

اثرات مودهای بالاتر در نیاز برشی طراحی دیوارهای سازه‌ای

مطابق با :

ACI 318-19

ASCE 41-23

ACI 369.1-22

و نتایج تست‌های E-Defense



生きる、を支える科学技術



防災科研

E-Defense, NIED

گردآوری، ترجمه و تالیف:

جواد قدرتی ینگجه

سیامک حسین‌زاده

علیرضا فاروقی



دی ۱۴۰۲

اثرات مودهای بالاتر در نیاز برشی طراحی دیوارهای سازه‌ای

سوال:

اگر به مانند ساختمان زیر دیوارهای سازه‌ای تا طبقه بام ادامه پیدا نکند، برای محاسبه n_s براساس بند 18.10.3.1.3 از استاندارد ACI 318-19 بایستی ارتفاع و تعداد طبقات دیوار ملاک باشد یا کل ساختمان؟



شکل ۱ ساختمان ۱۰ طبقه بتن‌آرمه تست شده در E-Defense ژاپن (۲۰۱۵)

بیان مسئله:

مطابق با بند 18.10.3.1 از استاندارد ACI 318-19 :

18.10.3.1 The design shear force V_e shall be calculated by:

$$V_e = \Omega_v \omega_v V_u \leq 3V_u \quad (18.10.3.1)$$

where V_u , Ω_v , and ω_v are defined in 18.10.3.1.1, 18.10.3.1.2, and 18.10.3.1.3, respectively.

18.10.3.1.1 V_u is the shear force obtained from code lateral load analysis with factored load combinations.

18.10.3.1.2 Ω_v shall be in accordance with Table 18.10.3.1.2.

Table 18.10.3.1.2—Overstrength factor Ω_v at critical section

Conditions	Ω_v	
$\frac{h_{wcs}}{\ell_w} > 1.5$	Greater of	$\frac{M_{pr}^{[1]}}{M_u}$
		1.5 ^[2]
$\frac{h_{wcs}}{\ell_w} \leq 1.5$	1.0	

[1] For the load combination producing the largest value of Ω_v .

[2] Unless a more detailed analysis demonstrated a smaller value, but not less than 1.0.

18.10.3.1.3 For walls with $h_{wcs}/\ell_w < 2.0$, ω_v shall be taken as 1.0. Otherwise, ω_v shall be calculated as:

$$\omega_v = \begin{cases} 0.9 + n_s / 10 & n_s \leq 6 \\ 1.3 + n_s / 30 \leq 1.8 & n_s > 6 \end{cases} \quad (18.10.3.1.3)$$

where n_s shall not be taken less than the quantity $0.00028h_{wcs}$.

Notations:

h_{wcs} = height of entire structural wall above the critical section for flexural and axial loads, mm

n_s = number of stories above the critical section

نیاز برشی طراحی دیوارهای سازه‌ای توسط دو ضریب اضافه مقاومت خمشی و ضریب تشدید دینامیکی تشدید می‌شود.

۱- ضریب اضافه مقاومت خمشی دیوار: به دلیل اضافه مقاومت‌های موجود، مقاومت خمشی محتمل دیوارهای سازه‌ای از مقاومت خمشی محاسبه شده بزرگتر است، بنابراین نیاز برشی تحمیل شده به دیوار بزرگتر از نیاز برشی نظیر با تحلیل تجویزی خواهد بود.

۲- ضریب تشدید دینامیکی به دلیل اثرات مودهای بالاتر (عدم کاهش یکسان در نیروهای نظیر با الگوی بار مودهای مختلف):

در روند یک زلزله شدید، نیروی‌های ناشی از الگوی بار مودهای مختلف به وسیله یک ضریب (رفتار) ثابت کاهش نمی‌یابند!!

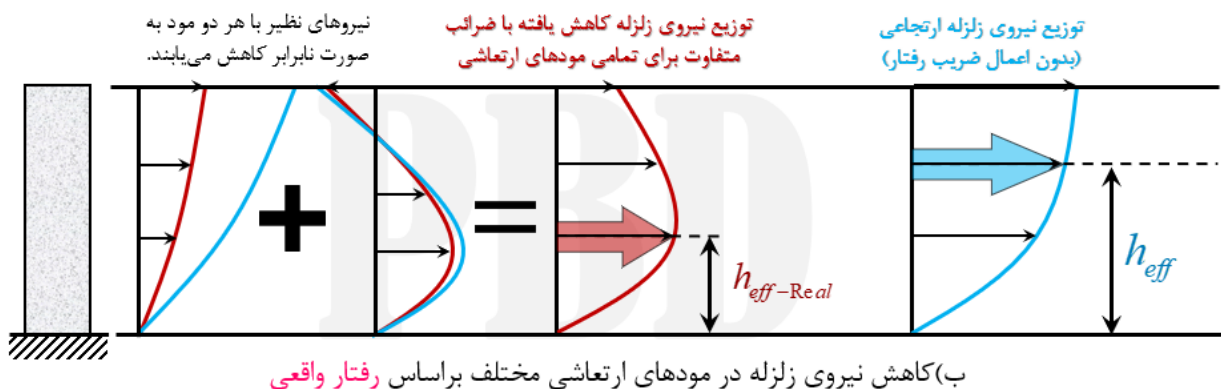
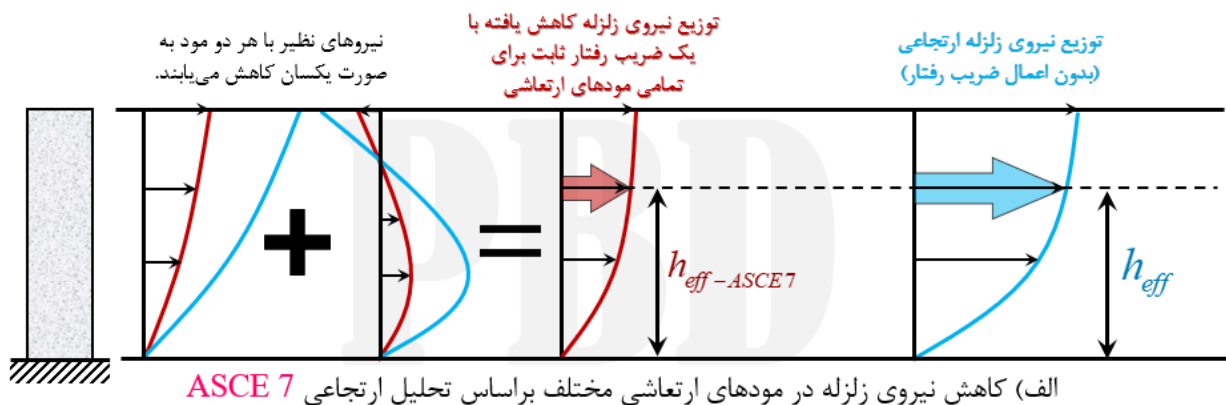
درک فیزیکی-ریاضی از تشدید دینامیکی به دلیل اثرات مودهای بالاتر

در ادامه به صورت مفهومی به مورد ۲ پرداخته می‌شود:

۲- عدم کاهش یکسان در نیروهای نظیر با الگوی بار مودهای مختلف:

در روند یک زلزله شدید، نیروی‌های ناشی از الگوی بار مودهای مختلف به وسیله یک ضریب (رفتار) ثابت کاهش نمی‌یابد!!

ضوابط تجویزی براساس استاندارد ASCE 7 مقدار نیروی ارتجاعی نظیر با تمامی مودهای ارتعاشی را از طریق یک ضریب رفتار ثابت کاهش می‌دهد. به عبارت دیگر نیاز لرزه‌ای برشی طراحی برای تمامی مودهای ارتعاشی به صورت یکسان کاهش می‌یابد. لیکن نتایج تحقیقات () نشان می‌دهد که تسلیم خمشی دیوار، تقاضای برشی نظیر با همه مودهای ارتعاشی را به طور یکسان کاهش نمی‌دهد. لذا با وجود تسلیم خمشی دیوار، تعدادی مود ارتعاشی وجود خواهد داشت که نیروی نظیر آن‌ها متناسب با ضریب رفتار فرض طراحی کاهش نمی‌یابد. این پدیده باعث می‌شود تا محل برآیند نیروهای جانبی ساختمان به سمت تراز پایه ساختمان نزدیکتر شود، به عبارت دیگر برای تسلیم خمشی مقطع بحرانی دیوار، بازوی لنگر خمشی کاهش می‌یابد. در نتیجه مقدار برش لازم برای تسلیم دیوار بسیار بزرگتر از مقداری خواهد بود که تحلیل دینامیکی طیفی (MRSA) براساس ASCE 7 تجویز می‌کند.



شکل ۲ الگوی کاهش نیروهای جانبی در تحلیل ارتجاعی (ASCE 7) و رفتار واقعی ساختمان (تاریخچه زمانی غیر خطی)

اثرات مودهای بالاتر در نیاز برشی طراحی دیوارهای سازه‌ای

h_{eff} : ارتفاع موثر دیوار برای الگوی بار جانبی کاهش نیافته (اصل نیروی زلزله یا نیروی ارتجاعی زلزله)

$h_{eff-ASCE7}$: ارتفاع موثر دیوار برای الگوی بار کاهش یافته مطابق با ASCE 7

$h_{eff-Real}$: ارتفاع موثر دیوار برای الگوی بار جانبی که در واقعیت رخ می‌دهد (به عنوان مثال ارتفاع موثر در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی) مطابق با شکل ۲-الف نیاز لرزه‌ای هر دو مود ارتعاشی توسط یک ضریب رفتار ثابت کاهش می‌یابد (کاهش بارهای جانبی از الگوی آبی رنگ به زرشکی)، بنابراین ارتفاع بارگذاری جانبی موثر در نیروی کاهش یافته و نیروی ارتجاعی زلزله باهم برابر بوده و فقط مقادیر نیرو متفاوت خواهد بود. این در حالی است که مطابق با شکل ۲-ب الگوی بار مود اول مطابق با ضریب رفتار کاهش یافته لیکن مود دوم تقریباً کاهش نمی‌یابد (در واقعیت اتفاقی شبیه این حالت رخ می‌دهد). این عدم کاهش یکسان نیروها باعث می‌شود محل اثر بارگذاری جانبی موثر تغییر کند و مقدار برش لازم برای تسلیم خمشی دیوار افزایش یابد.

با توجه به اینکه هر دو دیوار فرضی در شکل ۲-الف و ب یکسان می‌باشند لذا مقاومت خمشی محتمل هر دو دیوار با هم برابر خواهد بود. نسبت برش لازم برای تسلیم خمشی دیوار در حالت ب به برش لازم برای تسلیم خمشی دیوار در حالت الف نشان دهنده اثرات تشدید دینامیکی به دلیل اثرات مودهای بالاتر می‌باشد. مقدار برش لازم برای تسلیم خمشی دیوار در مدل شکل ۲-الف به صورت زیر خواهد بود:

$$V_1 \times h_{eff-ASCE7} = M_{pr} \Rightarrow V_1 = \frac{M_{pr}}{h_{eff-ASCE7}}$$

مقدار برش لازم برای تسلیم خمشی دیوار در مدل شکل ۲-ب به صورت زیر خواهد بود:

$$V_2 \times h_{eff-Real} = M_{pr} \Rightarrow V_2 = \frac{M_{pr}}{h_{eff-Real}}$$

با توجه به توضیحات ارائه شده داریم:

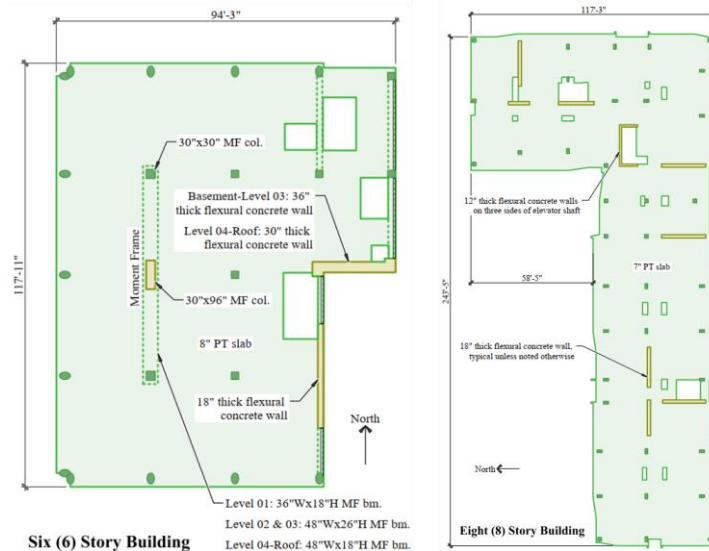
$$\frac{V_2}{V_1} = \frac{M_{pr} / h_{eff-Real}}{M_{pr} / h_{eff-ASCE7}} = \frac{h_{eff-ASCE7}}{h_{eff-Real}} = \text{Dynamic Shear Amplification}$$



مقایسه نتایج تحلیل‌های ELF، RSA و IDA در تشدید دینامیکی:

در مطالعه موردی انجام شده توسط Korolyk and Wei (2018) دو عدد ساختمان بتن‌آرمه با مشخصات زیر انتخاب شده است.

