶ متر، ارتفاع طبقات ۳ متر، وزن هر طبقه ۲۰ تن و فولاد مصرفی از نوع ST37 با مقاومت تسلیم ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع می باشد. مقاطع بکار رفته در طراحی سازه مبنای شامل مقاطع 2UNP برای مهاربندها، مقاطع IPE برای تیرها و مقاطع قوطی شکل برای ستون ها هستند.

۴-۲-۳- قاب مهاربندی واگرا

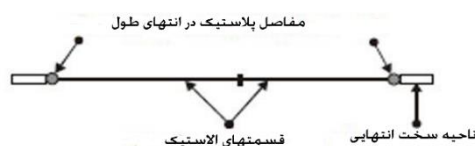
قاب‌های مهاربندی واگرا واقع در خاک نوع I، با تعداد طبقات ۴، ۱۵ و ۲۵ با زمان‌های تناوب ۰/۵، ۱/۹ و ۳ ثانیه در نظر گرفته شده است که طول تیر پیوند ۱ متر، عرض دهانه آنها ۶ متر، ارتفاع طبقات ۳ متر، جرم هر طبقه ۲۰ تن و فولاد مصرفی از نوع ST37 با مقاومت تسلیم ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع می‌باشد. همچنین در این مطالعه رفتار تیر پیوند به صورت برشی نظر گرفته شده است. مقاطع بکار رفته در طراحی سازه مبنا شامل مقاطع 2UNP برای مهاربندها، مقاطع IPE برای تیرها و مقاطع قوطی شکل برای ستون‌ها هستند.

۵- مدل‌سازی المان‌ها

در این مطالعه، جهت انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی از نرم‌افزار PERFORM-3D V.5.0، که یکی از قوی‌ترین برنامه‌های تحلیل غیر خطی می‌باشد، استفاده شده است [۱۵]. نرم‌افزار PERFORM منتشر شده توسط موسسه CSI^{۱۲} وابسته به دانشگاه برکلی کالیفرنیا، برنامه‌ای بسیار مناسب برای تحلیل و ارزیابی عملکرد غیر خطی سازه‌ها می‌باشد. در این برنامه می‌توان اقدام به مدل‌سازی سازه‌ها به صورت دو بعدی و سه بعدی نمود.

۵-۱- مدل‌سازی المان‌های تیر و ستون

برای ساخت المان‌های تیر و ستون در نرم‌افزار PERFORM 3D V5.0، از یک رابطه الاستیک-پلاستیک کامل؛ E-P-P^{۱۳} که در مقایسه با یک رابطه سه خطی می‌تواند کافی باشد استفاده شده است. برای مدل کردن تیرهای غیرخطی با لحاظ کردن ضوابط FEMA 356 [۱۶]، از مدل دوران وتری^{۱۴} که دارای دو جزء مفصل خمیری و قسمت الاستیک است، مطابق با شکل ۴ نشان داده شده است. مدل‌سازی ستون نیز همانند المان تیر از دو مفصل پلاستیک از پیش تعیین شده در دو انتهای آن است و با مولفه تیر در رابطه با نیروی محوری و اندرکنش آن با لنگر خمشی تفاوت دارد.



شکل ۴- اجزای مدل دوران وتری [۱۵]

۵-۲- مدل‌سازی مهاربندهای همگرا

مهاربندهای همگرا از جمله اعضای تشکیل‌دهنده سازه‌های فولادی می‌باشند که معمولاً نقش باربری نیروهای جانبی ناشی از باد و زلزله را بر عهده دارند. برای مدل‌سازی این عضو در نرم‌افزار PERFORM از مصالح کمانش‌پذیر و مولفه غیر ارتجاعی Steel Bar/Tie/Strut استفاده شده است. در این مولفه از مهاربندهای با نوع Strut استفاده می‌گردد. مصالح این المان نیز از نوع مصالح کمانش‌پذیر فولادی تعریف می‌شود. از این‌رو می‌توان رفتار چرخه‌ای مهاربندها را به نوعی تقریباً کامل، به دست آورد. به همین دلیل برای مدل‌سازی مهاربندهای همگرا از این روش استفاده شده است.

12-Computer and Structure, Inc.

13- Elastic-Plastic-Perfect

14- Chord Rotation Model

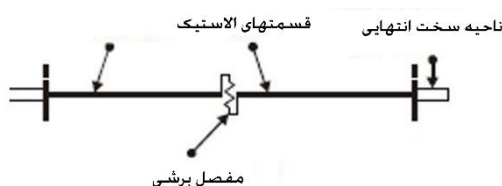
۵-۳- مدل سازی قاب مهاربندی واگرا

قاب‌های مهاربندی واگرا یکی از سیستم‌های مناسب باربر جانبی در ساختمان‌های فولادی محسوب می‌شوند. در یک قاب مهاربندی واگرا، وظیفه جذب و استهلاک انرژی به عهده تیر پیوند است. تیر پیوند مشابه یک فیوز شکل‌پذیر با جاری شدن در برش و یا خمش از خرابی دیگر اعضا جلوگیری می‌کند. ولی سایر اعضای قاب نظیر ستون‌ها، مهاربندی‌ها و تیرهای خارج از پیوند باید در محدوده ارتجاعی باقی بمانند. در این مطالعه، تیر پیوند به صورت برشی در نظر گرفته می‌شود. به همین دلیل برای مدل‌سازی آن در نرم‌افزار PERFORM، از یک مفصل برشی^{۱۵} در وسط آن مطابق با شکل ۵ استفاده شده است. همچنین برای مدل‌سازی غیر خطی تیر پیوند رابطه نیرو-تغییر شکل به صورت سه خطی^{۱۶} در نظر گرفته شده است.

برای مدل‌سازی مهاربندها، برای آنکه نیروها به تیر پیوند منتقل شود و تیر پیوند با کمناش مهاربند از عملکرد کنار نرود، از یک میله الاستیک^{۱۷} که عملکرد محوری دارد، استفاده می‌شود. همچنین المان‌های تیر و ستون نیز به دلیل آنکه اعضای خارج از فیوز می‌باشند، به صورت الاستیک مدل شده است.

۶- صحت‌سنجی مدل‌سازی

در این بخش به منظور ارزیابی صحت فرضیات و ساده‌سازی‌های بکار رفته در بخش ۵ برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی المان‌های قاب‌های مورد مطالعه، تحلیل استاتیکی غیرخطی دو قاب یک دهانه-یک طبقه با سیستم مهاربندی همگرا و واگرا که قبلاً^{۱۸} به ترتیب در مراجع [۱۷]



شکل ۵- مدل تیر پیوند برشی [۱۵]

و [۱۸] آزمایش شده‌اند، مورد بررسی قرار می‌گیرند.

