

چگونگی انجام آنالیز ۲۵ درصدی نیروی جانبی زلزله توسط قاب های خمشی در سیستم دوگانه (مختلط)

صمد آقازاده

Samad_aghazade@yahoo.com کارشناس عمران دانشگاه صنعتی امیرکبیر

۱- سیستم قاب مختلط (دوگانه) - Dual System

یکی از سیستم های سازه ای برای مقابله با نیروهای جانبی سیستم قاب مختلط می باشد که ترکیبی از قاب های خمشی و دیوار برشی و یا مهاربندی است که شکل پذیری و درجه نامعینی مناسبی را دارا بوده و شاید استفاده از آن در اسکلت های بتنی با تعداد طبقات بیش از ۸ طبقه به منظور کاهش ابعاد تیر و ستون اجتناب پذیر باشد.

قاب خمشی بدون دیوار برشی و یا مهاربندی دارای تغییر مکان نسبی (drift) زیادی بوده که در اکثر مواقع کنترل کننده می باشد و برای کاهش آن باید از ابعاد بزرگتری برای تیر و ستون (نه به خاطر مقاومت) استفاده نمود. بنابراین سیستم قاب خمشی تنها با توجه به شکل پذیری خوب در مقابل بارهای جانبی دارای سختی کم و تغییر شکل زیادی می باشد که برای حل این معضل استفاده از دیوار برشی و یا مهاربندی منطقی و اقتصادی است و شاید اغراق نباشد که گفته شود در صورت وجود دیوار و یا مهاربند مناسب کنترل تغییر مکان نسبی خود به خود انجام می گیرد.

بنابراین به کار بردن توام قاب خمشی با یک سیستم باربر جانبی دیگر (دیوار برشی، مهاربند) سختی ساختمان را افزایش می دهد. از طرفی تغییر شکل کل سیستم ناشی از تغییر شکل توام قاب خمشی و دیوار برشی و یا مهاربند خواهد بود. توجه شود که در قاب خمشی تغییر شکل برشی غالب است در حالی که در سیستم دیوار برشی و یا مهاربند تغییر شکل خمشی حاکم می باشد. بنابراین یک سیستم ترکیبی از قاب خمشی و دیوار برشی یا مهاربند تغییر شکلی بین این دو رفتار خواهد داشت. در نتیجه در قسمت پایین ساختمان، دیوار برشی یا مهاربند سهم بیشتری از نیروی برش پایه را تحمل خواهد کرد ولی این سهم دیوار برشی یا مهاربند از برش، در طبقه های بالاتر به تدریج کاهش می یابد در حقیقت در قسمت های بالای

ساختمان ممکن است جهت نیروی برشی که توسط دیوار یا مهاربند تحمل می شود برعکس شده و بدین ترتیب نیروی برشی منتقل شده به قاب از کل برش طبقه بیشتر شود.

۲- اندرکنش دیوار برشی و قاب

مزیت بالقوه یک سازه دارای دیوار برشی و قاب صلب به طور همزمان، به قدرت برهم کنش و تعادل افقی این دو سیستم بستگی دارد که تابع سختی نسبی دیوارها و قاب ها و ارتفاع سازه می باشد. در ساختمان های بلند تر و قاب های سخت تر، این برهم کنش بیشتر است. هنگامی که قاب و دیوار برشی با هم در تحمل نیروهای جانبی همکاری می کنند دیوار در بالا دارای تغییر مکان بیشتری نسبت به قاب می باشد و برای همین قاب در بالا مانع از آن است که دیوار تغییر مکان زیادی بدهد و بالعکس در پایین، دیوار با اعمال نیرو به قاب از تغییر شکل زیاد جلوگیری می کند. این امر باعث می شود که در طبقات پایین اکثر نیروی برشی توسط دیوار تحمل شود و در طبقات بالا نیروی برشی بیشتری توسط قاب گرفته شود. به طور کلی قاب در مد برشی تغییر شکل می دهد، در حالی که دیوار برشی بر خلاف اسمش در مد خمشی تغییر شکل می دهد. به بیانی دیگر، قاب تمایل دارد تغییر مکان جانبی در دیوار برشی را در بالای ساختمان کاهش دهد در حالی که دیوار برشی در نزدیکی پایه ساختمان، قاب را نگه می دارد.

همانطور که قبلاً گفته شد، اگر مدهای تغییر مکان دیوارهای برشی و قاب های خمشی شبیه هم بودند بارهای جانبی کم و بیش بین دو سیستم براساس سختی شان توزیع می شدند با این حال به طور کلی هر دو سیستم با شکل های خاص خودشان تغییر شکل می یابند. تعامل بین این دو، به ویژه در سطوح بالاتر ساختمان، منجر به توزیع بار جانبی به شیوه ای کاملاً متفاوت می شود. تغییر مکان جانبی یک دیوار برشی ممکن است مشابه با ستون طره ای باشد. در قسمت پایین ساختمان، دیوار برشی نسبتاً سخت است بنابراین تغییر مکان کف تا کف کمتر از نصف مقادیر تغییر مکان در نزدیکی راس ساختمان است. در طبقات فوقانی تغییر مکان ها نسبتاً سریع افزایش می یابند که عمدتاً به خاطر اثر تجمعی چرخش دیوار می باشد. سوی دیگر قاب های خمشی عمدتاً در مد برشی تغییر شکل می دهند. تغییر مکان های نسبی طبقه، اصولاً به شدت برش به کار رفته در تراز هر طبقه بستگی دارند. اگرچه تغییر مکان های قاب خمشی در مقایسه با دیوار برشی، در نزدیکی پایه ساختمان بزرگ تر و نزدیک به راس آن کوچک تر هستند. اما تغییر مکان های کف تا کف می توانند در سرتاسر ارتفاع تقریباً یکسان باشند.

هنگامی که دو سیستم دیوارهای برشی و قاب های خمشی، به وسیله دیافراگم های کف صلب به هم متصل می شوند، نیروی برشی غیر یکنواختی بین این دو سیستم گسترش می یابد که معمولاً برهم کنش حاصل منجر به سیستم سازه ای به صرفه تری می گردد.

۳- ضریب رفتار و ارتفاع مجاز سیستم دوگانه

در آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم ضریب رفتار و ارتفاع مجاز سیستم های مختلف دوگانه در بند "ت" جدول ۳-۴ آورده شده است.

همانطور که مشاهده می کنیم این نوع سیستم های سازه ای دارای ضریب رفتار بالا که نشان دهنده شکل پذیری خوب و برای ساختمان های با ارتفاع نسبتاً بلند مناسب می باشند داده شده است.

زمان تناوب اصلی این سیستم ۰/۶۲۵ برابر زمان تناوب اصلی قاب خمشی تنه‌میباشد که نشان دهنده سختی بیشتر آن است که باعث کاهش تغییر شکل جانبی این سیستم می‌گردد. تغییر شکل های زیاد می‌تواند باعث ترک خوردن در دیوارهای جداکننده و پنجره ها گردد و یا حتی برای ساکنین ساختمان واکنش های روانی ناگواری را به وجود آورد.

۴- توزیع نیروهای جانبی زلزله در طبقات

۴-۱- روش معادل استاتیکی: در ویرایش چهارم آیین نامه ۲۸۰۰ توزیع نیروی زلزله در طبقات با فرمول ذیل ارایه شده است.

$$F_{Ui} = \frac{W_i h_i^K}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^K} \quad K = 0.5T + 0.75$$

$$0.5 \leq T \leq 2.5$$

$$T < 0.5 \quad k = 1$$

$$T > 2.5 \quad k = 2$$

همانطور که از روابط بالا پیداست هر چه پریود سازه بیشتر باشد (سازه نرم تر باشد) ضریب k افزایش یافته و نیروهای توزیع شده در طبقات بالاتر بزرگتر می‌گردند و هر چه پریود سازه کمتر باشد (سازه سخت باشد) مثل سیستم دوگانه) ضریب k کوچکتر شده و نیروهای توزیع شده در طبقات پایینی بزرگتر می‌گردند.