1. An eight-story concrete structure with flexural concrete walls placed symmetrically about the center of mass (CW)
3. A six-story concrete structure with a concrete moment frame and flexural concrete walls (CWMF).



شکل ۳ پلان ساختمان‌های بتن‌آرمه ۸ طبقه و ۶ طبقه

براساس تحلیل استاتیکی معادل (تحلیل ارتجاعي با مود اول ساختمان-ELF) محل اثر برآیند نیروهای جانبی ساختمان براساس شکل ۲-الف برابر با 0.67 ارتفاع کل خواهد بود. به عبارت دیگر به دلیل توزیع بار مثلی معکوس در تحلیل استاتیکی معادل، محل اثر برآیند نیروهای جانبی 0.67 ارتفاع ساختمان خواهد بود.

$$ELF, h_{eff-ASCE7} = 0.67H$$

در صورت استفاده از تحلیل دینامیکی طیفی (RSA) به دلیل مشارکت مودهای بالاتر محل اثر برآیند نیروهای جانبی به سمت تراز پایه نزدیک می‌شود. لیکن به دلیل ارتجاعي بودن تحلیل اختلاف محل برآیند نیروهای جانبی با تحلیل استاتیکی معادل قابل ملاحظه نمی‌باشد. به عنوان مثال برای یک ساختمان ۸ طبقه بتن‌آرمه با سیستم دیوارهای سازه‌ای خمشی کنترل که به صورت متقارن حول مرکز جرم جانمایی شده‌اند، براساس شکل ۲-الف محل برآیند نیروهای جانبی در حدود 0.60 ارتفاع کل می‌باشد (Korolyk and Wei (2018)).

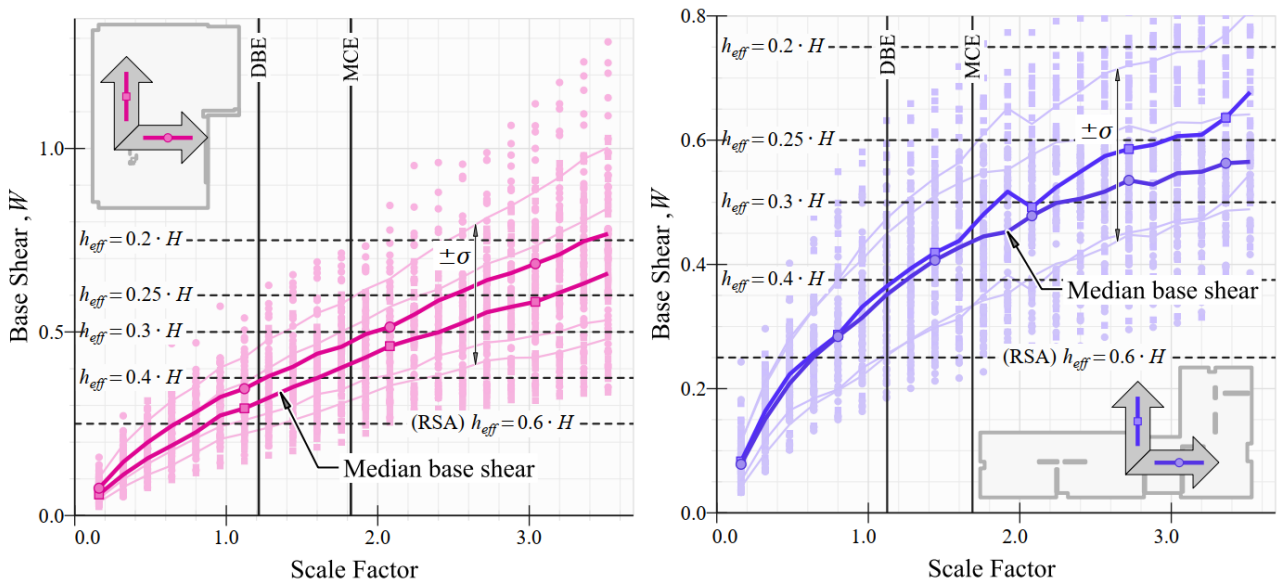
An 8-story concrete structure with flexural concrete walls placed symmetrically about the center of mass:

$$RSA, h_{eff-ASCE7} = 0.60H$$

نتایج تحلیل IDA (دو مولفه‌ای) برای هر دو ساختمان در شکل ۴ ترسیم شده است. محور قائم برش پایه نرمال شده به وزن ساختمان بوده و محور افقی ضریب مقیاس جنبش زمین در تحلیل است. زلزله‌های سطوح DBE و MCE به وسیله خطوط قائم نمایش داده شده است.

اثرات موده‌های بالاتر در نیاز برشی طراحی دیوارهای سازه‌ای

خط چین‌های افقی نشان دهنده مقدار ارتفاع موثر است که پیشتر تعریف شده است. میانگین نتایج IDA با خطوط پر رنگ ترسیم شده است. پر واضح است که با افزایش شدت زلزله مقدار ارتفاع موثر به تدریج کمتر می‌شود. این کاهش در بازوی لنگر، باعث افزایش مقدار نیاز برشی در دیوارهای سازه‌ای می‌شود. برای ساختمان ۸ طبقه در DBE مقدار ارتفاع موثر در حدود $0.4H$ و برای MCE در حدود $0.35H$ است. به عبارت دیگر به صورت تقریبی در مقایسه با بارگذاری ELF، مقدار ضریب تشدید دینامیکی برای شدت DBE در حدود 1.68 و برای شدت MCE در حدود 1.92 است.



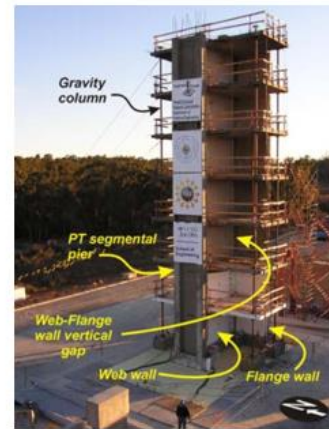
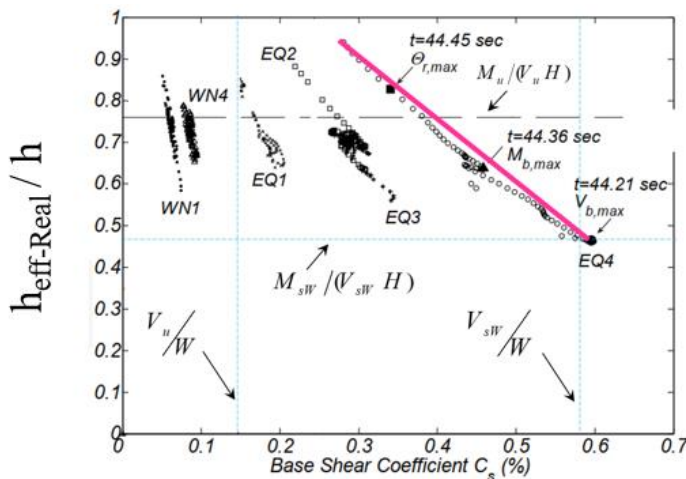
شکل ۴ برش پایه برحسب ضرایب مقیاس زلزله در تحلیل IDA

۱ - مقدار نیاز برشی واقعی دیوارهای سازه‌ای بسیار بزرگتر از مقداری است که از تحلیل‌های ارتجاعی استاتیکی معادل و دینامیکی طیفی براساس ASCE 7 به دست می‌آید.

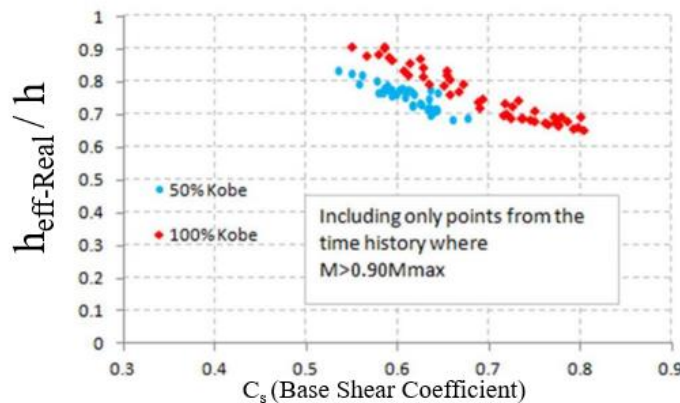
مقایسه نتایج آزمایشگاهی میزهای لرزان:

ساختمان بتن‌آرمه ۷ طبقه در میز لرزان دانشگاه کالیفرنیا سن‌دیگو و ۴ طبقه در E-Defense:

نتایج تست‌های انجام شده در مقیاس کامل نیز گواه بر این ادعا می‌باشد. شکل ۵ محل برآیند نیروی‌های جانبی را برحسب ضریب برش پایه در دو ساختمان تست شده در میزهای لرزان آمریکا و ژاپن نشان می‌دهد. شکل الف برای ساختمان ۷ طبقه تست شده در میز لرزان دانشگاه کالیفرنیا سن‌دیگو می‌باشد. مطابق با این شکل مقدار ارتفاع موثر می‌تواند تا حدود $0.47H$ کاهش یابد. شکل ب برای ساختمان ۴ طبقه تست شده در میز لرزان E-Defense ژاپن است. مطابق با این شکل مقدار ارتفاع موثر می‌تواند تا حدود $0.63H$ کاهش یابد.



الف) ساختمان ۷ طبقه بتن‌آرمه تست شده در میز لرزان دانشگاه کالیفرنیا سن‌دیگو (۲۰۰۶)



ب) ساختمان ۴ طبقه بتن‌آرمه تست شده در E-Defense ژاپن (۲۰۱۵)

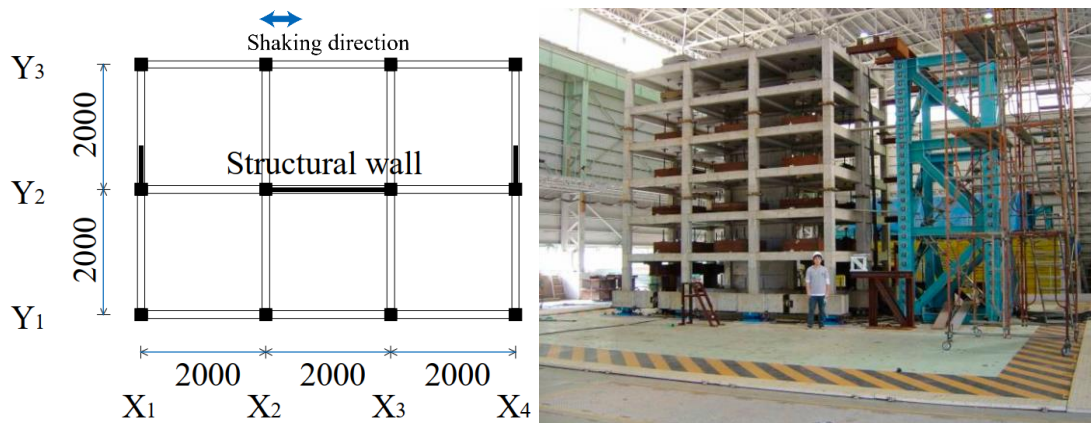
شکل ۵ محل برآیند نیروی جانبی موثر در ساختمان‌های تست با مقیاس کامل در ژاپن و آمریکا

با توجه به مستندات ارائه شده پر واضح است که مقدار نیاز برشی واقعی ساختمان می‌تواند بسیار بیشتر از مقدار به دست آمده از تحلیل‌های ارتجاعی باشد. این افزایش به دلیل وجود اضافه مقاومت خمشی و تشدید دینامیکی است که ACI 318-19 معرفی می‌کند. در مستندات ارائه شده حاصل نهائی این دو مورد بررسی شده بود. برای پاسخ به سوال مطرح شده بایستی اثرات کمی هر کدام از دو مورد به **صورت مجزا** بررسی گردد.

