

نوع مقاله: مروری

چکیده

در قاب‌های خمشی بتن آرمه طراحی ایده آل ستون‌ها براساس مود شکست خمشی است. برای رسیدن به این هدف بایستی تمامی تلاش‌های مؤثر بر رفتار ستون، مدنظر قرار گیرد. روش‌های محاسبه برش طراحی ستون‌ها در استاندارد ACI318-25 با ایرادات قابل توجهی مواجه بوده که احتمال فروریزش در قاب‌های خمشی بتن آرمه را بالا می‌برد. در محاسبه نیازبرشی ستون‌ها علاوه بر اضافه مقاومت و تشدید دینامیکی به دلیل مودهای بالاتر، یکی دیگر از پارامترهای مهم، پدیده ازدیاد طول تیرهای بتن آرمه است. همچنین موقعیت ستون‌ها نیز از اهمیت زیادی در محاسبه مقدار برش طراحی برخوردار است. ستون‌های خارجی در طبقه اول به دلیل پدیده ازدیاد طول تیرهای بتن آرمه، دارای اختلاف برش زیادی نسبت به سایر ستون‌ها می‌باشند که همین امر استفاده از مکانیسم ستونی در محاسبات برش طراحی آنها را الزام می‌نماید. عدم اعمال موارد مذکور در طراحی‌های متعارف سازه، منجر به تغییر مود شکست ستون‌ها از خمشی به خمشی-برشی و یا حتی برشی شده و رفتار کلی سازه و فرضیات طراحی را تحت تأثیر قرار می‌دهد. مطابق با ضوابط ASCE7-22 استفاده از قاب‌های خمشی بتن آرمه متوسط در سراسر ایران ممنوع است. استاندارد ساختمان‌های بتن آرمه چین GB 50011-2010 حداکثر ارتفاع مجاز سیستم قاب‌های خمشی بتن آرمه ویژه در مناطق با لرزه‌خیزی بسیار زیاد را به ۲۴ متر محدود می‌کند. در این مقاله با استفاده از استانداردهای مختلف و پژوهش‌های سایر محققین، رویکردهای محاسباتی برای برش طراحی ستون‌های بتن آرمه در قاب‌های خمشی مورد بررسی قرار گرفته و دقت هر یک از مدل‌ها با نتایج عددی و آزمایشگاهی مقایسه و پیشنهادات لازم ارائه شده است. بالا بودن مقدار برش در ستون‌ها، احتمالاً استفاده از مصالح نوین از جمله آرماتورهای پرمقاومت را در طراحی و مقاوم‌سازی قاب‌های خمشی بتن آرمه گریزناپذیر می‌نماید.

واژگان کلیدی: مود شکست، پدیده ازدیاد طول، مکانیسم ستونی، برش طراحی ستون، احتمال فروریزش، قاب خمشی بتن آرمه.

بررسی مدل‌های مختلف محاسبه برش طراحی ستون‌ها در قاب‌های خمشی بتن آرمه

محمد مهدی صادقی (نویسنده مسئول)

دانشجوی دکتری تخصصی مهندسی سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه رازی، کرمانشاه، ایران، mm.sadeghi@razi.ac.ir

ابراهیم خلیل‌زاده وحیدی

استادیار مهندسی سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه رازی، کرمانشاه، ایران

حمید توپچی‌نژاد

دانشیار مهندسی سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه رازی، کرمانشاه، ایران

جواد قدرتی ینگجه

مدیر دپارتمان مهندسی زلزله، مهندسین مشاور پایدار بهتاب دوام، تهران، ایران

۱- مقدمه

اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای در صورت امکان، اشاره نمود. در جدول (۱)، اهداف طراحی لرزه‌ای برای ساختمان‌های با اهمیت متوسط مطابق با استاندارد کشورهای آمریکا، نیوزیلند، کانادا، اروپا و ایران مقایسه شده است. هدف طراحی لرزه‌ای در استانداردهای مطرح دنیا برای ساختمان‌های با اهمیت متوسط از جمله ساختمان‌های مسکونی «حفاظت» از جان انسان‌ها بوده

مطابق با (Security, 2020) NEHRP2020 (FEMA P-2082-1) از اهداف طراحی لرزه‌ای می‌توان به: ۱- جلوگیری از صدمات جدی و از دست دادن جان انسان به دلیل فروریزش سازه، خرابی اجزای غیرسازه‌ای و انتشار مواد خطرناک؛ ۲- حفظ راه‌های خروج ساختمان نظیر رمپ‌ها و راه‌پله‌ها؛ ۳- اجتناب در از دست رفتن کاربری اساسی در تأسیسات حیاتی و ۴- کاهش هزینه‌های تعمیر

جدول (۱): مقایسه اهداف طراحی لرزه‌ای برای ساختمان‌های با اهمیت متوسط در استانداردهای مختلف.

کشور - قاره	آیین نامه - استاندارد	لرزه طراحی	اهداف طراحی لرزه‌ای برای ساختمان‌های با اهمیت متوسط
آمریکا	NEHRP 2020	۱۰ درصد فراگذشت در ۵۰ سال (لرزه ۴۷۵ ساله)	Avoid Serious injury and life loss due to structure collapse از صدمات جدی و تلفات جانی به دلیل فروریزش سازه اجتناب می‌شود.
نیوزیلند	Building Regulations 1992 Version as at 23 December 2023	۱۰ درصد فراگذشت در ۵۰ سال (لرزه ۵۰۰ ساله)	Safeguard people from injury caused by structural failure از مردم در برابر صدمات ناشی از خرابی سازه محافظت می‌شود.
کانادا	NBC2015	۲ درصد فراگذشت در ۵۰ سال (لرزه ۲۴۷۵ ساله)	To protect the life and safety of building occupants and the general public as the building responds to strong ground shaking از جان و ایمنی ساکنین ساختمان و عموم مردم به هنگام لرزش ساختمان تحت جنبش قدرتمند زمین محافظت می‌شود
اروپا	EN-1998-1-1-2022	۱۰ درصد فراگذشت در ۵۰ سال (لرزه ۴۷۵ ساله)	Human lives are protected. Damage is limited; از جان انسان‌ها محافظت می‌شود. آسیب محدود است
ایران	استاندارد ۲۸۰۰	۱۰ درصد فراگذشت در ۵۰ سال (لرزه ۴۷۵ ساله)	ساختمان آسیب عمده سازه‌ای نبیند و تلفات جانی در آن حداقل باشد.

جدول (۲): حداکثر ارتفاع مجاز قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط برای ردیف‌های مختلف طراحی لرزه‌ای مطابق با ASCE7-22.

حداکثر ارتفاع مجاز					C _d	Ω ₀	R	سیستم سازه‌ای مقاوم در برابر زلزله
ردیف طراحی لرزه‌ای								
F	E	D	C	B				
غیر مجاز	غیر مجاز	غیر مجاز	محدودیت ارتفاعی وجود ندارد.	محدودیت ارتفاعی وجود ندارد.	4.5	3.0	5.0	قاب خمشی بتن آرمه متوسط

را جبران نمود. مطابق با پژوهش‌های گسترده گالانیس و همکاران (Galanis et al., 2015) و ارزیابی‌های ATC 78، احتمال فروریزش در قاب‌های خمشی بتن‌آرمه ویژه بیش از ۸ طبقه، فراتر از حد مجاز است (Galanis & Moehle, 2015; FEMA, 2015). مطابق با جدول 12.2.1 از ASCE7-10، ASCE7-16 و ASCE7-22، استفاده از سیستم مقاوم لرزه‌بر قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط در ردیف‌های طراحی لرزه‌ای B و C مجاز بوده و محدودیت ارتفاعی برای آن ارائه نشده است. لیکن استفاده از قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط در ردیف‌های طراحی لرزه‌ای D، E و F غیرمجاز است. جدول (۲) حداکثر ارتفاع مجاز قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط برای ردیف‌های مختلف طراحی لرزه‌ای را مطابق ASCE7-22 نشان می‌دهد.

ردیف طراحی لرزه‌ای بر اساس «اهمیت لرزه‌ای» و «شتاب طیفی در پریودهای کوتاه و بلند» تعیین می‌شود. در ردیف طراحی لرزه‌ای D برای ساختمان‌های با اهمیت کم، متوسط و

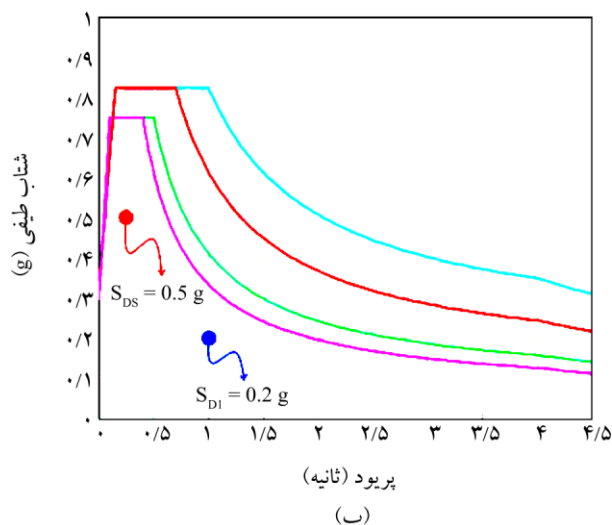
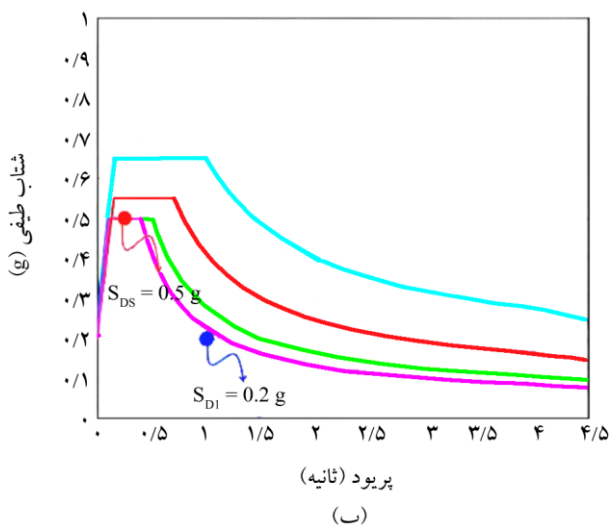
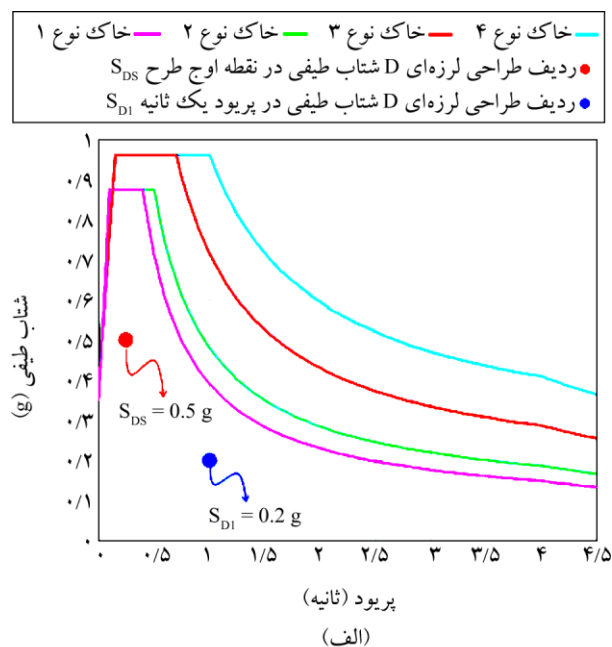
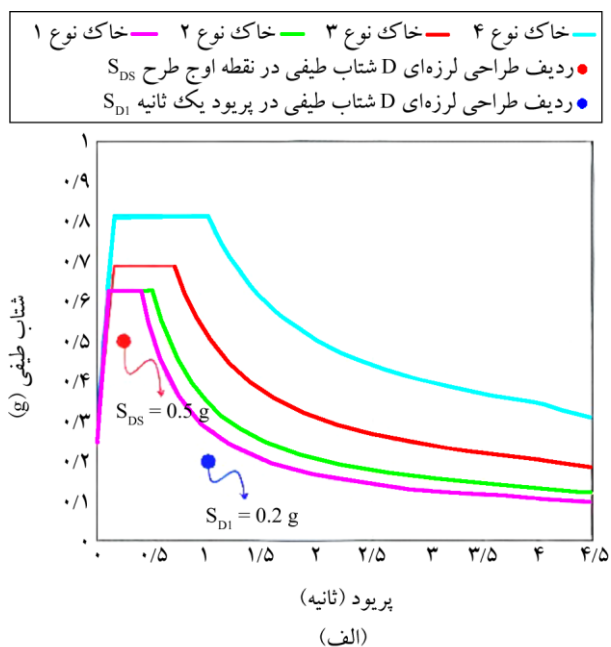
درحالی‌که در استاندارد ۲۸۰۰ ایران، «تلفات جانی» حداقل پذیرفته شده است.

استاندارد ASCE41-17 و ASCE41-23 حداقل الزامات^۱ را برای طراحی سازه در نظر می‌گیرند. به‌طور مثال برای ساختمان مسکونی با اهمیت متوسط، معیار پذیرش ایمنی جانی در لرزه طرح و معیار پذیرش آستانه فروریزش در بیشینه لرزه محتمل را مطرح می‌نمایند که با این تفاسیر پیداست که ساختمان بعد از تحریک با بیشینه لرزه محتمل به احتمال بسیار زیاد دچار ناپایداری جانبی شده و پایداری ثقلی را حفظ می‌کند (ASCE, 2023). در نتیجه بحث اقتصاد طراحی مختص به قبل از رخداد لرزه است، زیرا بعد از آن ساختمان به احتمال بسیار زیاد کاربری خود را از دست داده و نیازمند تخریب و نوسازی است. در صورتی‌که می‌توان فراتر از استاندارد عمل نموده و طراحی را به گونه‌ای انجام داد که بعد از بیشینه لرزه محتمل هم بتوان با تعمیر، مرمت و مقاوم‌سازی یا بعضاً بهسازی، خسارات وارد شده

با توجه به اینکه شتاب طیفی تمامی نمودارها بالاتر یا روی این دو نقطه (نقطه قرمز برای پربردهای کوتاه و نقطه آبی برای پربردهای بلند) است، لذا مطابق با ASCE7-22 استفاده از قاب خمشی متوسط در پهنه‌های با خطر لرزه‌خیزی خیلی زیاد، زیاد، متوسط و کم و به عبارت دیگر در سراسر ایران غیرمجاز است (ASCE, 2022) استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، سیستم مذکور را تا ارتفاع ۳۵ متر در سراسر ایران مجاز می‌داند.

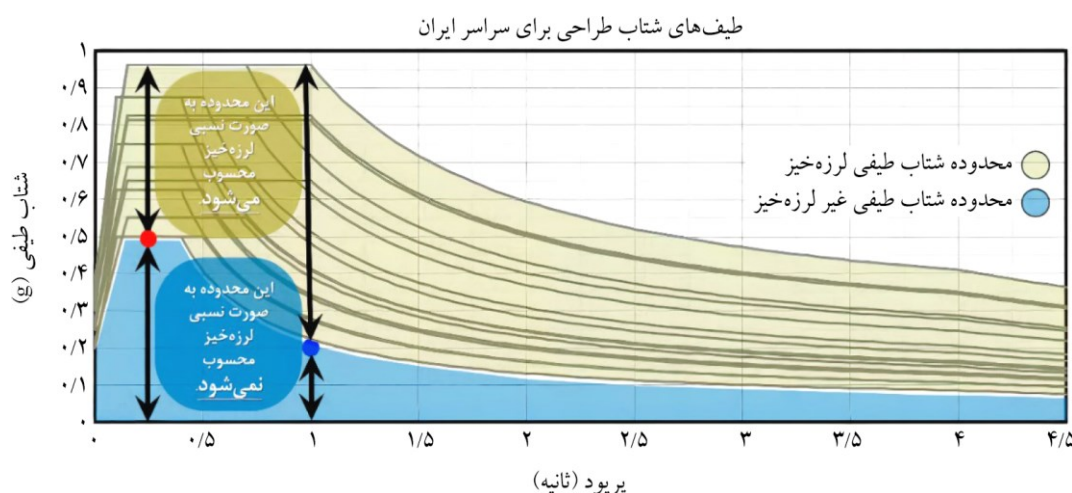
با توجه به شکل (۳)، مطابق با ASCE7-22 و نسخه‌های قبلی، استفاده از قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط در محدوده شتاب

زیاد مقدار شتاب طیفی در نقطه اوج طیف طرح (پریود کوتاه^۲) بزرگ‌تر مساوی $0.5g$ و مقدار شتاب طیفی در پریود یک ثانیه (پریود بلند^۳) بزرگ‌تر مساوی $0.2g$ است. در شکل‌های (۱) و (۲) طیف طرح شتاب در پهنه‌های با خطر لرزه‌خیزی خیلی زیاد، زیاد، متوسط و کم ($0.2g$ ، $0.25g$ ، $0.3g$ و $0.35g$) ترسیم شده است. در هر شکل چهار منحنی وجود دارد که نشان‌دهنده خاک‌های نوع ۱، ۲، ۳ و ۴ می‌باشد. در هر دو شکل (۱) و (۲) نقطه نظیر با ردیف طراحی لرزه‌ای D مطابق با ASCE7-22 نیز ترسیم شده است.



شکل (۲): (الف) طیف طرح شتاب برای پهنه با خطر نسبی متوسط (ب) خطر نسبی کم $A = 0.20g$ و $A = 0.25g$

شکل (۱): (الف) طیف طرح شتاب برای پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد (ب) خطر نسبی زیاد $A = 0.30g$ و $A = 0.35g$



شکل (۳): محدوده شتاب طیفی لرزه خیز و غیر لرزه خیز.

جدول (۳): مقایسه ارتفاع مجاز سیستم قاب های خمشی بتن آرمه در چین و ایران.

کشور	چین (پکن)	ایران (تهران)
نسبت شتاب مبنای طرح	۰/۴۰ g	۰/۳۵ g
حداکثر ارتفاع مجاز قاب خمشی بتن آرمه متوسط در مناطق با لرزه خیزی بسیار زیاد	۰ m	۳۵ m
حداکثر ارتفاع مجاز قاب خمشی بتن آرمه ویژه در مناطق با لرزه خیزی بسیار زیاد	۲۴ m	۲۰۰ m
استفاده از قاب خمشی بتن آرمه ویژه	استفاده از قاب خمشی بتن آرمه متوسط در شهر پکن ممنوع است. حتی یک ساختمان ۱ طبقه!!	استفاده از قاب خمشی بتن آرمه ویژه در شهر تهران برای یک ساختمان ۵۰ طبقه مجاز است.

طوسی رنگ که شامل شتاب های طراحی برای سراسر ایران است غیر مجاز و در محدوده شتاب آبی رنگ مجاز است. استاندارد طراحی ساختمان های بتن آرمه چین GB 50011-2010 حداکثر ارتفاع مجاز سیستم قاب های خمشی بتن آرمه ویژه در لرزه خیزی های با شتاب مبنای ۰/۴ g (قابل مقایسه با خطر لرزه خیزی خیلی زیاد در ایران) را به ۲۴ متر محدود می کند (CABR, 2010). لیکن استاندارد ۲۸۰۰ حداکثر ارتفاع مجاز قاب های خمشی بتن آرمه ویژه را تا ۲۰۰ متر و قاب های خمشی بتن آرمه متوسط را تا ۳۵ متر مجاز می داند. جدول (۳) ارتفاع مجاز سیستم قاب های خمشی بتن آرمه در چین و ایران را نشان می دهد.

زمین لرزه های فوریه ۲۰۲۳ در ترکیه باعث ویرانی ها و تلفات گسترده ای شد که عمدتاً به دلیل آسیب شدید یا فرو ریزش ساختمان های قاب خمشی بتن آرمه بود. ساختمان های قاب خمشی بتن آرمه معمول در ساخت و سازهای مسکونی کشور ترکیه است. زلزله ترکیه تضاد فاحش در عملکرد لرزه ای ساختمان های قاب خمشی بتن آرمه در مقایسه با ساختمان های دارای دیوارهای سازه ای بتن آرمه را بیش از پیش برجسته تر کرد. مطابق با ضوابط جدید در ترکیه برای ساختمان های بتن آرمه طرح از ابتدا در جریز و پیش ساخته، با کلاس ارتفاعی کوچک تر مساوی ۶ (BYS ≤ 6) استفاده از دیوارهای سازه ای بتن آرمه اجباری است (TBDY, 2018). مطابق نتایج تحقیقی در سال ۲۰۲۴، شاخص آسیب و نسبت دریافت محاسبه برای سازه های تحلیل شده تحت رکوردهای زلزله ۲۰۲۳ ترکیه نشان دهنده پتانسیل فرو ریزش و آسیب شدید سازه ای در ساختمان های قاب خمشی است. در مقابل، ساختمان های دارای دیوارهای مقاوم، دریافت کمتر یا عدم پتانسیل فرو ریزش را نشان دادند. نتایج این پژوهش سازگار با عملکرد مشاهده شده از ساختمان های واقعی

چین (پکن) استفاده از قاب خمشی بتن آرمه ویژه در شهر پکن ممنوع است. حتی یک ساختمان ۱ طبقه!!

استفاده از قاب خمشی بتن آرمه ویژه در شهر پکن فقط تا ۸ سقف مجاز است!!

به ترتیب برابر با ۵۶ متر و ۱۰/۵ متر بود، اما در اصلاحیه منتشر شده در سال ۲۰۲۴ حداکثر ارتفاع سیستم قاب خمشی بتن‌آرمه به ۱۰/۵ متر محدود شده و برای ساختمان‌های بلندتر از این مقدار، استفاده از دیوارهای سازه‌ای بتن‌آرمه اجباری شده است. جدول (۴)، حداکثر ارتفاع سیستم قاب خمشی بتن‌آرمه برای زلزله ۴۷۵ ساله در پیوندهای کوتاه در ترکیه را نشان می‌دهد (TBDY, 2018).

جدول (۴): حداکثر ارتفاع سیستم قاب خمشی بتن‌آرمه برای زلزله ۴۷۵ ساله در ترکیه.

شتاب طیف طرح (زلزله ۴۷۵ ساله) در پیوندهای کوتاه	حداکثر ارتفاع سیستم قاب خمشی بتن‌آرمه
$S_{DS} < 0.5$	۱۷/۵ متر
$S_{DS} \geq 0.5$	۱۰/۵ متر

حداکثر شتاب طیفی (یا نقطه اوج در طیف طرح) در سراسر ایران بزرگ‌تر مساوی با $0.5g$ است. لذا این ردیف شامل سراسر ایران است.