مثال: یک ساختمان ۶ طبقه با وزن های زیر

$$W_6 = 400 \text{ ton}, W_5 = 500 \text{ ton}, W_4 = 500 \text{ ton}$$

$$W_3 = 500 \text{ ton}, W_2 = 500 \text{ ton}, W_1 = 600 \text{ ton}$$

$$h = 300 \text{ cm}$$

w1=	600	ton
w2=	500	ton
w3=	500	ton
w4=	500	ton
w5=	500	ton
w6=	400	ton

h1=	3	m
h2=	6	m
h3=	9	m
h4=	12	m
h5=	15	m
h6=	18	m

$$c = 0.1$$

$$\sum w = 3000 \text{ ton} \longrightarrow v = 300 \text{ ton}$$

با فرض $K=2$

$$\sum_{j=1}^n W_j h_j^K = 378000$$

$$F_{ui} = \frac{W_i h_i^K}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^K}$$

F1=	4286	Kg
F2=	14286	Kg
F3=	32143	Kg
F4=	57143	Kg
F5=	89286	Kg
F6=	102857	Kg

با فرض K=1.5

$$\sum_{j=1}^n W_j h_j^K = 104345.2$$

$$F_{ui} = \frac{W_i h_i^K}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^K}$$

F1=	8964	Kg
F2=	21127	Kg
F3=	38813	Kg
F4=	59757	Kg
F5=	83513	Kg
F6=	87825	Kg

با فرض K=1

$$\sum_{j=1}^n W_j h_j^K = 30000$$

$$F_{ui} = \frac{W_i h_i^K}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^K}$$

F1=	18000	Kg
F2=	30000	Kg
F3=	45000	Kg
F4=	60000	Kg
F5=	75000	Kg
F6=	72000	Kg

۴-۲- روش آنالیز طیفی: در این روش توزیع نیروهای جانبی در طبقات به تغییر شکل سازه در طبقات مرتبط می باشد بنابراین توزیع آن یک رابطه هندسی نیست و به همین دلیل توزیع نیروهای جانبی زلزله در طبقات در روش دینامیکی به مراتب بهتر و صحیح تر از روش معادل استاتیکی می باشد و همان نتیجه را می توان گرفت که هر چه سازه نرم تر (پریود طبیعی بیشتر) باشد نیروها بیشتر به سمت طبقات بالاتر توزیع می شوند و هر چه سازه سخت تر باشد نیروهای طبقات ناشی از زلزله به سمت طبقات پایین سوق پیدا می کنند.

۵- سهم نیروهای برشی زلزله در طبقات برای قاب و دیوار

همانطور که در سطرهای قبل بیان شد سهم نیروهای برشی زلزله در سیستم دوگانه در طبقات پایین بیشتر به دیوار می رسد و در طبقات بالا به قاب یعنی اینکه در طبقات بالاتر قاب ها خیلی بیشتر از ۲۵ درصد

نیروی جانبی را تحمل می کنند و اگر چنین باشد دیگر نیازی به کنترل ۲۵ درصد نیروی زلزله برای این طبقات نیست.

۶- چرا باید کنترل ۲۵ درصد را انجام داد؟

تمام مطالب گفته شده تا کنون در مورد علت به کارگیری سیستم دوگانه و چگونگی توزیع نیروها و سختی آن ها بود اما برای اینکه به اصل مطلب یعنی چگونگی انجام آنالیز ۲۵ درصد بپردازیم باید به سوال فوق جواب داده شود. شاید با جواب به پرسش ذکر شده راه حل اصلی این کار به دست آید. بنابراین یک بار دیگر سوال را مطرح می کنیم. چرا باید در یک سیستم دوگانه که دیوار و یا مهاربند و قاب خمشی به نسبت سختی های خود در مقابل نیروی جانبی زلزله مقاومت می کنند هر کدام نیز به تنهایی باید دارای مقاومت حداقلی باشند (قاب ۲۵ درصد و دیوار ۵۰ درصد) در مدارک فنی و محافل مهندسی جوابهای ذیل به این موضوع داده می شود:

۶-۱- در هنگام زلزله در شوک اول وقتی که نیروی زلزله زیاد می باشد احتمالاً دیوارهای برشی منهدم شده و بعد در شوک های بعدی زلزله که نیروهای کمتری وارد سازه می شوند قاب ها باید به تنهایی در مقابل آن مقاومت کنند بنابراین قاب های خمشی باید مقاومت حداقلی (۲۵ درصد) را دارا باشند. در جلد اول کتاب طرح و محاسبات ایستایی استاد مگردچیان به صورت ذیل در صفحه ۲۱۴ آمده است:

اولاً- دستگاه های مقاومی که مقاومت جانبی را فقط با دیوارهای برشی تامین می نمایند (سیستم ناپیوسته) به علت صلبیت زیاد در تکان زلزله نیروهای بزرگتری به آن ها وارد می گردد. بنابراین باید ضریب زلزله را برای آن ها بزرگتر در نظر گرفت. این دستگاه های مقاوم (که خود اغلب از مصالح ترد و خشکه (Brittle) مانند مصالح بنایی و بتن تشکیل می گردند) در صورتی که در شوک حداکثر اول به گسیختگی برسند بعد از آن مقاومتی برای ساختمان، در شوک های دوم بعدی باقی نخواهد ماند (کمی طاقت و عدم اطمینان) در اینصورت خویست ساختمان های از این نوع را از نظر حداکثر ارتفاع یا تعداد طبقات محدود نمود.

ثانیاً- سیستم های مختلط، به علت وجود اسکلت فلزی، نیروهای کمتری از سیستم قبلی تحمل می نمایند و از نظر طاقت نیز بعضاً عیوب سیستم ناپیوسته را دارند. بنابراین خویست در این سیستم ها، اسکلت مقاوم به تنهایی قادر به تحمل کسری از نیروی کلی زلزله باشد. این کسر معمولاً $\frac{1}{4}$ یا $\frac{1}{3}$ نیروی کلی است، و البته به این ترتیب اگر در شوک قوی اول، دیوارهای برشی بگسلند، برای پس تکان های درجه دوم بعدی مقاومت دستگاه به کلی از بین نرفته است و می توان امیدوار بود که خرابی در این نوع ساختمان فاجعه آفرین نخواهد گردید.

۶-۲- در آنالیز غیر الاستیک (غیر خطی) اثبات شده است که وقتی سازه به تغییر شکل های غیرخطی (پلاستیک) می رسد قاب ها سهم بیشتری از نیروهای جانبی را تحمل می کنند (در مواقعی تا ۵۰ درصد) به همین دلیل قاب ها باید به تنهایی و **مستقلاً (Independent)** حداقل ۲۵ درصد نیروی زلزله را متحمل شوند.

۶-۳- در صورتی که قاب ها مقاومت ناچیزی در مقابل بارهای جانبی ناشی از زلزله را دارا باشند سیستم دوگانه محسوب نشده و سیستم قاب ساختمانی ساده می گردد که در این حالت نمی توان برای آن شکل پذیری بالاتری در نظر گرفت و یا به زبان ساده از R بزرگتری نمی توان و نباید استفاده نمود.

۷- روش آنالیز کنترل ۲۵ درصد

تمام جواب های داده شده به آن پرسش در مورد انجام این عمل (مقاومت حداقلی برای قاب های خمشی) اتفاق نظر دارند اما اختلاف نظر از اینجا شروع می شود که چگونه باید این آنالیز انجام گیرد. در مورد مهاربندی همه متفق القول میباشند که در فایل ۲۵ درصد مهاربند باید حذف گردد اما در مورد سیستم دوگانه با دیواربرشی دو نظر وجود دارد:

الف- حذف دیوار برشی در مدل جدید و تحلیل سازه با ۲۵٪ نیروی زلزله .

ب- انجام آنالیز مدل اولیه با کاهش سختی دیوار بطوریکه قابهای خمشی ۲۵٪ نیروی جانبی زلزله را تحمل کنند . در این حالت وزن دیوار در مدل در نظر گرفته می شود .

۷-۱- حذف دیوار برشی

استدلال این گروه به بندهای آیین نامه ۲۸۰۰ می باشد که :

۱- ویرایش دوم ۲۸۰۰ بند ۱-۷-۴ ب

مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط مجموعه ای از دیوارهای برشی یا قاب های مهاربندی شده همراه با مجموعه قاب های خمشی صورت می گیرد. سهم برشگیری هر یک از دو مجموعه باربر جانبی با توجه به سختی جانبی و اندرکنش آن دو در تمام طبقات تعیین می شود. در هر حالت هر یک از دو مجموعه باید بتواند حداقل ۲۵ درصد برش پایه ساختمان را **مستقلاً** تحمل نمایند.

۲- ویرایش سوم ۲۸۰۰ بند ۱-۹-۴ پ

قاب های خمشی **مستقلاً** قادرند حداقل ۲۵ درصد از نیروی جانبی وارد به ساختمان را تحمل کنند.

۳- ویرایش چهارم ۲۸۰۰ بند ۱-۸-۴ ب

قاب های خمشی باید **مستقلاً** قادر به تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه و دیوارهای برشی یا قاب مهاربندی شده باید **مستقلاً** قادر به تحمل حداقل ۵۰ درصد نیروی جانبی در تراز پایه باشند.

مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط مجموعه ای از دیوارهای برشی یا قاب های مهاربندی شده همراه با مجموعه قاب های خمشی صورت می گیرد. سهم برش گیری هر یک از دو سیستم بار بر جانبی با توجه به سختی جانبی و اندرکنش آن دو در تمام طبقات تعیین می شود در هر حالت هر یک از دو مجموعه باید بتوانند حداقل درصدی از برش پایه ساختمان را **مستقلاً** تحمل نمایند.