اثرات موده‌های بالاتر در نیاز برشی طراحی دیوارهای سازه‌ای

ساختمان ۶ طبقه بتن‌آرمه با سیستم قاب - دیوار در میز لرزان NIED ژاپن (۲۰۰۴)

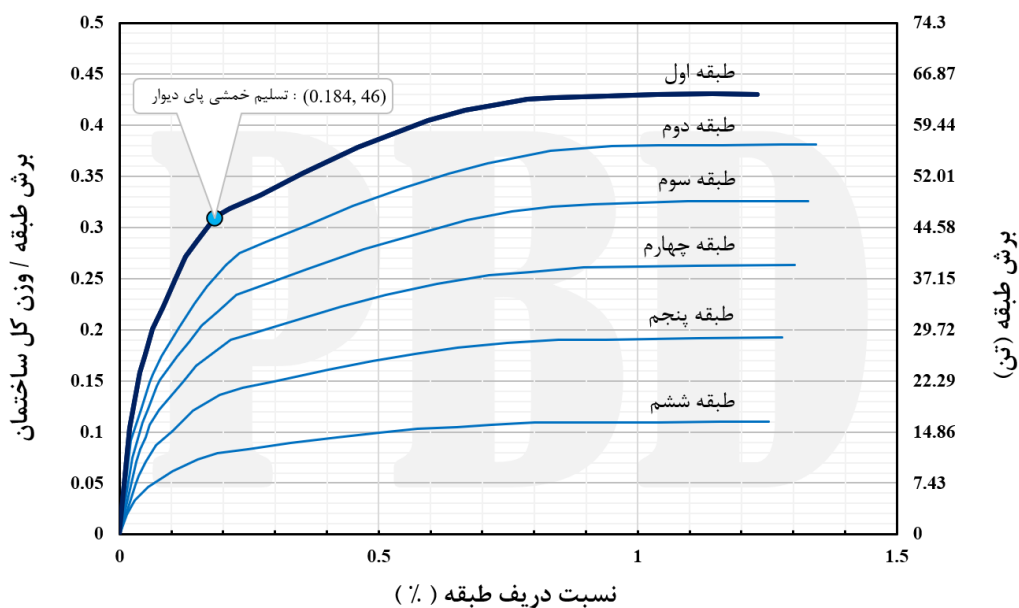
یک ساختمان ۶ طبقه بتن‌آرمه دارای سیستم قاب خمشی-دیوار سازه‌ای با مقیاس ۱ به ۳ در میز لرزه تک مولفه NIED در سال ۲۰۰۴ مورد آزمایش قرار گرفت. این آزمایش تحت یک سری تحریک فزاینده انجام شده است. اگر چه طراحی ساختمان برای رسیدن به شکل‌پذیری بالا انجام شده بود ولی دیوار طبقه اول در مراحل اولیه بارگذاری بلافاصله پس از تسلیم خمشی، دچار شکست برشی شد. توزیع دینامیکی نیروهای جانبی در روند آزمایش کاملاً متفاوت از الگوی ثابت فرضی در تحلیل پوش‌آور بود بنابراین حداکثر نیاز برشی دیوار تحت آزمایش بسیار بزرگتر از مقداری بود که تحلیل پوش‌آور ارائه می‌کرد. شکل ۶ نمای کلی ساختمان ۶ طبقه را قبل از تست نشان می‌دهد.



شکل ۶ تصویر نمونه آزمایشگاهی ۶ طبقه با مقیاس ۱ به ۳ به همراه پلان ساختمان

سازه به گونه‌ای طراحی شده است که مکانیزم تسلیم کلی ستون قوی - تیر ضعیف حاکم باشد، به طوری که انتظار می‌رفت مفاصل پلاستیک خمشی در پای ستون‌ها و دیوار طبقه اول و در انتهای تمامی تیرها تشکیل شود. توزیع قائم برش طراحی در طبقات مطابق با ضوابط **Building Standard Law** تعیین شده است. ضرائب برش پایه برای جهت طولی و عرضی ساختمان به ترتیب 0.45 و 0.30 می‌باشد. در مدل سازی غیرخطی، لنگر خمشی تسلیم در محل مفاصل پلاستیک برابر با لنگر محاسبه شده از تحلیل ارتجاعی لحاظ شده است. برای سایر نقاط (غیر از محل مفاصل پلاستیک فرضی) مقدار لنگر تسلیم، 1.7 برابر لنگر محاسبه شده از تحلیل ارتجاعی اعمال شده است. شکل ۷ نمودار برش طبقات برحسب نسبت دریافت طبقات را نشان می‌دهد. این نمودار از تحلیل پوش‌آور به دست آمده است. الگوی بار جانبی مدل سازی شده در این تحلیل براساس ضابطه **Building Standard Law** است. برای ستون‌ها و تیرها، تمامی تغییرشکل‌های غیرخطی در انتهای اعضا لحاظ شده است. اتصالات تیر-ستون صلب فرض شده است. رابطه لنگر-دوران یک عضو به وسیله مدل سه خطی با تغییرات سختی در محل ترک خوردگی بتن و محل تسلیم آرماتورهای طولی شبیه‌سازی شده است. دیوار به وسیله سه المان **Frame** با تیرهای صلب در طبقات بالا و پایین شبیه‌سازی شده است. دو المان **Frame** بیرونی دیوار نشان دهنده سختی محوری اجزای مرزی بوده و المان **Frame** قائم مرکزی یک تیر است که در آن فنرهای عمودی، افقی و دورانی در پای آن متمرکز شده است.

اثرات مودهای بالاتر در نیاز برشی طراحی دیوارهای سازه‌ای



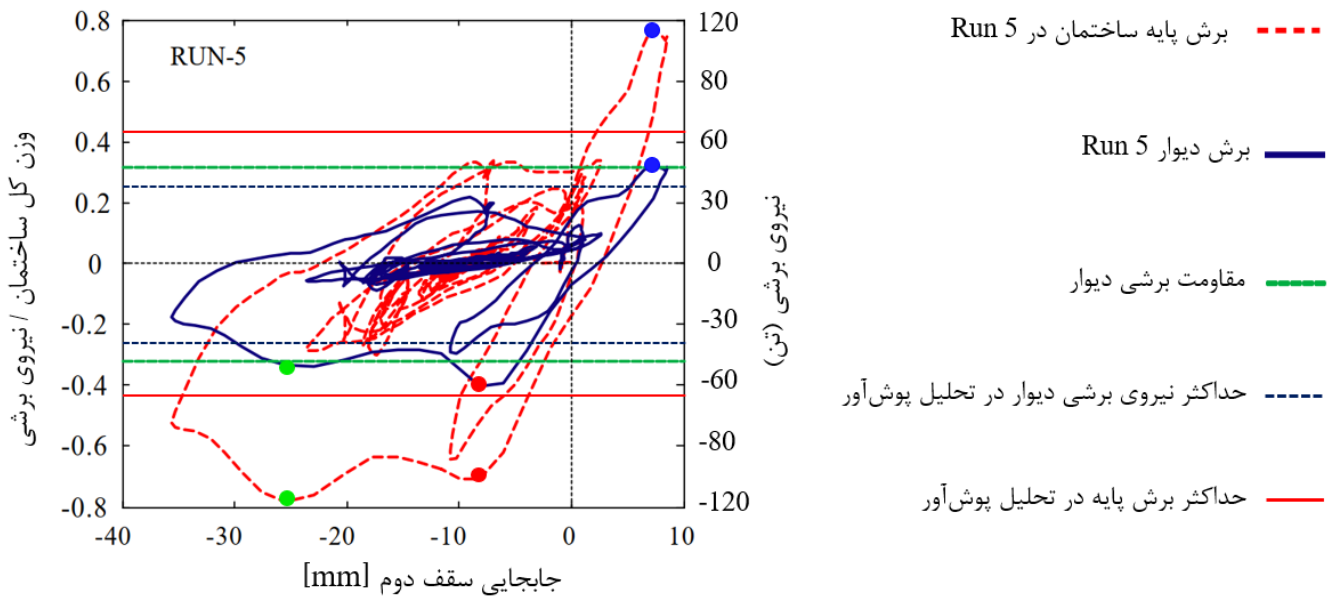
شکل ۷ رابطه برش طبقات با نسبت دریف طبقات

مطابق با شکل ۷ در نسبت برش پایه 0.31 (برش پایه در حدود ۴۶ تن)، تسلیم خمشی در پای دیوار رخ می‌دهد. پس از تسلیم خمشی مقدار برش پایه تا نسبت 0.44 (برش پایه در حدود ۶۴ تن) افزایش می‌یابد. این افزایش به دلیل مقاومت بخش فشاری دیوار و مقاومت بخش قابی ساختمان است. حداکثر مقدار برش محاسبه از تحلیل پوش‌آور برای دیوار طبقه اول 83% مقاومت برشی دیوار است. مقاومت برشی دیوار از معادله تجربی Hiroswa به دست آمده است. محاسبات دیوار سازه‌ای براساس تحلیل پوش‌آور نشان می‌دهد که دیوار دارای مود شکست خمشی است. به عبارت دیگر تسلیم آرماتورهای طولی اجزای مرزی دیوار زودتر از شکست برشی رخ می‌دهد.

$$\frac{Max. Shear Demand}{Shear Strength} = 0.83 \leq 1.0 \rightarrow Flexural Mode$$

شکل ۸ نمودار برش پایه برحسب جابجایی سقف دوم تحت RUN-5 را نشان می‌دهد. در این نمودار نیروی برشی وارده به دیوار و مقدار مقاومت برشی دیوار نیز نشان داده شده است. مقدار برش پایه و نیروی برشی دیوار در تست بسیار بزرگتر از مقادیر نظیر در تحلیل پوش‌آور است. نسبت برش دیوار به کل برش پایه در محدوده ارتجاعی در حدود ۵۰٪، زمانی که برش پایه به حداکثر مقدار خود رسید برابر با ۴۲٪ و زمانی که برش دیوار به حداکثر مقدار خود رسید برابر با ۶۰٪ می‌باشد. با توجه به این شکل حداکثر برش ایجاد شده در دیوار با مقاومت برشی محاسبه شده قابل مقایسه می‌باشد.

اثرات مودهای بالاتر در نیاز برشی طراحی دیوارهای سازه‌ای



شکل ۸ رابطه برش پایه برحسب جابجایی سقف دوم

حداکثر برش پایه تحت RUN-5 برابر 116.81 تن می‌باشد (نقطه آبی). مقدار حداکثر برش پایه محاسبه شده از تحلیل پوش‌آور برابر 64 تن است. بنابراین حداکثر برش پایه ساختمان تحت زلزله واقعی 82% بزرگتر از حداکثر مقدار آن در تحلیل پوش‌آور است. حداکثر برش دیوار تحت RUN-5 برابر 60.32 تن می‌باشد (نقطه قرمز). مقدار حداکثر برش دیوار در تحلیل پوش‌آور برابر 39.9 تن است. بنابراین حداکثر برش دیوار تحت زلزله واقعی 51% بزرگتر از حداکثر مقدار آن در تحلیل پوش‌آور است. این اختلاف در محاسبه تقاضای برش پایه و نیروی برشی دیوار باعث می‌شود تا مود شکست دیوار برشی در تحلیل پوش‌آور به درستی محاسبه نشود. جزئیات مذکور در جدول ۱ ارائه شده است.

جدول ۱ برش پایه و برش دیوار در تحلیل پوش‌آور سه لحظه مختلف از بارگذاری شماره ۵

	جهت مثبت بارگذاری ●	جهت منفی بارگذاری		تحلیل پوش‌آور	
		●	●		
برش پایه (تن)	113.46	-99.1	-116.81	64	
برش دیوار در طبقه اول (تن)	47.4	-60.32	-50.41	39.9	
نسبت برش دیوار به برش پایه	0.418	0.609	0.432	0.623	
نسبت برش دیوار به مقاومت برشی دیوار	0.986	1.255	1.049	0.83	
محل برآیند نیروی جانبی موثر	نسبت به کل ارتفاع	0.648	0.427	0.672	0.667
	مقدار مطلق (متر)	3.9	2.57	4.04	4

وزن لرزه‌ای ساختمان شامل بارهای مرده و زنده 148.6 ton گزارش شده است.

$$W_{seismic} = 148.6 \text{ ton}$$

حداکثر مقدار نیروی برشی تحمل شده توسط دیوار (شکست برشی دیوار در جهت منفی) برابر با 591.55 kN است. این مقدار علاوه بر اینکه نیاز برشی دیوار در تحریک ۵ را نشان می‌دهد نمایانگر مقاومت برشی واقعی دیوار نیز می‌باشد.