در طراحی ستون‌ها برای رسیدن به مود شکست مطلوب خمشی بایستی تمامی تلاش‌های مؤثر بر رفتار المان را مدنظر قرار داد. از پارامترهای مهم برای رسیدن به رفتار خمشی ستون، اضافه مقاومت‌ها، تشدید دینامیکی برش به دلیل مودهای بالاتر و اثر ازدیاد طول تیرهای بتن‌آرمه می‌باشد. عدم اعمال موارد مذکور در طراحی‌های متعارف سازه، منجر به تغییر مود شکست ستون‌ها به خمشی-برشی و یا حتی برشی شده و رفتار کلی سازه را تغییر داده و احتمال فروریزش در قاب‌های خمشی را بالا می‌برد. از طرفی رعایت ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی الزاماً به معنی عدم تسلیم خمشی ستون‌ها در روند باربری لرزه‌ای نیست. مشارکت آرماتورهای دال در افزایش مقاومت خمشی منفی تیر موجب افزایش لنگر خمشی ستون شده و در نهایت تسلیم ستون را نتیجه می‌دهد (Shahrooz & Moehle, 1987). اضافه مقاومت تیرها علاوه بر اینکه منجر به تسلیم ستون خواهد شد، میزان نیروی برشی ستون‌ها را نیز افزایش می‌دهد. حتی اگر اضافه مقاومت خمشی در تیرها ناچیز باشد (که معمولاً چنین نیست) به دلیل تغییرات لحظه‌ای در الگوی بار جانبی ساختمان در روند

قاب خمشی بتن‌آرمه و ساختمان‌های دارای دیوارهای سازه‌ای بتن‌آرمه تحت زلزله ترکیه است. نتایج این پژوهش و یافته‌های حاصل از زلزله‌های گذشته در سراسر جهان نشان می‌دهد که قاب‌های خمشی بتن‌آرمه بهترین گزینه برای طراحی لرزه‌ای نمی‌باشند. با این وجود، ساختمان‌های با دیوارهای سازه‌ای بتن‌آرمه دارای سختی و مقاومت کافی، تحت زلزله‌های شدید عمدتاً رفتاری بدون آسیب دارند (Sönmez & Rodriguez, 2024). زلزله‌های ۲۰۲۳ در ترکیه، بار دیگر الزام تغییر اهداف را از طراحی مبتنی بر ایمنی جانی (جلوگیری از فروریزش) به طراحی مبتنی بر بازیابی کاربری دیکته کردند. به وسیله ضوابط فعلی قاب‌های خمشی بتن‌آرمه، تحقق طراحی مبتنی بر بازیابی کاربری عملاً غیرممکن است. این در حالی است که این هدف به وسیله سیستم سازه‌ای دارای دیوار، پتانسیل بالایی برای تحقق دارد (Sönmez & Rodriguez, 2024).

از دهه ۱۹۵۰ میلادی و کنفرانس بین‌المللی در ۱۹۶۱، تأکید بر اهمیت شکل‌پذیری و تمرکز بر مقاومت به جای تمرکز بر دریافت ساختمان، منجر شد تا بسیاری از کشورها نظیر ترکیه و چند کشور در قاره آمریکا به طور گسترده از ساختمان‌های قاب خمشی برای مقابله با زلزله استفاده کنند. به دلیل ضریب رفتار بزرگ‌تر قاب‌های خمشی نسبت به سیستم‌های دارای دیوار، مهندسان قاب‌ها را به نیروی کمتری نسبت به سیستم‌های دارای دیوار طراحی می‌کنند. این کاهش نیروی طراحی ممکن است برای مهندسانی که عادت به تفکر نیرویی دارند مطلوب‌تر به نظر برسد. متأسفانه بسیاری از مهندسين متوجه نمی‌باشند که سطوح بالاتری از دریافت را در قاب‌های خمشی نسبت به سیستم‌های دارای دیوار می‌پذیرند. این مطالعه و عملکرد ساختمان‌های بتن‌آرمه در زلزله‌های گذشته نشان می‌دهد که دیوارهای بتن‌آرمه با مقاومت کافی، بدون رخداد فروریزش، بدون آسیب قابل ملاحظه و دریافت کنترل شده، یک راه‌حل برای مقابله با زلزله است (Sönmez & Rodriguez, 2024). مطابق با استاندارد طراحی لرزه‌ای سال ۲۰۱۸ ترکیه حداکثر ارتفاع قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه و متوسط در مناطق لرزه‌خیز (معادل سراسر ایران)

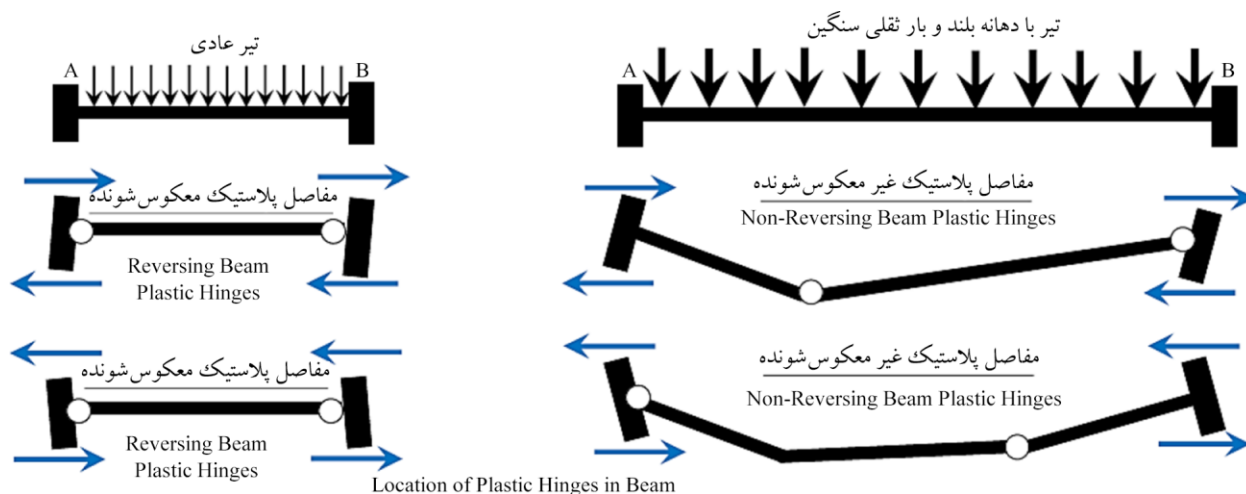
بارگذاری واقعی زلزله، تسلیم خمشی ستون‌ها در ارتفاع ساختمان گریزناپذیر است؛ مگر اینکه ستون‌ها به صورت قابل ملاحظه قوی‌تر از تیرها باشند (Moehle, 2015).

۱-۱- مفاصل معکوس شونده و غیر معکوس شونده

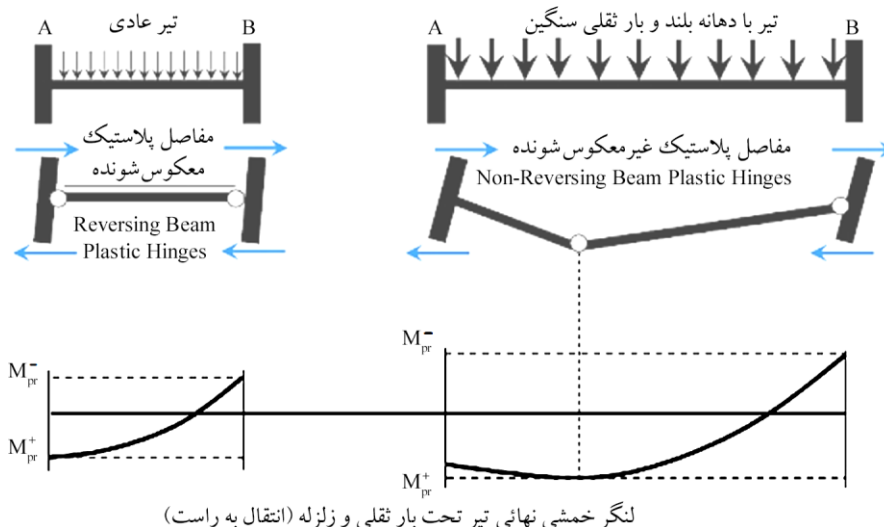
در روند طراحی لرزه‌ای فرض می‌شود که مفاصل پلاستیک تیرهای بتنی در وجوه اتصال تیر-ستون تشکیل خواهند شد، لیکن الزاماً همواره چنین حالتی رخ نمی‌دهد. برای تیرهای با دهانه‌های بلند و دارای بارهای ثقلی سنگین، تسلیم تیرها ممکن است دور از اتصال تیر-ستون رخ دهد. چنین مکانیسمی نامطلوب بوده و بایستی در روند طراحی از آن جلوگیری شود. به طور ایده‌آل، تسلیم تیر در قاب خمشی ویژه در محدوده‌ای از تیر که با جزئیات ویژه آرماتورگذاری شده است رخ خواهد داد. این نوع از تسلیم در تیرهایی رخ می‌دهد که طول نسبتاً کوتاهی دارند و بارهای ثقلی آنها در مقایسه با اثرات ناشی از زلزله نسبتاً کم می‌باشد. هر جایی که چنین مکانیسم تسلیمی رخ دهد، در روند بارگذاری چرخه‌ای ناشی از زلزله، مفاصل پلاستیک تیر، تسلیم‌های معکوس شونده‌ای را تجربه خواهند کرد. به عبارت بهتر، محل تسلیم لنگر مثبت و لنگر منفی تیر در یک محل خواهد بود و با تغییر جهت بارگذاری تغییری نمی‌کند. این مکانیسم تسلیم در تیرهای بتنی، مکانیسم مطلوب در طراحی لرزه‌ای است (Moehle, 2015).

در مقابل اگر لنگرهای خمشی ناشی از ثقل، نسبتاً بزرگ‌تر از

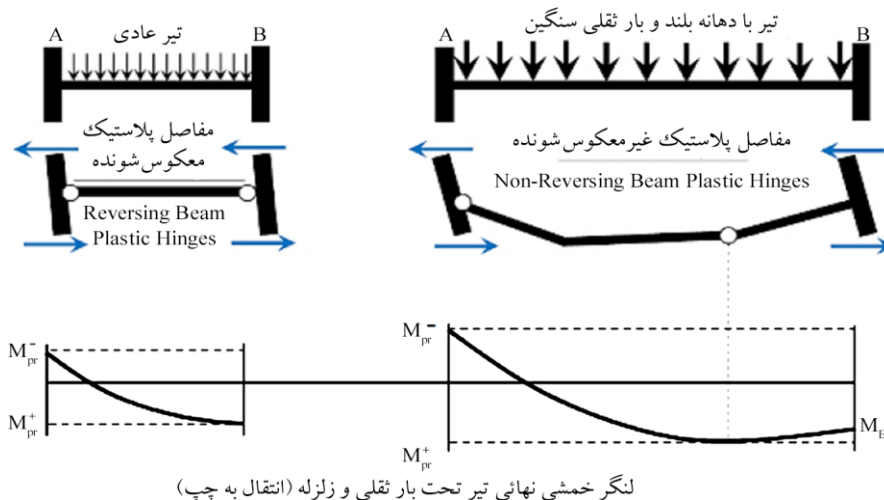
لنگرهای ناشی از زلزله باشند، مکانیسم تسلیم در تیرهای خمشی شبیه شکل (۴- سمت راست) خواهد بود. مکانیسم مطلوب لرزه‌ای شبیه به شکل (۴- سمت چپ) می‌باشد. مکانیسم تسلیم سمت راست مطلوبیت کمتری دارد. ممان منفی همواره در بر اتصال ماکزیمم بوده، لذا مفصل پلاستیک در ممان منفی در بر اتصال تشکیل می‌شود. ممان مثبت برای تیرهای سمت چپ در بر اتصال بوده ولی مفاصل پلاستیک نظیر با ممان مثبت در تیرهای سمت راست در محدوده‌ای دور از بر اتصال تشکیل خواهد شد. در تیرهای سمت راست، پس از تغییر جهت بارگذاری، وضعیت مشابه برای ممان مثبت در سمت دیگر نیز به وجود خواهد آمد. به عبارت بهتر با معکوس شدن جهت بارگذاری لرزه‌ای، مفصل پلاستیک نظیر معکوس نخواهد شد. این رویداد مطلوب نمی‌باشد و بایستی با طرح مناسبی از بروز آن جلوگیری گردد؛ چراکه موجب تغییر در نیروی محوری ستون‌ها و نمودار اندرکنش نیروی محوری-لنگر خمشی آن و تغییر در تسلیم خمشی ستون‌ها می‌شود. تحت چندین سیکل تسلیم شونده ناشی از زلزله، مقدار دوران پلاستیک در مفصل پلاستیک به صورت پیش‌رونده افزایش می‌یابد. در زلزله‌های با مدت زمان طولانی با چندین سیکل تسلیم شونده، دوران‌های تجمعی می‌توانند از ظرفیت دورانی تجاوز کرده و باعث تغییر شکل قائم در سقف شوند (SNZ, 2006). تغییر شکل و نمودار لنگر خمشی تیرهای با مفاصل معکوس شونده و غیر معکوس شونده در شکل‌های (۵) و (۶) نشان داده شده است.



شکل (۴): مفاصل پلاستیک معکوس شونده و غیر معکوس شونده.



شکل (۵): نمودار لنگر خمشی در تیرهای با مفاصل معکوس‌شونده و غیرمعکوس‌شونده (بارگذاری از چپ به راست).



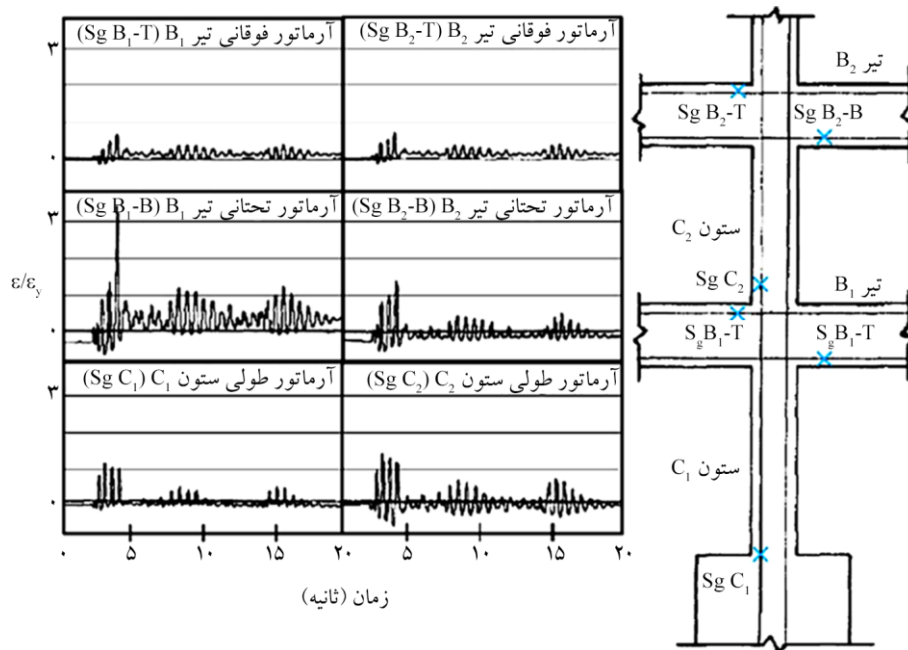
شکل (۶): نمودار لنگر خمشی در تیرهای با مفاصل معکوس‌شونده و غیرمعکوس‌شونده (بارگذاری از راست به چپ).

توانایی برگرداندن افت را به حالت اولیه نداشته و تحت همان سیکل‌های ابتدایی تسلیم عملاً منهدم می‌شوند.

۱-۲- تیر ضعیف- ستون قوی

در سال ۱۹۸۷ یک تحقیق آزمایشگاهی توسط شهروز و میلی (Shahrooz & Moehle, 1987) در دانشگاه برکلی کالیفرنیا بر روی سیستم قاب خمشی ویژه انجام شده است. ساختمان ۶ طبقه با مقیاس یک‌چهارم که در طبقه چهارم عقب‌روی دارد ضوابط UBC-1983 و (1983) ACI318-83 را اغنا می‌کند. برای طراحی تیرهای خمشی از مشارکت دال در وجه کششی تیر صرف‌نظر شده است.

مطابق شکل‌های (۵) و (۶) لنگر منفی همیشه در بر تکیه‌گاه مقدار بیشینه خود را دارد و لنگر مثبت تحت شرایط ذکر شده به‌صورت غیرمعکوس‌شونده به سمت وسط دهانه تشکیل می‌شود. در شکل‌های (۵) و (۶) (سمت راست) به دلیل خمشی ناشی از بارهای ثقلی سنگین و طول بلند دهانه، نمودار خمشی به‌صورت منحنی درجه دوم بوده و دارای اکسترمم نسبی است که دارای مشتق صفر و تغییر علامت شیب لنگر می‌باشد، اما در شکل‌های سمت چپ، نمودار خمشی اکیداً صعودی یا اکیداً نزولی است و اکسترمم مطلق داشته و بدون تغییر علامت در شیب لنگر می‌باشد. تیرهایی که مفاصل پلاستیک غیرمعکوس‌شونده را تجربه می‌کنند موجب ایجاد افت زیادی در سقف می‌شوند و

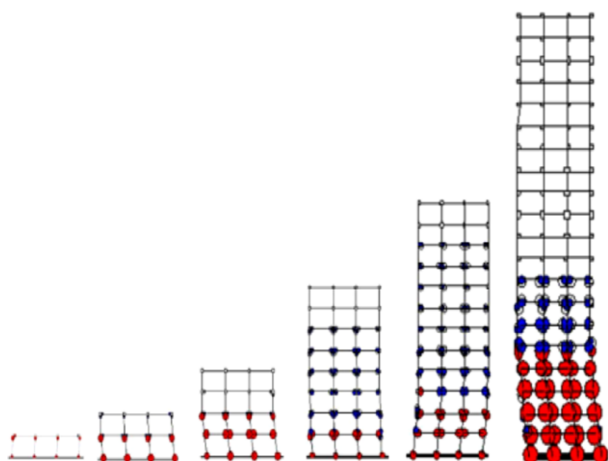


شکل (۷): تاریخچه کرنش در آرماتورهای طولی تیرها و ستون‌های قاب.

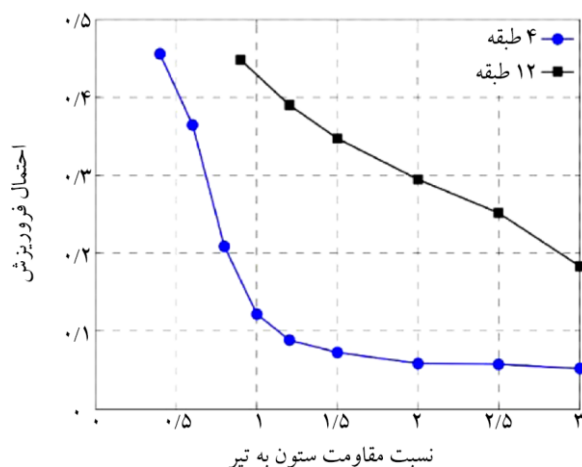
نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که الزاماً تیرهای خمشی بر اتصال تسلیم خمشی مثبت و منفی را به صورت هم‌زمان تجربه نخواهند کرد (Shahrooz & Moehle, 1987).

مطابق با تحقیقات قبلی، رعایت ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی در قاب‌های خمشی ویژه الزاماً به معنی عدم تسلیم ستون‌ها نیست. یکی از دلایل تسلیم خمشی ستون‌ها در قاب‌های خمشی ویژه، اضافه مقاومت خمشی در تیرهای بتن آرمه است. مطابق با توضیحات قبلی اضافه مقاومت خمشی تیرها از: ۱- افزایش ابعاد تیر مازاد بر نیاز مقاومتی، ۲- مشارکت میلگردهای مهارشده دال در مقاومت خمشی تیر و ۳- اضافه مقاومت مصالح و سخت‌شوندگی کرنشی، ناشی می‌شود. لازم به ذکر است اضافه مقاومت مصالح در ستون نیز وجود دارد، بنابراین گزینه ۳ توسط اضافه مقاومت مصالح ستون جبران خواهد شد. در هر صورت گزینه ۱ و ۲ می‌توانند باعث تسلیم جزئی در ستون شوند. اضافه مقاومت تیرها علاوه بر اینکه منجر به تسلیم ستون خواهد شد، میزان نیروی محوری و برشی ستون‌ها را نیز افزایش می‌دهد. حتی اگر اضافه مقاومت خمشی در تیرها ناچیز باشد (که معمولاً چنین نیست) به دلیل تغییرات لحظه‌ای در الگوی بار جانبی ساختمان در روند بارگذاری واقعی زلزله، تسلیم خمشی ستون‌ها

شکل (۷) تاریخچه کرنش سنج‌های آرماتورهای طولی تیرها و ستون‌ها را در محل‌های مشخص شده نشان می‌دهد. محور قائم نمودارها نسبت کرنش موجود به کرنش تسلیم و محور افقی زمان برحسب ثانیه است (Shahrooz & Moehle, 1987). با وجود رعایت ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی، تسلیم خمشی در ستون‌ها مشاهده می‌شود (بر اساس نتایج کرنش سنج‌ها که به ترتیب حدود ۱/۳ و ۱/۴ کرنش تسلیم را نشان می‌دهند)؛ بنابراین رعایت ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی الزاماً به معنی عدم تسلیم خمشی ستون‌ها در روند باربری لرزه‌ای نیست. آرماتورهای تحتانی تیر B1، کرنش‌های بیش از ۳ برابر تسلیم را تجربه می‌کند. همچنین کرنش آرماتورهای تحتانی تیر B2، از حد تسلیم فراتر می‌روند. این در حالی است که آرماتورهای فوقانی دو تیر B1 و B2 تسلیم نشده و کرنشی به مراتب پایین‌تر از حد تسلیم را تجربه می‌کنند. به عبارت بهتر، هر دو تیر مقاومت خمشی تسلیم مثبت را تجربه کرده و به مقاومت خمشی منفی خود نمی‌رسند. دلیل این اتفاق، مشارکت آرماتورهای دال در افزایش مقاومت خمشی منفی تیر است. افزایش مقاومت خمشی، علاوه بر افزایش برش لرزه‌ای و بالا رفتن نیروی محوری ستون، موجب افزایش لنگر خمشی ستون و تسلیم آن نیز می‌شود.



