

ارزیابی روش زمان دوام در تحلیل خطی قاب‌های فولادی دوبعدی، در مقایسه با روش تحلیل استاتیکی

وحید والامنش (کارشناس ارشد)
همایون استکانچی (دانشیار)
ابوالحسن وفائی (استاد)
دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

روش تحلیل استاتیکی نیروهای زلزله که ساده‌ترین روش پیشنهاد شده در آیین‌نامه برای طراحی مقاوم در برابر زلزله است با ارائه‌ی بارگذاری جانبی معادل، مقاومت و سختی لازم در سازه را تأمین می‌کند. یکی از روش‌های جدید تحلیل که فاقد بعضی محدودیت‌های روش تحلیل استاتیکی بوده و به منظور تحلیل دقیق‌تر سیستم‌های نامنظم و غیرخطی، قابل استفاده است روش زمان دوام است. در این نوشتار کاربرد روش زمان دوام برای تحلیل و طراحی لرزه‌ی قاب‌های فولادی مورد ارزیابی قرار گرفته و نتایج آن با روش تحلیل استاتیکی مقایسه شده است. قاب‌های فولادی یک تا ۱۲ طبقه براساس روش تحلیل استاتیکی طراحی شده و در مرحله‌ی بعد، این قاب‌ها تحت شتاب نگاشت‌های افزایشدهی خاصی قرار گرفتند که با طیف آیین‌نامه کالیبره شده‌اند؛ سپس قابلیت پیش‌گویی این توابع شتاب در مورد چگونگی وضعیت سازه‌هایی که بر مبنای تحلیل استاتیکی قوی یا ضعیف‌اند، مورد ارزیابی قرار گرفته است. تنش و تغییر مکان در نقاط مختلف سازه محاسبه، و با مقدار هدف مقایسه شده است. در مجموع، نتایج حاصل بیانگر دقت و قابلیت مناسب روش زمان دوام در پیش‌بینی نتایج تحلیل استاتیکی با استفاده از تحلیل تاریخچه‌ی زمانی است.

مقدمه

پایه، نبود اساس منطقی برای تعیین ضریب رفتار (R) و ضعف در توزیع نیروی زلزله در سازه در روش استاتیکی اشاره کرد.^[۱] محدودیت‌های موجود در روش‌های تحلیل استاتیکی از یک طرف، و گسترش ابزار محاسباتی پرسرعت و دقیق از طرف دیگر محققان را بر آن داشت که با ارائه‌ی روش‌های دقیق‌تر به‌گونه‌ی در جهت اصلاح روش‌های قدیمی و تقریبی گام بردارند که اولاً تغییر شکل‌های خمیری و اثرات غیرخطی سازه را در نظر بگیرد؛ ثانیاً خواص دینامیکی سازه از جمله فرکانس طبیعی، اثر موده‌های نوسانی، اثر میرایی و... را در محاسبات وارد کند؛ ثالثاً اثرات زلزله را با اعمال شتاب زلزله‌ی طبیعی به سازه، به‌طور واقعی‌تر پیش‌بینی کند. در این راستا روش‌های استاتیکی غیرخطی مانند طراحی بر مبنای عملکرد^[۱]، روش طیف ظرفیت^[۲] و نیز روش‌های تحلیل دینامیکی نظیر روش تحلیل تاریخچه زمانی، روش تحلیل دینامیکی افزایشده^[۳]، روش تحلیل طیفی و غیره پیشنهاد شده است. هر کدام از روش‌های فوق نقاط قوت و ضعفی دارند و می‌توانند تا حدی معایب روش تحلیل استاتیکی را بهبود بخشند، به طوری که در حال حاضر روش تحلیل دینامیکی برای انواع سیستم‌های سازه‌ی، که در مناطق با خطر زلزله‌ی زیاد قرار گرفته‌اند، ضروری است.^[۴] روش دیگری که به تازگی در دانشگاه شریف در این زمینه ارائه شده است روش زمان دوام^[۵] نام دارد. هدف این نوشتار بررسی عملکرد این

یکی از مهم‌ترین اهداف آیین‌نامه‌های زلزله فراهم کردن یک حد اطمینان قابل قبول با در نظر گرفتن ضرایب ایمنی در برابر شکست کلی سازه و ناپایداری آن در اثر زلزله‌های شدیدی است که احتمال دارد در مدت عمر مفید سازه رخ دهد.^[۱] تعیین میزان خطر و شدت زلزله‌های محتمل در یک منطقه، طبقه‌بندی سازه‌ها از نظر اهمیت و سیستم باربر مقاوم قائم و جانبی، نیروهای طراحی و روش محاسبه‌ی آنها، روش‌های مجاز تحلیل، معیارهای طراحی و بررسی اجزای غیر سازه‌ی از جمله مواردی هستند که در آیین‌نامه‌های زلزله به آنها پرداخته می‌شود.^[۲]

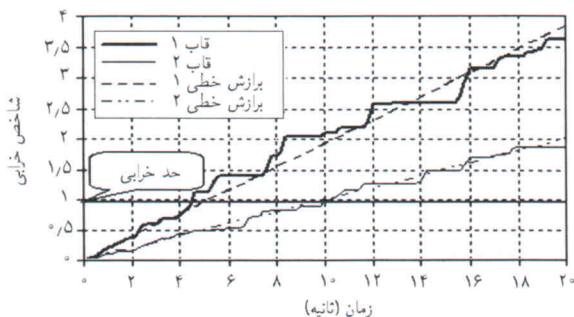
در روش تحلیل استاتیکی، سازه برای مقاومت در برابر بار جانبی، که توسط آیین‌نامه تعیین می‌شود، طرح می‌شود. در این روش سختی و مقاومت سازه تعیین شده و تغییر مکان‌ها محدود می‌شوند.^[۳] نتایج تحقیقات بیشتر در این زمینه نقاط ضعف و محدودیت‌های روش فوق را آشکار کرده است.^[۴] با توجه به نتایج روش تحلیل استاتیکی سازه‌های با مقاومت و سختی جانبی بالاتر نسبت به سازه‌های با مقاومت و سختی جانبی کمتر رجحیت دارند؛ گرچه این معیار همیشه درست نیست^[۵-۶]، بدین معنی که آزمایش‌ها و تحقیقات نشان می‌دهند که در بعضی موارد با کاهش سختی کارایی بهتری در سازه مشاهده می‌شود.^[۷] از دیگر محدودیت‌های این روش می‌توان به تقریب در طیف بازتاب و شتاب

تغییر مکان‌ها از حد مجاز بیشتر می‌شود. در نهایت زمانی فرا می‌رسد که هر دو سازه به‌طور کامل تخریب می‌شوند (ثانیه‌ی پانزدهم $t=15$). حال می‌توان زمان دوام را چنین تعریف کرد: زمان دوام به مدت زمانی اطلاق می‌شود که سازه در برابر شتاب یا نیروهای محرک فزاینده پایدار بوده و خرابی آن براساس شاخص خرابی^۵ مورد نظر کم‌تر از حد مجاز است. در این حالت، سازه به‌طور کلی تحت یک شتاب‌نگاشت فزاینده^۶ قرار می‌گیرد، تا جایی که سازه خراب شود. در این حالت نمودار پاسخ سازه (مثلاً شتاب پاسخ، تنش داخلی اعضا، یا تغییر مکان) با فرض رفتار خطی سازه، در مقابل زمان رسم می‌شود (شکل ۲).