اثرات مودهای بالاتر در نیاز برشی طراحی دیوارهای سازه‌ای

$$(V_{wall})_{Run5} = 591.55kN = 60.33ton$$

نسبت مقاومت برشی دیوار به وزن کل ساختمان در حدود 0.323 می‌باشد. بنابراین مقاومت برشی محاسبه شده براساس معادله تجربی Hirosawa در حدود 48.072 ton خواهد بود.

$$\frac{(Shear\ Strength)_{cal.}}{W_{seismic}} = 0.323 \Rightarrow (Shear\ Strength)_{cal.} = 48.08ton$$

نسبت نیاز برشی حاصل از تحلیل پوش‌آور به مقاومت برشی محاسبه شده دیوار 0.83 گزارش شده است. لذا نیاز برشی دیوار که از تحلیل پوش‌آور محاسبه شده است برابر 39.90 ton خواهد بود.

$$\frac{(V_{wall})_{pushover}}{(Shear\ Strength)_{cal.}} = 0.83 \Rightarrow (V_{wall})_{pushover} = 39.90ton$$

براساس محاسبات تحلیل پوش‌آور نسبت نیاز برشی به ظرفیت برشی کوچکتر از یک است ($DCR < 1.0$)، مفهوم آن است که تحت نیاز لرزه‌ای تحلیل پوش‌آور، شکست برشی در دیوار رخ نمی‌دهد. حتی با وجود حاشیه ایمنی قابل قبول برای نیاز برشی ($DCR = 0.83$)، شکست برشی در تحریک ۵ رخ می‌دهد. مقدار نیاز برشی اندازه‌گیری شده دیوار در تحریک ۵ برابر 60.33 ton (معادل نیاز برشی محاسبه شده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی) و نیاز برشی محاسبه شده دیوار از تحلیل پوش‌آور برابر با 39.90 می‌باشد. مقدار نیاز برشی واقعی دیوار در حدود 1.512 برابر مقدار نیاز برشی محاسباتی از تحلیل پوش‌آور می‌باشد.

$$\frac{(V_{wall})_{Run5}}{(V_{wall})_{pushover}} = \frac{60.33ton}{39.90ton} = 1.512$$

این اختلاف قابل ملاحظه بین نتایج میز لرزه و تحلیل پوش‌آور از کجا ناشی می‌شود؟

تحلیل پوش‌آور یک تحلیل استاتیکی غیرخطی است. الگوی بارگذاری در این تحلیل عمدتاً براساس شکل مود اول سازه در هر راستا می‌باشد، بنابراین در روند بارگذاری لرزه‌ای الگوی بار ثابت بوده و هیچ تغییری نمی‌کند، لذا امکان شبیه سازی اثرات مودهای بالاتر (تشدید دینامیکی) در این تحلیل وجود ندارد. در نتیجه اختلاف مذکور بین نتایج میز لرزه و تحلیل پوش‌آور به دلیل "اثرات تشدید دینامیکی" است که توسط تحلیل پوش‌آور پشتیبانی نمی‌شود. مقدار تشدید دینامیکی در این ساختمان با ۶ سقف براساس استاندارد ACI 318-19 برابر با 1.5 می‌باشد این مقدار بسیار نزدیک به نسبت نیاز برشی تحریک ۵ به نیاز برشی تحلیل پوش‌آور می‌باشد.

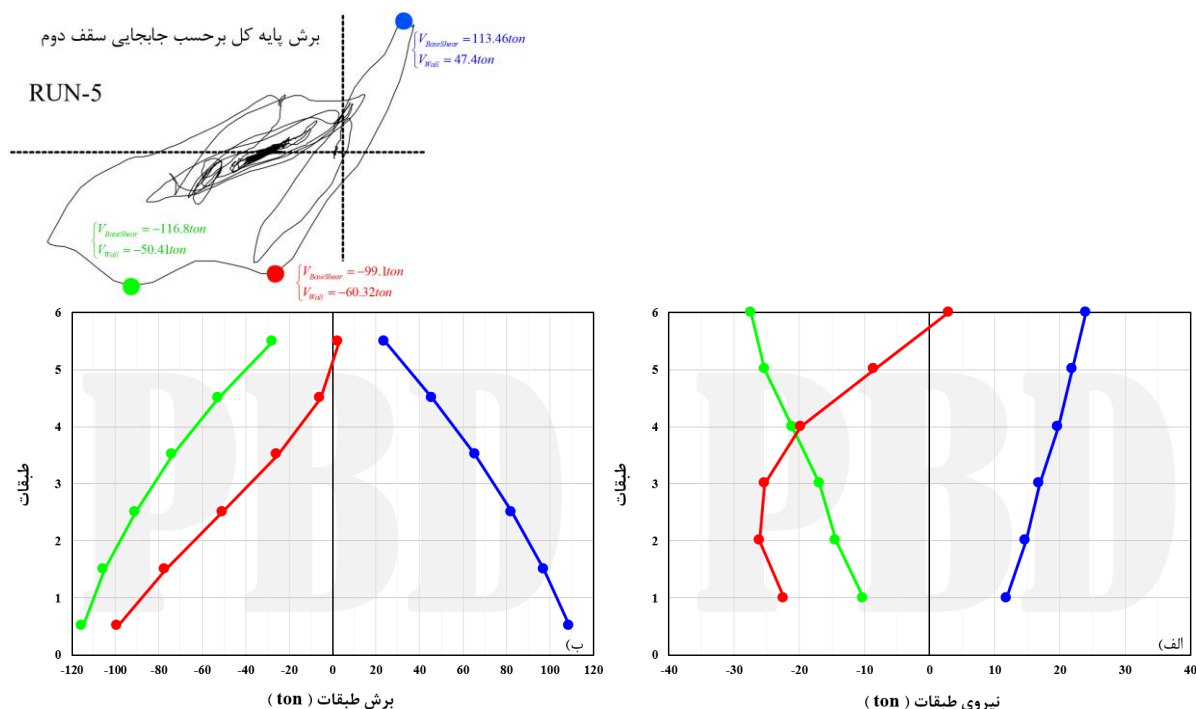
$$\frac{h_{wcs}}{\ell_w} = \frac{6m}{2m} = 3.0 \geq 2.0 \xrightarrow{n_s \leq 6} \omega_v = 0.9 + \frac{n_s}{10} = 0.9 + \frac{6}{10} = 1.50 \approx \frac{(V_{wall})_{Run5}}{(V_{wall})_{pushover}} = \frac{60.33ton}{39.90ton} = 1.512$$

شکل ۹ - الف توزیع نیروی جانبی و شکل ۹ - ب توزیع نیروی برشی در ارتفاع ساختمان را در سه لحظه مختلف از RUN-5 نشان می‌دهد. در لحظه‌ای که مقدار برش پایه ساختمان به حداکثر مقدار خود در جهت مثبت و منفی می‌رسد الگوی بار جانبی ساختمان شباهت بسیار زیادی به الگوی مثلث معکوس دارد (نقطه آبی و سبز). این توزیع (الگوی) نیروی جانبی تطابق بسیار زیادی با الگوی بار جانبی تحلیل پوش‌آور دارد. الگوی مذکور در جهت مثبت و منفی بارگذاری به ترتیب باعث ایجاد برش پایه 113.46 و 116.81 تن می‌شود. با وجود اینکه نقطه



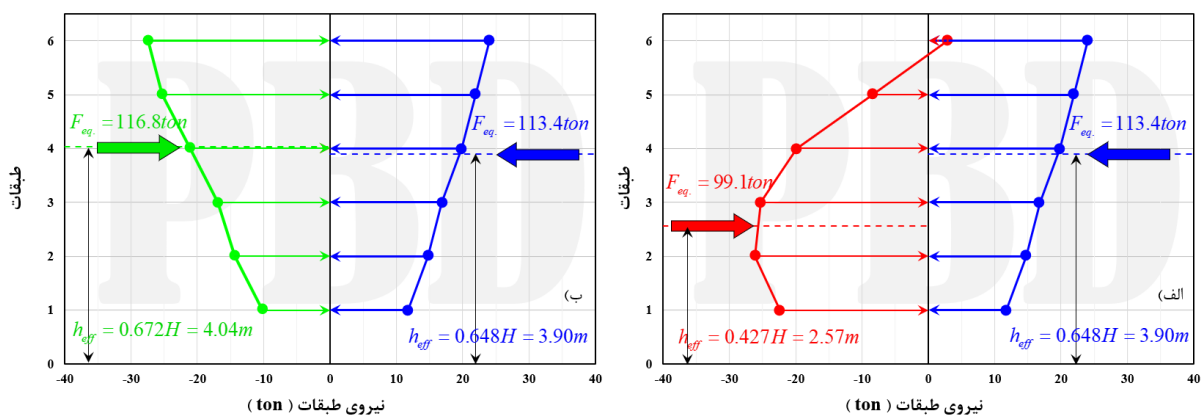
اثرات مودهای بالاتر در نیاز برشی طراحی دیوارهای سازه‌ای

قرمز لحظه‌ای است که برش پایه ساختمان نسبت به دو لحظه دیگر (آبی و سبز) مقدار کمتری دارد، لیکن به دلیل توزیع نیروی جانبی براساس الگوی شبیه به مود دوم، برش در دیوار بسیار بزرگتر از دو لحظه دیگر است. اگرچه لنگر خمشی دیوار در این سه لحظه حدوداً با یکدیگر برابر است ولی به دلیل الگوی متفاوت نقطه قرمز، طبقه اول در این الگو بسیار بیشتر از سایر الگوها تحت بار قرار می‌گیرد. براساس شکل ۸ نیز پر واضح است که مقدار برش در دیوار در نقطه قرمز بزرگتر می‌باشد. تحلیل پوش‌آور می‌تواند اثرات اضافه مقاومت خمشی را در محاسبات نیاز برشی دیوار لحاظ کند، لیکن به دلیل اینکه الگوی بارگذاری جانبی این تحلیل ثابت بوده و تغییر نمی‌کند لذا امکان شبیه سازی اثرات تشدید دینامیکی به دلیل مودهای بالاتر در آن وجود ندارد. به همین دلیل با وجود برش پایه کمتر در نقطه قرمز، دیوار در این لحظه دچار شکست برشی می‌شود.



شکل ۹ توزیع قائم نیروی طبقات و برش طبقات در ارتفاع ساختمان

شکل ۱۰ جزئیات الگوی بار جانبی و محل برآیند نیروهای جانبی را برای هر سه نقطه مذکور نشان می‌دهد.



شکل ۱۰ محل برآیند نیروی جانبی موثر در الگوهای بارگذاری مختلف در Run 5

اثرات مودهای بالاتر در نیاز برشی طراحی دیوارهای سازه‌ای

تحلیل پوش‌آور فقط توانایی پشتیبانی از اثرات اضافه مقاومت خمشی دیوار را دارد. به عبارت دیگر این تحلیل مقدار نیاز برشی را فقط تا حد اثرات اضافه مقاومت خمشی افزایش می‌دهد. با وجود اینکه این تحلیل رفتار شکل‌پذیر برای دیوار (شکست خمشی) را پیش‌بینی کرده بود لیکن به دلیل عدم پشتیبانی از اثرات تشدید دینامیکی، دیوار در Run 5 دچار شکست برشی شد. شکل ۱۱ شکست برشی دیوار را در انتهای Run 5 نشان می‌دهد.



شکل ۱۱ شکست برشی دیوار در بارگذاری Run 5

به دلیل شکست برشی دیوار و زوال مقاومتی شدید در طبقه اول، ساختمان در بارگذاری‌های بعدی دچار فروریزش می‌شود. شکل ۱۲ تصویر فروریزش دیوار و فروریزش طبقه اول را نشان می‌دهد.



شکل ۱۲ فروریزش دیوار و طبقه اول تحت بارگذاری‌های بعدی

۲ - تحلیل پوش‌آور (تحلیل استاتیکی غیرخطی) فقط توانایی شبیه‌سازی اثرات اضافه مقاومت خمشی دیوارها را دارد لذا تشدید دینامیکی به دلیل اثرات مودهای بالاتر توسط این تحلیل پشتیبانی نمی‌شود.

