

بررسی تفسیری شکست ستون کوتاه و اثر آن بر

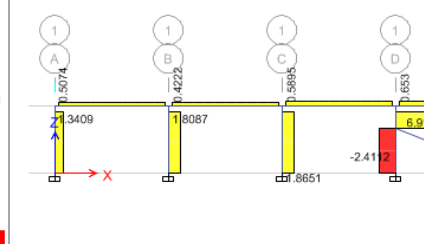
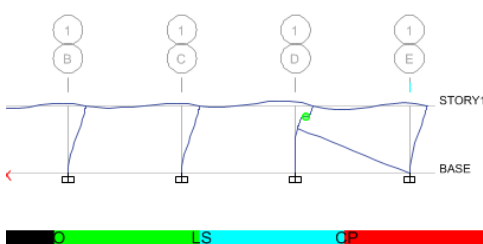
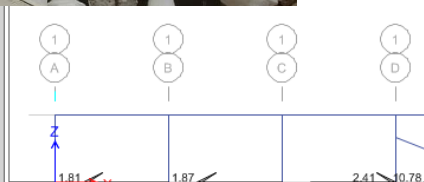
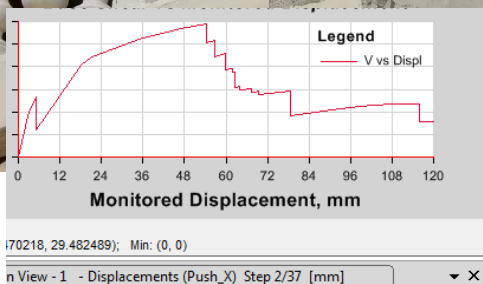
منحنی ظرفیت سازه با استفاده از ETABS

دانشگاه صنعتی شریف

تابش پور

@dastnameh

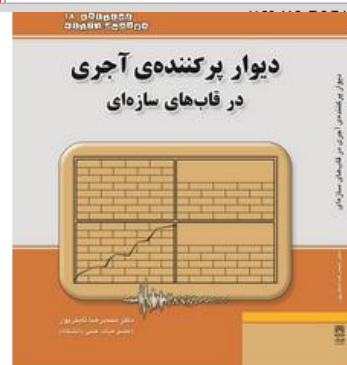
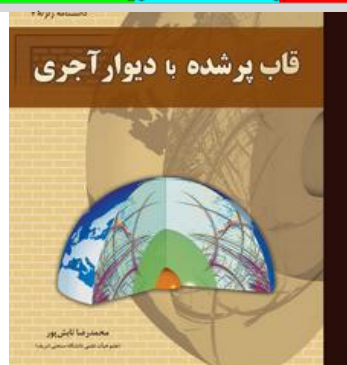
dastnameh.ir



تلگرام

و

سایت



دستنامه ۲۱ + دستنامه ۲۰ + دستنامه ۱۹ + دستنامه ۱۸ = دانشنامه ۷







بیمارستان‌ها

مدارس

...



دانشنامه ۷

دریافت گزیده



دستنامه ۱۸

دریافت گزیده



دستنامه ۱۹

دریافت گزیده



دستنامه ۲۰

دریافت گزیده



دستنامه ۲۱

دریافت گزیده



تفسیر استاندارد ۲۸۰۰

(ویرایش چهارم)

جلد دوم

ملاحظات دیوار پرکننده

- به روش پرسش و پاسخ
- شامل نکات SAP و ETABS
- شامل چارت‌ها و الگوریتم‌ها
- مبانی قضاوت مهندسی

محمدرضا تابش پور
(عضو هیأت علمی دانشگاه صنعتی شریف)



تفسیر استاندارد ۲۸۰۰

جلد دوم

ملاحظات دیوار پرکننده

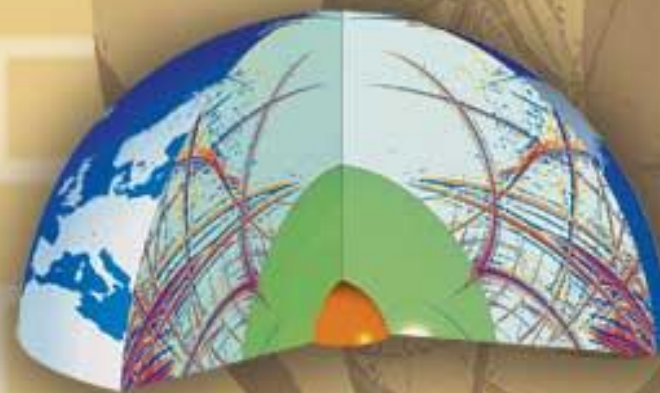
محمدرضا تابش پور



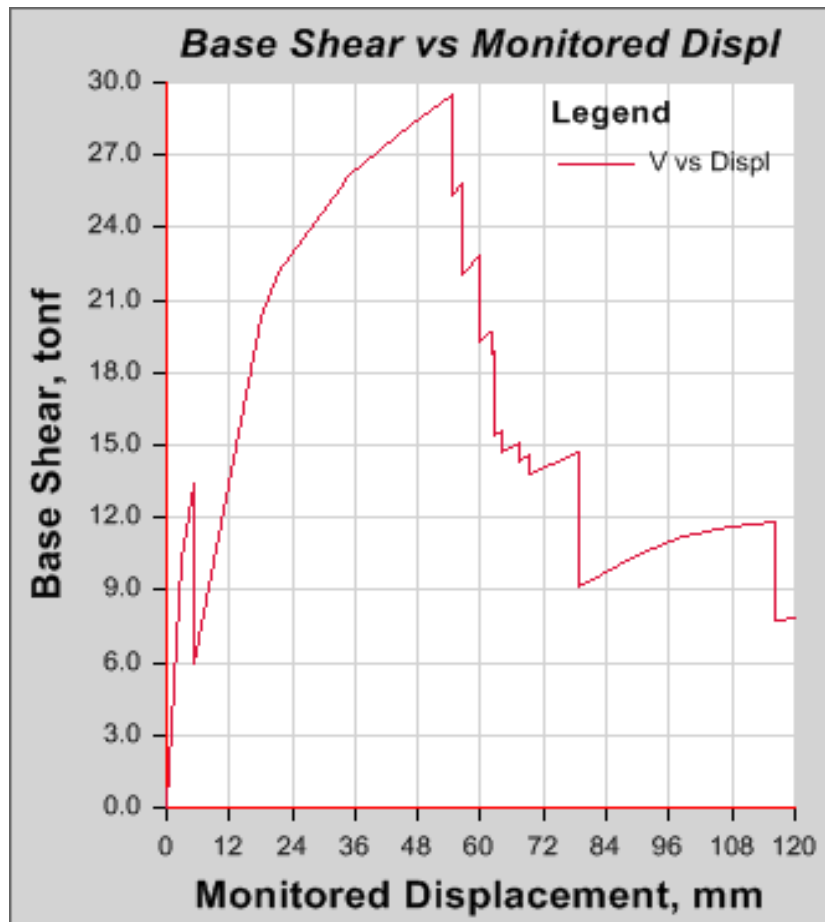
دانشنامه زلزله ۷



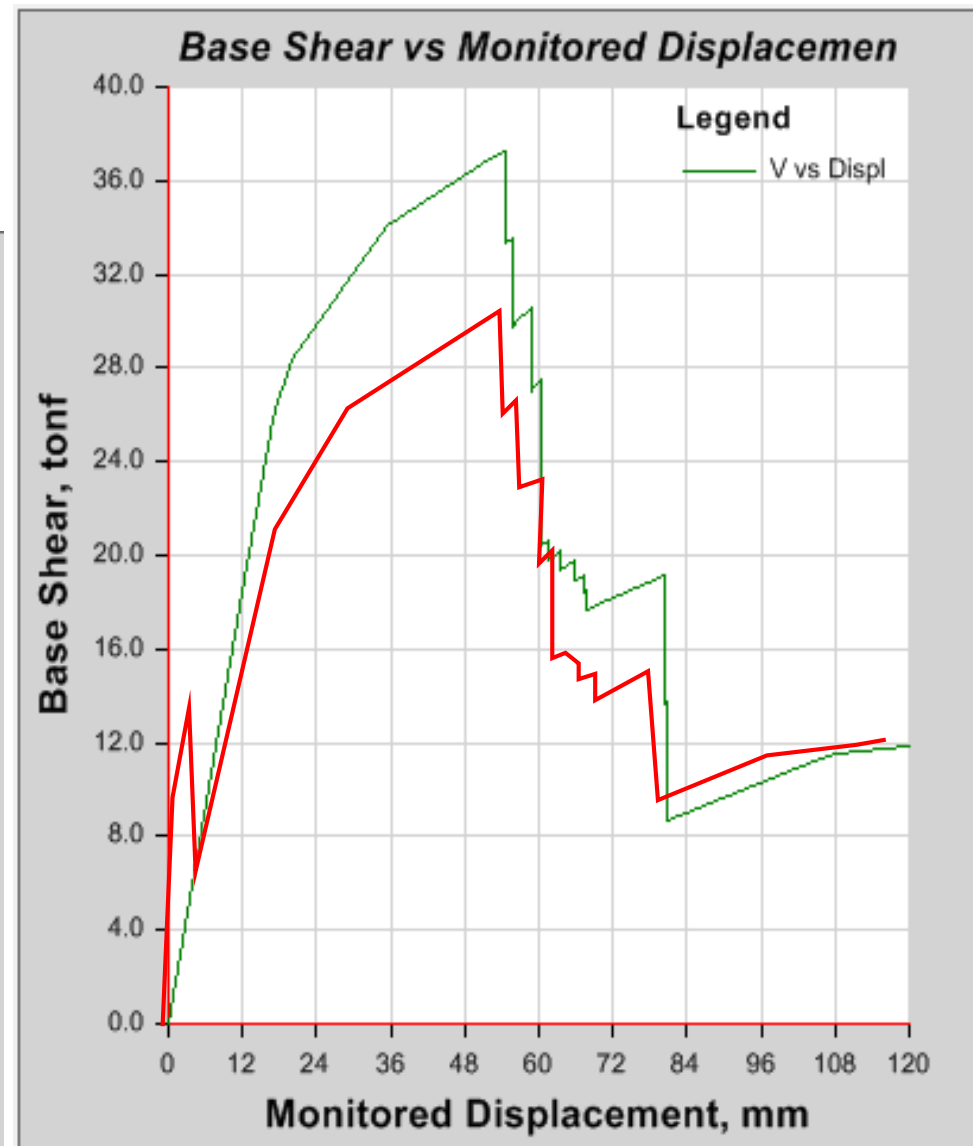
قاب پر شده با دیوار آجری



محمدرضا تابش پور
(عضو هیأت علمی دانشگاه صنعتی شریف)



@dastnameh



dastnameh.ir

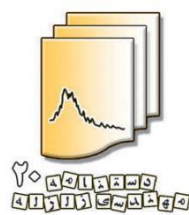
اگر در همین قاب به جای یک
دهانه، دو دهانه ستون کوتاه
بود؟

و ده ها مسأله دیگر در خصوص

@dastnameh

astnameh.ir

دیوار پرکننده



تفسیر استاندارد ۲۸۰۰

(ویرایش چهارم)

جلد دوم

ملاحظات دیوار پرکننده

- به روش پرسش و پاسخ
- شامل نکات SAP و ETABS
- شامل چارت‌ها و الگوریتم‌ها
- مبانی قضاوت مهندسی

محمدرضا تابش پور

(عضو هیات علمی دانشگاه صنعتی شریف)



تفسیر استاندارد ۲۸۰۰

جلد دوم

ملاحظات دیوار پرکننده

محمدرضا تابش پور



فهرست مطالب

بخش اول: مودهای شکست ۱

فصل اول: اثر دیوار پرکنندهی آجری بر رفتار لرزه‌ای سازه‌ها ۳

فصل دوم: مروری بر مودهای شکست دیوار پرکننده ۵۱

بخش دوم: تاریخچه و مدل سازی ۷۹

فصل سوم: تاریخچهی مدل‌سازی دیوار آجری پرکننده و قاب ۸۱

فصل چهارم: مدل‌سازی دیوار پرکننده در نرم‌افزارهای SAP و ETABS ۱۰۱

فصل پنجم: دیوار پرکنندهی آجری و مدل‌سازی آن در نرم‌افزار SAP-۲۰۰۰ ۱۴۳

فصل ششم: تئوری و فرمول‌بندی تجربی برش ۱۶۱

فصل هفتم: مدل‌سازی در نرم‌افزار OpenSees ۱۹۹

بخش سوم: برهم کنش دیوار و قاب ۲۲۹

فصل هشتم: ضوابط پیشنهادی FEMA-۳۰۶ ۲۳۱

فصل نهم: منحنی پوش-اور دندانه‌ای در ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های بتنی دارای دیوار

پرکنندهی آجری (ساختمان بیمارستان ساتناماریا) ۲۴۷

فصل دهم: اثر بازشو بر سختی قاب‌های دارای دیوار پرکنندهی آجری ۲۷۳

فصل یازدهم: بررسی تأثیر دیوار پرکنندهی آجری به روش تحلیل دینامیکی غیرخطی ۲۸۳

فصل دوازدهم: برهم کنش بین قاب و دیوار پرکنندهی آجری ۳۰۵

بخش چهارم: ستون کوتاه ۳۵۷

فصل سیزدهم: بررسی شکست ستون کوتاه و راه‌های جلوگیری از آن ۳۵۹

فصل چهاردهم: نکات تکمیلی بند (۱-۵-۷) آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ ۳۷۹

فصل پانزدهم: رفتار ستون‌های کوتاه تحت تغییرشکل برشی سیکلی ۳۹۳

فصل شانزدهم: آزمایش پوش-اور (استاتیکی‌جانی) در محل بر روی مدرسه (تایوان) ۴۱۵

فصل هفدهم: بررسی شکست ستون کوتاه ۴۳۱

بخش پنجم: طبقه نرم ۴۸۱

فصل هجدهم: بررسی تحلیلی طبقه نرم ۴۸۳

فصل نوزدهم: افزایش بار طراحی در ستون‌های خاص (بند ۲-۱۰ آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰) ۴۹۵

فصل بیستم: بررسی طبقه نرم ۵۰۹

بخش ششم: پیچش ۵۲۹

فصل بیست و یکم: تحلیل غیرخطی ساختمان سه‌بعدی دارای دیوار پرکننده‌ی آجری

(نامنظمی در ارتفاع و پلان) ۵۳۱

فصل بیست و دوم: بررسی پیچش سازه به دلیل نامنظمی چیدکان دیوار پرکننده ۵۴۱

بخش هفتم: پریرود ۵۷۳

صل بیست و سوم: پریرود طبیعی سازه‌های موجود ۵۷۵

فصل بیست و چهارم: اثر دیوار پرکننده‌ی آجری بر پریرود ارتعاشی سازه ۵۸۹

فصل بیست و پنجم: تاثیر دیوار پرکننده بر پریرود سازه ۶۰۱

بخش هشتم: رفتار دیوار ۶۳۳

فصل بیست و ششم: رفتار درون‌صفحه‌ای دیوار پرکننده‌ی آجری ۶۳۵

فصل بیست و هفتم: رفتار برون‌صفحه‌ای دیوار پرکننده‌ی آجری: مدل ساده و کش قوسی ۶۵۹

بخش نهم: مباحث آیین‌نامه‌ای ۶۸۱

فصل بیست و هشتم: آیین‌نامه‌ی نیوزیلند: قاب خمشی دارای دیوار پرکننده‌ی آجری ۶۸۳

فصل بیست و نهم: بررسی تطبیقی آیین‌نامه‌های مختلف دنیا در مورد اثر دیوار پرکننده‌ی آجری ۶۹۷

فصل سی‌ام: ملاحظات آیین‌نامه‌ای مربوط به اثر دیوار پرکننده‌ی آجری ۷۱۷

فصل سی و یکم: اثر دیوار پرکننده‌ی آجری بر تحلیل دینامیکی طیفی در آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ ۷۴۳

بخش دهم: بهسازی ۷۵۳

فصل سی و دوم: ضوابط آیین‌نامه‌ای (نشریه‌ی ۳۶۰) برای بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها با اثر

دیوار پرکننده‌ی آجری ۷۵۵

فصل سی و سوم: مثال محاسباتی بهسازی لرزه‌ای قاب خمشی بتنی دارای دیوار

پرکننده‌ی آجری ۷۷۱

فصل سی و چهارم: بهسازی لرزه‌ای دیوار پرکننده و قاب آن ۸۴۱

فصل سی و پنجم: بهسازی لرزه‌ای سازه‌های دارای دیوار پرکننده ۸۵۳

بخش یازدهم: ملاحظات معماری و جزئیات اجرایی دیوار ۹۰۱

فصل سی‌وششم: ملاحظات معماری و جزئیات اجرایی دیوارها ۹۰۳

بخش دوازدهم: پیوستها ۹۴۳

پیوست اول: قاب‌های خرابایی پرشده با مصالح بنایی محلی در روستاها ۹۴۶

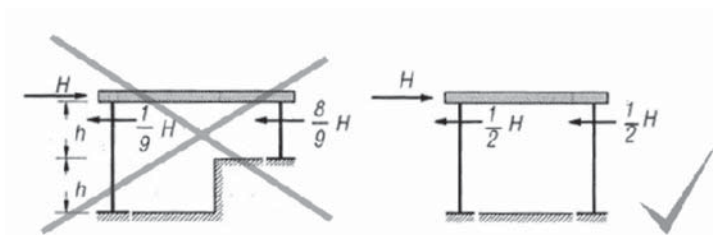
واژه نامه انگلیسی فارسی ۹۶۱

واژه نامه فارسی انگلیسی ۹۶۹



شکل ۶۱.۱

ایجاد ترک قطری در بین دو
بازشو در دیوار آجری پرکننده

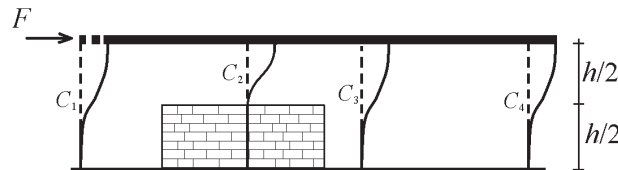


شکل ۶۲.۱ جذب نیروی برشی زیاد در ستون کوتاه

۹.۱ شکست ستون کوتاه

یکی از نکات مهم در رفتار لرزه‌ای سازه‌ها توجه به پدیده‌ی ستون کوتاه است. این پدیده می‌تواند باعث نامنظمی شدید در توزیع نیرو در ستون‌های طبقه شود و همچنین ممکن است منجر به پیچش شود. در مورد ستون‌های بتنی به علت جذب نیروی زیاد، ستون در برش شکست شدیدی می‌بیند. در شکل (۶۲-۱) دو حالت مختلف برای ارتفاع ستون‌ها نشان داده شده است. با کوتاه شدن یک ستون، سختی آن افزایش می‌یابد و در نتیجه نیروی جانبی بیشتری جذب می‌کند. از آنجاکه این ستون، نمی‌تواند نیروی مورد نظر را تحمل کند، در نیرویی معادل مقاومت خود شکسته می‌شود.

مسأله: در قاب زیر، دیاگرام برش و ممان را برای ستون‌ها رسم کنید. نیروی جانبی برابر ۱۲ تن است. ممان اینرسی تمام ستون‌ها برابر ۷۵۰cm^4 است.

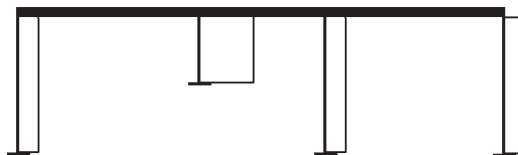


شکل ۶۳.۱

هندسه‌ی قاب

حل:

اگر سختی ستون‌های C_1 ، C_3 و C_4 مساوی k باشد، سختی ستون C_2 معادل $۸k$ خواهد بود. در نتیجه، برش ستون‌های C_1 ، C_3 و C_4 مساوی $\frac{۱۲}{۱۱}\text{ton}$ است و برش ستون C_2 معادل $\frac{۸ \times ۱۲}{۱۱}\text{ton}$ خواهد بود.



شکل ۶۴.۱

دیاگرام برش ستون‌ها

همچنین دیاگرام ممان در ستون‌ها به صورت زیر است.



شکل ۶۵.۱

دیاگرام ممان ستون‌ها

ممان بیشینه در ستون‌های C_1 ، C_3 و C_4 معادل $\frac{۱۲}{۱۱} \times \frac{h}{۴}\text{ton}\cdot\text{m}$ و همچنین ممان بیشینه در ستون C_2 مساوی $\frac{۸ \times ۱۲}{۱۱} \times \frac{h}{۴}\text{ton}\cdot\text{m}$ است.

اگر ستون C_2 از دیوار جدا بود مقدار برش در آن به اندازه‌ی ۳ تن و ممان آن $۱/۵h$ می‌بود. چنان که ملاحظه می‌شود با کوتاه شدن ستون، مقدار برش از ۳ تن به $۸/۷$ تن (یعنی حدود ۳ برابر) افزایش یافته است. همچنین مقدار ممان از $۱/۵h$ به $۲/۲h$ افزایش یافته است (یعنی حدود $۱/۵$ برابر).



فرض کنید ستون ها برای برش ۵ تن و ممان $2/5h$ طراحی شده باشند، واضح است که به علت وجود دیوار و کوتاه شدن ستون و تغییرات توزیع برش و ممان در ستون ها، ستون کوتاه در مود برشی شکسته می شود. این گونه شکست در سازه های بتنی، بسیار نامطلوب است. در این جا برای سهولت در بحث، انواع ستون کوتاه به صورت ذیل دسته بندی می شود:

الف - ستون کنار دیوار کوتاه (نوع ۱)،

ب - قسمتی از ستون که در تقابل با دیوار پرکننده با دیوار در تماس است (نوع ۲) و

ج - ستون دارای نیروی متمرکز در قسمت میانی مانند نیم طبقه و یا راه پله (نوع ۳).

یکی از راه های جلوگیری از شکست ستون کوتاه این است که در قسمت های کناری بازشوها و در بر ستون، دیوار آجری امتداد یابد یا به عبارتی طول بازشو کاهش پیدا کند. اگر هر دو طرف ستون کوتاه توسط دیوار مهار شود تا حد زیادی جلو شکست ستون کوتاه گرفته می شود. اما اگر طول این دیوارها کافی نباشد یا مطابق شکل (۱-۶۶) فقط دیوار در یک طرف ستون تا بالا امتداد یابد، باز هم شکست ستون کوتاه رخ خواهد داد. البته در صورت کافی نبودن خاموت محصورکننده ی قسمت ستون کوتاه مطابق شکل (۱-۶۷)، در ستون، شکست برشی ایجاد می شود.



شکل ۶۶.۱

شکست ستون کوتاه



شکل ۶۷.۱

شکست برشی ستون کوتاه با وجود دیوارهای کنار بازشوها



در شکل (۱-۶۸) نماهای مختلف از شکست ستون کوتاه نشان داده شده است.



(الف)



(ب)



(ج)

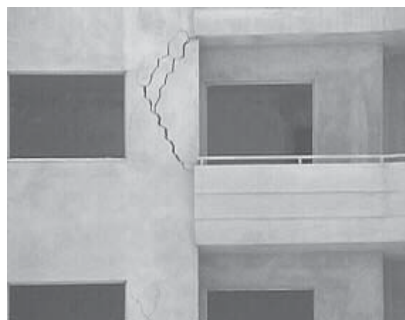
شکل ۶۸.۱ شکست ستون کوتاه با وجود دیوار در یک طرف ستون کوتاه (تصویر از زوایای مختلف)



با توجه به ابعاد سطح مقطع ستون و بر حسب ارتفاع بخش ستون کوتاه، مکانیزم‌های گوناگونی برای شکست آن، ممکن است. اگر ارتفاع ستون کوتاه، بسیار کم باشد (قابل مقایسه با ابعاد مقطع ستون)، شکست برشی که منجر به ترک‌های قطری و یا خردشدگی شدید بتن می‌شود مانند شکل (۶۹-۱) رخ خواهد داد. اگر ستون، باریک باشد و یا ارتفاع دیوار زیاد نباشد، شکست ایجاد شده در ستون به صورت خمشی خواهد بود، شکل (۷۰-۱). در شکل (۷۱-۱) خردشدگی بتن بر اثر نیروهای شدید برشی ملاحظه می‌شود. مودهای شکست دیوار برشی به صورت ترک‌های خمشی و یا برشی به ویژه در کناره‌های بازوها است.



شکست خمشی ستون کوتاه شکل ۷۰-۱



شکست برشی (قطری) ستون کوتاه شکل ۶۹-۱



شکست ۷۱-۱
خردشدگی بتن و ترک‌های قطری



در اشکال (۷۲-۱) و (۷۳-۱) نمای یک ساختمان قبل و بعد از زلزله، نشان داده شده است. در شکل‌های (۷۴-۱) تا (۷۹-۱) نمونه‌های مختلفی از شکست ستون کوتاه ملاحظه می‌شود.



شکل ۷۲.۱

نمایی از ساختمان قبل از زلزله



شکل ۷۳.۱

تخریب کامل طبقه‌ی اول در زلزله
به‌علت پدیده‌ی ستون کوتاه



شکل ۷۴.۱

شکست برشی ستون کوتاه (دومین مود شکست متداول سازه‌های بتنی)



شکل ۷۵.۱

شکست ستون کوتاه (نورث ریج،
۱۹۹۴)



شکل ۷۶.۱ شکست ستون کوتاه



شکل ۷۷.۱
شکست ستون کوتاه



شکل ۷۸.۱
انهدام کامل ستون‌های کوتاه



شکل ۷۹.۱
شکست ستون کوتاه در طبقه‌ی
زیرزمین



با دقت در شکل (۸۰-۱) مشخص می‌شود که آجر سفال توخالی نیز می‌تواند منجر به شکست ستون کوتاه شود. همچنین به علت نیروی اندرکنشی بین دیوار و قسمتی از ستون که متصل به دیوار است، قسمت‌های بیشتری از ستون، آسیب دیده است. ملاحظه می‌شود که فاصله‌ی بین خاموت‌ها زیاد بوده است.

تعبیه‌ی کلاف در پیرامون دیوار در شکل (۸۱-۱) باعث تخریب شدید ستون کوتاه شده است.



شکل ۸۰.۱

وجود بازشو طویل باعث ایجاد تنش‌های شدیدی در ستون شده است.



شکل ۸۱.۱

نمونه‌ای از شکست ستون کوتاه

رفتار نسبتاً خوب ستون در سمت راست شکل (۸۲-۱) بیانگر این است که ساختمان از خطر فروریزش رهایی یافته است.

در شکل‌های (۸۳-۱) و (۸۴-۱) نمونه‌های دیگری از شکست ستون کوتاه مشاهده می‌شود.

در ساختمان‌های مدرسه‌ی نشان داده شده در شکل‌های (۸۵-۱) و (۸۶-۱) ملاحظه می‌شود که پتانسیل شکست ستون کوتاه وجود دارد.



شکل ۸۲-۱ در این ستون اجرای جزئیات نامناسب مشاهده می‌شود (قلاب ۹۰ درجه به‌جای قلاب ۱۳۵ درجه) (ترکیه، ۱۹۹۹).



شکست ستون کوتاه
در یک مدرسه



شکل ۸۳-۱ شکست ستون به‌علت اندرکنش با دیوار پرکننده شکل ۸۴-۱



شکل ۸۵.۱

پتانسیل شکست ستون کوتاه در
یک مدرسه



شکل ۸۶.۱

پتانسیل شکست ستون کوتاه در
یک مدرسه



شکل ۸۷.۱

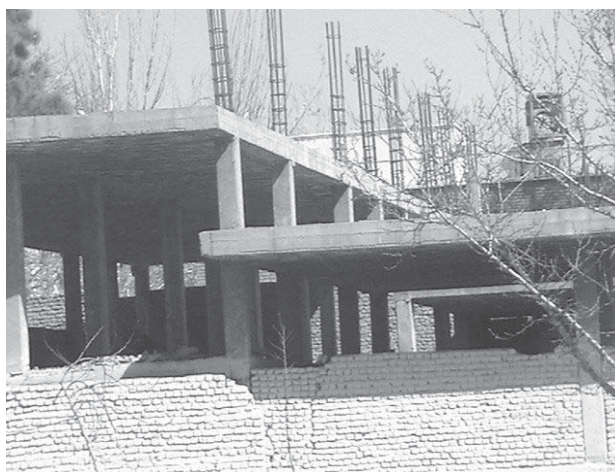
اقداماتی برای ایمنی موقت در
شکست ستون کوتاه

شکست ستون کوتاه برخی مواقع منجر به ترک‌های قطری شدیدی مطابق شکل (۸۷-۱) می‌شود که برای ایجاد ایمنی موقت باید اقداماتی انجام شود. در تعداد قابل ملاحظه‌ای از ساختمان‌های بتنی که امروزه در شهرهای مختلف ایران ساخته می‌شود، پتانسیل شکست ستون کوتاه وجود دارد. به عنوان مثال در شکل‌های (۸۸-۱) تا (۹۰-۱) که نماهای مختلف از یک ساختمان بتنی در تهران را نشان می‌دهد، پتانسیل شکست ستون کوتاه به علت وجود بازشو و پتانسیل شکست ستون کوتاه به علت نیروی متمرکز در قمست میانی ستون مشاهده می‌شود.



شکل ۸۸.۱

ستون کوتاه به علت هندسه‌ی
معماری و وجود دیوارها



شکل ۸۹.۱

پتانسیل شکست ستون کوتاه



در شکل (۹۱-۱) دهانه‌ی سمت چپ دارای دیوار آجری پرکننده و دهانه‌ی سمت راست دارای بازشو طویل است که ستون کوتاه ایجاد کرده است. در حرکت سازه به سمت راست، ستون میانی به صورت ستون کوتاه عمل می‌کند. در حرکت سازه به سمت چپ، ستون سمت راست به صورت ستون کوتاه است و ستون میانی به همراه ستون سمت چپ و دیوار بین آنها تشکیل یک دهانه با دیوار پرکننده می‌دهند. به علت نیروی محوری فشاری در راستای قطر دیوار پرکننده، نیروی برشی متمرکزی در پایین ستون سمت چپ وارد شده و منجر به خرابی برشی شده است.