این آزمایش از دو منظر با آزمایش Low cycle fatigue، که به‌منظور تعیین رابطه‌ی تنش و کرنش انجام می‌شود، قابل قیاس است. اول اینکه دامنه‌ی نیروهای وارده با زمان افزایش پیدا می‌کند و دوم جهت این نیروها در طول زمان تغییر می‌کند. اما در آزمایش Low cycle fatigue افزایش نیروها کاملاً یکنواخت و به‌صورت استاتیکی است، درحالی‌که در آزمایش فوق ارتعاش ایجاد شده حالت دینامیکی دارد و با فرکانس کاملاً تصادفی به سازه وارد می‌شود. همچنین هدف این دو آزمایش با یکدیگر تفاوت دارد. در آزمایش Low cycle fatigue هدف بررسی مشخصات یک عضو تحت نیروهای استاتیکی است، در حالی‌که در آزمایش فوق هدف بررسی پاسخ سازه تحت نیروهای دینامیکی و زلزله است.

اگر حد نهایی شاخص خرابی براساس معیار خدمت‌پذیری را ۱ در نظر بگیریم، از نمودار شکل ۲ زمان دوام سازه‌ی ۱ برابر ۵ ثانیه به دست می‌آید. در حالی‌که زمان دوام سازه‌ی ۲ برابر ۱۰ ثانیه به دست می‌آید. حال اگر حداقل زمان دوام مورد نیاز را برای سازه‌ی استاندارد برابر ۱۰ ثانیه فرض کنیم، در این صورت سازه‌ی ۱ قبل از زمان مورد نیاز به حد خرابی می‌رسد و در نتیجه این سازه ضعیف است و معیار طراحی مورد نظر را برآورده نمی‌کند. اما سازه‌ی ۲ تقریباً در ثانیه‌ی دهم ($t=10$) به حد مجاز خرابی می‌رسد و بنابراین حداقل استقامت مورد نیاز را دارد و استاندارد است.

با توجه به مثال فوق می‌توان گفت در روش زمان دوام با تحلیل



شکل ۲. نمودار پاسخ قاب‌های ۱ و ۲ تحت شتاب‌نگاشت فزاینده.

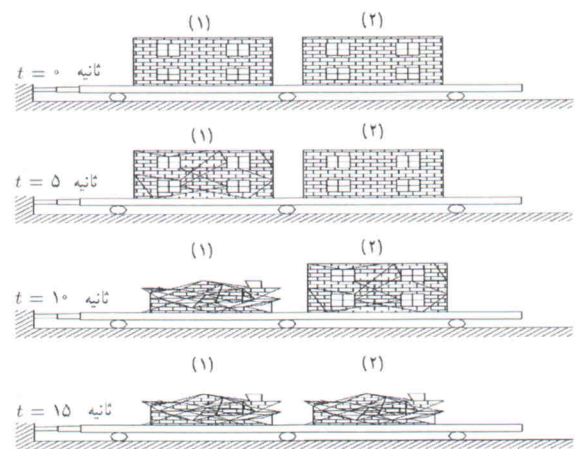
روش در مقایسه با روش استاتیکی، با تمرکز بر تحلیل خطی قاب‌های دویعدی است.

تعریف روش زمان دوام و توابع شتاب

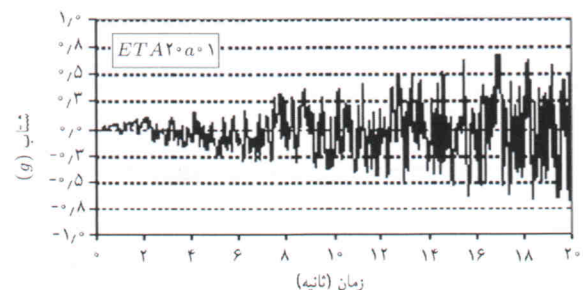
تعریف زمان دوام

مفهوم زمان دوام را می‌توان با ارائه‌ی یک آزمایش فرضی توضیح داد. در این آزمایش، دو سازه‌ی مختلف با خصوصیات نامشخص در برابر زلزله مورد تحقیق قرار می‌گیرند. سازه‌ها را روی میز لرزان قرار داده و آنها را به ارتعاش در می‌آوریم (شکل ۱ الف). ارتعاش به وجود آمده به‌گونه‌ی است که دامنه‌ی شتاب با افزایش زمان افزایش می‌یابد (شکل ۱ ب)؛ بنابراین می‌توان انتظار داشت که خرابی در سازه با گذشت زمان افزایش پیدا کند.

ابتدا دامنه‌ی ارتعاشات کم است و هر سه سازه پایدارند. با گذشت زمان و افزایش دامنه‌ی ارتعاش در زمان مثلاً در ثانیه‌ی پنجم ($t=5$) تغییر مکان‌ها در سازه‌ی ۱ از حد مجاز بیشتر می‌شود، و اجزای غیر سازه‌ی چهارشکست می‌شوند بنابراین می‌توان گفت معیار خدمت‌پذیری سازه‌ی ۱ از حد مجاز بیشتر می‌شود، در صورتی‌که در سازه‌ی ۲ این معیار زیر حد مجاز قرار دارد. به همین ترتیب و مثلاً در ثانیه‌ی دهم ($t=10$) سازه‌ی ۱ پایداری خود را از دست می‌دهد، در حالی‌که در سازه‌ی ۲



الف) آزمایش میز لرزان؛



ب) روند افزایش دامنه‌ی شتاب ارتعاش.

شکل ۱. قاب تحت ارتعاش اتفاقی فزاینده.

دوام برای سازه‌ی تک‌درجه آزادی را با هم داشت. بنابراین توابع مورد استفاده در روش زمان دوام دو ویژگی عمده دارند: اول روند افزایش دامنه‌ی توابع به‌صورت خطی برحسب زمان، و سپس کالیبره بودن این توابع با طیف آیین‌نامه در زمان مینا. در ادامه نحوه‌ی تولید این توابع مورد بررسی قرار می‌گیرد.