اثرات موده‌های بالاتر در نیاز برشی طراحی دیوارهای سازه‌ای

ضوابط استاندارد ASCE 41-23 برای ارزیابی عملکردی دیوارهای سازه‌ای بتن آرمه:

استانداردهای ASCE 41-06، ASCE 41-13 و ASCE 41-17 برای محاسبه نیاز برشی در دیوارهای طره‌ای به جای استفاده از الگوی بار مثلث معکوس از الگوی بار یکنواخت استفاده می‌کنند. متن زیر برگرفته از استاندارد ASCE 41-17 است.

10.7.2.4 Acceptance Criteria for Reinforced Concrete Structural Walls, Wall Segments, and Coupling Beams

... For cantilever structural walls, the design shear force shall be equal to the **magnitude of the lateral force** required to develop the **nominal flexural strength** at the base of the wall, assuming that the lateral force is **distributed uniformly** over the height of the wall. ...

... برای دیوارهای سازه‌ای طره‌ای، نیروی برشی طراحی بایستی برابر با **بزرگای نیروی جانبی** مورد نیاز برای ایجاد **مقاومت خمشی اسمی** در پایه دیوار باشد، با این فرض که نیروی جانبی **به طور یکنواخت** در ارتفاع دیوار توزیع شده است. ...

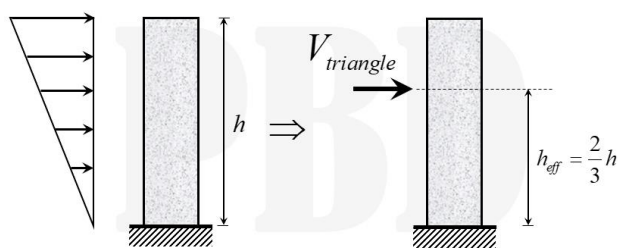
برای درک بهتر این موضوع، تفاوت‌های الگوی بار مثلثی معکوس و الگوی بار یکنواخت در شکل ۱۳ نشان داده شده است. با فرض اینکه مقاومت خمشی اسمی دیوار در محل مقطع بحرانی برابر با M_n باشد، نیاز برشی حاصل از این دو الگو با یکدیگر مقایسه می‌شود.

$$V_{triangle} \times \left(\frac{2}{3}h\right) = M_n \Rightarrow V_{triangle} = \frac{3}{2} \frac{M_n}{h}$$

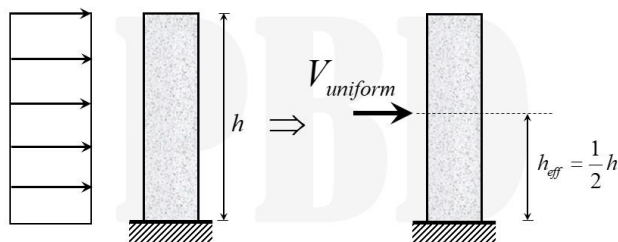
برش محاسبه شده براساس الگوی بار مثلثی معکوس به عنوان برش مبنا ($V_{triangle}$) می‌باشد. به دلیل استفاده از مقاومت خمشی اسمی مقطع، اثرات اضافه مقاومت خمشی تا حدودی لحاظ شده است. لیکن اثرات تشدید دینامیکی به دلیل موده‌های بالاتر در این برش وجود ندارد.

$$V_{uniform} \times \left(\frac{1}{2}h\right) = M_n \Rightarrow V_{uniform} = 2 \frac{M_n}{h}$$

ارتفاع موثر نیروی جانبی معادل در الگوی بار یکنواخت نسبت به الگوی بار کمتر می‌باشد. این مورد اثرات تشدید دینامیکی به دلیل موده‌های بالاتر را پشتیبانی می‌کند.



الف) محاسبه نیاز برشی دیوارهای طره‌ای سازه‌ای براساس الگوی بار مثلثی معکوس



ب) محاسبه نیاز برشی دیوارهای طره‌ای سازه‌ای براساس الگوی بار یکنواخت

شکل ۱۳ محاسبه نیاز برشی دیوارهای طره‌ای سازه‌ای براساس الگوی بار مثلثی معکوس و یکنواخت براساس ASCE 41-17

اثرات موده‌های بالاتر در نیاز برشی طراحی دیوارهای سازه‌ای

نسبت برش حاصل از این دو الگو نشان دهنده ضریب تشدید دینامیکی به دلیل اثرات موده‌های بالاتر است.

$$\frac{V_{uniform}}{V_{triangle}} = \frac{2 \frac{M_n}{h}}{\frac{3 M_n}{2 h}} = \frac{4}{3} = 1.34$$

ضریب تشدید دینامیکی به دلیل اثرات موده‌های بالاتر در استاندارد ASCE 41-17 مقداری ثابت و برابر با 1.34 است. مقدار ضریب تشدید دینامیکی براساس معادله 18.10.3.1.3 از استاندارد ACI 319-19 برای ساختمان ۴ طبقه برابر 1.3 و برای ساختمان ۵ طبقه برابر با 1.4 می‌باشد. مطابق با ASCE 41-17 محل ارتفاع موثر دیوار برای برآیند نیروهای جانبی برابر با 0.5h می‌باشد. این در حالی است که مطابق با شکل ۴ محل ارتفاع موثر دیوار براساس نتایج تحلیل IDA می‌تواند تا 0.3h کاهش یابد. کاهش مقدار ارتفاع موثر دیوار باعث افزایش نیاز برشی دیوار می‌شود.

استاندارد ASCE 41-23 برای اولین بار ضوابط این بخش را تغییر داده است. این استاندارد با ارجاع مستقیم به استاندارد ACI 369.1-22 به صورت مستقیم متن این استاندارد را اتخاذ کرده است. متن زیر برگرفته از فصل ۱۰ استاندارد ASCE 41-23 است. بخش اعظمی از این فصل دقیقاً برگرفته از متن اصلی استاندارد ACI 369.1-22 است و به جهت شفافیت بیشتر این متن‌ها با فونت ایتالیک آورده شده است.

۷-۳-۲- روند تحلیل استاتیکی و دینامیکی خطی برای دیوارهای سازه‌ای بتن آرمه و قطعات دیوار

۷-۳-۲- معیارهای پذیرش -

رفتار غالب در دیوارها و قطعات دیوار بایستی مطابق با جدول ۷-۳-۲ الف تعیین شده و به عنوان تلاش کنترل شونده توسط تغییرشکل لحاظ

شود، مگر اینکه خلاف آن ذکر شده باشد. دیوارهای سازه‌ای با نسبت h_w/ℓ_w کوچکتر از 1.0 بایستی با رفتار برشی لحاظ شوند. دیوارهای با

نسبت آرماتورهای قائم یا افقی، ρ_t یا ρ_ℓ ، کمتر از 0.001، بایستی به صورت تلاش کنترل شونده توسط نیرو لحاظ شوند.

جدول ۷-۳-۲ الف - طبقه بندی رفتار حاکم بر دیوار سازه‌ای و قطعات دیوار

رفتار حاکم مورد انتظار	معیارها	
برش	$< (\omega_v V_{MCultE})$	$V_{CWall318E} \leq V_{CyfWallSE}$
برش-اصطکاک		$V_{CyfWallSE} < V_{CWall318E}$
خمش	سایر حالات	

$V_{CWall318E}$ = مقاومت برشی دیوار بتنی که وابسته به نیرو کنترل بودن یا تغییرشکل کنترل بودن تلاش برشی در دیوار می‌تواند به ترتیب براساس مقاومت کرانه پایین یا مورد انتظار مصالح محاسبه شود.

$V_{CWall318E} = V_{CWall318E}$ مطابق با مقاومت مورد انتظار مصالح

$V_{CWall318E} = V_{CWall318L}$ مطابق با مقاومت کران پایین مصالح

$V_{CyfWalls}$ = مقاومت برش-اصطکاک ساده شده برای یک دیوار سازه‌ای یا قطعات دیوار با در نظر گرفتن انتقال برش در هر صفحه معین، که وابسته به نیرو کنترل بودن یا تغییرشکل کنترل بودن برش-اصطکاک می‌تواند به ترتیب براساس مقاومت کرانه پایین یا مورد انتظار مصالح محاسبه شود.

$V_{CyfWalls} = V_{CyfWallE}$ مطابق با مقاومت مورد انتظار مصالح

$V_{CyfWalls} = V_{CyfWallL}$ مطابق با مقاومت کران پایین مصالح



اثرات مودهای بالاتر در نیاز برشی طراحی دیوارهای سازه‌ای

$V_{MCultDE}$ = نیاز برشی که منجر به تسلیم خمشی مفاصل پلاستیک در لنگر M_{CultDE} می‌شود.

$M_{Cult} = M_{CultDE}$ براساس مقاومت مصالح مورد انتظار و بارهای محوری مطابق با 3.3

M_{Cult} = حداکثر مقاومت خمشی یک مولفه که متناظر با نقطه C در مدل مفصل پلاستیک شکل 3.1.2.2.3 است و با استفاده از مقاومت کششی آرماتور 1.15 برابر مقاومت تسلیم میلگردهای طولی و اصول ارائه شده در فصل ۲۲ از ACI 318، بدون استفاده از ضریب کاهش مقاومت محاسبه می‌شود. M_{Cult} باید براساس مقاومت مورد انتظار مصالح و بارمحوری معرفی شده در بند 3.3 محاسبه شود.

در شکل ۱۴ تصاویر خرابی دیوارهای با مودهای شکست خمشی، برشی و خمشی-برشی مطابق با ضابطه جدول ۲-۳-۷-الف از استاندارد ASCE 41-23 نشان داده شده است.



Bar buckling and concrete crushing
(Thomsen and Wallace, 1995)

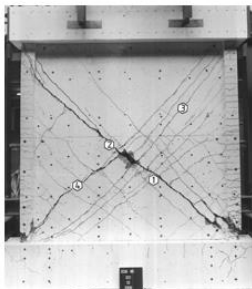


Bar fracture
(Thomsen and Wallace, 1995)



Lateral instability
(Thomsen and Wallace, 1995)

الف) دیوارهای با مود شکست خمشی $V_{CE} / \omega V_{MCultE} \geq 1.0$



Diagonal tension
(Mestyanek, 1986)

$$V_{n,d} \leq V_{n,f}$$



Diagonal compression
(Dabbagh, 2005)

$$V_{n,d} \leq V_{n,f}$$



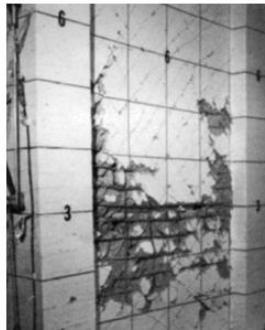
Shear-sliding
(Luna, 2015)

$$V_{n,d} > V_{n,f}$$

ب) دیوارهای با مود شکست برشی $V_{CE} / \omega V_{MCultE} < 1.0$



Flexure-diagonal tension
(Tran, 2012)



Flexure-diagonal compression
(Oesterle et al., 1976)



Flexure-shear-sliding
(Salonikios et al., 1999)

پ) دیوارهای با مود شکست خمشی-برشی

شکل ۱۴ مودهای شکست دیوارهای سازه‌ای براساس ضوابط جدول ۲-۳-۷-الف از استاندارد ASCE 41-23

اثرات مودهای بالاتر در نیاز برشی طراحی دیوارهای سازه‌ای

به منظور تعیین رفتار غالب (مود شکست) دیوار سازه‌ای یا قطعات دیوار مطابق با فرمول ۷-۳-۲-الف، بایستی در محاسبه حداکثر نیاز برشی در دیوار سازه‌ای یا قطعات دیوار، V_{MCultE} ، از حداکثر مقدار مقاومت خمشی مورد انتظار، M_{CultE} ، استفاده کرد. برای دیوارهای سازه‌ای کنسولی، حداکثر نیاز برشی مورد انتظار، V_{MCultE} ، نباید کمتر از مقدار نیروی جانبی مورد نیاز برای ایجاد حداکثر مقاومت خمشی مورد انتظار، M_{CultE} ، در مقطع بحرانی دیوار باشد، اما لازم نیست از حداکثر مقدار نیروی برشی که در قطعات دیوار تشکیل می‌شود تجاوز کند. برای قطعات دیوار غیرکنسولی حداکثر نیاز برشی مورد انتظار، V_{MCultE} ، بایستی برابر با برش مربوط به تشکیل حداکثر مقاومت خمشی مورد انتظار مثبت و منفی در دو انتهای قطعه دیوار باشد، اما لازم نیست از حداکثر مقدار برشی که در قطعات دیوار تشکیل می‌شود تجاوز کند. ضریب تشدید دینامیکی (ω_v) در جدول ۷-۳-۲-الف بایستی مطابق با فرمول ۷-۳-۲-ب تعیین گردد، اما برای قطعات دیوار غیرکنسولی که انتظار می‌رود مفاصل پلاستیک در بخش فوقانی و تحتانی قطعه دیوار تشکیل شود می‌توان این ضریب را برابر با 1.0 در نظر گرفت.