۶-۱- صحت‌سنجی مدل‌سازی قاب مهاربندی همگرا

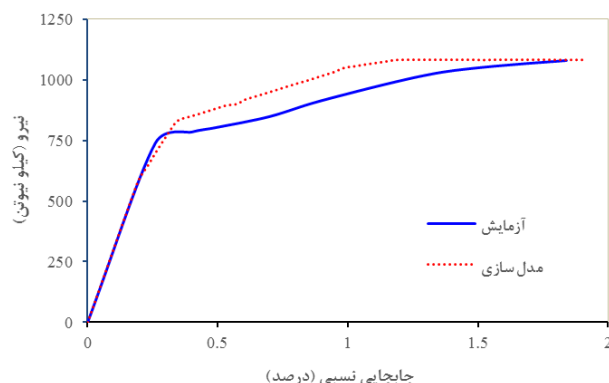
عملکرد صحیح مدل قاب‌های مهاربندی همگرا به رفتار المان‌های مهاربندی بستگی دارد. بنابراین، برای صحت‌سنجی مدل‌سازی رفتار غیر خطی مهاربندها در نرم‌افزار PERFORM، در این بخش یک قاب مهاربندی همگرای فولادی که در مطالعه پالمر^{۱۸} و همکاران [۱۷] تحت بار چرخه‌ای در بالای قاب بارگذاری شده است مورد بررسی قرار می‌گیرد. این قاب یک دهانه-یک طبقه از تیرهایی با مقطع $W16 \times 45$ و ستون‌هایی با مقطع $W12 \times 72$ و مهاربندهایی با مقطع $HSS3.1 \times 3.1 \times 0.25$ تشکیل شده است. اتصالات مهاربندها به صورت مفصلی از نوع اتصال چاقویی و اتصال قاب مورد بررسی با فونداسیون به صورت گیردار می‌باشد. با اعمال نیروی جانبی به صورت رفت و برگشتی توسط جک هیدرولیکی در تراز فوقانی قاب، اعضای مهاربندی تحت فشار و کشش قرار می‌گیرند. منحنی‌های ظرفیت آزمایشگاهی و عددی حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی این قاب بر اساس روش اتخاذ شده در بخش ۲-۵ برای مدل‌سازی مهاربندها، در شکل ۶ نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه می‌گردد، این دو منحنی ظرفیت به لحاظ سختی اولیه و ظرفیت نهایی تطابق خوبی با یکدیگر دارند.

15- Shear Hinge

16- Trilinear

17-Elastic Bar

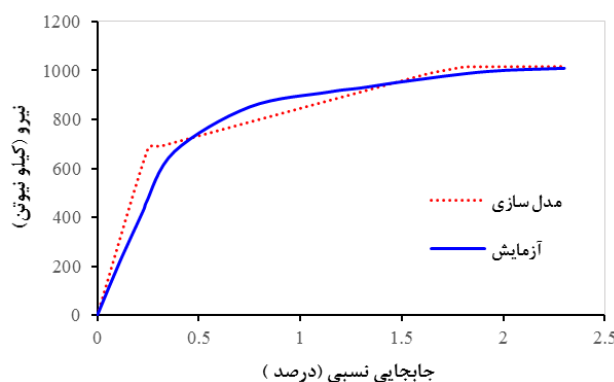
18- Palmer



شکل ۶- مقایسه نتایج مدل سازی عددی قاب مهاربندی همگرا با نمونه‌ی آزمایشگاهی پالمر و همکاران [۱۷]

۲-۶- صحت سنجی مدل سازی قاب مهاربندی واگرا

عملکرد صحیح مدل قاب‌های مهاربندی همگرا به رفتار المان‌های مهاربندی بستگی دارد. در این بخش یک قاب مهاربندی واگرای فولادی که در مطالعه برمن و بونو [۱۸] تحت بار چرخه‌ای در بالای قاب بارگذاری شده است مورد بررسی قرار می‌گیرد. این قاب یک دهانه-یک طبقه از تیرهای پیوند و خارج از پیوند با مقطع 150×150 mm box با ضخامت بال $t_f = 16$ mm و ضخامت جان $t_w = 8$ mm ستون‌هایی با مقطع $W310 \times 143$ و مهاربندهایی با مقطع $HSS178 \times 178 \times 12.7$ تشکیل شده است. همچنین تنش تسلیم مقاطع 345 MPa ضریب اضافه مقاومت آن $R_y = 1.1$ می‌باشد. اتصال مهاربندها به صورت مفصلی، اتصالات تیر به ستون‌ها خمشی و اتصال قاب مورد بررسی به فونداسیون به صورت مفصلی می‌باشد. منحنی‌های ظرفیت آزمایشگاهی و عددی حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی این قاب بر اساس روش اتخاذ شده در بخش ۳-۵ برای مدل سازی تیر پیوند، در شکل ۷ نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه می‌گردد، این دو منحنی ظرفیت تطابق قابل قبولی با یکدیگر دارند. البته شایان ذکر است که روند کاهش سختی در منحنی ظرفیت مدل عددی ساخته شده به یکنواختی آن در منحنی آزمایشگاهی نیست. علت این اختلاف را می‌توان در ساده‌سازی‌های بکار رفته در مدل سازی ماکروی قاب و چشم پوشی از تمرکز نیرو در اتصالات مهاربند که می‌تواند موجب تسلیم شدگی موضعی و کاهش جزئی سختی سیستم گردد، دانست.



شکل ۷- مقایسه نتایج مدل سازی عددی قاب مهاربندی واگرا با نمونه‌ی آزمایشگاهی برمن و برونو [۱۸]

۷- مشخصات شتاب‌نگاشت‌های زلزله

برای انجام تحلیل تاریخچه زمانی، هفت شتاب‌نگاشت مربوط به زلزله‌هایی که در خاک‌های نوع I و II در ایران رخ داده بودند، انتخاب شد و بر اساس ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ با توجه به طیف شتاب خاک‌های مربوطه در مناطق با خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد، مقیاس گردید. مشخصات این شتاب‌نگاشت‌ها در جدول‌های ۲ و ۳ آورده شده است.

جدول ۲- مشخصات شتاب‌نگاشت‌های خاک نوع I

شماره رکورد	نام ایستگاه	بزرگا Ms	مدت دوام (s)	فاصله از مرکز (km)	سال	شتاب (g)
۱۰۴۳	قائن	۶/۴	۱۹/۴۷۵	۳۳/۸۲	۱۹۷۶	۰/۱۸۱
۱۰۵۴-۱	ناغان	۶/۱	۲۱/۳۳	۳۱/۹۰	۱۹۷۷	۰/۸۷۲
۱۰۸۴-۱	طیس	۷/۴	۴۸/۴۹۸	۳۳/۲۷	۱۹۷۸	۰/۸۴۶
۱۳۶۲	آب‌بر	۷/۷	۵۱/۴۳	۳۶/۹۶	۱۹۹۰	۰/۶۳۵
۱۰۸۴-۴۸	طیس	۴/۷	۱۵/۲۴۵	۳۳/۷	۱۹۷۸	۰/۱۵۵
۱۴۹۲-۱۶	زرنند	۵/۷	۴۳/۵۲	۲۸/۹۶	۱۹۹۴	۰/۳۱۲
۱۴۹۵	سیرج	۵/۷	۲۴/۳۲	۲۸/۹۶	۱۹۹۴	۰/۰۲۲