مشخصات شتاب‌نگاشت‌های کالیبره شده‌ی مورد استفاده

براساس طیف آیین‌نامه

شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در این تحقیق براساس طیف طرح آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ ایران (ویرایش سوم) برای خاک نوع ۲ کالیبره شده‌اند.^[۱۵] برای کالیبره کردن شتاب‌نگاشت‌ها تغییرات طیف پاسخ در طول زمان طبق رابطه‌ی ۱ به‌صورت خطی در نظر گرفته شده است.

$$S_{uC}(T, t) = \frac{t}{t_{T \text{ arg et}}} S_{aC}(T) \times \frac{T^2}{4\pi^2} \quad (1\text{-الف})$$

$$S_{aC}(T, t) = \frac{t}{t_{T \text{ arg et}}} S_{aC}(T) \quad (1\text{-ب})$$

در رابطه فوق t زمان، T پریود، $S_{uC}(T, t)$ تغییر مکان پاسخ هدف، و $S_{aC}(T, t)$ شتاب پاسخ هدف است. همچنین t_{Target} زمان هدف، و برابر با زمانی است که در آن پاسخ برابر با مقادیر آیین‌نامه‌ی می‌شود. برای تولید شتاب‌نگاشت‌های زمان دوام از روش بهینه‌سازی نامحدود با تابع هدف زیر استفاده شده است:

$$\min_{a_g} F(a_g) = \int_0^{T_{\max}} \int_0^{t_{\max}} \{ [S_a(T, t) - S_{aC}(T, t)]^2 + \alpha [S_u(T, t) - S_{uC}(T, t)]^2 \} dt dT \quad (2)$$

$S_a(T, t)$ و $S_u(T, t)$ عبارت‌اند از شتاب و تغییر مکان پاسخ. با شروع از یک شتاب‌نگاشت تصادفی مناسب و حل مسئله‌ی بهینه‌سازی فوق سه تابع شتاب اولیه برای انجام مطالعات زمان دوام به‌دست آمده است. شکل کلی این توابع همانند شکل ۱ ب است که برای تابع ۱ $\alpha = 20\%$ رسم شده است.

پاسخ دینامیکی سیستم تک‌درجه با میرایی ۵٪ در زمان‌های مختلف برای شتاب‌نگاشت ۲ $\alpha = 20\%$ در شکل ۳ نشان داده شده است. تحول طیف پاسخ مطابق هدف بهینه‌سازی، و جالب توجه است. سایر شتاب‌نگاشت‌ها نیز نمودارهای پاسخ مشابه دارند.

با توجه به پراکندگی‌های موجود در طیف پاسخ هر تابع شتاب با طیف آیین‌نامه، از متوسط طیف پاسخ سه تابع استفاده می‌کنیم که با طیف آیین‌نامه هماهنگی بیشتری دارد.

سازه تحت توابع شتاب افزایشنده و ثبت زمان دوام سازه، براساس سطوح عملکرد مورد نظر، رفتار سازه در شاخص‌های خرابی ارزیابی می‌شود. با توجه به اینکه تحلیل زمان دوام ذاتاً نوعی تحلیل دینامیکی غیرخطی است، قابلیت کاربرد گسترده در تحلیل انواع سازه‌ها را دارد. از جمله مزایای روش زمان دوام نسبت به روش تحلیل استاتیکی می‌توان به درک روشن‌تر از رفتار سازه با افزایش تدریجی دامنه‌ی شتاب‌ها و نیروهای ناشی از زلزله، امکان تعریف سطوح عملکرد مختلف براساس ترازهای مختلف توابع شتاب، و امکان بهره‌گیری از مشخصات دینامیکی سازه برای تحلیل اشاره کرد.

هدف این نوشتار مقایسه‌ی روش زمان دوام و روش تحلیل استاتیکی در پیش‌بینی رفتار لرزه‌ی سازه‌ها برای سیستم‌های چند درجه آزادی، مانند قاب‌های فولادی منظم، است. بدین منظور چند پارامتر از جمله شاخص‌های خرابی، زمان مینا و توابع شتاب مورد استفاده باید به‌نحو مناسبی تعریف شوند.

با توجه به ماهیت دینامیکی و نیز امکان تحلیل غیرخطی، شاخص‌های خرابی بسیاری را می‌توان در روش زمان دوام تعیین کرد.^[۱] اما آیین‌نامه‌ی زلزله شاخص خرابی را در حالت خطی شاخص تغییر مکان و شاخص مقاومت (تنش‌های داخلی و نسبت طراحی) تعیین کرده است. بنابراین برای مقایسه‌ی دو روش «تحلیل استاتیکی» و «زمان دوام»، شاخص‌های خرابی را همان شاخص‌های مقاومت (مانند نیروهای داخلی اعضا و نسبت طراحی^[۷]) و شاخص‌های خدمت‌پذیری (مانند تغییر مکان‌های بیشینه‌ی نسبی طبقات^[۸]) تعریف می‌کنیم.

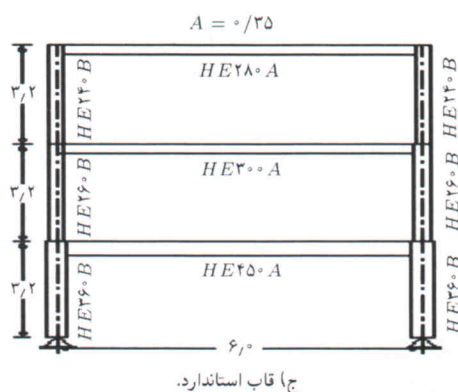
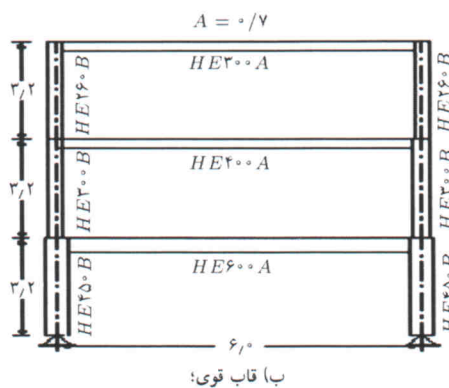
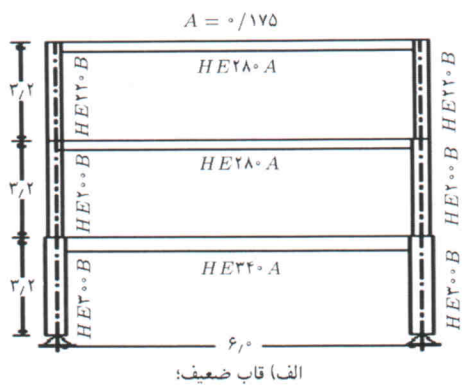
حال برای ارزیابی سازه به روش زمان دوام، در اولین گام باید زمانی را به‌عنوان زمان مینا مشخص کنیم که نتایج تحلیل استاتیکی و زمان دوام برای سازه‌ی تک‌درجه آزادی برابر شوند. زمان مینا را می‌توان به‌طور دلخواه انتخاب کرد، اما بهتر است این زمان چنان انتخاب شود که بتوان به‌خوبی اثر افزایش دامنه‌ی شتاب‌ها را در آن مشاهده کرد. یعنی این زمان نه‌چندان کوتاه باشد که سازه بلافاصله دچار خرابی شود و نتوان رفتار قبل از خرابی را به‌خوبی بررسی کرد، و نه چندان طولانی باشد که برای تحلیل توابع شتابی با دوام بیش از ۲۰ ثانیه مورد نیاز باشد. بدین منظور، و براساس قضاوت مهندسی ثانیه دهم را به‌عنوان زمان مینا انتخاب می‌کنیم. بنابراین سازه‌ی را که زمان دوامی (براساس معیار تغییر مکان و یا مقاومت) بیش از ۱۰ ثانیه داشته باشد «قوی»، و سازه‌ی را که زمان دوام آن کم‌تر از ۱۰ ثانیه باشد «ضعیف» می‌نامیم. می‌دانیم که تغییر مکان‌ها و نیروهای داخلی در روش تحلیل استاتیکی بر مبنای برش پایه‌ی، حاصل از طیف بازتاب آیین‌نامه، به دست می‌آیند.^[۳] بنابراین اگر توابع شتاب مورد استفاده به‌نحو کالیبره شوند که طیف پاسخ آنها تا ثانیه‌ی دهم منطبق با طیف آیین‌نامه شود، می‌توان انتظار برابری نتایج به دست آمده از تحلیل استاتیکی و زمان