شکل ۹۰.۱

نیروی متمرکز در قمست میانی
ستون بتنی



شکل ۹۱.۱

در مورد این ساختمان، دیوار آجری مقاومتر از ستون‌ها بوده است و باعث شکست برشی در ستون‌ها شده است (ترکیه، ۱۹۹۸). ترکیب شکست ستون کوتاه و شکست برشی ستون

۲.۶.۲ مباحث مفهومی

۱.۲.۶.۲ ستون کوتاه موضعی

۱.۱.۲.۶.۲ گسیختگی خمشی

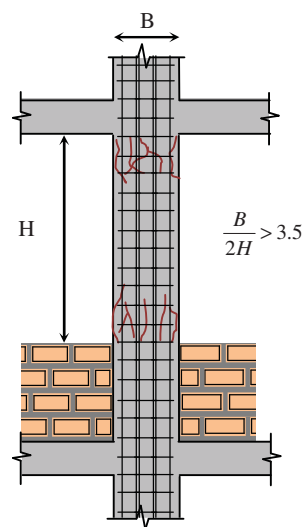
مد گسیختگی ستون‌ها وابسته به نسبت دهانه‌ی برش که عبارت است از:

$$a_s = M_p / (V_p H) \quad (۴-۱)$$

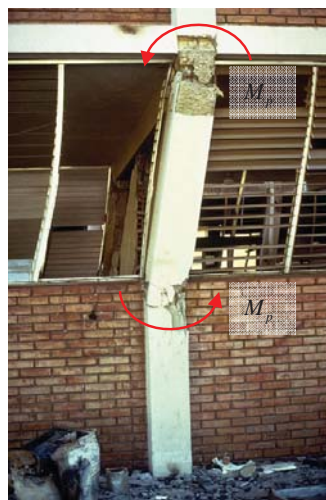
ستون‌های با لاغری متوسط و بالا ($\frac{B}{H} > ۳/۵$) در دسته‌ی گسیختگی خمشی قرار می‌گیرند. این نوع خرابی شامل پوسته شدن پوشش بتنی و سپس خرد شدن ناحیه‌ی فشاری، کمانش میلگردهای طولی و گاهی بازشدگی خاموت به دلیل انبساط هسته، است.

الف. رفتار الاستیک

اگر $F_i \leq \frac{2M_p}{h'}$ ، ستون‌ها نیروهای جانبی را به نسبت سختی خود جذب می‌کنند. که در این رابطه F_i نیروی هر ستون، h ارتفاع ستون، h' ارتفاع مؤثر ستون است. سختی ستون بلند (ستون سمت راست) عبارت است از:



(الف)



(ب)

شکل ۱۵.۲ نمونه از شکست ستون کوتاه (الف و ب)

$$k = \frac{12EI}{h^3} \quad (۵-۲)$$

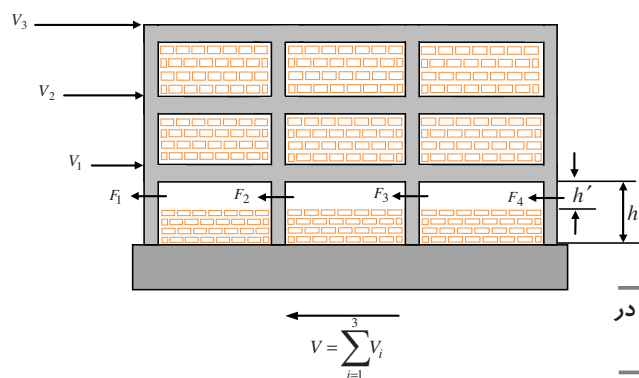
E مدول الاستیسیته‌ی بتن و I ممان اینرسی ستون است.
سختی ستون‌های کوتاه عبارت است از:

$$k' = \frac{12EI}{h'^3} \quad (۶-۲)$$

$$\frac{k'}{k} = \left(\frac{h}{h'} \right)^3 \quad (۷-۲)$$

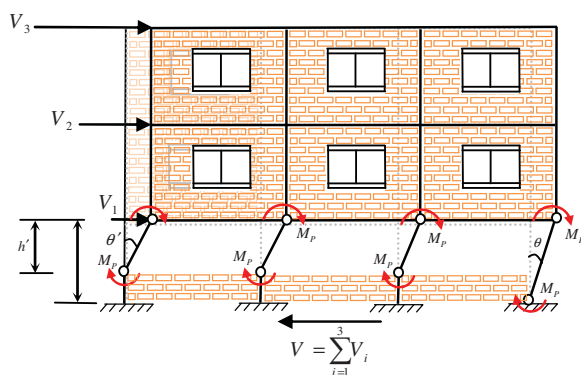
سختی کل سازه بالا عبارت است از:

$$k_{total} = 3k' + k \quad (۸-۲)$$



شکل ۱۶.۲

نمایش شماتیک توزیع برش در طبقات



شکل ۱۷.۲

توزیع برش در طبقات و شکست خمشی ستون‌ها در طبقه اول

توزیع نیروی برش پایه در طبقه‌ی اول برای هر ستون، F_i :

$$F_1 = F_2 = F_3 = \frac{k'}{3k' + k} \times V_1 \quad (9-2)$$

$$F_4 = \frac{k}{3k' + k} \times V_1 \quad (10-2)$$

ب. رفتار غیرالاستیک

اگر $F_i > 2M_p / h'$ گسیختگی خمشی رخ می‌دهد، بنابراین در تمام ستون‌های طبقه‌ی اول مفاصل خمشی در بالا و پایین ارتفاع مؤثر ستون متمرکز می‌شود. پارامترهای نشان‌دهنده‌ی مد گسیختگی در سازه بالا عبارت است از:

$$\theta' = \frac{\Delta}{h'} \quad (11-2)$$

$$\theta = \frac{\Delta}{h} \quad (12-2)$$

$$V\Delta = 6M_p \frac{\Delta}{h'} + 2M_p \frac{\Delta}{h} \quad (13-2)$$

Δ جابه‌جایی غیرالاستیک در طبقه‌ی اول، M_p ظرفیت خمشی ستون طبق تعاریف آئین‌نامه‌ی بتن آمریکا.

۲.۱.۲.۶.۲ گسیختگی برشی

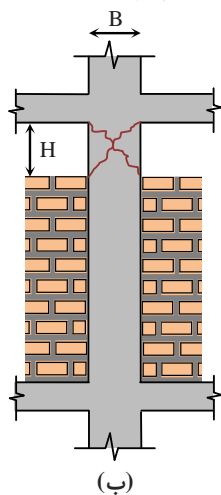
همان‌طور که در شکل ۱۸.۲ نشان داده شده است، ستون‌های کوتاه ($\frac{B}{H} < 2$) گسیختگی ترد برشی را تجربه خواهند کرد. این نوع گسیختگی زمانی رخ می‌دهد که تسلیح عرضی متعارف آئین‌نامه به همراه بار محوری زیاد وجود داشته است، در این صورت بارگذاری چرخه‌ای ترک‌های برشی مایل را نتیجه می‌دهد.

الف. رفتار الاستیک

توضیحات مفهومی مربوط به این رفتار قبلاً آورده شده است. در واقع اگر $F_i < V_n$ سازه در محدوده‌ی الاستیک باقی می‌ماند.

ب. رفتار غیرالاستیک

پدیده‌ی ستون کوتاه متناظر با گسیختگی برشی ستون است. این نوع گسیختگی بسیار ترد است. همان‌طور که در شکل ۱۹.۲ نشان داده شده است، به‌دلیل مجاورت دیوار با ۳ ستون سمت چپ، هنگام زلزله در این ستون‌ها این پدیده رخ خواهد داد، بنابراین مفاصل برشی در بالا و پایین طول

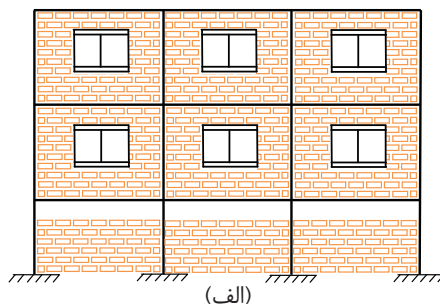


$$\frac{B}{2H} < 1/10$$

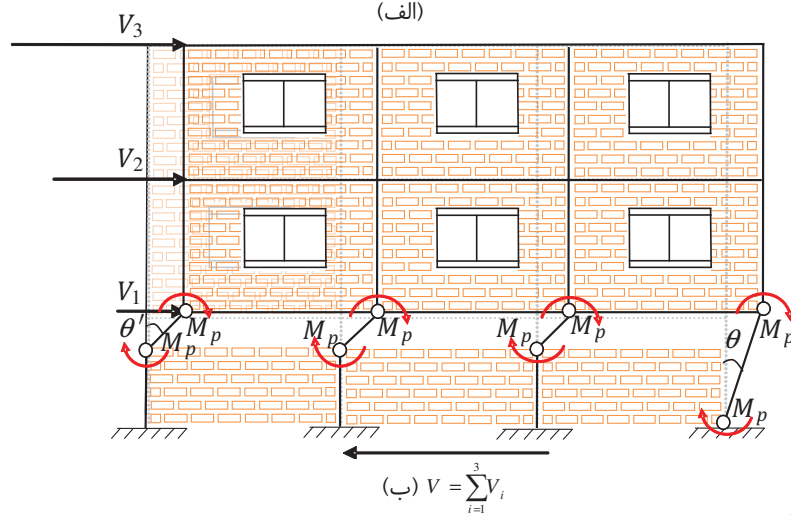


(الف)

شکل ۱۸.۲ شکست برشی در ستون بتنی



(الف)



شکل ۱۹.۲ مکانیزم ستون کوتاه

مؤثر ستون رخ می‌دهد. چهارمین ستون به‌عنوان ستون بلند خواهد بود و مفاصل خمشی در بالا و پایین ستون به‌وجود می‌آیند. به‌عبارت دیگر اگر $F_i \geq V_n$ گسیختگی برشی رخ می‌دهد، بنابراین ۳ ستون از طبقه‌ی اول این شکست را تجربه خواهند کرد [۱۷]. پارامترهای استفاده شده در این سازه و روابط محاسباتی عبارتند از:

$$\theta' = \frac{\Delta}{h'} \quad (۱۴-۲)$$

$$\theta = \frac{\Delta}{h} \quad (۱۵-۲)$$

$$V\Delta = 6M \frac{\Delta}{h'} + 2M_P \frac{\Delta}{h} \quad (۱۶-۲)$$

$$V\Delta = 6 \times \frac{V_P h'}{2} \times \frac{\Delta}{h'} + 2M_P \times \frac{\Delta}{h} \quad (۱۷-۲)$$

$$V = 3V_P + 2 \frac{M_P}{h} \quad (۱۸-۲)$$

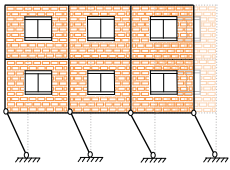
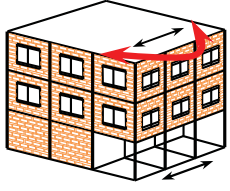
معادله‌ی زیر مقاومت برشی ستون را به نیاز شکل‌پذیری ارتباط می‌دهد. این مدل شامل ۲ قسمت است، برش تحمل شده توسط بتن، V_c و برش متحمل شده توسط خاموت‌های برشی V_s :

$$V_n = k(V_c + V_s) = k \frac{\phi \sqrt{f'_c}}{\alpha_s} \sqrt{1 + \frac{P}{\phi \sqrt{f'_c} A_g}} \rho_s A_g + k \frac{A_{st} f_{yt} d}{s} \quad (۱۹-۲)$$

ضریب k تنزل مقاومت برشی را با افزایش شکل‌پذیری تعریف می‌کند، f'_c مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن، s فواصل خاموت‌های عرضی، P بار محوری اعمالی، d فاصله‌ی آخرین تار فشاری تا دورترین تسلیح کششی، A_{st} مساحت تسلیح عرضی، f_{yt} مقاومت تسلیم تسلیح عرضی. همان‌طور که در شکل ۲۰.۶ دیده می‌شود، تجربیات زلزله‌های گذشته نشان می‌دهد که مفاصل



شکل ۲۰.۲ گسیختگی ستون کوتاه در سازه‌ی در حال ساخت

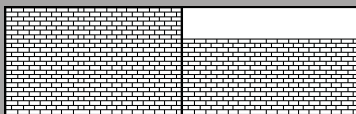
نوع	ردیف	اثرات منفی دیوار پرکننده	توضیحات
	۲	طبقه‌ی نرم	
	۳	پیچش	
	۴	موضعی ستون کوتاه	گسیختگی برشی
			گسیختگی برشی - خمشی
			گسیختگی خمشی
			طبقه‌ی بسیار ترد غیر شکل‌پذیر



مدل سازی دیوار پرکننده در نرم افزارهای SAP و ETABS

۴

فصل



۱.۴ مقدمه ۱۰۳

۲.۴ بررسی چند مدل با استفاده از SAP-2000 ۱۰۴

۱.۲.۴ قاب یک طبقه ی یک دهانه ۱۰۷

۲.۲.۴ قاب یک طبقه ی دودخانه ۱۲۲

۳.۲.۴ قاب ۳ طبقه ی دودخانه ۱۲۹

۴.۲.۴ خلاصه و جمع بندی ۱۴۲

منابع ۱۴۲

۱.۴ مقدمه

در این فصل برای آشنایی با نکات مدل سازی دیوار پرکننده در حالت های مختلف، چند مدل در نرم افزار SAP-۲۰۰۰ مورد بررسی قرار می گیرد. اثرات محلی ناشی از اندرکنش بین قاب و دیوار در ساختمان های بتنی و فولادی به صورت زیر است:

➤ ساختمان بتنی:

- ✓ شکست ستون کوتاه به علت وجود بازشو (ستون کوتاه نوع ۱)
- ✓ شکست ستون در طول تماس بین دیوار و ستون پس از تغییر شکل (ستون کوتاه نوع ۲)

✓ شکست تیر در طول تماس بین دیوار و تیر پس از تغییر شکل

➤ ساختمان فولادی:

- ✓ شکست اتصال تیر به ستون
- ✓ شکست اتصال ستون به صفحه ستون
- اثرات کلی در رفتار ساختمان به علت وجود دیوار پرکننده عبارتند از:
- ✓ طبقه ی نرم
- ✓ پیچش

مدل سازی دیوار پرکننده ی آجری در موارد زیر ضروری است:

۱. آسیب پذیری لرزه ای سازه های موجود:

- ستون کوتاه (مدل یک عضوی یا دو عضوی معادل دیوار)
- بالا و پایین ستون بتنی (مدل یک عضوی یا دو عضوی ستون به ستون)
- اتصال تیر و ستون بتنی (مدل یک عضوی مورب اتصال به اتصال)
- تیر و ستون بتنی (مدل سه عضوی)
- ساختمان فولادی (مدل یک عضوی تیر به تیر برای بررسی اتصال تیر به ستون)
- ساختمان فولادی (مدل یک عضوی ستون به ستون برای بررسی اتصال ستون به صفحه ستون)
- کلیه ی ساختمان ها (مدل های یک یا دو یا سه عضوی دیوار معادل برای اثرات کلی: طبقه ی نرم، پیچش)

۲. طراحی سازه های نو:

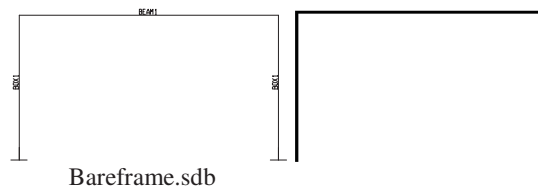
- ساختمان های بتنی کوتاه و متوسط (مدل های یک یا دو عضوی دیوار معادل برای اثرات محلی)
- ساختمان های فولادی کوتاه و متوسط (مدل های یک عضوی دیوار معادل برای اثرات محلی)

- کلیه ی ساختمان‌ها (مدل‌های یک‌عضوی دیوار معادل برای اثرات کلی: طبقه ی نرم، پیچش)

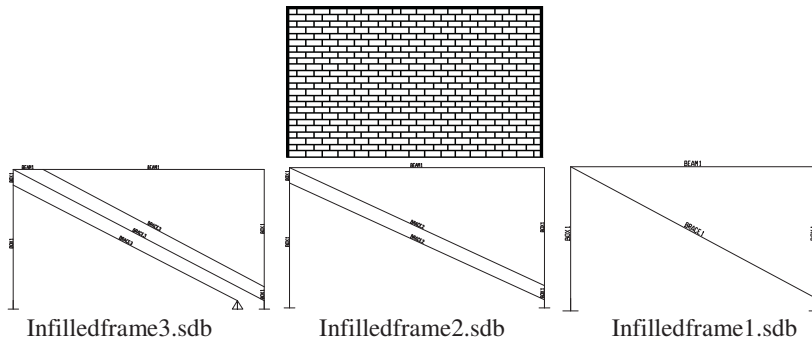
۲.۴ بررسی چند مدل با استفاده از SAP-۲۰۰۰

در این جا سه مثال بررسی می‌شود:

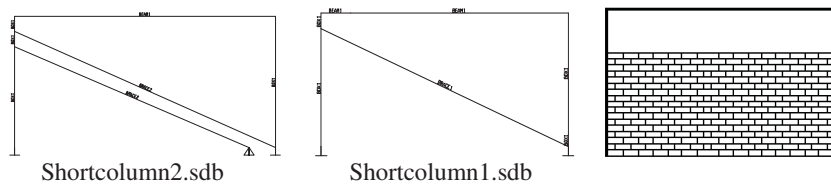
- شش مدل قالب یک‌طبقه ی یک‌دهانه، مطابق شکل‌های (۱-۴، ۲-۴ و ۳-۴)
- سه مدل قالب یک‌طبقه ی دودهانه، مطابق شکل (۴-۴)
- پنج مدل قالب سه‌طبقه ی دودهانه، مطابق شکل (۵-۴)



شکل ۱.۴ قالب خالی یک‌طبقه ی یک‌دهانه



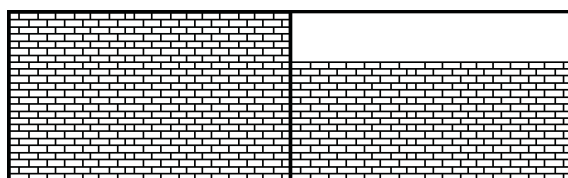
شکل ۲.۴ قالب یک‌طبقه ی یک‌دهانه، دارای دیوار پرکننده



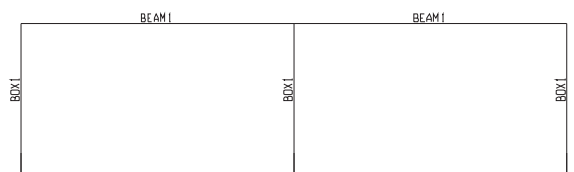
شکل ۳.۴ قالب یک‌طبقه ی یک‌دهانه، دارای ستون کوتاه



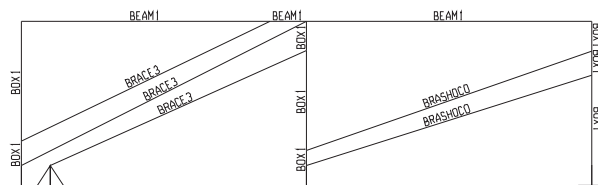
(الف)



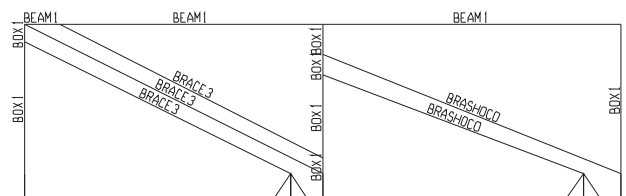
(ب)



(ج)

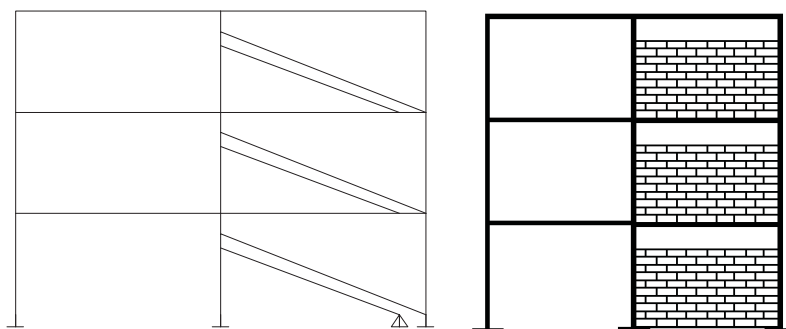
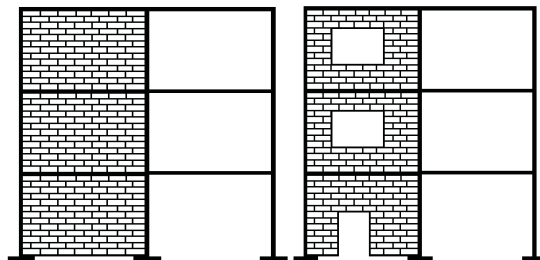
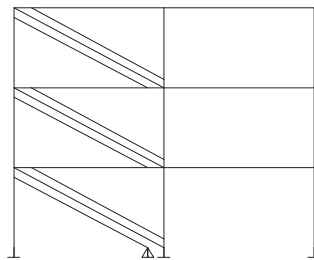
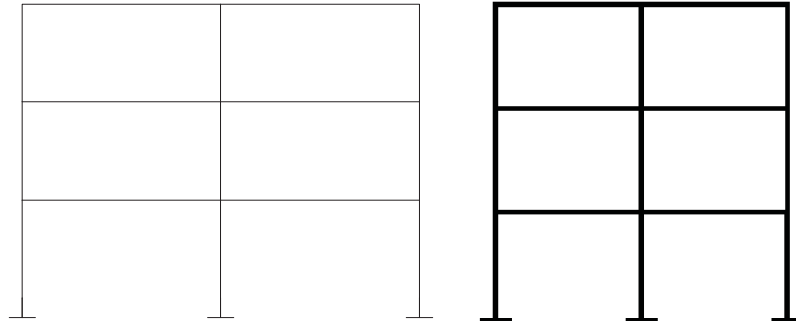


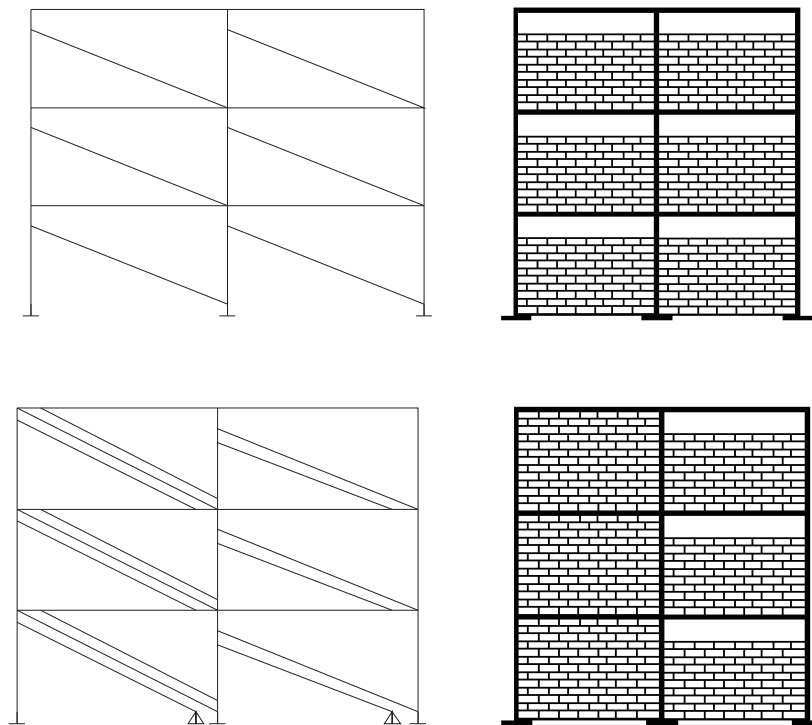
(د)



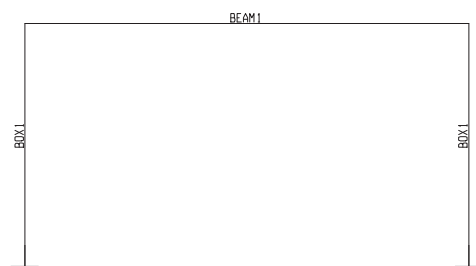
(هـ)

شکل ۴.۴ سه مدل قاب یک طبقه‌ی دودخانه





شکل ۵.۴ پنج مدل قاب سه طبقه‌ای دودخانه (ادامه)



شکل ۶.۴ قاب خالی و مقاطع اعضا

۱.۲.۴ قاب یک طبقه‌ای یک دهانه

مطابق شکل (۴-۶) طول دهانه، ۶ متر و ارتفاع طبقه، ۳ متر است. واحدها در دیاگرام‌ها به صورت cm ، Ton و T.cm است. مقاطع تیر و ستون‌ها به صورت شکل‌های (۴-۷) و (۴-۸) است.

I/Wide Flange Section

Section Name BEAM1

Properties

Section Properties Modification Factors

Material STEEL

Dimensions

Outside height (t3) 20.

Top flange width (t2) 8.

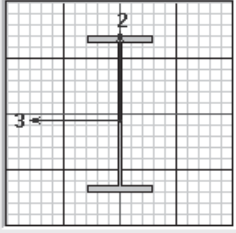
Top flange thickness (tf) 0.8

Web thickness (tw) 0.6

Bottom flange width (t2b) 8.

Bottom flange thickness (tfb) 0.8

OK Cancel



شکل ۷.۴ مقطع تیر

Box/Tube Section

Section Name BOX1

Properties

Section Properties Modification Factors

Material STEEL

Dimensions

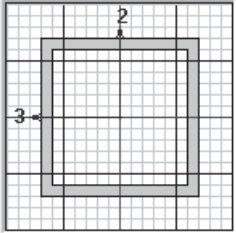
Outside depth (t3) 12.

Outside width (t2) 12.

Flange thickness (tf) 0.8

Web thickness (tw) 0.8

OK Cancel

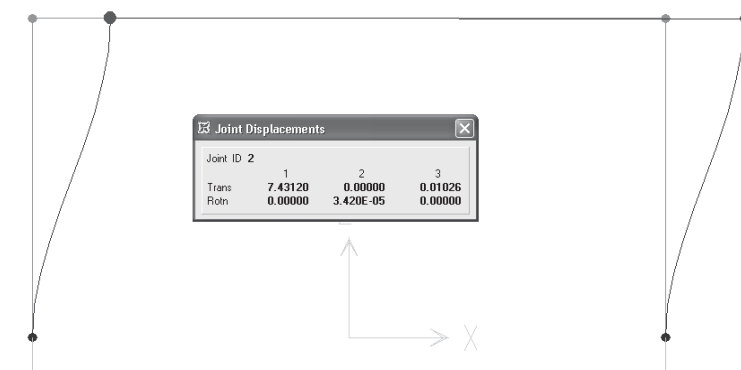


شکل ۸.۴ مقطع ستون

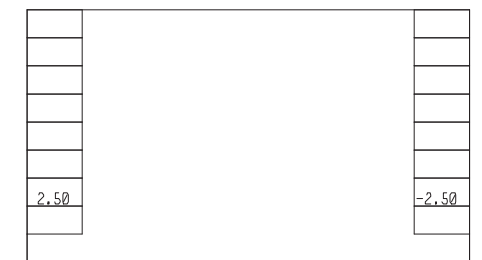
در شکل (۹-۴) بار جانبی وارده به قاب نشان داده شده است. تحت این بار، تغییرمکان جانبی قاب، $\Delta = 7.43 \text{ cm}$ شده است. دیاگرام‌های نیروی محوری، برشی و ممان خمشی به ترتیب در شکل‌های (۱۱-۴) تا (۱۳-۴) رسم شده است.