جدول ۳- مشخصات شتاب‌نگاشت‌های خاک نوع II

شماره رکورد	نام ایستگاه	بزرگا Ms	زمان دوام (s)	فاصله از مرکز (km)	سال	شتاب (g)
۱۰۰۶-۱	بندرعباس	۶/۱	۴۵/۳۴۵	۲۷/۴۷	۱۹۷۵	۰/۱۲۷
۱۰۴۴	خضری	۵/۸	۲۱/۰۴۵	۳۳/۸۲	۱۹۷۶	۰/۰۲۳
۱۰۴۶-۱	ماکو	۷/۳	۲۸/۰۹	۳۹/۱۲	۱۹۷۶	۰/۰۹۵
۱۰۵۰-۱	بندرعباس	۶/۹	۴۵/۲۴	۲۷/۵۹	۱۹۷۷	۰/۱۶۱
۱۱۱۳	خواف	۶/۸	۳۲/۴۴۵	۳۳/۸	۱۹۷۹	۰/۰۷۸۳
۱۴۹۰-۲	میمند	۵/۷	۲۷/۱۶۵	۲۸/۹۶	۱۹۹۴	۰/۴۴۲
۱۵۰۲-۹	زنجیران	۵/۷	۶۴	۲۸/۹۶	۱۹۹۴	۱/۰۰۶۲

۸- تحلیل نتایج و بحث

۸-۱- ضرایب تصحیح برش پایه در محدوده خطی

با توجه به روش بیان شده در بخش قبلی، ضرایب تصحیح برش پایه استاتیکی معادل برای قاب‌های خمشی، قاب‌های مهاربندی همگرا و قاب‌های مهاربندی واگرا با زمان‌های تناوب اصلی ۰/۵، ۰/۷، ۱، ۱/۵، ۲، ۲/۵ و ۳ ثانیه با در نظر گرفتن خاک‌های نوع I، II، III و IV محاسبه گردید. نتایج در قالب نمودار ضریب تصحیح برش پایه؛ M_v در مقابل زمان تناوب اصلی سازه؛ T_1 ، برای سیستم‌های مورد

بررسی با لحاظ کردن انواع خاک‌ها در شکل‌های ۸ الی ۱۰ ارائه شده است، همچنین در جداول ۴ الی ۱۵ مقادیر V_s و V_{es} که برش‌های حاصل از تحلیل طیفی و استاتیکی معادل بر حسب تن می‌باشند، ارایه شده است.

جدول شماره ۵: نتایج خطی قاب خمشی، خاک نوع دو

T_1	V_s	V_{es}	M_v
۰/۵	۳۳۶	۳۵۱	۰/۹۵
۰/۷	۲۲۵	۲۶۰	۰/۹۸
۱	۱۹۹	۱۹۳	۱/۰۳
۱/۵	۱۵۲	۱۴۱/۴	۱/۰۷
۲	۱۲۵	۱۱۳/۵	۱/۱
۲/۵	۱۰۸/۱	۹۸	۱/۱
۳	۹۷	۸۳	۱/۱۶

جدول شماره ۴: نتایج خطی قاب خمشی، خاک نوع یک

T_1	V_s	V_{es}	M_v
۰/۵	۲۷۹	۲۹۴	۰/۹۵
۰/۷	۲۱۳	۲۱۳	۱
۱	۱۷۰	۱۵۷	۱/۰۸
۱/۵	۱۲۵/۳	۱۱۳/۴	۱/۱
۲	۱۰۳	۹۲/۴	۱/۱۱
۲/۵	۸۸/۵	۷۸	۱/۱۳
۳	۷۸/۴	۵۶	۱/۴

جدول شماره ۷: نتایج خطی قاب خمشی، خاک نوع چهار

T_1	V_s	V_{es}	M_v
۰/۵	۳۶۹	۳۹۹	۰/۹۴
۰/۷	۳۷۰	۳۹۲	۰/۹۴
۱	۳۶۸	۳۸۵	۰/۹۶
۱/۵	۲۸۲/۱۳	۲۸۵/۶	۰/۹۹
۲	۲۴۱/۴	۲۳۶	۱/۰۲
۲/۵	۲۱۶/۷	۲۰۵	۱/۰۶
۳	۱۹۶	۱۸۲	۱/۰۷

جدول شماره ۶: نتایج خطی قاب خمشی، خاک نوع سه

T_1	V_s	V_{es}	M_v
۰/۵	۳۶۹	۳۹۹	۰/۹۴
۰/۷	۳۶۶	۳۹۲	۰/۹۴
۱	۲۸۲	۲۸۷	۰/۹۸
۱/۵	۲۱۷/۸	۲۱۰	۱/۰۴
۲	۱۸۴/۲	۱۷۴	۱/۰۶
۲/۵	۱۶۰	۱۴۸	۱/۰۸
۳	۱۴۴	۱۲۶	۱/۱۴

جدول شماره ۹: نتایج خطی قاب واگرا، خاک نوع دو

T_1	V_s	V_{es}	M_v
۰/۵	۳۶۷	۳۵۰	۱/۰۴
۰/۷	۲۷۷	۲۶۰	۱/۰۷
۱	۲۱۱	۱۹۳	۱/۰۹
۱/۵	۱۵۹	۱۴۱/۴	۱/۱۲
۲	۱۲۹	۱۱۳/۵	۱/۱۴
۲/۵	۱۱۲	۹۸	۱/۱۴
۳	۹۹/۵	۸۲	۱/۲۲

جدول شماره ۸: نتایج خطی قاب واگرا، خاک نوع یک

T_1	V_s	V_{es}	M_v
۰/۵	۳۰۳	۲۹۳	۱/۰۴
۰/۷	۲۲۹	۲۱۳	۱/۰۸
۱	۱۷۵	۱۵۷	۱/۱۱
۱/۵	۱۳۰	۱۱۳/۴	۱/۱۵
۲	۱۰۵/۵	۹۲/۴	۱/۱۴
۲/۵	۹۰/۶	۷۸	۱/۱۶
۳	۸۰/۵	۵۶	۱/۴۴

جدول شماره ۱۱: نتایج خطی قاب واگرا، خاک نوع چهار

T_1	V_s	V_{es}	M_v
۰/۵	۴۰۵	۴۰۷	۰/۹۸
۰/۷	۴۰۵	۳۹۲	۱/۰۳
۱	۴۰۶	۳۷۵	۱/۰۵
۱/۵	۳۰۶	۲۸۵/۶	۱/۰۷
۲	۲۵۷	۲۳۶	۱/۰۹
۲/۵	۲۲۹	۲۰۵	۱/۱۱
۳	۲۰۹	۱۸۲	۱/۱۵

جدول شماره ۱۰: نتایج خطی قاب واگرا، خاک نوع سه

T_1	V_s	V_{es}	M_v
۰/۵	۴۰۵	۳۹۲	۱/۰۳
۰/۷	۴۰۵	۳۹۲	۱/۰۳
۱	۳۰۶	۲۸۷	۱/۰۷
۱/۵	۲۳۰	۲۱۰	۱/۰۹۵
۲	۱۹۳	۱۷۴	۱/۱
۲/۵	۱۶۷/۶	۱۴۸	۱/۱۳
۳	۱۵۰/۱	۱۲۶	۱/۱۸

