بنام خداوند جان و خرد

دوره آموزشی

« سیستمهای مقاوم ساختمانهای بتنی »

دکتر طالب مرادی شقاقی

عضو هیات علمی گروه مهندسی عمران دانشگاه آزاد اسلامی واحد تبریز

منابع:

1-«Tall Building Structures, Analysis and Design» ,Bryan Stafford Smith Alex Coull , John Wiley and Sons , 1991 .

ترجمه : دکتر حسن حاجی کاظمی

۲- «سازه های ساختمان بلند» ، تالیف : ولف گانک شولر

ترجمه : دکتر حجت الله عادلی

۳- « سازه های بلند مبانی و مفاهیم طراحی »

تالیف : **Mark Sarkisian** ترجمه : حسین ولی نژاد

۴- سیستم مقاوم سازه ای ساختمانهای بلند

تالیف : علی خیر الدین و سیما آرامش انتشارات دانشگاه سمنان، ۱۳۹۱

۵- ساختمانهای بلند

تالیف : دکتر گلابچی انتشارات دانشگاه تهران

در هر ساختمان بتنی سه نیاز اصلی باید تامین شود:

الف- مقاومت

ب- سختی

پ- شکل پذیری

برای تامین نیازهای فوق الذکر در هر ساختمان دو سیستم سازه ای باید پیش بینی شود:

الف- سیستم مقاوم بارهای ثقلی

ب- سیستم مقاوم بارهای جانبی

از نظر مهندس سازه، بهترین سیستم سازه‌ای فرمی است، که در آن اعضای اصلی، ترکیبات مختلف بارهای قائم و جانبی را بصورت بهینه تحمل نمایند. ولی در عمل ملاحظات غیر سازه‌ای، تاثیرات بسیار مهمی بر انتخاب فرم سازه دارند و ممکن است تعیین کننده باشند.

عوامل موثر در انتخاب سیستم سازه ای:

۱-پلان داخلی ساختمان

۲- مصالح مورد استفاده

۳-روش اجراء

۴-معماری و شکل خارجی ساختمان

۵- موقعیت و مسیر سیستم های تاسیساتی

۶- نوع و مقدار بارهای جانبی

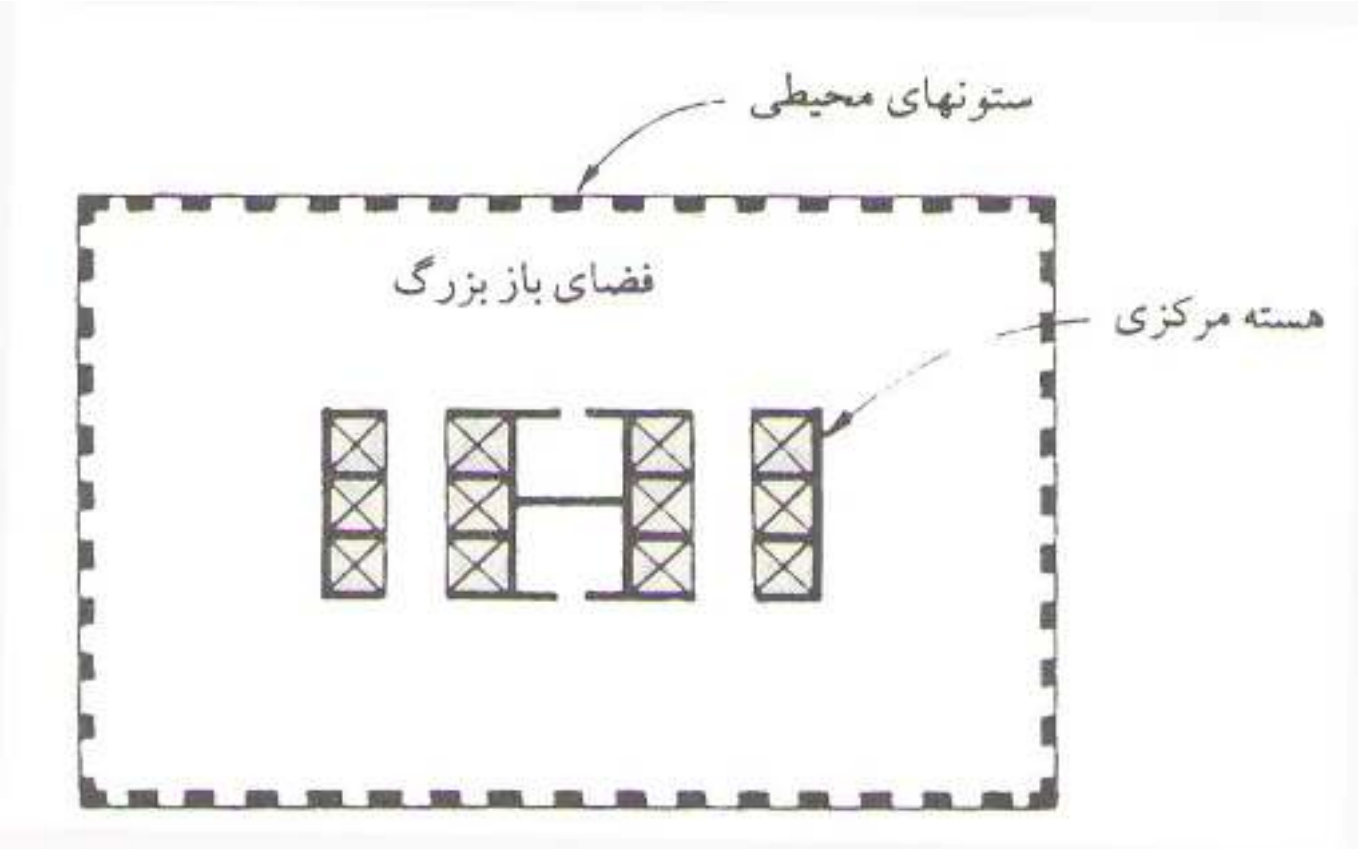
۷-ارتفاع ساختمان

۸-کاربری ساختمان

-هرچه ساختمان بلندتر و لاغرتر باشد، عوامل سازه‌ای از درجه اهمیت بیشتری برخوردار می گردند.

-یکی از عوامل مهم موثر بر سیستم سازه‌ای، کاربری ساختمان می باشد
ساختمانهای تجاری – اداری نیاز به فضای باز بزرگی دارند، تا بر حسب سلیقه استفاده کنندگان توسط پانلهای سبک تقسیم بندی و فضا سازی شوند.
لذا اعضای قائم اصلی سازه‌ای تا حد امکان دور از هم، در محیط ساختمان و در اطراف آسانسورها، راه پله ها قرار می گیرند (شکل ۱).

-در این نوع ساختمانها، تاسیسات زیر سقفها و روی سقفهای کاذب قرار می گیرند و باعث افزایش ارتفاع طبقات می‌گردند، ارتفاع طبقات در این نوع ساختمانها حدود 3.5 m می باشد.