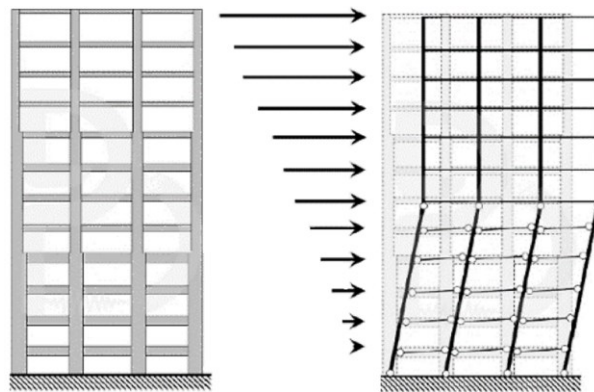
شکل (۹): مکانیسم‌های فروریزش در ساختمان‌های با سیستم باربر جانبی قاب خمشی



شکل (۱۰): احتمال فروریزش برای قاب ۴ طبقه (تمامی قاب‌ها خمشی) و ۱۲ طبقه (قاب‌های پیرامونی خمشی)، در مقابل نسبت مقاومت طراحی ستون به تیر.

اهمیت نسبت مقاومت ستون به تیر را می‌توان از دیدگاه احتمال فروریزش نیز مورد ارزیابی قرار داد. در شکل (۱۰) نمودار احتمال فروریزش (در زلزله MCE) برای قاب ۴ و ۱۲ طبقه در مقابل نسبت مقاومت طراحی ستون به تیر نشان داده شده است. در ساختمان ۴ طبقه تمامی قاب‌ها خمشی بوده و در ساختمان ۱۲ طبقه قاب‌های پیرامونی خمشی بوده و قاب‌های داخلی ثقلی می‌باشد. پرواضح است که اثرات افزایش نسبت مقاومت ستون به تیر در قاب ۴ طبقه بسیار بیشتر از قاب ۱۲ طبقه است. برای قاب ۴ طبقه نسبت مقاومت ۱/۰ مزیت قابل ملاحظه‌ای داشته و بیشتر شدن این مقدار تأثیر قابل ملاحظه‌ای در کاهش

در ارتفاع ساختمان گریزناپذیر می‌باشد (مگر این که ستون‌ها به صورت قابل ملاحظه قوی‌تر از تیرها باشند). نمونه‌ای از مکانیسم ترکیبی تیر-ستون در قاب خمشی ویژه در شکل (۸) نشان داده شده است (Moehle, 2015).

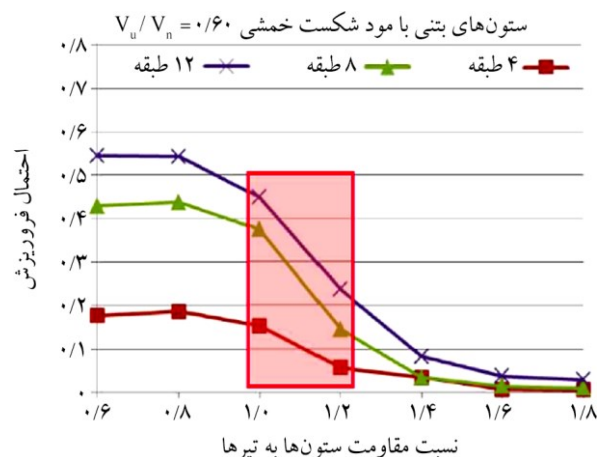


شکل (۸): مکانیسم ترکیبی تیر-ستون در قاب خمشی ویژه.

۱-۳- احتمال فروریزش

مکانیسم‌های مختلف در قاب‌های خمشی، وابستگی شدیدی به الگوی بار جانبی دارند. به دلیل تغییر الگوی بار جانبی در حین بارگذاری لرزه‌ای، مکانیسم‌های تسلیم قاب خمشی نیز با زمان تغییر می‌کنند، لیکن مکانیسم‌هایی که فروریزش کلی را سبب می‌شوند قابل تشخیص هستند. در یک تحقیق تعدادی قاب بر اساس روش رایج طراحی در آمریکا مورد مطالعه قرار گرفت (Haselton & Deierlein, 2007; Haselton, 2006). رکوردهای زلزله مورد استفاده برای این تحقیق به حد فروریزش یا همان بیشینه زلزله محتمل (MCE) مقیاس شده‌اند. شکل (۹) مربوط به ساختمان‌هایی است که در تمامی دهانه‌های آنها قاب خمشی وجود دارد. اگرچه توزیع مفاصل پلاستیک در قسمت اعظم ارتفاع ساختمان شکل می‌گیرد، لیکن مکانیسم‌های فروریزش فقط شامل طبقات پایین می‌باشد. گسترش توزیع مفاصل پلاستیک در بخش‌های بیشتری از ساختمان را می‌توان با افزایش نسبت مقاومت ستون‌ها به تیرها تأمین کرد. لیکن برای ساختمان‌های بلندتر مکانیسم فروریزش حاکم بر طراحی، کماکان متمرکز در طبقات پایین ساختمان خواهد بود (Deierlein et al., 2008; Haselton et al., 2008; Liel et al., 2008).

استاندارد نیوزیلند عدد $1/7$ و استاندارد اروپا عدد $1/3$ را به عنوان حد مقاومت ستون به تیر تجویز می نمایند (CABR, 2010; SNZ, 2006; Eurocode 8, 2004).



شکل (۱۲): احتمال فروپاشی در قاب های خمشی با تعداد طبقات مختلف و نسبت برش ستون 0.6 .

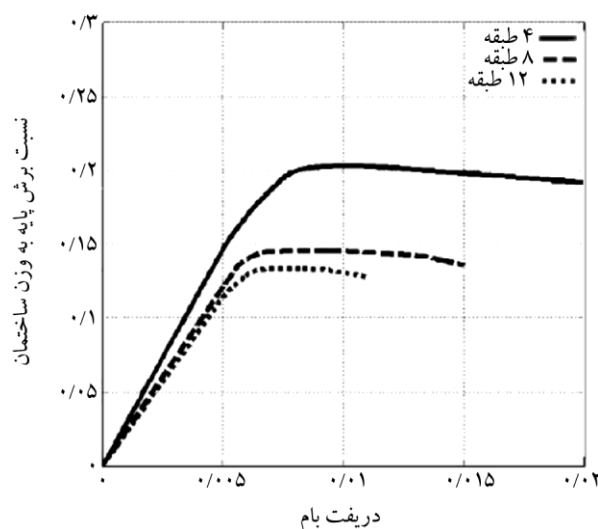
مطابق نمودارهای شکل (۱۳)، با بالا رفتن نسبت نیاز برشی به مقاومت برشی در ستون های بتن آرمه، احتمال فروپاشی به صورت قابل ملاحظه ای افزایش می یابد. لازم به ذکر است محاسبات طرح نیروی برشی ستون ها بر اساس مکانیسم ستونی انجام شده است (Galanis & Moehle, 2015).

۱-۴- اثرات مودهای بالاتر در تسلیم خمشی ستون ها

بر اساس مطالعات آزمایشگاهی و عددی، نشان داده شد که نسبت های رایج برای مقاومت های ستون به تیر، مانع از تسلیم خمشی ستون ها نخواهد شد. علاوه بر اضافه مقاومت های مورد بررسی، پاسخ مودهای بالاتر در قاب های چند طبقه نیز می تواند در تسلیم خمشی ستون های بتنی تأثیر قابل ملاحظه ای داشته باشد (Pettinga & Priestley, 2005). توزیع لنگر خمشی در یک ستون مشخص در اثر تغییرات الگوی بارگذاری در حالت های مختلف در شکل (۱۴) ارائه شده است (Moehle, 2015). توزیع سمت چپ مربوط به الگوی بارگذاری طراحی آیین نامه بوده و سایر توزیع ها مربوط به زمان های مختلف از تحلیل تاریخچه زمانی می باشد که زمان نظیر با هر توزیع در زیر آن درج شده است.

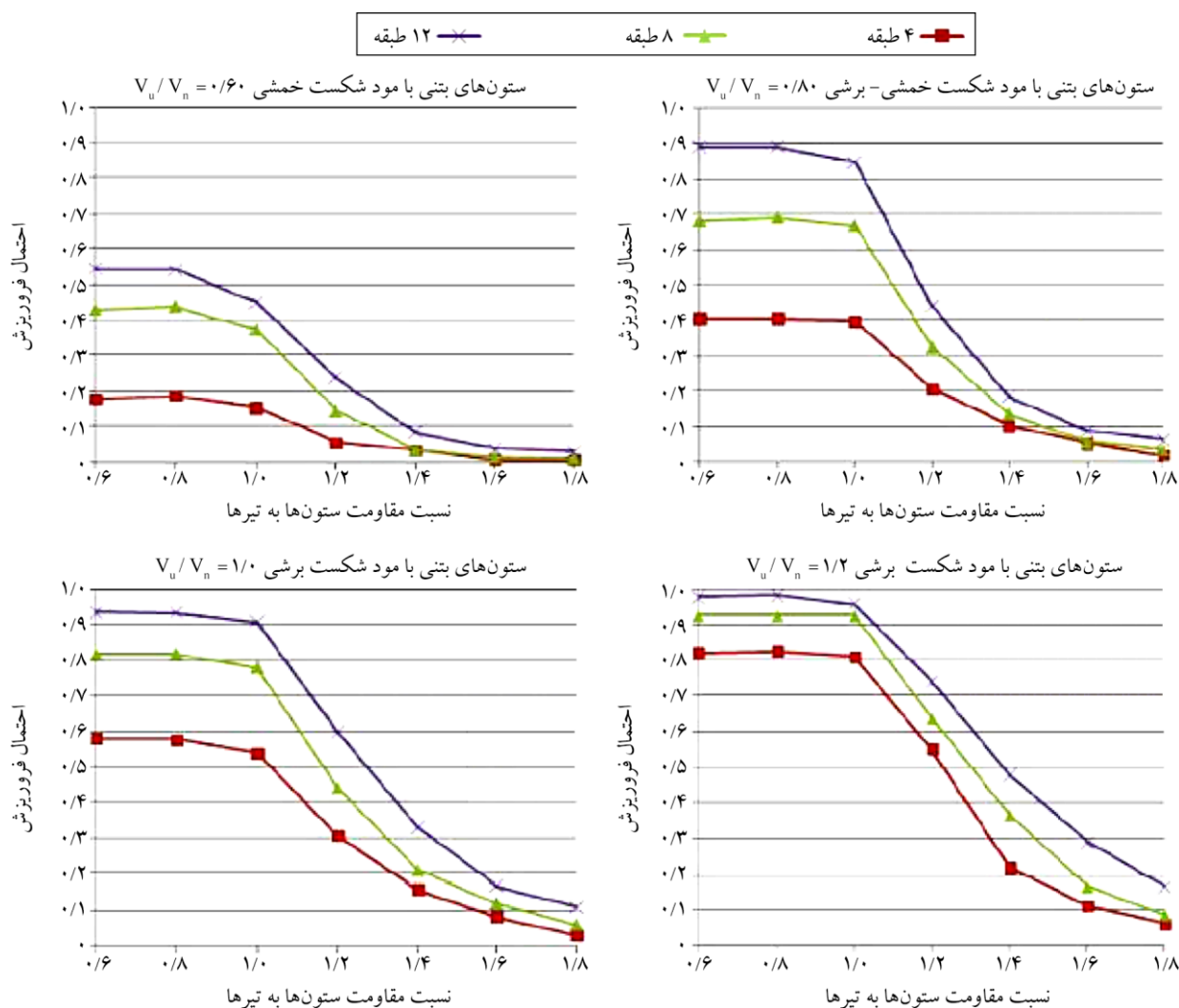
احتمال فروپاشی ندارد (توجه شود که در قاب ۴ طبقه همه قاب ها لرزه بر می باشند). نتایج مطالعات نشان می دهد که طراحی قاب پیرامونی ۱۲ طبقه با نسبت مقاومت $1/2$ ایمن تر خواهد بود (Haselton, 2006; Haselton & Deierlein, 2007).

در تحقیقی مشابه، گالانیس و میلی (Galanis & Moehle, 2015) به بررسی سه ساختمان ۴، ۸ و ۱۲ طبقه مطابق شکل (۱۱) با لحاظ نمودن اثرات برش و نسبت مقاومت ستون به تیر $1/2$ پرداختند. محور قائم شبیه به ضریب زلزله است با این تفاوت که تجویزی نبوده و اثرات غیرخطی را هم شامل می شود. محور افقی نیز دریافت بام ساختمان ها را نشان می دهد. نمودار زیر اثرات منفی قاب خمشی در ارتفاع های بالاتر را نیز نمایش می دهد. فروپاشی ساختمان های قاب خمشی با ارتفاع بیشتر، در دریافت های نسبتاً پایین تری رخ می دهد.

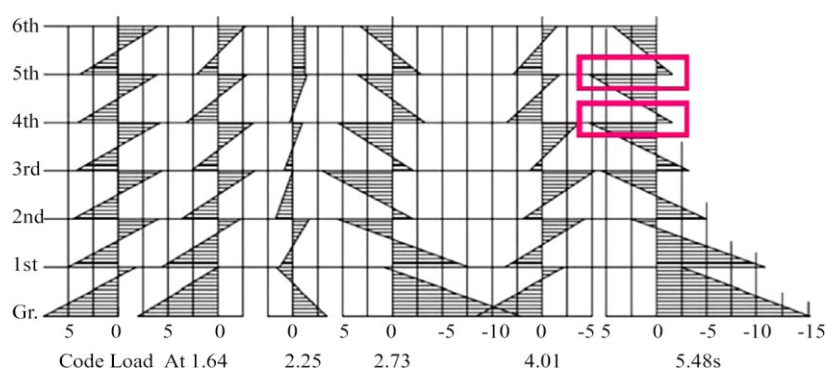


شکل (۱۱): فروپاشی قاب های خمشی با ارتفاع های مختلف با نسبت برش 0.6 در ستون ها و نسبت مقاومتی ستون به تیر $1/2$.

همان طور که از نمودار شکل (۱۲) مشخص است، احتمال فروپاشی در قاب های خمشی بتن آرمه وابستگی بسیاری به نسبت مقاومت ستون به تیر دارد. با افزایش نسبت مقاومت ستون به تیر، احتمال فروپاشی در قاب های خمشی کاهش می یابد. افزایش نسبت مقاومت ستون به تیر از $1/0$ به $1/2$ ، بیشترین کاهش در مقدار احتمال فروپاشی را دارد (Galanis & Moehle, 2015). استاندارد طراحی ساختمان های بتن آرمه چین عدد $1/5$ تا $1/7$ ،



شکل (۱۳): احتمال فروپاشی در قاب‌های خمشی با تعداد طبقات و نسبت‌های برش ستون مختلف.



شکل (۱۴): تغییرات الگوی بارگذاری در زمان‌های مختلف تحلیل تاریخیچه زمانی و تجویزی استاندارد.

حداکثر مقاومت خمشی محتمل ستون (لنگر تسلیم) به مقدار بار محوری آن وابسته است؛ بنابراین مقدار برش طراحی ستون‌های بتن‌آرمه وابسته به حداکثر نیروی محوری محتمل ستون خواهد بود. برای محاسبه حداکثر مقاومت خمشی محتمل در ستون‌ها

پیچیدگی تغییر شکل قاب‌ها تحت اثرات مودهای بالاتر سبب می‌شود تا توزیع لنگر بین ستون‌های متصل شده به یک گره اتصال به صورت نابرابر انجام شود. این مورد به وضوح در زمان ۵/۴۸ ثانیه برای سقف‌های ۴ و ۵ مشهود است.

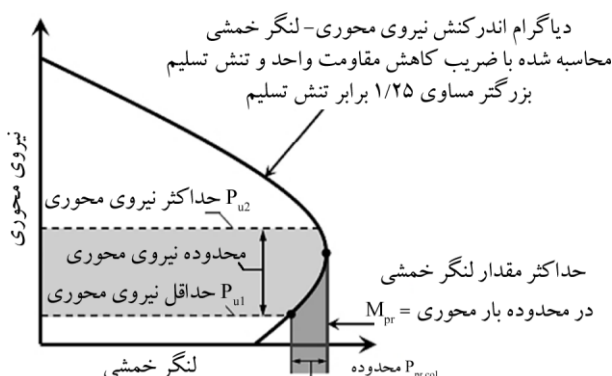
برش طراحی ستون‌ها در قاب‌های خمشی ویژه بر اساس ACI318-25 مطابق با فرمول زیر محاسبه می‌شود (ACI, 2025). استاندارد ACI318-25 حداقل مقدار برش طراحی ستون‌ها را مقدار نیروی برشی حاصل از تحلیل ارتجاعی بر اساس ASCE7 تجویز می‌کند (V_{code}). این استاندارد در ادامه دو رویکرد مختلف از مکانیسم برای محاسبه برش لرزه‌ای ارائه می‌دهد. برش نظیر با مکانیسم ستون ($V_{ACI318(A)}$) و برش نظیر با مکانیسم تیرهای متصل شده به گره اتصال ($V_{ACI318(B)}$)، بایستی محاسبه شده و حداقل مقدار حاصل از این دو روش انتخاب شود. لذا در نهایت برش طراحی توسط این استاندارد به صورت زیر خواهد بود:

$$V_{Design} = \max \left[V_{code}, \min(V_{ACI318(A)}, V_{ACI318(B)}) \right] \quad (1)$$

مقدار غالب بر اساس این مدل معمولاً برش نظیر با مکانیسم تیرهای متصل شده به گره اتصال می‌باشد. لیکن ACI318-25 ضابطه‌ای در مورد توزیع لنگر بین ستون‌های متصل شده به گره اتصال ارائه نکرده و روند محاسبات را به قضاوت مهندسی واگذار کرده است. نتایج مطالعات آزمایشگاهی و عددی در سیستم قاب‌های خمشی ویژه نشان می‌دهد که برش طراحی ستون‌ها که از مکانیسم شدن تیرها محاسبه می‌شود، مستقل از روش انتخابی برای توزیع لنگر خمشی تیرها بین ستون‌های متصل به گره اتصال، کاملاً اشتباه بوده و بایستی اجتناب شود (Moehle et al., 2016). لیکن روش‌های پیشنهادی برای برش طراحی ستون‌های مذکور تقریباً شبیه به روند محاسبه برش طراحی دیوارهای برشی بوده که شامل ضریب تشدید اضافه مقاومت، ضریب تشدید دینامیکی به علاوه اثرات موقعیت ستون است.

در حال حاضر طراحی برش ستون‌های قاب خمشی ویژه در آمریکا بر اساس دو مرجع ACI318-25 و NIST GCR16-917-40 انجام می‌شود. هر دو مرجع مذکور، طرح برشی با فرض «تشکیل مفاصل پلاستیک در ابتدا و انتهای ستون» را بیش از اندازه محافظه کارانه تلقی کرده و رویکردهای متفاوتی برای محاسبات نیاز برش لرزه‌ای ارائه می‌کنند (ACI, Moehle et al., 2016; 2025).

می‌توان مطابق شکل (۱۵) دامنه تغییرات نیروی محوری مورد انتظار ستون را با استفاده از ترکیب بارهای ثقلی و زلزله تخمین زد و بیشترین مقدار $M_{pr.c}$ را از این بازه محاسبه کرد.



شکل (۱۵): دیاگرام اندرکنش نیروی محوری- لنگر خمشی ستون بتن آرمه.

۲- روش‌های موجود برای تخمین برش طراحی لرزه‌ای ستون‌های قاب‌های خمشی ویژه بتن آرمه طرح از ابتدا

وابسته به روش ارائه شده در ACI318-14 و ACI318-19 و ACI318-25 برای محاسبه نیروی برشی طراحی تجویزی ستون‌های بتنی، مقدار برش می‌تواند بسیار بیشتر یا بسیار کمتر از نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی باشد. برش طراحی ستون‌ها در قاب‌های خمشی متوسط بر اساس ACI318-25 برابر با کوچک‌ترین دو مقدار زیر در نظر گرفته می‌شود:

الف) نیروی برشی ایجاد شده در ستون در اثر بارهای ثقلی ضریب‌دار و نیروی برشی متناظر با لنگرهای خمشی اسمی موجود در مقاطع انتهایی با انحنای خمشی معکوس، در هر امتداد. بار محوری ضریب‌دار باید از ترکیبی در بارگذاری ستون انتخاب شود که بیشترین لنگر خمشی اسمی متناظر با آن حاصل گردد (برش حاصل از مکانیسم ستونی با استفاده از لنگر اسمی M_n به جای لنگر محتمل M_{pr}).

ب) حداکثر برش به دست آمده از ترکیب‌های بارگذاری ضریب‌دار شامل زلزله که در آنها به جای برش ناشی از زلزله E، مقدار EQ_0 جایگزین شده باشد (برش حاصل از زلزله تشدید یافته).

۱-۲- محاسبه نیاز برشی با رویکرد تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون‌ها (ACI 318-25 A)

شود و با جمع لنگرهای جذب شده گره بالا و پایین ستون و تقسیم آن به ارتفاع ستون مورد نظر مقدار برش طراحی محاسبه گردد. روند رایج در آمریکا فرض می‌کند که ستون‌های بالا و پایین در گره اتصال هر کدام به یک اندازه از مجموع لنگرهای محتمل تیرها سهم می‌برند (ACI, 2025). این حالت B1 نام‌گذاری می‌شود (شکل ۱۶ سمت چپ). برای بررسی بیشتر این شرایط، حالت دیگری نیز فرض می‌شود، حالتی که در آن ستون‌هایی که در بالا و پایین ستون مورد نظر قرار دارند هیچ سهمی از لنگر خمشی محتمل تیرها نمی‌برند و کل لنگر تیرها، جذب ستون مورد نظر می‌شود. این حالت B2 نام‌گذاری شده و به عنوان کران بالا برای حالت B1 می‌باشد (شکل ۱۶).