در تمام موارد فوق لغت مستقلاً به کار برده می شود که معنی آن قاب خمشی به تنهایی نه در ترکیب با دیوار برشی می باشد.

ایرادی که به این روش گرفته می شود عبارتست از:

۱) اگر در انتهای دیوار برشی ستون نباشد (اگر هم ستون وجود داشته باشد هنگام حذف دیوار برشی باید حذف شود چون جزیی از دیوار برشی می باشد) با حذف دیوار برشی تیرهای متصل به دیوار تکیه گاه خود را از دست می دهند مخصوصاً دیوارهای هسته مرکزی دور آسانسور یا پله وسط ساختمان اگر حذف شود سازه از نظر باربری ثقلی مسئله دار می شود.

۲) با حذف دیوار برشی وزن آن ها نیز از مدل حذف می شود.
۳) معمولاً تیری درون دیوار برشی مدل نمی شود بنابراین با حذف دیوار سقف ها تکیه گاه خود را از دست می دهند.

۷-۲- انجام آنالیز با کاهش سختی و دیوار برشی

کاهش سختی با روش های ذیل می تواند انجام گیرد :
الف) فقط کاهش سختی برشی دیوار (f_{12}) تا اینکه قاب حداقل ۲۵ درصد نیروی جانبی زلزله را تحمل کند.
در این حالت کل نیروی زلزله باید به مدل اعمال شود.
ب) سختی بسیار ناچیز برای f_{12} (عدد صفر باعث ناپایداری و ERROR می شود) در این حالت ۲۵ درصد نیروی زلزله باید به مدل اعمال شود.
ج) سختی بسیار ناچیز برای تمامی ($f_{11}, f_{22}, f_{12}, m_{11}, m_{22}, m_{12}$). در این حالت نیز ۲۵٪ نیروی زلزله به مدل اعمال شود.

د) مدول الاستیسیته بتن دیوار را یک عدد کوچک نزدیک به صفر می دهیم در این حالت باید ۲۵ درصد نیروی زلزله به مدل اعمال شود. در این حالت باید ۲۵ درصد نیروی زلزله به مدل اعمال شود.
در تمامی موارد فوق وزن دیوار در مدل ۲۵ درصد اعمال شده است و دیوار حذف نگردیده است.
طرفداران این طرز فکر این عقیده را دارند که در هنگام زلزله و حتی وقتی که دیوار گسیخته (FAIL) می شود قاب های خمشی باید به عنوان یک سیستم ثانویه در مقابل نیروهای زلزله مقاومت داشته باشند در این حالت دیوار در این مدل باید وجود داشته باشد.
ایرادی که به کل روش کاهش سختی دیوار گرفته می شود عبارتند از:

۱- هنوز هم دیوارو قاب با هم در مقابل نیروی جانبی زلزله مقاومت می کنند. هر چند سختی دیوار کاهش داده می شود (صفر نیست) چون دادن عدد صفر به سختی های دیوار باعث خطاهای محاسباتی در آنالیز سازه می شود.

بنابراین جمله قاب خمشی به صورت مستقل و یا به تنهایی در این روش وجود ندارد.

با کاهش سختی f_{22} و f_{11} مقاومت محوری دیوار به شدت کاهش می یابد و وزن دیوار و سهمیه باربری آنها به ستون ها منتقل شده و در بعضی موارد طراحی ابعاد بزرگی را برای ستون طلب می کند.

کاهش سختی برای دیوار باید به ستون های انتهایی دیوار نیز اعمال شود (چون ستون سرکله جزئی از دیوار است) که در این صورت سازه از نظر باربری ثقلی ناپایدار می شود.

اگر f_{11} و f_{22} کاهش داده نشود و سختی برشی f_{12} نیز صفر داده شود دیوار در مقابله با نیروی جانبی مشارکت خواهد داشت.

همچنین برای آنکه در این مدل سهم قابهای خمشی بدست آید باید نیروی برشی ستونها غیر از ستونهاى انتهایی دیوار با هر روشی (مثل section cuts) محاسبه شوند.

در هر دو روش ذکر شده (حذف دیوار و یا کاهش سختی دیوار) باید به موارد ذیل نیز پاسخ داده شود:

- چگونگی توزیع نیروی زلزله ۲۵ درصد در طبقات؟
- آیا کنترل drift در فایل جدید باید انجام گیرد؟

- آیا آنالیز بر اساس زلزله ۱۰۰/۳۰ نیز باید انجام گردد؟
 - آیا زلزله قائم باید در فایل جدید در نظر گرفته شود؟
- جواب سوال های فوق بعد از مطالبی که در NEHRP و SEAOC آورده شده است آسانتر داده می شود.

SEAOC Blue Book: Seismic Design Recommendations:

September 2008 (Seismology Committee Structural Engineers Association of California)



۸- تاریخچه

اولین کتاب منتشر شده بوسیله مهندسان سازه کالیفرنیا در سال ۱۹۶۰ مزیت بالقوه ای را در وجود قاب خمشی برشمرد که بعنوان "خط دوم مقاومت" در صورت ترک خوردن دیوارها، پاسخ سازه را محدود و ایمنی سازه را تامین می کند.

در سال ۱۹۶۷ مهندسان سازه سان فرانسیسکو و کمیته زلزله هنری، سیستم دوگانه را این گونه معرفی کردند که سیستم دوگانه شامل یک سیستم اولیه برای سختی و یک سیستم پشتیبان برای مقاومت در برابر زلزله است یعنی یک سیستم اولیه برای بارهای سرویس و یک سیستم ثانویه و یا پشتیبان برای شکل پذیری. این نگرش به سیستم دوگانه بعد از مشاهدات ساختمان های بازمانده با طبقات مختلف در زلزله سان فرانسیسکو با سیستم دوگانه و یا ساختمان های با قاب خمشی با دیوار پرکننده که رفتاری نزدیک به سیستم دوگانه دارند، به وجود آمد.

ساختمان های زیادی با سیستم دوگانه در کالیفرنیا از سال ۱۹۵۰ ساخته شد اما استفاده از این سیستم رواج پیدا نکرد بیشترین استفاده از این سیستم در ساختمان های با ارتفاع متوسط و بلند مرتبه با ارتفاع بیش از ۱۶۰ فوت (۵۰ متر) است که با آیین نامه پیشین UBC طراحی شد که طراح ملزم به استفاده از قاب خمشی ویژه برای این ساختمان ها بود و از یک دیوار و یا قاب مهاربندی شده برای کاهش تغییر مکان سازه استفاده می شد. و یا در ساختمان های کوتاه مرتبه برای افزایش شکل پذیری و یا عملکرد بهتر ساختمان با توجه به درجه اهمیت آن از سیستم دوگانه استفاده می شد.

ورود سیستم دوگانه به آیین نامه اولین بار در سال ۱۹۵۹ در کتاب سیاک و در سال ۱۹۶۱ وارد آیین نامه UBC گردید:

ساختمان هایی با سیستم مهاربندی و قاب خمشی که فرض می گردد قاب خمشی به طور مستقل می تواند ۲۵ درصد نیروی جانبی زلزله را تحمل کند. و سیستم مهاربندی نیز تمام نیروی زلزله را تحمل می کند.

پارامتر K برای این سیستم ها برابر ۰/۸ می شود ، معادل ضریب رفتار R برابر ۷. دیوار برشی و یا قاب مهاربندی شده برای ۱۰۰ درصد نیروی زلزله طرح می شود و قاب خمشی به صورت مستقل برای ۲۵ درصد نیروی زلزله طرح می گردد. این سیستم ها فرض می شد که به اندازه قاب خمشی تنها که صد در

صد نیروهای زلزله را می گیرد (که در این حالت قاب خمشی میتواندست R در حدود ۸,۵ و K برابر ۰,۶۷ را بکار گیرد) کارآمد نیستند.

نیروی ۲۵ درصد با قضاوت مهندسی انتخاب شد. در سال ۱۹۸۵ تعاریف UBC تغییر نمود:

ساختمان های با سیستم دوگانه که شامل قاب خمشی همراه با دیوار برشی و یا مهاربندی هستند باید طبق مقررات زیر طرح گردند:

۱- قاب و دیوار باید با توجه به اندرکنشی که دارند مقاومت کافی در برابر کل نیروی زلزله را داشته باشند.

۲- دیوار یا مهاربند باید به طور مستقل در برابر ۱۰۰ درصد نیروی جانبی مقاومت نماید.

۳- قاب خمشی نیز باید حداقل در برابر ۲۵ درصد نیروی جانبی مقاومت کند.