$$V_{MCultE} = \frac{M_{CultE}}{M_{UD}} V_{UD} \quad \text{الف - ۷-۳-۲}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \omega_v = 0.9 + \frac{n_s}{10} \quad \text{for } n_s \leq 6 \\ \omega_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} \quad \text{for } n_s > 6 \end{array} \right. \quad \text{ب - ۷-۳-۲}$$

تفسیر ۷-۳-۲ معیارهای پذیرش - اگرچه در نسخه‌های قبلی این کد (ACI 369.1-17) راهنمایی کلی برای تعیین مود شکست دیوار براساس نسبت بُعدی دیوار ارائه شده است، اما یک پایگاه داده تجربی بزرگ (Abdullah 2019) نشان داد که استفاده از مقاومت نسبی در تعیین مود شکست عضو، دقت بیشتری از روش نسبت بُعدی دارد. برای تعیین اینکه یک دیوار دارای مود شکست برشی، برش-اصطکاک یا مود شکست خمشی است بایستی کمترین دو مقدار مقاومت برشی قطری و مقاومت برش-اصطکاک ($V_{CE} = \text{Min}(V_{CyWallE}, V_{CyWallE})$) با حداکثر نیاز برشی متناظر با حداکثر مقاومت خمشی مورد انتظار مقایسه گردد (V_{MCultE}). مقدار V_{MCultE} برابر با برآیند نیروهای جانبی در محل ارتفاع موثر دیوار است، محل ارتفاع موثر دیوار را می‌توان از توزیع نیروهای جانبی در امتداد ارتفاع دیوار به دست آورد.

تشدید دینامیکی به دلیل اثرات مودهای بالاتر در دیوارهایی که به مقاومت خمشی خود می‌رسند توسط تحلیل‌های غیرخطی پشتیبانی می‌شود. این وجود، تشدید دینامیکی به دلیل اثرات مودهای بالاتر به طور کامل توسط تحلیل‌های غیرخطی پشتیبانی نمی‌شود. بند 7.2.4.1 از استاندارد ACI 369.1-17 با فرض توزیع یکنواخت نیروهای جانبی در امتداد دیوار، که معادل با ارتفاع موثر برابر با نصف ارتفاع دیوار است، اثرات تشدید دینامیکی به دلیل مودهای بالاتر را در محاسبه نیاز برشی اعمال می‌کند. **تحقیقات نشان داده است که تشدید دینامیکی**

نیروی برشی به شدت با زمان تناوب ساختمان (که تابعی از ارتفاع ساختمان است) همبستگی دارد (Paulay 1986; Munshi)

(and Ghosh 2000; Fischinger et al. 2012; Kim and Wallace 2017). بنابراین به جهت پشتیبانی از تشدید دینامیکی به دلیل

اثرات مودهای بالاتر، یک ضریب ساده‌سازی شده (ω_v) برای افزایش نیاز برشی در دیوارهای طره‌ای تعریف شده است. لازم به

ذکر است که ω_v برای دیوارهای غیرطره‌ای که V_{MCultE} مربوط به تشکیل مفاصل پلاستیک خمشی مورد انتظار مثبت و منفی در



اثرات مودهای بالاتر در نیاز برشی طراحی دیوارهای سازه‌ای

هر دو انتهای آنها است اعمال نمی‌شود. این رویکرد با ضابطه تشدید نیروی برشی در بند 18.10.3 از استاندارد ACI 318-19 هم راستا می‌باشد. خاطر نشان می‌شود که ضوابط تشدید در استاندارد ACI 318 علاوه ضریب تشدید دینامیکی شامل ضریب تشدید به دلیل اضافه مقاومت خمشی نیز می‌باشد. با این وجود، از آنجایی که برای محاسبه مقدار حداکثر لنگر خمشی مورد انتظار، M_{CultE} از مقاومت مورد انتظار مصالح استفاده می‌شود لذا اثرات اضافه مقاومت خمشی پشتیبانی شده و نیاز به ضریب تشدید به دلیل اضافه مقاومت خمشی نخواهد بود. کران پایین برای n_s (تعداد طبقات بالاتر از مقطع بحرانی دیوار) برابر با 0.007 ارتفاع ساختمان (به اینچ) در بخش بالای مقطع بحرانی است، این حد برای ساختمان‌های با ارتفاع طبقات بزرگتر از 12 ft تعیین کننده خواهد بود.

استاندارد ASCE 41-23 و ACI 369.1-22 با ارجاع به مراجع معتبر تاکید دارند که تشدید دینامیکی همبستگی بالایی با

زمان تناوب ساختمان (ارتفاع کلی ساختمان) دارد و تحلیل‌های خطی توانایی شبیه‌سازی این اثرات را ندارند.

۳ - مقدار نیاز برشی دیوارهای سازه‌ای برابر با برآیند نیروهای جانبی در محل ارتفاع موثر دیوار است، محل ارتفاع موثر دیوار را می‌توان از توزیع نیروهای جانبی در امتداد ارتفاع دیوار به دست آورد.

۴ - محاسبه مود شکست دیوارهای برشی براساس مدل ظرفیتی استاندارد ASCE 41-23 و ACI 369.1-22 دقت بیشتری نسبت به مدل‌های قبلی براساس نسبت بُعدی (h_{wc}/l_w) دارد.

۵ - استاندارد ASCE 41-23 و ACI 369.1-22 با ارجاع به مراجع معتبر تاکید دارند که تشدید دینامیکی همبستگی بالایی با زمان تناوب ساختمان (ارتفاع کلی ساختمان) دارد و تحلیل‌های خطی توانایی شبیه‌سازی این اثرات را ندارند.

ساختمان ۱۰ طبقه بتن‌آرمه با سیستم قاب خمشی - دیوار در میز لرزه E-Defense ژاپن (۲۰۱۵)

در سال ۲۰۱۵ یک ساختمان بتن‌آرمه ۱۰ طبقه مطابق با شکل ۱۵ در E-Defense ژاپن تست شده است. همان طور که در شکل ساختمان نیز مشخص است دیوارهای سازه‌ای تا طبقه ۷ ادامه یافته‌اند و در طبقات ۸ و ۹ و ۱۰ دیواری وجود ندارد. گزارش‌ها و مقالات ارزشمند بسیاری برای تحلیل و بررسی نتایج این تست توسط پژوهشگران سراسر دنیا منتشر شده است. در این قسمت فقط از منظر اثرات تشدید دینامیکی به بررسی رفتار این ساختمان پرداخته خواهد شد.

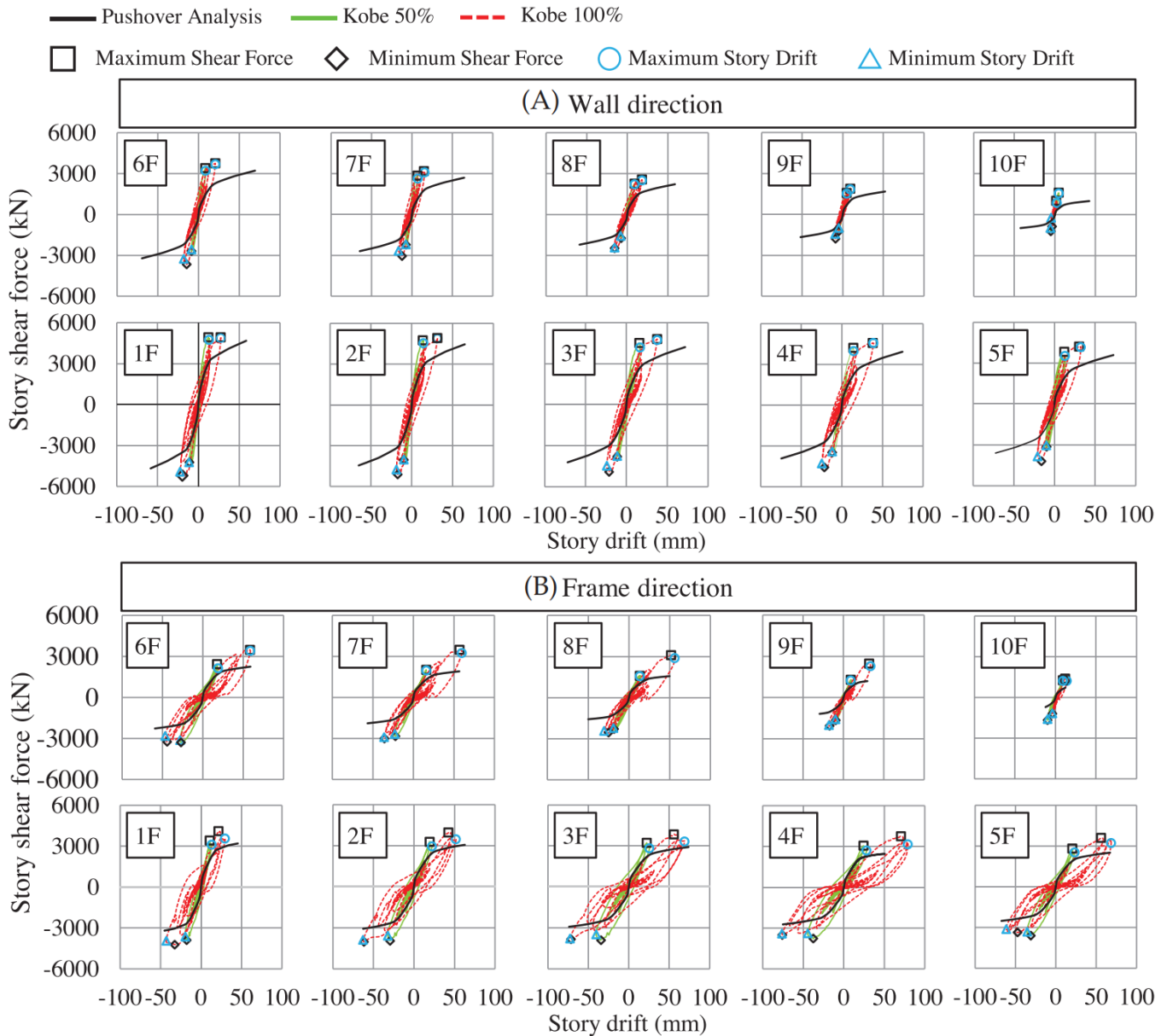


شکل ۱۵ ساختمان ۱۰ طبقه بتن‌آرمه تست شده در E-Defense ژاپن (۲۰۱۵)

شکل ۱۶ پاسخ هیستریزیس برش طبقات را برحسب دریافت طبقات تحت تحریک‌های JMA-Kobe 100% و JMA-Kobe 50% نشان می‌دهد. شکل A جهت سیستم دیوار سازه‌ای و شکل B جهت سیستم قاب خمشی از ساختمان را نشان می‌دهد. علاوه بر پاسخ‌های هیستریزیس، نتایج تحلیل پوش‌آور نیز در این نمودارها ترسیم شده است. مطابق با شکل A دیوارهای طبقات تحت زلزله Kobe 50% تقریباً رفتار خطی

اثرات مودهای بالاتر در نیاز برشی طراحی دیوارهای سازه‌ای

دارند ولی تحت Kobe 100% دچار تسلیم جزئی می‌شوند. پر واضح است که تحت هر دو زلزله مقدار برش طبقات به طور قابل ملاحظه بزرگتر از نتایج تحلیل پوش‌آور می‌باشد.