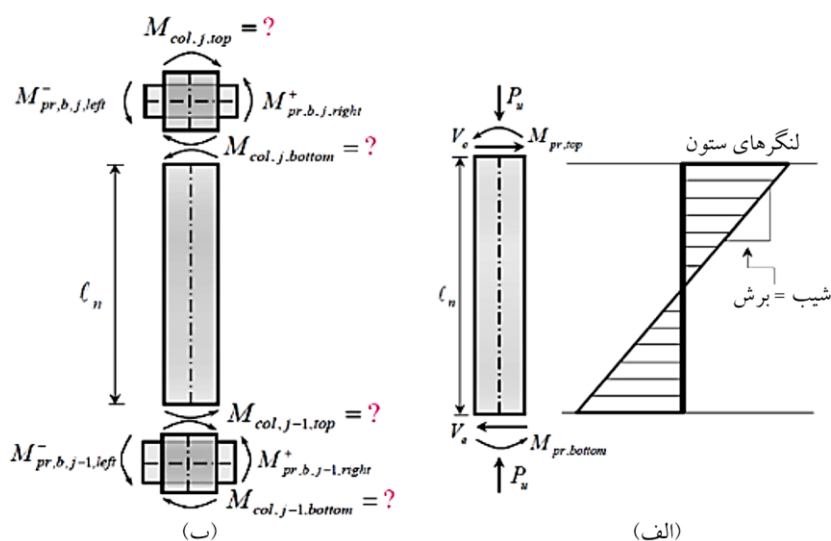
۲-۳- محاسبه نیاز برشی تجویزی ستون با رویکرد NIST GCR16-917-40

در سال ۲۰۰۸ یک مرجع تحت عنوان NIST GCR 8-917-1 توسط NEHRP منتشر شد. این مرجع، راهنمای به کارگیری ضوابط ACI318 در طراحی قاب‌های خمشی ویژه است. ویرایش جدید این مرجع در سال ۲۰۱۶ تحت عنوان NIST GCR 16-917-40 توسط NEHRP منتشر شد. هر دو نسخه، طراحی برشی ستون به وسیله رویکرد تشکیل مفصل پلاستیک در ستون‌ها را بسیار محافظه کارانه تلقی می‌کنند.

برش نظیر با مکانیسم ستون برابر با مجموع لنگرهای محتمل بالا و پایین ستون مورد نظر تقسیم بر ارتفاع خالص آن می‌باشد (شکل ۱۶). این فرض که $M_{pr,c}$ به طور هم‌زمان در بالا و پایین ستون ایجاد شود، ممکن است به صورت چشمگیر محافظه کارانه تلقی گردد، مخصوصاً زمانی که ستون‌ها به طور قابل ملاحظه‌ای قوی‌تر از تیرها باشند (Moehle et al., 2016). این حالت از مکانیسم، A نام‌گذاری می‌شود. حداکثر مقاومت خمشی محتمل ستون به مقدار بار محوری آن وابسته است. برای محاسبه حداکثر مقاومت خمشی محتمل در ستون‌ها می‌توان دامنه تغییرات نیروی محوری مورد انتظار ستون را با استفاده از ترکیب بارهای ثقلی و زلزله تخمین زد و بیشترین مقدار $M_{pr,c}$ را از این بازه محاسبه کرد (ACI, 2025).

۲-۲- محاسبه نیاز برشی با رویکرد تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرها (ACI 318-25 B1, B2)

در این رویکرد فرض می‌شود تیرهای متصل شده به ستون، به حداکثر مقاومت خمشی محتمل خود رسیده‌اند (تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرها). بنابراین برای یک گره مشخص، مقادیر لنگر وارده از سمت تیرها مشخص بوده و بایستی مقادیر لنگر جذب شده توسط ستون‌های بالا و پایین هر گره محاسبه

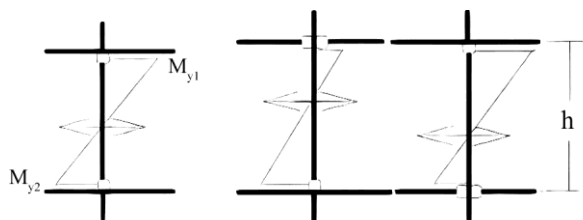


شکل (۱۶): (الف) مکانیسم ستون و (ب) مکانیسم تیر با توزیع‌های متفاوت.

بر عملکرد برای طراحی لرزه‌ای ساختمان‌های بلند (طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد) به عنوان جایگزینی برای روش تجویزی ASCE7 می‌باشد (ACI, 2025; ASCE, 2022; PEER, 2010; LATBSDC, 2023).

۲-۵- محاسبه نیاز برشی ستون با رویکرد استاندارد سازه‌های بتن آرمه ژاپن AIJ

استاندارد سازه‌های بتن آرمه ژاپن AIJ، ضوابط طراحی سازه‌های بتن آرمه را در ۱۹۷۱ اصلاح کرد. این ضوابط تا سال ۲۰۰۴ تغییری نکرده است. نیاز برشی طراحی ستون‌های بتن آرمه بر اساس شکل (۱۷) به صورت زیر محاسبه می‌شود.



شکل (۱۷): شکل سمت راست تسلیم خمشی ستون تیر (مکانیسم ترکیبی) و شکل سمت چپ تسلیم خمشی ستون (مکانیسم ستونی) است.

الف) نیروی برشی نظیر با تسلیم خمشی در بخش فوقانی و تحتانی ستون

ب) تسلیم خمشی ستون در یک انتها و تسلیم خمشی تیرهای متصل به ستون در انتهای دیگر

پ) ۱/۵ برابر مقدار برش ستون تحت بارگذاری طراحی (نیروی برشی حاصل از ترکیب بارها)

همچنین مطابق با استاندارد سازه‌های بتن آرمه ژاپن AIJ رعایت موارد زیر الزامی است:

- قطر آرماتورهای عرضی نبایستی کمتر از ۹ میلی‌متر باشد.
- فاصله آرماتورهای عرضی در محدوده بحرانی ستون نبایستی کمتر از ۱۰۰ میلی‌متر باشد.
- فاصله آرماتورهای عرضی در محدوده میانی ستون می‌تواند تا ۱۵۰ میلی‌متر افزایش یابد. (محدوده‌ای که فاصله ۱/۵ برابر حداکثر بعد ستون از بخش فوقانی و تحتانی را دارد).

لیکن این حالت از طراحی را فقط در صورت امکان توصیه می‌کنند. با این حال، برای برخی از ستون‌ها، برش به دست آمده با این روش بسیار بیشتر از آن است که توجه اجرایی داشته باشد، لذا این مرجع روش محاسباتی جایگزین ارائه می‌کند. NIST عنوان می‌کند لازم نیست حداکثر برش ستون‌ها بیش از برش نظیر با تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرها در نظر گرفته شود (بنابراین NIST GCR 16-917-40 نیز از رویکرد تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرها استفاده می‌کند). مشکل این روش در توزیع لنگر خمشی بین ستون‌های موجود در بالا و پایین گره مورد بررسی می‌باشد. یک روش رایج، توزیع حداکثر لنگر خمشی محتمل تیرها، به نسبت سختی ستون‌های بالا و پایین گره اتصال یا تقسیم لنگر مذکور به دو بخش مساوی بین ستون‌های نظیر می‌باشد. نسخه جدیدتر از NIST عنوان می‌کند که هر دو روش توزیع لنگر معرفی شده می‌تواند تا حد زیادی در خلاف جهت اطمینان باشند. راهنمای طراحی NIST، پیشنهاد می‌کند مقدار حداکثر برش لرزه‌ای بر اساس تحلیل ارتجاعی ASCE7 محاسبه شده (برش حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی، Vcode) و این مقدار توسط نسبت اضافه مقاومت تیرها تشدید شود. Vcode همان حداقل برش طراحی ستون است که توسط ACI318-25 معرفی می‌شود. با توجه به اینکه معمولاً بیش از یک تیر به ستون متصل می‌باشد، بنابراین NIST پیشنهاد می‌کند از میانگین اضافه مقاومت تیرهای نظیر استفاده شود (Moehle et al., 2016).

۲-۴- محاسبه نیاز برشی ستون با رویکرد ACI318-25 پیوست A (تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی)

روش جایگزین دیگر، استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تحت چندین رکورد زلزله ورودی و تعیین برش طراحی ستون‌ها بر اساس نتایج آماری پاسخ‌ها می‌باشد. برای تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی در ساختمان‌های بلند می‌توان از پیوست A از استاندارد ACI318-25، فصل ۱۶ از استاندارد ASCE7-22، TBI 2017 یا LATBSDC 2023 استفاده کرد. هدف پیوست A از استاندارد ACI318-25 ارائه یک روش مبتنی

- مقدار لنگر محاسباتی برای تسلیم خمشی ستون‌های ویژه در مناطق با لرزه‌خیزی بسیار زیاد حدوداً برابر با لنگر محتمل ستون تحت بارهای محوری لرزه‌ای است (CABR, 2010).

۷-۲- محاسبه نیاز برشی ستون با رویکرد استاندارد سازه‌های بتن‌آرمه نیوزیلند 2006-NZS3101

مطابق با استاندارد نیوزیلند، نیروی برشی طراحی ستون‌های با رده شکل‌پذیری محدود^۵ و شکل‌پذیر^۶ که در معرض لنگر خمشی و بار محوری قرار می‌گیرند بایستی با در نظر گرفتن نیروهای وارد بر عضو، با ترکیب حداکثر لنگرهای انتهایی احتمالی محتمل که بزرگ‌ترین برش را ایجاد می‌کنند تعیین شود (SNZ, 2006).

حداقل مقاومت برشی اسمی مجاز در یک ستون، در حالت حدی نهایی بایستی برابر یا بزرگ‌تر از مقادیر زیر باشد:

الف) برای ساختمان بیش از یک طبقه برابر با $1.6V_E$

ب) برای ساختمان یک طبقه یا پل برابر با $1.5V_E$

پ) در «طبقه اول ساختمان‌های با دوطبقه یا بیشتر» یا در هر سازه‌ای که «نیروهای لرزه‌ای جانبی» یا «ازدیاد طول» بتواند مفاصل پلاستیک را در هر دو انتهای عضو ایجاد کند، مقدار برش طراحی نبایستی کمتر از مجموع مقاومت خمشی محتمل هر دو انتها تقسیم بر فاصله خالص مابین دو مقطع بحرانی مفصل پلاستیک باشد.

ت) محاسبه نیاز برشی ستون بر اساس روش‌های A یا B مطابق با پیوست D استاندارد نیوزیلند

اعضایی که پتانسیل تشکیل مفاصل پلاستیک در آنها وجود دارد، برای محاسبه نیروهای برشی طراحی آنها بایستی از اصول طراحی بر اساس ظرفیت استفاده کرد. هدف از طراحی بر اساس ظرفیت، حصول اطمینان از رسیدن به مود شکست شکل‌پذیر به جای مود شکست غیرشکل‌پذیر مانند شکست برشی یا کمانش آرماتورهای طولی است.

مطابق با پیوست D استاندارد نیوزیلند، نیروی برشی در ستون برای تلاش‌های لرزه‌ای در یک امتداد، V_{col}^* ، بایستی متناسب با یکی از موارد زیر اتخاذ شود. مقدار محاسبه شده نبایستی در هیچ

در ستون‌هایی که احتمال افزایش نیروی برشی حین زلزله وجود دارد استفاده از آرماتورهای عرضی پیش‌ساخته یکپارچه (جوش شده) توصیه می‌شود (AIJ, 2004).

نتایج مهم از مدل طرح برشی ستون‌های بتن‌آرمه در ژاپن به شرح زیر است:

- تشکیل مکانیسم تیری هم‌زمان در بخش فوقانی و تحتانی منتفی است.

- تسلیم خمشی ستون در بخش فوقانی یا تحتانی وجود دارد.

- برای مکانیسم ترکیبی دو حالت ارائه شده است. تسلیم بخش پایینی ستون همراه با تسلیم تیرهای متصل به بخش بالایی و یا بالعکس.

- توزیع لنگر مکانیسم تیری برای ستون‌های فوقانی و تحتانی نظیر، مشخص نیست.

- برخلاف مکانیسم ترکیبی، مکانیسم ستونی یک مکانیسم تسلیم مشخص و صریح^۴ است.

منظور از مکانیسم تسلیم مشخص و صریح، مکانیسم واحدی است که پس از رخداد تسلیم، مقدار تلاش نیرو کنترل‌موردنظر در آن به‌طور قابل‌توجهی محدود شود؛ مانند برش در تیرها و ستون‌های بتن‌آرمه پس از تسلیم خمشی، نیروی محوری ستون‌های بتن‌آرمه پس از تسلیم خمشی در تیرها و...

۶-۲- محاسبه نیاز برشی ستون با رویکرد استاندارد سازه‌های بتن‌آرمه چین 2010-CB 50011

نتایج مهم مدل طرح برشی ستون‌های بتن‌آرمه بر اساس استاندارد چین 2010-GB 50011 در مناطق با لرزه‌خیزی بسیار زیاد به‌صورت زیر است:

- حداکثر ارتفاع مجاز قاب خمشی در مناطق با لرزه‌خیزی بسیار زیاد ۲۴ متر است.

- در مناطق با لرزه‌خیزی بسیار زیاد فقط استفاده از قاب خمشی Grade 1 (شکل‌پذیری ویژه) مجاز است.

- مدل طرح برشی برای تمامی لرزه‌خیزی‌ها و تمامی شکل‌پذیری‌ها بر اساس مکانیسم ستونی است.

حالت کمتر از ۱/۶ برابر نیروی برش ناشی از طراحی لرزه‌ای شود
(1.6V_E).

الف) در طبقه اول نیروهای برشی طراحی بر اساس ظرفیت
بایستی بزرگ‌تر مساوی مقدار زیر باشد:

$$V_{col}^* = 1.15(M_{oc, bottom} + M_{oc, top}) / L_n \quad (2)$$

که در آن $M_{oc, bottom}$ و $M_{oc, top}$ مقاومت خمشی محتمل بخش
بالایی و پایینی ستون طبقه اول و L_n ارتفاع خالص ستون در
طبقه اول است. در محاسبه M_{oc} ، مقدار افزایش مقاومت ناشی از
محصورشدگی در محدوده مفصل پلاستیک بایستی مطابق بند
زیر انجام شود.

محاسبه مقاومت در محدوده مفصل پلاستیک با احتساب
اضافه مقاومت‌های موجود، بایستی بر اساس انتخاب مقطع مناسب
و اضافه مقاومت مصالح مطابق با موارد زیر انجام شود:

۱) مقاومت آرماتورهای طولی بایستی $\phi_{o, fy}$ برابر مقاومت تسلیم
اسمی آنها لحاظ شود، به شرطی که باعث افزایش مقاومت
خمشی مقطع شود. برای آرماتورهایی که با AS/NZS 4671
استاندارد نیوزیلند تطابق دارند، مقدار $\phi_{o, fy}$ برای گریدهای
300E و 500E بایستی برابر با ۱/۳۵ لحاظ شود.

۲) مقدار تنش آرماتورهای طولی (مقاومت مورد انتظار) بایستی
مطابق با بند (۱) بالا، لحاظ گردد، مگر اینکه مقادیر دیگری
توسط تولید کننده پس از بررسی‌های ویژه توسط داوری
مستقل عرضه شود.

۳) مقاومت فشاری بتن بایستی به صورت $(f'_c + 15) \text{ Mpa}$ لحاظ
شود.

ب) برای ستون‌های بالای طبقه اول به غیر از طبقه آخر،
 V_{col}^* ، به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$V_{col}^* = 1.3\phi_o' V_E \quad (3)$$

به طوری که V_E برش حاصل از تحلیل استاتیکی معادل یا آنالیز
مود اول برای تلاش‌های لرزه‌ای بوده و ϕ_o' مقدار متوسط اضافه
مقاومت محل اتصال تیر به ستون در هر دو بخش بالایی و پایینی
ستون مورد بررسی است.

پ) در طبقه آخر جایی که انتظار می‌رود ستون‌ها زودتر از
تیرها تسلیم شوند بایستی برای محاسبه V_{col}^* ، از معادله (۲)
استفاده شود. در مواردی که این شرط برقرار نشود بایستی از
معادله (۳) استفاده شود.

ت) در ستون‌هایی که در دو یا چند محور با تیرها تلاقی دارند،
تلاش‌های هم‌زمان برشی ناشی از تیرها در هر محور برای محاسبه
نیاز برشی ستون بایستی در نظر گرفته شود (SNZ, 2006).

۲-۸- محاسبه نیاز برشی ستون با رویکرد استاندارد طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله اروپا Eurocode 8-2004

مطابق با استاندارد Eurocode 8 مقادیر طراحی نیروهای برشی
ستون‌ها در قاب‌های خمشی با کلاس شکل‌پذیری متوسط^۷ و
کلاس شکل‌پذیری زیاد^۸ به صورت طراحی ظرفیتی با در نظر
گرفتن تشکیل مفاصل پلاستیک در انتهای تیرها یا ستون‌ها
(هر کدام که ابتدا تشکیل شود) می‌باشد (Eurocode 8, 2004).
لنگر انتهایی ممکن است از عبارت زیر تعیین شود:

$$M_{i, d} = \gamma_{Rd} M_{Rc, i} \min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right) \quad (4)$$

که $M_{i, d}$: لنگر انتهایی تیر یا ستون برای محاسبه طراحی ظرفیتی
برش آن، γ_{Rd} : ضریبی است که برای اضافه مقاومت ناشی از
سخت‌شوندگی کرنشی فولاد و محصورشدگی بتن ناحیه فشاری
مقطع، در شکل‌پذیری متوسط برابر با ۱/۱ و برای شکل‌پذیری
زیاد برابر با ۱/۳ در نظر گرفته می‌شود. $M_{Rc, i}$: مقدار طراحی
مقاومت خمشی ستون در انتهای i ، به معنای لنگر خمشی لرزه‌ای
تحت تلاش لرزه‌ای در نظر گرفته می‌شود. $\sum M_{Rc}$ و $\sum M_{Rb}$
ستون‌ها و مجموع مقادیر طراحی لنگرهای مقاوم تیرهای قاب در
ناحیه اتصال هستند. مقادیر $M_{Rc, i}$ و $\sum M_{Rc}$ باید با نیروی (یا
نیروهای) محوری ستون در وضعیت طراحی لرزه‌ای و نیز جهت
مورد بررسی مطابقت داشته باشد.

شکل (۱۸) طراحی ظرفیتی نیروی برشی در ستون‌ها را نشان
می‌دهد.

تاریخچه‌زمانی غیرخطی است که برای تلاش‌هایی که توسط یک مکانیسم مشخص و صریح مقدارشان محدود نمی‌شود (همانند برش در دیوار برشی) از معادله (۶) و برای تلاش‌هایی که توسط یک مکانیسم مشخص و صریح مقدارشان محدود می‌گردد از معادله (۷) به دست می‌آید.

$$F_u = 1.5 \times (\text{Mean Demand}) \quad (6)$$

$$F_u = (\text{Mean Demand}) + (1.3\sigma) \geq 1.2 \times (\text{Mean Demand}) \quad (7)$$

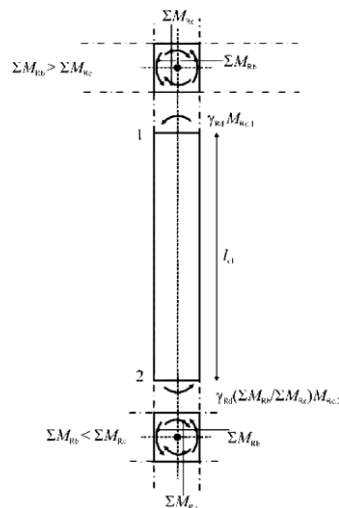
(Mean Demand): میانگین نتایج حاصل از چند رکورد زلزله در تحلیل تاریخچه‌زمانی غیرخطی برای تلاش مربوطه، σ : انحراف معیار نتایج حاصل از رکوردهای زلزله در تحلیل تاریخچه‌زمانی غیرخطی برای تلاش مربوطه، $F_{n,e}$: مقاومت اسمی مقطع که بر اساس مقاومت مورد انتظار مصالح و توسط استانداردهای فولادی یا بتنی محاسبه می‌شود. ϕ : ضریب کاهش مقاومت بر اساس ضوابط استانداردهای فولادی یا بتنی بنابراین در TBI 2010 برای محاسبه نیاز برشی ستون در طراحی عملکردی از نتایج آماری تحلیل تاریخچه‌زمانی استفاده می‌شود.

TBI 2017 - ۲-۹-۲

مطابق با بند ۲-۲-۵ از TBI 2017 تمامی تلاش‌های نیرو کنترل بایستی به صورت بحرانی، معمولی یا غیربحرانی طبقه‌بندی شوند. مهندسین طراح بایستی تلاش‌های نیرو کنترل را شناسایی کرده و آنها را به صورت تلاش بحرانی، معمولی و غیربحرانی طبقه‌بندی کنند. این روند مشروط به تأیید تیم دآوری مستقل می‌باشد. پیوست E از TBI 2017 تلاش‌های نیرو کنترل متعارف و طبقه‌بندی پیشنهادی آنها را ارائه می‌دهد.

برای حالاتی که مقدار تلاش‌های نیرو کنترل به وسیله یک مکانیسم تسلیم مشخص و واضح محدود می‌شود (همانند برش در ستون‌ها)، کفایت تلاش نیرو کنترل از طریق معادلات زیر ارزیابی می‌گردد (PEER, 2017):

$$(1.2 + 0.2S_{MS})D + 1.0L + E_M \leq \phi_s BR_n \quad (8)$$



شکل (۱۸): طراحی ظرفیتی نیروی برشی در ستون‌ها مطابق استاندارد Eurocode8.

مطابق استاندارد اروپا، اگر مقاومت خمشی تیرهای متصل به یک گره از مقاومت خمشی ستون‌های آن بیشتر باشد، احتمال تشکیل مفصل پلاستیک در ستون افزایش یافته و نیروی برشی ستون حاصل از طراحی ظرفیتی، مطابق رابطه (۴)، با ضریب γ_{Rd} (وابسته به رده شکل‌پذیری) تشدید می‌شود. در مقابل، اگر ستون‌ها از مقاومت خمشی بیشتری نسبت به تیرها برخوردار باشند، انتظار می‌رود مفاصل پلاستیک ابتدا در تیرها تشکیل شوند؛ بنابراین، اثر ضریب γ_{Rd} با نسبت مقاومت تیر به ستون خنثی شده و نیروی برشی ستون در طراحی ظرفیتی بدون تشدید محاسبه می‌شود.