جدول شماره ۱۳: نتایج خطی قاب همگرا، خاک نوع دو

T_1	V_s	V_{es}	M_v
۰/۵	۳۶۵	۳۴۹	۱/۰۵
۰/۷	۲۷۸	۲۶۰	۱/۰۶
۱	۲۱۳/۵	۱۹۳	۱/۱
۱/۵	۱۶۶	۱۴۱/۴	۱/۱۷
۲	۱۳۴	۱۱۳/۵	۱/۱۸
۲/۵	۱۱۶	۹۸	۱/۱۹
۳	۱۰۴	۸۰	۱/۳

جدول شماره ۱۵: نتایج خطی قاب همگرا، خاک نوع چهار

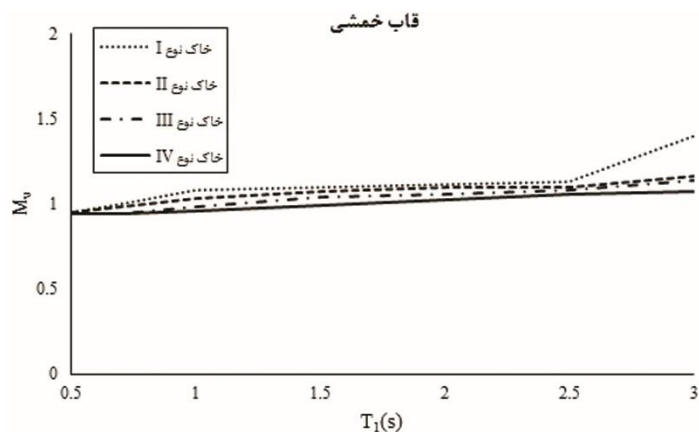
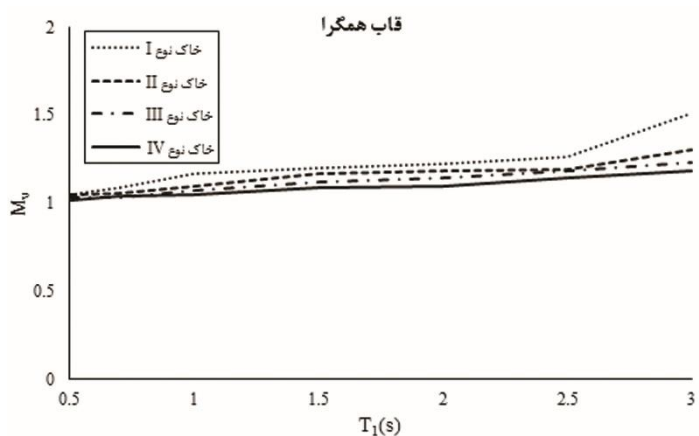
T_1	V_s	V_{es}	M_v
۰/۵	۴۰۶	۳۹۵	۱/۲۰
۰/۷	۴۰۷	۳۹۲	۱/۰۴
۱	۴۰۴	۳۸۵	۱/۰۵
۱/۵	۳۱۰	۲۸۵/۶	۱/۰۹
۲	۲۶۱	۲۳۶	۱/۱
۲/۵	۲۳۳	۲۰۵	۱/۱۴
۳	۲۱۵	۱۸۲	۱/۱۸

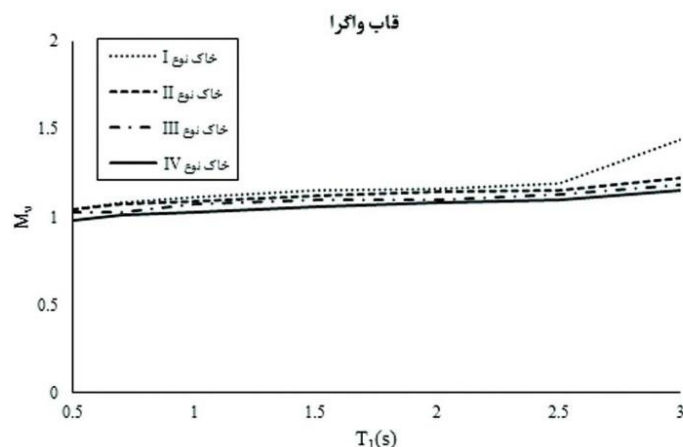
جدول شماره ۱۲: نتایج خطی قاب همگرا، خاک نوع یک

T_1	V_s	V_{es}	M_v
۰/۵	۳۰۲	۲۸۹	۱/۰۵
۰/۷	۲۳۱	۲۱۳	۱/۰۸
۱	۱۸۰	۱۵۷	۱/۱۵
۱/۵	۱۳۶	۱۱۳/۴	۱/۱۹
۲	۱۱۰	۹۲/۴	۱/۱۹
۲/۵	۹۵	۷۸	۱/۲۲
۳	۸۵	۵۶	۱/۵۱

جدول شماره ۱۴: نتایج خطی قاب همگرا، خاک نوع سه

T_1	V_s	V_{es}	M_v
۰/۵	۴۰۶	۳۹۲	۱/۰۳
۰/۷	۴۰۳	۳۹۲	۱/۰۳
۱	۳۰۷	۲۸۷	۱/۰۷
۱/۵	۲۳۴	۲۱۰	۱/۱۲
۲	۱۹۸	۱۷۴	۱/۱۴
۲/۵	۱۷۴	۱۴۸	۱/۱۸
۳	۱۵۶	۱۲۶	۱/۲۳

شکل ۸- تغییرات ضریب M_v در قاب‌های خمشی برای انواع خاک‌هاشکل ۹- تغییرات ضریب M_v در قاب‌های همگرا برای انواع خاک‌ها



شکل ۱۰- تغییرات ضریب M_v در قاب‌های واگرا برای انواع خاک‌ها

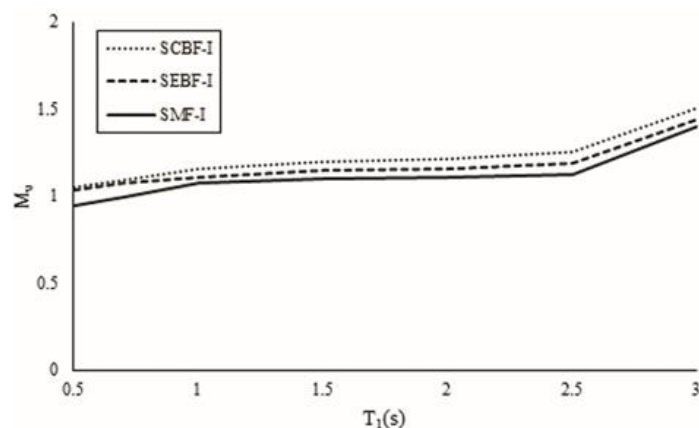
با توجه به نتایج تحلیل بر روی قاب‌های مورد بررسی برای انواع خاک‌ها، مشاهده می‌شود که ضریب تصحیح برش پایه استاتیکی معادل در یک نوع سیستم سازه‌ای به دو عامل بستگی دارد. عامل اول موثر در این ضریب، نوع خاک منطقه است. به طوریکه، هرچه شتاب طیفی یا در واقع همان ضریب شکل طیف با افزایش زمان تناوب اصلی سازه افت بیشتری پیدا کند، مقدار عددی ضریب تصحیح برش پایه یا به عبارت دیگر ضریب اثر موده‌های بالاتر افزایش می‌یابد. به همین دلیل ضریب اثر موده‌های بالا همانطور که در شکل‌های ۸ الی ۱۰ نشان داده شده است، در خاک نوع I از بقیه بیشتر می‌باشد. عامل دوم موثر در این ضریب، زمان تناوب اصلی سازه است. به طوریکه، با افزایش آن، مقدار ضریب تصحیح برش پایه افزایش می‌یابد.