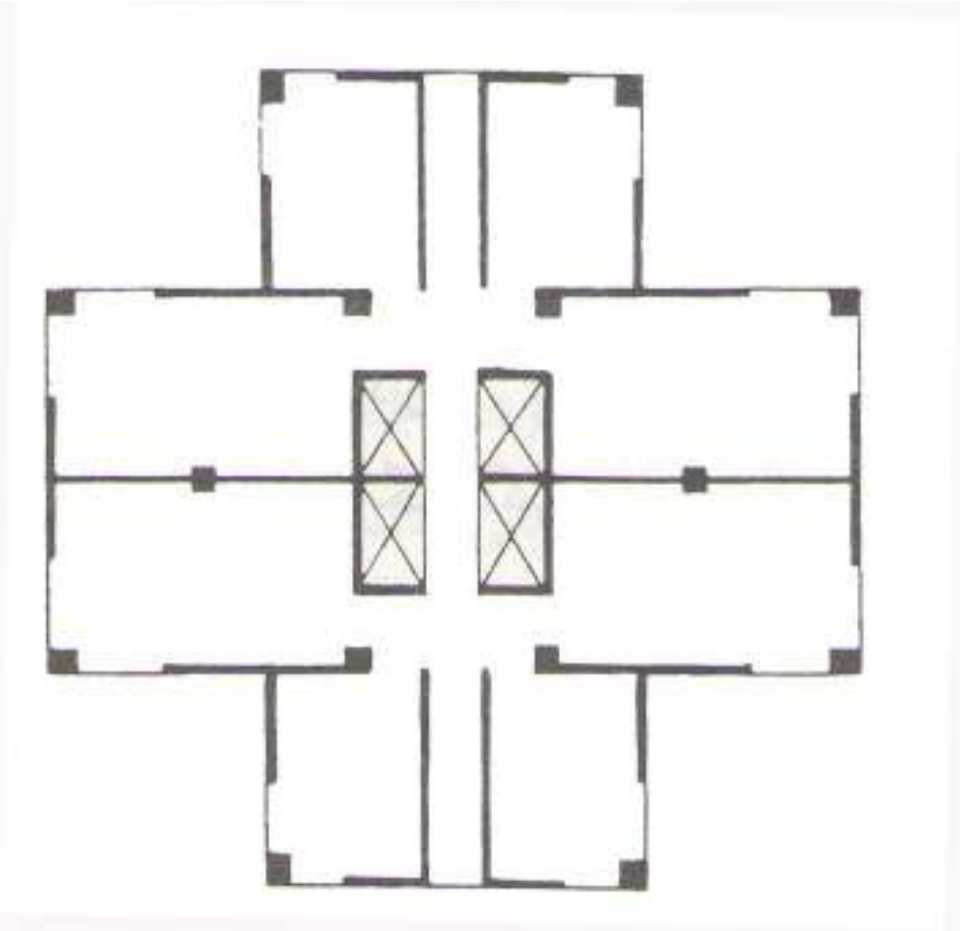
شکل ۱- نمونه پلان ساختمان تجاری اداری

- در ساختمانهای مسکونی و هتلها، معمولا فضا سازیهای داخلی به صورت دائم بوده و در طبقات تکرار می‌شوند. در نتیجه ستونها و دیوارها در تمام پلان و در محدوده تیغه بندیها قرار می‌گیرند (شکل ۲). تاسیسات در این نوع ساختمانها بصورت قائم در کنار دیوارها و ستونها قرار می‌گیرند.
و فقط ممکن است در راهروها و سرویس ها سقف کاذب ضرورت داشته باشد.

-علاوه بر عوامل غیر سازه‌ای، قابلیت تحمل بارهای قائم زنده و مرده و بارهای جانبی در تمام ترازها با مقاومت و سختی مناسب مهم است. بدیهی است اهداف فوق باید تا حد امکان بصورت ارزان و اقتصادی برآورده شوند.

-در فرم سازه ای انتخابی می‌توان با جایگزینی اعضای قائم در نقاط مناسب، تنشهای فشاری ناشی از بارهای ثقلی را برتنش های کششی ناشی از بارهای جانبی حاکم و از ایجاد کشش در اعضای قائم و پی‌ها جلوگیری کرد.

برای رسیدن به این هدف در بعضی سیستم های سازه‌ای بارهای ثقلی از طریق اعضای قائم محیطی انتقال داده می شوند.



شکل ۲ – نمونه ای از پلان ساختمان مسکونی

انواع سیستم های سازه‌ای ساختمانهای بتنی

۱- قابهای صلب Rigid Frames

-قابهای صلب از تیرها و ستونهایی که بوسیله اتصالات خمشی به یکدیگر متصل می گردند، تشکیل می شوند.

-سختی جانبی یک قاب صلب به سختی خمشی تیرها و ستونها و اتصالات آنها در صفحه خمش بستگی دارد. از مزیت های قابهای صلب، ترکیب باز آن و آزادی عمل در طراحی داخلی و جایگزینی بهتر دربها و پنجره هاست.

-اگر قابهای صلب برای مقابله با بارهای جانبی هم استفاده شوند، دهانه‌های متداول در این نوع سیستم سازه حدود ۶ الی ۹ متر و این سیستم برای تعداد طبقات حدود ۲۰ طبقه می تواند اقتصادی باشد.

-برای تعداد طبقات بیشتر، جهت کنترل تغییر شکلهای جانبی ابعاد اعضاء (تیرها و ستونها) بسیار افزایش می یابند.

- بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ زلزله قاب های صلب تا ارتفاع های ذیل در ساختمانها قابل استفاده است.

۱- قاب خمشی بتن آرمه با شکل پذیری زیاد(ویژه) حداکثر۲۰۰ متر ارتفاع و R=۷/۵

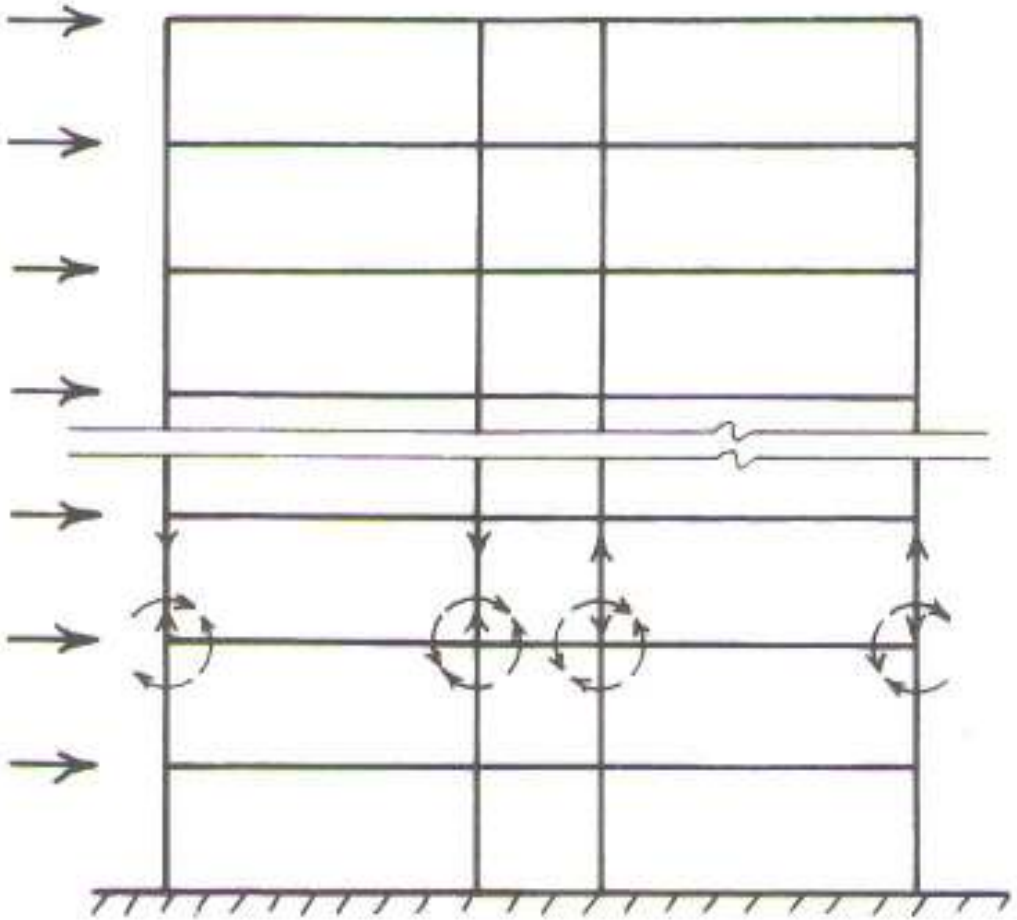
۲- قاب خمشی بتن آرمه با شکل پذیری متوسط حداکثر ۳۵ متر ارتفاع و R=۵

۳- قاب خمشی بتن آرمه با شکل پذیری معمولی برای ساختمانهای با اهمیت خیلی زیاد و زیاد در تمام مناطق لرزه خیزی و برای ساختمانهای با اهمیت متوسط در مناطق لرزه خیزی ۱و ۲ مجاز نمی باشند، ارتفاع حداکثر این سیستم برای ساختمانهای با اهمیت متوسط و کم در مناطق لرزه خیزی ۳و۴ به ۱۵ متر و R=۳ محدود می‌شود.