۲-۹-۲ محاسبه نیاز برشی ستون در طراحی عملکردی با

رویکرد TBI 2010 و TBI 2017

TBI 2010 - ۱-۹-۲

مطابق با بند ۸-۶-۱ از TBI 2010 تلاش‌های بحرانی نیرو کنترل، آن دسته از تلاش‌های نیرو کنترل هستند که شکست آنها پیامدهای شدیدی برای پایداری ثقلی و جانبی سازه دارد. ارزیابی تلاش‌های بحرانی نیرو به وسیله معادله زیر انجام می‌شود (PEER, 2010):

$$F_u \leq \phi F_{n,e} \quad (5)$$

F_u : نیاز به دست آمده از ارزیابی آماری نتایج تحلیل

$$(0.9 - 0.2S_{MS})D + E_M \leq \phi_s BR_n \quad (9)$$

D: اثر بارهای مرده، L: اثر بارهای زنده که در آیین نامه ساختمانی تعریف شده است. ضریب بار زنده در معادلات فوق را برای تمامی کاربری هایی که دارای بار زنده کاهش نیافته کمتر از ۴/۸ کیلونیوتن می باشند می توان ۰/۵ در نظر گرفت. به استثنای گاراژها یا مناطقی که دارای امکان تجمع عمومی است. B: ضریبی که برای در نظر گرفتن محافظه کاری در مقاومت اسمی R_n می باشد که معمولاً برابر با ۱/۰ در نظر گرفته می شود. می توان آن را از معادله $R_n = 0.9R_{ne} / R_n$ نیز به دست آورد. S_{MS} : شتاب طیفی در پریودهای کوتاه مطابق با طیف شتاب طراحی MCE_R با میرایی ۵ درصد که برای سایت مورد نظر توسط ASCE7 ارائه شده است. E_M : اثرات زلزله با رویکرد مبتنی بر ظرفیت که مطابق با ظرفیت پلاستیک تلاش های DC محدود می شود. این مقدار می تواند توسط استانداردهای ACI318 و AISC341 یا اصول مکانیک جامدات با در نظر گرفتن اثرات مقاومت مورد انتظار مصالح و سخت شوندگی کرنشی نیز محاسبه شود. ϕ_s : ضریب کاهش مقاومت بر اساس ضوابط استانداردهای فولادی یا بتنی. R_n : مقاومت اسمی تلاش نیرو کنترل که بر اساس مقاومت مشخصه مصالح و استانداردهای ACI318 و AISC341 محاسبه می شود.

بنابراین رویکرد TBI2017 در محاسبه نیاز برش ستون های بتن آرمه، رویکرد مبتنی بر ظرفیت (مکانیسم ستونی) است. همچنین TBI2017 عنوان می کند به دلیل عدم امکان تعریف مکانیسم منحصربه فرد در دیوار پایه ها، استفاده از معادلات فوق برای محاسبه برش در این اجزا مجاز نیست. به عبارت دیگر طراحی برشی دیوار پایه ها مبتنی بر ظرفیت نبوده و باید از ترکیبات بار مربوط به آنها استفاده شود؛ زیرا تشدید دینامیکی به دلیل اثرات مودهای بالاتر باعث می شود مقدار برش در دیوار پایه بسیار بزرگ تر از مقادیر نظیر با معادلات فوق باشد.

به دلیل اثرات P-Delta و اثرات مودهای بالاتر، مقدار برش واقعی ستون بسیار بیشتر از مقدار نظیر با تسلیم خمشی در انتهای تیرهای متصل به ستون خواهد بود. لذا هنگام محاسبه نیاز برشی

در ستون های قاب های خمشی، نیروی برشی بایستی بر اساس تسلیم خمشی در هر دو انتهای ستون محاسبه شود.

۲-۱۰- محاسبه نیاز برشی ستون در طراحی عملکردی با رویکرد LATBSDC 2023

مطابق با راهنمای LATBSDC2023 تمامی تلاش ها کرنش ها، جابه جایی ها، دوران ها یا سایر تغییر شکل های ناشی از اعمال بارها یا تحریک ها) بایستی به صورت تغییر شکل کنترل یا نیرو کنترل طبقه بندی شوند. تلاش های نیرو کنترل بایستی مطابق با تعریف زیر به صورت بحرانی یا معمولی طبقه بندی شوند. تلاش های نیرو کنترل متعارف و طبقه بندی پیشنهادی برای هر کدام در جدول ۴ راهنمای LATBSDC2023 ارائه شده است (LATBSDC, 2023).

تلاش تغییر شکل کنترل: تلاشی که انتظار می رود تحت زلزله رفتار غیر خطی داشته باشد و ارزیابی چنین تلاش هایی بر اساس توانایی حفظ این رفتار است.

تلاش نیرو کنترل: تلاشی که انتظار نمی رود تحت زلزله رفتار غیر خطی داشته باشد و ارزیابی چنین تلاش هایی بر اساس مقاومت موجود (مقاومت در دسترس) است.

تلاش های بحرانی: یک تلاش نیرو کنترل که شکست آن احتمالاً منجر به فرو ریزش جزئی یا کلی در سازه می شود.

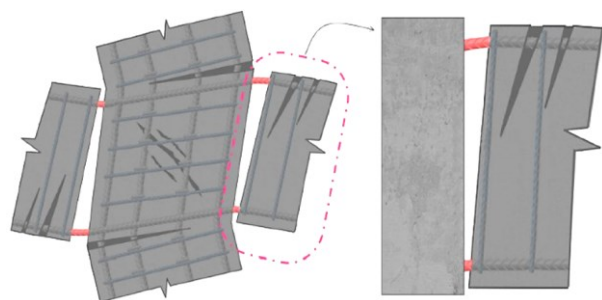
تلاش های معمولی: یک تلاش نیرو کنترل که شکست آن بعید است که منجر به فرو ریزش سازه ای شود. شکست این تلاش ها ممکن است منجر به فرو ریزش موضعی شود که نباید بیش از یک دهانه در یک طبقه را شامل شود.

برای حالاتی که یک مکانیسم تسلیم مشخص و واضح (همانند مکانیسم ستونی) باعث محدود شدن مقدار تلاش نیرو کنترل (بحرانی یا معمولی) می شود، کفایت تلاش نیرو کنترل ممکن است از طریق معادلات زیر ارزیابی گردد:

$$(1.2 + S_{VA})D + 1.0L + E_M \leq \phi_s R_n \quad (10)$$

$$(0.9 - S_{VA})D + E_M \leq \phi_s R_n \quad (11)$$

که پارامترهای آن مشابه با معادلات TBI2017 (بخش ۲-۹-۲



شکل (۱۹): پدیده ازدیاد طول در تیر بتن‌آرمه.

پلاستیک در محل مفصل پلاستیک

۲- افزایش طول غیرقابل برگشت در آرماتورهای فشاری دوران‌های غیرخطی بزرگ در محدوده مفاصل پلاستیک باعث ایجاد کرنش‌های کششی قابل ملاحظه در آرماتورهای طولی شده است.

در نهایت به دلیل بارگذاری چرخه‌ای، مفصل پلاستیک تیرهای بتنی دچار ازدیاد طول می‌شود (Peng et al., 2011a, b). حتی اگر به دلیل وجود ستون‌ها و سقف‌ها، در داخل تیر نیروی محوری فشاری تشکیل گردد با این وجود نیز تیر ازدیاد طول خواهد داشت (هرچند نسبتاً کمتر باشد). رفتار ازدیاد طول تیرهای بتن‌آرمه برای مفصل پلاستیک یک‌طرفه و معکوس شونده کاملاً متفاوت از یکدیگر است. در مراجع معتبر مشخص شده است که نیاز دورانی در مفاصل پلاستیک معکوس شونده بسیار کمتر از مفاصل یک‌طرفه است (Peng et al., 2013, Fenwick & Megget, 1993). مقدار افزایش طول غیرقابل برگشت در آرماتورهای فشاری، ناشی از دو عامل می‌باشد:

۱- همان‌طور که در شکل (۲۰) نشان داده شده است، هنگامی که ترک‌های مورب در یک مفصل پلاستیک ایجاد می‌شود، نیروی برشی مقطع تقریباً به‌طور کامل توسط نیروی کشش در آرماتورهای عرضی و نیروی فشاری قطری در جان تیر تحمل می‌شود. با در نظر گرفتن یک مقطع در محدوده مفصل پلاستیک می‌توان مشاهده کرد که نیروی کششی T ، با نیروی فشاری خمشی C و مؤلفه افقی نیروی فشاری مورب در تعادل می‌باشد. در نهایت نتیجه این است که در یک تیر

این مقاله) می‌باشند.

در راهنمای LATBSDC2023 نیز عنوان می‌شود به دلیل عدم امکان تعریف مکانیسم منحصربه‌فرد در دیوار پایه‌ها، استفاده از معادلات فوق برای محاسبه برش در این اجزا مجاز نیست. به عبارت دیگر طراحی برشی دیوار پایه‌ها مبتنی بر ظرفیت نبوده و باید از ترکیبات بار مربوط به آنها استفاده شود؛ زیرا تشدید دینامیکی به دلیل اثرات مودهای بالاتر باعث می‌شود مقدار برش در دیوار پایه بسیار بزرگ‌تر از مقادیر نظیر با معادلات فوق باشد. به دلیل اثرات P-Delta و اثرات مودهای بالاتر، مقدار برش واقعی ستون بسیار بیشتر از مقدار نظیر با تسلیم خمشی در انتهای تیرهای متصل به ستون خواهد بود. لذا هنگام محاسبه نیاز برشی در ستون‌های قاب‌های خمشی، نیروی برشی بایستی بر اساس تسلیم خمشی در هر دو انتهای ستون محاسبه شود.

بنابراین رویکرد راهنمای LATBSDC2023 در محاسبه نیاز برشی ستون‌های بتن‌آرمه، رویکرد مبتنی بر ظرفیت (مکانیسم ستونی) می‌باشد که می‌توان معادله زیر را برای آن ارائه داد:

$$V_e = (M_{pr})_{top} + (M_{pr})_{bot} / l_n \leq \phi_s \times \min[(V_n)_{lo}, (V_n)_{middle}] \quad (12)$$

V_e : نیاز برشی ستون، $(M_{pr})_{top}$: لنگر محتمل بخش بالایی ستون، $(M_{pr})_{bot}$: لنگر محتمل بخش پایینی ستون، l_n : طول ستون، ϕ_s : ضریب کاهش مقاومت، $(V_n)_{lo}$: مقاومت برشی اسمی ناحیه بحرانی ستون و $(V_n)_{middle}$: مقاومت برشی اسمی ناحیه میانی ارتفاع ستون (ناحیه خارج از بحرانی).

۳- پدیده ازدیاد طول تیرهای بتن‌آرمه و اثر آن در رفتار جانبی قاب‌های خمشی

ازدیاد طول تیر، پدیده‌ای است که در آن یک تیر در محدوده تشکیل مفصل پلاستیک خمشی، به‌صورت طولی کشیده می‌شود (Fenwick & Megget, 1993). همان‌طور که در شکل (۱۹) نشان داده شده است ازدیاد طول تیرهای بتن‌آرمه به‌صورت عمده ناشی از دو مورد زیر است:

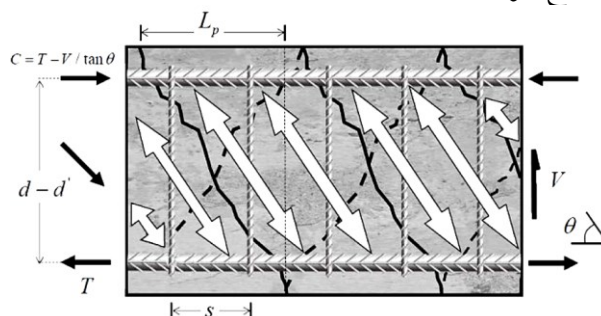
۱- کرنش کششی آرماتورهای طولی ناشی از دوران‌های

فشاری مقطع می شود (Peng et al., 2011a). در یک پژوهش آزمایشگاهی در نیوزیلند اثرات تعداد دهانه در ازدیاد طول تیرها مورد ارزیابی قرار گرفته است (McBride, 1995). مطابق با شکل (۲۲) ازدیاد طول تجمع شده باعث می شود در هر سه دهانه، ستون ها از یکدیگر دور شده و نیاز جابه جایی در ستون بیرونی افزایش یابد. علاوه بر آن، جابه جایی های مازاد در ستون ها باعث دوران بزرگ تر در تیرهای بیرونی نسبت به سایر تیرها می شود. با توجه به اینکه مقدار ازدیاد طول ارتباط مستقیم با میزان تیر دارد، لذا ازدیاد طول تیرهای بیرونی بیش از سایر تیرها می باشد.

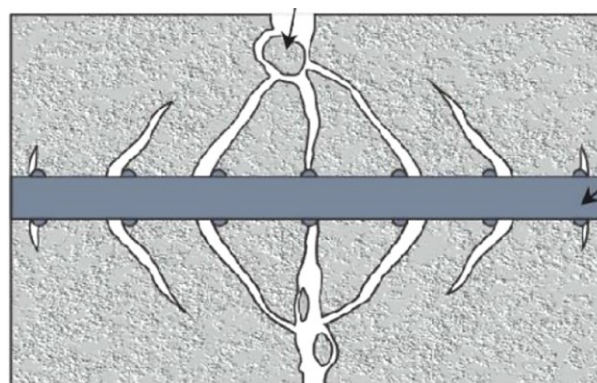
یک قاب دو طبقه نیز تحت بارگذاری چرخه ای غیر ارتجاعی در نیوزیلند مورد آزمایش قرار گرفت (Wuu, 1996). مطابق با شکل (۲۳)، ازدیاد طول در تیرهای بتنی در هر دو طبقه تأثیر می گذارد. ازدیاد طول تیرها در طبقه اول باعث می شود که تغییر شکل ستون های طبقه اول مطابق با خط قرمز رنگ بوده، در حالی که تیرهای طبقه دوم با عقب کشیدن ستون های نظیر و مهار تغییر شکل آنها باعث می شوند تغییر شکل ستون های طبقه دوم از خط آبی تبعیت کنند.

در اثر ازدیاد طول تیرها، بیشترین مقدار جابه جایی در ستون های طبقه اول رخ می دهد، به دلیل اینکه پای ستون های طبقه اول فیکس به فونداسیون بوده و با ازدیاد طول تیر، تکیه گاه پایینی ستون های طبقه اول نمی تواند فونداسیون را جابه جا کنند و به همین دلیل باعث حرکت بخش بالایی ستون می شوند و در اثر این حرکت، دوران قابل ملاحظه ای در ستون خارجی (گوشه) طبقه اول ایجاد می شود و احتمالاً در ستون های طبقه اول تسلیم خمشی به وجود می آید؛ بنابراین با اینکه قاب خمشی طراحی و فلسفه تیرضعیف - ستون قوی رعایت شده اما علاوه بر لنگر تیرها

بدون بار محوری، نیروی کششی خمشی همواره بیشتر از نیروی فشاری خمشی است. هنگامی که دوران ها معکوس بر مفصل پلاستیک اعمال می شود، تسلیم به میزان بیشتری در کشش نسبت به فشار رخ می دهد. در نتیجه ازدیاد طول بیشتر رخ خواهد داد.

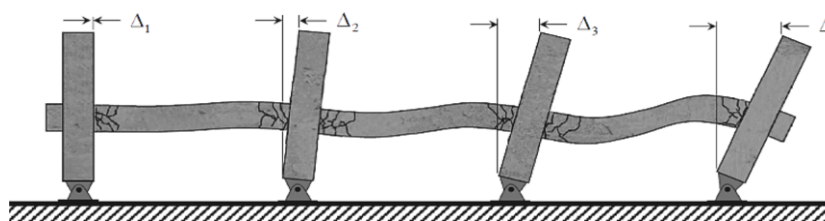


شکل (۲۰): تعادل نیروی کششی با نیروی فشاری خمشی و مؤلفه افقی نیروی فشاری مورب در محدوده مفصل پلاستیک خمشی.



شکل (۲۱): حرکت سنگ دانه ها و ممانعت از بسته شدن کامل ترک ها.

۲- مطابق با شکل (۲۱) تسلیم آرماتورهای طولی منجر به ایجاد ترک های عریض خمشی - برشی در ناحیه مفصل پلاستیک می شود. تغییر شکل برشی منجر به جابه جایی برخی از سنگ دانه ها در ترک ها می شود و این جابه جایی سنگ دانه ها باعث عدم بسته شدن کامل ترک ها در بارگذاری فشاری خواهد شد. این پدیده باعث حفظ کرنش کششی در بخش



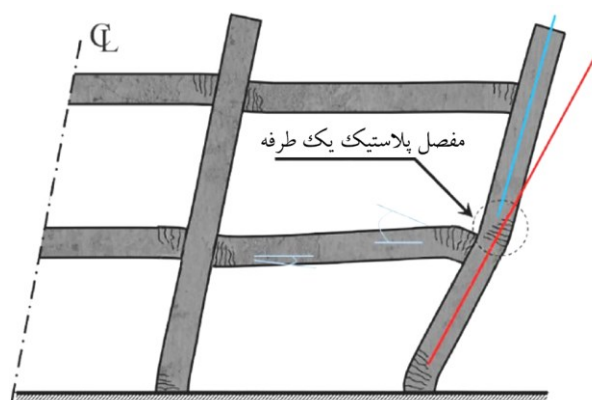
شکل (۲۲): بیشترین نیاز جابه جایی در ستون خارجی به دلیل ازدیاد طول تیر بتن آرمه.

به جای محاسبه مستقیم مقدار ازدیاد طول تیر، می‌توان اثر آن را با استفاده از طراحی ظرفیتی برش ستون (مکانیسم ستونی) در ستون‌هایی که بیشترین تأثیر را از آن می‌گیرند (همانند ستون‌های گوشه ساختمان)، لحاظ نمود.

در یک تحقیق آزمایشگاهی در کره جنوبی در سال ۲۰۲۳ به بررسی اثر پدیده ازدیاد طول تیر پرداخته شد (Kim et al., 2023). شکل (۲۴) در دریفت ۶ درصد برای قاب گرفته شده است. سیکل‌های سنگین زیادی به این قاب وارد شده است. به دلیل ایجاد نیروی محوری در تیر، لنگرهای وارده به سمت وجه خارجی ستون بیشتر از وجه داخلی ستون است. بنابراین در بارگذاری قاب به سمت + یا -، در هر صورت ترک خوردگی در وجه بیرونی ستون رخ می‌دهد. به همین دلیل می‌توان مفصل پلاستیک در ستون‌های بیرونی را از نوع یک‌طرفه طبقه‌بندی کرد. شکل (۲۵) پدیده ازدیاد طول تیر در قاب را نشان می‌دهد.

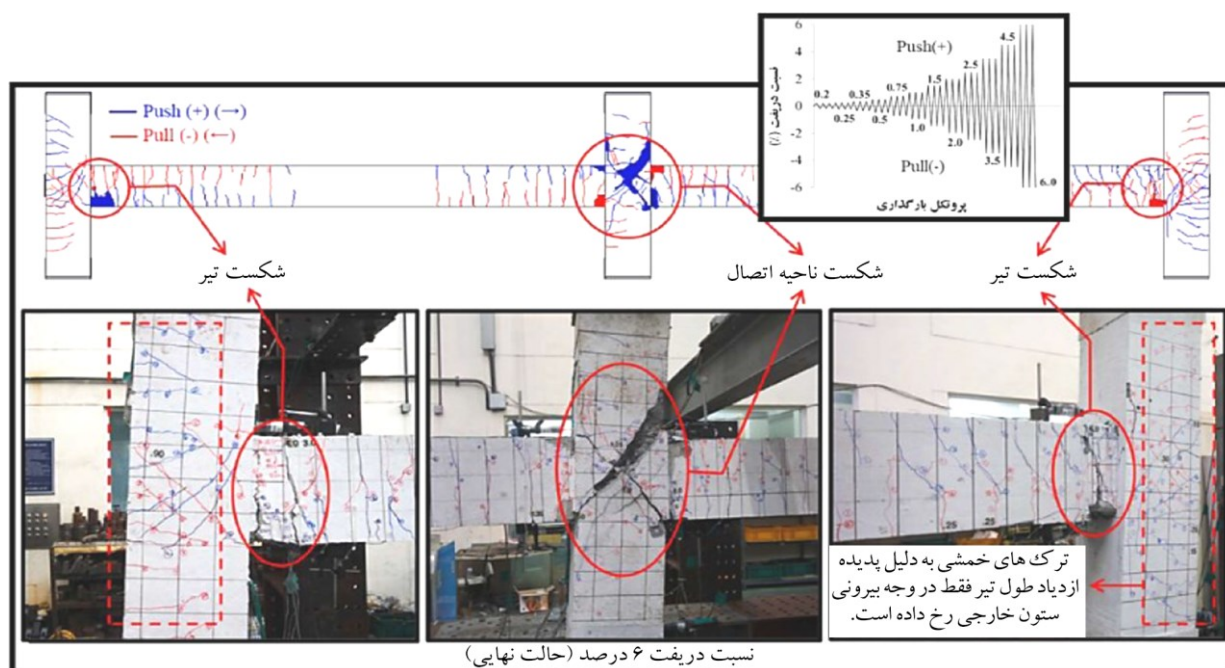
۴- مدل‌های مختلف برای برش طراحی ستون‌ها

ضعف‌های مدل‌های موجود برای تخمین نیروی برشی طراحی ستون‌های بتنی در قاب‌های خمشی ویژه محققین دانشگاه برکلی کالیفرنیا را بر آن داشت تا در یک تحقیق جامع



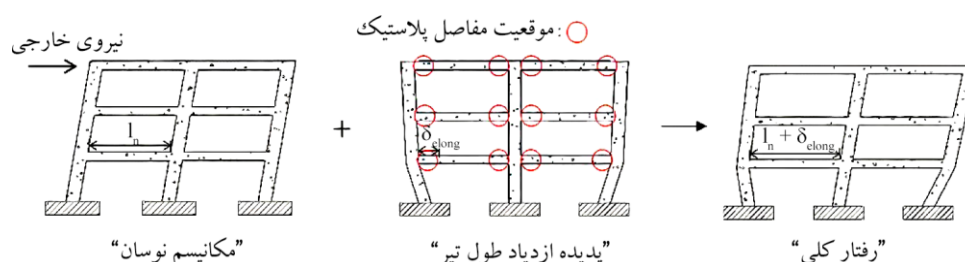
شکل (۲۳): اثر ازدیاد طول تیر بتن‌آرمه روی ستون‌های خارجی طبقه اول و دوم.

که می‌توانند به علت وجود نیروی محوری، دارای مقاومت خمشی بیشتری باشند، به دلیل ازدیاد طول و نیروی محوری مذکور نیز برش مازادی در ستون‌ها ایجاد خواهد شد که می‌تواند موجب تسلیم خمشی ستون‌ها شود. همچنین این برش مازاد می‌تواند باعث ازدیاد برش در چشمه اتصال هم شود (Fenwick et al., 2010). بزرگای مقدار طراحی ازدیاد طول در محدوده پلاستیک به کل دوران و میانگین بار محوری تحمل شده در زلزله طرح و یک‌طرفه بودن یا معکوس شونده بودن مفصل پلاستیک بستگی دارد (SNZ, 2006).