شکل ۹.۴ بار جانبی وارده به قاب



شکل ۱۰.۴ تغییرمکان جانبی قاب ($\Delta = 7.43 \text{ cm}$)



شکل ۱۱.۴ دیاگرام نیروی محوری



شکل ۱۲.۴ دیاگرام نیروی برشی



شکل ۱۳.۴ دیاگرام ممان خمشی

Material Property Data

Material Name: MASONRY

Type of Material: ☒ Isotropic ☐ Orthotropic ☐ Anisotropic

Type of Design: Design: Other

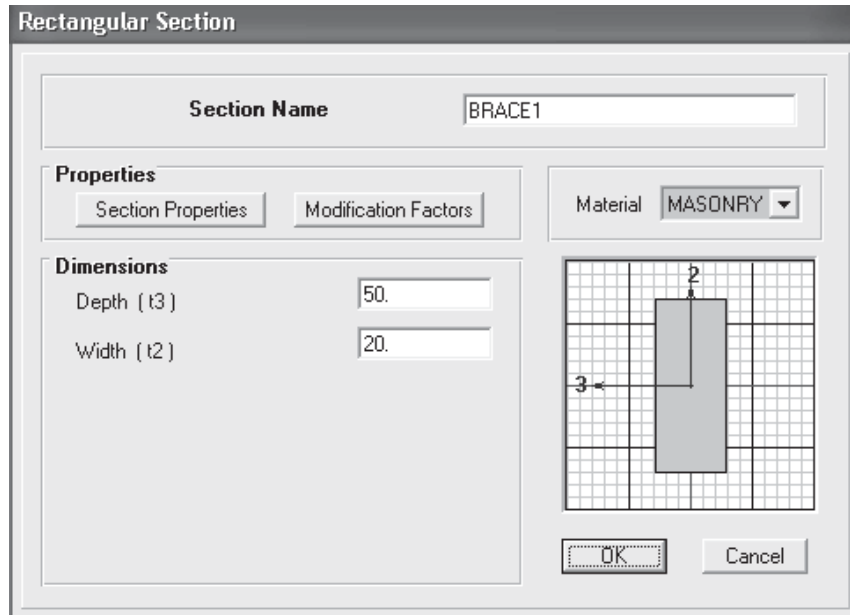
Analysis Property Data:

Mass per unit Volume	0.
Weight per unit Volume	0.
Modulus of Elasticity	10000.
Poisson's Ratio	0.3
Coeff of Thermal Expansion	1.170E-05
Shear Moduli	3846.1538

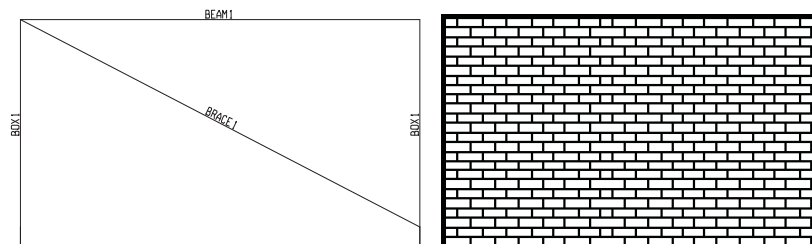
Design Property Data:

OK Cancel

شکل ۱۴.۴ تعریف خصوصیات مصالح بنایی

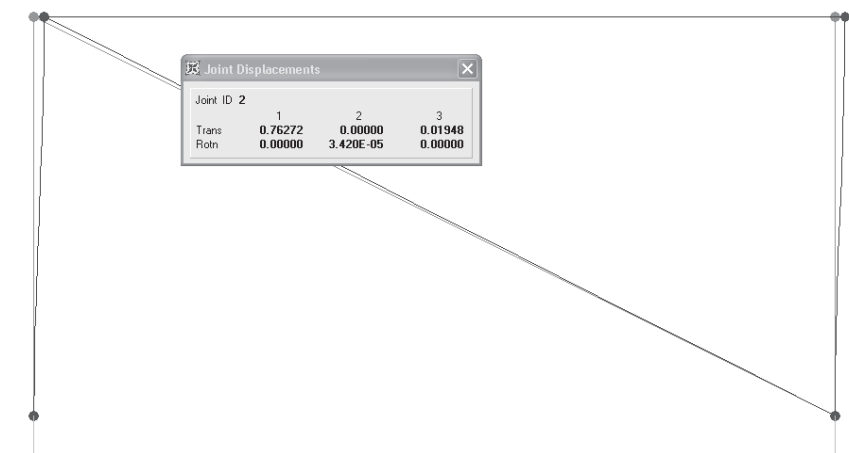


شکل ۱۵.۴ تعریف هندسه‌ی مقطع بادبند معادل (BRACE1)

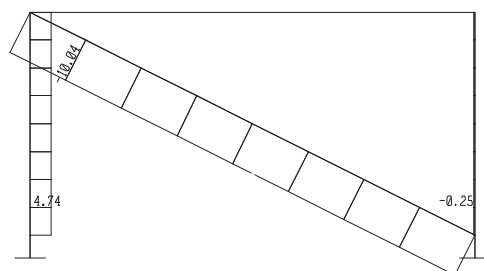


شکل ۱۶.۴ قاب‌های اصلی و دارای بادبند معادل و مقاطع اعضاء

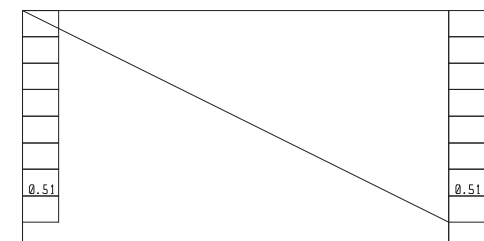
در شکل (۱۶-۴) قاب دارای بادبند معادل دیوار آجری (به‌صورت یک‌عضوی) نشان داده شده است. مطابق شکل (۱۷-۴) تحت بار جانبی، تغییرمکان قاب، $\Delta = 0.76 \text{ cm}$ شده است. توجه شود که این تغییرمکان بسیار کمتر از تغییرمکان قاب خالی $\Delta = 7.43 \text{ cm}$ است. دیاگرام‌های نیروی محوری، برشی و ممان خمشی به‌ترتیب در شکل‌های (۱۸-۴) تا (۲۰-۴) رسم شده است.



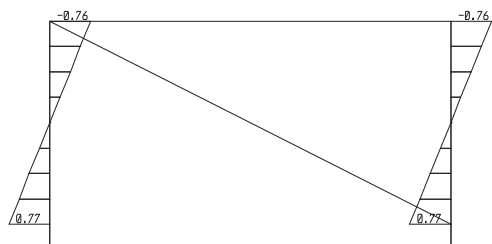
شکل ۱۷.۴ تغییر مکان جانبی قاب ($\Delta = ۷۶\text{ cm}$)



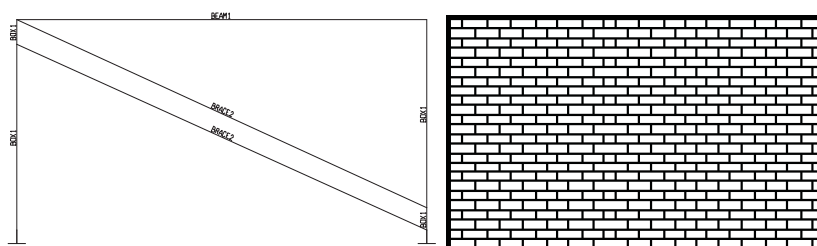
شکل ۱۸.۴ دیاگرام نیروی محوری



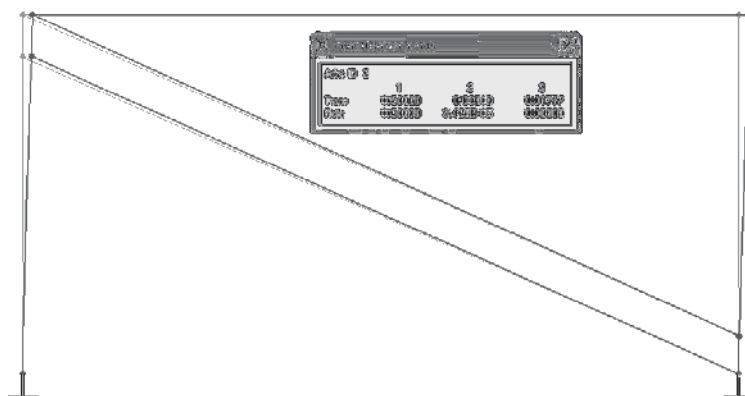
شکل ۱۹.۴ دیاگرام نیروی برشی



شکل ۲۰.۴ دیاگرام ممان خمشی

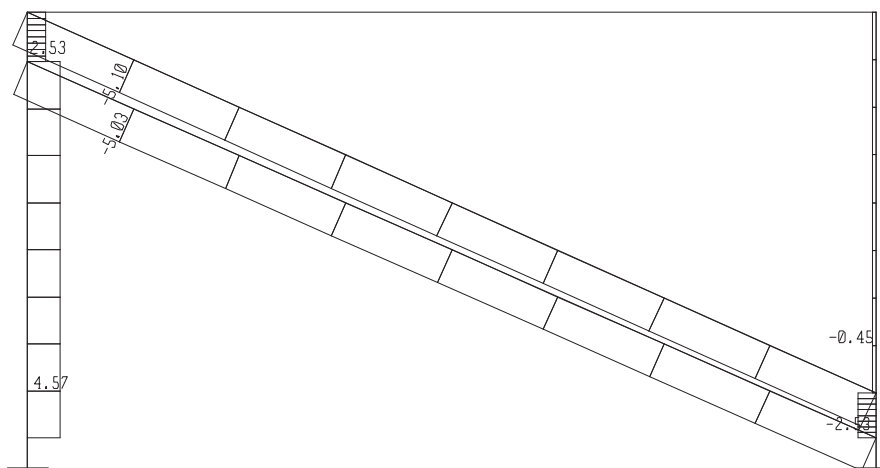


شکل ۲۱.۴ قاب‌های اصلی و دارای بادبند معادل و مقاطع اعضا

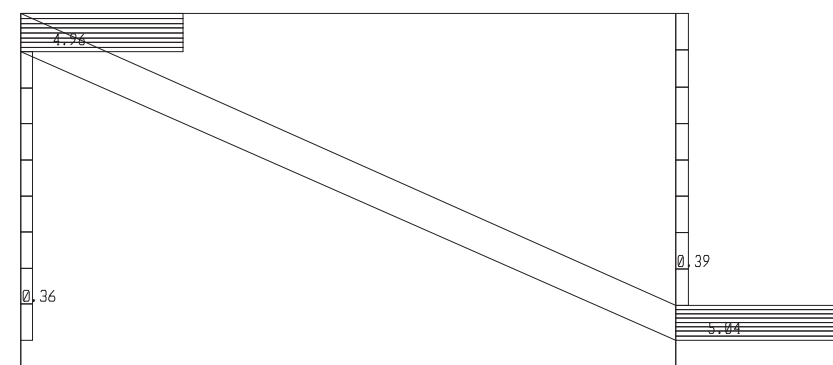
شکل ۲۲.۴ تغییر مکان جانبی قاب ($\Delta = 0.8 \text{ cm}$)

در شکل (۲۱-۴) قاب دارای بادبند معادل دیوار آجری (به صورت دوعضوی) نشان داده شده است. به این ترتیب می‌توان برش‌های بزرگ متمرکز در بالا و پایین تیر را تعیین کرد. مطابق شکل (۲۲-۴) تحت بار جانبی، تغییر مکان قاب، $\Delta = 0.8 \text{ cm}$ شده است. توجه شود که این تغییر مکان تقریباً با حالت بادبند یک‌عضوی برابر است.

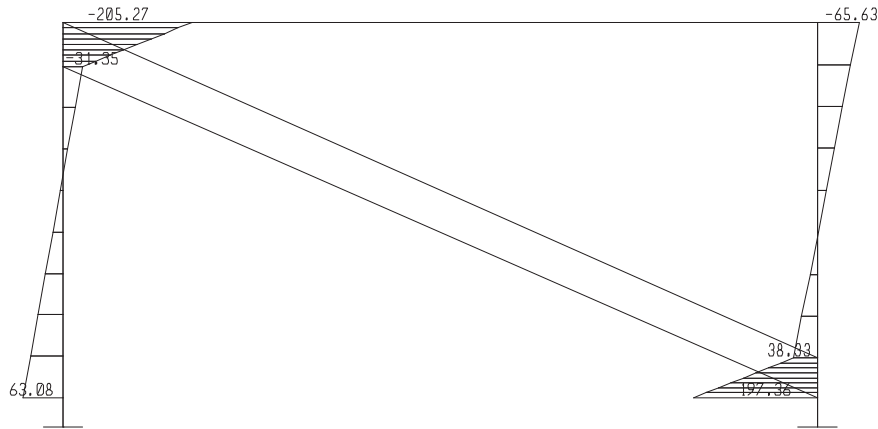
دیاگرام‌های نیروی محوری، برشی و ممان خمشی به‌ترتیب در شکل‌های (۲۳-۴) تا (۲۵-۴) رسم شده است. ملاحظه می‌شود که بخش اعظم نیروی جانبی به‌صورت محوری و قسمت ناچیزی به‌صورت کنش خمشی تحمل می‌شود. همچنین در بالا و پایین ستون، برش‌هایی بسیار بزرگ‌تر از سایر قسمت‌های ستون ایجاد می‌شود.



شکل ۲۳.۴ دیاگرام نیروی محوری



شکل ۲۴.۴ دیاگرام نیروی برشی



شکل ۲۵.۴ دیاگرام ممان خمشی

در این مسأله (قاب یک طبقه‌ی یک دهانه) مقدار برش متمرکز در قسمت‌های بالا و پایین تیر در حالت وجود دیوار پرکننده تقریباً برابر برش در تمام ارتفاع ستون در حالت قاب خالی است. ولی به علت کوتاه شدن عضو، مقدار ممان خمشی در حالت ستون کوتاه کمتر از ممان خمشی در حالت قاب خالی است. همچنین باید به نکات زیر توجه شود:

- باید ارتفاع ستون کوتاه $a / \cos \theta$ باشد که a پهنای بادبند معادل و θ زاویه‌ی بین بادبند و محور افقی است. هرچند در مدل‌سازی بهتر است که به این نکته توجه شود ولی به علت حاکم بودن برش بر طراحی این قسمت از ستون، ضرورتی به رعایت این نکته در مدل‌سازی وجود ندارد.
- در مدل یک‌عضوی اتصال به اتصال، برش متمرکز در ستون و تیر ملاحظه نمی‌شود.
- علاوه بر مدل دوعضوی ستون به ستون (یا مدل یک‌عضوی ستون به ستون) باید مدل تیر به تیر نیز مورد بررسی قرار گیرد.

در مدل دوعضوی، سطح مقطع هر یک از اعضاء به اندازه‌ی نصف سطح مقطع بادبند معادل، در نظر گرفته می‌شود. همچنین می‌توان در مدل سه‌عضوی، سطح مقطع هر یک از اعضاء را به اندازه‌ی یک سوم سطح مقطع بادبند معادل، در نظر گرفت.

توجه شود که در مدل سه‌عضوی، شدت برش‌های متمرکز در تیر و ستون کمتر از مدل‌های دوعضوی و مدل یک‌عضوی تیر به تیر یا ستون به ستون است. در نتیجه در فرایند طراحی می‌توان از مدل یک‌عضوی تیر به تیر یا ستون به ستون استفاده کرد ولی بهتر است از مدل دوعضوی تیر به تیر یا ستون به ستون استفاده شود. به این ترتیب مقدار برش بحرانی به‌طور منطقی‌تری تعیین می‌شود.

در صورت استفاده از مدل دوعضوی، مطابق شکل (۴-۲۶)، سطح مقطع هریک از اعضاء به اندازهی نصف سطح مقطع بادبند معادل، در نظر گرفته می‌شود. همچنین اگر از مدل سه‌عضوی استفاده می‌شود، مطابق شکل (۴-۲۷)، سطح مقطع هر یک از اعضاء به اندازهی یک‌سوم سطح مقطع بادبند معادل خواهد بود.

Rectangular Section

Section Name BRACE2

Properties
 Section Properties Modification Factors
 Material MASONRY

Dimensions
 Depth (t3) 25
 Width (t2) 20

OK Cancel

شکل ۲۶.۴ تعریف هندسه‌ی مقطع بادبند معادل (BRACE2) برای مدل دوعضوی

Rectangular Section

Section Name BRACE3

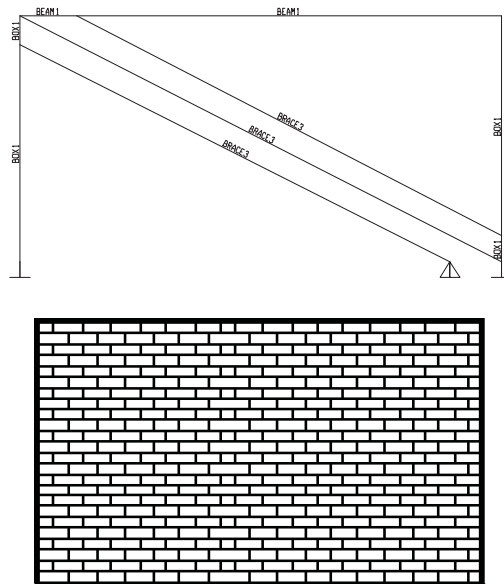
Properties
 Section Properties Modification Factors
 Material MASONRY

Dimensions
 Depth (t3) 16.7
 Width (t2) 20

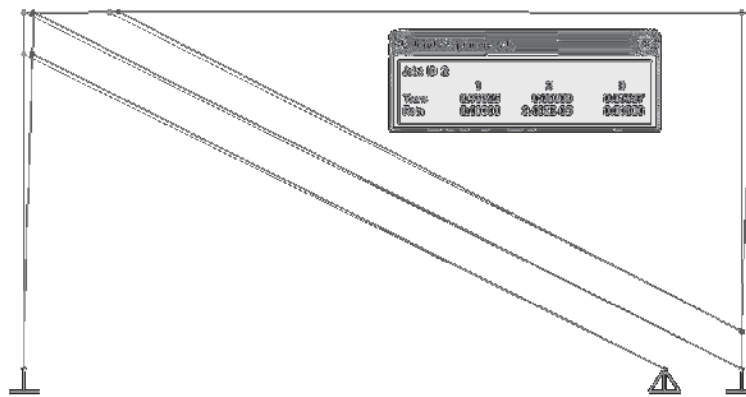
OK Cancel

شکل ۲۷.۴ تعریف هندسه‌ی مقطع بادبند معادل (BRACE3) برای مدل سه‌عضوی

در شکل (۲۸-۴) قاب دارای بادبند معادل دیوار آجری به‌صورت سه‌عضوی نشان داده شده است. مطابق شکل (۲۹-۴) تحت بار جانبی، تغییرمکان قاب، $\Delta = 0.77 \text{ cm}$ شده است. توجه شود که این تغییرمکان تقریباً با حالت‌های بادبند یک‌عضوی و دو‌عضوی برابر است.

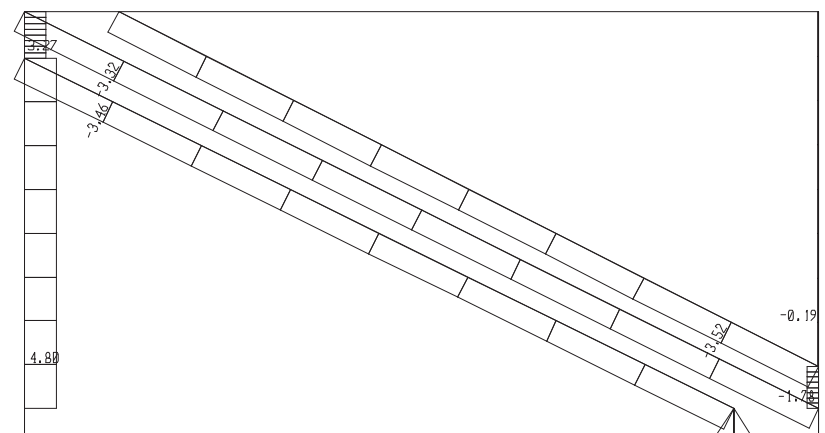


شکل ۲۸.۴ قاب‌های اصلی و دارای بادبند معادل و مقاطع اعضاء در مدل سه‌عضوی

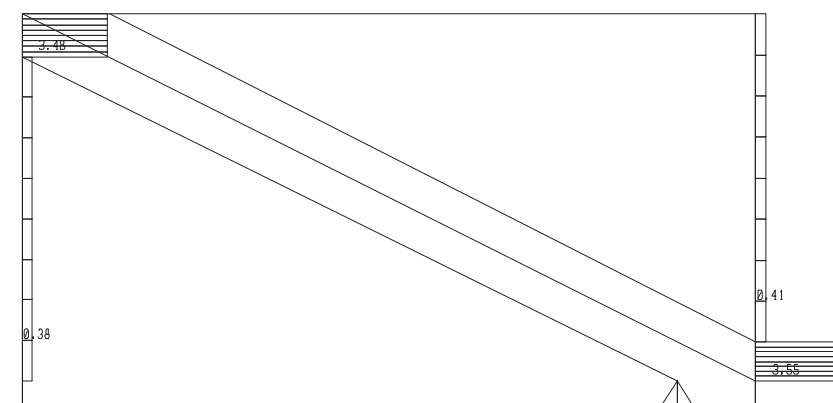


شکل ۲۹.۴ تغییرمکان جانبی قاب ($\Delta = 0.77 \text{ cm}$)

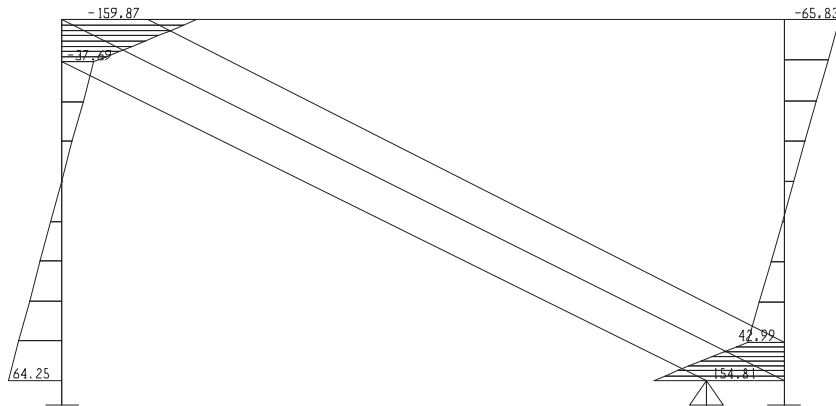
دیاگرام‌های نیروی محوری، برشی و ممان خمشی به ترتیب در شکل‌های (۴-۳۰) تا (۴-۳۲) رسم شده است. ملاحظه می‌شود برش در بالا و پایین ستون‌ها کمتر از مدل دوعضوی است (۵/۳ در مقایسه با ۵).



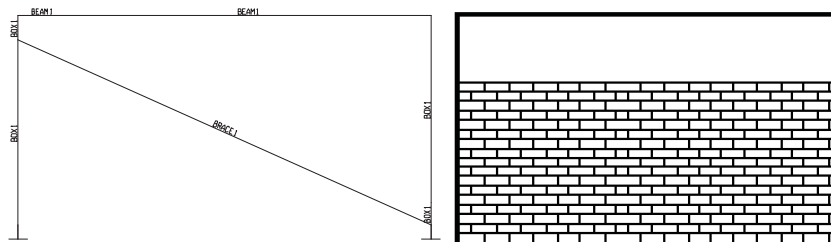
شکل ۳۰.۴ دیاگرام نیروی محوری



شکل ۳۱.۴ دیاگرام نیروی برشی



شکل ۳۲.۴ دیاگرام ممان خمشی

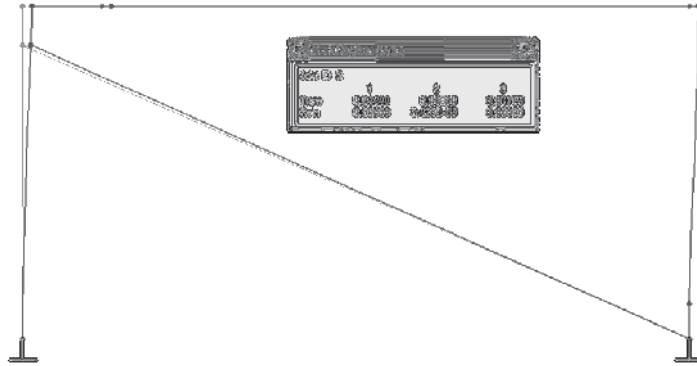


شکل ۳۳.۴ قاب‌های اصلی و دارای بادبند معادل و مقاطع اعضا در حالت ستون کوتاه به علت وجود بازشو

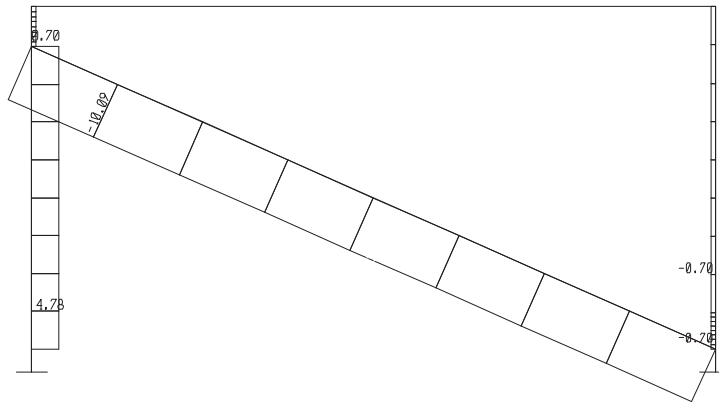
در شکل (۳۳-۴) قاب دارای بادبند معادل دیوار آجری به صورت یک‌عضوی در حالت ستون کوتاه به علت وجود بازشو نشان داده شده است. مطابق شکل (۲۹-۴) تحت بار جانبی، تغییر مکان قاب $\Delta = 0.84 \text{ cm}$ است.

دیاگرام‌های نیروی محوری، برشی و ممان خمشی به ترتیب در شکل‌های (۳۵-۴) تا (۳۷-۴) رسم شده است. ملاحظه می‌شود که تقریباً تمامی بار جانبی را ستون کوتاه جذب می‌کند. توجه شود که مقدار ممان خمشی در محل ستون کوتاه از حالت ستون معمولی کمتر است. یعنی در ستون بتنی، شکست برشی زودتر رخ می‌دهد.

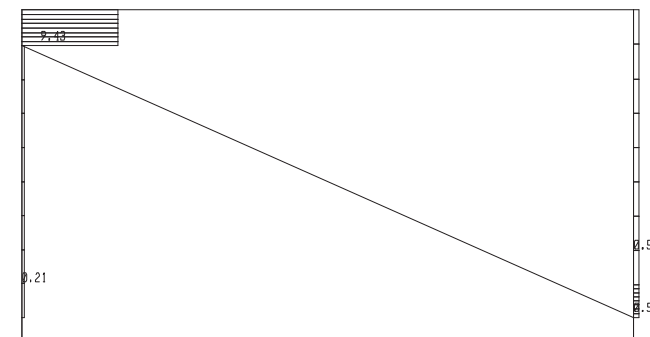
توجه شود که در این‌جا برای سادگی مدل‌سازی، بادبند معادل دیوار آجری زیر بازشو با مقطع مربوط به دیوار پرکننده قبلی (BRACE1) مدل شده است که دارای خطا است. در مثال بعدی در این خصوص توضیح لازم داده شده است.



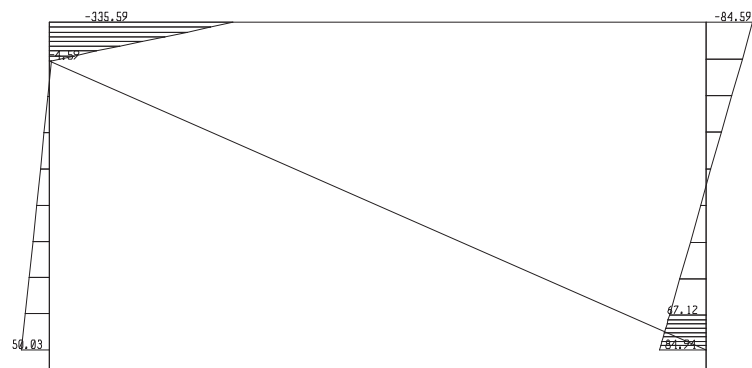
شکل ۳۴.۴ تغییر مکان جانبی قاب ($\Delta = ۰.۸۴ \text{ cm}$)



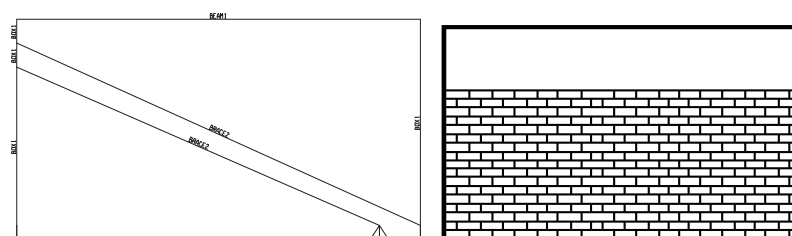
شکل ۳۵.۴ دیاگرام نیروی محوری



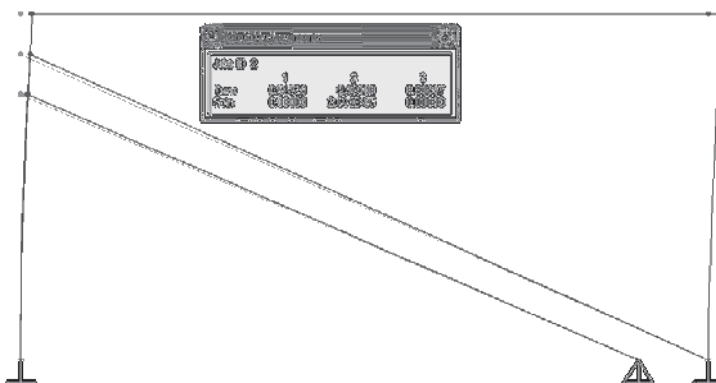
شکل ۳۶.۴ دیاگرام نیروی برشی



شکل ۳۷.۴ دیاگرام ممان خمشی



شکل ۳۸.۴ قاب‌های اصلی و دارای بادبند معادل و مقاطع اعضا

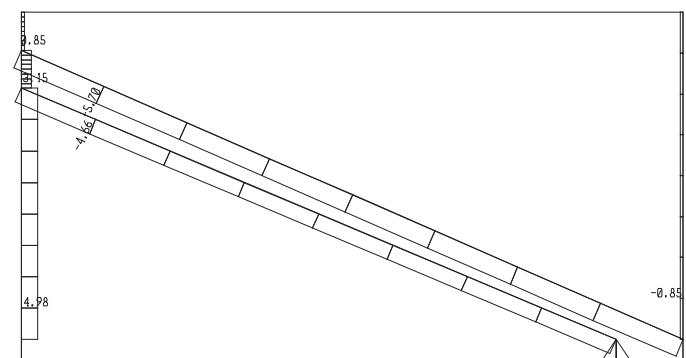
شکل ۳۹.۴ تغییر مکان جانبی قاب ($\Delta = 0.94 \text{ cm}$)

همچنین می‌توان مطابق شکل (۳۸-۴) بادبند معادل دیوار آجری را به صورت دوجضوی مدل کرد. مطابق شکل (۳۹-۴) تحت بار جانبی، تغییر مکان قاب $\Delta = 0.95 \text{ cm}$ است.

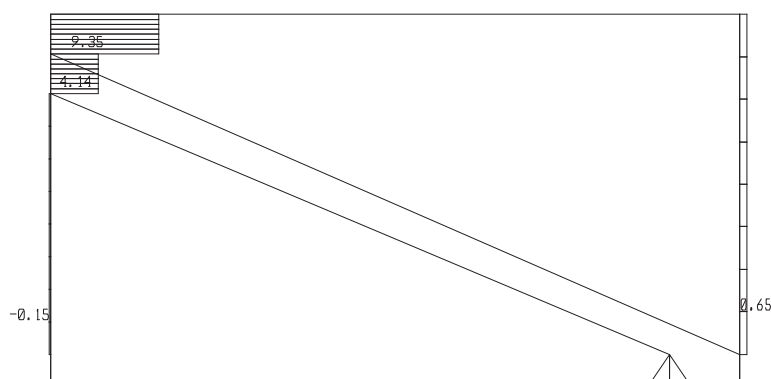
دیاگرام‌های نیروی محوری، برشی و ممان خمشی به‌ترتیب در شکل‌های (۴-۴۰) تا (۴-۴۲) رسم شده است. با دقت در شکل (۴-۴۱) ملاحظه می‌شود که تقریباً تمامی بار جانبی را ستون کوتاه جذب می‌کند. همچنین در محل تماس دیوار با ستون (که نوعی ستون کوتاه ایجاد می‌شود) برش بزرگی رخ می‌دهد. ممکن است در همین محل، ستون بتنی، خرد و یا دیوار شکسته شود. توجه شود که در این‌جا برای سادگی مدل‌سازی، بادیاند معادل دیوار آجری زیر بازشو با مقطع مربوط به مدل دوعضوی برای دیوار پرکننده‌ی قبلی (BRACE2) مدل شده است که دارای خطا است.