در ۱۹۸۸ مقررات در مقابل سیستم دوگانه اندکی بهتر شد و دیگر نیازی نبود دیوار یا مهاربند برای کل نیروی زلزله طرح گردند.

مقررات به شکل زیر تغییر یافت:

- قاب خمشی باید در مقابل بارهای ثقلی مقاومت کند.

- قاب خمشی فولادی یا بتنی باید در برابر ۲۵ درصد برش پایه طرح شود.

- سیستم دوگانه باید با توجه به اندرکنش قاب و دیوار و متناسب با سختی نسبی آنها در مقابل کل نیروی جانبی مقاومت کند.

این تغییر در الزام طراحی نیروهای سیستم اولیه از ۱۰۰ درصد به تنها بخشی از آن و بر اساس سختی نسبی در سال ۱۹۸۸ مدون و در کد ATC 3-06 نیز اعمال شد.

همچنین ضریب R در سال ۱۹۸۸ برای سیستم دوگانه با قاب خمشی ویژه افزایش یافت تا با قاب خمشی ویژه تنها مطابقت داشته باشد مقدار RW برای سیستم دو گانه با دیوار برشی و یا مهاربند EBF مقدار ۱۲ شد و مقدار ضریب رفتار برای قاب خمشی با مهاربند هم محور به ۱۱ تغییر یافت.

بنابراین ضریب R افزایش یافت در حالیکه مقاومت مورد نیاز سیستم دوگانه کاهش می یابد این تناقض در آیین نامه قبل و جدید باعث شد محافظه کاری در طراحی از بین رود و روش جدید برای طراحی ایجاد شود به کمک برنامه های کامپیوتری در خصوص آنالیز مدل کامل سازه، طراحی دیوارها یا مهاربندها با اندرکنش واقعی ممکن گردید و دیگر نیازی به قانون ۱۰۰ درصدی نیست. ولی باید توجه شود که آنالیز الاستیک همچنان نتایج کاملاً واقعی به ما نمی دهد. وقتی کل سازه به صورت غیر الاستیک عمل می نماید.

در سال ۲۰۰۰ در NEHRP آمد که سیستم های دوگانه یک سیستم افزونگی مقاومت در برابر نیروهای جانبی بدلیل وجود قاب داردو قاب یک پشتیبان برای سازه است. که موجب شکل پذیری بیشتر سازه می شود و ضریب اطمینان آن را افزایش می دهد.

این طرز تفکر زمانی که دیوار برای ۱۰۰ درصد نیروی زلزله طرح می گردید درست است اما اکنون که قاب و دیوار هر کدام به میزان سختی خود و با توجه به اندرکنش دیوار و قاب توزیع نیرو دارند، سیستم قاب را دیگر نمیتوان بعنوان سیستم پشتیبان سیستم اصلی شمرد ولی این کمیته پیشنهاد

این که دیوار یا مهاربند برای کل نیروی زلزله طرح شود را مطرح نکرد ولی با تکامل کدها سختی مورد نیاز سیستم دوگانه بطور قابل ملاحظه ای کاهش یافت.

در ۱۹۸۸ UBC زمینه سازی برای مقررات کنونی را در آیین نامه های ASCE و CBC وارد نمود و از آن سال مقررات و آیین نامه به ما اجازه استفاده از سیستم های دوگانه بیشتری را دادند. در آیین نامه های ۱۹۸۸ و قبل از آن قاب خمشی بایستی با شکل پذیری زیاد طراحی می گردید که به آن امروزه قاب خمشی ویژه می گوئیم.

بمنظور درک درست و مشخص و لحاظ نمودن شرایط مناطق با خطر کم زلزله، مدلها و استانداردهای ملی مختلفی جهت توصیف پارامترهای زمین لرزه ای جهت سیستمهای تست نشده شکل گرفته اند.

که برخی از این سیستمهای رفتاری شبیه به سیستم دوگانه ندارند.

ضوابط سیستم های دوگانه در ASCE و CBS مانند هم می باشند اما با کلمات متفاوت.

در ASCE آمده:

برای یک سیستم دوگانه قاب خمشی باید ۲۵ درصد نیروی زلزله را تحمل کند. و کل نیروی زلزله توسط سیستم دوگانه با توجه به اندرکنش بین قاب و سیستم مهاربندی تحمل می گردد.
CBC:

۱- قاب خمشی باید نیروی ثقلی را تحمل کند.

۲- کل نیروی برشی توسط قاب و دیوار با هم گرفته می شود و قاب باید به طور مستقل ۲۵ درصد نیروی زلزله را بگیرد.

۳- توزیع نیروی جانبی بین دو سیستم براساس سختی و اندرکنش آن ها انجام می گیرد.

تعریف CBC در مورد الزام قاب خمشی کامل واضح تر است. گرچه باور این است که مقررات ASCE نیز به همین نکته اشاره دارد.

قاب خمشی باید بتواند به طور کامل نیروهای ثقلی را نیز تحمل کند و همزمان (پس از برداشته شدن سیستم اصلی) برای ۲۵ درصد نیروی زلزله طراحی گردد. این قانون برای مطابقت ساختمان های دوگانه بلند سان فرانسیسکو که از زلزله ۱۹۰۶ جان سالم به در برده است وارد آیین نامه شده است.

همیشه استفاده از المان های مانند تیر و یا مانند ستون در دیوار مناسب نیست زیرا این المان ها الگوی قرار گیری آرماتورها را در دیوار عوض کرده و موجب تغییر شکل پذیری دیوار می شوند. ستون های سرکله مانند یک المان مرزی عمل می کنند و کمتر مانند ستون می باشند. همینطور قاب های مهاربندی شده و وجود مهاربند بر اتصال تیر به ستون تاثیر می گذارد. بنابراین بهتر است مقررات از نظر فیزیکی المان های سیستم اولیه و ثانویه را از هم جدا کنند. در کل نیاز است اثرات مهارکنندگی که دیوار روی سیستم اولیه دارد باقی بماند، امری که در آیین نامه های کنونی وجود ندارد. مع الوصف سازه هایی که قاب ثانویه از سیستم دیوار مجاور کمی انحراف دارد، سازه پر کننده بشمار نمی آیند و بمثابة سیستم دوگانه معتبر شناخته میشوند.

طراحی قاب خمشی: طراحی قاب خمشی ثانویه براساس ماکزیمم دو نیرو از دو آنالیز انجام می گردد ابتدا

آنالیز سیستم دوگانه برای کل نیروی زلزله برای بدست آوردن نیرو در سیستم اولیه و ثانویه که قاب به

میزان سختی خود نیروها را متحمل می شود و سپس طراحی قاب خمشی و سیستم بار ثقلی برای ۲۵ درصد نیروی زلزله با در نظر گرفتن بارهای ثقلی و نیروهای جانبی بدون المانهای سیستم اولیه (دیوار برشی و مهاربندی)

توزیع بار جانبی برای قاب خمشی نیاز به تفسیر آیین نامه دارد. طبق UBC یا CBC توزیع بار در قاب به تنهایی همانند توزیع بار برای سیستم دوگانه است و از ضریب رفتار و پیوند همان سیستم دوگانه استفاده میشود. طبق ASCE7-05 طراحی نیروی ۲۵٪ بایستی بر اساس توزیع نیروی عمودی و محاسبه پارامتر K برای کل سازه بدست می آید.

ضابطه طراحی سیستم قاب خمشی برای ۲۵ درصد نیروی زلزله ضابطه ای برای حداقل مقاومت مورد نیاز قاب خمشی می باشد و دیگر نیازی به کنترل تغییر شکل جانبی نمی باشد حتی اگر تغییر مکان قاب از سیستم دوگانه بیشتر شود.

آیین نامه ها برای طراحی قاب خمشی (شامل) قوانینی چون ترکیب بار ویژه، تاثیرات پیچش (برروی قاب خمشی بصورت سیستم مستقل و مقتضیات شکل پذیری اتصالات میباشد) که باید برای طراحی قاب خمشی به عنوان سیستم ثانویه به کار رود. کمیت زلزله اعلام می کند که هیچ قانون و طراحی اضافی برای طراحی قاب خمشی تنها به عنوان سیستم (مستقل) وجود ندارد. بعلاوه اگر ستون هایی به عنوان المان مرزی در دیوار وجود دارد آن ها باید برای نیروهای واژگونی دیوار طرح شوند.

اگر برای طراحی سیستم دوگانه از آنالیز دینامیکی استفاده نمودید دیگر نیازی نیست از آنالیز دینامیکی برای طراحی قاب تنها استفاده کنید و از ۲۵ درصد نیروی جانبی به صورت بار استاتیکی برابر با ۲۵ درصد نیروی برشی سیستم دوگانه با همان ضریب K برای طراحی قاب استفاده می شود.