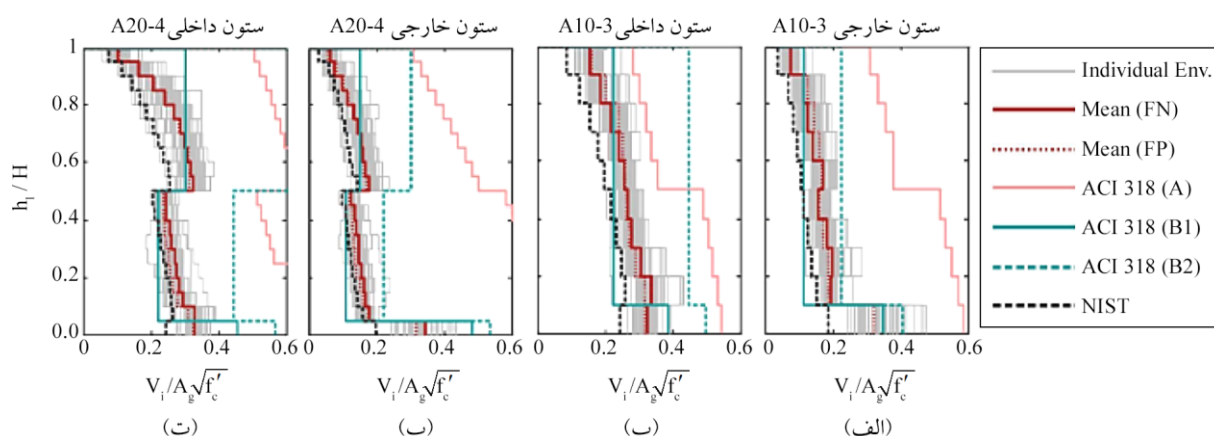


شکل (۲۴): محل تشکیل مفصل پلاستیک خمشی ستون‌ها در اثر ازدیاد طول تیر بتن‌آرمه.

به بررسی این موضوع پرداخته و یک مدل با جزئیات کامل برای پوشش ضعف مذکور ارائه دهند. این تحقیق در دو بخش آزمایشگاهی و عددی انجام شده است. بخش آزمایشگاهی مربوط به رفتار لرزه‌ای تیرهای بزرگ مقیاس برای ساختمان‌های بلند بوده و بخش عددی مربوط به تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی ساختمان‌های



شکل (۲۵): پدیده ازدیاد طول تیر.



شکل (۲۶): نمودارهای پوشش برش ستون‌ها بر اساس روش‌های مختلف محاسباتی.

جدول (۵): ابعاد المان‌ها و نسبت‌های آرماتور قاب (b: عرض، h: ارتفاع، ρ_l : نسبت آرماتور طولی).

ساختمان	بخش	تیر			ستون خارجی			ستون داخلی		
		ρ_l	b (اینچ)	h (اینچ)	b (اینچ)	h (اینچ)	ρ_l	b (اینچ)	h (اینچ)	ρ_l
A10-3	۱	۰/۰۰۷۸	۳۶	۲۴	۳۶	۳۶	۰/۰۱۷۱	۳۶	۳۶	۰/۰۱۷۱
	۲				۳۶	۳۶	۰/۰۱۱۰	۳۶	۳۶	۰/۰۱۱۰
A10-4	۱	۰/۰۰۷۱	۳۲	۲۴	۳۲	۳۲	۰/۰۱۵۴	۳۲	۳۲	۰/۰۱۸۵
	۲				۳۲	۳۲	۰/۰۱۱۷	۳۲	۳۲	۰/۰۱۵۴
A20-3	۱	۰/۰۰۶۴	۴۶	۲۸	۴۸	۴۸	۰/۰۱۵۱	۴۸	۴۸	۰/۰۱۲۳
	۲				۴۸	۴۸	۰/۰۱۱۰	۴۸	۴۸	۰/۰۱۱۰
	۳				۴۴	۴۴	۰/۰۱۱۴	۴۴	۴۴	۰/۰۱۴۷
	۴				۴۴	۴۴	۰/۰۱۰۰	۴۴	۴۴	۰/۰۱۴۷
A20-4	۱	۰/۰۰۹۲	۳۸	۲۴	۴۲	۴۲	۰/۰۲۰۲	۴۲	۴۲	۰/۰۱۵۹
	۲				۴۲	۴۲	۰/۰۱۲۵	۴۲	۴۲	۰/۰۱۲۵
	۳				۳۶	۳۶	۰/۰۱۲۲	۳۶	۳۶	۰/۰۲۱۶
	۴				۳۶	۳۶	۰/۰۱۲۲	۳۶	۳۶	۰/۰۲۱۶

نیز این روش را مردود اعلام کرده است.

روش B2 برای اغلب تحریک‌های زمین در تمامی ساختمان‌ها، تخمین‌های محافظه کارانه‌ای ارائه می‌دهد، لیکن برای ۴ طبقه ابتدایی از ساختمان ۱۰ طبقه ۳ دهانه، مقدار برش حاصل از چهار رکورد زلزله، بزرگ‌تر از حد برش ارائه شده توسط این روش است (شکل ۲۶-الف). برای چهار ساختمان مورد بررسی، زمانی که ظرفیت خمشی تیرها در ارتفاع ساختمان یکسان است روش B2 مقدار برش را در یک‌دوم بالایی ساختمان سه برابر بیشتر از نتایج تحلیل تخمین می‌زند. این تخمین بیش از حد، در ستون‌های داخلی ساختمان ۲۰ طبقه کاملاً مشهود است (شکل ۲۶-ت). همچنین برای تمامی ساختمان‌ها کاملاً واضح است که تخمین روش‌های B1 و B2 از الگوی برش ناشی از تحلیل تبعیت نکرده و یک الگوی پلکانی تقریباً یکنواخت دارد. با وجود محافظه کاری آشکار روش B2، این مدل در قاب‌های ساختمانی که ابعاد ستون‌هایشان یکسان نیست تخمین کمتر از واقعیت نیز دارد. مورد مذکور توسط سایر مراجع نیز تأیید می‌شود (Visnjic, 2014).

روش پیشنهادی توسط NIST در تمامی موارد، میانگین برش ستون را حداقل ۲۵ درصد کمتر از واقعیت تخمین می‌زند. با وجود این ضعف، از آنجایی که مبنای محاسبات این روش بر اساس تحلیل دینامیکی طیفی است؛ لذا الگوی پوش برش حاصل از این روش بیشترین تطابق را با الگوی پوش حاصل از تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی دارد. این الگو در سایر روش‌ها وجود ندارد (Visnjic et al., 2017).

علت اختلاف قابل ملاحظه برش در ستون‌های خارجی طبقه اول با سایر طبقات پدیده ازدیاد طول تیرها می‌باشد؛ که علاوه بر تشکیل مفصل پلاستیک در ستون‌های خارجی طبقه اول، نیروی محوری موجود در تیر نیز همانند یک برش مازاد روی ستون‌های مذکور عمل می‌نماید.

۴-۱- مدل پیشنهادی دانشگاه کالیفرنیا بر کلی

مشابه روند ارائه شده در راهنمای طراحی NIST، مدل

برای هر ساختمان، نمودارهای بالا به صورت مجزا، ستون‌های خارجی و داخلی در پلان را نشان می‌دهند. تمامی مقادیر نیروهای برشی به مقدار $A_g \sqrt{f'_c}$ نرمال شده است. A_g مساحت کل مقطع ستون و f'_c مقاومت فشاری بتن به مگاپاسکال می‌باشد. خطوط خاکستری، حداکثر برش مربوط به هر کدام از مؤلفه‌های زلزله در تحلیل غیرخطی می‌باشد. خطوط زرشکی نشان‌دهنده میانگین برش‌ها برای مؤلفه‌های عمود بر گسل (FN) و موازی با گسل (FP) است. علاوه بر این، مقادیر برش لرزه‌ای محاسبه شده بر اساس روش‌های محاسباتی ارائه شده در بخش‌های قبل نیز نشان داده شده است. پرواضح است که برش لرزه‌ای محاسبه شده توسط اغلب روش‌های رایج، نسبت به نتایج تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی (مقادیر برشی که به هنگام زلزله واقعی رخ می‌دهد) مقدار کمتری دارد.

تنها روش مستثنا از این الگو، محاسبات استاندارد ACI318-25 بر مبنای رویکرد تشکیل مفاصل پلاستیک در دو انتهای ستون‌ها است (ACI318(A)) که مطابق با شکل (۲۶)، به عنوان کران بالا برای مقادیر برش ستون‌هاست. این روش برای محاسبه برش لرزه‌ای در ستون داخلی ساختمان ۱۰ طبقه، نسبت به بقیه روش‌ها بهترین تخمین می‌باشد (شکل ۲۶-ب). لیکن در بخش پایینی این ساختمان مقدار تخمین توسط این روش برای ستون خارجی بسیار محافظه کارانه است. در ستون داخلی ساختمان ۲۰ طبقه (شکل ۲۶-ت) روش ACI318 (A) مقدار برش را بیش از چهار برابر نتایج تحلیل تاریخیچه زمانی برآورد می‌کند، این مقدار برای ستون خارجی ساختمان ۲۰ طبقه (شکل ۲۶-پ) بسیار بیشتر نیز می‌باشد. چون در طراحی معمول، ستون‌های خارجی نسبت به داخلی، مقاومت برشی کمتری نیاز دارند. این در حالی است که ستون‌های خارجی مذکور تحت بارهای فشاری ناشی از واژگونی، ظرفیت خمشی بزرگی را ایجاد می‌کنند.

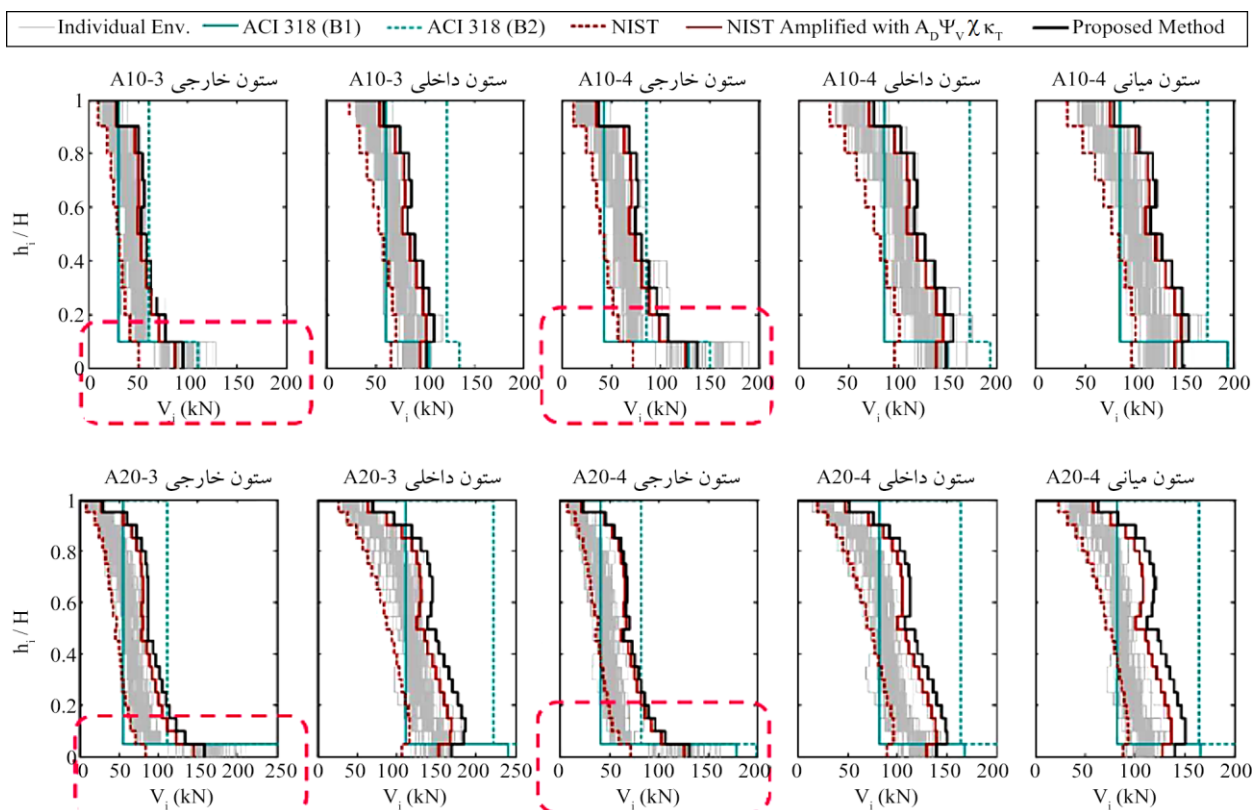
روش رایج B1 در ۷۰ درصد ارتفاع ابتدایی هر چهار ساختمان مقدار برش را بسیار کمتر از واقعیت محاسبه می‌کند؛ بنابراین بایستی از این روش، اکیداً اجتناب شود. همان‌طور که پیش‌تر نیز اشاره شد، راهنمای طراحی NIST GCR 16-917-40

تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی تقسیم برش پایه تحلیل دینامیکی طیفی که توسط ضریب اضافه مقاومت تشدید شده است، $\Psi_{v,i} = V_{i,NRHA} / (A_D \Omega V_{u,MRSA,i})$ ، ضریب تشدید دینامیکی در ارتفاع ساختمان به دلیل مؤلفه زلزله موازی با گسل و مؤلفه عمود بر گسل، χ_i ، ضریب اصلاح صدک، $V_{u,MRSA,i}$ ، برش ستون در طبقه i ام بر اساس تحلیل دینامیکی طیفی خطی، Ω ، برخلاف مدل NIST (2016) و NZS 3101-06 ضریب اضافه مقاومت ارائه شده توسط ویسنیچ و همکاران (Visnjic et al., 2017) برای تک-تک ستون‌ها به صورت مجزا محاسبه نمی‌شود، بلکه برای کل ساختمان ارائه می‌شود. ضریب اضافه مقاومت ساختمان در این روش بر اساس حاصل جمع اضافه مقاومت (M_{pr} / M_u) تمامی مفاصل پلاستیک تشکیل شده در مکانیسم ایده آل تیر ضعیف- ستون قوی محاسبه می‌شود. با استفاده از مدل تشدید برش، پوش برش طراحی برای همه ساختمان‌ها تحت زلزله طراحی با انتخاب صدک ۹۸ به صورت نمودارهای شکل (۲۷) به دست آمده است.

پیشنهادی برای تخمین برش لرزه‌ای طراحی ستون‌ها نیز، بر اساس تشدید پوش برش حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی^۹ می‌باشد تا مقادیر حاصله تطابق مناسبی با نتایج تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی داشته باشد (Moehle et al., 2016). NIST برای تشدید برش ستون صرفاً از ضریب اضافه مقاومت خمشی المان تیر استفاده می‌کند، لیکن در این مدل علاوه بر ضریب اضافه مقاومت از ضریب تشدید دینامیکی (به دلیل اثرات موده‌های بالاتر) و ضریب تغییرات آماری برای پاسخ تکرروردهای زلزله استفاده می‌شود. مدل پیشنهادی ویسنیچ و همکاران (Visnjic et al., 2017) برای برش طراحی ستون (V_e) در طبقه i ام به صورت زیر است:

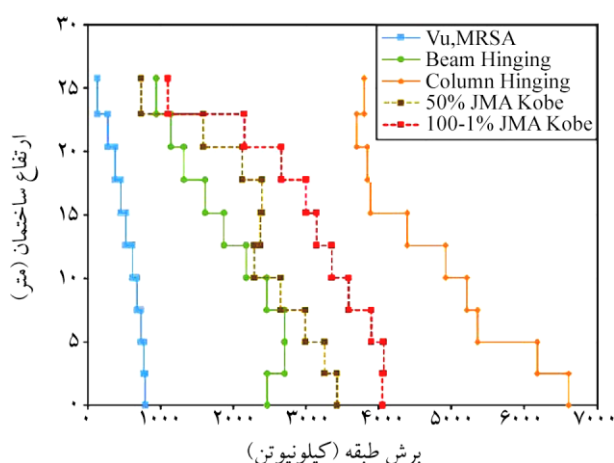
$$V_{e,e,i} = (\kappa_V)(\omega_{v,i})V_{e,MRSA,i} = (\kappa_V)(\Omega.A_D.\Psi_{v,i}.\chi_i)V_{u,MRSA,i} \quad (13)$$

κ_V : ضریب تأثیر موقعیت ستون در تشدید برش (ستون داخلی یا خارجی)، $\omega_{v,i} = f(\Omega.A_D.\Psi_{v,i}.\chi_i)$: ضریب تشدید برش طبقه، $A_D.\Psi_{v,i}$: ضرایب تشدید دینامیکی، $A_D = V_{base,NRHA} / (\Omega V_{u,MRSA})$: نسبت برش پایه میانگین در



شکل (۲۷) نمودارهای پوش برش ستون‌ها بر اساس روش‌های مختلف محاسباتی (مقدار برش در ستون‌های خارجی طبقه اول بسیار زیاد می‌باشد).

در شکل (۲۹) نیروهای برشی طبقات در راستای قابی ساختمان نشان داده شده است. در این نمودار علاوه بر برش حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی ($V_{u,MRSA}$)، برش حاصل از مکانیسم تیرها و مکانیسم ستون‌ها مطابق با ضوابط ACI318-25 نیز نشان داده شده است. مقدار برش ستون‌ها با فرض مکانیسم تیرها، بر اساس مقاطع T شکل در تیرها مطابق با ضابطه عرض مؤثر استاندارد ACI318-25 محاسبه شده است ($I_n/8$). نتایج ارائه شده در این شکل نشان می‌دهد که نیاز برشی ستون‌ها بر اساس استاندارد ACI318-25 ($V_{e,ACI}$) توسط مکانیسم تیرها کنترل می‌شود (مکانیسم تیر کوچک‌تر از مکانیسم ستون و بزرگ‌تر از برش حاصل از تحلیل ارتجاعی است). همان‌طور که مشاهده می‌شود مقدار برش حاصل از مکانیسم تیرها به‌صورت قابل ملاحظه کمتر از برش نظیر با مکانیسم ستون‌ها می‌باشد.



شکل (۲۹): نیروهای برشی طبقات بر اساس روش‌های مختلف در راستای قابی ساختمان ۱۰ طبقه بتن‌آرمه روی میز لرزه E-Defense ژاپن.

۴-۲-۱- رویکرد ACI 318-25

مطابق با شکل (۲۹)، مقادیر برش طبقات در مقدار حداکثر نسبت دریافت، بر اساس میانگین شتاب‌های اندازه‌گیری شده طبقات (شتاب‌های نظیر با حداکثر نسبت‌های دریافت رخ داده) در طی انجام تست برای هر دو تحریک ۵۰ درصد ($V_{e,50\%}$) و ۱ تا ۱۰۰ درصد ($V_{e,100\%-1}$) زلزله کوبه ترسیم شده است.

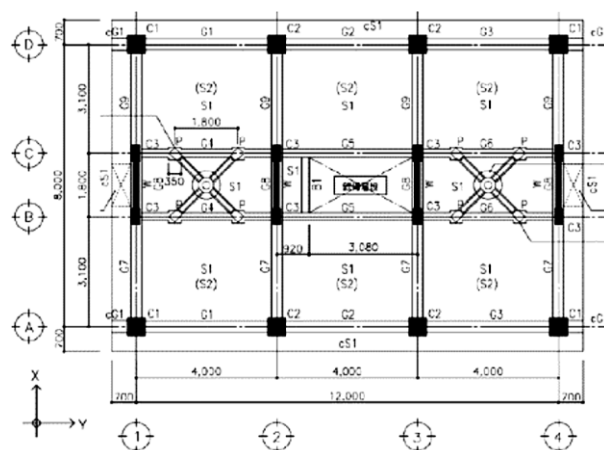
مقایسه مدل مکانیسم تیرها با نتایج حاصل از رکورد زلزله ۱ تا ۱۰۰ درصد نشان می‌دهد که نیاز برشی حاصل از استاندارد

علاوه بر مدل NIST که قبلاً تشریح شد، مدل پیشنهادی با استفاده از ضرایب تشدید $A_D \Psi_V \chi_{KV}$ تشدید شده و خروجی آن در شکل (۲۷) ترسیم شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود مدل پیشنهادی ویسنیچ و همکاران (Visnjic et al., 2017) در اکثر موارد برش محافظه کارانه‌ای ارائه می‌کند. همچنین مدل دارای ضرایب اصلاحی NIST سطح محافظه کارانه قابل مقایسه‌ای را ارائه می‌دهد. هر دو مدل پیشنهادی ویسنیچ و همکاران (Visnjic et al., 2017) و اصلاحی NIST تخمین کمتری برای ستون‌های خارجی همکف ارائه می‌کنند؛ چون این دو مدل توانایی شبیه‌سازی ازدیاد طول تیرها را ندارند. بنابراین برای ستون‌های خارجی همکف پیشنهاد می‌شود از روش ACI (A) 318 استفاده شود (Visnjic et al., 2017).

۴-۲-۲- ارزیابی رویکردهای مختلف محاسبات برش طراحی

ستون‌ها

در سال ۲۰۲۳ پژوهشی با هدف ارزیابی ضوابط ACI318-25 برای قاب‌های خمشی ویژه و دیوارهای سازه‌ای ویژه با استفاده از داده‌های آزمایشگاهی مربوط به ساختمان بتن‌آرمه ۱۰ طبقه روی میز لرزه E-Defense توسط اونال و همکاران (Unal et al., 2023) انجام شد. شکل (۲۸) پلان ساختمان و وضعیت سیستم باربر جانبی در دو راستا را نشان می‌دهد. ابعاد به میلی‌متر هستند.



شکل (۲۸): پلان ساختمان بتن‌آرمه ۱۰ طبقه (قاب خمشی در راستای Y) آزمایش شده روی میز لرزه E-Defense ژاپن.

تیرهای داخلی تسلیم شده است، باعث افزایش ۱۰ درصد در ظرفیت لنگر خمشی تیرها می شود. بنابراین استفاده از $I_n/4$ برای محاسبه نیاز برشی ستون ها با مدل مکانیسم تیرها، به صورت متوسط نسبت $V_{e.c.100\%-1} / V_{e.c.ACI}$ را از ۱/۶۲ به ۱/۴۷ کاهش می دهد (Unal et al., 2023).