مقدار بار مرده ۴۲۰۰ و بار زنده ۱۲۰۰ کیلوگرم بر متر تیر به دست می‌آید. دیگر پارامترها نیز به صورت زیر است:

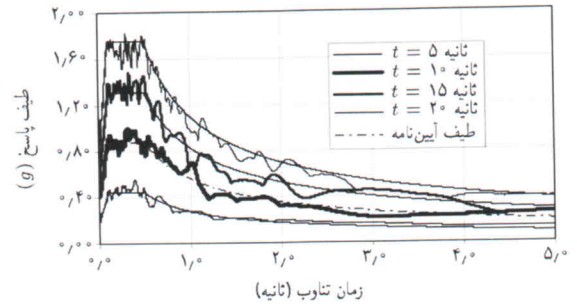
$$B = ۲,۵ \times \left(\frac{T_o}{T}\right)^{\frac{1}{4}} \leq ۲,۵ \quad (۴)$$

$$\text{soil type : II} \Rightarrow T_o = ۰,۵ \text{ sec} \quad (۵)$$

$$T = \begin{cases} ۰,۸ \times H^{\frac{1}{4}} \rightarrow \text{for SMRF} & \text{(الف)} \\ ۰,۵ \times H^{\frac{1}{4}} \rightarrow \text{for Steel Braced Frame} & \text{(ب)} \end{cases}$$



شکل ۴. قاب سه طبقه‌ی منظم.



شکل ۳. طیف پاسخ شتاب ۲a ETA۲۰۰۲ در زمان‌های مختلف.

روش تحلیل

برای ارزیابی رفتار سازه به روش زمان دوام، ابتدا قاب مورد نظر را به روش استاتیکی تحلیل و طراحی می‌کنیم و سپس مقدار برش پایه را به دست می‌آوریم براساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ مقادیر به دست آمده از تحلیل‌های دینامیکی و طیفی باید به‌گونه‌ی اصلاح شوند که مقدار برش پایه به دست آمده از تحلیل‌های دینامیکی و طیفی برابر با برش پایه در تحلیل استاتیکی شود. از آنجا که طیف پاسخ توابع شتاب در زمان مینا، صرف نظر از اختلافات آماری، منطبق بر طیف آیین‌نامه است، انتظار می‌رود برش پایه‌ی به دست آمده از هر دو روش در زمان مینا یکسان شوند. بنابراین قاب را با توجه به طیف آیین‌نامه تحلیل طیفی کرده و با ثبت برش پایه، ضریب اصلاح γ را از رابطه‌ی ۳ به دست می‌آوریم:

$$\gamma = \frac{V_{static}^B}{V_{spectrum}^B} \quad (۳)$$

که در آن V_{Static}^B و $V_{Spectrum}^B$ به ترتیب برش پایه در تحلیل‌های استاتیکی و طیفی هستند. در مرحله‌ی بعد قاب مورد نظر را تحت شتاب‌نگاشت‌های کالیبره شده با اعمال ضریب γ قرار داده و به این ترتیب نتایج از لحاظ آماری هم‌پایه می‌شوند؛ سپس دو شاخص خرابی (تغییر مکان‌های نسبی و تنش‌های داخلی اعضا) را بر حسب زمان رسم می‌کنیم، اگر مقادیر مجاز آیین‌نامه را به‌عنوان حد خرابی در نظر بگیریم، زمان رسیدن شاخص‌های خرابی به این حد را به دست آورده و با زمان مینا مقایسه می‌کنیم. اگر زمان دوام سازه بیشتر از زمان مینا باشد سازه قوی‌تر از حد مورد نیاز است، اگر کم‌تر از زمان مینا باشد سازه ضعیف‌تر، و اگر برابر با زمان مینا باشد سازه‌ی مورد نظر استاندارد خواهد بود.

طراحی مدل‌ها

بارگذاری

براساس آیین‌نامه‌ی مقررات ملی ساختمان و با توجه به مصالح به‌کار رفته، بار مرده را برابر ۷۰۰ کیلوگرم بر متر مربع و بار زنده را ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع در نظر می‌گیریم. عرض بارگیر هر تیر ۶ متر بوده و بنابراین

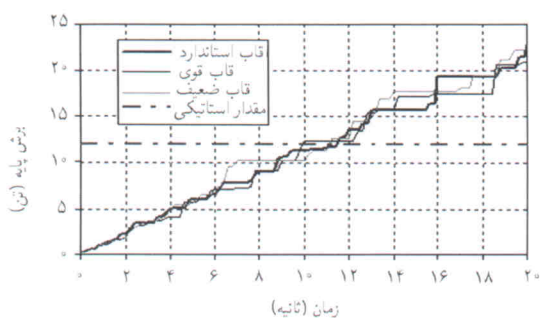
نتایج تحلیل قاب‌های خمشی

در روش استاتیکی برای تحلیل و طراحی سازه‌ها، اولین مرحله به دست آوردن برش پایه و سپس توزیع آن به نسبت جرم و ارتفاع در طبقات بر مبنای توزیع خطی است. بنابراین لازم است برش پایه‌ی سازه را بر اساس روش زمان دوام به دست آوریم. برش پایه برای قاب طرح شده نسبت به زمان رسم شده است (شکل ۶).