- در سیستم قاب صلب، در طبقات پایین به علت برش زیاد حاصل از بارهای جانبی، معمولا ابعاد تیرها مخصوصا ارتفاع آنها بیشتر است.

-در سیستم قابهای صلب، در تیرها در محل اتصال به ستونها، لنگرهای منفی ایجاد شده و باعث می گردد، لنگرهای مثبت تیرها در مقایسه با تیرهای با تکیه گاههای ساده به مراتب کمتر شود.

-نمونه ای از قاب صلب در شکل ۳ نشان داده شده است.



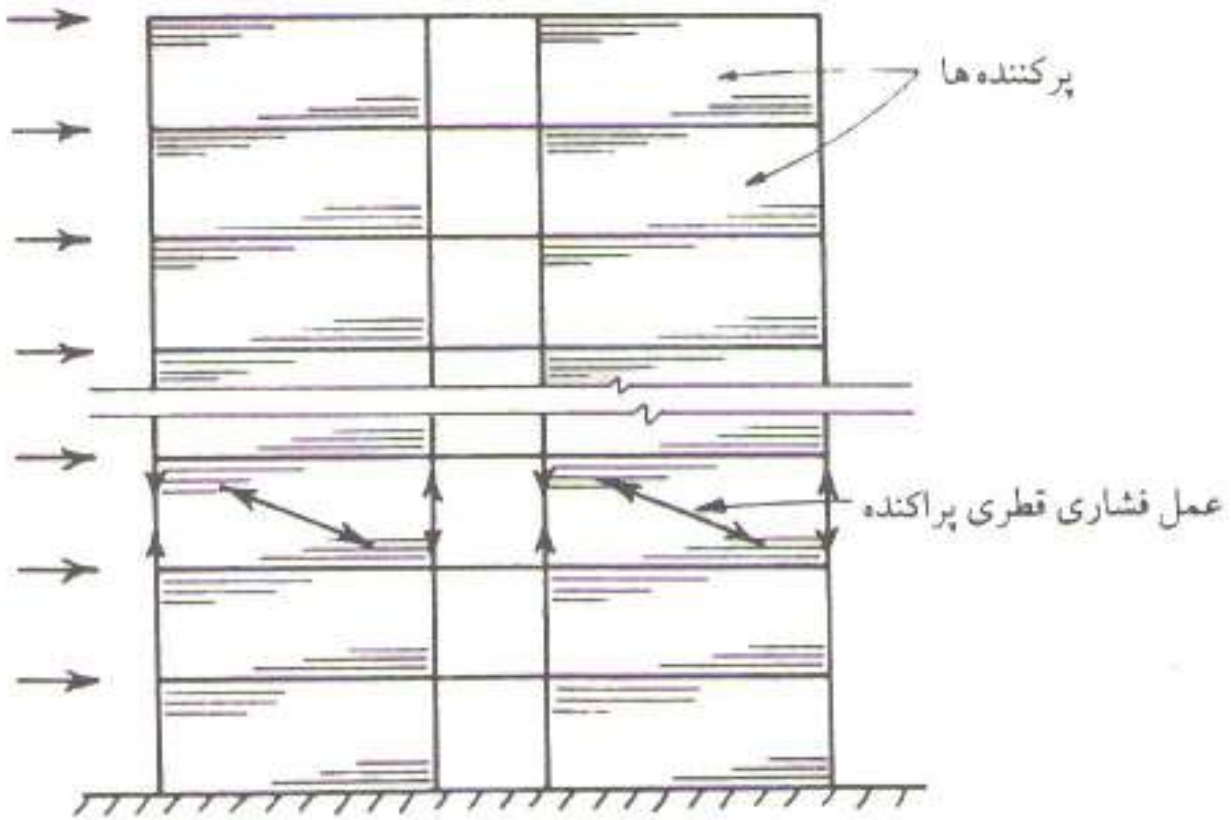
شکل ۳- نمونه ای از یک قاب صلب

۲-قابهای میان پر (In filled Frames)

- در بسیاری از کشورها، قابهای میان پر متداولترین سیستم سازه‌ای برای ساختمانهای تا ۳۰ طبقه می‌باشند، در این نوع سازه‌ها، قابهای بتن آرمه با مصالح بنائی نظیر آجر یا بلوک سیمانی یا بتنی پر می‌شوند.

-وقتی که یک قاب میان پر تحت اثر بار جانبی قرار می‌گیرد، پر کننده ها بعنوان اعضای فشاری مهاربندهای قطری عمل می‌کنند (شکل ۴).

- رفتار پیچیده پر کننده در قاب و عدم یکنواختی کیفیت مصالح بنائی، تعیین دقیق مقاومت و سختی قابهای میان پر را با مشکل مواجه می سازد. همچنین به دلیل احتمال برداشتن ناآگاهانه دیوارها در زمان بهره برداری از ساختمان، از پرکننده‌ها برای مهاربندی ساختمانها، فقط بعنوان مکمل قابهای صلب بتن آرمه استفاده می‌شود.



شکل ۴- نمونه ای از قاب میان پر

۳-دالهای تخت و قارچی Flat plate and Flat slabs

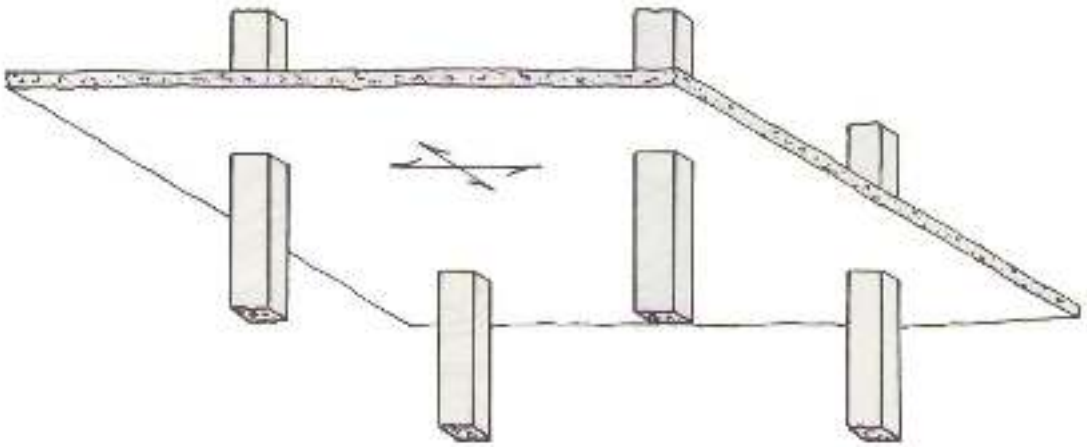
-در این سیستم سازه‌ای، ما بین ستونها، تیر وجود ندارد، ضخامت دال بستگی به دهانه‌ها دارد، ضخامت دال بین ۱۲ تا ۲۰ سانتی متر و در بعضی مواقع تا ۲۵ سانتیمتر می‌باشد.

-رفتار این سیستم سازه‌ای همانند قابهای صلب است، که بجای تیرها، دال تخت وجود دارد.