۸-۱-۱- مقایسه نتایج سیستم‌های سازه‌ای با یکدیگر

بر اساس نتایج بدست آمده در بخش‌های قبلی می‌توان به این موضوع اشاره کرد که ضریب تصحیح برش پایه یا به عبارت دیگر ضریب اثر موده‌های بالا به نسبت زمان‌های تناوب مودال که از ویژگی‌های بسیار مهم یک سیستم سازه‌ای می‌باشد، بستگی دارد. در بین سیستم‌های سازه‌ای هرچه نسبت زمان تناوب مود دوم به زمان تناوب مود اول؛ T_2/T_1 کوچکتر باشد، اثر موده‌های بالا در آن سیستم بیشتر است. همانطور که در جدول ۱۶ مشاهده می‌شود، در سیستم‌های قاب همگرا، قاب واگرا و قاب خمشی نسبت T_2/T_1 به ترتیب ۰/۳۲۸، ۰/۳۵ و ۰/۳۹۴ می‌باشد. به همین دلیل قاب‌های مهاربندی همگرا دارای ضریب تصحیح بزرگتری نسبت به دو سیستم سازه‌ای دیگر است. در ادامه به عنوان نمونه، تغییرات ضریب تصحیح برش پایه برای سیستم‌های مورد بررسی در خاک نوع I در شکل ۱۱ ارائه شده است.

جدول ۱۶- نسبت زمان‌های تناوب مودال به زمان تناوب مود اول برای سیستم‌های مورد بررسی

مود	قاب خمشی	قاب واگرا	قاب همگرا
۱	۱	۱	۱
۲	۰/۳۹۴	۰/۳۵	۰/۳۲۸
۳	۰/۲۲	۰/۱۹۲	۰/۱۷۴
۴	۰/۱۵۶	۰/۱۳۶	۰/۱۲
۵	۰/۱۱۶	۰/۱۰۶	۰/۰۹۴
۶	۰/۰۹۴	۰/۰۹۴	۰/۰۷۸
۷	۰/۰۷۶	۰/۰۷۶	۰/۰۶۸
۸	۰/۰۵۲	۰/۰۶۸	۰/۰۶۰
۹	۰/۰۳۸	۰/۰۶۲	۰/۰۵۶
۱۰	۰/۰۳۲	۰/۰۴۸	۰/۰۴۸



شکل ۱۱- مقایسه تغییرات ضریب M_v در سیستم‌های سازه‌ای مختلف برای خاک نوع I

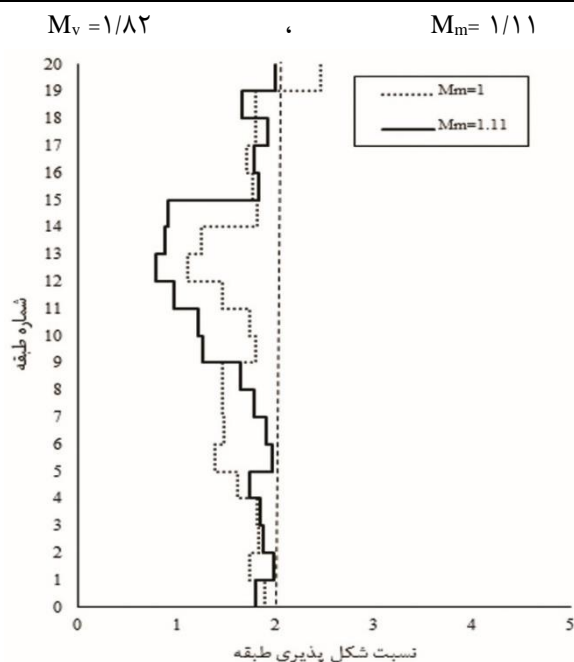
۸-۲- ضرایب تصحیح برش پایه در محدوده غیرخطی

۸-۲-۱- تقاضای برش پایه و نسبت شکل‌پذیری

با توجه به نتایج تحلیل قاب‌های مورد بررسی مشخص گردید که تقاضای شکل‌پذیری یک قاب چند درجه آزادی کاملاً از یک قاب یک درجه آزاد متفاوت است. به همین دلیل برش پایه قاب‌های یک درجه آزاد (V_s) با روش تکرار^{۱۹} برای محدود شدن حداکثر تقاضای شکل‌پذیری به میزان هدف، با اعمال یک ضریب مقیاس به برش پایه اصلاح شده (V_c) رسانده شد. این ضریب مقیاس را می‌توان به صورت $M_m = V_c / V_s$ تعریف نمود. همچنین، جهت دستیابی به ضریب تصحیح برش پایه (M_v) برای هر سیستم سازه‌ای تحت رکورد مورد نظر، برش پایه حاصل از تحلیل دینامیکی در مرحله آخر (V_m) بر برش پایه استاتیکی اولیه (V_s) تقسیم شده است. برای نمونه، تقاضای برش پایه و نسبت شکل‌پذیری برای قاب خمشی ۲۰ طبقه و خاک نوع I تحت رکورد ۱۴۹۵ در جدول ۱۷ ارائه شده است. همانطور که در جدول ۱۷ مشاهده می‌شود ضریب تصحیح رکورد مورد نظر با تقسیم برش پایه دینامیکی (V_m) به برش پایه اولیه (V_s) در قاب خمشی برابر با ۱/۸۲ بدست آمده است. همچنین، نمودار مقایسه نسبت‌های شکل‌پذیری طبقات، قبل و بعد از اعمال ضریب مقیاس M_m برای سازه‌ی فوق با نسبت شکل‌پذیری هدف $\mu_t = 2$ در شکل ۱۲ ارائه شده است.

جدول ۱۷- مقادیر تقاضای شکل پذیری و برش برای یک قاب خمشی ۲۰ طبقه واقع بر روی خاک نوع I تحت رکورد ۱۴۹۵