انواع سیستم های دو گانه: در جدول ASCE انواع سیستم دو گانه با قاب خمشی ویژه (۱۳ تا) و متوسط (۸ تا) معرفی شده که براساس مقررات NEHRP سال ۲۰۰۳ است در CBC نیز (۱۵) نوع شامل (۶) سیستم دوگانه با قاب خمشی ویژه، (۳) تا با قاب خمشی متوسط، (۵) تا با قاب خمشی معمولی و یک سیستم قاب خمشی به همراه دیوارهای بنایی نیز معرفی شده است. در ASCE ضریب رفتار از ۸ تا ۳ متغیر است و در CBC ضریب رفتار از ۸/۵ تا ۴/۲ متغیر می باشد.

جدول ۱ به طور خلاصه انواع مختلف سیستم های دوگانه را نشان می دهد خط تیره نشان می دهد که این سیستم در آیین نامه نیامده است. NP نشان می دهد که این سیستم برای منطقه با خطر زلزله ۳ یا ۴ در CBC و یا مناطق لرزه خیزی دسته D از ASCE قابل استفاده نیست.

Table 1. Comparison of dual systems in ASCE 7-05 and 2001 CBC

Shear wall or braced frame type	R for non-dual building frame system ASCE/CBC	ASCE 7-05 <i>R</i> value for dual system SDC D-F			2001 CBC <i>R</i> value for dual system		
		SMRF	IMRF	OMRF	SMRF	IMRF	OMRF
Steel EBF, moment-resisting connections away from links	8 / NA	8	—	—	—	—	—
Steel EBF, non-moment-resisting connections	7 / 7	—	—	—	steel 8.5	—	steel 4.2
Steel SCBF	6 / 6.4	7	6, NP	—	steel 7.5	—	steel 4.2
Special reinforced concrete shear wall	6 / 5.5	7	6.5	—	8.5	concrete 6.5, NP	steel 4.2
Ordinary reinforced concrete shear wall	5 / NA	NP	NP	—	—	—	—
Composite EBF	8 / NA	8	—	—	—	—	—
Composite CBF	5 / NA	6	5.5	—	—	—	—
Composite steel plate shear wall	6.5 / NA	7.5	—	—	—	—	—
Special composite reinforced concrete shear wall with steel elements	6 / NA	7	—	—	—	—	—
Ordinary composite reinf. concrete shear wall with steel elements	5 / NA	NP	—	—	—	—	—
Special reinforced masonry shear wall	5.5 / 5.5	5.5	—	—	5.5	concrete 4.2, NP	steel 4.2
Intermediate reinforced masonry shear wall	4 / NA	NP	NP	—	—	—	—
Buckling-restrained braced frame, moment resisting beam-column connections	8	8	—	—	—	—	—
Special steel plate shear walls	7	8	—	—	—	—	—
Ordinary steel CBF	3.25 / 5.6	NP	NP	—	steel 6.5	—	steel 4.2
Ordinary reinforced masonry shear wall	2 / NA	—	NP	—	—	—	—
Ordinary composite braced frame	3 / NA	—	5.5, NP	—	—	—	—
Ordinary composite reinf. concrete shear wall with steel elements	5 / NA	NP	NP	—	—	—	—
Masonry shear wall	NA / 5.5	—	—	—	—	MMR WF 6	—

جدول ۱ تفاوت زیاد بین منابع را نشان می دهد. برخی از سیستم هایی که ASCE اجازه استفاده در مناطق با لرزه خیزی بالا را نمی دهد در CBC وجود ندارند. و همچنین سیستم های کامپوزیت در CBC نیامده است اگرچه می تواند شکل پذیری مناسبی (جهت استفاده در کالیفرنیا) داشته باشند. CBC بر عکس آیین نامه ASCE فرقی بین سیستم های معمولی و ویژه دیوار نگذاشته است. همچنین تعاریف و الزامات قاب خمشی ویژه و معمولی فولادی در دو سند متفاوت میباشد

بعضی از سیستم های دوگانه دارای R برابر یا کمتر از سیستم های دیوار برشی یا مهاربندی شده دارند به نظر می رسد مزیتی در استفاده از آن ها نیست چون استفاده از این سیستم های دو گانه در شرایط زلزله و مناطق لرزه خیزی بالا مناسب نیست.

برخی از سیستم هایی که در سال ۲۰۰۵ به ASCE-05 اضافه شده اند گرچه مشابه سیستم دوگانه میباشد ولی بعنوان سیستم دوگانه دسته بندی نمی گردند. ضریب شکل پذیری بالاتر برای سیستم دوگانه

Table 2. Comparison of Height Limits for Dual Systems in ASCE 7-05

Primary System	w/o Dual System	with Intermediate Moment Frames capable of resisting at least 25% of prescribed seismic forces	with Special Moment Frames capable of resisting at least 25% of prescribed seismic forces
Special Reinforced Concrete Shear Walls	B, C = NL D, E = 160 ft, F = 100 ft	B, C = NL, D = 160 ft, E, F = 100 ft	B, C, D, E, F = NL
Composite Steel & Concrete Concentric Braced Frames	B, C = NL, D, E = 160 ft, F = 100 ft	B, C = NL, D = 160 ft, E = 100 ft, F = NP	B, C, D, E, F = NL
Special Steel Concentric Braced Frames (SCBF)	B, C = NL, D, E = 160 ft, F = 100 ft	B, C = NL D = 35 ft, E, F = NP	B, C, D, E, F = NL
Composite Steel & Concrete Eccentric Braced Frames	B, C = NL, D, E = 160 ft, F = 100 ft	—	B, C, D, E, F = NL
Steel Eccentric Braced Frames (EBF)	B, C = NL, D, E = 160 ft, F = 100 ft	—	B, C, D, E, F = NL
Composite Steel Plate Shear Walls	B, C = NL, D, E = 160 ft, F = 100 ft	—	B, C, D, E, F = NL
Special composite reinforced concrete shear walls with steel elements	B, C = NL, D, E = 160 ft, F = 100 ft	—	B, C, D, E, F = NL
Special Reinforced Masonry Shear Walls	B, C = NL, D, E = 160 ft, F = 100 ft	—	B, C, D, E, F = NL
Buckling-Restrained Braced Frame (BRBF)	B, C = NL, D, E = 160 ft, F = 100 ft	—	B, C, D, E, F = NL
Special steel plate shear walls	B, C = NL, D, E = 160 ft, F = 100 ft	—	B, C, D, E, F = NL
Ordinary Reinforced Concrete Shear Walls	B, C = NL D, E, F = NP	B, C = NL D, E, F = NP	B, C = NL D, E, F = NP
Ordinary composite reinforced concrete shear walls with steel elements	B, C = NL D, E, F = NP	B, C = NL D, E, F = NP	B, C = NL D, E, F = NP
Intermediate Reinforced Masonry Shear Walls	B, C = NL D, E, F = NP	B, C = NL D, E, F = NP	B, C = NL D, E, F = NP
Ordinary composite braced frames	B, C = NL D, E, F = NP	B, C = NL D, E, F = NP	—

با مهاربند خروج از محور و مهاربند هایی که جلوی کمانش آن ها گرفته شده ولی باید اتصالات تیر به ستون برای ترکیب با نیروهای مهاربندی طراحی شوند. ضابطه اضافی برای طراحی تیر و ستون وجود ندارد. کمیت لرزه ای پیشنهاد می کنند که اتصال تیر به ستون باید ضابطه اتصال در قاب خمشی را ارضا کند و اگر اندرکنشی با مهاربندها دارد آن را نیز باید در نظر گرفت.

یک سیستم سازه ای دیگر (مشابه سیستم دوگانه که در ASCE7-05 آمده است) سیستم دیوار برشی معمولی با قاب معمولی بتن آرمه است که شکل پذیری پایینی دارد و در مناطق با خطر زلزله بالا مجاز به استفاده از آن نیستیم. و شکل پذیری پایین دارد.

برای ارتفاع سیستم دو گانه محدودیت وجود دارد. این محدودیت هاهمانند محدودیتهای سیستم ترکیبی میباشد در تفسیر NEHRP آمده است محدودیت های ۱۰۰ فوت و ۱۶۰ فوت اختیاری است. محدودیت ۵۰ متر حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان در لس آنجلس را نشان می دهد. جدول ۲ محدودیت ارتفاع (در ASCE 7-

05) را نشان می دهد. برای بسیاری از سیستم ها ارتفاع بیش از ۱۶۰ فوت فقط برای سیستم دوگانه مجاز است که یکی از دلایل استفاده از این سیستم هاست.