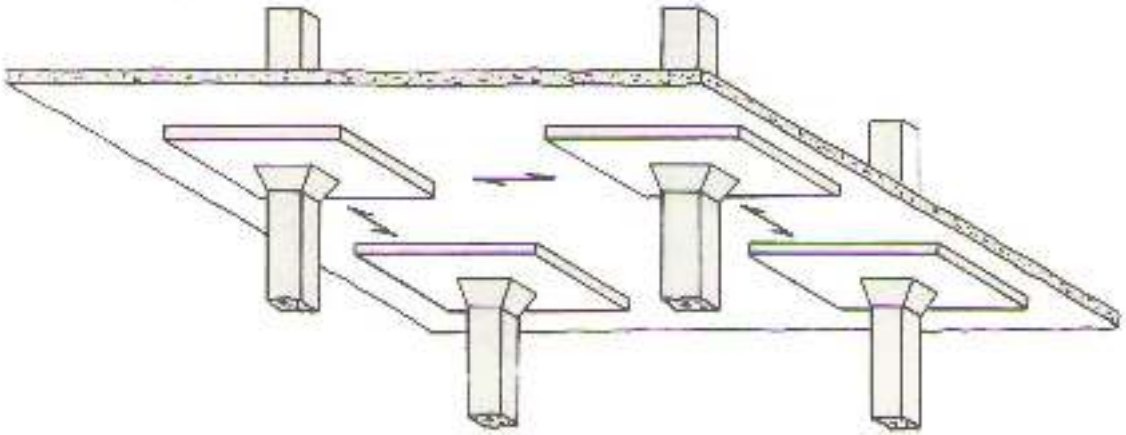
-دالهای تخت تا دهانه ۸ متر معمولا اقتصادی هستند، و برای دهانه های بیشتر از ۸ متر و تا ۱۲ متر از سیستم دال قارچی می توان استفاده نمود.

-طبق استاندارد ۲۸۰۰ ایران، سیستم دال تخت و یا قارچی را برای تعداد طبقات حداکثر سه طبقه و یا ۱۰متر ارتفاع می توان استفاده کرد. برای تعداد طبقات بیشتر و یا برای ارتفاعهای بیشتر بایستی از دیوارهای برشی و یا قابهای مهار شده استفاده نمود. نمونه ای از دال تخت و قارچی در شکل ۵ نشان داده شده است.

الف



ب



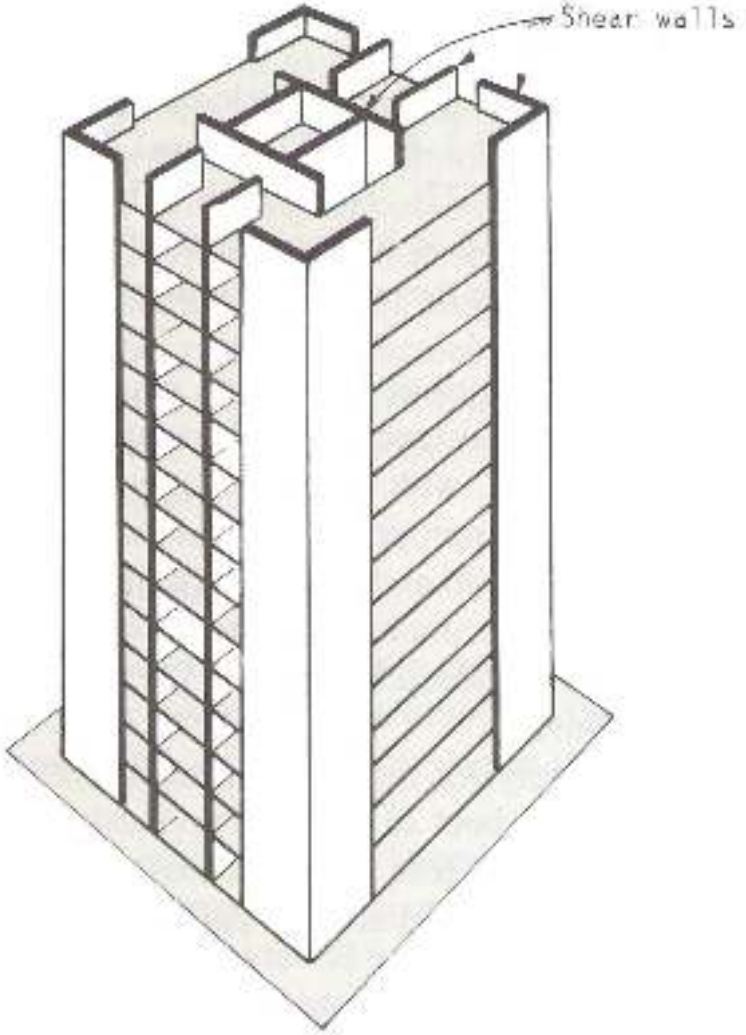
شکل ۵- نمونه ای از سیستم سازه ای دال تخت یا قارچی

۴- دیوارهای برشی (Shear walls)

- دیوارهای قائم پیوسته معروف به دیوارهای برشی از نظر سازه‌ای، بعنوان تحمل کننده بارهای قائم و جانبی در ساختمان مورد استفاده قرار می گیرند. دیوارهای برشی بصورت طره های قائم عمل می کنند (شکل ۶).

- چون دیوارهای برشی در جهت افقی سخت تر از قابهای صلب هستند، این نوع **سازه ها معمولا تا ۳۰ طبقه اقتصادی می‌باشند**.

- در مقایسه با قابهای صلب، فرم تو پر دیوارهای برشی، مانعی برای طراحی داخلی و ایجاد فضاهای دلخواه می‌باشد. این نوع سازه‌ها بیشتر برای ساختمانهای مسکونی و هتل‌ها که در آنها طبقات تکراری است و دیوارها می توانند بصورت قائم و پیوسته در محل مناسبی قرار گیرند، مورد استفاده قرار می گیرد.



شکل ۶- سیستم سازه ای دیوار برشی

-در ساختمانهای کوتاه و متوسط اگر دیوارهای برشی با قابها ترکیب شوند، می توان فرض کرد که دیوارهای برشی تقریبا تمام بارهای جانبی را تحمل می کنند و قابها عمده بارهای قائم را تحمل می کنند.

-برای مکان یابی دیوارهای برشی در پلان بایستی به این نکته توجه شود، که محل دیوارها طوری باشد که تنشهای کششی ناشی از بارهای جانبی، توسط تنشهای فشاری ناشی از بارهای ثقلی خنثی شوند.

-سیستم دیوارهای برشی طبق استاندارد۲۸۰۰ تا حداکثر ارتفاع ذیل قابل استفاده است :