۲.۲.۴ قاب یک طبقه‌ی دو دهانه

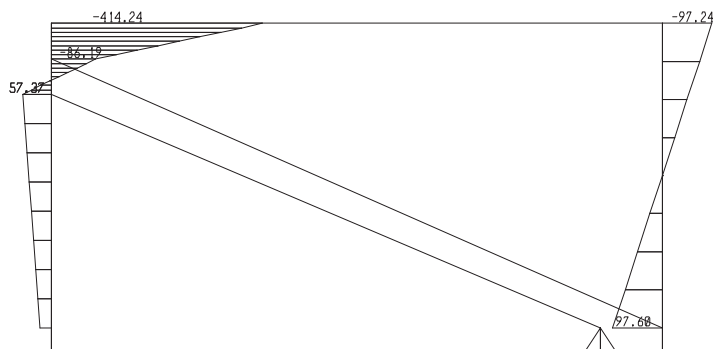
مطابق شکل (۴-۴۳) طول دهانه‌ها، ۶ متر و ارتفاع طبقه، ۳ متر است. تحت بار جانبی ۲۰ تن، تغییرمکان قاب، $\Delta = 9/9\text{ cm}$ است (شکل‌های ۴-۴۴ و ۴-۴۵).



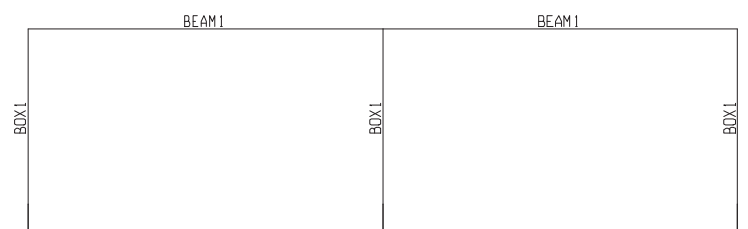
شکل ۴۰.۴ دیاگرام نیروی محوری



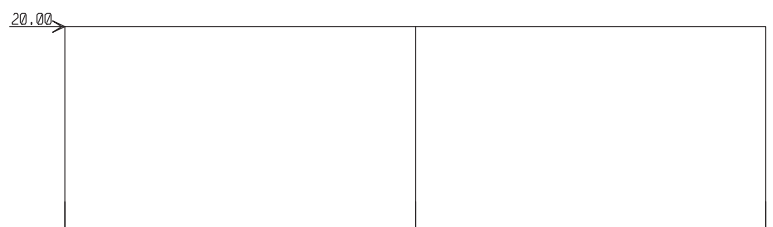
شکل ۴۱.۴ دیاگرام نیروی برشی



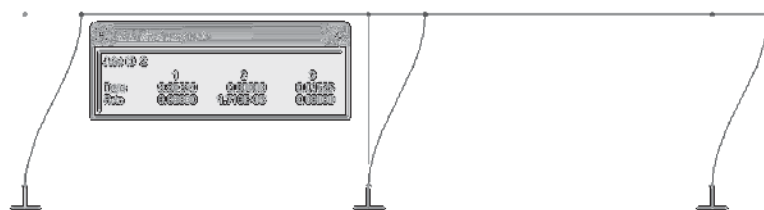
شکل ۴۲.۴ دیاگرام ممان خمشی



شکل ۴۳.۴ قاب خالی و مقاطع اعضا



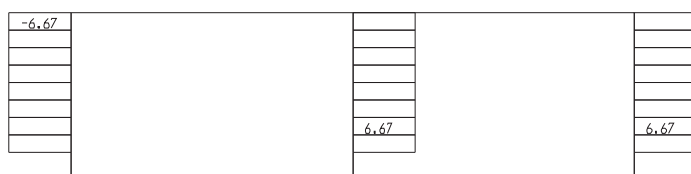
شکل ۴۴.۴ بار جانبی وارده به قاب



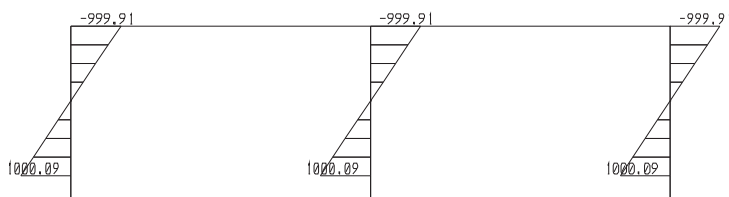
شکل ۴۵.۴ تغییر مکان جانبی قاب ($\Delta = 9.90 \text{ cm}$)



شکل ۴۶.۴ دیاگرام نیروی محوری



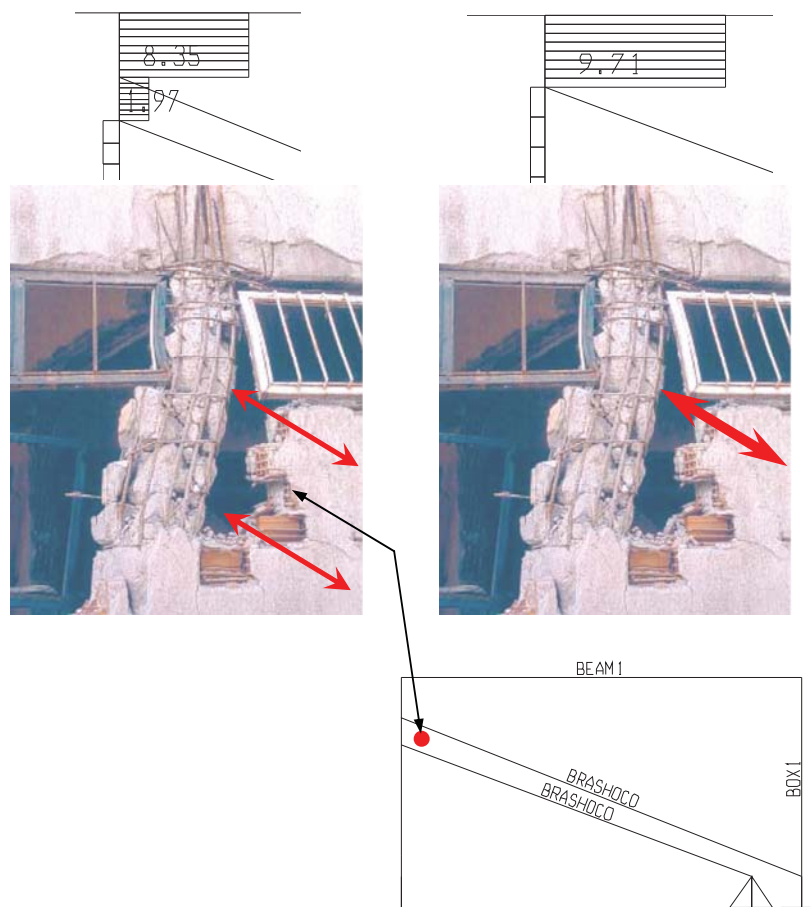
شکل ۴۷.۴ دیاگرام نیروی برشی



شکل ۴۸.۴ دیاگرام ممان خمشی

در این جا در خصوص مدل سازی دقیق تر دیوار دهانه دارای بازشو (ستون کوتاه) بحث می شود. مطابق شکل (۴-۴۹) ممکن است در محل ستون بتنی که در تماس با دیوار زیر بازشو است، به علت تمرکز برش زیاد، شکست در دیوار و ستون ایجاد شود. برای پیش یابی این پدیده باید در مدل سازی دیوار زیر بازشو از مدل دوعضوی استفاده شود. نکته ی دیگر مربوط به ابعاد بادبند معادل دیوار زیر بازشو است. به علت کوتاه شدن دیوار، سختی آن زیاد می شود. هر چند می توان نسبت به مدل دقیق برای بادبند دیوار زیر بازشو اقدام کرد، با وجود این، این جا در یک مدل ساده ولی کاربردی و با دقت قابل قبول ارائه می شود. فرض می شود دیوار به جای کنش محوری به صورت جانبی رفتار می کند و نرمی برشی و خمشی دیوار هر یک به اندازه ی ۵۰٪ نرمی کل دیوار است. به این ترتیب با کاهش ارتفاع دیوار از h به h' سختی خمشی به اندازه ی $(h/h')^3$ و سختی برشی به اندازه ی (h/h') زیاد می شود. مثلاً اگر ارتفاع ستون ۳ متر و ارتفاع دیوار ۲

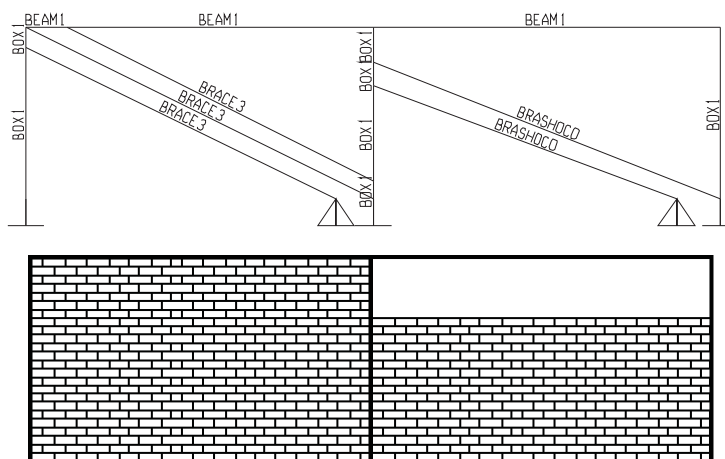
متر باشد، سختی خمشی $3/375 = (1/5)^3$ برابر و سختی برشی نیز $1/5$ برابر خواهد شد. در نتیجه سختی کل دیوار $2/44 = (1/5 + 3/375) / 2$ برابر می شود. می توان بادبندی با سطح مقطع $2/44$ برابر قبلی تعریف کرد (عضو BRASHOCO بادبند مربوط به ستون کوتاه). در این جا با توجه به ارتفاع بازو سطح مقطع بادبند دیوار زیر بازو 2 برابر سطح مقطع دیوار کامل است. البته روش دیگری نیز برای مدل سازی دیوار زیر بازو وجود دارد ولی روش ارائه شده در این جا برای کارهای طراحی مهندسی، دقت لازم را دارد و قابل قبول است.



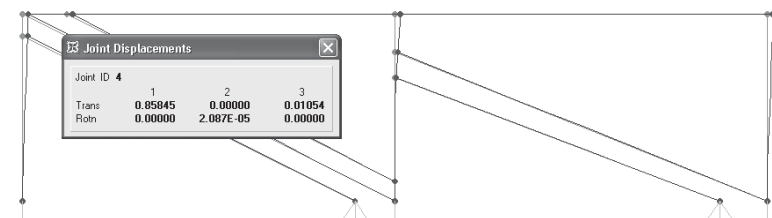
شکل ۴۹.۴ مدل دستک دوعضوی برای دیوار زیر بازو (مربوط به ستون کوتاه) به برش مربوط به مدل های یک و دوعضوی توجه شود.

هندسه‌ی مقطع بادبند معادل برای دیوار زیر بازشو (BRASHOCO) در شکل‌های (۵۰-۴) و (۵۱-۴) نشان داده شده است. تغییرمکان قاب، $\Delta = 0.86 \text{ cm}$ است (۵۲-۴). دیاگرام‌های نیروی محوری، برشی و ممان خمشی در شکل‌های (۵۳-۴) تا (۵۶-۴) رسم شده است. ملاحظه می‌شود که برش در ستون کوتاه در مقایسه با حالت معمولی از ۶/۶۶ به ۸/۳۵ افزایش یافته است. یعنی به‌اندازه‌ی ۲۵٪ زیاد شده است. البته اگر دیوار پرکننده‌ی سمت چپ وجود نمی‌داشت، میزان افزایش برش در ستون کوتاه، بیشتر از این می‌شد. این درحالی است که ممان خمشی در ستون کوتاه از ۱۰۰۰ به ۴۵۳ کاهش یافته است. در نتیجه در ستون بتنی شکست برشی ایجاد می‌شود.

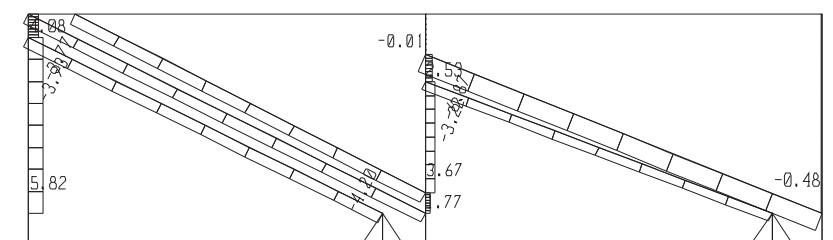
شکل ۵۰.۴ تعریف هندسه‌ی مقطع بادبند معادل برای دیوار زیر بازشو (BRASHOCO)



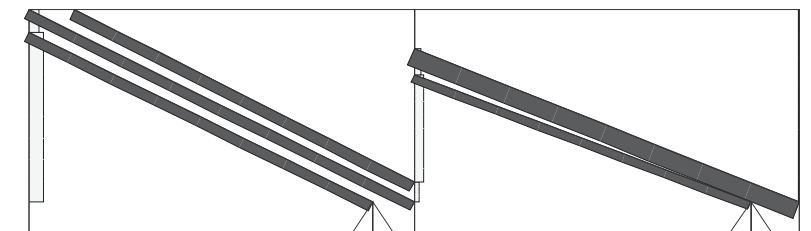
شکل ۵۱.۴ قاب‌های اصلی و دارای دیوار پرکننده و مقاطع اعضا



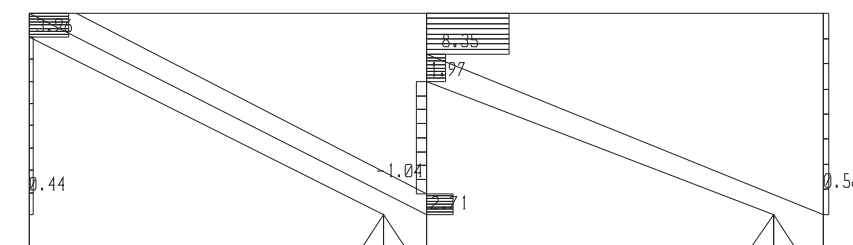
شکل ۵۲.۴ تغییر مکان جانبی قاب ($\Delta = ۰/۸۶\text{ cm}$)



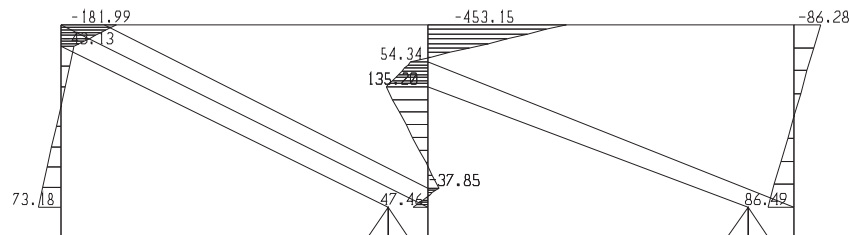
شکل ۵۳.۴ دیاگرام نیروی محوری



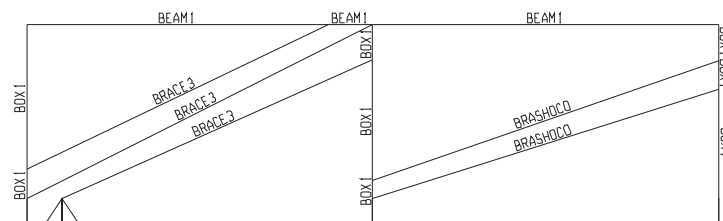
شکل ۵۴.۴ دیاگرام شمانیک نیروی محوری



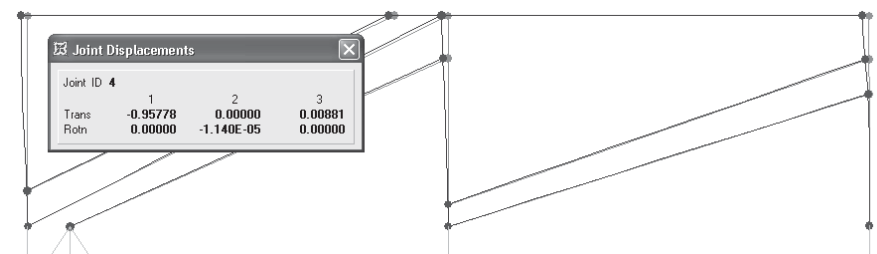
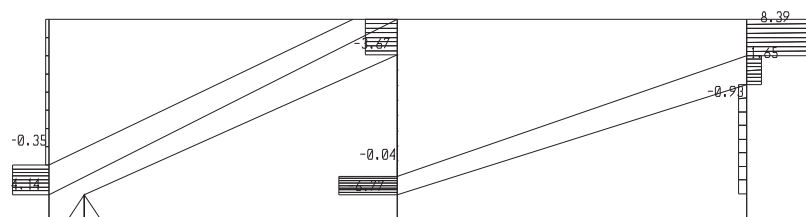
شکل ۵۵.۴ دیاگرام نیروی برشی



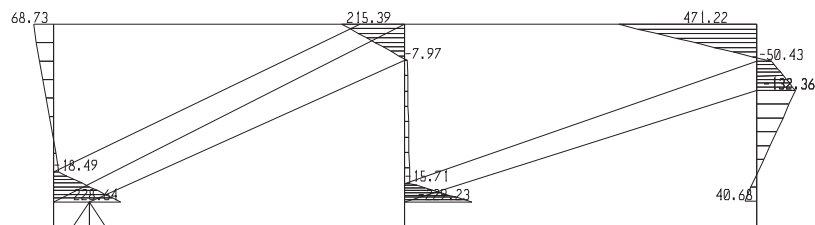
شکل ۵۶.۴ دیاگرام ممان خمشی



شکل ۵۷.۴ قاب دارای بادبند معادل و مقاطع اعضاء در حالت اعمال نیرو از راست به چپ

شکل ۵۸.۴ تغییرمکان جانبی قاب ($\Delta = -0.96 \text{ cm}$)

شکل ۵۹.۴ دیاگرام نیروی برشی

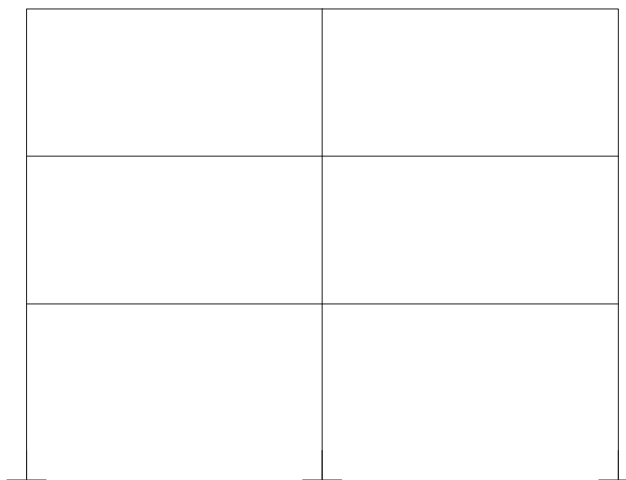


شکل ۶۰.۴ دیاگرام ممان خمشی

اگر جهت بار جانبی از راست به چپ باشد، بابتند معادل به‌صورت شکل (۵۷-۴) مدل می‌شود. در این حالت مطابق شکل (۵۸-۴) تغییرمکان قاب، $\Delta = 0.96 \text{ cm}$ است. دیاگرام‌های نیروی برشی و ممان خمشی به‌ترتیب در شکل‌های (۵۹-۴) و (۶۰-۴) رسم شده است.

۳.۲.۴ قاب ۳ طبقه‌ی دودخانه

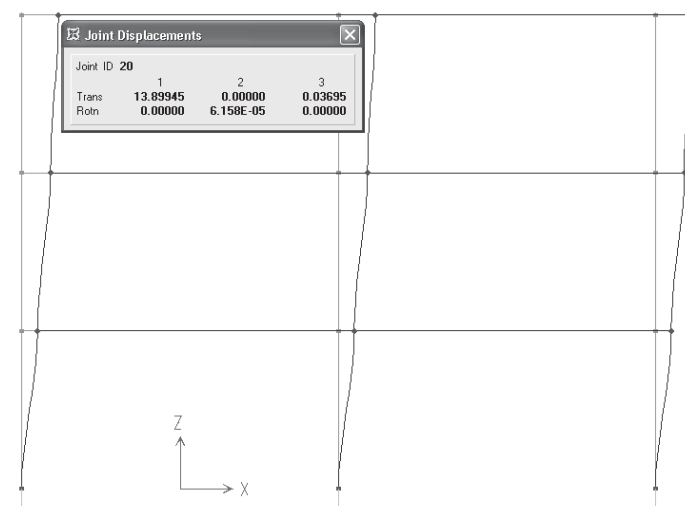
طول دهانه‌ها، ۶ متر و ارتفاع هر طبقه، ۳ متر است، شکل (۶۱-۴). این قاب تحت بار جانبی ۱۲ تن مطابق شکل (۶۲-۴) قرار دارد. تحت بار جانبی، تغییرمکان بام، $\Delta = 13.9 \text{ cm}$ است (شکل ۶۳-۴). دیاگرام‌های نیروی محوری، برشی و ممان خمشی به‌ترتیب در شکل‌های (۶۴-۴) تا (۶۶-۴) رسم شده است.



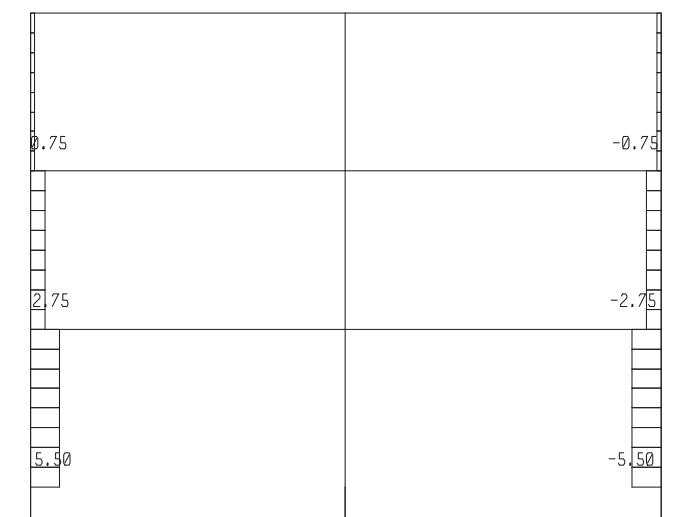
شکل ۶۱.۴ قاب خالی و مقاطع اعضا



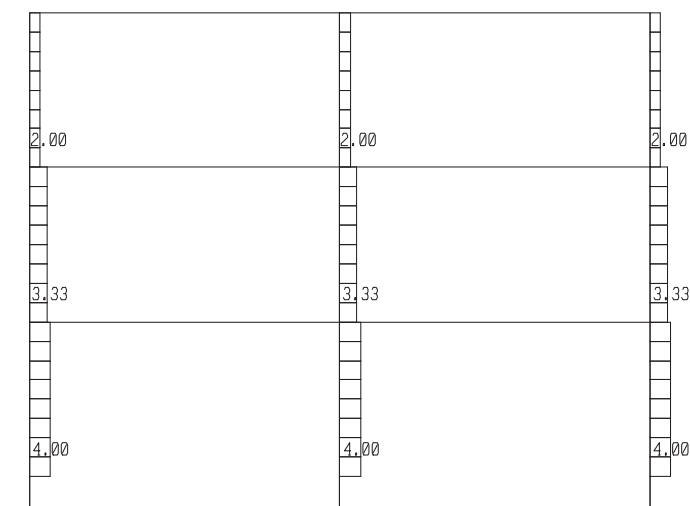
شکل ۶۲.۴ بار جانبی وارده به قاب



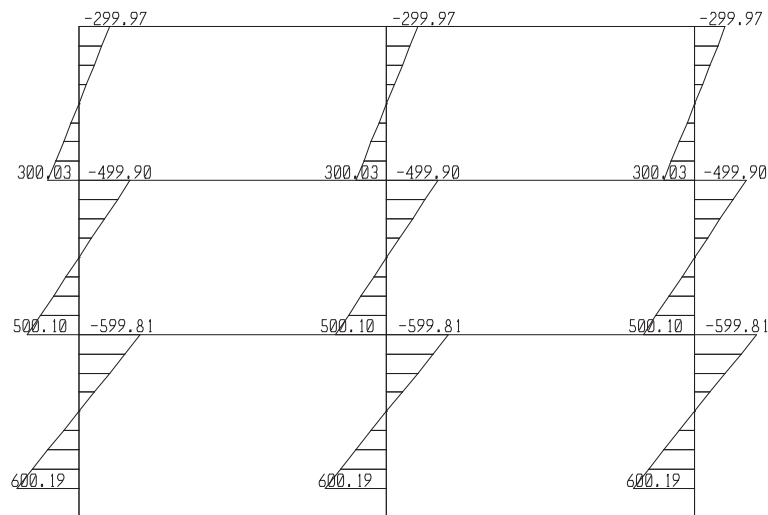
شکل ۶۳.۴ تغییر مکان جانبی قاب ($\Delta = 13/9 \text{ cm}$)



شکل ۶۴.۴ دیاگرام نیروی محوری

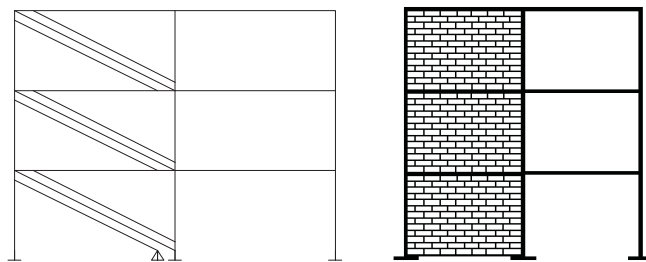


شکل ۶۵.۴ دیاگرام نیروی برشی

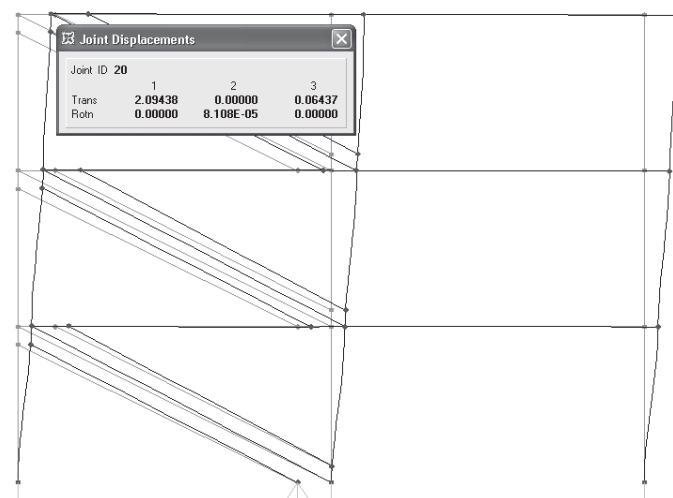


شکل ۶۶.۴ دیاگرام ممان خمشی

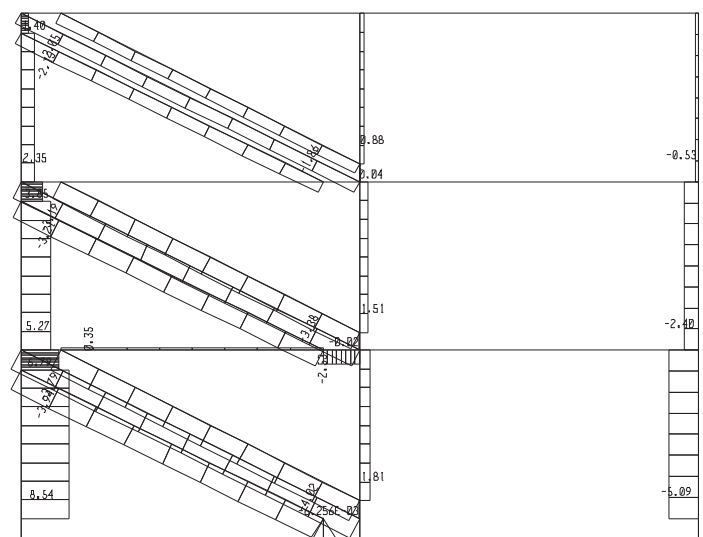
قاب‌های اصلی و دارای بادبند معادل در حالت وجود دیوار پرکننده در طبقات سمت چپ در شکل (۶۷-۴) مشاهده می‌شود. در این حالت تحت بار جانبی، تغییرمکان بام، $\Delta = 2/09\text{ cm}$ است که از $\Delta = 13/9\text{ cm}$ خیلی کمتر است (شکل ۴-۶۸). دیاگرام‌های نیروی محوری، برشی و ممان خمشی به‌ترتیب در شکل‌های (۴-۶۹) تا (۴-۷۱) رسم شده است. نکته‌ی مهم این است که برای طراحی ستون‌ها باید از مدل دوعضوی برای دیوار پرکننده استفاده شود تا مقادیر بحرانی متمرکز در بالا و پایین ستون را به‌دست دهد. در این‌صورت مقدار برش بحرانی در ستون‌ها از مقادیر شکل (۴-۷۰) بیشتر خواهد بود.