نکات عملکردی

رفتار و عملکرد سیستم های دو گانه از زمانی که شروع به استفاده از آن ها نمودیم رو به تکامل و پیشرفت است. در گذشته از دیوارها به صورت پراکنده در محیط ساختمان به همراه یک قاب خمشی استفاده می گردید اما امروزه بیشتر یک هسته برشی به همراه قاب خمشی متصل به آن و در اطراف آن برای پایداری پیچشی و افزایش ضریب اطمینان ساختمان ها استفاده می گردد. اندرکنش بین دو سیستم قاب و دیوار (با افزایش ارتفاع ساختمان افزایش می یابد.) در ساختمان های کوتاه اندرکنش کمی بین قاب و دیوار برای مقابله با نیروهای زلزله است.

در ساختمان هایی با ارتفاع متوسط و ارتفاع زیاد تفاوت تغییر شکل دو سیستم نیروهای طراحی قاب و دیوار را دیکته می کند. در طبقات بالا قاب نزدیک به صد در صد نیروی زلزله را می گیرد ولی در طبقات پایین سیستم اولیه یا دیوار نیروهای زلزله را می گیرد. بنابراین عملکرد غیر الاستیک از قاب در طبقات فوقانی به دیوار در طبقات تحتانی می رسد.

عملکرد سیستم دوگانه به تغییر شکل ها بسیار وابسته است و باید هنگامی که سیستم اولیه به سطحی از خرابی رسید و تغییر شکل زیادی در آن رخ داد سیستم (ثانویه) به عنوان یک پشتیبان در مقابل بارهای جانبی عمل نماید. سیستم ثانویه وقتی با سیستم اولیه سازگار باشد می تواند موجب توزیع مجدد بارهای جانبی گردد وقتی سیستم اولیه به مرز خرابی رسیده باشد. وقتی تغییر شکل و شکل پذیری دو سیستم سازگار نباشد، عملکرد کلی نمی تواند قابل قبول باشد. برای مثال برای مهاربند با شکل پذیری بالا که از کمانش آن جلوگیری شده است نمی توان از قاب خمشی با شکل پذیری متوسط استفاده نمود.

در ساختمان های با ارتفاع متوسط (ویا بلند) دوران و تغییر شکل قاب در طبقات بالا زیاد است و ممکن است قاب اول جاری شود و در این جا دیوار یا هسته مرکزی به عنوان سیستم ثانویه عمل می کند. به همین دلیل در ساختمان های با ارتفاع متوسط و بلند قاب خمشی باید از نوع ویژه باشد اما در ساختمان های کوتاه می تواند متوسط باشد. تا بتوان از عملکرد سیستم دوگانه بهره برد.

این قضیه در آیین نامه های کنونی دیده نشده است. برای مثال ASCE سیستم های دوگانه زیادی با قاب متوسط را در جدول خود آورده است مثلاً قاب خمشی متوسط برای ساختمان با ارتفاع ۳۵ فوت قابل استفاده نیست اما به صورت دوگانه قابل استفاده است. اگر دیوار ها یا سیستم مهاربندی برای ۱۰۰ درصد نیروی زلزله طرح شود این قضیه دیگر اهمیتی ندارد (در صورتی که با توزیع نیروها بر اساس سختی نسبی و آنالیز کششی، استفاده از سیستم قاب خمشی ویژه الزامی می باشد. باید این نکته را در نظر داشت که در ساختمانهای ارتفاع متوسط یا بلند، طراحی سیستم اولیه نقش مهمی در محدود سازی جابجایی دارا می باشد.

محدودیت ارتفاعی برای سیستم دوگانه بسته به نوع رفتار سازه ای آن دارد و به جغرافیای سازه ارتباطی ندارد. اما آیین نامه ها براساس لرزه خیزی نواحی گوناگون ممکن است محدودیت های مختلفی را برای سیستم دوگانه ارائه نمایند.

کمیت زلزله از رفتار سیستم دوگانه در زلزله های گذشته کاملاً آگاه نیست و ساختمان های با سیستم دوگانه پس از زلزله ۱۹۸۹ مورد بررسی قرار نگرفته اند. در زلزله ۱۹۹۴ نورتریج هم تعداد بسیار کمی ساختمان با سیستم دوگانه موجود بود.

پیشنهادهای

در مناطق لرزه خیزی D,E,F,SDC نباید از سیستم IMRF یا OMRF استفاده نمود. همچنین وقتی شکل پذیری قاب خمشی نسبت به مهاربند یا دیوار کم باشد استفاده از این سیستم دوگانه با فلسفه اصلی سیستم دوگانه (در تضاد میباشد).

در ASCE مقدار ضریب شکل پذیری و محدودیت ارتفاع برای برخی از سیستم های دوگانه با قاب خمشی متوسط مناسب نیست.

مادامیکه آنالیز غیر خطی مناسب انجام گیرد و همه المانهای سیستم لحاظ گردند، بکارگیری ترکیبی سیستمهای جانبی مجاز باشند.

استفاده از آنالیز غیر خطی در سیستم های دوگانه برای اطمینان از سازگاری قاب خمشی و سیستم مهاربندی پیشنهاد می گردد.

تعریف منطقی از مقاومت ۲۵٪ در سیستم ثانویه ارائه گردد. در برخی از سیستمهای ترکیبی به مقاومت بیشتر یا کمتری نیاز میباشد ویا آنالیز غیر خطی جهت توجیه کارکرد یک سیستم مورد نیاز باشد هنگامی که از سیستم دوگانه همراه با مهاربند استفاده می کنید در مکان هایی که لازم است اتصالات صلب قاب خمشی باید بتوانند نیروهای وارده از مهاربند را نیز تحمل کنند و این اتصالات باید الزامات سیستم دوگانه را ارضا نمایند.

توسعه برنامه های کامپیوتری به ما اجازه می دهد نیروها و تغییر شکل ها برای سیستم دوگانه را به طور مجزا با توجه به برش پایه آیین نامه بدست آوریم.

سیستم دوگانه با قاب خمشی ویژه باید مقررات شکل پذیری آیین نامه را ارضا کند. در کمیت زلزله مطالعاتی برای بدست آوردن سیستم بهینه دوگانه با سختی بهینه برای قاب و سیستم مهاربندی انجام می گیرد.

گرچه ۲۵ درصد نیروی زلزله از سال ۱۹۶۱ در آیین نامه موجود است اما مقدار این ۲۵ درصد از نیرو بوسیله آنالیز غیر خطی تایید نگردیده است روش های جدید برای بدست آوردن مقاومت و سختی قاب قابل استفاده هستند. این مطالعات برای ساختمان های با ارتفاع مختلف و سیستم های مختلف راه های گوناگون طراحی را بررسی می کنند.

مطالعات آنالیز غیرخطی بر روی سیستم های متفاوت باربر جانبی نشان می دهد جلوگیری کردن از فروریزش ساختمان ملزم داشتن سختی لازم برای مقاومت در برابر اثرات پی دلتا بر روی تغییر مکان واقعی سازه است. بنابراین مطالعات اثرات پی دلتا بر روی قاب خمشی می تواند بر سیستم دوگانه تاثیر زیادی داشته باشد.

2009 NEHRP Recommended Seismic Provisions: Design Examples

FEMA P-751 / September 2012 (National Earthquake Hazards Reduction Program)



۹- آنالیز قاب تنها برای ۲۵ درصد نیروهای جانبی

هنگامی که از سیستم دوگانه استفاده می شود بخش ۱۲-۲-۵-۱ از استاندارد طراح را ملزم به طراحی قاب خمشی برای ۲۵ درصد کل برش پایه ساختمان می کند. این محدودیت به ما اطمینان می دهد که سازه از شکل پذیری اضافه تری برخوردار است و می توان ضریب شکل پذیری را از ۶ برای قاب خمشی بتنی ویژه به ۷ برای سیستم دوگانه افزایش داد. مدلسازی سازه برای این ۲۵ درصد نیروی زلزله همانند مدلسازی سازه اصلی با نرم افزار ETABS با یک مدل ریاضی است با این تفاوت که **قطعات دیوار از این مدل حذف می گردند.** (ضریب R طبق آیین نامه های همان زمان می باشد)

المان های مرزی دیوار باید در مدل باقی بمانند تا رفتار قاب های داخلی (قاب های ۳و۴و۵و۶) به صورت منطقی و درست آنالیز گردد. (این موضوع قابل بحث است که حذف نکردن المان های مرزی دیوار در مدل ۲۵ درصد نقض مقررات است چون این المان ها بخش هایی از دیوار هستند. به هر صورت در این حالت ستون ها برای قاب های خمشی که در مجاورت دیوارها و آنهایی که در جهت طولی هستند مورد نیاز است و اندکی در مقابل پیچش نیز مقاومت میکنند.