۲-۲-۴- رویکردهای NIST (2016) و استاندارد NZS 3101-06

نیوزیلند

نیاز برشی در ستون های بتن آرمه بر اساس NIST (2016) و NZS 3101-06 نیز محاسبه شده است. در هر دو رویکرد (به غیر از ستون های طبقه اول) نیاز برشی در ستون ها بر اساس تشدید برش حاصل از تحلیل ارتجاعی (V_u) مطابق با معادله زیر انجام می شود:

$$V_{e.c} = \omega_v \times \Omega_v \times V_u \quad (20)$$

که در آن، $V_{e.c}$ نیاز برشی طراحی ستون های بتن آرمه، ω_v ضریب تشدید دینامیکی و Ω_v ضریب اضافه مقاومت است. ضریب اضافه مقاومت در هر دو رویکرد معرفی شده، بر اساس نسبت مقاومت خمشی محتمل به مقاومت خمشی طراحی المان های تسلیم شونده در بالا و پایین ستون است (M_{pr}/M_u) شکل (۳۰) نحوه محاسبه برش در دو مرجع مذکور را نشان می دهد.

ACI318-25 به طور قابل ملاحظه تخمین کمتر از واقعیت دارد. مقدار میانگین نسبت $V_{e.c.100\%-1} / V_{e.c.ACI}$ برای کل طبقات برابر با ۱/۶۲ بوده و مقدار حداقل این نسبت در طبقه پنجم برابر ۱/۴۴ و مقدار حداکثر آن در طبقه هشتم و برابر با ۲/۰ است (Unal et al., 2023).

$$\text{Average}(V_{e.c.100\%-1} / V_{e.c.ACI}) = 1.62 \quad (14)$$

$$\text{Max}(V_{e.c.100\%-1} / V_{e.c.ACI}) = 2.0 \quad (15)$$

$$\text{Min}(V_{e.c.100\%-1} / V_{e.c.ACI}) = 1.44 \quad (16)$$

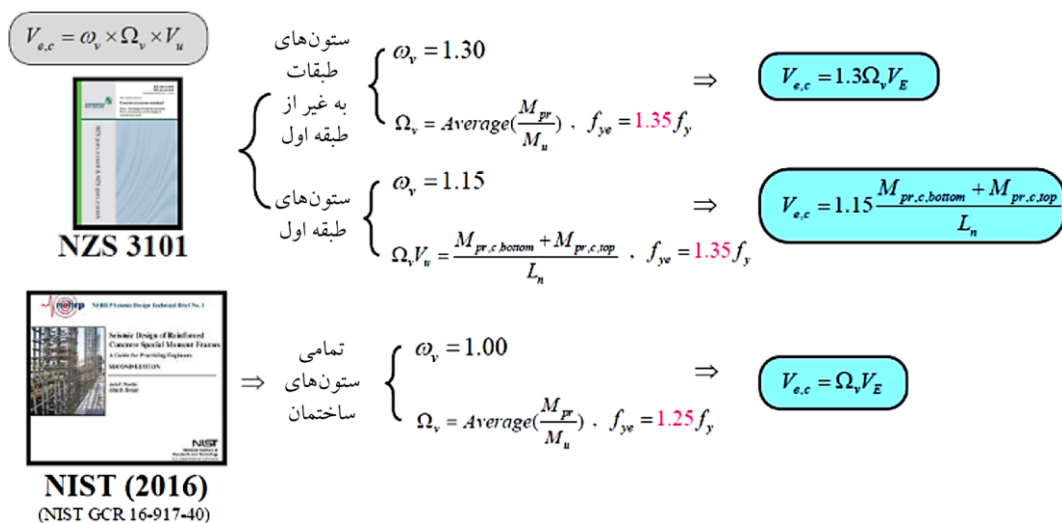
اختلاف بین نتایج تست و استاندارد ACI318-25 در تحریک ۵۰ درصد کمتر است. حداکثر مقدار نسبت $V_{e.c.50\%-1} / V_{e.c.ACI}$ در طبقه هشتم رخ داده و برابر با ۱/۶۱ بوده و کمترین مقدار این نسبت در طبقه پنجم رخ داده و برابر با ۱/۰۵ است. مقدار میانگین نسبت $V_{e.c.50\%-1} / V_{e.c.ACI}$ برای کل طبقات نیز برابر با ۱/۲۴ است (Unal et al., 2023).

$$\text{Average}(V_{e.c.50\%-1} / V_{e.c.ACI}) = 1.24 \quad (17)$$

$$\text{Max}(V_{e.c.50\%-1} / V_{e.c.ACI}) = 1.61 \quad (18)$$

$$\text{Min}(V_{e.c.50\%-1} / V_{e.c.ACI}) = 1.05 \quad (19)$$

با توجه به موارد ذکر شده این مرجع در ارتباط با عرض مؤثر تیرهای T شکل، افزایش عرض مؤثر بال تیر از مقدار $I_n/8$ به مقدار $I_n/4$ ، که این مقدار، متوسط نسبت برای



شکل (۳۰): نحوه محاسبه برش طراحی ستون ها در استاندارد نیوزیلند NZS3101 و راهنمای NIST (2016).

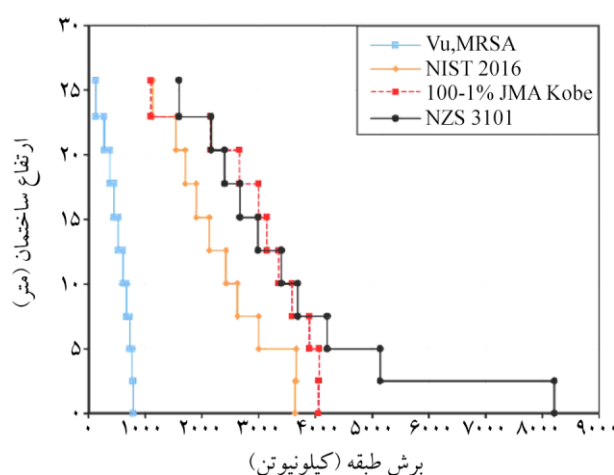
رویکرد ارائه شده توسط NZS 3101-06 به دلیل استفاده از عدد ۱/۳۰ برای تشدید دینامیکی و مقدار بزرگ‌تر اضافه مقاومت در آرماتورهای طولی برای محاسبه M_{pr} ، به‌طور منطقی با نتایج تست انطباق دارد. نیاز برشی طبقه اول مطابق با NZS 3101-06 به دلیل استفاده از مکانیسم ستونی برای تمامی ستون‌های طبقه اول و مقدار ۱/۱۵ برای تشدید دینامیکی، بزرگ‌تر از نتایج تست است؛ زیرا نتایج تاریخچه زمانی Visnjic et al. (2017) و میز لرزه E-Defense نشان می‌دهد فقط در ستون‌های خارجی طبقه اول اختلاف برشی زیادی وجود داشته و نیاز به مکانیسم ستونی کامل می‌باشد. احتمالاً در ستون‌های داخلی و میانی طبقه اول اگر مدل مکانیسم در پای ستون‌ها و تیرهای بالایی ستون‌ها و برای ستون‌های خارجی (گوشه) ساختمان مدل مکانیسم ستونی کامل در نظر گرفته شود نتایج به واقعیت نزدیک‌تر خواهد بود.

تسلیم در بخش بالایی ستون‌های طبقه اول در رویکرد NZS 3101-06 به دلیل ازدیاد طول تیرهای سقف اول (مکانیسم تیرها در سقف اول) و تحمیل تغییرشکل‌های مازاد به ستون‌ها مورد نیاز است (و احتمالاً برای ستون‌های غیر از گوشه، محافظه کارانه است)، استاندارد NZS 3101-06 عنوان می‌کند که پای ستون‌های طبقه اول فیکس به فونداسیون بوده و ازدیاد طول سقف اول باعث تحمیل تسلیم به بخش بالایی ستون نیز خواهد شد.

بر اساس نتایج، استفاده از ضریب تشدید دینامیکی در ACI 318 بایستی در نظر گرفته شود. مقدار ضریب تشدید دینامیکی ۱/۴ پیشنهاد می‌شود. برای طبقات اول و آخر مقدار کمتر ولی محافظه کارانه ۱/۱۵ پیشنهاد می‌شود (تا زمانی که مطالعاتی بیشتر در دسترس باشد). با تقسیم نیاز برشی NZS 3101 برای ستون‌های طبقات به غیر از طبقه اول، به نیاز برشی NIST (2016) خواهیم داشت:

$$\frac{1.30 \Omega_{V,NZS} V_E}{\Omega_{V,NIST} V_E} = 1.3 \frac{\Omega_{V,NZS}}{\Omega_{V,NIST}} = 1.3 \frac{M_{pr,NZS} / M_u}{M_{pr,NIST} / M_u} = 1.3 \frac{M_{pr,NZS}}{M_{pr,NIST}} = 1.3 \frac{1.35}{1.25} = 1.4 \quad (22)$$

برش طبقات بر اساس حاصل جمع برش ستون‌ها مطابق با هر دو رویکرد (2016) NIST و NZS 3101-06 در شکل (۳۱) ترسیم شده است. برش دینامیکی طیفی طبقات مربوط به $V_{u,MRSA}$ ، بر اساس طیف پاسخ زلزله 100%-1 JMA-Kobe با احتساب میرایی ۵ درصد محاسبه شده است. برش طبقات برای نتایج آزمایشگاهی که با خطوط قرمز نشان داده شده است بر اساس شتاب طبقات ثبت شده در تحریک 100%-1 JMA-Kobe محاسبه شده است (Unal et al., 2023).



شکل (۳۱): نیروهای برشی طبقات بر اساس روش‌های مختلف در راستای قابی ساختمان ۱۰ طبقه بتن‌آرمه روی میز لرزه E-Defense ژاپن.

مقایسه نتایج در شکل بالا نشان می‌دهد که NIST (2016)، مقادیر برش را به‌صورت قابل ملاحظه کمتر از نتایج آزمایشگاهی تخمین می‌زند. مقدار متوسط نسبت نتایج تست تقسیم بر محاسبات NIST (2016)، در تمامی طبقات به غیر از طبقه اول و آخر برابر با ۱/۴۰ می‌باشد (Unal et al., 2023).

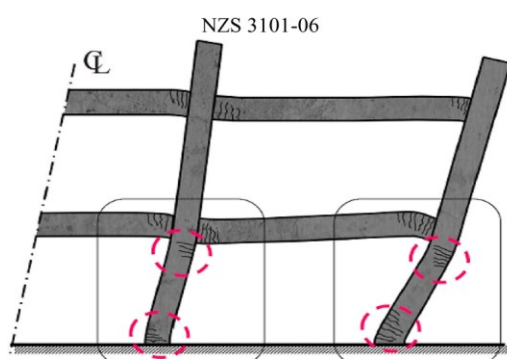
$$\text{Average}(V_{e,c.100\%-1} / V_{e,c.NIST}) = 1.40 \quad (21)$$

برای ستون‌های طبقه اول، مقدار ضریب اضافه مقاومت با محاسبه متوسط نسبت M_{pr} / M_u ، با فرض مکانیسم ستون در پای ستون و مکانیسم تیر در بالای ستون محاسبه شده است. این رویکرد برای طبقه اول باعث می‌شود نتایج مدل NIST (2016) به نتایج آزمایشگاهی نزدیک‌تر شود. در طبقه آخر به دلیل مقدار بسیار بالای اضافه مقاومت تیرها، نتایج مدل NIST (2016) بسیار شبیه به نتایج تست است.

و برش حاصل از مدل ویسنیچ و همکاران (Visnjic et al., 2017) بر اساس مقادیر میانگین و میانگین به علاوه یک انحراف معیار در شکل (۳۴) ترسیم شده است. نتایج حاصل از مقادیر میانگین این مدل اندکی کمتر از نتایج تست و مدل میانگین به علاوه انحراف معیار اندکی بیشتر از نتایج تست تخمین می‌زند.

۵- برش دوطرفه در ستون‌های بتن آرمه

اجزای بتن آرمه مانند ستون‌ها و تیرها، ممکن است در معرض برش دو محوره قرار گیرند. برای مقاطع دایره‌ای بتن آرمه متقارن، مقاومت برشی اسمی یک طرفه حول هر محوری یکسان است؛ بنابراین هنگامی که یک مقطع دایره‌ای تحت تأثیر نیروی برشی در راستای دو محور مرکزی قرار می‌گیرد، می‌توان مقاومت برشی را با مقدار برآیند نیروی برشی وارده ارزیابی نمود.



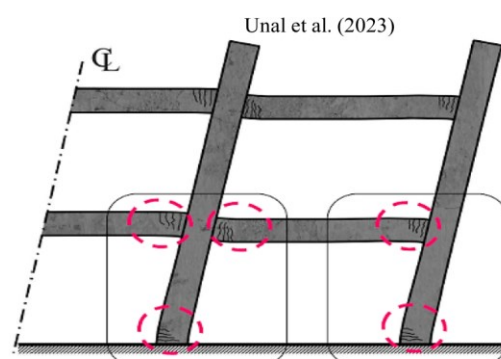
نیاز برشی ستون‌های طبقه اول بر اساس NZS 3101-06 با مکانیزم کامل ستون‌ها به دست می‌آید.

$$V_{e,c} = 1.15 \frac{M_{pr,c,bottom} + M_{pr,c,top}}{L_n}, f_{ye} = 1.35 f_y$$

نیاز برشی ستون‌ها بر اساس رویکردهای استاندارد نیوزیلند NZS 3101-06 و مطالعات اونال و همکاران (Unal et al., 2023) در شکل‌های (۳۲) و (۳۳) نشان داده شده است.

۴-۲-۳- رویکرد محاسبه نیاز برشی ستون‌ها بر اساس مطالعات پژوهشگران دانشگاه کالیفرنیا برکلی

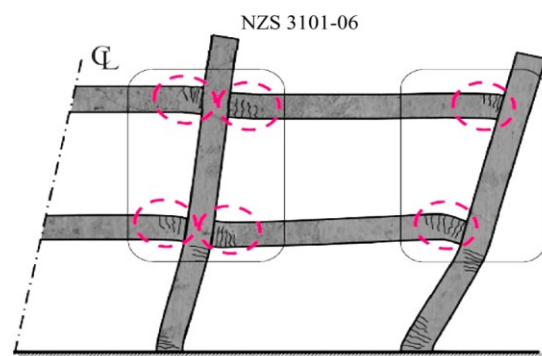
رویکرد بعدی بر اساس مطالعات ویسنیچ و همکاران (Visnjic et al., 2017) بوده و نیاز برشی طبقات بر اساس این مدل محاسبه شده و با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است. این مدل بر اساس نتایج تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی چهار ساختمان ۱۰ و ۲۰ طبقه، با سه یا چهار دهانه توسعه داده شده است (A10-3, A10-4, A20-3, A20-4). برش طبقات تحلیل دینامیکی طیفی، برش نتایج تست بر اساس 100%-1 زلزله کوبه



نیاز برشی ستون‌های طبقه اول و آخر بر اساس Unal et al. (2023) با مکانیزم ترکیبی ستون و تیر به دست می‌آید.

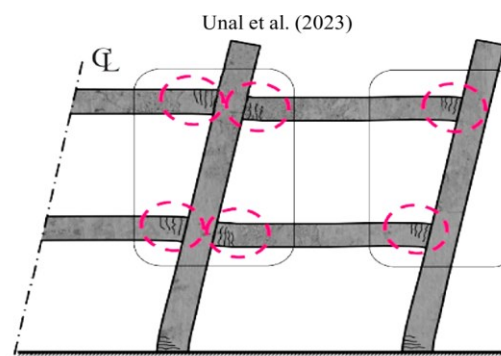
$$V_{e,c} = 1.15 \Omega_v V_E, f_{ye} = 1.25 f_y$$

شکل (۳۲): نحوه محاسبه برش طراحی ستون‌های طبقه اول و آخر بر اساس دو رویکرد استاندارد نیوزیلند NZS 3101-06 و تحقیقات (Unal et al., 2023).



نیاز برشی ستون‌های سایر طبقات بر اساس NZS 3101-06 با مکانیزم کامل تیرها به دست می‌آید.

$$V_{e,c} = 1.35 \Omega_v V_E, f_{ye} = 1.35 f_y$$



نیاز برشی ستون‌های سایر طبقات بر اساس Unal et al. (2023) با مکانیزم کامل تیرها به دست می‌آید.

$$V_{e,c} = 1.4 \Omega_v V_E, f_{ye} = 1.25 f_y$$

شکل (۳۳): نحوه محاسبه برش طراحی ستون‌های سایر طبقات بر اساس دو رویکرد استاندارد نیوزیلند NZS 3101-06 و تحقیقات (Unal et al., 2023).

در صورتی که مقادیر (الف) و (ب) (روابط ۲۲ و ۲۳) بزرگ‌تر از ۰/۵ باشند، اگر شرط زیر برقرار شود همچنان می‌توان از اندرکنش نیروهای برشی دوطرفه صرف نظر نمود:

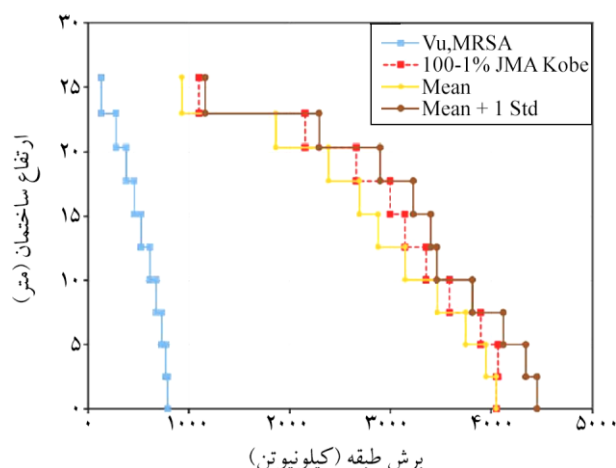
$$\frac{V_{u,x}}{\phi V_{n,x}} + \frac{V_{u,y}}{\phi V_{n,y}} \leq 1.5 \quad (25)$$

۶- نتیجه‌گیری

هدف طراحی لرزه‌ای در استانداردهای مطرح دنیا برای ساختمان‌های با اهمیت متوسط از جمله ساختمان‌های مسکونی «حفاظت» از جان انسان‌ها بوده در حالی که در استاندارد ۲۸۰۰ ایران، «تلفات جانی» حداقل پذیرفته شده است.

در طراحی ستون‌ها برای رسیدن به مود شکست مطلوب خمشی بایستی تمامی تلاش‌های مؤثر بر رفتار المان را مدنظر قرار داد. نوع مکانیسم تیرها نیز شامل مفصل معکوس‌شونده یا غیرمعکوس‌شونده و اثر ازدیاد طول تیرهای بتن‌آرمه، بر مقدار تلاش‌های وارده به ستون اثرگذار است. سایر پارامترهای مهم برای تحقق رفتار خمشی در ستون‌های بتن‌آرمه، اضافه مقاومت‌ها و تشدید دینامیکی برش به دلیل مودهای بالاتر می‌باشد. عدم اعمال موارد مذکور در طراحی‌های متعارف سازه، منجر به تغییر مود شکست ستون‌ها به خمشی - برشی و یا حتی برشی شده و رفتار کلی سازه را تغییر داده و احتمال فروریزش در قاب‌های خمشی را بالا می‌برد.

رعایت ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی الزاماً به معنی عدم تسلیم خمشی ستون‌ها در روند باربری لرزه‌ای نیست. مشارکت آرماتورهای دال در افزایش مقاومت خمشی منفی تیر موجب افزایش لنگر خمشی ستون شده و در نهایت تسلیم ستون را نتیجه می‌دهد. اضافه مقاومت تیرها علاوه بر اینکه منجر به تسلیم ستون خواهد شد، مقدار نیروی برشی ستون‌ها را نیز افزایش می‌دهد. حتی اگر اضافه مقاومت خمشی در تیرها ناچیز باشد (که معمولاً چنین نیست) به دلیل تغییرات لحظه‌ای در الگوی بار جانبی ساختمان در روند بارگذاری واقعی زلزله، تسلیم خمشی ستون‌ها در ارتفاع ساختمان گریزناپذیر است؛ مگر اینکه ستون‌ها به‌صورت قابل ملاحظه قوی‌تر از تیرها باشند.



شکل (۳۴): نیروهای برشی طبقات بر اساس روش‌های محاسباتی دینامیکی طیفی، میانگین و میانگین به‌علاوه یک انحراف معیار از مطالعات دانشگاه برکلی در راستای قابی ساختمان ۱۰ طبقه بتن‌آرمه روی میز لرزه E-Defense ژاپن تحت تحریک ۱۰۰ درصد زلزله کوبه.

با این وجود برای مقاطع مستطیلی و سایر مقاطع، محاسبه مقاومت برشی اسمی یک‌طرفه در امتداد محور برش پیچیده است. آزمایش‌ها و نتایج تحلیلی برای ستون‌ها نشان داده‌اند که برای بارگذاری برشی دومحوره، مقاومت برشی از یک نمودار اندرکنش بیضوی پیروی می‌کند که نیاز به محاسبه مقاومت برشی اسمی یک‌طرفه در امتداد دو جهت متعامد دارد. محاسبات نیروی برشی به‌صورت مستقل در امتداد هر محور مرکزی می‌تواند در خلاف جهت اطمینان باشد؛ بنابراین اندرکنش خطی، اثرات برش دو محوری را محاسبه می‌نماید (ACI, 2025).

اگر یکی از شروط (الف) یا (ب) وجود داشته باشد، می‌توان از اندرکنش نیروهای برشی که در امتداد محورهای متعامد عمل می‌کنند، صرف نظر کرد.

$$\frac{V_{u,x}}{\phi V_{n,x}} \leq 0.5 \quad (23) \text{ (الف)}$$

$$\frac{V_{u,y}}{\phi V_{n,y}} \leq 0.5 \quad (24) \text{ (ب)}$$

$V_{u,x}$: نیاز برشی ستون در راستای x

$V_{n,x}$: مقاومت برشی اسمی ستون در راستای x

$V_{u,y}$: نیاز برشی ستون در راستای y

$V_{n,y}$: مقاومت برشی اسمی ستون در راستای y

ϕ : ضریب کاهش مقاومت

بتن آرمه قاب خمشی با شکل پذیری متوسط حداقل مقدار بین مکانیسم ستونی (با استفاده از لنگر اسمی M_n به جای لنگر محتمل M_{pr}) و برش حاصل از زلزله شدید یافته و برای محاسبه نیاز برشی ستون‌های بتن آرمه قاب خمشی با شکل پذیری ویژه حداقل مقدار بین مکانیسم ستونی (با استفاده از لنگر محتمل M_{pr}) و مکانیسم تیری، در صورت بزرگ‌تر بودن از مقدار برش حاصل از تحلیل ارتجاعی را تجویز می‌نماید.

استاندارد سازه‌های بتن آرمه چین GB50011 و ژاپن AIJ، هردو از مکانیسم ستونی برای محاسبه نیاز برشی ستون‌های بتن آرمه استفاده می‌نمایند.