در روش تحلیل استاتیکی، برش پایه به چند عامل از جمله جرم و وزن سازه، ارتفاع سازه، نوع خاک، نوع سازه، اهمیت سازه و شدت زلزله بستگی دارد. با توجه به این‌که قاب‌های طرح شده تنها از نظر سختی یا یکدیگر اختلاف دارند و در بقیه موارد مشابه‌اند، بدیهی است که روش تحلیل استاتیکی شدت زلزله استاندارد را برای هر سه قاب مساوی در نظر می‌گیرد. با توجه به شکل مشاهده می‌شود در زمان مبنا (ثانیه $t=1^0$) مقدار برش پایه برای هر سه قاب، بدون در نظر گرفتن اختلاف آماری، تقریباً مساوی و برابر مقدار استاتیکی آن است. بنابراین بدون توجه به سختی و مقاومت قاب، زمان دوام مقدار برش پایه در زمان مبنا را برابر حالت استاتیکی با یک ضریب زلزله ثابت نتیجه می‌دهد. البته اختلاف کمی به علت پراکندگی‌های آماری و تغییر جرم به علت افزایش سطح مقطع اعضا وجود دارد.

حال اگر برش پایه‌ی هر قاب را به‌عنوان معیاری برای طراحی در نظر بگیریم (با توجه به این‌که اگر برش پایه بیشتر از حد به‌دست آمده از روابط آیین‌نامه شود، تغییر مکان‌ها یا تنش‌های داخلی از حد مجاز آن فراتر خواهد رفت، این معیار کاملاً منطقی به نظر می‌رسد) و نمودار برش پایه‌ی زمان دوام را نسبت به برش پایه‌ی مجاز آن برحسب زمان رسم کنیم، نمودار شکل ۷ حاصل خواهد شد.

در این حالت قاب‌ها از یکدیگر متمایز می‌شوند. با توجه به شکل ۷ مقدار برش پایه‌ی قاب ضعیف در ثانیه‌ی پنجم (نصف حالت استاندارد)، قاب استاندارد تقریباً در ثانیه‌ی دهم (زمان مبنا) و قاب قوی در ثانیه‌ی بیستم (دو برابر حالت استاندارد) به حد مجاز خود می‌رسند و این بدان



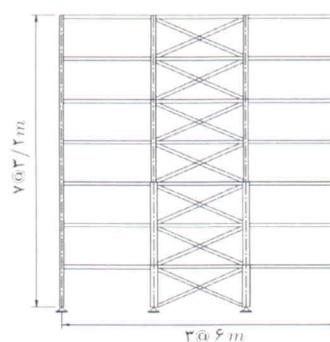
شکل ۶. برش پایه‌ی روش زمان دوام در قاب‌های استاندارد، قوی و ضعیف تحت ضریب $A=0.35$ ، قاب سه طبقه یک دهانه.

قاب‌های خمشی

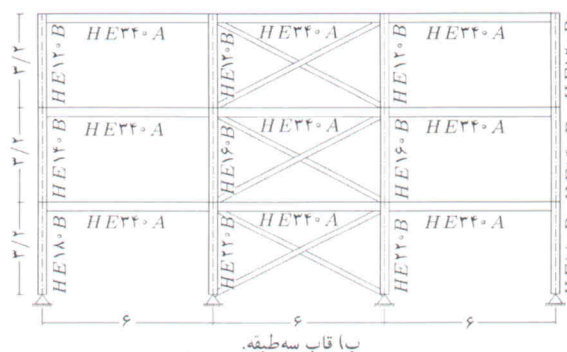
با توجه به اینکه روش استاتیکی در قاب‌های منظم دوعبده نتایج قابل اطمینانی به دست می‌دهد، می‌تواند معیار مناسبی از عملکرد زمان دوام باشد و بنابراین ارزیابی روش زمان دوام با روش استاتیکی در این محدوده از اهمیت زیادی برخوردار است. در این بخش ۱۲ مدل از قاب‌های ۱، ۳، ۷، ۱۲ طبقه در حالت‌های ۱، ۳ و ۴ دهانه و با تکیه‌گاه مفصلی استفاده شده است. در هر حالت قاب با ضرایب متفاوت زلزله که بیانگر ضعیف یا قوی‌تر بودن قاب نسبت به حالت استاندارد است طرح شده است. قاب‌های ضعیف با ضریب زلزله $A=0.175$ طرح می‌شود که در نتیجه در مقابل ضریب استاندارد $A=0.35$ ، $A=0.5$ ضعیف‌اند. قاب‌های قوی نیز برای ضریب زلزله $A=0.7$ طرح می‌شوند که نسبت به حالت استاندارد، 10% قوی‌ترند. برای مثال در شکل ۴ قاب خمشی سه طبقه‌ی یک دهانه در حالت استاندارد، قوی و ضعیف طراحی شده، نشان داده شده است.

قاب‌های مهاربندی شده

سختی جانبی قاب‌های مهاربندی شده، نسبت به قاب‌های خمشی، به مراتب بیشتر است و معمولاً مقاومت اعضا کنترل‌کننده‌ی طرح بوده و تغییر مکان‌ها زیر حد مجاز قرار دارند. در این قسمت قاب‌های سه و هفت طبقه مورد مطالعه قرار گرفتند (شکل ۵).

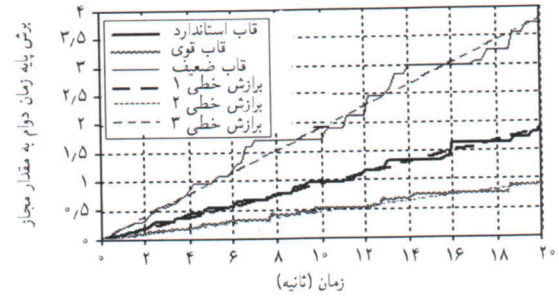
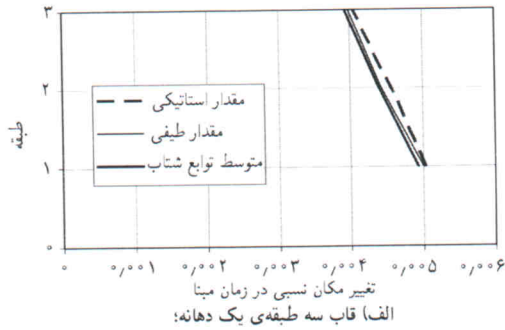


الف) قاب هفت طبقه؛

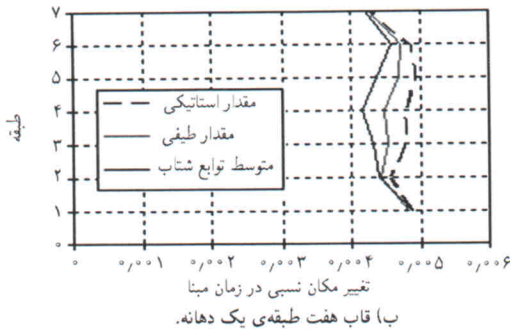


ب) قاب سه طبقه.