چون این هشت المان مرزی فقط سهم کوچکی (حداکثر ۱۵ درصد) از کل برش پایه را در مدل ۲۵ درصد تحمل می کنند می توان قضاوت کرد که مقررات سیستم دوگانه ارضا شده است. باید دقت شود که منظور استاندارد استفاده دوگانه از سیستمهای همسطح و قاب خمشی و دیوارهای برشی نمیباشد
نیروی برش پایه برای آنالیز دینامیکی باید با ۲۵ درصد نیروی برش پایه سیستم دوگانه مقیاس گردد. طیف در این حالت با نیروی

$$0.25 \times 0.85 \times V_{ELF}$$

مقیاس می گردد. گرچه این روش ممکن است به نیروی برش طبقه ۲۵ درصدی سیستم دوگانه در MRSA منتج نگردد اما مقررات استاندارد را ارضا می نماید. (ضریب ۰/۸۵ در ASCE7-05 به منظور مقیاس نمودن نیروی برشی آنالیز مودال با نیروی برشی معادل استاتیکی می باشد)

نتایج برای قاب های محور ۱ و ۲ و ۳ به ترتیب در شکل های ۷-۷ و ۷-۸ و ۷-۹ آمده است. قاب های ۶ و ۷ و ۸ نیز متقارن همین قاب ها هستند. و قاب ۴ و ۵ نیز مشابه قاب ۳ هستند.

در این شکل ها آنالیز اصلی (سیستم دوگانه با دیوار) با خط پر رنگ و سیستم قاب تنها با خط نقطه کمرنگ نشان داده شده است. با مشاهده اشکال در می یابیم که قانون ۲۵ درصدی صرفاً جهت کنترل طبقه تحتانی ساختمان بکار میرود. بنابراین برای تیرها و ستون ها مقدار بیشتر نیروی فایل اصلی و فایل ۲۵ درصد برای طراحی استفاده می گردد. مثلاً در این مثال که شامل طراحی قاب طبقات وسطی نیز میباشد، سیستم دوگانه خود به خود قانون ۲۵ درصد را ارضا می کند.

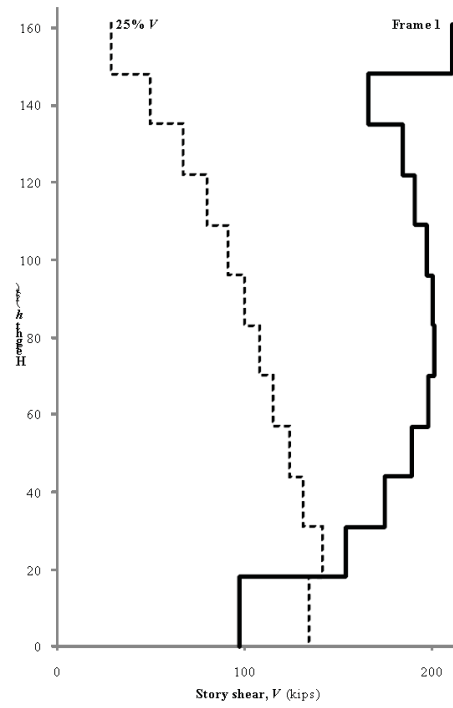


Figure 7-7 25 percent story shears, Frame 1 E-W direction
(1.0 ft = 0.3048 m, 1.0 kip = 4.45 kN)

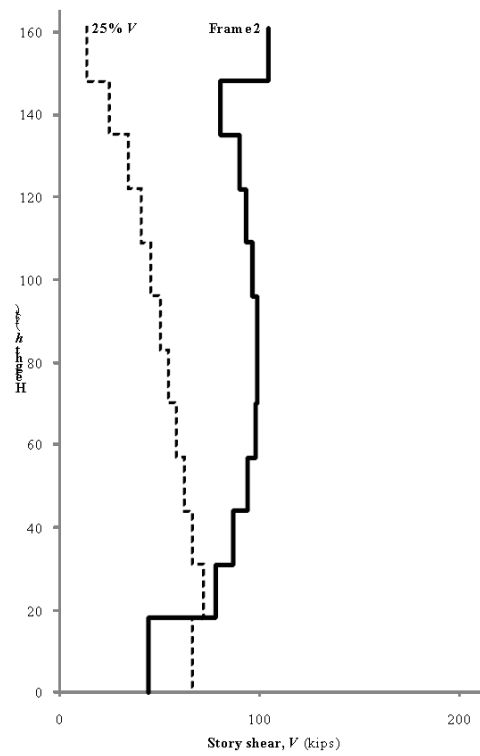


Figure 7-8 25 percent story shears, Frame 2 E-W direction
(1.0 ft = 0.3048 m, 1.0 kip = 4.45 kN)

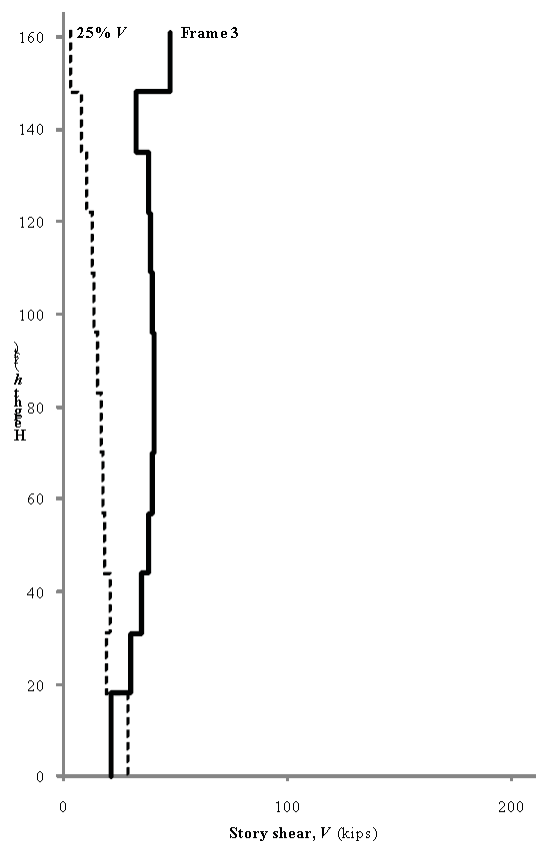


Figure 7-9 25 percent story shear, Frame 3 E-W direction
(1.0 ft = 0.3048 m, 1.0 kip = 4.45 kN)

۱۰- نتیجه گیری نهایی:

از تمامی مطالب ذکر شده و به خصوص مطالب NEHRP و SEAOC در می یابیم که :

۱- دیوار برشی و یا مهاربند باید از مدل ریاضی که برای آنالیز ۲۵ درصد نیروی جانبی ساخته می شود. حذف گردد زیرا همواره در متن آیین نامه ها از لغت مستقلاً و یا به تنهایی برای این آنالیز استفاده شده است.

این عمل می تواند با سختی صفر دیوار نیز انجام گیرد در این صورت وزن دیوار نیز در مدل وجود خواهد داشت سختی ناچیز به دیوار باعث عدم مشارکت دیوار در مقابله با نیروی جانبی ۲۵ درصد نخواهد شد.

۲- کنترل حداقل مقاومت ۲۵ درصد برای قاب ها به تنهایی یک کنترل به منظور مقاومت حداقلی قاب های خمشی می باشد نه یک سیستم سازه ای مجزا.

مطلب فوق بسیار مهم است به طور مثال در سازه های فلزی کنترلی برای ستون ها وجود دارد و آن اینکه ستون باید مقاومت کافی در برابر نیروی محوری (بدون در نظر گرفتن نیروی برشی و لنگر خمشی) ناشی از ترکیبات بار زلزله تشدید یافته را دارا باشد این کنترل برای المان های نیرو کنترل می باشد. و هدف آن در ناحیه خطی قرار گرفتن این نوع المان ها می باشد اما هیچ گاه ما ستونی نخواهیم داشت که روی آن لنگر نباشد در مورد کنترل ۲۵ درصد نیروی جانبی قاب خمشی نیز

یک کنترل است که آیین نامه به یک منظوری می خواهد بنابراین نباید استدلال شود که دیوار برشی نیز باید در مدل دیده شود چون واقعیت این است!
بنابراین با مطلب مهم بند ۲ می توان نتیجه گرفت که:

الف- نیازی به کنترل *drift* در مدل ۲۵ درصد نداریم.

ب- نیازی به در نظر گرفتن نیروی زلزله در دو جهت (۱۰۰/۳۰) نداریم.

ج- نیازی به در نظر گرفتن نیروی قائم زلزله به همراه ۲۵٪ نیروی جانبی زلزله نمی باشد.

۳- المان های مرزی دیوارها نباید از مدل جدید حذف شود.

همانطور که می دانیم در طراحی دیوار برشی طرح المان مرزی بسیار مهم و به دو روش انجام می گیرد و نتیجه نهایی طراحی المان مرزی به مشابه یک ستون با خاموت گذاری ویژه و یا متوسط می باشد بنابراین همانطور که در NEHRP ذکر شد اگرچه حذف المان مرزی نقض این مقررات (حذف دیوار برشی) می باشد اما به منظور پایداری و تعادل در مدل جدید باید المان مرزی را نگهداشت.