شکل ۱۶ مقایسه نتایج تحلیل پوش‌آور با نتایج تست ساختمان ۱۰ طبقه بتن‌آرمه در E-Defense ژاپن (۲۰۱۵)

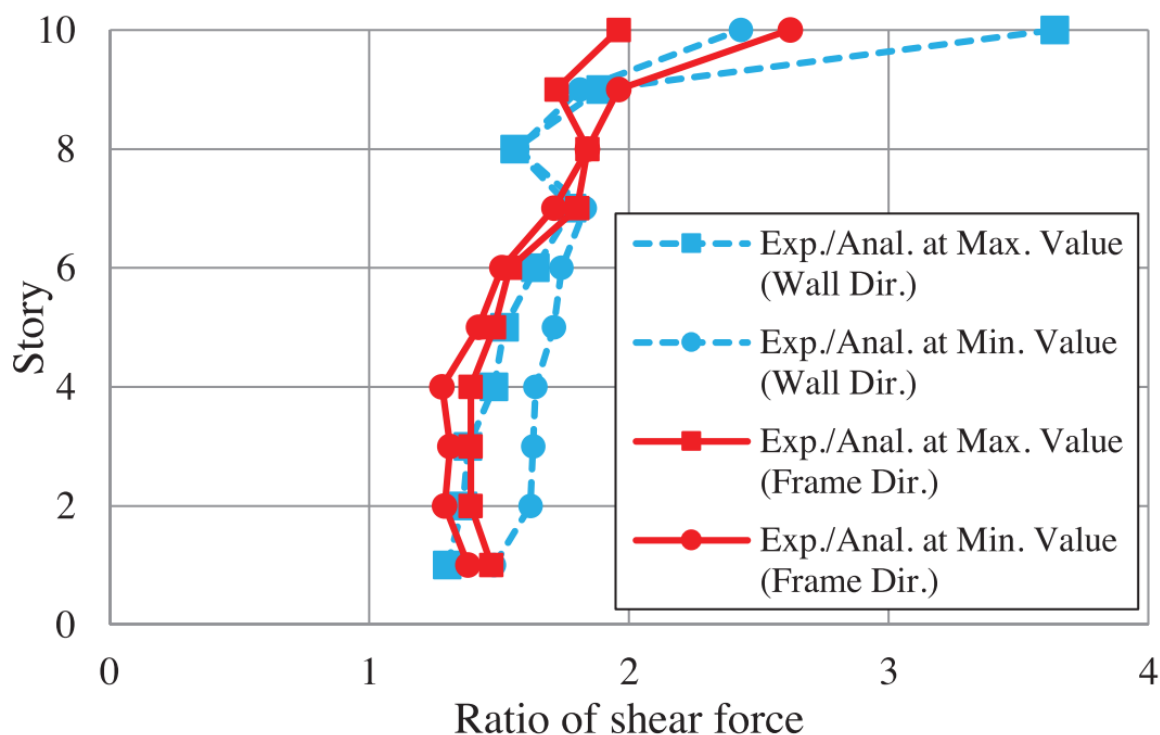
نمودار 8F، 9F و 10F در شکل A نشان دهنده پاسخ‌های طبقات ۸ و ۹ و ۱۰ است که دیوار سازه‌ای در آنها ادامه نیافته است. پر واضح است که تشدید دینامیکی در این طبقات نیز مشهود است (تشدید دینامیکی به دلیل اثرات مودهای بالاتر در قاب‌های خمشی نیز وجود دارد). به عبارت دیگر مطابق با تاکید ASCE 41-23 و ACI 369.1-22 تشدید دینامیکی وابسته به زمان تناوب ساختمان است. هر چند دیوار ۷ طبقه اجرا شده در این ساختمان ۱۰ طبقه نیز هم پرید با کل ساختمان است و رفتاری مجزا از رفتار کلی ساختمان ندارد. مقطع بحرانی دیوار علاوه بر جذب برش از دیوار ۷ طبقه، از برش طبقات ۸ و ۹ و ۱۰ نیز سهم خواهد داشت. با توجه به اینکه همه طبقات ساختمان تحت تاثیر تشدید

اثرات مودهای بالاتر در نیاز برشی طراحی دیوارهای سازه‌ای

دینامیکی قرار گرفته‌اند لذا ملاک محاسبات تشدید دینامیکی براساس ACI 318-19 بایستی بر مبنای کل طبقات ساختمان باشد نه فقط تعداد طبقاتی دیوار سازه‌ای در آن حضور دارد.

شکل ۱۷ نسبت حداکثر برش طبقات در آزمایش به مقدار برش طبقات حاصل از تحلیل پوش‌آور را نشان می‌دهد. برای حصول اطمینان از نیاز مقاومت جانبی ساختمان، نتایج برای هر دو جهت مثبت و منفی بارگذاری نشان داده شده است. مقدار برش طبقات برای تحلیل پوش‌آور براساس مقدار نسبت دریافت طبقات انتخاب شده است. برای راستای دیوار برش طبقات در نسبت دریافت $(1/70 \text{ rad})$ 1.428% و برای راستای قاب خمشی در نسبت دریافت $(1/100 \text{ rad})$ 1% قرائت شده است. نسبت‌های نشان داده شده در این شکل همگی بزرگتر از 1.0 می‌باشد. مفهوم آن است که پاسخ برشی طبقات تحت تحریک شتابدار فونداسیون بزرگتر از مقادیری است که تحلیل پوش‌آور تحت بارگذاری استاتیکی ارائه می‌کند. همانطور که پیشتر نیز اشاره شد این اختلاف ناشی از اثرات تشدید دینامیکی به دلیل مودهای بالاتر است که امکان پشتیبانی آنها توسط تحلیل پوش‌آور (تحلیل استاتیکی غیرخطی) وجود ندارد. نمودارهای قرمز برای راستای قاب خمشی بوده و نمودارهای آبی برای راستای دیوار می‌باشد. اثرات تشدید دینامیکی در طبقات ۸ و ۹ و ۱۰ که بدون دیوار می‌باشد بسیار بیشتر از طبقاتی است که دارای دیوار هستند. مقطع بحرانی دیوار از برش طبقات ۸ و ۹ و ۱۰ نیز سهم خواهد داشت لذ به نظر می‌رسد برای جلوگیری از شکست برشی در دیوارهای سازه‌ای

بایستی محاسبات تشدید دینامیکی در چنین سیستم‌هایی براساس کل تعداد طبقات ساختمان انجام شود.



شکل ۱۷ نسبت حداکثر برش طبقات میز لرزه به حداکثر برش تحلیل پوش‌آور

اثرات مودهای بالاتر در نیاز برشی دیوارهای سازه‌ای

تشدید دینامیکی به دلیل اثرات مودهای بالاتر در قاب‌های خمشی بتن‌آرمه

تشدید دینامیکی به دلیل اثرات مودهای بالاتر در قاب‌های خمشی بتن‌آرمه نیز رخ می‌دهد. این مورد باعث می‌شود نیاز برشی در ستون‌های قاب‌های خمشی ویژه بسیار بیشتر از مقداری شود که ACI 318-19 تجویز می‌کند. مدل تشدید دینامیکی در استاندارد سازه‌های بتن‌آرمه نیوزیلند ارائه شده است. این استاندارد مدل نیاز برشی در ستون‌ها را مطابق با شکل ۱۸ ارائه می‌کند.

$$V_{e,c} = \omega_v \times \Omega_v \times V_u$$

نیاز برشی طراحی
ستون‌های بتن‌آرمه = ضرب تشدید دینامیکی × ضرب اضافه مقاومت × نیاز برشی ستون در تحلیل ارتعاشی

ستون‌های طبقه اول غیر از طبقه اول: $\omega_v = 1.30$ ⇒ $V_{e,c} = 1.3\Omega_v V_E$

ستون‌های طبقه اول: $\omega_v = 1.15$ ⇒ $V_{e,c} = 1.15 \frac{M_{pr,c,bottom} + M_{pr,c,top}}{L_n}$

ستون‌های طبقه اول: $\Omega_v V_u = \frac{M_{pr,c,bottom} + M_{pr,c,top}}{L_n}$, $f_{ye} = 1.35 f_y$

شکل ۱۸ محاسبات نیاز برشی ستون‌های قاب‌های خمشی ویژه براساس NZS 3101-2006

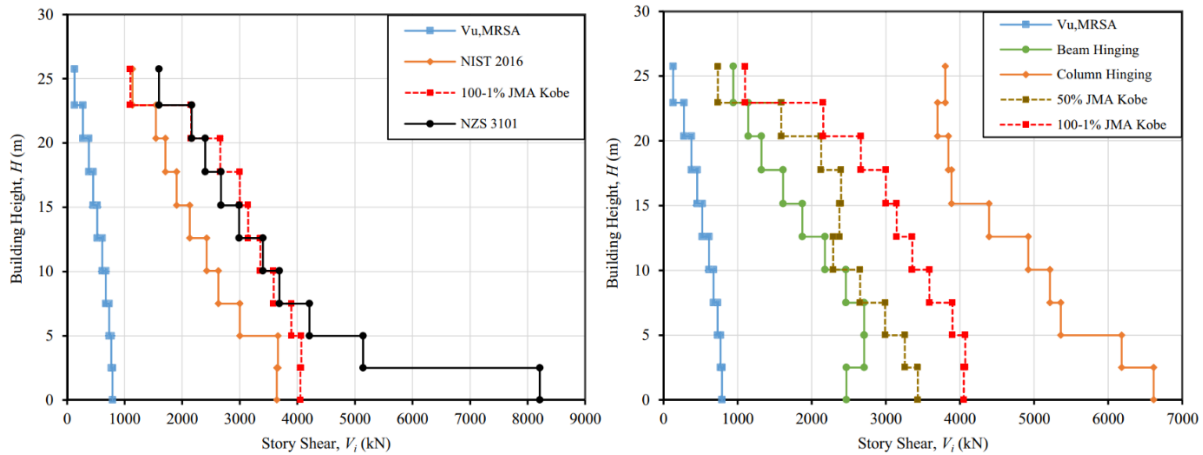
که ω_v ضریب تشدید دینامیکی و Ω_v ضریب اضافه مقاومت است. ضریب اضافه مقاومت بر اساس نسبت مقاومت خمشی محتمل به مقاومت خمشی طراحی المان‌های تسلیم شونده در بالا و پایین ستون است (M_{pr}/M_u). در NZS 3101-2006، مقدار ω_v به صورت ثابت برابر با 1.3 لحاظ شده به غیر از ستون‌های طبقه اول که در آنها مقدار ω_v برابر با 1.15 لحاظ می‌شود.

محققین آمریکایی و ژاپنی به ارزیابی ضوابط استاندارد ACI 318-19 پرداخته‌اند (Unal et al 2023). ارزیابی‌ها براساس نتایج آزمایشگاهی ساختمان بتن‌آرمه تست شده در میز لرزه E-Defense ژاپن است. این ساختمان بتن‌آرمه ۱۰ طبقه در سال ۲۰۱۹ تست شده است. در این پژوهش مدل‌های محاسبات نیاز برشی ستون‌های بتن‌آرمه مطابق با NZS 3101-06، NIST (2016)، و Visnjic et al. (2017) و ACI 318-19 همگی با نتایج آزمایشگاهی مقایسه می‌شوند.

در شکل ۱۹ نیروهای برشی طبقات در راستای قابی ساختمان ۱۰ طبقه تست شده در E-Defense ژاپن نشان داده شده است. در این نمودار علاوه بر برش حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی ($V_{u,MRSA}$)، برش حاصل از مکانیزم تیرها و مکانیزم ستون‌ها مطابق با ضوابط ACI 318-19 نیز نشان داده شده است. مقدار برش ستون‌ها با فرض مکانیزم تیرها، براساس مقاطع T شکل در تیرها مطابق با ضابطه عرض موثر استاندارد ACI 318-19 محاسبه شده است ($l_n/8$). نتایج ارائه شده در این شکل نشان می‌دهد که نیاز برشی ستون‌ها براساس استاندارد ACI 318-19 توسط مکانیزم تیرها کنترل می‌شود. همانطور که مشاهده می‌شود مقدار برش حاصل از مکانیزم تیرها به صورت قابل ملاحظه کمتر از برش نظیر با مکانیزم ستون‌ها می‌باشد. مقادیر برش طبقات در مقدار حداکثر نسبت دریافت براساس میانگین شتاب‌های

اثرات مودهای بالاتر در نیاز برشی طراحی دیوارهای سازه‌ای

اندازه‌گیری شده طبقات در طی انجام تست برای هر دو تحریک $(V_{e,c,50\%})$ و $(V_{e,c,100\%-1})$ زلزله کوبه ترسیم شده است. مقایسه مدل مکانیزم تیرها با نتایج حاصل از رکورد زلزله $(V_{e,c,100\%-1})$ نشان می‌دهد که نیاز برشی حاصل از استاندارد ACI 3181-19 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 1.62 بوده و مقدار حداکثر این نسبت در طبقه هشتم برابر 2.0 است. برش طبقات براساس حاصل جمع برش ستون‌ها مطابق با هر دو رویکرد NIST (2016) و NZS 3101-06 در شکل زیر ترسیم شده است. برش تحلیل دینامیکی طیفی طبقات مربوط به $V_{u,MRSA}$ ، براساس طیف پاسخ زلزله JMA-Kobe 100%-1 با احتساب میرایی 5% محاسبه شده است. برش طبقات برای نتایج آزمایشگاهی که با خطوط قرمز نشان داده شده است براساس شتاب طبقات ثبت شده در تحریک JMA-Kobe 100%-1 محاسبه شده است. مقایسه نتایج در شکل مقابل نشان می‌دهد که NIST (2016)، مقادیر برش را به صورت 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 1.40 می‌باشد. این ضریب نشان دهنده تشدید دینامیکی به دلیل اثرات مودهای بالاتر در قاب‌های خمشی است.