- دیوارهای برشی بتن آرمه با شکل پذیری ویژه تا حداکثر ارتفاع ۵۰ متر و۵ =R

- دیوارهای برشی بتن آرمه با شکل پذیری متوسط تا حداکثر ارتفاع ۵۰ متر و R=۴

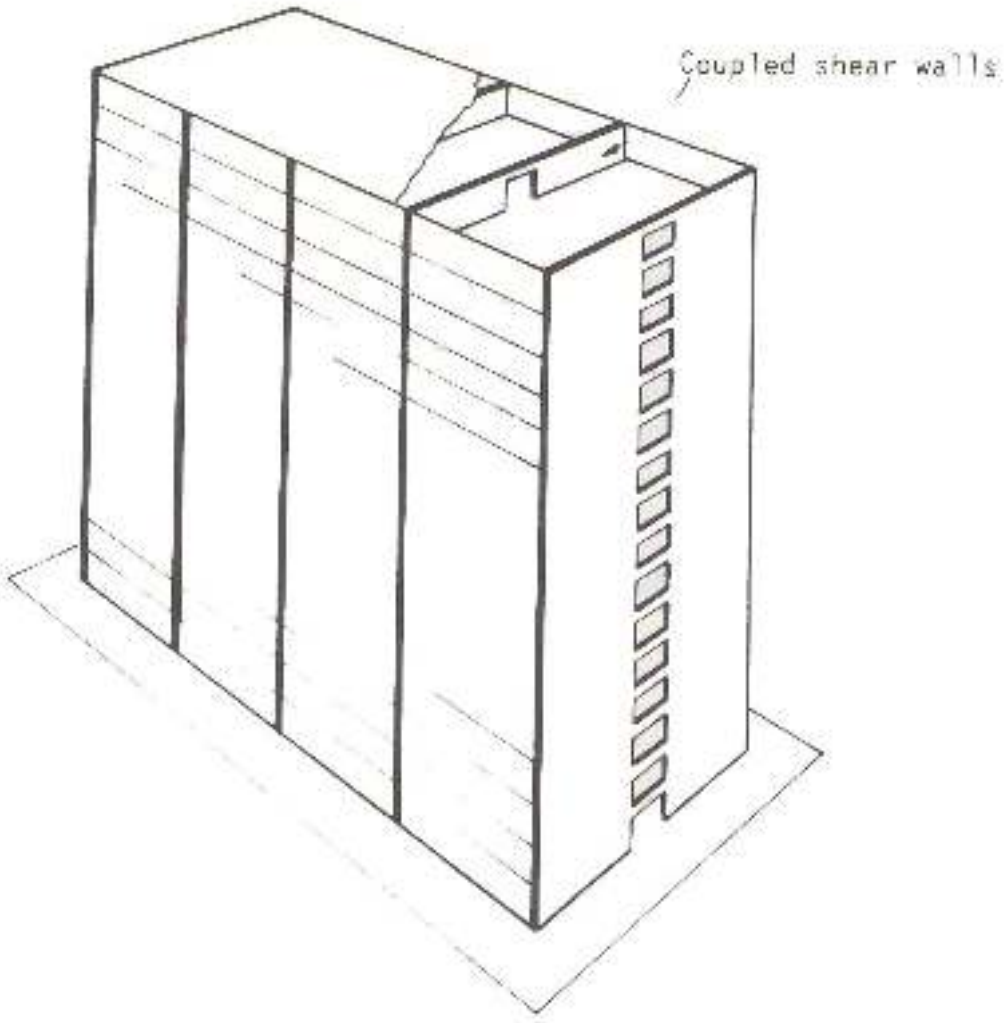
- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی R=۳/۵

این سیستم سازه ای برای ساختمانهای با اهمیت خیلی زیاد و زیاد در تمام مناطق لرزه خیزی و برای ساختمانهای با اهمیت متوسط در مناطق لرزه خیزی ۱و ۲ مجاز نمی باشند، ارتفاع حداکثر این سیستم برای ساختمانهای با اهمیت متوسط و کم در مناطق لرزه خیزی ۳و۴ به ۱۵ متر محدود می‌شود.

۵- دیوارهای برشی کوپله Coupled shear walls

دیوارهای برشی کوپله فرم خاصی از دیوارهای برشی است که روش آنالیز و طراحی ویژه‌ای دارند. این سیستم سازه‌ای شامل دو یا چند دیوار در یک صفحه و یا تقریبا در یک صفحه می‌باشند. که توسط تیرهای افقی بنام تیرهای همبند به یکدیگر متصل شده‌اند. وجود تیرهای همبند بین دو یا چند دیوار باعث می گردد، همه آنها بعنوان یک طره مرکب عمل نموده و حول یک محور مرکزی تحت خمش قرار گیرند، در نتیجه سختی افقی بسیار افزایش می‌یابد.

نمونه ای از سیستم سازه‌ای دیوارهای برشی کوپله در شکل ۷ نشان داده شده است.



شکل ۷- سیستم دیوار برشی کوپله

۶- سیستم سازه ای قاب دیوار Wall - Frame Structures

-در این سیستم سازه‌ای قابهای صلب به همراه دیوارهای برشی بارهای ثقلی و جانبی را تحمل می‌کنند.

-**دیوارها در تغییر شکلهای خمشی و قابها در تغییر شکلهای برشی توسط تیرها و دالها مقید شده** و اجبارا تغییر شکل یکسانی خواهند داشت. در نتیجه قابها و دیوارها در جهت افقی و بخصوص در ساختمانهای بلند با یکدیگر همکاری نموده و سازه مقاومتر و سخت تری تشکیل می‌دهند.

-سازه ترکیبی قاب دیوار برای ساختمانهای ۲۰ تا ۶۰ طبقه مناسب است. این تعداد طبقه بسیار بیشتر از تعداد طبقات ساختمانها با قاب صلب یا دیوار برشی تنهاست.

طبق استاندارد ۲۸۰۰ زلزله، سیستم دو گانه قاب + دیوار تا حداکثر ارتفاع بشرح ذیل قابل استفاده هستند.

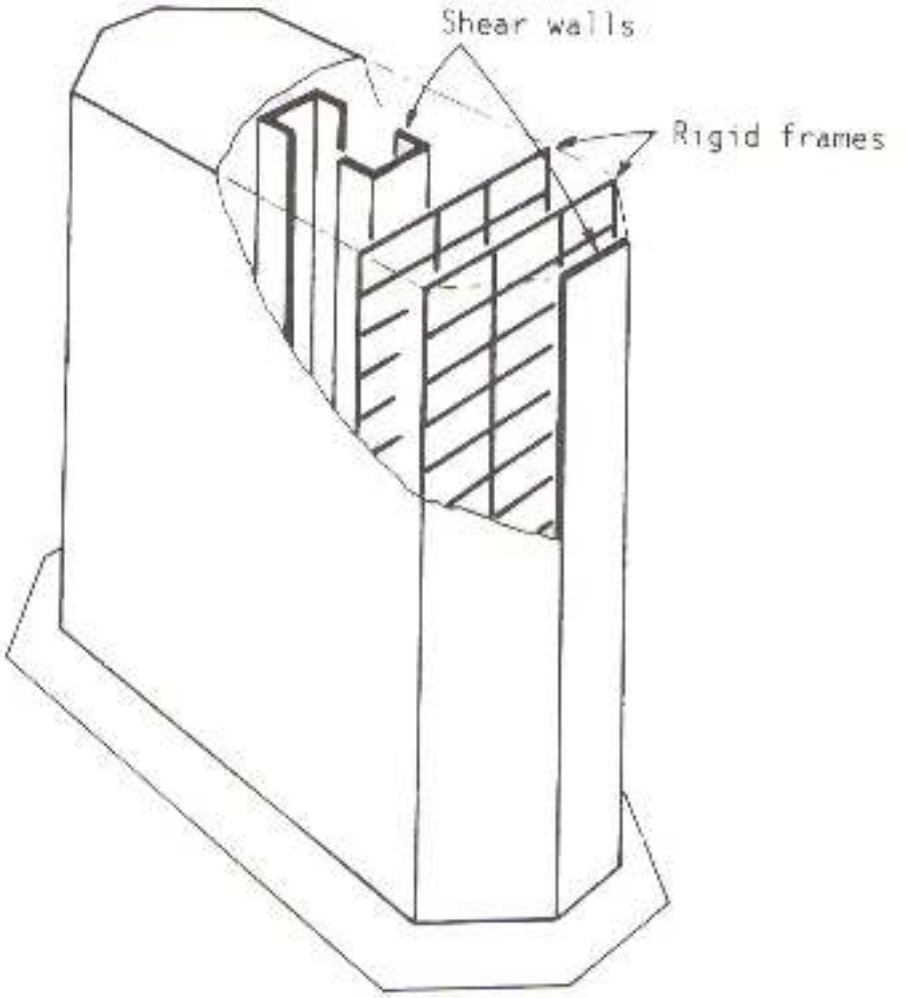
- قاب خمشی بتن آرمه با شکل پذیری ویژه + دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه تا حداکثر ارتفاع ۲۰۰ متر و R=۷/۵

-قاب خمشی بتن آرمه با شکل پذیری متوسط + دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه تا حداکثر ارتفاع ۷۰ متر و R=۶/۵

- قاب خمشی بتن آرمه با شکل پذیری متوسط + دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط تا حداکثر ارتفاع ۵۰ متر و R=۶

- قاب خمشی فولادی با شکل پذیری متوسط + دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط تا حداکثر ارتفاع ۵۰ متر و R=۶