شکل ۵. قاب مهاربندی شده منظم.



شکل ۷. نسبت برش پایه روش زمان دوام به برش پایه مجاز، قاب سه طبقه‌ی یک دهانه.

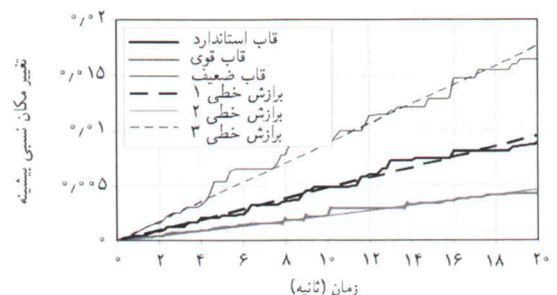


شکل ۹. مقایسه‌ی گریز طبقات قاب خمشی در زمان مبنا با حالت استاتیکی و طیفی.

معناست که اولاً در قاب‌های منظم بررسی شده انطباق خوب زمان دوام قاب استاندارد با زمان مبنا قابل مشاهده است؛ و ثانیاً زمان دوام قاب‌های بررسی شده متناسب با مقاومت سازه در حالت استاتیکی است؛ بدین معنا که قاب‌های قوی که بر مبنای ضریب زلزله ۲ برابر استاندارد طرح شده‌اند در زمانی دو برابر زمان استاندارد و قاب‌های ضعیف در زمانی برابر نصف حالت استاندارد به حد خرابی می‌رسند که این مسئله با توجه به نحوه‌ی کالیبره کردن شتاب‌نگاشت‌های زمان دوام قابل توجیه است.

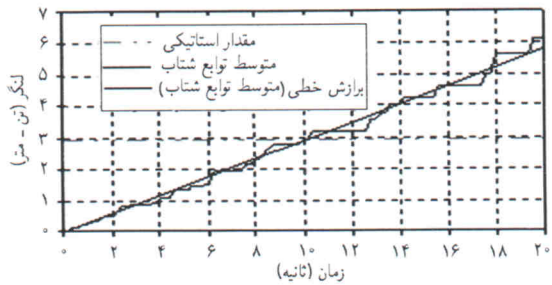
در قاب فوق طراحی بر مبنای تغییر مکان بوده و تنش‌های داخلی کم‌تر از حد مجاز است. آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ برای تغییر مکان نسبی مجاز مقدار $\frac{0.3}{R}$ را معرفی می‌کند که برای قاب‌های خمشی تغییر مکان نسبی مجاز برابر ۰/۰۵ به دست می‌آید. اگر نسبت تغییر مکان نسبی بیشینه‌ی طبقه را به مقدار مجاز آن نسبت به زمان رسم کنیم نموداری به دست می‌آید که با استفاده از آن می‌توان مقدار تغییر مکان نسبی را در ثانیه‌ی مورد نظر به دست آورد (شکل ۸). مشاهده می‌شود که برای قاب استاندارد در زمان مبنا مقدار تغییر مکان نسبی بیشینه به حد مجاز خود می‌رسد. قاب قوی‌تر در مدت زمانی دو برابر زمان مبنا، و قاب ضعیف نیز در مدت زمانی برابر نصف زمان مبنا به حد مجاز خود می‌رسد. در نمونه بررسی شده حد مجاز برش پایه وابسته به تغییر مکان نسبی است، و زمانی که تغییر مکان نسبی به حد مجاز برسد برش پایه نیز با توجه به تعریف، به حد مجاز خود خواهد رسید. بنابراین بدیهی

است که نمودار شکل‌های ۷ و ۸ رفتار یکسانی را پیش‌بینی می‌کنند. تمام موارد بررسی شده صحت این موضوع را تأیید می‌کنند. برای درک بهتر رفتار سازه تغییر مکان نسبی بیشینه‌ی هر طبقه در زمان مبنا (ثانیه $t=10$) با مقدار استاتیکی آن مقایسه شده است. در شکل ۹ الف این مقایسه برای قاب سه طبقه‌ی یک دهانه آورده شده است. برای بررسی دقیق‌تر از قاب هفت طبقه کمک می‌گیریم (شکل ۹ ب). برای تمام مدل‌های بررسی شده نتایج مشابهی به دست آمده‌اند. مشاهده می‌شود که اولاً انطباق مناسبی بین روش‌های تحلیل استاتیکی، طیفی و زمان دوام وجود دارد و دوماً نتایج حاصل از تحلیل زمان دوام انطباق بیشتری با روش طیفی دارد.

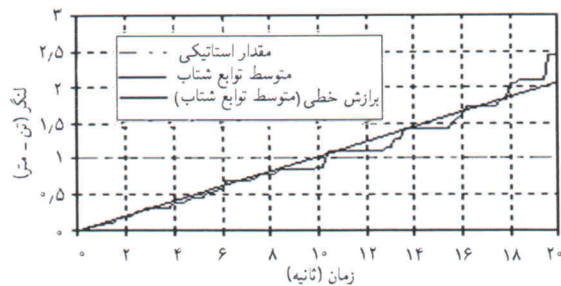


شکل ۸. تغییر مکان نسبی بیشینه‌ی قاب سه طبقه‌ی یک دهانه.

قاب مهاربندی شده چنان که در بخش‌های قبل اشاره شد در قاب‌های مهاربندی معیار مقاومت و نسبت طراحی کنترل‌کننده‌ی طراحی بوده و تغییر مکان به علت سختی زیاد سازه بسیار کم‌تر از حد مجاز آن است. به همین علت شاخص‌های مقاومت از اهمیت بیشتری برخوردارند. بنابراین در این قسمت تنش‌ها و نیروهای داخلی بررسی می‌شود. برای قاب‌های مهاربندی با اتصالات ساده، اولاً طراحی تیرها کاملاً بر مبنای بارهای قائم انجام می‌شود، ثانیاً فقط بادبندها و ستون‌های متصل به آنها در تأمین پایداری در مقابل بارهای جانبی نقش دارند و بقیه‌ی ستون‌ها تحت بارهای قائم طرح می‌شوند. بنابراین معیار مقاومت در اعضای بادبند و ستون‌ها بررسی می‌شوند که برای مثال یک ستون

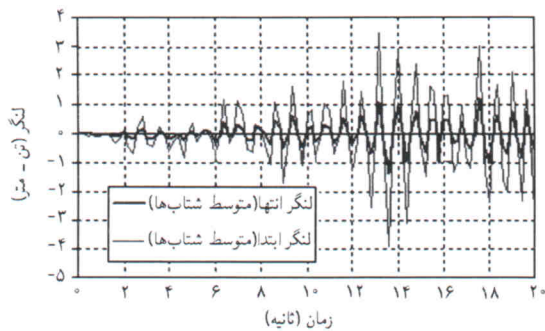


الف) ممان ابتدای ستون؛



ب) ممان انتهای ستون.