شکل ۱۹ مقایسه نیاز برشی حاصل از نتایج تست ساختمان ۱۰ طبقه بتن‌آرمه با مدل‌های ACI 318-19 و NZS 3101

در این ارتباط یک گرد آوری و ترجمه جامع تهیه شده است که از لینک زیر می‌توانید آن را دانلود کنید.

[مروری بر روش‌های محاسبات برش طراحی ستون‌های بتن‌آرمه در قاب‌های خمشی ویژه](#)

۶ - مطابق با تست‌های میز لرزان ژاپن و آمریکا، مقدار نیاز برشی در دیوارهای سازه‌ای به طور قابل ملاحظه از نتایج تحلیل پوش‌آور بزرگتر می‌باشد.

۷ - تشدید دینامیکی به دلیل اثرات مودهای بالاتر باعث افزایش نیاز برشی در قاب‌های خمشی بتن‌آرمه می‌شود.

۸ - در ساختمان‌هایی که دیوارهای سازه‌ای تا آخرین طبقه ادامه نمی‌یابند پیشنهاد می‌شود از تعداد طبقات کل ساختمان برای محاسبات تشدید دینامیکی استفاده شود.

اثرات مودهای بالاتر در نیاز برشی طراحی دیوارهای سازه‌ای

مدل‌های تشدید دینامیکی در کدها و استانداردهای بین‌المللی

در جدول ۲ مدل‌های تشدید دینامیکی در برخی آئین‌نامه‌ها و استانداردهای بین‌المللی (با رویکرد تجویزی) نشان داده شده است. پارامتر اصلی در این مدل‌ها پرید ساختمان یا ارتفاع کل سیستم سازه‌ای است.

جدول ۲ مدل‌های تشدید دینامیکی در آئین‌نامه‌ها و استانداردهای بین‌المللی

Codes and Standards		مراجعه	ملاحظات
Times	Shear Amplification Model		
1980~	European Model Codes (1980, 1983, 1985) $V_a = \omega_v V_d$: $\omega_v = \begin{cases} 0.9 + N/10 & N \leq 5 \\ 1.2 + N/25 & N > 5 \end{cases}$	Blakeley et al. (1975)	✓ تشدید برش پایه ✓ محدود کردن تشدید برشی به روش ELF
1982~	New Zealand Code (1995, 2006) $V_o^* = \omega_v \phi_s V_E$: $\omega_v = \begin{cases} 0.9 + N/10 & N \leq 6 \\ 1.3 + N/30 \leq 1.8 & N > 6 \end{cases}$	Blakeley et al. (1975)	✓ تشدید برش پایه ✓ تشدید توزیع نیروی جانبی به دست آمده از روش ELF براساس اضافه مقاومت خمشی
1993~	Eurocode 8 (2004) $V_{ED} = \varepsilon V'_{ED}$ $\varepsilon = q \sqrt{[(\gamma_{ed} M_{Ed}) / (q M_{Ed})]^2 + 0.1 [(S_d(T_c) / S_d(T_i))]^2} \leq q$	Keintzel (1990) Reject et al. (2012)	✓ تشدید در دیوارهای سازه‌ای شامل پارامترهای مقاومت خمشی مقطع بحرانی، ضریب اضافه مقاومت، ضریب کاهش مقاومت و پرید ارتعاشی لحاظ شده
1994~	Canadian Concrete Code (1994, 2004, 2014, 2019) $V_a = \omega_v V_d$: $\omega_v = \begin{cases} 1.0 & \text{if } T_s \leq T_L \\ 1.0 \leq 1.0 + 0.25(R_d R_v / \gamma_w - 1) \leq 1.5 & \text{if } T_s \geq T_V \end{cases}$ $T_L = 0.5s, T_V = 1.0s$ if $S_d(0.2) / S_d(2.0) < 10$ $T_L = 0.2s, T_V = 0.5s$ if $S_d(0.2) / S_d(2.0) \geq 10$	Boivin and Paultre (2012)	✓ ارجاع تفسیر نسخه ۱۹۹۴ به استاندارد نیوزیلند ✓ استفاده نسخه ۲۰۱۴ از مدل Boivin and Paultre (2012) برای پشتیبانی از اثرات غیرارتعاشی مودهای بالاتر
2015~	National Building Code of Canada (2015) $V = S(4.0) M_v I_E W / (R_d R_o)$; for RC wall structures	ELF Procedure	✓ اثرات مودهای بالاتر در تشدید برش پایه و توزیع نیروی جانبی حاصل از ELF لحاظ می‌شود.
2019~	US Concrete Design Code (2019) $V_e = \Omega_v \omega_v V_u$: $\omega_v = \begin{cases} 0.9 + N/10 & N \leq 6 \\ 1.3 + N/30 \leq 1.8 & N > 6 \end{cases}$	Blakeley et al. (1975)	✓ برگرفته از استاندارد نیوزیلند با اصلاحات جزئی
2025~	US Concrete Design Code (2025) $V_e = \Omega_v \omega_v V_u$: $\omega_v = 0.8 + 0.09 h_n^{1/3}$	Jack P. Moehle	✓ h_n : ارتفاع سازه‌ای از تراز پایه تا بالاترین تراز سیستم مقاوم در برابر نیروی زلزله ساختمان بوده و واحد آن feet است.

آخرین نسخه از LATBSDC در نوامبر ۲۰۲۳ تحت عنوان LATBSDC 2023 منتشر شد. پیوست D از این راهنما تحت عنوان

APPENDIX D – Supplement to ACI 318-19 می‌باشد. در این پیوست به مدل تشدید دینامیکی از استاندارد ACI 318-25 اشاره

شده است. با توجه به اخبار منتشر شده ظاهراً این مدل به تصویب کمیته ACI 318 رسیده است.

در جدول D1 از این راهنما مدل جدید تشدید دینامیکی ارائه شده است. در مدل جدید، ضریب تشدید دینامیکی وابسته ارتفاع کل سیستم

سازه‌ای است.

جدول D1 – تشدید برش دیوار

Condition	Ω_v	ω_v
$h_{wcs} / \ell_w \leq 1.0$	1.0	1.0
$1.0 < h_{wcs} / \ell_w \leq 2.0$	Linear interpolation permitted between 1.0 and 1.5	
$h_{wcs} / \ell_w \geq 2.0$	1.5	$0.8 + 0.09 h_n^{1/3}$

اثرات مودهای بالاتر در نیاز برشی طراحی دیوارهای سازه‌ای

نتیجه‌گیری و پیشنهادات :

- ۱- مقدار نیاز برشی طراحی دیوارهای سازه‌ای بسیار بزرگتر از مقداری است که از تحلیل‌های ارتجاعی استاتیکی معادل و دینامیکی طیفی براساس ASCE 7 به دست می‌آید.
- ۲- تحلیل پوش‌آور (تحلیل استاتیکی غیرخطی) فقط توانایی شبیه‌سازی اثرات اضافه مقاومت خمشی دیوارها را دارد لذا تشدید دینامیکی به دلیل اثرات مودهای بالاتر توسط این تحلیل پشتیبانی نمی‌شود.
- ۳ - مقدار نیاز برشی دیوارهای سازه‌ای برابر با برآیند نیروهای جانبی در محل ارتفاع موثر دیوار است، محل ارتفاع موثر دیوار را می‌توان از توزیع نیروهای جانبی در امتداد ارتفاع دیوار به دست آورد.
- ۴ - محاسبه مود شکست دیوارهای برشی براساس مدل ظرفیتی استاندارد ASCE 41-23 و ACI 369.1-22 دقت بیشتری نسبت به مدل‌های قبلی براساس نسبت بُعدی (h_{wc}/ℓ_w) دارد.
- ۵ - استاندارد ASCE 41-23 و ACI 369.1-22 با ارجاع به مراجع معتبر تاکید دارند که تشدید دینامیکی همبستگی بالایی با زمان تناوب ساختمان (ارتفاع کلی ساختمان) دارد و تحلیل‌های خطی توانایی شبیه‌سازی این اثرات را ندارند.
- ۶ - مطابق با تست‌های میز لرزان ژاپن و آمریکا، مقدار نیاز برشی در دیوارهای سازه‌ای به طور قابل ملاحظه از نتایج تحلیل پوش‌آور بزرگتر می‌باشد.
- ۷ - تشدید دینامیکی به دلیل اثرات مودهای بالاتر باعث افزایش نیاز برشی در قاب‌های خمشی بتن‌آرمه می‌شود.
- ۸ - در ساختمان‌هایی که دیوارهای سازه‌ای تا آخرین طبقه ادامه نمی‌یابند پیشنهاد می‌شود از تعداد طبقات کل ساختمان برای محاسبات تشدید دینامیکی استفاده شود.



- Abdullah S. A., 2019, "Reinforced Concrete Structural Walls: Test Database and Modeling Parameters", PhD Dissertation, University of California, Los Angeles, CA.
- ACI Committee ACI 318-19: building code requirements for structural concrete and commentary. Farmington Hills, MI, USA: American Concrete Institute; 2019.
- American Concrete Institute (ACI) Committee 369. 2022. "Standard Requirements for Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Concrete Buildings (ACI 369.1-17) and Commentary," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2022, 118 Pp." American Concrete Institute 116.
- American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute (ASCE/SEI) Committee 41. 2023. Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-23). Reston, VA, 615pp. 41st ed. Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
- Blakeley RWG, Cooney RC, Megget LM. Seismic shear loading at flexural capacity in cantilever wall structures. Bull N Z Soc Earthq Eng 1975;8(4):278-90.
- Boivin Y, Paultre P. Seismic force demand on ductile reinforced concrete shear walls subjected to western North American ground motions: part 1—Parametric study. Can J Civ Eng 2012;39(7):723-37.
- CEB (1980, 1983, 1985) Model code for seismic design of concrete structures, bulletin d'information, Comite Europeen du Beton, No.133, 160, 165 (respectively). Lausanne, Switzerland.
- CEN (2004) Eurocode 8—Earthquake resistant design of structures. Pt. 1.3 General rules—specific rules for various materials and elements. Brussels, Belgium
- CSA (1994, 2004, 2014) Design of concrete structures. Standard CAN/CSA-A23.3- 94, and -04. Canadian standards association, Rexdale, Canada
- Korolyk, M. J., and Wei, J. W. (2018). IDA cases studies: seismic performance and plan torsion. SEAOC Conference Proceedings
- Keintzel E. Seismic design shear forces in RC cantilever shear wall structures. Eur Earthq Eng 1990;3:7-16.
- Rejec K, Isaković T, Fischinger M. Seismic shear force magnification in RC cantilever structural walls, designed according to Eurocode 8. Bull Earthq Eng 2012;10(2):567-86.
- NZS NZS 3101: part1, concrete structures standard; part 2. Commentary on the design of concrete structures 1995, 2006. Wellington: New Zealand Standards; 1982.
- NRCC (National Research Council of Canada). 2015. National building code of Canada. Part 4: structural design. Ottawa: Canadian commission on building and fire codes.
- Kang J, et al. Shaking table tests of a full-scale ten-story reinforced-concrete building (FY2015). Phase II: seismic resisting system. Earthq Eng Struct Dyn 2023.
- LATBSDC (2023), An Alternative Procedure for Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region, Los Angeles, CA.
- Unal, M.E., Abdullah, S.A., Kolozvari, K. et al. Evaluation of ACI 318-19 provisions for special moment frames and special structural walls using data from the E-Defense 10-story tests. Bull Earthquake Eng (2023).