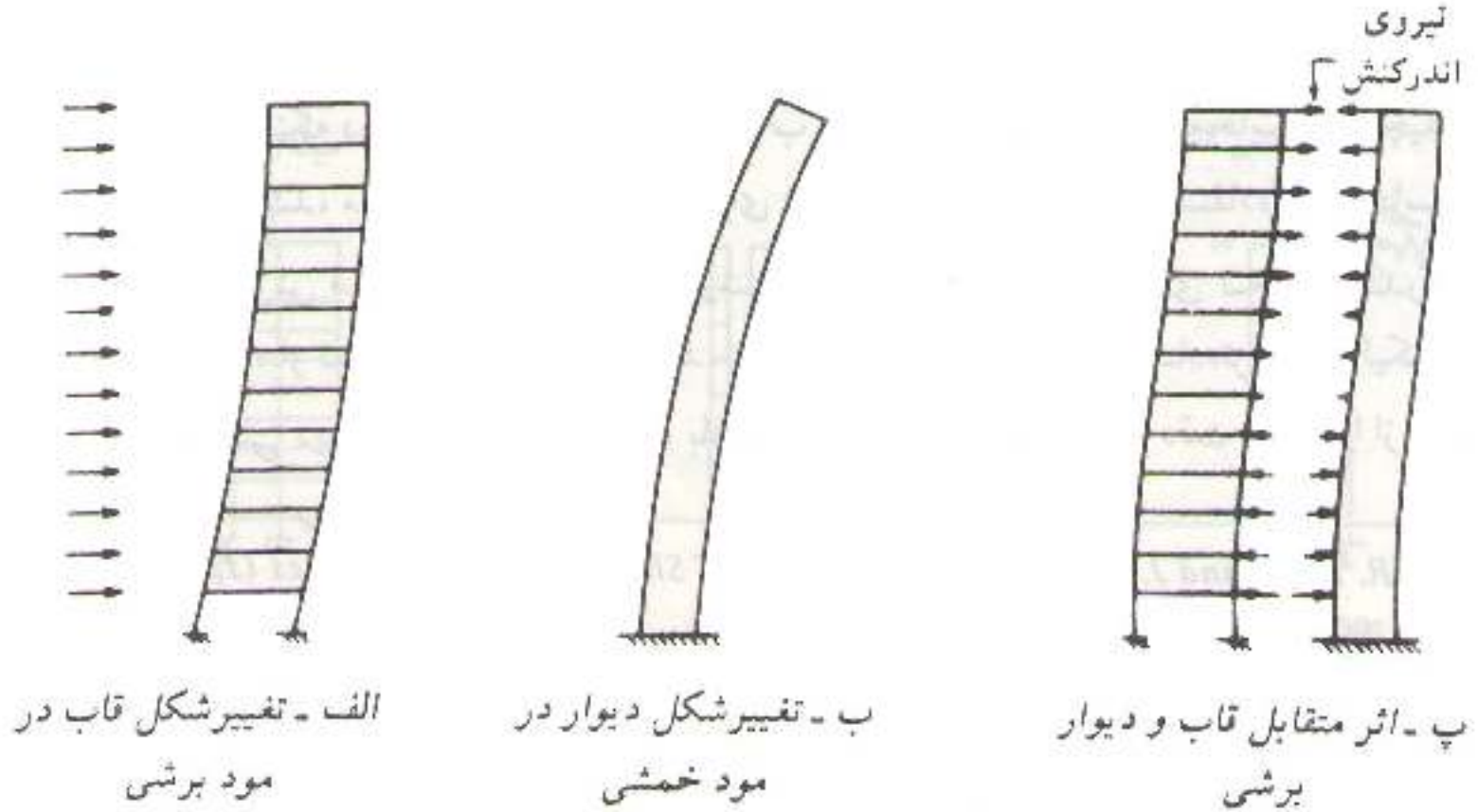
نمونه ای از سیستم سازه ای قاب- دیوار در شکل ۸ نشان داده شده است.



شکل ۸- نمونه ای از سیستم سازه ای قاب دیوار

در سیستم سازه‌ای قاب- دیوار، قاب خمشی که از تیرها و ستونها تشکیل شده است، اساسا در مود برشی تغییر شکل می‌دهد (شکل ۹-الف) و دیوار برشی اساسا در مود خمشی تغییر شکل می‌دهد(شکل ۹-ب)،

اثر متقابل این دو تغییر شکل باعث می‌شود، **که در طبقات پائین قاب به دیوار برشی تکیه کند،** یعنی در طبقات پائین اکثر نیروی برشی طبقات توسط دیوارهای برشی تحمل گردد و **در طبقات بالا دیوار برشی به قاب تکیه نماید،** یعنی نیروی برشی طبقات بالا بیشتر توسط قاب تحمل می شود(شکل ۹-ج).



شکل ۹- اندرکنش قاب-دیوار در سیستم سازه ای قاب دیوار

۷- سیستم قابهای محیطی یا سیستم لوله ای (Framed Tube)

-در این سیستم سازه ای در پیرامون ساختمان قاب محیطی متشکل از ستونهای با فواصل کم و تیرهای عمیق سیستم مقاوم جانبی ساختمان را تشکیل می دهند، این قاب محیطی دارای سختی خمشی بسیار بالاست. در این قاب ستونها با فواصل ۲ الی ۴ متر قرار می‌گیرند.

-قاب محیطی تمام بارهای جانبی را تحمل می‌کند و بار های ثقلی نیز بین ستونهای محیطی و ستونهای داخلی تقسیم می‌شوند.

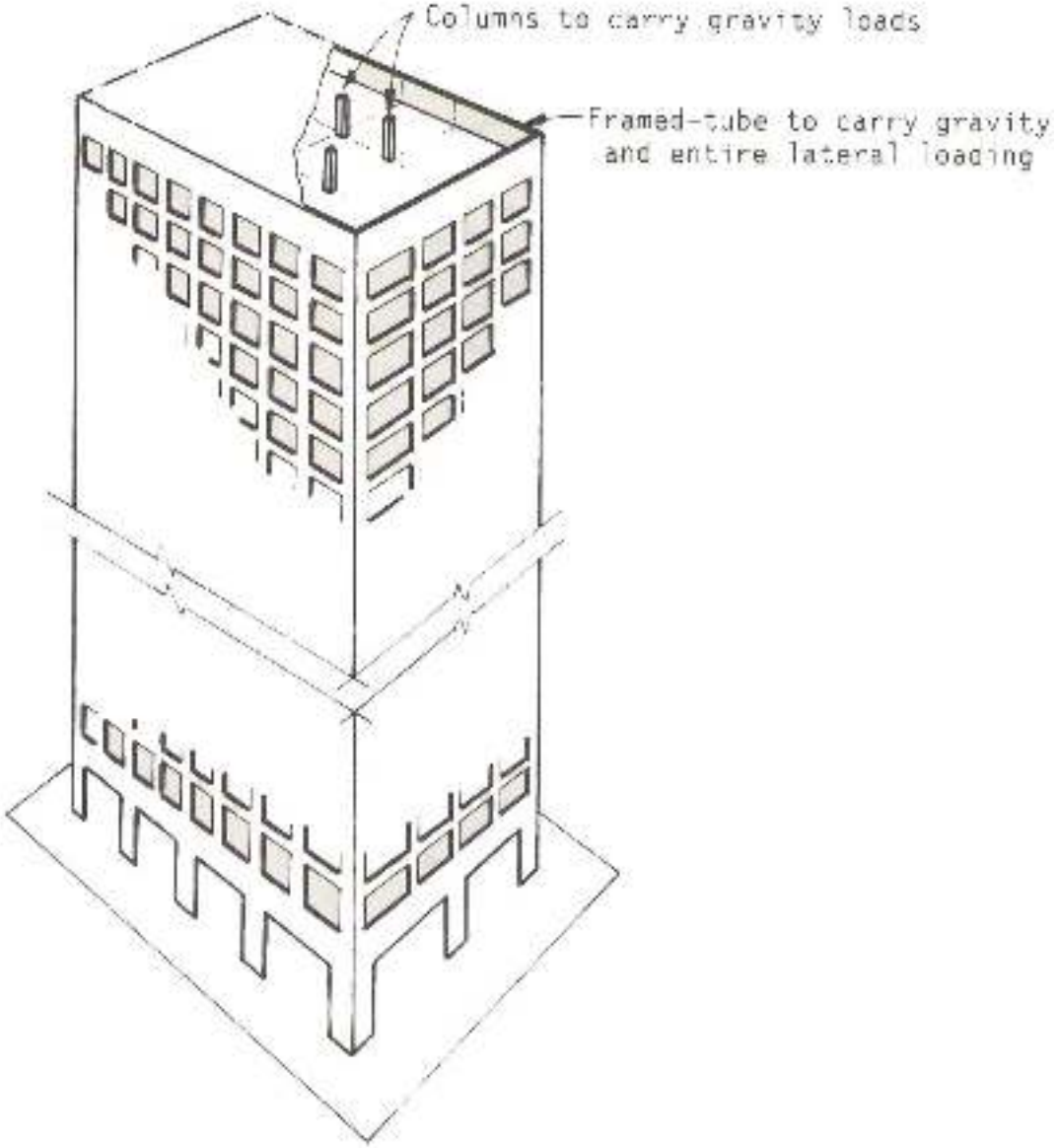
-در این سیستم سازه‌ای هنگامی که سازه تحت اثر بارهای جانبی قرار می‌گیرند، قابهای محیطی در جهت بارهای جانبی بصورت جان یا جانها و قابهای محیطی عمود بر جهت بارگذاری جانبی بصورت بال یا بالهای طره حجیم محیطی عمل می‌کنند.