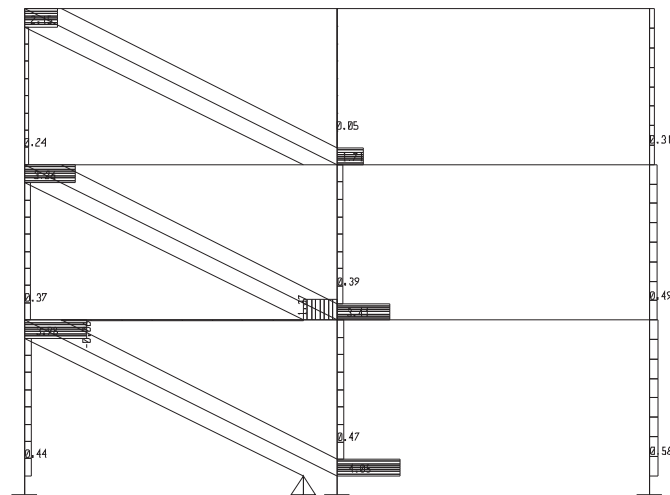
شکل ۶۷.۴ قاب‌های اصلی و دارای بادبند معادل



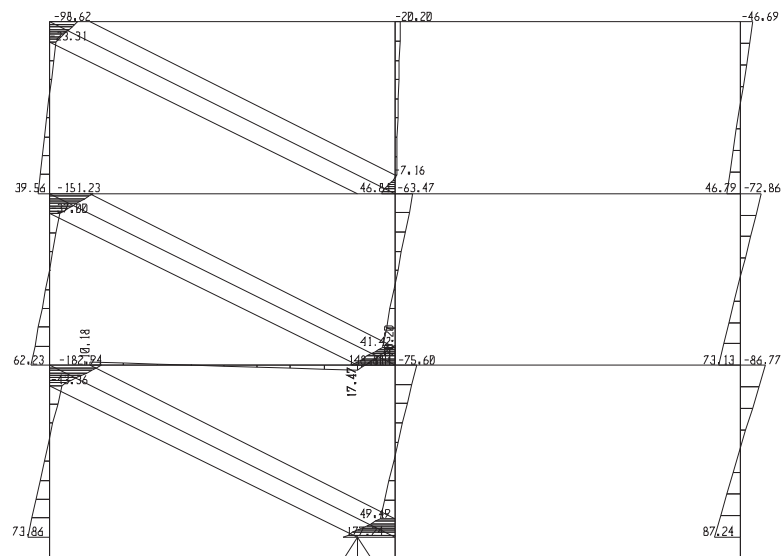
شکل ۶۸.۴ تغییر مکان جانبی قاب ($\Delta = ۲۷۰۹\text{ cm}$)



شکل ۶۹.۴ دیاگرام نیروی محوری

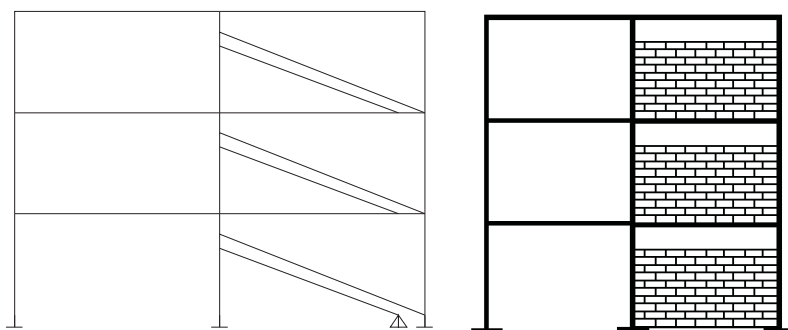


شکل ۷۰.۴ دیاگرام نیروی برشی

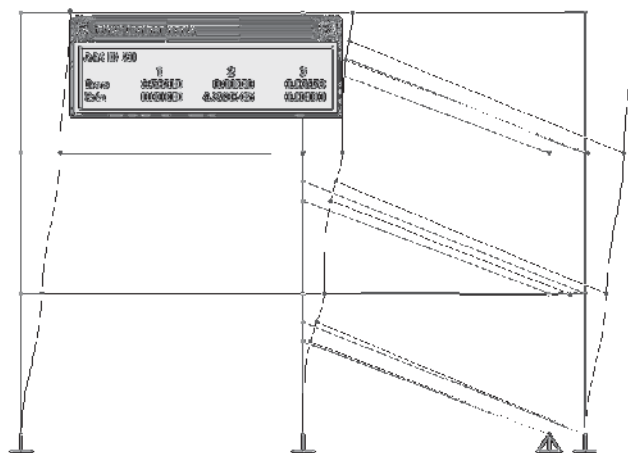


شکل ۷۱.۴ دیاگرام ممان خمشی

در حالت وجود ستون کوتاه به علت بازشو در طبقات سمت راست مانند شکل (۷۲-۴) تغییرمکان بام تحت بار جانبی، $\Delta = 3/53 \text{ cm}$ است. نکته‌ی مهم این است که هرچند از مدل دوعضوی برای دیوار پرکننده استفاده شده است ولی مانند مثال قبل باید مقاطع این اعضاء به روش درستی تعیین شود تا مقدار تغییرمکان جانبی و توزیع نیروهای داخلی با دقت خوبی به دست آید، ولی در این مثال برای مدل‌سازی دیوار زیر بازشو از اعضای مربوط به دیوار پرکننده‌ی کامل استفاده شده است.

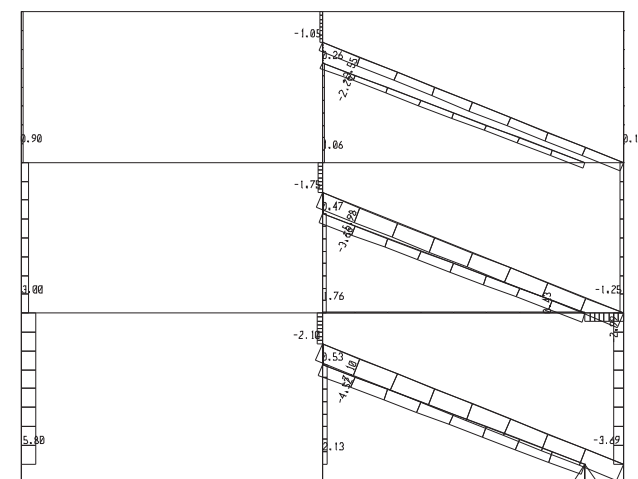


شکل ۷۲.۴ قاب‌های اصلی و دارای بادبند معادل

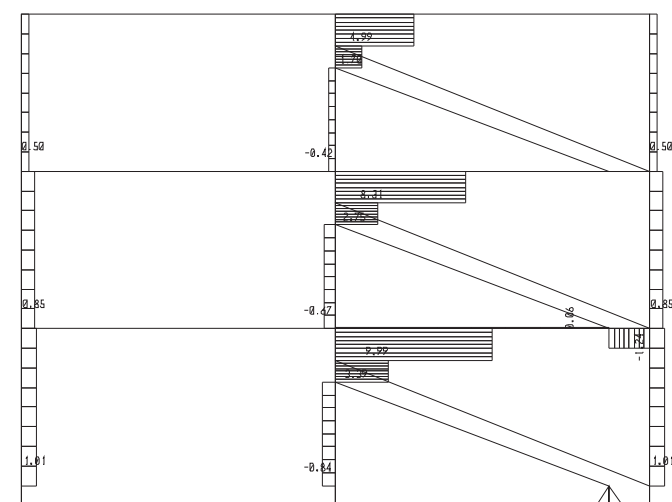


شکل ۷۳.۴ تغییرمکان جانبی قاب ($\Delta = 3/53 \text{ cm}$)

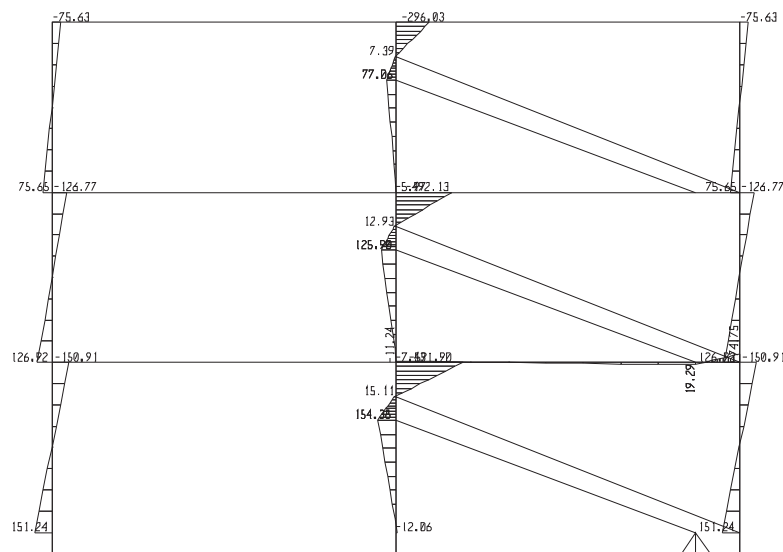
دیاگرام‌های نیروی محوری، برشی و ممان خمشی به‌ترتیب در شکل‌های (۷۴-۴) تا (۷۶-۴) رسم شده است. با مقایسه‌ی شکل‌های (۶۵-۴) و (۷۵-۴) مشخص می‌شود که مقدار برش در ستون کوتاه در مقایسه با ستون معمولی ۲/۵ برابر افزایش یافته است. این درحالی است که با مقایسه‌ی شکل‌های (۶۶-۴) و (۷۶-۴) مشخص می‌شود ممان خمشی در ستون کوتاه در مقایسه با ستون معمولی تقریباً تغییری نکرده است (به فرض مربوط به عضو معادل دیوار زیر بازشو توجه شود).



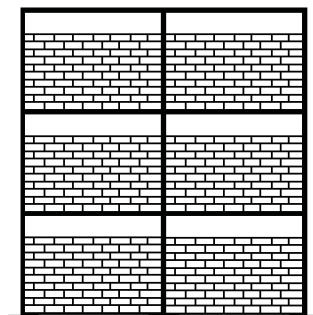
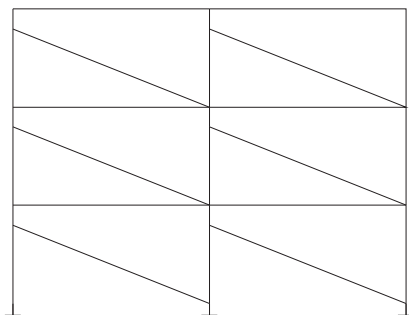
شکل ۷۴.۴ دیاگرام نیروی محوری



شکل ۷۵.۴ دیاگرام نیروی برشی



شکل ۷۶.۴ دیاگرام ممان خمشی

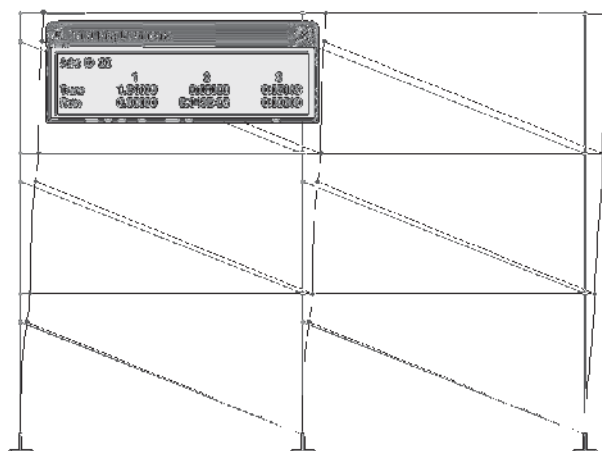


شکل ۷۷.۴ قاب های اصلی و دارای بادبند معادل

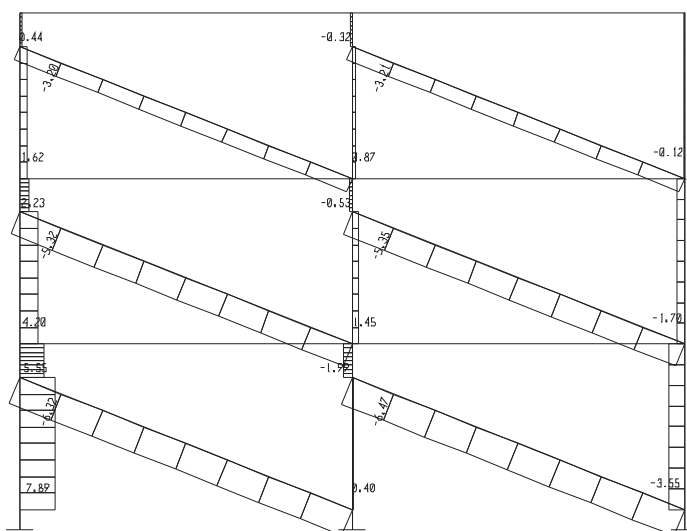
در حالت وجود ستون کوتاه به علت بازشو در تمام دهانه ها و طبقات مانند شکل (۷۷-۴) تغییر مکان بام تحت بار جانبی، $\Delta = 1/64 \text{ cm}$ است (شکل ۷۸-۴). در این جا برای سادگی از مدل یک عضوی برای دیوار پرکننده استفاده شده است و سطح مقطع بادبند معادل نیز همان سطح مقطع دیوار پرکننده کامل قرار داده شده است. دیاگرام های نیروی محوری، برشی و ممان خمشی به ترتیب در شکل های (۷۹-۴) تا (۸۱-۴) رسم شده است. با مقایسه ی شکل های



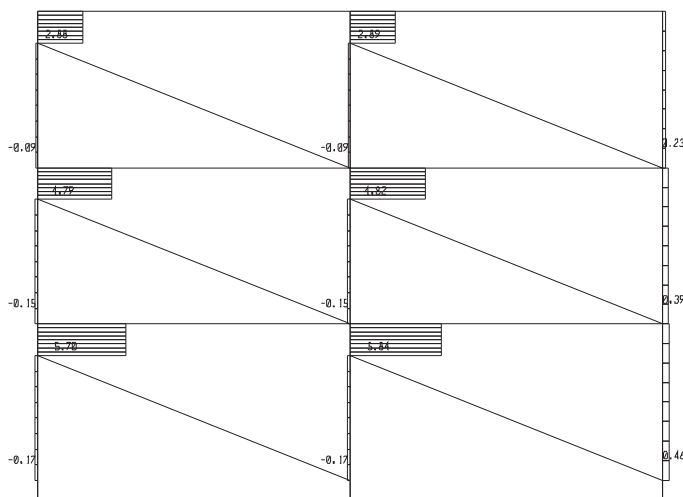
(۴-۶۵) و (۴-۸۰) مشخص می‌شود که مقدار برش در ستون کوتاه در مقایسه با ستون معمولی حدود ۱/۵ برابر افزایش یافته است.



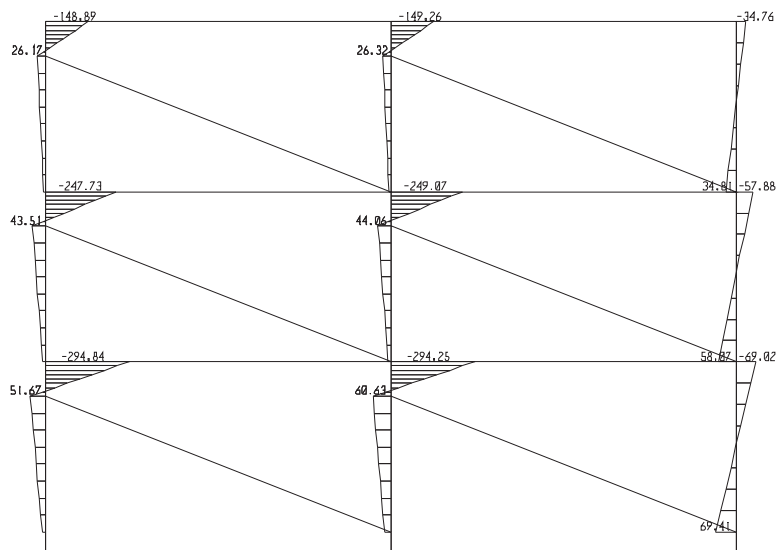
شکل ۷۸.۴ تغییر مکان جانبی قالب ($\Delta = ۱/۶۴ cm$)



شکل ۷۹.۴ دیاگرام نیروی محوری

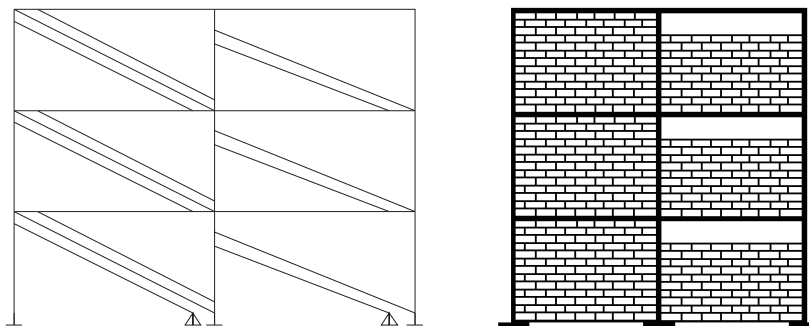


شکل ۸۰.۴ دیاگرام نیروی برشی

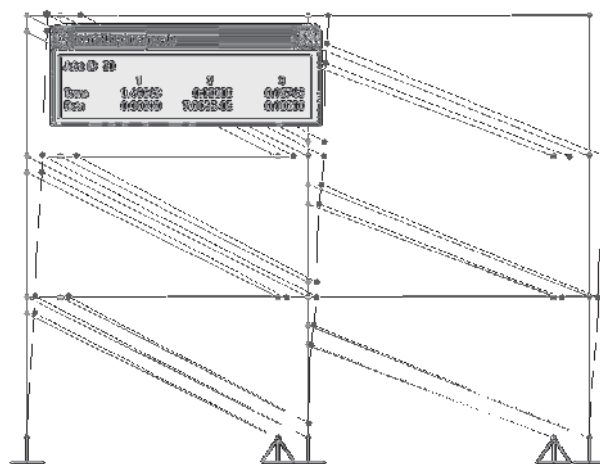


شکل ۸۱.۴ دیاگرام ممان خمشی

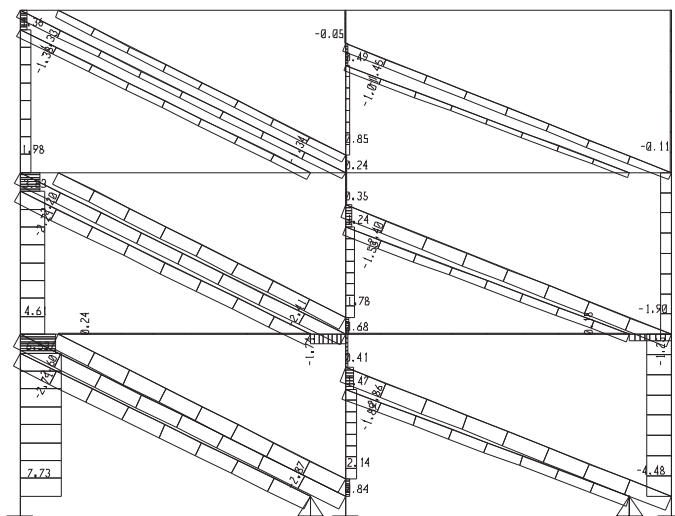
حالت وجود ستون کوتاه به علت بازشو در سمت راست و دیوار پرکننده‌ی کامل در سمت چپ در شکل (۸۲-۴) مشاهده می‌شود. تغییرمکان بام تحت بار جانبی، $\Delta = 1/44 \text{ cm}$ است (شکل ۴-۸۳). دیاگرام‌های نیروی محوری، برشی و ممان خمشی به‌ترتیب در شکل‌های (۸۴-۴) تا (۸۶-۴) رسم شده است. با مقایسه‌ی شکل‌های (۶۵-۴) و (۸۵-۴) مشخص می‌شود که مقدار برش در ستون کوتاه در این حالت در مقایسه با ستون معمولی تقریباً برابر است.



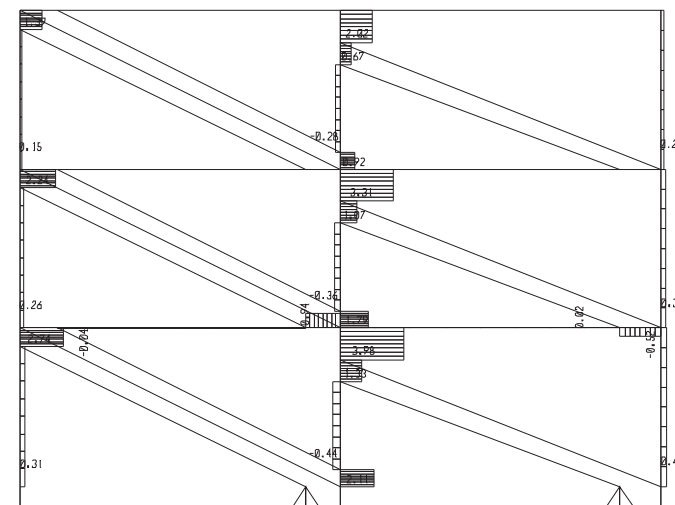
شکل ۸۲.۴ قاب‌های اصلی و دارای بادبند معادل



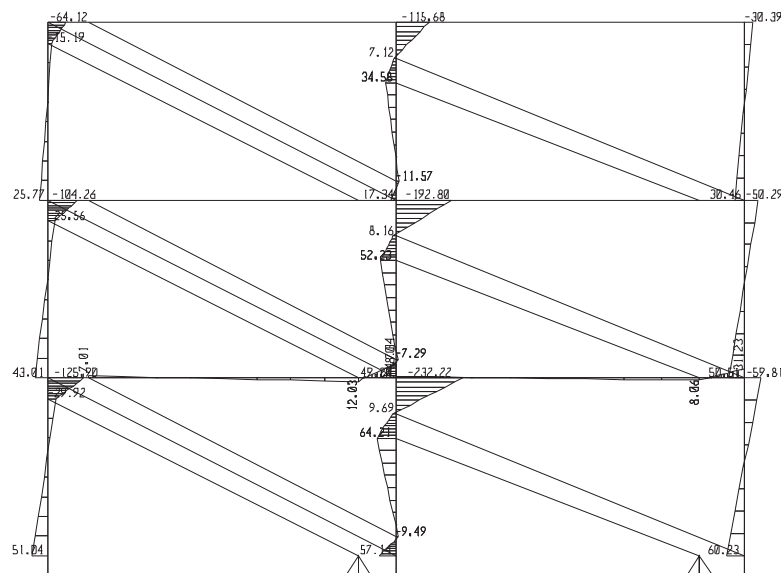
شکل ۸۳.۴ تغییرمکان جانبی قاب ($\Delta = 1/44 \text{ cm}$)



شکل ۸۴.۴ دیاگرام نیروی محوری



شکل ۸۵.۴ دیاگرام نیروی برشی



شکل ۸۶.۴ دیاگرام ممان خمشی

بر حسب چیدمان مختلف دیوار پرکننده‌ی کامل و یا دارای بازشو که منجر به ستون کوتاه شود، ممکن است مقدار برش متمرکز در محل‌های بحرانی (بالا و پایین ستون‌ها، ابتدا و انتهای تیرها) خیلی بیشتر از مقداری شود که در آن اثر دیوارها در مدل در نظر گرفته نشده است. در خصوص کاربرد هر یک از باندبندهای معادل یک، دو یا سه‌عضوی و نیز در مورد مدل‌سازی درست دیوار کوتاه زیر بازشو نکاتی مورد اشاره قرار گرفت تا در کار طراحی، اثرات محلی تقابل دیوار با قاب مورد نظر قرار گیرد. همچنین می‌توان به این روش اثرات کلی پیچش و طبقه‌ی نرم را به‌دقت مورد بررسی و تحلیل خطی قرار داد. با تعریف مقاومت دیوار به‌عنوان کمینه‌ی مقاومت شکست در موده‌های مختلف، می‌توان تحلیل استاتیکی غیرخطی انجام داد. به این ترتیب می‌توان شکست طبقه‌ی ضعیف و مقدار مقاومت لازم برای جلوگیری از این شکست را تعیین کرد.

منابع

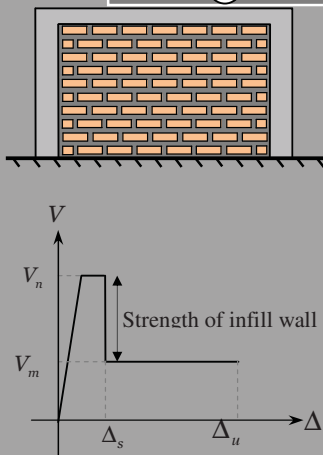
- [۴-۱] تابش پور، محمدرضا؛ «جزوه‌ی درس سازه‌های بنایی»، ۱۳۸۸.
- [۴-۲] تابش پور، محمدرضا؛ «دوره‌ی آموزشی نظام مهندسی»، ۱۳۸۷.



دیوار پرکننده آجری و مدل سازی آن در نرم افزار SAP-۲۰۰۰



فصل



۱.۵ مقدمه ۱۴۵

۲.۵ مدل های پایه ای (میکرو) ۱۴۶

۳.۵ مدل های ساده (ماکرو) ۱۴۶

۴.۵ پارامترهای دستک معادل فشاری ۱۵۴

۵.۵ مدول ینگ مصالح بنایی ۱۵۴

۶.۵ معرفی نرم افزار SAP-۲۰۰۰ و نحوه ی مدل سازی در آن ۱۵۶

۱.۶.۵ مدل کردن رفتار غیرخطی اعضا ۱۵۶

۲.۶.۵ مدل سازی مفصل برشی در SAP-۲۰۰۰ ۱۵۷

منابع ۱۶۰



تئوری و فرمول‌بندی تجربی برش



فصل



- ۱.۶ مقدمه ۱۶۳
- ۲.۶ شکست عضو بتنی ۱۶۳
 - ۱.۲.۶ شکست خمشی ۱۶۴
 - ۲.۲.۶ شکست قطری کششی ۱۶۴
 - ۳.۲.۶ شکست برشی - فشاری و شکست برشی - کششی ۱۶۴
 - ۳.۶ ظرفیت تغییر شکل ستون‌های موجود ۱۶۵
 - ۱.۳.۶ مد گسیختگی خمشی ۱۶۵
 - ۲.۳.۶ مد گسیختگی برشی ۱۶۶
 - ۳.۳.۶ مد گسیختگی برشی - خمشی ۱۶۶
 - ۴.۶ مدل ظرفیت جابه‌جایی نسبی ۱۶۷
 - ۵.۶ مدل گسیختگی محوری ۱۶۸
 - ۱.۵.۶ مدل اصطکاک - برش ۱۶۸
- ۶.۶ بررسی مقاومت برشی در آئین‌نامه‌های مختلف ۱۷۱
 - ۷.۶ قوانین طراحی اعضا ۱۸۳
 - ۱.۷.۶ مصالح ۱۸۵
- منابع ۱۹۴

۱.۶ مقدمه

اعضای خمشی معمولاً علاوه بر خمش، تحت تاثیر برش نیز قرار می‌گیرند. در نواحی از عضو که تغییرات لنگر خمشی وجود دارد، برش هم وجود خواهد داشت. زیرا در حقیقت برش به صورت مشتق لنگر خمشی در طول عضو ظاهر می‌شود ($V = dM/dx$). شکست برشی در یک مقطع بتن مسلح به صورت ناگهانی و بدون هشدار قبلی و یا با ظهور اندک آثار شکست زودرس رخ می‌دهد. به همین دلیل معمولاً با انتخاب ضرایب اطمینان بزرگ‌تر در برش نسبت به خمش این المان‌ها را طوری طراحی می‌کنند که در خمش تحت بارهای کم‌تری نسبت به بارهایی که باعث شکست برشی می‌شوند به حد گسیختگی برسند.

۲.۶ شکست عضو بتنی

مقدار و جهت تنش کششی حداکثر که مهم‌ترین عامل تاثیرگذار در ایجاد و توسعه ترک‌های ناشی از عمل توام برش و خمش است، به نسبت تنش خمشی و تنش برشی (f/v) وابسته است. به صورت تقریبی می‌توان تنش خمشی را متناسب با نسبت (M/bd^2) و تنش برشی را متناسب با نسبت (V/bd) فرض کرد، به این ترتیب نسبت تنش خمشی به تنش برشی به صورت زیر خواهد بود:

$$\frac{f}{v} = k \frac{M}{Vd} \quad (۱-۶)$$

برای اعضای تحت بارهای متمرکز، در محدوده‌ای که برش قابل توجه دارد و یا در ناحیه‌ی بین بار متمرکز و تکیه‌گاه، نسبت f/v برابر با فاصله‌ی بار متمرکز تا تکیه‌گاه است. این فاصله معمولاً به نام «دهانه‌ی برش» خوانده شده و با a نشان داده می‌شود. به این ترتیب نسبت تنش خمشی به

تنش برشی با نسبت دهانه‌ی برشی به عمق مؤثر متناسب خواهد بود (برای دهانه‌های تحت بار گسترده می‌توان دهانه‌ی برش را برابر با دهانه‌ی آزاد l_c در نظر گرفت). همچنین k ضریب است.

۱.۲.۶ شکست خمشی

این حالت از شکست ممکن است برای اعضای بتنی تحت بار متمرکز با $\frac{a}{d} \geq 5/5$ و یا تحت بار گسترده با $\frac{l_c}{d} \geq 16$ اتفاق بیفتد.

۲.۲.۶ شکست قطری کششی

این حالت از شکست ممکن است برای اعضای بتنی تحت بار متمرکز با $\frac{a}{d} < 5/5$ و یا تحت بار گسترده با $11 < \frac{l_c}{d} < 16$ اتفاق بیفتد [۱].

۳.۲.۶ شکست برشی - فشاری و شکست برشی - کششی

این حالت از شکست ممکن است برای تیرهای نسبتاً عمیق تحت بار متمرکز و یا تحت بار گسترده اتفاق بیفتد. در این حالت نیز ابتدا چندین ترک خمشی ظریف در وسط دهانه ایجاد می‌شود و با از بین رفتن چسبندگی بین میلگردها و بتن اطراف آن‌ها در ناحیه‌ی تکیه‌گاه، پیش‌روی ترک‌های خمشی متوقف می‌شود. سپس ناگهان یک ترک مورب با شیب تندتر از آنچه که در شکست قطری کششی اتفاق می‌افتد، ایجاد شده و تا محور خنثی جلو می‌رود. هم‌زمان با خرد شدن بتن در تارهای فشاری بالای مقطع، بازتوزیع تنش در ناحیه‌ی فشاری به‌وقوع پیوسته و پیش‌روی ترک مورب به‌طرف بالا کندتر می‌شود. سرانجام با اتصال ترک مورب به‌ناحیه‌ی بتن خرد شده، شکست برشی فشاری به‌صورت ناگهانی رخ می‌دهد.