در دیوارهایی که به ضخامت حداکثر ۳۵ سانتی متر طراحی می شود تیرهایی که عمود بر دیوار به آن وصل می شوند طول گیرداری کافی برای آرماتور نخواهند داشت به همین دلیل طراح در انتهای دیوار ستون سرکله می گذارد که باعث افزایش مقاومت دیوار نیز خواهد شد همچنین آرماتور عمود بر دیوار طول گیرداری کافی خواهد داشت.

این ستون های سر کله را همواره مثل یک ستون خاموت گذاری می کنیم این ستون ها در بعضی موارد می توانند همان المان مرزی بوده و یا حتی المان مرزی داخل دیوار نیز بشود همچنین آیین نامه برای دیوارهایی که نیاز به المان مرزی ندارند حداقلی برای آن قائل گردیده است.

بنابراین استفاده از این المان مرزی کاری منطقی و قابل دفاع در مدل سازه ای ۲۵ درصد می باشد.

۴- توزیع نیروی جانبی زلزله ۲۵ درصد باید طبق توزیع نیروهای سیستم دوگانه انجام گیرنده براساس توزیع آن طبق مدل سازه ای ۲۵ درصد (قاب خمشی).

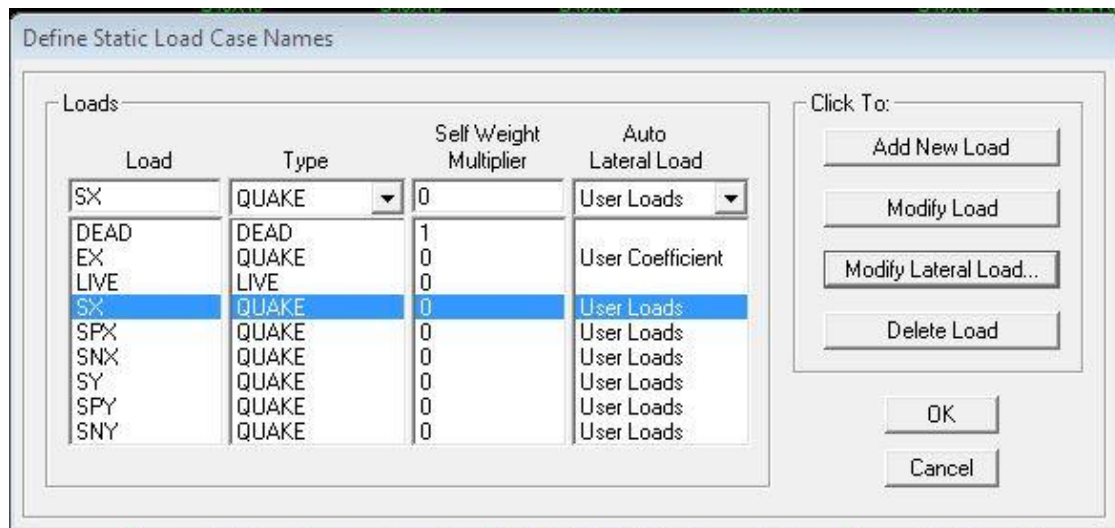
همانطور که قبلاً ذکر شد در سیستم دوگانه در طبقات بالا قاب ها بیش از ۲۵ درصد نیروهای جانبی را متحمل می شوند بنابراین توزیع نیروها برای مدل سازه ای ۲۵ درصد که قاب خمشی بدون دیوار می باشد باعث افزایش نیروهای زلزله در طبقات بالا (به خاطر کاهش سختی و یا افزایش پریود و افزایش ضریب K) می گردند که در این صورت طبقات بالا متحمل نیروهای بیشتر از حد خواسته شده می گردند که در نهایت باعث لنگر واژگونی بزرگتری در طبقات پایین می گردند.

اگرچه توزیع نیروهای زلزله توسط آنالیز طیفی (مودال) بسیار بهتر و مناسب تر از توزیع نیروهای معادل استاتیکی می باشد ولی در این مورد خاص نباید از آنالیز طیفی استفاده کرد بلکه باید از آنالیز معادل استاتیکی بهره برد.

اگر چه می توانیم در سیستم دوگانه نیروهای توزیع شده طبقات در آنالیز طیفی را بدست آورده آن را در ۲۵ درصد ضرب کرده و توسط یک حالت بار معادل استاتیکی در مدل ۲۵ درصد اعمال نماییم.

۱۱- چگونگی انجام آنالیز توسط نرم افزار ETABS:

- ۱- از فایل اصلی (سیستم دوگانه) یک فایل جدید SAVE AS میگیریم در مدل جدید تمام دیوارها (المان های سطحی) را حذف می کنیم. المان های خطی (ستون های سر کله) انتهای دیوار را حذف نمی کنیم. اگر ستون سر کله نباشد باید بعد از طراحی المان مرزی آن را به عنوان یک المان خطی در مدل جدید ۲۵ درصد تعریف کنیم. در برخی موارد ممکن است المان مرزی بزرگتر از ستون سر کله باشد در این صورت باید آن را نیز در فایل جدید مدل کرد.
- ۲- سختی های خمشی تیر و ستون را به ترتیب ۰/۳۵ و ۰/۷ می دهیم.
- ۳- تیرهایی که داخل دیواربرشی شاید مدل کرده باشیم بهتر است چه در مدل اصلی (سیستم دوگانه) و چه در مدل جدید (۲۵٪) مفصل کنیم.
- ۴- نیروهای توزیع شده طبقات را در مدل اصلی بدست می آوریم اگر آنالیز شما روش معادل استاتیکی باشد توزیع نیروها در طبقات ناشی از زلزله در جهت X (EX) و زلزله در جهت Y (EY) را در منوی Story Shear بدست می آوریم.
- اما اگر آنالیز شما روش تحلیل طیفی باشد از همان منوی Story Shear توزیع نیروها ناشی از طیف در جهت X و Y را بدست می آوریم اعدادی که در Story Shear در برش طبقات وجود دارد نیروی برشی تجمعی می باشد که باید نیروی برشی طبقه بالا را از نیروی برشی طبقه پایین کسر نمود تا نیروی برشی طبقه پایین بدست آید.
- نکته: به نظر بنده در مدل اولیه (سیستم دوگانه) بهتر است همواره از آنالیز طیفی (مودال) استفاده نمود چون توزیع نیروها در آنالیز مودال این نوع سیستم با توزیع معادل استاتیکی متفاوت می باشد در صورتی که در قاب های خمشی متعارف این توزیع نیروی دو روش تحلیل خیلی به یکدیگر نزدیک می باشند.
- ۵- تمامی نیروهای بدست آمده در مرحله چهارم را در ضریب ۰/۲۵ ضرب می کنیم تا نیروهایی که در جهت X و Y در مدل جدید (۲۵ درصد) توزیع می شود بدست آید.
- ۶- در منوی Static Load شش حالت بار Sny, Spx, Spy, Sy, Sx و User Load را طبق شکل ذیل تعریف می کنیم.



S_x : نیروی ۲۵ درصد درجهت X بدون پیچش تصادفی
 S_{px} : نیروی ۲۵ درصد درجهت X با پیچش تصادفی $+0.05$
 S_{nx} : نیروی ۲۵ درصد درجهت X با پیچش تصادفی -0.05
 S_y : نیروی ۲۵ درصد درجهت Y بدون پیچش تصادفی
 S_{py} : نیروی ۲۵ درصد درجهت Y با پیچش تصادفی $+0.05$
 S_{ny} : نیروی ۲۵ درصد درجهت Y با پیچش تصادفی -0.05
 طبق شکل ذیل نیروهای ۲۵ درصد بدست آمده از مرحله چهارم را به سازه اعمال می کنیم.

Story	Diaphragm	FX	FY	MZ
STORY9	D1	0.25V	0.	0.
STORY8	D1	0.25V	0.	0.
STORY7	D1	0.25V	0.	0.
STORY6	D1	0.25V	0.	0.
STORY5	D1	0.25V	0.	0.
STORY4	D1	0.25V	0.	0.
STORY3	D1	0.25V	0.	0.
STORY2	D1	0.25V	0.	0.
STORY1	D1	0.25V	0.	0.

☐ User Specified Application Point
☒ Apply at Center of Mass

Additional Ecc. Ratio (all Diaph.)

OK Cancel

۷- با آنالیز مدل جدید و بدست آوردن نیروهای داخلی برای المان های تیر و ستون المان ها را برای ماکزیمم نیروهای بدست آمده از مدل اولیه (سیستم دوگانه) و مدل جدید (۲۵ درصد) طراحی می کنیم.