-در این سیستم سازه ای فاصله کم ستونها و در تمام ارتفاع سازه بخصوص در تراز ورودی ساختمان معمولا مطلوب نیست. در بعضی سازه‌ها در تراز همکف فاصله ستونها بیشتر و در چند طبقه بالاتر از تراز همکف ستونها به همدیگر نزدیکتر می‌شوند. یا بعبارت دیگر تعدادی از ستونهای طبقات بالا بر روی تیرهای انتقالی قرار میگیرند.

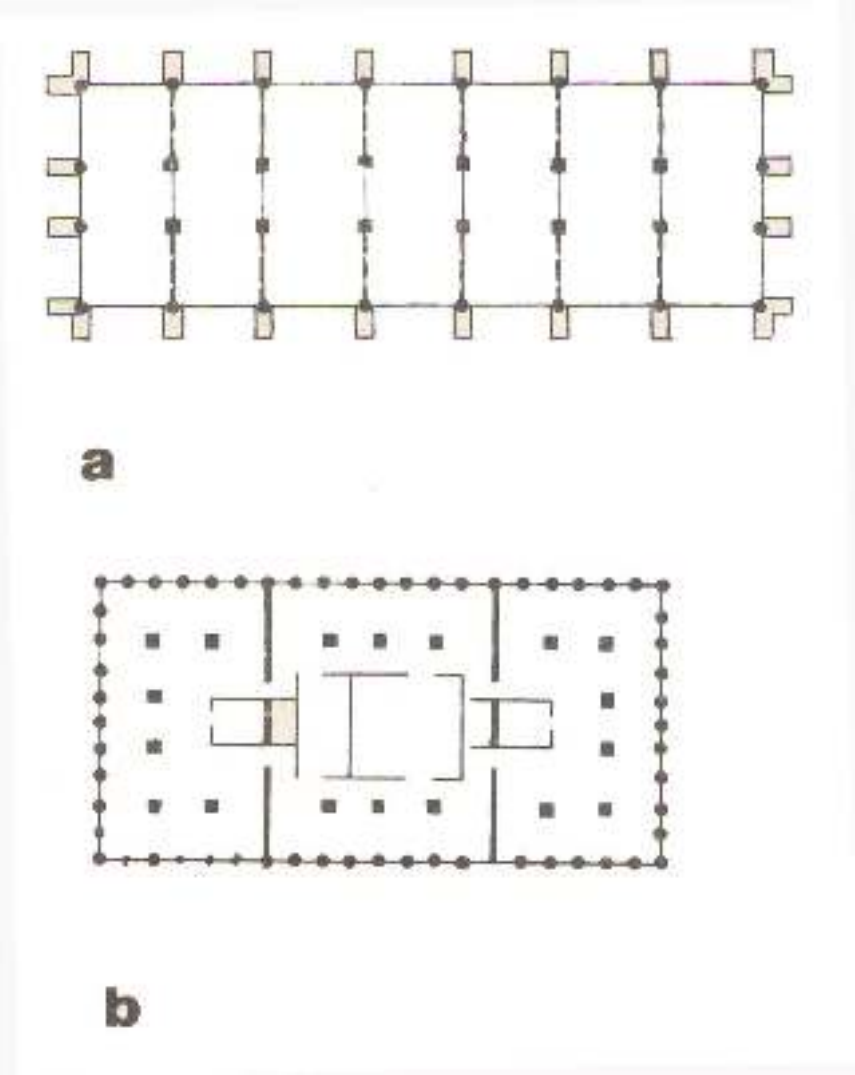
-قابهای محیطی برای ساختمانهای بتنی و فولادی مناسب هستند، و در ساختمانهای **۴۰ الی ۱۰۰ طبقه و حتی برای بیشتر از ۱۰۰ طبقه** بکار رفته است.

-شکل تکراری قابها در این سیستم سازه‌ای این امکان را فراهم می‌سازد که در اجرای سازه از قالبهای لغزنده استفاده کرده و سرعت اجرا را بالا برد.

نمونه ای از سیستم قابهای محیطی در شکل ۱۱و ۱۰ نشان داده شده است.