شکل ۱۱. ممان خمشی در ابتدا و انتهای ستون طبقه دوم قاب هفت طبقه.



شکل ۱۲. ممان خمشی در ابتدا و انتهای ستون در طول زمان تحلیل.

F_b : تنش فشاری مجاز در خمش اگر فقط لنگر خمشی عمل کند؛

F_y : تنش تسلیم ($F_y = 2400 \text{ Kg/cm}^2$)؛

F'_e : تنش اولر (طبق آیین نامه)؛

C_m : ضریبی برای در نظر گرفتن اثر غیریکنواختی لنگرهای انتهایی

که برای قاب‌های مورد مطالعه به صورت رابطه‌ی ۹ است:

$$C_m = 0.6 - 0.4 \cdot \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \geq 0.4 \quad (9)$$

اگر در هر زمان نسبت طراحی را رسم کنیم نمودار شکل ۱۳ حاصل خواهد شد که در بیشتر موارد رابطه‌ی ۷ کنترل‌کننده‌ی طرح است. بر مبنای آیین نامه، مقادیر تنش‌های مجاز را در مواردی که سازه تحت بارهای زلزله طراحی می‌شوند می‌توان تا $\frac{1}{3}$ افزایش داد. به همین دلیل نمودار در ابتدا به صورت افقی است و این بدان معنی است که در یک بازه‌ی زمانی از آغاز ارتعاش، بارهای قائم کنترل‌کننده‌ی طرح هستند.

نمونه و یک بابدند نمونه در اینجا مورد بحث قرار می‌گیرد. بقیه‌ی اعضا نتایج مشابهی در بر داشته‌اند.

برای بررسی معیار مقاومت ابتدا نیروی داخلی این اعضا از قبیل نیروی محوری و ممان‌های دوسر عضو، و سپس اثر ترکیب تنش‌ها بررسی می‌شوند (نیروی برشی کوچک، و قابل اغماض است). برای ستون طبقه‌ی دوم نمودارها مطابق شکل‌های ۱۰ و ۱۱ به دست می‌آیند. در شکل ۱۰ نیروی محوری اولیه در زمان شروع همان نیروی محوری تحت بارهای ثقلی است که به تدریج با اعمال شتاب‌نگاشت افزایش می‌یابد. همان‌طور که از اشکال ۱۰ و ۱۱ بر می‌آید مقدار نیروهای داخلی در روش زمان دوام در ثانیه‌ی مینا تقریباً برابر مقدار استاتیکی آن است. نمودارها برای حالت بیشینه‌ی نسبی مثبت ترسیم شده‌اند. اگر نمودار لنگر خمشی را در هر ثانیه برای ابتدا و انتهای ستون رسم کنیم نمودار شکل ۱۲ حاصل خواهد شد.

در شکل ۱۲ مشاهده می‌شود که مقادیر لنگر خمشی در هر ثانیه در ابتدا و انتهای عضو علامت یکسانی دارند. از این رو می‌توان مستقیماً از این مقادیر برای طراحی عضو استفاده کرد.

با در دست داشتن نیروهای داخلی می‌توان مقاومت عضو را تحت بار وارده به دست آورد. برای طراحی اعضا از آیین‌نامه‌ی ۸۹ AISI-ASD استفاده می‌کنیم. روابط طراحی به‌طور خلاصه به صورت رابطه ۷ تا ۹ است:

ترکیب نیروهای محوری و خمشی:

$$Ratio = \frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m \cdot f_b}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_e}\right) \cdot F_b} \quad (7)$$

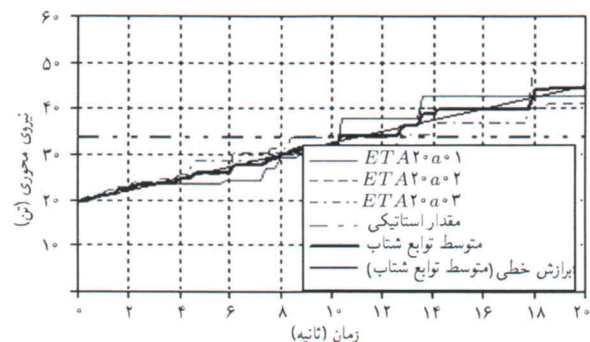
$$Ratio = \frac{f_a}{0.6 F_y} + \frac{f_b}{F_b} \quad (8)$$

در این روابط:

f_a : تنش فشاری ناشی از نیروی محوری؛

f_b : تنش فشاری ناشی از لنگر خمشی؛

F_a : تنش فشاری مجاز اگر فقط نیروی محوری عمل کند؛



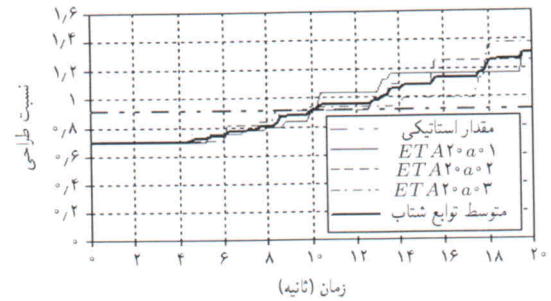
شکل ۱۰. نیروی محوری ستون طبقه دوم قاب هفت طبقه.

خرابی ذکر شده، به طور متوسط ۰.۵٪ و حداکثر این اختلاف تقریباً ۱.۵٪ است که این دقت تقریباً دوبرابر دقت نتایج به دست آمده از تحلیل توسط یک تابع است. با توجه به این که نتایج به دست آمده از مدل‌های تحت بررسی تقریباً مشابه‌اند، انتظار می‌رود در صورت استفاده از تعداد مدل‌های بیشتر نتایج مشابهی به دست آید.