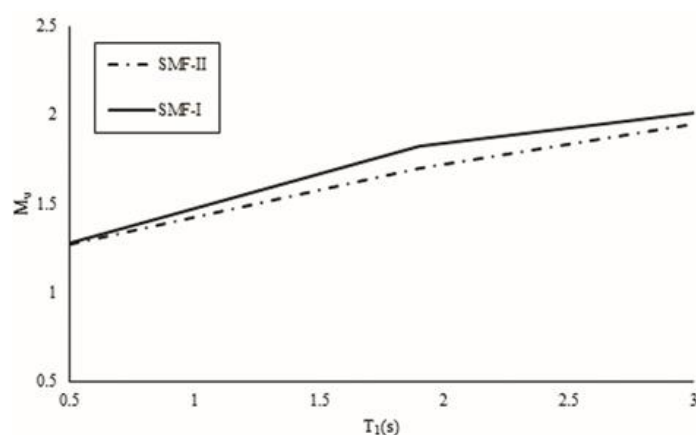
شماره طبقه	برش اولیه (توزیع استاندارد ۲۸۰۰) (تن)	برش اصلاح شده (توزیع استاندارد ۲۸۰۰) (تن)	برش دینامیکی (تن)	نسبت شکل پذیری طبقه (در مرحله اول)	نسبت شکل پذیری طبقه (در مرحله آخر)
۱	۲۴ / ۳۹۷۶	۲۷ / ۰۸۱۳	۴۴ / ۴۵۱	۱ / ۹۰۴۸	۱ / ۸۰۹۹
۲	۲۴ / ۳۸۹۱	۲۷ / ۰۷۱۹	۴۳ / ۵۷۳	۱ / ۷۴۸۶	۱ / ۹۸۵۷
۳	۲۴ / ۳۵۵۱	۲۷ / ۰۳۴۱	۳۷ / ۶۷۷	۱ / ۸۴۳۱	۱ / ۸۸۲۰
۴	۲۴ / ۲۷۸۶	۲۶ / ۹۴۹۲	۳۸ / ۴۷۵	۱ / ۸۲۰۳	۱ / ۸۵۲۰
۵	۲۴ / ۲۷۸۶	۲۶ / ۷۹۸۲	۳۷ / ۹۳۱	۱ / ۶۲۳۵	۱ / ۷۴۶۰
۶	۲۴ / ۱۴۲۵	۲۶ / ۵۶۲۳	۳۵ / ۲۳۹	۱ / ۳۹۸۹	۱ / ۹۷۳۴
۷	۲۳ / ۹۳۰۰	۲۶ / ۲۲۲۶	۳۳ / ۲۳۴	۱ / ۴۸۰۱	۱ / ۹۱۵۲
۸	۲۳ / ۲۰۷۴	۲۵ / ۷۶۰۳	۳۴ / ۷۶۳	۱ / ۴۶۹۹	۱ / ۷۸۷۱
۹	۲۲ / ۲۰۷۴	۲۵ / ۱۵۶۴	۳۴ / ۵۹۲	۱ / ۴۶۱۶	۱ / ۶۵۶۰
۱۰	۲۱ / ۹۷۴۸	۲۴ / ۳۹۲۰	۳۳ / ۴۹۵	۱ / ۸۰۱۳	۱ / ۲۶۲۸
۱۱	۲۱ / ۱۲۴۷	۲۳ / ۴۴۸۴	۳۲ / ۰۱۳	۱ / ۷۴۷۲	۱ / ۲۱۷۹
۱۲	۲۰ / ۰۹۶۱	۲۲ / ۳۰۶۷	۳۰ / ۶۴۹	۱ / ۴۶۹۸	۰ / ۹۷۲۵۴
۱۳	۱۸ / ۸۷۲	۲۰ / ۹۴۷۹	۲۶ / ۷۳۷	۱ / ۱۲۰۸	۰ / ۷۹۶۷
۱۴	۱۷ / ۴۳۵۳	۱۹ / ۳۵۳۲	۲۶ / ۵۴۸	۱ / ۲۵۱۱	۰ / ۸۸۸۱
۱۵	۱۵ / ۷۶۹۲	۱۷ / ۵۰۳۸	۲۴ / ۴۰۲	۱ / ۸۷۶۰	۰ / ۹۱۴۰
۱۶	۱۳ / ۸۵۶۵	۱۵ / ۳۸۰۷	۲۳ / ۷۳۵	۱ / ۷۷۶۴	۱ / ۸۲۸۳
۱۷	۱۱ / ۶۸۰۲	۱۲ / ۹۶۵۱	۲۵ / ۸۷۷	۱ / ۷۱۹۳	۱ / ۷۸۷۸
۱۸	۹ / ۲۲۳۵	۱۰ / ۲۳۸۱	۲۱ / ۰۲۴	۱ / ۷۹۷۹	۱ / ۹۲۶۲
۱۹	۶ / ۴۶۹۲	۷ / ۱۸۰۸	۲۲ / ۱۰۳	۱ / ۸۰۶۶	۱ / ۶۷۱۴
۲۰	۳ / ۴۰۰۴	۳ / ۷۷۴۴	۲۱ / ۴۵۷	۲ / ۴۷۱۶	۱ / ۹۹۸۶



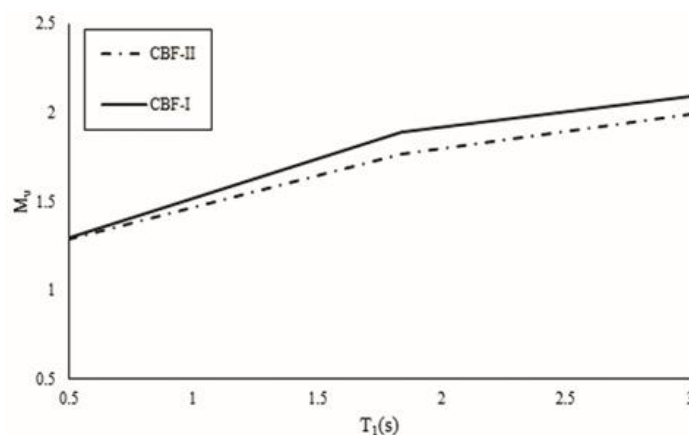
شکل ۱۲- مقایسه نسبت‌های شکل‌پذیری نیاز طبقات برای قاب خمشی ۲۰ طبقه و خاک نوع I تحت رکورد ۱۴۹۵ با نسبت شکل‌پذیری هدف $\mu_r = 2$ قبل و بعد از اعمال ضریب مقیاس M_m

۸-۲-۲- ضرایب تصحیح برش پایه

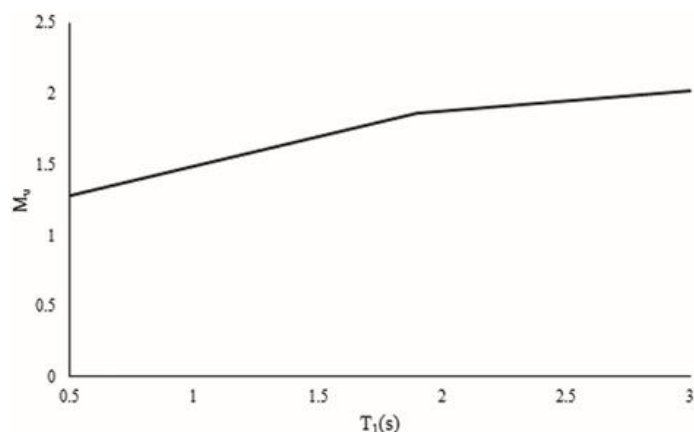
ضرایب تصحیح برش پایه با میانگین‌گیری ضرایب تصحیح حاصل از تحلیل قاب‌های مورد بررسی تحت همه رکوردها، برای قاب‌های خمشی و قاب‌های مهاربندی همگرای واقع بر روی خاک‌های نوع I و II و قاب‌های مهاربندی واگرای واقع بر خاک نوع I محاسبه گردید. جهت تعیین ضرایب تصحیح برش پایه برای قاب‌های مورد بررسی واقع بر خاک‌های نوع I و II و نسبت شکل‌پذیری هدف $\mu_t=2$ ، با داشتن زمان تناوب اصلی سازه، می‌توان ضریب تصحیح برش پایه را با توجه به شکل‌های ۱۳ الی ۱۵ بدست آورد. با توجه به این شکل‌ها مشاهده می‌شود که ضریب تصحیح برش پایه در سازه‌های واقع در خاک نوع I دارای مقادیر بزرگتری هستند. علت این اختلاف، همانطور که قبلاً نیز بیان شد، به دلیل شکل طیف شتاب است؛ هرچه شتاب طیفی با افزایش زمان تناوب افت بیشتری پیدا کند، اثر مودهای بالا بیشتر می‌شود. به همین دلیل ضرایب تصحیح برش پایه در خاک نوع I دارای مقادیر بزرگتری هستند.