لازم به‌ذکر است که شکست برشی فشاری اگرچه یک شکست ترد محسوب می‌شود، اما به‌دلیل باز توزیع محدود تنش در ناحیه‌ی فشاری، شکست برشی فشاری نسبت به‌شکست قطری کششی تردی کم‌تری دارد. این شکست به‌میزان محدودی با هشدار قبلی همراه است. در محدوده‌ی ذکر شده از نسبت دهانه‌ی برشی به عمق مؤثر، همچنین ممکن است قبل از این‌که هرگونه خردشدگی در ناحیه‌ی فشاری بتن اتفاق بیفتد، شکست مقطع با از بین رفتن کامل چسبندگی بین فولاد کششی و بتن تا تکیه‌گاه و جدا شدن بتن رخ دهد. این شکست مقطع تحت عنوان شکست برشی کششی خوانده می‌شود [۱].

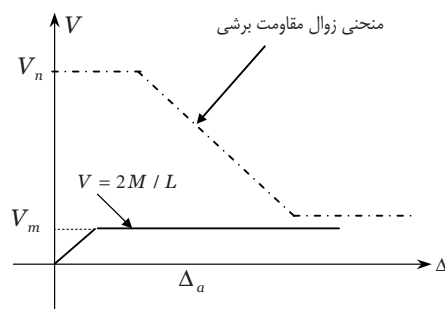


۳.۶ ظرفیت تغییر شکل ستون‌های موجود

تا قبل از دهه‌ی ۱۹۷۰، ساختمان‌های بتنی فقط برای تحمل بارهای ثقلی طراحی می‌شدند و به اصل ستون قوی-تیر ضعیف توجهی نمی‌شد و اجرای خاموت‌های برشی با فواصل زیاد رایج بود. بنابراین مکانیزم گسیختگی ستون دور از انتظار نبود. تجربیات گذشته نشان می‌دهند که ستون‌های با آرماتور برشی نامناسب در برابر گسیختگی برشی و بار محوری آسیب‌پذیرند. البته قابل ذکر است که گسیختگی ستون همیشه منجر به فروریزش نمی‌شود. در واقع علت اصلی فروریزش ساختمان‌های بتن مسلح افت ظرفیت باربری قائم پس از گسیختگی برشی ستون است. هنگامی که ظرفیت محوری ستون ناچیز می‌شود، بارهای ثقلی تحمل شده توسط این ستون باید به المان‌های مجاور آن انتقال یابد. افت سریع ظرفیت محوری در بازتوزیع دینامیکی، علت فروریزش سازه می‌شود. به دلیل غیرقابل تعمیر بودن سازه‌های گسیخته شده در شکست برشی و محوری انجام مطالعات دقیق ضروری خواهد بود. بنابراین درک بیش‌تر مقاومت برشی ستون امری ضروری خواهد بود تا چگونگی تحمل بارهای ثقلی بعد از گسیختگی برشی فهمیده شود.

۱.۳.۶ مد گسیختگی خمشی

در این حالت افت ظرفیت بار جانبی پس از تسلیم آرماتور طولی رخ می‌دهد که از نشانه‌های آن پوسته شدن بتن، کمایش آرماتورها و خرد شدن بتن است. در این نوع گسیختگی، نیروی جانبی بیشینه از ظرفیت برشی مقطع کم‌تر است. همان‌طور که در شکل ۱.۶ مشاهده می‌شود، منحنی ظرفیت مقاومت برشی کاهش یافته، همیشه بزرگ‌تر از ظرفیت مقاومت خمشی ستون، V_m ، است، در این شکل ستون با سختی k به مقاومت خمشی خود می‌رسد و آرماتور طولی ستون (اصلی) تسلیم می‌شود. با فرض عدم سخت‌شدگی کرنشی، تا لحظه‌ی خرد شدن هسته‌ی بتنی یا شکستن آرماتور طولی، مقاومت جانبی در تغییر مکان‌های بسیار بزرگ ثابت می‌ماند و ستون هرگز ظرفیت محوری خود را از دست نمی‌دهد [۲].



شکل ۱.۶
روابط نیرو-تغییر مکان مد
گسیختگی خمشی

۲.۳.۶ مد گسیختگی برشی

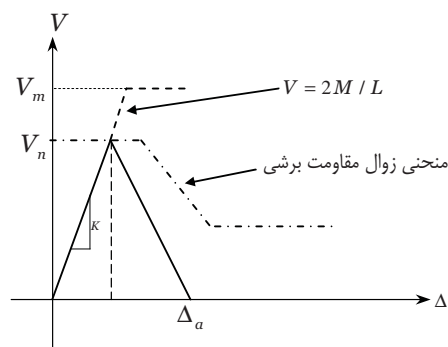
در این نوع گسیختگی، به دلیل ضعف مقاومت برشی ستون، افت ظرفیت بار جانبی قبل از تسلیم آرماتور طولی رخ می‌دهد. این نوع گسیختگی ترد و اجتناب‌ناپذیر است که در آن جابه‌جایی جانبی ستون کمتر از جابه‌جایی تسلیم ستون است. وجود ترک‌های قطری یا ضربدری از نشانه‌های شکست برشی خواهد بود. همان‌طور که در شکل ۲.۶ نشان داده شده است، مقاومت برشی V_n کمتر از مقاومت خمشی V_m است، ستون با سختی k تا رسیدن به مقاومت برشی V_n تغییر شکل می‌دهد، با رسیدن به مقاومت برشی V_n گسیختگی برشی رخ خواهد داد و از این نقطه به بعد مقاومت جانبی تا رسیدن به جابه‌جایی جانبی δ_a افت می‌کند، رسیدن به تغییر مکان δ_a به معنای رخ دادن گسیختگی محوری است [۲].

۳.۳.۶ مد گسیختگی برشی-خمشی

در این حالت افت ظرفیت بار جانبی به دلیل ضعف برشی ستون، پس از تسلیم آرماتور طولی رخ خواهد داد. این نوع ستون‌ها شکل‌پذیری مشخصی را قبل از گسیختگی نهایی خواهند داشت. همان‌طور که در شکل ۳.۶ نشان داده شده است، با فرض عدم سخت‌شدگی کرنشی، مقاومت جانبی تا رسیدن به جابه‌جایی جانبی δ_s ثابت می‌ماند، زمانی که نیروی جانبی به ظرفیت مقاومت برشی مقطع (شیب منفی دیاگرام ظرفیت برشی) می‌رسد گسیختگی خمشی-برشی رخ می‌دهد و مقاومت برشی تا رسیدن به جابه‌جایی δ_a افت می‌کند تا به صفر برسد بنابراین ستون ظرفیت محوری خود را از دست می‌دهد و گسیختگی محوری رخ خواهد داد. می‌دانیم سختی جانبی ستون با انحنای مضاعف عبارت است از:

$$k = 12 \frac{(EI)_c}{L^3} \quad (۲-۶)$$

که در این رابطه $(EI)_c$ صلبیت خمشی ستون و L طول آن است [۲].



شکل ۲.۶
روابط نیرو- جابه‌جایی مد
گسیختگی برشی



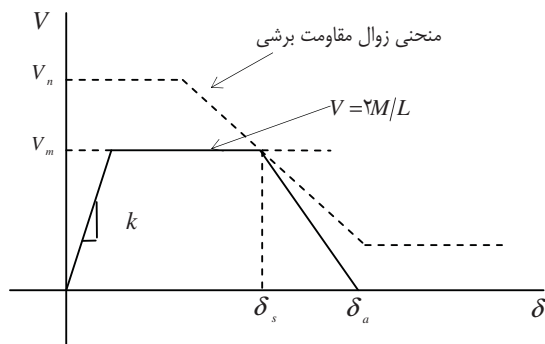
سه حالتی که در بالا شرح داده شده است را می‌توان به‌صورت خلاصه در شکل ۴.۶ نشان داد:

۴.۶ مدل ظرفیت جابه‌جایی نسبی

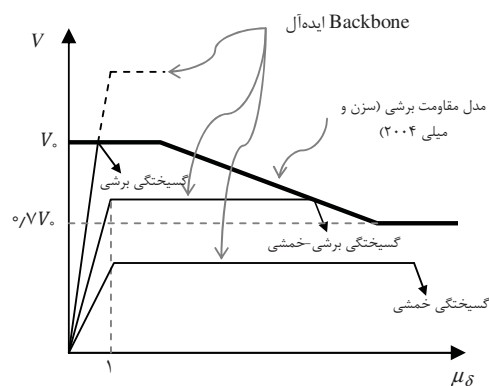
هنگام وقوع زلزله ستون‌های بتن مسلحی که آرماتور برشی کافی ندارد در برابر گسیختگی برشی آسیب‌پذیر خواهد بود. در این مدل تاثیر پارامترهای مختلف از جمله نسبت آرماتور برشی، ρ'' ، تنش برشی نیاز، v ، و نسبت بار محوری، P ، در نظر گرفته شده است. رابطه‌ی زیر بر اساس مطالعات آزمایشگاهی برای تعیین جابه‌جایی نسبی، $\frac{\Delta_s}{L}$ ، در گسیختگی برشی پیشنهاد شده است:

$$\frac{\Delta_s}{L} = \frac{1}{30} + 5\rho'' - \frac{4}{1000} \frac{v}{\sqrt{f_c'}} \geq \frac{1}{100} \quad (۳-۶)$$

همچنین تاثیر بار محوری در جابه‌جایی نسبی گسیختگی برشی با توجه به اطلاعات آزمایشگاهی عبارت است از:



شکل ۳.۶
روابط نیرو-جابه‌جایی مد
گسیختگی برشی-خمشی



شکل ۴.۶
تعریف تصویری از مدهای
گسیختگی ستون

$$\frac{\Delta_s}{L} = \frac{3}{100} + 4\rho'' - \frac{1}{500} \frac{V}{\sqrt{f'_c}} - \frac{1}{40} \frac{P}{A_g f'_c} \geq \frac{1}{100} \quad (4-6)$$

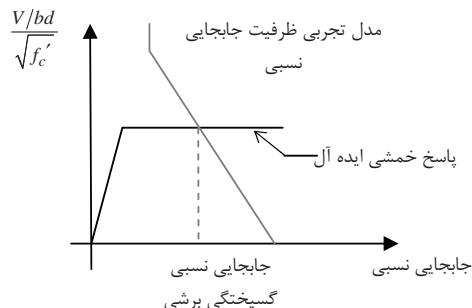
معادلات ۳-۶ و ۴-۶ برای ستون‌هایی استفاده می‌شوند که ظرفیت برشی تعریف شده توسط مدل مقاومت برشی از نیاز برشی محاسبه شده تحلیلی تجاوز کند. همان‌طور که در شکل ۵.۶ نشان داده شده است پاسخ خمشی پیش‌بینی شده ستون می‌تواند در امتداد خط تعریف شده با معادله ۳-۶ و ۴-۶ رسم شود و در واقع نقطه‌ای تقاطع آن با منحنی‌های حدهای معادلات ۳-۶ و ۴-۶، گسیختگی برشی ستون را نشان می‌دهد. ستون‌های بتن مسلح اجرا شده قبل از سال ۱۹۷۰، تنش برشی بیشینه بزرگ‌تر از $2\sqrt{f'_c}$ را تحمل می‌کنند و نسبت آرماتور برشی آن‌ها کم‌تر از ۰/۰۰۲ است [۲].

۵.۶ مدل گسیختگی محوری

این مدل به درک مهندسین در زمینه‌ی مقاوم‌سازی لرزه‌ای کمک خواهد کرد که به این سوال پاسخ دهند: آیا عضوی که در برابر برش آسیب‌پذیر است قادر خواهد بود پس از گسیختگی برشی بارهای ثقلی را تحمل کند یا خیر. آزمایش ستون‌های بتن مسلح تحت بار لرزه‌ای نشان می‌دهد که این ستون‌ها پس از گسیختگی برشی و به‌دنبال آن از دست دادن ظرفیت بار جانبی ستون قادر به تحمل بار ثقلی خواهند بود. مدل پیشنهادی میزان بار ثقلی را که باید به المان‌های مجاور پس از گسیختگی برشی انتقال یابد را مشخص می‌کند. نکته‌ی مهم این‌جاست که اگر یک ستون بتواند بار ثقلی را پس از آن که افت مقاومت جانبی‌اش آغاز شد تحمل کند آن‌گاه قطعاً این ستون به عنوان یک المان ثانویه محسوب خواهد شد [۲].

۱.۵.۶ مدل اصطکاک - برش

شکل ۶.۶ نمونه‌ای از شکست ستون در زلزله‌ی کوکالی است که در سال ۱۹۹۹ رخ داده است.



شکل ۵.۶

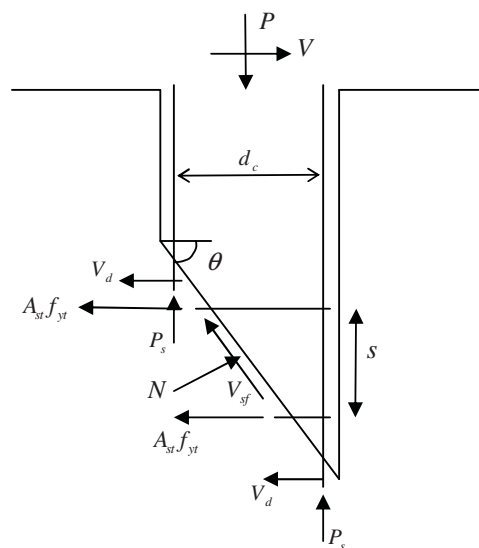
محاسبه‌ی جابه‌جایی نسبی در گسیختگی برشی



با شکست برشی ستون بار محوری در امتداد سطح گسیختگی برشی انتقال می‌یابند. چنین انتقال باری توسط مدل اصطکاک-برش شبیه‌سازی شده است. مدل اصطکاک-برش، تنش برشی در امتداد ترک را به‌عنوان تابعی از تنش نرمال ترک محاسبه می‌کند. شکل ۷.۶ دیاگرام جسم آزاد قسمت فوقانی ترک ستون را نشان می‌دهد. نیروی برشی خارجی V برابر صفر در نظر گرفته می‌شود، زیرا به‌صورت تقریبی ستون تمام مقاومت بار جانبی‌اش را در گسیختگی برشی از دست



شکل ۶.۶ ستون گسیخته شده در زلزله‌ی کوکالی در سال ۱۹۹۹



شکل ۷.۶

دیاگرام جسم آزاد ستون پس از گسیختگی برشی

می‌دهد. فرض می‌کنیم سطح مورب دیاگرام جسم آزاد همان سطح ترک برشی شود. معادلات تعادل نیروهای نشان داده شده مربوط به دیاگرام جسم آزاد به صورت زیر است:

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow P = N \sin \theta + V_{sf} \sin \theta + 2P_s \quad (5-6)$$

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow N \sin \theta = V_{sf} \cos \theta + \frac{A_{sw} f_y h \tan \theta}{s} + 2V_d \quad (6-6)$$

جابه‌جایی نسبی سطح گسیختگی برشی تمایل به فشردن آرماتورهای طولی دارد و به دلیل تمایل به کماتش در حالت حدی، ظرفیت نیروی محوری آرماتورهای طولی صفر فرض می‌شود. بنابراین معادلات ۶-۷ و ۶-۸ به صورت زیر در می‌آیند:

$$P = N \cos \theta + V_{sf} \sin \theta \quad (7-6)$$

$$N \sin \theta = V_{sf} \cos \theta + \frac{A_v f_y h \tan \theta}{s} \quad (8-6)$$

۱.۱.۵.۶ زاویه‌ی ترک بحرانی

مدل‌های قابل اعتماد اندکی برای تخمین زاویه‌ی (θ) سطح مورب وجود دارد. مناسب‌ترین روش به دست آوردن این زاویه عبارت است از: تعیین تنش کششی اسمی مقطع تحت برش و بار محوری با استفاده از روش دایره‌ی موهر.

در مدل پیشنهاد شده توسط کیم مندر^۱ زاویه‌ی ترک بحرانی بر اساس کمینه کردن کار خارجی نسبت به نیروی برشی واحد به دست می‌آید [۳]. شکل ۸.۶ زاویه‌ی میانگین ترک‌های برشی بحرانی را نشان می‌دهد. این زاویه می‌تواند تا ۶۵ درجه نسبت به افق تخمین زده شود یا از رابطه‌ی زیر به دست آید:

$$\theta = 55 + 35 \frac{P}{P_0} \quad (9-6)$$

P_0 ظرفیت محوری ستون خراب نشده است که عبارت است از:

$$P_0 = 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_{yl} A_{sl} \quad (10-6)$$

f'_c مقاومت فشاری مشخصه‌ی بتن، A_{sl} سطح مقطع آرماتورهای طولی، A_g سطح مقطع ناخالص بتن، f_{yl} مقاومت تسلیم آرماتور طولی است.

۲.۱.۵.۶ جابه‌جایی نسبی گسیختگی محوری

جابه‌جایی نسبی، $\left(\frac{\Delta}{L}\right)_{axial}$ ، در گسیختگی محوری که وابسته به پارامترهای بار محوری، P ، فواصل آرماتورهای عرضی، s ، و میزان آرماتورهای عرضی، A_{st} ، است بر اساس مطالعات آزمایشگاهی از رابطه‌ی زیر به‌دست می‌آید:

$$\left(\frac{\Delta}{L}\right)_{axial} = \frac{4}{100} \frac{1 + (\tan \theta)^2}{\tan \theta + P \left(\frac{s}{A_{st} f_{yt} d_c \tan \theta} \right)} \quad (11-6)$$

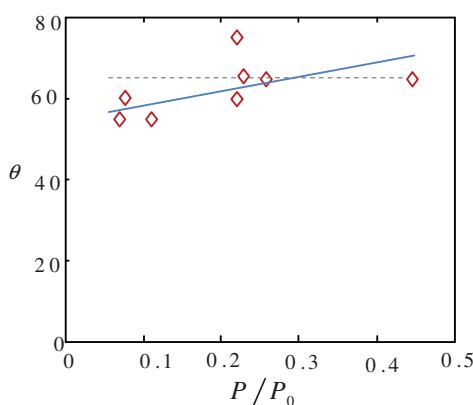
در این رابطه فرض می‌شود θ مساوی ۶۵ درجه است.

۶.۶ بررسی مقاومت برشی در آئین‌نامه‌های مختلف

تا کنون مدل‌های مقاومت برشی متفاوتی برای طراحی و محاسبه‌ی ستون‌های بتن مسلح پیشنهاد شده است. در این مدل‌ها، روش‌های گوناگونی برای به‌دست آوردن معادلات مناسب و پارامترهای مؤثر به کار گرفته شده است. بر اساس نتایج این مدل‌ها، مقاومت برشی مقطع به‌صورت مجموع مقاومت برشی بتن و آرماتور برشی محاسبه می‌شود. در برخی از این روابط تاثیر پارامترهای مختلفی از قبیل بار محوری، شکل‌پذیری، و پارامترهای نسبی (از قبیل نسبت فولاد) در نظر گرفته شده است که به‌صورت مختصر به پاره‌ای از این روابط اشاره خواهد شد [۴-۱۹].

۱. آئین‌نامه‌ی بتن آمریکا (ACI)

معادلات مقاومت برشی که توسط آئین‌نامه‌ی بتن آمریکا تهیه شده‌اند معادلات طراحی هستند، با



شکل ۸.۶

ارتباط بین زاویه‌ی مشاهده شده ترک بحرانی و بار محوری

این حال ممکن است برای تخمین مقاومت برشی اعضای بتن مسلح موجود نیز به کار گرفته شوند. بر اساس این آئین نامه مقاومت برشی اسمی مقطع، V_n ، عبارت است از:

$$V_n = V_c + V_s \quad (۱۲-۶)$$

در یک عضو بتنی بدون آرماتور جان مقاومت برشی بر اساس وقوع اولین ترک مورب تعیین می شود. از آن جا که توسعه ی ترک مورب تابعی از مقاومت کششی بتن در جان عضو است، می توان اولین ترک مورب را بر اساس تنش های اصلی در مقطع بحرانی بیان کرد. V_c مقاومت برشی تامین شده توسط بتن است که با توجه به فرضیات موجود از روابط زیر قابل محاسبه است:

الف. برای اعضای که تنها تحت برش و فشار محوری قرار دارند:

$$V_c = 2 \left(1 + \frac{P}{\gamma \cdot A_g} \right) \sqrt{f'_c} b d \quad (۱۳-۶)$$

در این رابطه P نیروی محوری است که در فشار مثبت فرض می شود، A_g سطح مقطع عرضی، f'_c مقاومت فشاری مشخصه ی بتن، b و d عرض جان و عمق مؤثر مقطع است.

ب. برای اعضای که تنها تحت برش و خمش قرار دارند

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{\phi} \right) b_w d \quad (۱۴-۶)$$

ج. برای اعضای که علاوه بر برش و خمش تحت تاثیر نیروی محوری فشاری قرار گرفته اند، آئین نامه رابطه ی زیر را معرفی می کند:

$$V_c = (\sqrt{f'_c} + 12 \cdot \frac{V_u d}{M_m}) \frac{b_w d}{\gamma} \leq 0.3 \sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{0.3 N_u}{A_g}} \quad (۱۵-۶)$$

V_u نیروی برشی با ضریب مقطع است، ϕ ضریب کاهش مقاومت است که بر اساس این آئین نامه در برش $\phi = 0.75$ در نظر گرفته می شود. لنگر تعدیل شده M_m به صورت زیر محاسبه می شود:

$$M_m = M_u - N_u \left(\frac{4h - d}{8} \right) \quad (۱۶-۶)$$

در روابط فوق، N_u بار محوری است که به طور همزمان با V_u بر مقطع اثر می کند (بر حسب نیوتن) و برای فشار مثبت در نظر گرفته می شود. همچنین A_g سطح مقطع ناخالص مقطع بر حسب میلی متر مربع، و h ارتفاع کلی عضو بر حسب میلی متر است. اگر M_m محاسبه شده از رابطه ی ۱۶-۶ منفی به دست بیاید، V_c همان حد بالایی رابطه ی ۱۵-۶ خواهد بود. آئین نامه اجازه می دهد که برای محاسبه ی V_c در اعضای که تحت تاثیر نیروی محوری فشاری نیز قرار دارند، از رابطه ی ساده تر زیر استفاده شود:



$$V_c = \left[1 + \frac{P}{14 A_g} \right] \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{\phi} \right) b_w d \quad (17-6)$$

برای اعضای که علاوه بر برش، تحت تاثیر نیروی محوری کششی قابل توجهی قرار دارند، رابطه‌ی زیر توسط آئین‌نامه برای محاسبه‌ی V_c معرفی شده است:

$$V_c = \left(1 + \frac{0.3 N_u}{A_g} \right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{\phi} \right) b_w d \geq 0 \quad (18-6)$$

در رابطه‌ی فوق، N_u بر حسب نیوتن بوده و برای بار محوری کششی به صورت منفی منظور می‌شود. برای چنین اعضای که تحت بار کششی محوری قابل توجهی قرار دارند، به صورت ساده‌تر V_c را برابر صفر در نظر می‌گیرند و مقاومت برشی لازم را توسط فولادهای برشی تامین می‌کنند. در لحظه‌ی نهایی مقاومت برشی مقطع، تنش فولادهای قائم به حد تسلیم f_y می‌رسد بنابراین V_s که برابر با مقاومت برشی معادل با میزان آرماتورهاست عبارت است از:

$$V_s = \frac{A_v f_y t d}{s} \quad (19-6)$$

در رابطه‌ی فوق، A_v مساحت آرماتور برشی در فواصل s است. ACI قید می‌کند که در تعیین مقاومت برشی فولادهای جان، تنش تسلیم طراحی خاموت نباید از 420 مگاپاسکال بیش‌تر در نظر گرفته شود، تنش تسلیم طراحی آرماتورهای جان را می‌توان حداکثر برابر با 550 مگاپاسکال در نظر گرفت [۲۰].

۲. آئین‌نامه‌ی بتن ایران (آبا)

آئین‌نامه‌ی بتن ایران (آبا) کنترل حالت حدی مقاومت در برش را بر اساس رابطه‌ی زیر انجام می‌دهد:

$$V_u \leq V_r \quad (20-6)$$

در این رابطه، V_u ، نیروی برشی نهایی در مقطع است که بر اساس بارهای با ضریب به دست می‌آید. همچنین نیروی برشی نهایی مقاوم مقطع عبارت است از:

$$V_r = V_c + V_s \quad (21-6)$$

V_c مقاومت برشی تامین شده توسط بتن است که با توجه به فرضیات موجود از روابط زیر محاسبه می‌شود: در این آئین‌نامه V_c تنش برشی بتن است که بر حسب مگاپاسکال از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌شود:

$$v_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f'_c} \quad (22-6)$$

در این رابطه f_c مقاومت فشاری مشخصه بتن بر حسب مگاپاسکال، ϕ_c ضریب جزئی ایمنی بتن است که برابر با ۰/۶ در نظر گرفته می‌شود. نیروی برشی مقاوم نهایی بتن (V_c) را می‌توان در هر یک از حالات زیر تعیین کرد:

الف. برای اعضای که تحت برش و خمش قرار دارند:

$$V_c = v_c b_w d \quad (۲۳-۶)$$

ب. برای اعضای که تحت برش و خمش و فشار محوری قرار دارند:

$$V_c = v_c \left(1 + \frac{N_u}{12 A_g}\right) b_w d \quad (۲۴-۶)$$

ج. برای اعضای که تحت اثر همزمان برش و خمش، خمش و کشش محوری قرار دارند:

$$V_c = v_c \left(1 + \frac{N_u}{3 A_g}\right) b_w d \geq 0 \quad (۲۵-۶)$$

که N_u نیروی نهایی بر حسب نیوتن است که همزمان با V_u بر مقطع اثر می‌کند. این نیرو در فشار مثبت در نظر گرفته می‌شود. همچنین A_g مساحت کل مقطع به‌صورت ناخالص و بر حسب میلی‌متر مربع است. V_s برابر با مقاومت برشی معادل با میزان آرماتورهاست که عبارت است از:

الف. وقتی که از آرماتور برشی عمود بر محور عضو استفاده می‌شود:

$$V_s = \phi_s \frac{A_v f_{yv} d}{s} \quad (۲۶-۶)$$

در رابطه‌ی فوق، A_v سطح مقطع شاخه‌های قائم فولاد برشی بر حسب میلی‌متر مربع بوده و ϕ_s ضریب جزئی ایمنی فولاد است که برابر با ۰/۸۵ در نظر گرفته می‌شود. همچنین f_{yv} مقاومت مشخصه فولاد برشی است که نباید آن را بیش از ۴۰۰ مگاپاسکال در نظر گرفت [۲۱].

۳. پیشنهاد آشیم و میلی (۱۹۹۹)

آشیم و میلی در سال ۱۹۹۲ تحقیقاتی را با استفاده از اطلاعات آزمایشگاهی ستون‌های پل طره‌ای شکل انجام دادند. این اطلاعات نشان می‌دادند که مقاومت برشی ستون تابعی از نیاز شکل‌پذیری، $\mu\delta$ ، میزان آرماتور برشی و بار محوری است. آنها اشاره کردند که مقاومت برشی به‌صورت مجموع سهم مقاومت برشی بتن و آرماتور برشی است (معادله‌ی ۶-۱۳). سهم آرماتور برشی از معادله‌ی ۶-۲۵ محاسبه می‌شود سهم بتن به‌این صورت تعریف می‌شود [۲۲]:



$$V_c = \alpha \left(1 + \frac{P}{\gamma_{000} A_g} \right) \sqrt{f'_c} b d \leq \gamma_{05} \sqrt{f'_c} b d \quad (27-6)$$

برای طراحی و محاسبات ستون‌های بتن مسلح با تنگ مستطیلی عبارت است از:

$$\alpha = \frac{\gamma_{006} \rho_w f_{yw}}{\mu_s} \quad (28-6)$$

در رابطه‌ی فوق ρ_w نسبت فولاد عرضی است ($\rho_w = A_{sw}/bs$).

$$V_n = V_c + V_s \quad (29-6)$$

$$V_c = \gamma_{03} \left(k + \frac{P}{\gamma_{04} A_g} \right) \sqrt{f'_c} A_e \quad (30-6)$$

$$0 \leq k = \frac{\gamma_{04} - \mu \delta}{\gamma_{03}} \leq 1 \quad (31-6)$$

$$V_s = \frac{\pi}{\gamma_{02}} \frac{A_{sp} f_{yh} d}{s} \cot \gamma_{03} \quad (32-6)$$

۴. کالترنس^۳

برای محاسبه‌ی مقاومت برشی ستون‌های بتن مسلح موجود، اداره‌ی حمل و نقل کالیفرنیا معادله‌ی ۳۳-۶ را برای محاسبه‌ی مقاومت برشی پیشنهاد کردند، تاثیر خاموت‌های عرضی در مقاومت برشی، V_s ، از معادله‌ی ۲۶-۶ به‌دست می‌آید. این معادلات بر اساس مدل خرابای ۴۵ درجه است. کالترنس اشاره می‌کند که V_c در نواحی پلاستیک و خارج از این نواحی متفاوت است. برای تعیین مقاومت برشی بتن در نواحی پلاستیک از ضریب شکل‌پذیری فاکتور ۱ در معادله‌ی ۳۵-۶ استفاده می‌شود. سهم بتن، V_c ، وابسته به بار محوری اعمال شده، شکل‌پذیری و محصورشدگی است.

$$V_n = V_c + V_s \quad (33-6)$$

$$V_c = v_c A_e \quad (34-6)$$

$$v_c = \text{Factor}_1 \times \text{Factor}_2 \times \sqrt{f'_c} \leq \gamma_{033} \sqrt{f'_c} \quad (35-6)$$

$$\text{Factor}_1 = \frac{\rho_s f_{yh}}{\gamma_{025}} + \gamma_{0305} - \gamma_{0108} \mu_d \quad (36-6)$$

$$\text{Factor}_2 = 1 + \frac{P}{\gamma_{0378} A_g} \quad (37-6)$$

$$V_s = \frac{\pi A_{sp} f_{yh} D_{sp}}{s} \quad (۳۸-۶)$$

در این رابطه ρ'' نسبت حجم آرماتور برشی به حجم هسته‌ی بتنی است. باید توجه کرد که نسبت حجمی آرماتور برشی به حجم هسته بتنی در این معادله به‌جای نسبت مساحت آرماتور برشی به مساحت بتن ($\rho_w = A_{sw}/bs$) استفاده می‌شود. عبارت F_2 عبارت است از فاکتور بار محوری که بین ۱ برای تنش محوری صفر و ۱/۵ برای تنش فشاری (psi) ۱۰۰۰ متغیر است. در مقاطع دایروی معادله‌ی ۳۷.۶ متناظر با راستای مقاومت برشی آرماتور دایره‌ای استفاده می‌شود. در این معادله A_{sp} مساحت ماریچ و D_{sp} قطر هسته‌ی ستون دایره‌ای است [۲۳].