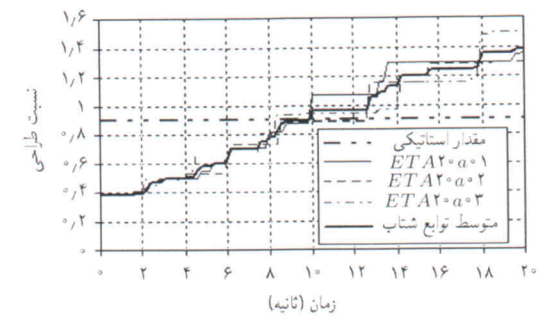
نتیجه‌گیری

نتایج به دست آمده در ارزیابی روش زمان دوام با روش طیفی و استاتیکی در حالت خطی برای قاب‌های دو بعدی (در قاب‌های مورد مطالعه) به قرار زیر است:

۱. برش پایه در ثانیه‌ی دهم برای قاب‌های مورد نظر تقریباً برابر مقدار استاتیکی به دست می‌آید.
۲. در قاب‌های طراحی شده بر مبنای تغییر مکان، تغییر مکان نسبی در زمان مبنا تقریباً برابر با مقدار استاتیکی می‌شود.
۳. در قاب‌های طراحی شده بر مبنای مقاومت، نیروهای داخلی و نسبت طراحی در زمان مبنا تقریباً برابر مقدار استاتیکی می‌شود.
۴. زمان دوام قاب‌های بررسی شده متناسب با مقاومت سازه در حالت استاتیکی است؛ بدین معنا که قاب‌های قوی که بر مبنای ضریب زلزله ۲ برابر استاندارد طرح شده‌اند در زمانی دو برابر زمان استاندارد و قاب‌های ضعیف که بر مبنای ۵٪ نیروی زلزله طراحی شده‌اند، در زمانی برابر نصف حالت استاندارد به حد خرابی می‌رسند.
۵. در قاب‌های بررسی شده نتایج روش زمان دوام، نسبت به روش استاتیکی معادل، تطابق بیشتری با روش طیفی دارد.
۶. در تمام حالات مورد مطالعه، روش زمان دوام مقادیر نسبت طراحی کوچک‌تری را نسبت به روش استاتیکی پیش‌بینی می‌کند.
۷. استفاده از متوسط سه شتاب‌نگاشت دقت مناسبی در تحلیل خطی به دست می‌دهد و پراکندگی نتایج در صورت استفاده از سه تابع شتاب به طور متوسط حدود ۰.۵٪ است.



شکل ۱۳. نمودار نسبت طراحی ستون طبقه دوم قاب هفت طبقه.



شکل ۱۴. نمودار نسبت طراحی بادبند طبقه سوم قاب هفت طبقه.

با توجه به انجام طراحی سازه‌ی مورد نظر بر مبنای مقاومت، نسبت طراحی در ثانیه‌ی دهم تقریباً برابر نسبت طراحی در حالت استاتیکی به دست می‌آید. بنابراین در این حالت نیز روش زمان دوام انطباق بسیار خوبی با روش تحلیل استاتیکی دارد. با توجه به محدودیت‌های مقطع طراحی، مقدار نسبت طراحی در حالت استاتیکی دقیقاً برابر ۱ نیست، به همین دلیل زمان دوام سازه بر مبنای نسبت طراحی این عضو تقریباً برابر ۱۲/۸ ثانیه به دست می‌آید. برای عضو بادبندی طبقه‌ی سوم نیز نسبت طراحی برحسب زمان به صورت شکل ۱۴ است که مؤید نتایج به دست آمده قبلی است. نتایج و نمودارهای به دست آمده برای دیگر ستون‌ها و اعضای بادبندی مشابه بوده‌اند.

با مطالعات آماری انجام گرفته بر روی مدل‌های مختلف در قاب‌های خمشی و مهاربندی شده، می‌توان مشاهده کرد که با استفاده از میانگین نتایج سه تابع، اختلاف به وجود آمده با روش استاتیکی در شاخص‌های

پانویس

1. performance based design
2. capacity spectrum method
3. incremental dynamic analysis
4. endurance time method
5. damage index
6. intensifying accelerogram
7. design ratio
8. maximum drift

منابع

۱. استکانچی، همایون. «اصول طراحی ساختمان در برابر زلزله» مجله عمران شریف، شماره ۱۵، صص. ۲۶-۲۹، (۱۳۷۳).
۲. مقدم، حسن. «مهندسی زلزله: تئوری و کاربرد»، انتشارات فرهنگ، ایران، (۱۳۸۱).
۳. «آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله»، استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش دوم، (۱۳۸۰).

۴. استکانچی، همایون. وفائی، ابوالحسن. «ارزیابی قاب‌های مهاربندی شده بر مبنای آیین‌نامه زلزله ایران ویرایش اول و دوم» مجله مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، جلد اول، شماره ۱، صص. ۱۱-۱۶، (۱۳۸۲).
5. Chandler, A.M., Lam, N.T.K., "Performance based design in earthquake engineering: a multi-disciplinary review", *Engineering Structures* **23**, 1525-1543 (2001).
6. Shortreed, J. S., Seible, F. and Benzoni, G., "Simulation issues with a real-time, full-scale seismic testing system", Special Issue: Controversial Issues in Earthquake Engineering, Proceedings of First ROSE Seminar, *Journal of Earthquake Engineering*, **6**, Special Issue 1, pp. 185-201 (2002).
7. Bertero, R. D. and Bertero, V. V., "Performance-based seismic engineering: the need for a reliable conceptual comprehensive approach", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **31** (3), pp. 627-652 (2002).
8. Moehle, J. P. and Elwood, K. J., "Collapse performance prediction for RC frame structures", Proceedings of the 2003 Pacific Conference on Earthquake Engineering [electronic resource], New Zealand Society for Earthquake Engineering, [Wellington], (154), pp. 8 (2003).
9. Moghaddam, H.A. and Estekanchi, H.E., "A Study of Off-Center Bracing Systems", *Journal of Constructional Steel Research*, **51** (2), pp. 177-196 (1999).
۱۰. استکانچی، همایون. «مروری بر تاریخچه، اجرا و عملکرد عایق‌های ارتعاشی» مجله عمران شریف، شماره ۱۰، صص. ۴۲-۴۴ (۱۳۷۲).
11. FEMA 273. "Federal Emergency Management Agency", NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Report No: 273, Chapter 5, Steel and Cast Iron, Washinton D.C (1997).
12. Applied Technology Council. "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building", ATC-40 Report, Redwood City, California, (1996).
13. Vamvatsikos. D and Cornell CA. "The Incremental Dynamic Analysis and Its Application to Performance- Based Earthquake Engineering". 12th European Conference on Earthquake Engineering. Paper Reference 479 (2003).
14. Structural Engineers Assosiation of California., Recommended Lateral Force Requirements and Commentary (1996).
15. Estekanchi. H, Vafai.A and Sadeghazar.M, "Endurance Time Method for Seismic Analysis and Design of Structures", *Scientia Iranica*, **11** (4), pp. 361-370 (2004).