شکل ۱۳- تغییرات ضریب M_v در قاب‌های خمشی برای خاک‌های نوع I و II



شکل ۱۴- تغییرات ضریب M_v در قاب‌های مهاربندی همگرا برای خاک‌های نوع I و II



شکل ۱۵- تغییرات ضریب M_v در قاب‌های مهاربندی واگرا برای خاک نوع I

با توجه به شکل‌های ۱۳ لی ۱۵ مشاهده می‌شود که مقدار ضریب تصحیح بدست آمده با افزایش زمان تناوب سازه افزایش می‌یابد. به عبارت دیگر تقاضای برش پایه با افزایش زمان تناوب اصلی سازه زیاد می‌شود که این امر نشان‌دهنده اثرات موده‌های بالا در افزایش برش پایه استاتیکی قاب‌های فولادی است.

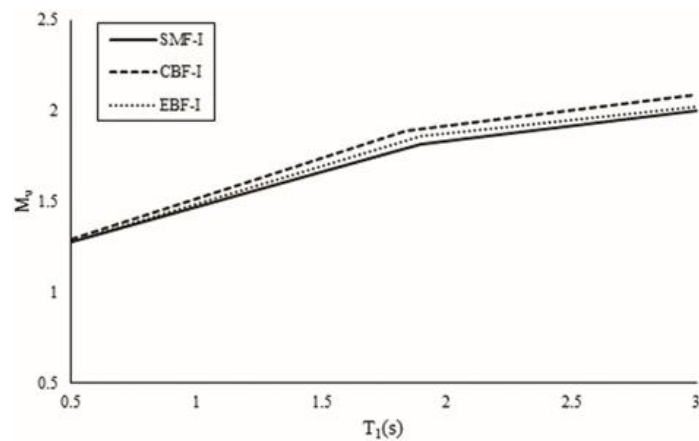
۸-۲-۳- مقایسه نتایج با یکدیگر

در بخش قبل، ضرایب تصحیح برش پایه برای قاب‌های خمشی و قاب‌های مهاربندی همگرا و واگرا که در خاک‌های نوع I و II واقع شده‌اند، ارائه گردید. نمودار مقایسه ضریب M_v برای سیستم‌های سازه‌ای واقع در خاک‌های نوع I و II به ترتیب در شکل‌های ۱۶ و ۱۷ ارائه شده است. با توجه به نمودار مقایسه ضرایب تصحیح در شکل‌های ۱۶ و ۱۷ ملاحظه می‌شود که مقدار ضریب تصحیح برش پایه در یک نوع خاک یکسان در قاب‌های مهاربندی همگرا از سایر سیستم‌های مورد بررسی بیشتر و در قاب‌های خمشی از سایر سیستم‌های مورد بررسی کمتر است. علت این اختلاف با توجه به جدول ۱۶ به دلیل نسبت زمان‌های تناوب مود دوم به مود اول می‌باشد. هرچه این نسبت کوچکتر باشد، ضریب تصحیح برش پایه دارای مقادیر بزرگتری بوده و اثر موده‌های بالا در آن نوع سیستم بیشتر است. همانطور که قبلاً نیز بیان شد، مدل‌سازی المان‌های غیر خطی در نرم‌افزار PERFORM مطابق با ضوابط FEMA 356 صورت گرفته است. در این نشریه برای هر سازه سه عملکرد اصلی شامل سطح استفاده بی وقفه IO^{۲۰}، ایمنی جانی؛ LS^{۲۱} و آستانه فروریزش؛ CP^{۲۲} تعریف می‌گردد. بر این اساس می‌توان فهمید که المان‌های سازه‌های طراحی شده نهایی کدام سطح عملکرد را گذرانده‌اند. برای نمونه سطوح عملکردی IO و LS برای المان‌های تیر قاب خمشی ۲۰ طبقه واقع بر خاک نوع I تحت رکورد ۱۴۹۵ پس از اعمال ضریب مقیاس M_m در شکل ۱۸ ارائه شده است. همانطور که در شکل ۱۸-ب ملاحظه می‌گردد، هیچ یک از اعضای این قاب پس از اعمال ضریب مقیاس، از سطح عملکرد ایمنی جانی عبور نکرده و لذا هدف طراحی محقق شده است.

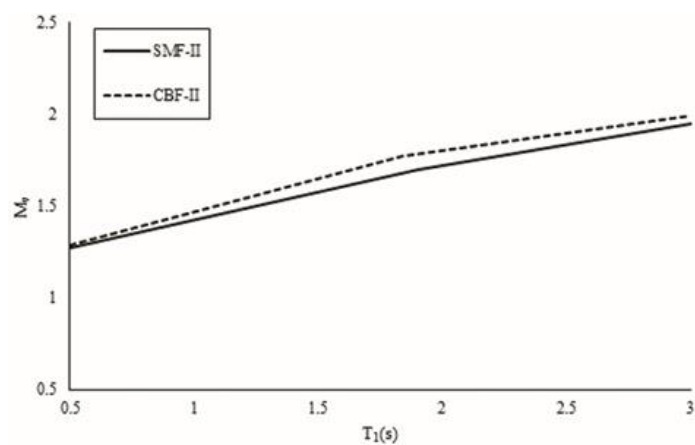
20- Immediate Occupancy

21- Life Safety

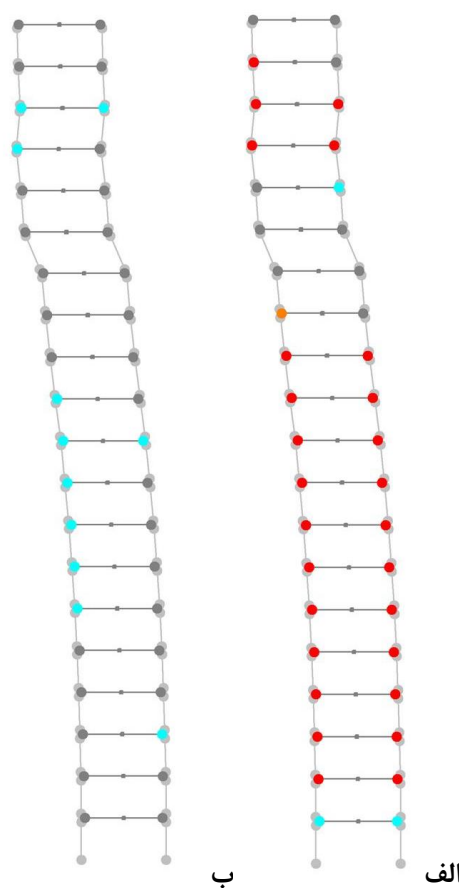
24-Collapse Prevention



شکل ۱۶- مقایسه ضریب M_v در سیستم‌های سازه‌ای واقع بر خاک نوع I



شکل ۱۷- مقایسه ضریب M_v در قاب‌های خمشی و قاب‌های مهاربندی همگرای واقع بر خاک نوع II