۵. مؤسسه‌ی معماری ژاپن، راهنمای‌های طراحی سازه‌ای^۴ (۱۹۹۴)

برای پیش‌بینی مقاومت برشی اعضای بتن مسلح با مقاطع مستطیل شکل دو روش طراحی در مؤسسه‌ی معماری ژاپن به نام‌های روش A و روش B معرفی شده است. روش A که بر اساس مدل محافظه‌کارانه واتانابه^۵ و ایچینوز^۶ است در این‌جا معرفی می‌شود. همان‌طور که در شکل ۹.۶ شرح داده شد مقاومت برشی ستون، V_n ، از جمع آثار عمل خرابایی و قوسی به‌دست می‌آید $(V_t + V_a)$. مقاومت برشی مکانیزم خرابا به‌صورت زیر به‌دست می‌آید:

$$V_t = b j_t \rho_w f_{yw} \cot \varphi \quad (۳۹-۶)$$

که j_t فاصله‌ی بین میلگرد طولی بالا و پایین، ρ_w نسبت فولاد برشی، $\cot \varphi$ کمینه‌ی سه مقدار ۲ و $\frac{j_t}{D} \tan \theta$ و $\sqrt{[V f'_c / (\rho_w f_y)] - 1}$ است که D تمام عمق مقطع، $\tan \theta$ شیب قطری (دستک) در مکانیزم قوسی است، که از رابطه‌ی $(\sqrt{L^2 + D^2} - L)/D$ به‌دست می‌آید و v ضریب مؤثر مقاومت فشاری بتن است که از رابطه‌ی محاسبه شده در شکل ۹.۶ به‌دست می‌آید. پارامتر v برابر است با $v = f'_c / 29000$ یا $v = 7 - f'_c / 1000$. سهم مکانیزم قوسی از رابطه‌ی زیر قابل محاسبه است:

$$V_a = \tan \theta (1 - \beta) b D v f'_c / 2 \quad (۴۰-۶)$$

که β عبارت است از:

$$\beta = \frac{\rho_w f_y (1 + \cot^2 \varphi)}{v f'_c} \quad (۴۱-۶)$$

4. Architectural Institute of Japan, Structural Guidelines

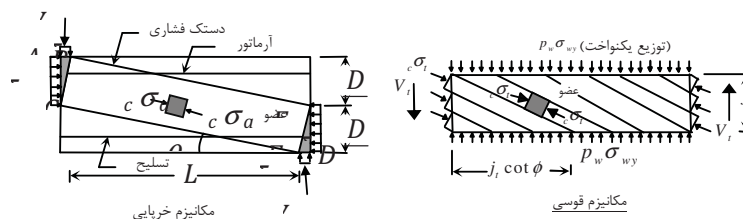
5. Watanabe

6. Ichinose

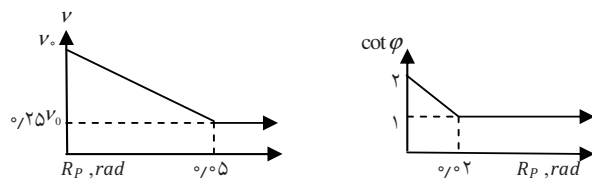
که برابر با کمینه‌ی ۲ و $\frac{J_t}{D} \tan \theta$ و $\sqrt{[V f'_c / (\rho_w f_y)] - 1}$ و مقدار به‌دست آمده از شکل ۱۰.۶ است. باید توجه داشت که تاثیر بار محوری بر روی مقاومت برشی در آئین‌نامه‌ی AII منظور نشده است. در استخراج معادله‌ی مقاومت برشی که بر مبنای رفتار شکل‌پذیر است مقاومت برشی مکانیزم خرابایی و قوسی با هم جمع می‌شوند. برای اعضای که محصورشدگی کمی دارند و متحمل شکست برشی می‌شوند جمع این دو مقاومت صحیح نیست [۲۴].

۶. پریستلی^۷ (۱۹۹۴)

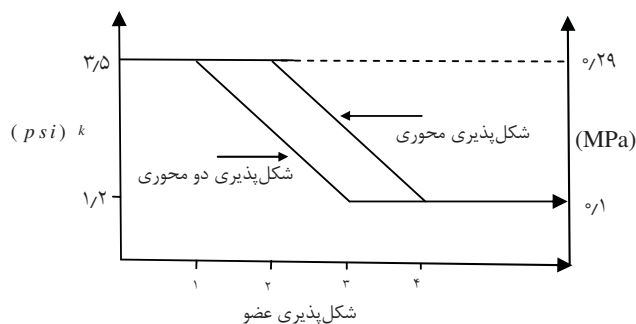
پریستلی در سال ۱۹۹۴ برای محاسبه‌ی مقاومت برشی ستون‌های تحت بارهای جانبی چرخه‌ای رابطه‌ای را پیشنهاد داده است. این رابطه که با در نظر گرفتن سهم بتن، V_c ، مکانیزم خرابایی یا آرماتور برشی، V_s و مکانیزم قوسی مرتبط با بار محوری، V_p ، به‌صورت زیر است:



شکل ۹.۶ نیروی برشی تحمل شده توسط مکانیزم خرابایی و قوسی



شکل ۱۰.۶ ارتباط بین چرخش مفاصل پلاستیک، R_p , rad، و فاکتور مؤثر V_0 و $\cot \phi$



شکل ۱۱.۶ تنزل مقاومت برشی بتن نسبت به شکل‌پذیری (پریستلی)

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (۴۲-۶)$$

مؤلفه‌ی بتن به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$V_c = k \sqrt{f'_c} A_e \quad (۴۳-۶)$$

که $A_e = 0.8 A_g$ و پارامتر k مرتبط با میزان شکل پذیری عضو است که در شکل ۱۲.۶ تعریف شده است. همان طور که در شکل ۱۳.۶ شرح داده شده است، سهم بتن با افزایش شکل پذیری به میزان ۶۶٪ کاهش می‌یابد.

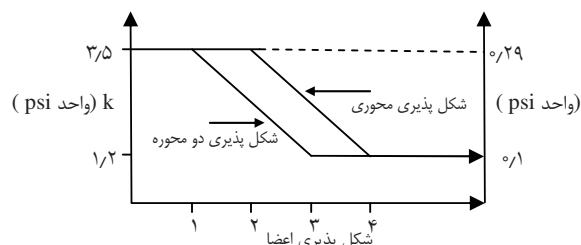
سهم آرماتورهای عرضی از مقاومت برشی بر مبنای مکانیزم خرابایی با زاویه‌ی 30° درجه بین دستک فشاری قطری و محور طولی ستون است. برای ستون‌های با مقطع عرضی مستطیلی، سهم آرماتور عرضی مربوط به روش مکانیزم خرابایی، V_s ، عبارت است از:

$$V_s = \frac{A_{sw} f_{sw} D'}{s} \cot 30^\circ \quad (۴۴-۶)$$

که D' فاصله‌ی اندازه‌گیری شده در راستای موازی با برش اعمالی بین مرکز تا مرکز حلقه‌های پیرامونی است.

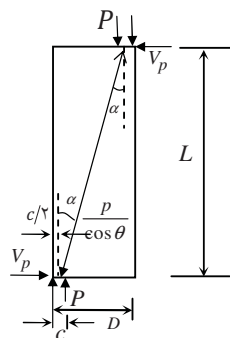
سهم مکانیزم قوسی از رابطه‌ی زیر داده شده است:

$$V_p = P \tan \alpha = \frac{D-c}{2a} P \quad (۴۵-۶)$$



شکل ۱۲.۶

کاهش مقاومت برشی بتن با
افزایش شکل پذیری



شکل ۱۳.۶

سهم بار محوری در مقاومت
برشی



در این رابطه α شیب دستک فشاری قطری است (شکل ۱۳.۳)، c عمق محور خنثی و D عمق کلی مقطع است. باید توجه کرد که عمق تار خنثی، c ، بسته به انحنای مقطع بحرانی و شکل پذیری متغیر است. هنگامی که نسبت گفته شده افزایش می‌یابد سهم بار محوری کاهش می‌یابد. همچنین عمق تار خنثی با افزایش بار محوری، افزایش می‌یابد. تاثیر بار کششی محوری روی مقاومت برشی تعریف نشده است [۲۵].

$$V_n = V_c + V_s \quad (۴۶-۶)$$

$$V_c = k \sqrt{f_c'} A_e \quad (۴۷-۶)$$

$$\left(\begin{array}{l} 2 \leq \mu_{\Delta} \leq 4 : k = 0.25 - 0.0835(\mu_{\Delta} - 2) \\ \mu_{\Delta} = 4 : k = 0.083 \\ 4 \leq \mu_{\Delta} \leq 8 : k = 0.083 - 0.0125(\mu_{\Delta} - 4) \\ 8 \leq \mu_{\Delta} : k = 0.042 \end{array} \right) \quad (۴۸-۶)$$

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_{sp} f_{yh} D_{sp}}{s} \cot 35^\circ \quad (۴۹-۶)$$

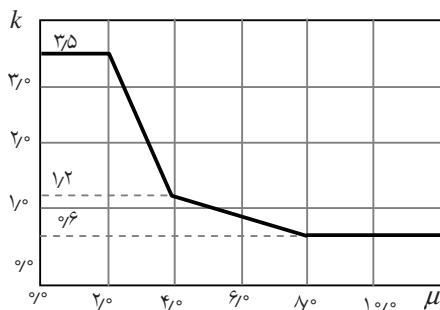
$$V_p = 0.85 P \tan \alpha = 0.85 P \frac{D_c}{2L} \quad (۵۰-۶)$$

۷. کوالسکی و همکاران

مدل پیشنهاد شده توسط پریستلی و همکاران یک بار دیگر توسط کوالسکی و همکاران مورد بررسی مجدد قرار گرفت تا تاثیر پارامترهای نسبی و آرماتورهای طولی در آن در نظر گرفته شود. سهم بتن از مقاومت برشی عبارت است از:

$$V_c = \alpha \beta K \sqrt{f_c'} A_g \quad (۵۱-۶)$$

در رابطه‌ی فوق α تاثیر پارامتر نسبی $(\alpha = (2 - a/h) + 1)$ را شامل می‌شود و بین ۱ تا ۱/۵ است و β تاثیر آرماتور طولی است $(\beta = (0.5 + 2 \rho_l) \leq 1)$. همان‌طور که در شکل ۱۴.۶ نشان داده



شکل ۱۴.۶

تنزل مقاومت برشی نسبت به
شکل پذیری (کوالسکی ۱۹۹۷)

شده است ضریب کاهش مقاومت، K ، در شکل پذیری‌های بزرگ‌تر کاهش می‌یابد. شکل ۱۴.۶ کاهش سهم بتن که در شکل پذیری‌های بزرگ به ۸۳ درصد می‌رسد را نشان می‌دهد [۲۶].
که مؤلفه‌ی بار محوری، V_p ، همان رابطه‌ی داده شده در معادله‌ی ۵۲-۶ است، مؤلفه‌ی مکانیزم خرابایی، V_s ، به تدریج اصلاح شده و به رابطه‌ی زیر رسیده است:

$$V_s = \frac{A_{sw} f_{yw} (D' - c)}{s} \cot 30^\circ \quad (52-6)$$

۸. مدل پیشنهادی توسط کنوینسکی^۸ و همکاران (۱۹۹۶)

مطالعات انجام شده توسط کنوینسکی (۱۹۹۶) و همکاران، که بر مبنای آزمایش‌های ستون‌های شکل‌پذیر است، این مطلب را تایید می‌کنند که مقاومت برشی ستون مستقل از نیاز شکل‌پذیری^۹ است. روش پیشنهادی مقاومت برشی را به دو قسمت مقاومت برشی بتن و مقاومت برشی آرماتورهای عرضی تقسیم می‌کند. سهم آرماتورهای عرضی، V_s ، ۵۰ درصد نسبت به رابطه‌ی مشابه در ACI ۳۱۸-۲ کاهش یافته و عبارت است از:

$$V_s = 0.85 \frac{A_{sw} f_{yw} h}{s} \quad (53-6)$$

سهم بتن، V_c ، از مقاومت برشی مقطع عبارت است از:

$$V_c = \alpha \sqrt{f'_c} \sqrt{1 + \frac{(P/A_g)}{12 \sqrt{f'_c}}} 0.85 A_g \quad (54-6)$$

که $\alpha = 6d/a$ است که محدود به $2 \leq \alpha \leq 4$ می‌شود. در این روش، برای محاسبه‌ی مقاومت برشی، ظرفیت تغییرشکل عضو نیاز نیست که تعیین شود. با این حال معادله‌ی ۵۴-۶ مقدار مناسبی به صورت غیرمستقیم متناسب با نیاز شکل‌پذیری را پیشنهاد می‌دهد، از این رو تاثیر شکل‌پذیری به لحاظ مفهومی در محاسبات در نظر گرفته می‌شود. برای در نظر گرفتن تاثیر تنزل مقاومت برشی به دلیل بارگذاری چرخه‌ای، تنش برشی اسمی بیشینه بتن هسته (V_u/A_{core}) برابر با $f'_c/8$ در نظر گرفته می‌شود. این روش فرض می‌کند که کاور بتنی پوسته می‌شود [۲۷].

۹. FEMA-۳۵۶

ارزیابی لرزه‌ای و مقاوم‌سازی ساختمان‌ها در آمریکا، تحت گزارشات توصیه‌ای FEMA-۳۵۶ آورده شده است. برای پیاده کردن توصیه‌های FEMA-۳۵۶ برای سازه‌های موجود، مهندس باید بتواند سختی ستون، مقاومت و ظرفیت تغییرشکل آن را محاسبه کند. همچنین باید روند گسترش گسیختگی در

8. Konwinski(1996)

9. Displacement Ductility demand

خمش و برش را نیز پیش‌بینی کند. روند مدل‌سازی و تعیین مقاومت ستون‌ها با استفاده از داده‌های ۴ ستون آزمایش شده این‌جا بحث شده است. این مدل مقاومت برشی، که تنزل مقاومت برشی را با افزایش نیاز شکل‌پذیری جابه‌جایی مدل می‌کند، به‌طور گسترده برای محاسبه‌ی ظرفیت جابه‌جایی نسبی چنین ستون‌هایی استفاده می‌شود. در گزارشات FEMA-۳۵۶ مقاومت برشی به‌صورت زیر است:

$$V_{۳۵۶} = k_1 \frac{A_s f_y d}{s} + \lambda k_2 \left(\frac{\phi \sqrt{f'_c}}{M/Vd} \sqrt{1 + \frac{P_u}{\phi \sqrt{f'_c} A_g}} \right) \phi A_g \text{ (psi)} \quad (۵۵-۶)$$

$$V_{۳۵۶} = k_1 \frac{A_s f_y d}{s} + \lambda k_2 \left(\frac{0.5 \sqrt{f'_c}}{M/Vd} \sqrt{1 + \frac{P_u}{0.5 \sqrt{f'_c} A_g}} \right) \phi A_g \text{ (MPa)} \quad (۵۶-۶)$$

برای $k_1 = ۱$ در فواصل آرماتور کمتر از $\frac{d}{۴}$ ، و $k_1 = 0.5$ برای مقادیر بیش‌تر از $\frac{d}{۴}$ ، البته توجه شود که نباید بیش‌تر از d شود. اگر بیشتر بود $k_1 = 0$ خواهد بود.

$$\mu \leq ۲ \Rightarrow k_2 = ۱ \quad (۵۷-۶)$$

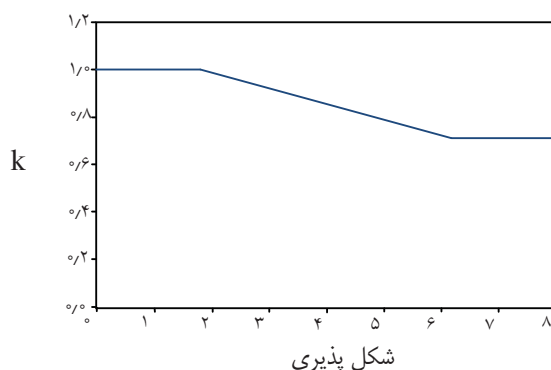
$$\mu \geq ۴ \Rightarrow k_2 = 0.۷$$

و برای مقادیر مابین μ ، k_2 به‌صورت خطی تغییر می‌کند.

۱۰. آشتو^{۱۰}

استاندارد آشتو معادلات مقاومت برشی اسمی ستون بتن مسلح زیر را بر اساس مدل خرابا با زاویه‌ی فرضی ۴۵ درجه ارائه داده است:

$$V_n = V_c + V_s \quad (۵۸-۶)$$



شکل ۱۵.۶

به‌دست آوردن پارامتر k

^{۱۰} AASHTO

$$V_c = \left(1 + \frac{P}{14A_g}\right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{\phi}\right) \lambda b_w d \quad (59-6)$$

$$V_c = \left(\sqrt{\frac{f'_c}{\phi}}\right) \quad (60-6)$$

$$V_c = \left(\frac{1 \cdot P}{f'_c A_g}\right) \frac{\sqrt{f'_c}}{\phi (b_w d)} \quad (61-6)$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (62-6)$$

$$d = \frac{D}{2} + \frac{D_r}{\pi} \quad (63-6)$$

در روابط بالا A_v سطح مقطع عرضی فولاد برشی، f_{yt} مقاومت تسلیم فولاد برشی، D قطر ستون، D_r قطر دایره‌ی عبوری از مرکز فولادهای طولی، s فاصله‌ی عمودی بین تنگ‌های برشی یا عرضی است [۲۸ و ۲۹].

۱۱. رابطه‌ی پیشنهادی سزن و میلی

سزن و میلی مدل مقاومت برشی را برای ستون‌های بتن مسلح با خاموت کم ارائه داده‌اند که کاهش مقاومت را با فرض تسلیم خمشی محاسبه می‌کند [۳۰]:

$$V_{n,sezen} = k \frac{A_s f_y d}{s} + k \left(\frac{\phi \sqrt{f'_c}}{a/d} \sqrt{1 + \frac{(P_u)}{\phi \sqrt{f'_c} A_g}} \right) \cdot 0.8 A_g (psi) \quad (64-6)$$

$$V_{n,sezen} = k \frac{A_s f_y d}{s} + k \left(\frac{0.5 \sqrt{f'_c}}{a/d} \sqrt{1 + \frac{(P_u)}{0.5 \sqrt{f'_c} A_g}} \right) \cdot 0.8 A_g (Mpa) \quad (65-6)$$

α فاصله‌ی ممان بیشینه‌ی مقطع تا نقطه‌ی عطف است. μ جابه‌جایی شکل‌پذیر که:

$$\begin{aligned} \mu \leq 2 &\Rightarrow k = 1 \\ \mu \geq \phi &\Rightarrow k = 0.7 \end{aligned} \quad (66-6)$$

و برای مقادیر بین ۲ و ϕ به صورت خطی تغییر می‌کند.

۱۲. ATC۳۲

$$\Phi V_n = \Phi (V_c + V_s) \geq V_u \quad (67-6)$$



$$V_c = \frac{1}{6} \left(1 + 0.705 \frac{P}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} b d \text{ (MPa)} \quad \text{خارج از محدوده‌ی پلاستیک (۶۸-۶)}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \left(0.705 + 0.705 \frac{P}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} b d \text{ (MPa)} \quad \text{در محدوده‌ی مفصل پلاستیک (۶۹-۶)}$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yh} d}{s} \quad \text{(۷۰-۶)}$$

V_c مقاومت برشی اسمی بتن، V_s مقاومت برشی آرماتور عرضی، V_u نیاز برشی در مقطع (بیشینه برش تجربی در آزمایشات)، f'_c مقاومت برشی بتن، A_v مساحت کلی آرماتور برش موازی با راستای اعمال نیروی برشی با فواصل s در طول محور عضو، b عرض مقطع، d فاصله‌ی تار فشاری تا مرکز آرماتور کششی طولی، ϕ فاکتور کاهش مقاومت [۳۰].

۱۳. استاندارد نیوزیلند

استاندارد نیوزیلند معادلات زیر را بر مبنای مدل خرپای ۴۵ درجه برای مقاومت برشی ستون‌های بتن مسلح ارائه داده است. در تعیین V_c برای نواحی مفصل پلاستیک، میزان آرماتور طولی و تاثیر بار محوری در نظر گرفته شده است. مقاومت برشی آرماتور V_s در معادله‌ی ۶-۷۵ برای ستون‌های دایره‌ای محاسبه می‌شود [۳۱].

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{(۷۱-۶)}$$

$$V_c = \left(4 v_b \sqrt{f'_c} \sqrt{\frac{P}{f'_c A_g} - 0.1} \right) b_w d \quad \text{(۷۲-۶)}$$

$$v_b = 0.7 + 1.0 \rho_w \quad \text{(۷۳-۶)}$$

$$\rho_w = \frac{A_{s,tens}}{b_w d} = \frac{0.5 A_{st}}{A_c} \quad \text{(۷۴-۶)}$$

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_{sp} f_{yh} D_{sp}}{s} \quad \text{(۷۵-۶)}$$

۷.۶ قوانین طراحی اعضا

این بخش آئین‌نامه‌ی خاصی را دنبال نمی‌کند. توصیه‌های آئین‌نامه‌ی نیوزیلند نیز آورده شده است که شبیه به آئین‌نامه‌ی ACI است [۳۲].

جدول ۱.۶ روابط آئین‌نامه‌ای مقاومت برشی

code	V_n	V_c		V_s
		Shear, flexure	Shear, flexure, axial	section
(MPa) ACI	$V_C + V_S$	$\frac{\sqrt{f'_c}}{\phi} \lambda b_w d$	$\left(1 + \frac{N_u}{14 A_g}\right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{\phi}\right) \lambda b_w d$	$\frac{A_v f_{yt} d}{s}$
(MPa) بآ	$V_C + V_S$	$0.7 \phi_c \sqrt{f'_c} b_w d$	$v_c \left(1 + \frac{N_u}{12 A_g}\right) b_w d$	$\phi_s \frac{A_v f_{yv} d}{s}$
New Zealand standard (MPa)	$V_C + V_S$		$\left(4 v_b \sqrt{f'_c} \sqrt{\frac{P}{f'_c A_g}} - 0.1\right) b_w d$	$\frac{A_v f_{yt} d}{s}$
FEMA ۳۵۶ (MPa)	$V_C + V_S$		$\lambda k_{\tau} \left(\frac{0.5 \sqrt{f'_c}}{M/Vd} \sqrt{1 + \frac{P_u}{0.5 \sqrt{f'_c} A_g}} \right) 0.8 A_g$	$k_{\tau} \frac{A_v f_y d}{s}$
FEMA ۲۷۳ (MPa)	$V_C + V_S$		$0.29 \left(k + \frac{P}{13.8 A_g} \right) \sqrt{f'_c} b d$	$\frac{A_v f_{yt} d}{s}$
AASHTO (Psi)	$V_C + V_S$		$\left(1 + \frac{P}{14 A_g}\right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{\phi}\right) \lambda b_w d$	$\frac{A_v f_{yt} d}{s}$
ASCE (Psi)	$V_C + V_S$		$v \left(1 + \frac{P}{\phi \sqrt{f'_c} A_g}\right) b d$	$\frac{A_v f_{yt} d}{s}$
SEAOC (MPa)	$V_C + V_S$		$3.5 \sqrt{f'_c} \sqrt{1 + 0.02 \left(\frac{P}{A_g}\right) A_s}$	$\frac{A_v f_{yt} d}{s}$
ATC ۳۲ (MPa)	$V_C + V_S$	$V_c = \frac{1}{\phi} \left(1 + 0.7 \frac{P}{A_g}\right) \sqrt{f'_c} b d$		$\frac{A_v f_{yt} d}{s}$
ATC ۴۰ (MPa)	$V_C + V_S$	$V_c(t) = 0.17 \lambda \left(1 + \frac{N_u(t)}{14 A_g}\right) \sqrt{f'_c} b_w d$		$\frac{A_v f_{yt} d}{s}$
ATC/MCEER (Psi)	$V_C + V_S + V_p$	$0.5 \sqrt{f'_c} b_w d$		$\frac{A_v f_{yt} d}{s}$

V_p در آئین‌نامه‌ی ATC/MCEER برابر است با $\frac{\gamma}{\phi} P \tan \alpha$

خلاصه‌ی روابط مطرح شده در این بخش به‌صورت جدول ۱.۶ آورده شده است.

۱.۷.۶ مصالح

۱.۱.۷.۶ بتن محصورنشده

الف. منحنی تنش - کرنش بتن محصورنشده

شکل زیر منحنی‌های مرسوم برای بتن با مقاومت‌های مختلف را نشان می‌دهد که مقاومت بتن مربوط به آزمایش ۲۸ روزه‌ی استوانه‌ی استاندارد است که با f'_c تعریف شده است. باید توجه کرد که مقاومت فشاری f'_c ، وقتی افزایش می‌یابد کرنش مربوط به تنش بیشینه و اولین نقطه‌ی خردشدگی کاهش می‌یابد. بنابراین بتن‌های با مقاومت بالاتر، تردی و شکل‌پذیری کم‌تری دارند. مدول الاستیسیته‌ی E_c ، برابر با شیب سکانتی $f'_c/50$ است. رابطه‌ی طراحی مدول فشاری-مقاومت فشاری الاستیک توسط معادله‌ی زیر تعریف می‌شود:

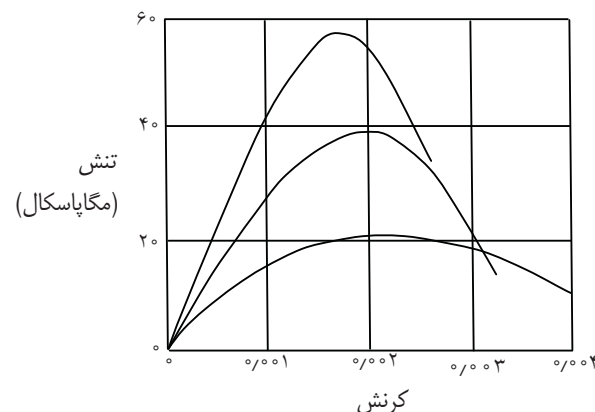
$$E_c = 0.43 W^{1/5} \sqrt{f'_c} \text{ MPa} \quad (۷۶-۶)$$

برای بتن با وزن واحد حجم $1400-2500 \text{ kg/m}^3$

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \text{ MPa} \quad (۷۷-۶)$$

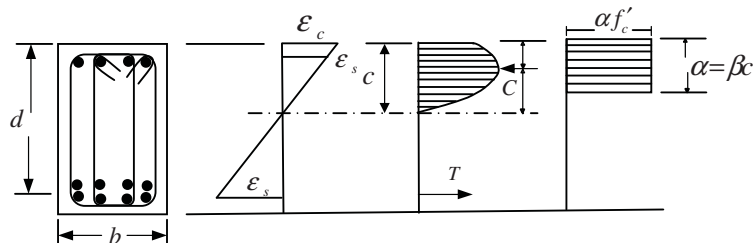
$$E_c = 5700 \sqrt{f'_c} \text{ Psi} \quad (۷۸-۶)$$

معادلات ۷۶-۶، ۷۷-۶ یا ۷۸-۶، با فرضیات محافظه‌کارانه‌ای از جابه‌جایی جانبی، فرمول‌بندی شده‌اند به‌ویژه تیرها و دال‌ها و از این‌رو تمایل به تخمین متوسط E_c به‌دست آمده از آزمایشات استوانه‌ای است [۳۳]. بر مبنای آزمایشات کامل سازه‌های بتنی، مشاهده شده است که استوانه‌ها تخمین کمتری از مدول الاستیسیته‌ی واقعی می‌دهند، هم‌چنین مقاومت بتن واقعی در یک سازه، تمایل به افزایش از میزان مقاومت ۲۸ روزه دارد. بنابراین مدول الاستیسیته‌ی تحت سرعت دینامیکی بارگذاری لرزه‌ای، بالاتر از میزان داده شده تحت سرعت کم است.



شکل ۱۶.۶

منحنی تنش - کرنش برای بتن استوانه‌ای که در راستای محوری بارگذاری شده است.



شکل ۱۷.۶ پارامترهای طراحی بلوک تنش بتن برای محاسبه‌ی مقاومت خمشی

بنابراین مقادیر یافت شده از معادلات ۷۶-۶، ۷۷-۶ یا ۷۸-۶، ۳۰ تا ۴۰ درصد کمتر از مقدار مدول الاستیسیته‌ی واقعی بتن است. این مورد برای طرح لرزه‌ای بسیار قابل اهمیت است. اگر فلسفه‌ی طرح لرزه‌ای محافظه‌کارانه منظور شود، محاسبه‌ی تناوب ساختمان بر مبنای E_c از مقدار واقعی تجاوز می‌کند.