استاندارد سازه‌های بتن آرمه نیوزیلند NZS3101 برای ستون‌های بتن آرمه قاب خمشی با رده شکل‌پذیری محدود و شکل‌پذیر استفاده از مکانیسم ستونی برای طبقه همکف و شدید برش حاصل از تحلیل ارتجاعی با ضرایب اضافه مقاومت و شدید دینامیکی برای سایر طبقات را تجویز می‌نماید.

استاندارد طراحی لرزه‌ای اروپا Eurocode8 برای ستون‌های بتن آرمه قاب خمشی با کلاس شکل‌پذیری متوسط و زیاد وابسته به اولویت تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرها یا ستون‌ها، استفاده از طراحی ظرفیتی برای محاسبه نیروی برشی ستون‌ها را تجویز می‌نماید.

نتایج مطالعات آزمایشگاهی و عددی در سیستم قاب‌های خمشی ویژه نشان می‌دهد که برش طراحی ستون‌ها در تحلیل دینامیکی طیفی بسیار کمتر از واقعیت بوده و همچنین مقدار برشی که از مکانیسم شدن تیرها در طراحی ستون‌ها محاسبه می‌شود، مستقل از روش انتخابی برای توزیع لنگر خمشی تیرها بین ستون‌های متصل به گره اتصال، کاملاً اشتباه بوده و بایستی اجتناب شود. لیکن روش‌های پیشنهادی برای برش طراحی ستون‌های مذکور تقریباً شبیه به روند محاسبه برش طراحی دیوارهای برشی بوده که شامل ضریب شدید اضافه مقاومت، ضریب شدید دینامیکی به علاوه اثرات موقعیت ستون است.

در اثر ازدیاد طول تیرها، بیشترین مقدار جابه‌جایی در ستون‌های طبقه اول رخ می‌دهد، به دلیل اینکه پای ستون‌های

مقدار لنگر تسلیم ستون وابسته به مقدار نیروی محوری ستون است؛ بنابراین مقدار برش طراحی ستون‌های بتن آرمه وابسته به حداکثر نیروی محوری محتمل ستون خواهد بود.

فروریزش ساختمان‌های قاب خمشی با ارتفاع بیشتر، در دریافت‌های نسبتاً پایین‌تری رخ می‌دهد. همچنین احتمال فروریزش در قاب‌های خمشی بتن آرمه وابستگی بسیاری به نسبت مقاومت ستون به تیر دارد. با افزایش نسبت مقاومت ستون به تیر، احتمال فروریزش در قاب‌های خمشی کاهش می‌یابد.

با بالا رفتن نسبت نیاز برشی به مقاومت برشی در ستون‌های بتن آرمه، احتمال فروریزش به صورت قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد.

مطابق با استاندارد ASCE 7-22 و نسخه‌های قبلی، استفاده از سیستم قاب خمشی بتن آرمه متوسط در سراسر ایران غیرمجاز است. لیکن استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، این سیستم را تا ارتفاع ۳۵ متر در سراسر ایران مجاز می‌داند. به دلیل احتمال فروریزش بالای این سیستم تحت سطوح خطر ۱ و ۲، پیشنهاد می‌شود این سیستم از ویرایش پنجم استاندارد ۲۸۰۰ به طور کامل حذف شود.

استاندارد طراحی سازه‌های بتن آرمه چین عدد ۱.۵ تا ۱.۷، استاندارد نیوزیلند عدد ۱.۷ و استاندارد اروپا عدد ۱.۳ را به عنوان حد مقاومت ستون به تیر تجویز می‌نمایند.

مطابق با پژوهش‌های گسترده گالانیس و همکاران Galanis et al. (2015) و ارزیابی‌های ATC 78، احتمال فروریزش در قاب‌های خمشی بتن آرمه ویژه بیش از ۸ طبقه، فراتر از حد مجاز است. استاندارد طراحی ساختمان‌های بتن آرمه چین GB 50011-2010 حداکثر ارتفاع مجاز این سیستم در مناطق با لرزه‌خیزی بسیار زیاد را به ۲۴ متر محدود می‌کند. لیکن استاندارد ۲۸۰۰ حداکثر ارتفاع مجاز این سیستم را تا ۲۰۰ متر مجاز می‌داند. پیشنهاد می‌شود در ویرایش پنجم استاندارد ۲۸۰۰ حداکثر ارتفاع مجاز سیستم قاب‌های خمشی بتن آرمه ویژه به ۲۴ متر محدود شود.

استاندارد ACI318-25 برای محاسبه نیاز برشی ستون‌های

بالتر می‌توان برش محاسبه شده ستون‌های طبقات غیر از اول و آخر را به واقعیت نزدیک نمود.

بر اساس نتایج پژوهش‌ها در ستون‌های خارجی طبقه اول اختلاف برشی زیادی وجود داشته و در طرح تجویزی نیاز به مکانیسم ستونی کامل است. احتمالاً در ستون‌های داخلی و میانی طبقه اول اگر مدل مکانیسم در پای ستون‌ها و تیرهای متصل به ستون‌ها و برای ستون‌های خارجی (گوشه) ساختمان مدل مکانیسم ستونی کامل در نظر گرفته شود نتایج به واقعیت نزدیک‌تر خواهد بود. برای طبقه آخر جایی که انتظار می‌رود ستون‌ها زودتر از تیرها تسلیم شوند می‌توان از مکانیسم کامل ستونی و در غیر این صورت از مدل مشابه طبقات (الگوی پوش برش دینامیکی طیفی تشدید شده توسط اضافه مقاومت و اثرات مودهای بالاتر) استفاده نمود. برای ستون‌های سایر طبقات نیز بر اساس رویکرد استاندارد نیوزیلند NZS 3101-06 و تحقیقات یونال و همکاران (Unal et al., 2023) و یا تحقیقات ویسنیچ و همکاران (Visnjic et al., 2017)، می‌توان با دقت مناسبی نیاز برشی را محاسبه نمود.

در طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد برای ساختمان‌های طرح از ابتدا، میانگین نیروی محوری و برشی در ستون‌های بتن‌آرمه که از ۱۱ تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی به دست آمده است ملاک طراحی نیست.

در طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد برای ساختمان‌های طرح از ابتدا، کران بالای نیروی محوری و برشی در ستون‌های بتن‌آرمه که از ۱۱ تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی به دست آمده است ملاک طراحی نیست.

مطابق با LATBSDC 2023 مقدار نیروی طراحی محوری و برشی ستون‌های بتن‌آرمه از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی به دست نمی‌آید.

علت استفاده از مکانیسم کامل ستونی برای محاسبه نیاز برشی ستون‌های بتن‌آرمه تمام طبقات در قاب‌های خمشی توسط TBI2017 و LATBSDC2023 در طراحی عملکردی، رسیدن به سطوح عملکردی بالاتر و حرکت به سمت ساختمان‌های

طبقه اول فیکس به فونداسیون بوده و با ازدیاد طول تیر، تکیه‌گاه پایینی ستون‌های طبقه اول توانایی جابه‌جایی فونداسیون را ندارند و به همین دلیل باعث حرکت بخش بالایی ستون می‌شوند و در اثر این حرکت، دوران قابل ملاحظه‌ای در ستون خارجی طبقه اول ایجاد می‌شود.

به جای محاسبه مستقیم مقدار ازدیاد طول تیر، می‌توان اثر آن را با استفاده از طراحی ظرفیتی برش ستون (مکانیسم ستونی) در ستون‌هایی که بیشترین تأثیر را از آن می‌گیرند (همانند ستون‌های گوشه ساختمان)، لحاظ نمود.

نیاز برشی طبقات در قاب خمشی ویژه بتن‌آرمه بر اساس رویکردهای مختلف با استفاده از داده‌های آزمایشگاهی مربوط به ساختمان بتن‌آرمه ۱۰ طبقه روی میز لرزه E-Defense محاسبه شده است. برای رویکرد ACI 318-25، نیاز برشی ستون توسط مقاومت خمشی محتمل تیرها محدود شده است، به طوری که حداقل و حداکثر مقادیر تست به ترتیب برای رکورد JMA Kobe 50% در طبقه پنجم ۱/۰۵ برابر و در طبقه هشتم ۱/۶۰ برابر مدل ACI 318-25 بود. مقادیر مذکور برای رکورد JMA Kobe 100% به ترتیب برابر ۱/۴۴ و ۲/۰ به دست آمد. مدل‌های NIST (2016)، NZS 3101 و ویسنیچ و همکاران (Visnjic et al., 2017) تخمین بهتری را نشان دادند. مدل‌های NZS 3101 و ویسنیچ (Visnjic, 2014) به دلیل استفاده از ضریب تشدید دینامیکی تخمین بهتری از NIST (2016) ارائه می‌دهند.

استفاده از ضریب تشدید دینامیکی در ACI 318 بایستی در نظر گرفته شود. مقدار ضریب تشدید دینامیکی 1.4 پیشنهاد می‌شود. برای طبقات اول و آخر مقدار کمتر ولی محافظه کارانه ۱/۱۵ پیشنهاد می‌شود (تا زمانی که مطالعات بیشتری در دسترس باشد).

الگوی پوش برش حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی بیشترین تطابق را با الگوی پوش حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی دارد. این الگو در سایر روش‌ها وجود ندارد. با استفاده از این الگو و تشدید آن توسط اضافه مقاومت و اثرات مودهای

تعمیرپذیر است.

حضور ایشان موجبات نگارش این مقاله را برایمان فراهم ساخت. اغلب تصاویر استفاده شده در این مقاله برگرفته از فایل های ارائه آقای مهندس جواد قدرتی ینگجه است. این تصاویر با کسب اجازه از ایشان استفاده شده است.

به دلیل اثرات P-Delta و اثرات موده های بالاتر، مقدار نیروی برشی واقعی ستون های بتن آرمه بسیار بیشتر از مقدار نظیر با تسلیم خمشی در انتهای تیرهای متصل به ستون خواهد بود.

در طراحی لرزه ای بر اساس عملکرد (طراحی تعمیرپذیر) برای ساختمان های طرح از ابتدا، نیروی برشی طراحی در ستون های قاب های خمشی بتن آرمه، باید بر اساس تسلیم خمشی در هر دو انتهای ستون (مکانیسم ستونی) محاسبه شود.

محاسبه نیاز نیروی برشی طراحی بر اساس مکانیسم ستونی باید مطابق با مقاومت مورد انتظار مصالح و سخت شوندگی کرنشی انجام شود.

مقاومت خمشی تسلیم ستون بایستی بر اساس بارمحوری واقعی ستون محاسبه گردد (بارمحوری ناشی از طراحی ظرفیتی یا ترکیب بار تشدید یافته). استفاده از مقاومت خمشی تسلیم نظیر با نقطه بالانس می تواند یک رویکرد محافظه کارانه برای محاسبه نیاز برشی طراحی ستون باشد.

برای طراحی ایمن ستون های بتن آرمه در قاب های خمشی کشور، باید علاوه بر محاسبه صحیح نیاز برشی ستون، الزامات مربوط به برش دوطرفه نیز کنترل شود. محاسبات نیروی برشی به صورت مستقل در امتداد هر محور مرکزی می تواند در خلاف جهت اطمینان باشد.

استاندارد ACI 318 در ویرایش بعدی بایستی به نحو مناسبی اثرات اضافه مقاومت و تشدید دینامیکی برای به دست آوردن نیاز برشی ستون ها را در طراحی تجویزی پشتیبانی کند. اگر نیاز برشی ستون به روزرسانی شود، ظرفیت برشی ستون نیز باید برای ارائه نسبت نیاز به ظرفیت مناسب مورد ارزیابی مجدد قرار گیرد و این امر احتمالاً مستلزم استفاده از مصالح نوین و پرمقاومت است.

تقدیر و تشکر

از آقای مهندس جواد قدرتی ینگجه به دلیل یاری ها و راهنمایی های بی چشمداشت، نهایت تشکر را داریم؛ چرا که

References

مراجع

- AGENCY, F. E. M. (2015). (ATC-78-3) *Seismic Evaluation of Older Concrete Frame Buildings for Collapse Potential*. <https://www.scribd.com/document/332260081/ATC-78-3-Methodology-Concrete-Frames-083115>
- AIJ. (2004). *AIJ - Japan Standard Concrete Building*. Japan Standard.
- American Concrete Institute. (2025). (ACI 318-25) *Building Code Requirements for Structural Concrete*. https://www.concrete.org/store/productdetail.aspx?ItemID=318U19&Language=English&Units=US_Units
- American Society of Civil Engineers. (2022). (ASCE 7-22) *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. <https://sp360.asce.org/PersonifyEbusiness/Merchandise/Product-Details/productId/276865145>
- American Society of Civil Engineers. (2023). (ASCE 41-23) *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. <https://sp360.asce.org/personifyebusiness/Merchandise/Product-Details/productId/309658028>
- Center, P. E. E. R. (2010). *Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings*. Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Center, P. E. E. R. (2017). *Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings*. Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- China Academy of Building Research. (2010). (GB 50011-2010) *National Standard of the People's Republic of China Code for Seismic Design of Buildings*. [https://iisee.kenken.go.jp/worldlist/10_China/China%20GB50011-2010%20\(in%20English\).pdf](https://iisee.kenken.go.jp/worldlist/10_China/China%20GB50011-2010%20(in%20English).pdf)
- Code, T. b. s. d. (2018). *TBDY (2018) Turkish Building Seismic Design Code*. Ministry of Public Works and Settlement.
- Deierlein, G. G., Liel, A. B., Haselton, C. B., & Kircher, C. A. (2008). ATC 63 methodology for

- Moehle, J. P., Hooper, J. D., & Lubke, C. D. (2016). (NIST GCR16-917-40) *Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames*. National Institute of Standards and Technology.
- Pacific Earthquake Engineering Research Center. (2010). *Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings*.
- Pacific Earthquake Engineering Research Center. (2017). *Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings*.
- Peng, B. H., Dhakal, R. P., Fenwick, R. C., & Carr, A. J. (2011a). Elongation of plastic hinges in ductile RC members: Model development. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 9(3), 315-326.
- Peng, B. H., Dhakal, R. P., Fenwick, R. C., & Carr, A. J. (2011b). Elongation of plastic hinges in ductile RC members: Model verification. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 9(3), 327-338.
- Peng, B. H., Dhakal, R. P., Fenwick, R. C., Carr, A. J., & Bull, D. K. (2013). Multispring hinge element for reinforced concrete frame analysis. *Journal of Structural Engineering*, 139(4), 595-606.
- Pettinga, J. D., & Priestley, M. N. (2005). Dynamic behaviour of reinforced concrete frames designed with direct displacement-based design. *Journal of Earthquake Engineering*, 9(spec02), 309-330.
- REGION, A. A. P. F. S. A. A. D. O. T. B. L. I. T. L. A. (2023). (LATBSDC) *Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council*. https://drive.google.com/file/d/1cBv7S4Eh_c8IoPtrch7uxIHP9FbQELO_/view?pli=1
- Security, F. E. M. A. o. t. U. S. D. o. H. (2020). *NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures*. https://www.nibs.org/files/pdfs/FEMA_P-2082-1_2020-nehrp-pr.pdf
- Shahrooz, B. M., & Moehle, J. P. (1987). *Experimental Study of Seismic Response of RC Setback Buildings*. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Sönmez, E., & Rodriguez, M. E. (2024). Frame buildings are not an answer for earthquakes: The case of the February 2023 earthquakes in Türkiye. *Earthquake Spectra*, 40(4), 2364-2382.
- Standards New Zealand. (2006). (NZS 3101) *New Zealand Standard for the Seismic Design of Buildings*. Wellington: Standards New Zealand.
- evaluating seismic collapse safety of archetype buildings. In *Structures Congress 2008: Crossing Borders*.
- Eurocode 8. (2004). *Eurocode 8 - Design of Structures for Earthquake Resistance*. <https://doi.org/10.31030/3350744>
- Fenwick, R., Bull, D. K., & Gardiner, D. (2010). *Assessment of Hollow-Core Floors for Seismic Performance*.
- Fenwick, R., & Megget, L. (1993). Elongation and load deflection characteristics of reinforced concrete members containing plastic hinges. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 26(1), 28-41.
- Galanis, P. H., & Moehle, J. P. (2015). Development of collapse indicators for risk assessment of older-type reinforced concrete buildings. *Earthquake Spectra*, 31(4), 1991-2006.
- Haselton, C. B. (2006). *Assessing Seismic Collapse Safety of Modern Reinforced Concrete Moment Frame Buildings*. Ph.D. Dissertation, Stanford University.
- Haselton, C. B., & Deierlein, G. G. (2007). *Assessing Seismic Collapse Safety of Modern Reinforced Concrete Moment Frame Buildings*. The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University.
- Haselton, C. B., Liel, A. B., & Deierlein, G. G. (2008). Example evaluation of the ATC-63 methodology for reinforced concrete special moment frame buildings. In *Structures Congress 2008: Crossing Borders*.
- Kim, J. H., Choi, S.-H., Han, S.-J., Hwang, J.-H., Jeong, H., & Kim, K. S. (2023). Effect of beam elongation phenomenon on lateral load resistance of RC frame. *Journal of Building Engineering*, 65, 105764.
- Liel, A. B., Haselton, C. B., & Deierlein, G. G. (2008). Comparing seismic collapse safety of modern and existing reinforced concrete frame structures in California. In *Structures Congress 2008: Crossing Borders*.
- McBride, A. P. (1995). *Elongation of Reinforced Concrete Beam-Column Units with and without Slab*. Masters thesis, University of Auckland.
- Moehle, J. P. (2015). *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*. 814, McGraw-Hill Education.

Zealand Concrete Standard. <https://www.standards.govt.nz/shop/nzs-3101-1-and-22006-inc-a1-a2-a3>

Unal, M. E., Abdullah, S. A., Kolozvari, K., Wallace, J. W., & Kajiwar, K. (2023). Evaluation of ACI 318-19 provisions for special moment frames and special structural walls using data from the E-Defense 10-story tests. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 21(15), 6699-6721.

Visnjic, T. (2014). *Design Considerations for Earthquake-Resistant Reinforced Concrete Special Moment Frames*. Ph.D. dissertation, University of California, Berkeley.

Visnjic, T., Panagiotou, M., & Mochle, J. (2017). Estimating seismic shear in columns of RC special moment frames. In *16th World Conference on Earthquake Engineering*.

Wuu, P. J.-y. (1996). *Deformations in Plastic Hinge Zone of R/C Beam in Ductile Frame Structures Subjected to Inelastic Cyclic Loading*. Masters thesis, University of Auckland.

واژه نامه

Minimum Requirements	۱- حداقل الزامات
S_{DS}	۲- پریود کوتاه
S_{DI}	۳- پریود بلند
Well-Defined Yielding Mechanism	۴- مکانیسم تسلیم مشخص و صریح
Structures of Limited Ductility	۵- سازه‌های با شکل پذیری محدود
Ductile Structures	۶- سازه‌های شکل پذیر
Ductility Class Medium (DCM)	۷- شکل پذیری متوسط
Ductility Class High (DCH)	۸- شکل پذیری زیاد
Modal Response Spectrum Analysis (MRSA)	۹- تحلیل دینامیکی طیفی (تحلیل طیف پاسخ مودال)

Investigating Different Models for Calculating Columns Design Shear in Reinforced Concrete Moment Frames

Mohammad Mehdi Sadeghi^{1*}, Ebrahim Khalilzadeh Vahidi², Hamid Toopchinezhad³
and Javad Ghodrati Yengejeh⁴

1. Ph.D. Candidate in Structural Engineering, Faculty of Engineering, Razi University, Kermanshah, Iran,
*Corresponding Author; email: mm.sadeghi@razi.ac.ir
2. Assistant Professor of Structural Engineering, Faculty of Engineering, Razi University, Kermanshah, Iran
3. Associate Professor of Structural Engineering, Faculty of Engineering, Razi University, Kermanshah, Iran
4. Director of the Earthquake Engineering Department, Paydar Behtab Davam Consulting Engineers, Tehran, Iran

The desirable mechanism in reinforced concrete frames involves the formation of plastic flexural hinges in the beams, and if the columns yield, the hinges are also of the flexural type. In other words, in reinforced concrete frames, the ideal design of the columns is based on the flexural failure mode. To achieve this goal, all effective actions on column behavior must be considered. The methods for calculating the design shear of columns in the ACI318-19 standard have significant flaws that increase the probability of collapse in reinforced concrete moment frames. The results of laboratory and numerical studies on special moment frame systems indicate that the shear design of columns in spectral dynamic analysis is significantly lower than reality.

Additionally, the shear calculated from the mechanism of beams in the design of columns is completely incorrect and independent of the chosen method for distributing the flexural moments of the beams between the columns connected to the joint and should be avoided. However, the proposed methods for the shear design of the aforementioned columns are quite similar to the process of calculating the shear design of shear walls, which includes an over strength factor, a dynamic amplification factor, along with the effects of column positioning. In the design of columns, in addition to the mentioned coefficients, another important parameter that is not addressed in the ACI 318-19 standard is the phenomenon of elongation of reinforced concrete beams.

Due to the elongation of the beams, the maximum displacement occurs in the columns of the first story. This is because the bases of the first story columns are fixed to the foundation, and as the elongation of the beams, the lower supports of the first story columns cannot displace the foundation. Consequently, this causes movement in the upper part of the columns, resulting in a significant rotation in the exterior columns of the first story. The position of the columns is also very important in calculating the design shear force. Exterior columns on the first floor experience a significant shear difference compared to other columns due to the phenomenon of elongation of reinforced concrete beams, which necessitates the use of a column mechanism in their design shear calculations. The failure to apply the mentioned factors in conventional structural designs leads to a change in the failure mode of columns from flexural to flexural-shear or even shear, affecting the overall behavior of the structure and the design assumptions. According to ASCE 7-22, the use of intermediate reinforced concrete moment-resisting frame is prohibited throughout Iran. The Chinese reinforced concrete building standard GB 50011-2010 limits the maximum allowable height of special reinforced concrete moment-resisting frame systems in very high intensity of seismicity to 24 meters. In this paper, using various standards and research by other researchers, computational approaches for shear design of reinforced concrete columns in moment frames are investigated, and the accuracy of each model is compared with numerical and experimental results, and necessary suggestions are provided. The high shear value in columns probably makes the use of modern materials, including high-strength reinforcement, inevitable in the design and retrofitting of reinforced concrete moment frames.

Keywords: Failure Mode, Elongation Phenomenon, Column Mechanism, Column Design Shear, Probability of Collapse, Reinforced Concrete Moment Frame.