حداقل نسبت کاربردی برای هر رنگ: I 0.8 0.6 0.4 0.0

شکل ۱۸ - سطوح عملکردی برای المان‌های تیر قاب خمشی ۲۰ طبقه واقع بر خاک نوع I تحت رکورد ۱۴۹۵ پس از اعمال ضریب مقیاس: (الف) سطح IO ; (ب) سطح LS

۹- نتیجه‌گیری

در این مقاله ضرایب تصحیح برش پایه استاتیکی معادل برای شرایط لرزه‌خیزی ایران محاسبه گردید. این ضرایب در دو محدوده رفتار خطی و غیرخطی، برای قاب‌های خمشی، قاب‌های مهاربندی همگرا و قاب مهاربندی واگرای فولادی ارائه شده است. بکارگیری این ضرایب تصحیح در محدوده خطی، موجب اعمال اثر مودهای ارتعاشی موثر می‌گردد. اما بکارگیری آن در محدوده غیرخطی، علاوه بر لحاظ شدن اثر مودهای بالا، موجب محدود شدن حداکثر نسبت نیاز شکل‌پذیری طبقات به میزان هدف نیز می‌گردد. در ادامه مهم‌ترین نتایج حاصل از این مطالعه به طور خلاصه ارائه شده است:

(۱) ضریب تصحیح برش پایه استاتیکی معادل در محدوده خطی و غیرخطی به شکل طیف شتاب بستگی دارد. چنانچه شتاب طیفی با افزایش زمان تناوب اصلی سازه افت بیشتری داشته باشد، ضرایب تصحیح برش پایه افزایش می‌یابد. بر این اساس، سازه‌های واقع بر خاک نوع I، دارای ضریب تصحیح بزرگتری هستند.

(۲) محدوده تغییرات ضریب تصحیح خطی برای قاب‌های خمشی $0/94 \leq M_v \leq 1/4$ ؛ قاب‌های مهاربندی همگرا $1/02 \leq M_v \leq 1/51$ و قاب‌های مهاربندی واگرا $0/98 \leq M_v \leq 1/44$ است.

- (۳) محدوده تغییرات ضریب تصحیح غیرخطی برای قاب‌های خمشی $1/27 \leq M_v \leq 2/01$ ؛ قاب‌های مهاربندی همگرا $2/09 \leq M_v \leq 1/29$ و قاب‌های مهاربندی واگرا $1/28 \leq M_v \leq 2/02$ است.
- (۴) ضریب تصحیح برش پایه استاتیکی معادل در محدوده خطی و غیرخطی به نسبت زمان‌های تناوب مودال بستگی دارد. هرچه نسبت زمان‌های تناوب مود دوم به مود اول کوچکتر باشد، در آن سیستم سازه‌ای اثر مودهای بالا بیشتر است.
- (۵) با بررسی زمان‌های تناوب مودال در سیستم‌های سازه‌ای مشخص گردید که نسبت‌های زمان‌های تناوب مود دوم به مود اول در قاب‌های مهاربندی همگرا نسبت به سایر سیستم‌ها کمتر است. به همین دلیل اثر مودهای بالا در قاب‌های مهاربندی همگرا بیشتر می‌باشد. بر این اساس، مشخص گردید که اثر مودهای بالا پس از قاب‌های مهاربندی همگرا در قاب‌های مهاربندی واگرا بیشتر می‌باشد. این موضوع بیانگر این مطلب است که اثر مودهای بالا در قاب‌های خمشی نسبت به دو سیستم دیگر کمتر است.
- (۶) با توجه به نتایج مشخص گردید، ضرایب تصحیح برش پایه با افزایش زمان تناوب اصلی و میل سازه به سمت رفتار خمشی افزایش می‌یابد.
- (۷) با مقایسه ضرایب تصحیح در محدوده خطی و غیرخطی مشخص گردید که ضرایب تصحیح در محدوده غیرخطی دارای مقادیر بزرگتری نسبت به ضرایب تصحیح در محدوده خطی هستند.

مراجع

- [1] Green, N.B. (1981). *Earthquake Resistant: Building Design and Construction*. Van Nostrand Reinhold Company, New York.
- [2] Verde, R.V. (1991). Explanation for the numerous upper floor collapses during the 1985 Mexico City earthquake. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 20(3): p. 223-241.
- [3] Chopra, A.K. and Cruz, E.F. (1986). Evaluation of building code formulas for earthquake forces. *Journal of Structural Engineering*, 112(8): p. 1881-1899.
- [4] Cruz, E.F. and Chopra, A.K. (1990). Improved code-type earthquake analysis procedure for buildings. *Journal of Structural Engineering*, 116(3): p. 679-700.
- [5] Nassar, A., Ostersaas, J. and Krawinkler, H. (1992). Seismic design based on strength and ductility demands. In: *10th World Conference on Earthquake Engineering*. Madrid.
- [6] Miranda, E. (1997). Strength reduction factors in performance-based design. In: *Proceedings of EERC-CUREe Symposium, Berkeley, CA.*
- [7] Moghaddam, H. and Mohammadi, R. (2001). Ductility reduction factor of MDOF shear-building structures. *Journal of earthquake engineering*, 5(03): p. 425-440.
- [8] Humar, J. and Rahgozar, M. (2000). Application of uniform hazard spectra in seismic design of multistorey buildings. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 27(3): p. 563-580.
- [9] Humar, J. and Mahgoub, M.A. (2003). Determination of seismic design forces by equivalent static load method. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 30(2): p. 287-307.
- [10] Choi, W. S., Park, K. B., & Park, G. J. (2005). Calculation of equivalent static loads and its application. *Nuclear engineering and design*, 235(22), 2337-2348.
- [11] Zhang, B., Chen, H., Li, M., Zhao, Z., Zhou, Y., & Fan, H. (2018). Equivalent static load method for hierarchical stiffened composite panel subjected to blast loading. *Engineering Structures*, 171, 569-582.
- [12] Building and Housing Research Center. (2015). *Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings (Standard No. 2800)*. 4th Edition, Tehran, Iran (in Persian).
- [13] Nassar, A.A. and Krawinkler, H. (1991). *Seismic Demands for SDOF and MDOF Systems*. John A Blume Earthquake Engineering Center Technical Report 95: Stanford Digital Repository.

- [14] Newmark, N.M. and Hall, W.J. (1982). *Earthquake spectra and design*. Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California.
- [15] Perform, C., *3D V5. (2011). Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures*. Computer and Structures, Inc. Berkeley, CA.
- [16] FEMA, P. (2000). *Commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
- [17] Palmer, K. D., Roeder, C. W., Lehman, D. E., Okazaki, T., Shield, C. K., & Powell, J. (2012). Concentric X-braced frames with HSS bracing. *International Journal of Steel Structures*, 12(3), 443-459.
- [18] Berman, J. W., & Bruneau, M. (2007). Experimental and analytical investigation of tubular links for eccentrically braced frames. *Engineering Structures*, 29(8), 1929-1938.