ب. مقایسه‌ی پارامترهای طراحی بلوک تنش فشاری برای بتن محصورنشده:

مقاومت خمشی المان‌های بتنی تقویت‌شده در معرض خمش با یا بدون بار محوری بر مبنای فرضیه‌ی ACI یعنی بلوک تنش مستطیل معادل برای بتن تحت فشار قرار دارد. برای محاسبات ساده‌تر، بلوک تنش فشاری واقعی با بلوک مستطیلی معادل جایگزین می‌شود، عرض $\alpha f'_c$ و طول βc از دورترین تار فشاری، که c فاصله‌ی دورترین تار فشاری تا تار خنثی است. توزیع معادل با تنش مستطیل باید برابر با سطح و ارتفاع مرکز ثقل تنش واقعی را شود. بنابراین با توجه به مقطع تنش مستطیلی در شکل ۱۷.۶ داریم:

$$C = \alpha \beta c b f'_c \quad (۷۹-۶)$$

$$C_y = \alpha \beta (1 - 0.5 \beta) b c^2 f'_c \quad (۸۰-۶)$$

که نیروی برآیند بلوک تنش فشاری است و در فاصله‌ی y از تار خنثی قرار دارد و برای بتن محصورنشده مقادیر α و β بر اساس ACI [۲۰]:

$$\alpha = 0.85 \quad \text{برای تمام مقادیر } f'_c:$$

$$0.85 \geq \beta = 0.85 - 0.008(f'_c - 30) \geq 0.65 (MPa) \quad (۸۱-۶)$$

$$\beta = 0.85 - 0.005(f'_c - 435) \geq 0.65 (ksi)$$

پارامتر دیگر مورد نیاز برای محاسبات شکل‌پذیری و مقاومت، کرنش فشاری نهایی ϵ_{cu} است که مقدار پذیرفته شده‌ی نرمال برای بتن محصورنشده ۰/۰۰۳ است. این مقادیر بر مبنای



آزمایشات روی المان‌های بتنی که در معرض فشار یکنواخت یا ممان ثابت قرار دارند، است. مناطق بحرانی اعضای بتنی تحت بارگذاری لرزه‌ای عموماً در معرض تغییرات زیاد ممان قرار دارند. این مورد به‌ویژه برای اعضای المان‌های قاب مقاوم لرزه‌ای است و آزمایشات روی این المان‌ها شروع ترک‌خوردگی را نشان می‌دهد و تا کرنش 0.003 ادامه دارد و گاهی به 0.006 تا 0.008 هم می‌رسد. برای چنین المان‌هایی کرنش فشاری نهایی تا 0.004 پذیرفته شده است.

ج. مقاومت کششی بتن

مقاومت کششی بتن در اعضای تحت بارگذاری لرزه‌ای، به‌دلیل طبیعت متغیر و تاثیرات انقباض یا حرکت کردن آن تحت ترک‌خوردگی، باید صرف‌نظر شود. با این حال گاهی ممکن است برای اطمینان از تجاوز نکردن مقطع از مقاومت کششی مجاز در مرحله ترک‌خوردگی، ظرفیت کششی آن محاسبه شود. در این حالت مقادیر محافظه‌کارانه برای مقاومت کششی این‌گونه فرض می‌شود:

– بتن در کشش خالص:

$$f'_c = 0.05\sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} = 6\sqrt{f'_c} \text{ (Psi)} \quad (82-6)$$

– بتن تحت کشش خمشی:

$$f'_c = 0.075\sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} = 9\sqrt{f'_c} \text{ (Psi)} \quad (83-6)$$

باید توجه شود که وقتی کرنش‌ها سریع اتفاق می‌افتند مقاومت کششی متناظر ممکن است از این مقادیر تجاوز کند.

۲.۱.۷.۶ بتن محصور شده

الف. تاثیر محصورشدگی آرماتورهای عرضی

اکثر اوقات، کرنش فشاری نهایی بتن محصورنشده برای رسیدن به سطح طراحی شکل‌پذیر بدون خرد شدن زیاد کاور بتن، کافی نیست. مگر اینکه آرماتورهای عرضی مناسب برای محصور کردن بتن فشرده شده در ناحیه‌ی هسته فراهم شود و از کماتش آرماتورهای فشاری طولی و گسیختگی که ممکن است رخ دهد، ممانعت کند.

مطلب مهم و قابل توجه نواحی مفصل پلاستیک بالقوه در اعضاست که بار محوری اعمالی را تحمل می‌کنند، که تغییرشکل‌های غیر الاستیک برای ارتقاء مکانیزم مفصل شدن باید رخ دهد. هنگامی که بتن محصورنشده در معرض سطوح تنش فشاری تا مقاومت خردشدگی قرار دارد، کرنش ناحیه‌ی تسلیم جانبی، به‌عنوان نتیجه‌ای از شکل‌گیری و توزیع ریزترک‌های طولی، بیش‌تر می‌شود. این عامل ناپایداری ناحیه‌ی فشاری و گسیختگی را نتیجه می‌دهد. آرماتورهای عرضی

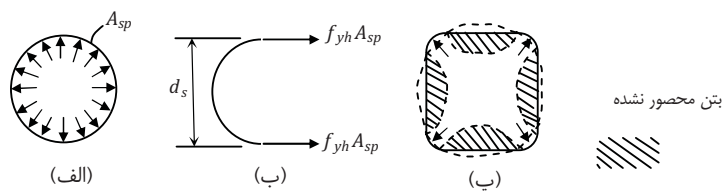
نزدیک به هم در اتصال با آرماتورهای طولی برای جلوگیری از انبساط جانبی بتن عمل می‌کنند، که مانع تنش فشاری بالاتری می‌شود، در نتیجه کرنش‌های فشاری بیش‌تری توسط ناحیه‌ی فشاری قبل از گسیختگی تحمل می‌شود.

حلقه‌های دایره‌ای یا مارپیچ، به دلیل انبساط جانبی تحت تنش حلقوی قرار می‌گیرند، بنابراین بار خطی محصورشدگی یکنواختی را پیرامون مقطع ایجاد می‌کنند. همان‌طور که در شکل ۱۸.۶ نشان داده شده است بیشینه‌ی فشار جانبی مؤثر f_l که می‌تواند در بتن اعمال شوند وقتی رخ می‌دهد که حلقه‌ها یا مارپیچ‌ها به مقاومت تسلیم خود برسند. با توجه به شکل ۱۸.۶ معادله‌ی تعادل ۶-۸۴ به دست می‌آید:

$$f_l = 2 f_{yh} A_{sp} / d_s s_h \quad (۶-۸۴)$$

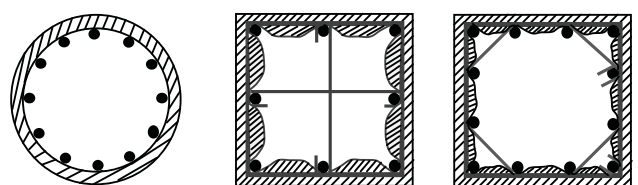
که در این رابطه d_s قطر حلقه یا مارپیچ، A_{sp} مساحت میلگرد و s_h فاصله طولی مارپیچ است. حلقه‌های مربعی فقط می‌توانند محصورشدگی کامل را در نقاط دورتر از کنج‌ها اعمال کنند (قسمت هاشورخورده در شکل ۱۸.۶ پ). محصورشدگی گوشه‌های مستطیل یا مربع از طریق هم‌پوشانی حلقه‌ها یا حلقه‌ها با مهارهای متقاطع که در چند نقطه‌ی مقطع این تقاطع وجود دارد به‌طور قابل توجهی می‌تواند افزایش یابد.

نتایج بهتر محصورشدگی میلگردهای عرضی موجود در شکل ۱۸.۶ ب و پ توضیح داده شده است. روش قوس کردن برای مقطع با عمق کم، مؤثرتر است و از این‌رو مساحت بیش‌تری محصور می‌شود. وجود خاموت‌هایی که آرماتورهای طولی پیرامون مقطع را قطع می‌کنند نیز به محصوریت بتن می‌انجامد. بتن در برابر میلگردهای طولی باربری دارد و آرماتورهای عرضی (خاموت برشی) عکس‌العمل‌های محصوریت را برای آرماتورهای طولی فراهم می‌کند. محصوریت بتن، اگر ردیف‌های آرماتور نسبت به یک‌دیگر در محور طولی نزدیک‌تر قرار گیرند، ارتقاء می‌یابد. وجود خاموت‌هایی که آرماتورهای طولی پیرامون مقطع را قطع می‌کنند نیز به محصوریت بتن می‌انجامد. بتن در برابر میلگردهای طولی باربری دارد و آرماتورهای عرضی (خاموت برشی) عکس‌العمل‌های محصوریت را برای آرماتورهای طولی فراهم می‌کند. محصوریت بتن، اگر ردیف‌های آرماتور نسبت به یک‌دیگر در محور طولی نزدیک‌تر قرار گیرند، ارتقاء می‌یابد.

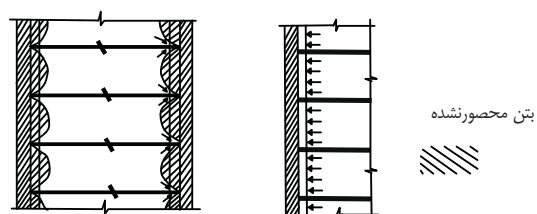


شکل ۱۸.۶ محصورشدگی بتن توسط حلقه‌های مربعی و دایره‌ای

به طور کلی محدودیت بیش تر فواصل طولی آرماتور عرضی s_h پیشنهاد شده به دلیل نیاز به جلوگیری از کمانش آرماتور طولی تحت بار فشاری است. تجربه نشان داده است که در نواحی مفاصل بالقوه این فواصل نباید بیش تر از شش برابر قطر آرماتور طولی شود تا بتواند مهار خوبی ایجاد کند. (ب) روابط تنش کرنش فشاری بتن محصور شده همان طور که در شکل ۲۰.۶ نشان داده شده است، تاثیر محصوریت، افزایش مقاومت فشاری و

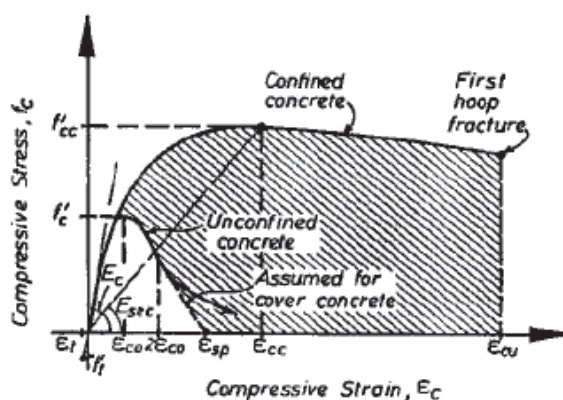


(الف) حلقه‌های دایره‌ای یا اسپیرال (ب) حلقه‌های مستطیلی یا خاموت عرضی (پ) هم‌پوشانی حلقه‌های مستطیل



محصورشده بتن محصورشدگی توسط آرماتورهای طولی محصورشدگی توسط آرماتورهای عرضی

شکل ۱۹.۶ محصورشدگی ستون توسط آرماتورهای طولی و عرضی



شکل ۲۰.۶ مدل تنش-کرنش برای بارگذاری یکنواخت بتن محصور شده و نشده تحت فشار

کرنش نهایی بتن است [۳۴-۳۸]. روابط تنش-کرنش بی‌شماری برای بتن محصورشده وجود دارد. برای یک طراح پارامترهای مهم عبارتند از: ۱. مقاومت فشاری، ۲. کرنش فشاری نهایی (مورد نیاز برای محاسبات شکل‌پذیری) و ۳. پارامترهای بلوک تنش معادل. ۱. مقاومت فشاری بتن محصورشده:

مقاومت فشاری بتن محصورشده مستقیماً با تنش محصورشدگی مؤثر f'_l مرتبط است که می‌تواند در نقطه‌ی تسلیم آرماتور عرضی ارتقاء یابد که در مقطع دایره‌ای عبارت است از:

$$f'_l = k_e f_l \quad (۸۵-۶)$$

و برای مقاطع مستطیلی توسط روابط زیر داده شده است:

$$f'_{lx} = k_e \rho_x f_{yh} \quad (۸۶-۶)$$

$$f'_{ly} = k_e \rho_y f_{yh} \quad (۸۷-۶)$$

در راستای x و y ، f'_l برای مقاطع دایره‌ای توسط معادله‌ی ۸۵-۶ به‌دست می‌آید، ρ_x و ρ_y نسبت مساحت مقطع مؤثر آرماتور عرضی به بتن است که توسط صفحات عمود بر x و y همان‌طور که در شکل ۱۹.۶ ب و پ نشان داده شده، مشخص می‌شوند و k_e ضریب مؤثر محصوریت است که مرتبط با کمینه‌ی مساحت هسته‌ی مؤثر محصور به هسته‌ی اسمی که با حلقه‌های پیرامونی محصورشده است. مقادیر مرسوم k_e برای مقاطع دایره‌ای ۰.۹۵، مقاطع مستطیلی ۰.۷۵ و مقاطع دیوار مستطیلی ۰.۶ است. مقاومت فشاری f'_{cc} مقاطع دایره‌ای محصور یا مقاطع مستطیلی با تنش محصورشدگی مؤثر f'_l در راستای x و y با مقاومت محصورنشده از طریق روابط زیر مرتبط اند:

$$k = \frac{f'_{cc}}{f'_c} = (-۱.۲۵ + ۲.۲۵۴ \sqrt{1 + \frac{۷.۹۴}{f'_c}} - ۲ \frac{f'_l}{f'_c}) \quad (۸۸-۶)$$

برای مقاطع مستطیلی با تنش محصورشدگی مؤثر، f'_{lx} و f'_{ly} و $k = f'_{cc} / f'_c$ با استفاده از شکل ۲۱.۶ که $f'_{ly} > f'_{lx}$ است به‌دست می‌آید. کرنش متناظر با تنش اوج شکل ۲۰.۶ از رابطه‌ی زیر به‌دست می‌آید:

$$\varepsilon_{cc} = ۰.۰۰۲ \left[1 + \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (۸۹-۶)$$

۲. کرنش فشاری نهایی

کرنش در نقطه‌ی اوج تنش که توسط معادله‌ی ۹۰-۶ ارائه داده شده است، کرنش بهینه‌ی بیشینه برای اهداف طراحی را نشان نمی‌دهد، یعنی همان تنش فشاری بالا که می‌تواند در کرنش چندین برابر بزرگ‌تر اندازه‌گیری شود.



مقدار بهینه زمانی رخ می‌دهد که آرماتور عرضی بشکند که توسط ظرفیت انرژی-کرنش فولاد عرضی در حالت شکستن تخمین زده می‌شود تا انرژی جذب‌شده توسط بتن افزایش یابد، همان‌طور که در شکل ۲۱.۶ نشان داده شده است. تخمین محافظه‌کارانه‌ی کرنش فشاری نهایی توسط معادله‌ی زیر داده شده است:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 1/4 \rho_s f_{yh} \varepsilon_{sm} / f'_{cc} \quad (90-6)$$

ε_{sm} کرنش فولاد در بیشینه تنش کششی و ρ_s نسبت حجمی فولاد محصورشده‌ی است. برای مقاطع مستطیلی:

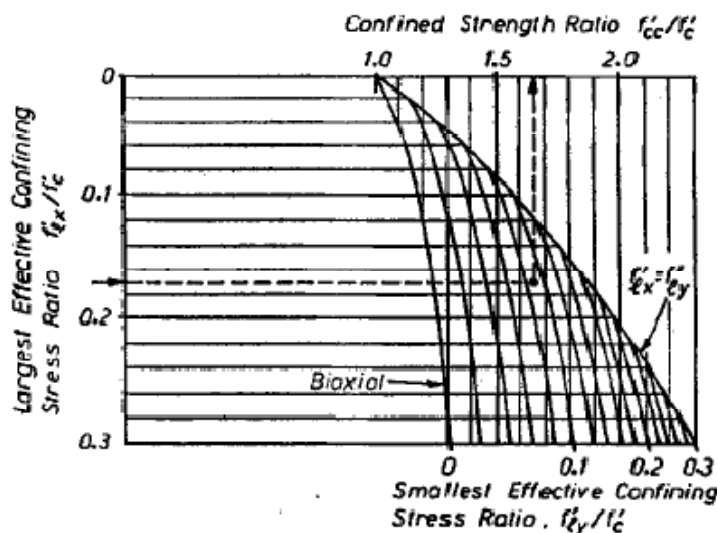
$$\rho_s = \rho_x + \rho_y \quad (91-6)$$

ε_{cu} در محدوده‌ی ۰/۰۵-۰/۱۲، حدود ۴ تا ۱۶ برابر کرنش نهایی بتن محصورنشده افزایش می‌یابد.

ج. تاثیر بارگذاری سیکلی بر روابط تنش-کرنش بتن

آزمایش‌های بتن محصورشده و محصورنشده‌ی تحت بارگذاری سیکلی، منحنی تنش-کرنش بارگذاری یکنواخت برای تشکیل پوش پاسخ تنش-کرنش بارگذاری سیکلی را نشان می‌دهد. به عنوان نتیجه هنگامی که مقاومت خمشی المان‌های بتنی در معرض تنش‌های رفت و برگشتی بارگذاری زلزله محاسبه می‌شود، هیچ اصلاحی برای منحنی تنش-کرنش لازم نیست.

د. تاثیر سرعت نرخ کرنش بر روابط تنش-کرنش بتن

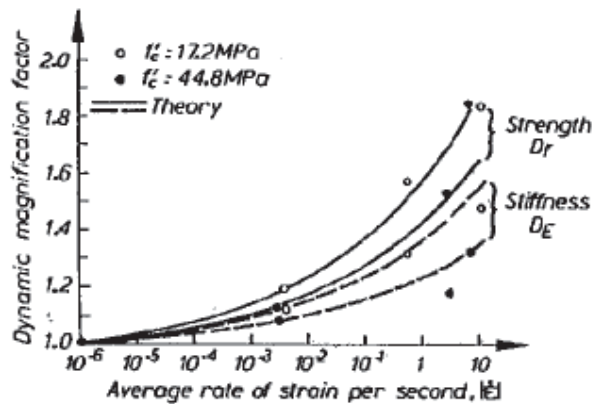


شکل ۲۱.۶ تعیین مقاومت فشاری بتن محصورشده از تنش‌های محصوریت جانبی برای مقاطع مستطیلی

هنگامی که بارگذاری با نرخ افزایش کرنش صورت گیرد، بتن از افزایش مقاومت و سختی جلوگیری می‌کند. پاسخ برای بارگذاری لرزه‌ای دینامیک است و نرخ کرنش فشاری در نواحی مفصل پلاستیک بحرانی از 0.05% بر ثانیه تجاوز می‌کند. نرخ کرنش بیشینه‌ی واقعی تابعی از کرنش اوج داخل ناحیه‌ی مفصل پلاستیک و تناوب مؤثر جابه‌جایی لحظه‌ای پاسخ غیرارتجاعی بحرانی است. شکل ۲۱.۶، افزایش معمول مقاومت و سختی اولیه‌ی بتن فشرده را با نرخ کرنش 0.05% بر ثانیه نشان می‌دهد در این شکل مقاومت معمولی $f'_c = 30\text{ MPa}$ ، مقاومت فشاری ۲۷ درصد و سختی ۱۶ درصد در مقایسه با نرخ کرنش شبه استاتیکی افزایش می‌یابد. همان‌طور که در شکل مشاهده می‌شود، تحت کرنش سیکلی، افزایش کرنش مستهلک می‌شود و نرخ کرنش مؤثر ابتدای آزمایش مناسب است [۳۹].

ح. پارامترهای طراحی بلوک تنش فشاری بتن محصورشده

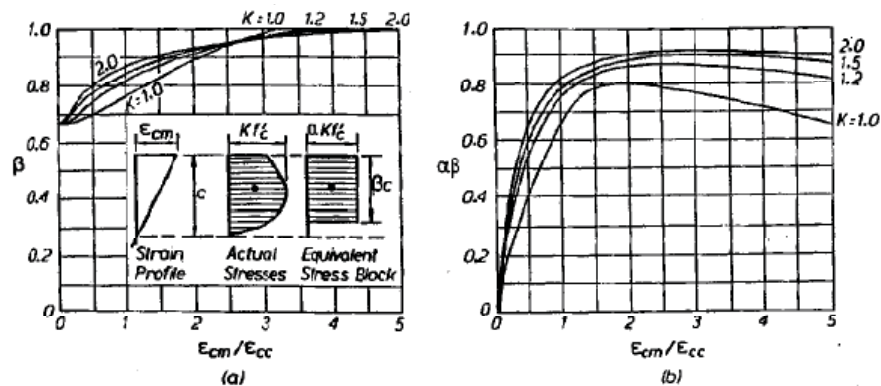
مسیر موجود برای تعیین پارامترهای بلوک تنش فشاری مستطیلی معادل مربوط به بتن محصورنشده می‌تواند به بتن محصورشده تعمیم داده شود، که تنش متوسط $\alpha f'_c$ نشان داده شده در شکل ۲۳.۶ به $\alpha k f'_c$ تبدیل می‌شود که k توسط معادله‌ی ۶-۸۸ یا شکل ۲۳.۶ با تعیین مقاومت بتن محصورشده، یافت می‌شود. مقادیر مناسب α و β وابسته به مقدار k و کرنش آخرین تار فشاری است. مقادیر طراحی β و $\alpha\beta$ در شکل ۲۳.۶ برای مقادیر مختلف کرنش فشاری اوج ϵ_{cm} هستند به عنوان نسبت $\epsilon_{cm} / \epsilon_{cc}$ شرح داده می‌شوند. مقادیر α و β مربوط به شکل ۲۳.۶ در نقطه‌ای اتصال با مقدار محاسبه شده‌ی k ممکن است برای پیش‌بینی مقاومت خمشی مقاطع مستطیلی محصورشده استفاده شود. اگر این پارامترها فقط برای هسته‌ی محصور



شکل ۲۲.۶ فاکتور اندازه‌گیری ضریب دینامیکی D_E و D_f



استفاده شوند، واقعی خواهد بود. در سطح کرنش فشاری بالا، کاور بتن پوسته پوسته می‌شود و غیرمؤثر خواهد بود، بنابراین ابعاد هسته که بر اساس آرماتورهای محصورکننده‌ی عرضی اندازه گرفته می‌شود، وقتی مقاومت خمشی محاسبه می‌شود باید استفاده شود.



شکل ۲۳.۶ پارامترهای بلوک تنش فشاری بتن برای مقاطع مستطیلی با بتنی که با حلقه‌های مستطیلی برای استفاده در معادله‌ی ۶-۸۵ تا ۶-۸۹ محصور شده است.

منابع

- [۱-۶] مستوفی نژاد، داود، «سازه‌های بتن آرمه»، جلد اول، انتشارات ارکان، ۱۳۸۵.
- [6-2] Elwood, K. J., and Moehle, J. P, "Axial Capacity Model for Shear-Damaged Columns," ACI Structural Journal, Vol. 102, No. 4, pp. 578-587, 2005b.
- [6-3] Kim, J.H., and Mander, J.B, "Truss Modeling of Reinforced Concrete Shear-Flexure Behavior," MCEER-99-0005, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N.Y., 1999
- [6-4] Moehle, J. P., Elwood, K. J., and Sezen, H., "Gravity Load Collapse of Building Frames during Earthquakes," S.M. Uzumeri Symposium: "Behavior and Design of Concrete Structures for Seismic Performance," ACI SP-197, American Concrete Institute, Farmington, 2002,
- [6-5] Sezen, H., "Seismic Response and Modeling of Reinforced Concrete Building Columns," Ph.D. Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, 2002.
- [6-6] Holmes, W.T., "Risk Assessment and Retrofit of Existing Buildings", Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand Society for Earthquake Engineering, Upper Hutt, New Zealand, Paper No. 2826 , 2000.
- [6-7] Kabeyasawa, T., Tasai, A., and Igarashi, S., An Economical and Efficient Method of Strengthening Reinforced Concrete Columns Against Axial Load Collapse during Major Earthquake, Third US-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures, Seattle, WA, PEER report 2002/02. Berkeley, Calif.: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, pp. 399-412 , 2002.
- [6-8] Kato, D., and Ohnishi, K., Axial Load Carrying Capacity of R/C Columns under Lateral Load Reversals, Third US-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures, Seattle, WA, PEER 0.85fc%&Ag – Asl' + fylAsl 23 report 2002/02. Berkeley, Calif.: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, pp. 247-255, 2002.
- [6-9] Nakamura, T., and Yoshimura, M., "Gravity Load Collapse of Reinforced Concrete Columns with Brittle Failure Modes," Journal of Asian Architecture and Building Engineering, Vol. 1, No. 1, pp. 21-27, 2002.
- [6-10] Tasai, A., "Residual Axial Capacity and Restorability of Reinforced Concrete Columns Damaged due to Earthquake," US-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced



- Concrete Building Structures, Maui, Hawaii, PEER report 1999/10. Berkeley, Calif.: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, pp. 191-202, 1999.
- [6-11] Tasai, A., "Residual Axial Capacity of Reinforced Concrete Columns during Shear Deterioration," Second US-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures, Sapporo, Japan, PEER report 2000/10. Berkeley, Calif.: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, pp. 257-267, 2000.
- [6-12] Yoshimura, M., and Yamanaka, N., "Ultimate Limit State of RC Columns, Second USJapan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures," Sapporo, Japan, PEER report 2000/10. Berkeley, Calif.: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, pp. 313- 326, 2000.
- [6-13] Lynn, A.C., "Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Building Columns," Ph.D. Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, 2001.
- [6-14] Pantazopoulou, S.J., Detailing for Reinforcement Stability in RC Members, Journal of Structural Engineering, Vol. 124, No. 6, pp. 623-632, 1998.
- [6-15] Mattock, A.H., and Hawkins, N., "Shear Transfer in Reinforced Concrete – Recent Research," Journal of Prestressed Concrete Institute, Vol. 17, No. 2, pp. 55-75, 1972.
- [6-16] Mattock, A.H., Reader Comments of "Influence of Concrete Strength and Load History on the Shear Friction Capacity of Concrete Members" by J. Walraven, J. Frenay, and A. Puijssers (PCI Journal, Vol 32, No. 1, 1987), PCI Journal, Vol. 33, No. 1, pp. 165-166, 1988.
- [6-17] Mau, S.T., and Hsu, T.T.C., Reader Comments of "Influence of Concrete Strength and Load History on the Shear Friction Capacity of Concrete Members" by J. Walraven, J. Frenay, and A. Puijssers (PCI Journal, Vol 32, No. 1, 1987), PCI Journal, Vol. 33, No. 1, pp. 166-168, 1988.
- [6-18] Krawinkler, H., Medina, R., and Alavi, B., 2003, Seismic Drift and Ductility Demands and their dependence on Ground Motions, Engineering Structures, Vol. 25, No. 5, pp. 637-653.
- [6-19] Pujol, S., "Drift Capacity of Reinforced Concrete Columns Subjected to Displacement Reversals," Ph.D. Thesis, School of Civil Engineering, Purdue University, 2002.

- [6-20] ACI Committee 318. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05). American Concrete Institute: Farmington Hills, MI, 2005; 430.
- [۶-۲۱] آب، «پیرامونی بر آئین نامه بتن ایران»، انتشارات سیمای دانش، ۱۳۸۸.
- [6-22] Aschheim, A. M., and Moehle, J. P. "Shear strength and deformability of RC bridge columns subjected to inelastic displacements." Technical Rep. No. UCB/EERC 92/04, Univ. of California at Berkeley, Berkeley, Calif, 1992.
- [6-23] California Department of Transportation. Bridge Design Specifications Manual. Section 8– Reinforced Concrete, BDS-93. Sacramento, Calif.: Dept. of Transportation, State of California, 1993.
- [6-24] Architectural Institute of Japan, Structural Guidelines.
- [6-25] Priestley, M. J. N., Seible, F., and Calvi, G. M., "Seismic Design and Retrofit of Bridges," John Wiley & Sons, Inc., New York, 686 pp, 1996.
- [6-26] Kowalski M. J., McDaniel C. C., Benzoni G., and Priestley M. J. N. 1997. An Improved Analytical Model for Shear Strength of Circular RC Columns in Seismic Regions. Structural Systems Research Project. University of California, San Diego.
- [6-27] Konwinski, C. M., Ramirez, J. A., and Sozen, M. A., "Shear strength of reinforced concrete columns subject to seismic loading." Proc., National Seismic Conf. on Bridges and Highways: Progress in Research and Practice, San Diego, 10–13, 1995.
- [6-28] FEMA. FEMA 356: Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. FEMA Publication No. 356, Prepared by the American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, 2000.
- [6-29] AASHTO, "Standard Specifications for Highway Bridges, "American Association of State Highway and Transportation Officials, 17th ed., Washington, D.C., USA , 2000.
- [6-30] Sezen H, Moehle JP. "Seismic tests of concrete columns with light transverse reinforcement," ACI Structural Journal; 103(6):842–849, 2006.
- [6-31] Standards Association of New Zealand. Code of Practice for the Design of Reinforced Concrete Structures. NZS 3101: Wellington, New Zealand, 1982.
- [6-32] Pauly, T., Priestly , M. J. N., Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings.



- [6-33] New Zealand Standard Code of Practice for the Design of Concrete Structures, NZS 3101: Part 1, 127 p.; Commentary NZS 3101: Part 2, 156 p.; Standard Association of New Zealand, Wellington, New Zealand, 1982.
- [6-34] Bazant, Z. P., and Bhat, P. D., "Endochronic theory of elasticity and failure of concrete," Proceedings ASCE, Vol. 102, No. EM4, April 1976.
- [6-35] Kent, D. C., and Park, R., "Flexural members with confined concrete," Proceedings ASCE, Vol. 97, No. ST7, July 1971, pp. 1969-1990.
- [6-36] Mander, J. B., Priestly, M. J. N., and Park, R., "Observed stress-strain behavior of confined concrete," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 8, August 1988, pp. 1827-1849.
- [6-37] Sheikh, S. A., and Uzurneri, S. M., "Strength and ductility of confined concrete columns," Proceedings ASCE, Vol. 106, No. ST5, May 1980, pp. 1079-1102.
- [6-38] Vallenias, J., Bertero, V. V., and Popov, E. P., Concrete confined by rectangular hoops subjected to axial loads, Report EERC-77/13, Earthquake engineering research center, University of California, Berkeley, August 1977, 114 p.