شکل ۱۰- نمونه ای از سیستم قاب محیطی

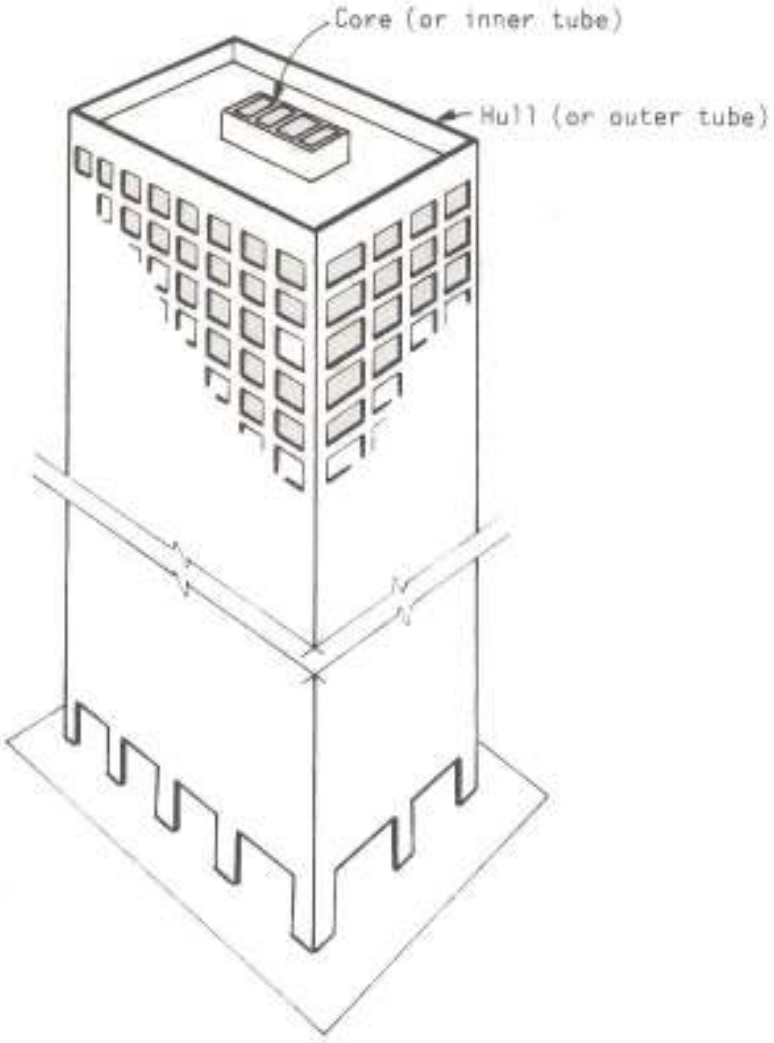


شکل ۱۱- نمونه ای از سیستم قاب محیطی

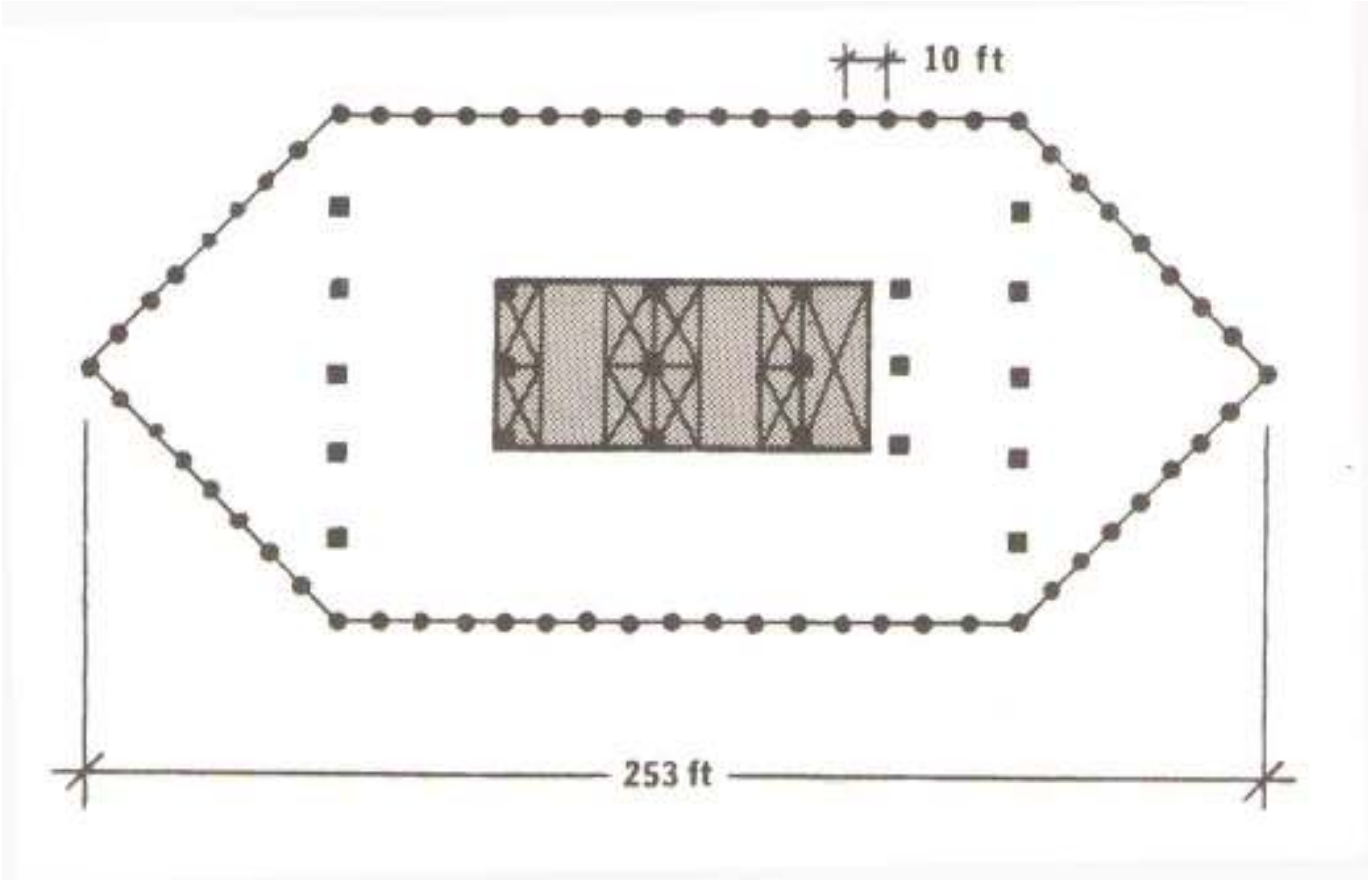
۷-۱- سیستم قابهای محیطی تو در تو یا لوله در لوله (Tube-In-Tube) یا سیستم هسته-پوسته (Hull-Core)

-این سیستم سازه ای شامل یک قاب محیطی خارجی یا «پوسته» و یک قاب یا هسته داخلی است. هسته و پوسته مشترکا بارهای ثقلی و جانبی را تحمل می کنند. هسته ممکن است یک قاب باشد و یا از دیوارهای برشی تشکیل شود.

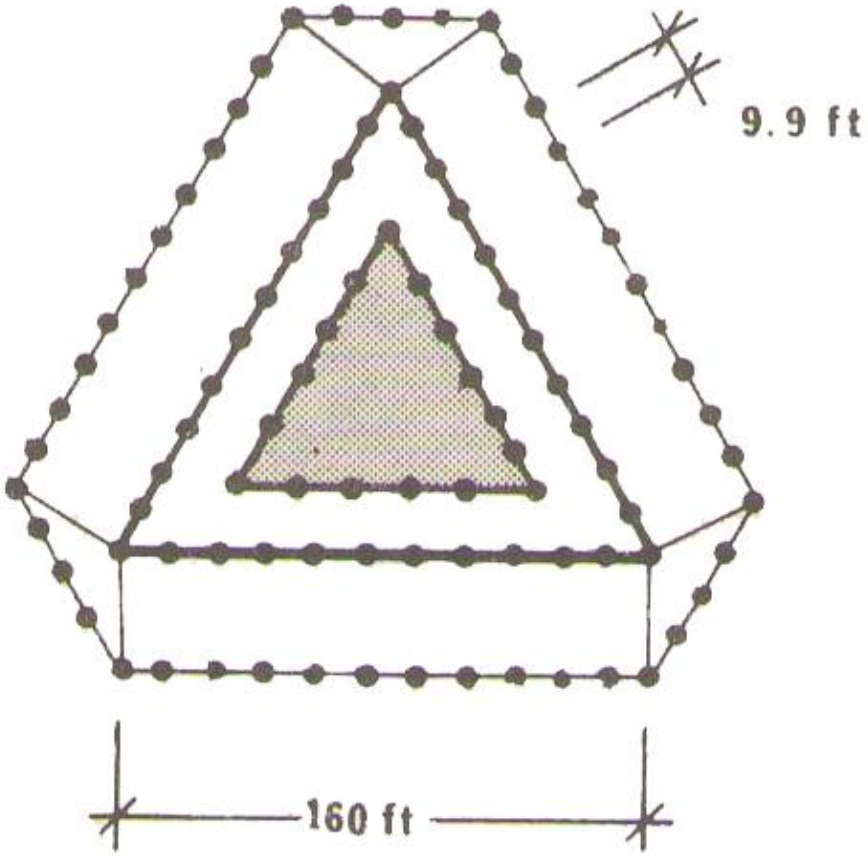
-در این سیستم، قاب محیطی خارجی و هسته داخلی در جهت افقی تا حدی مانند اعضای برشی و خمشی یک سازه قاب- دیوار با یکدیگر عمل می‌کنند. با این مزیت که سختی جانبی نسبی بیشتری دارند. در هر حال قاب محیطی به دلیل اینکه عمق سازه‌ای بیشتری نسبت به هسته دارد، نقش فعالتر و تعیین کننده‌تری نیز خواهد داشت.
نمونه ای از این سیستم سازه ای در شکل ۱۲ و ۱۳نشان داده شده است.



شکل ۱۲- نمونه ای از سیستم قاب محیطی تو در تو



ادامه شکل ۱۲- نمونه ای از سیستم قاب محیطی تو در تو

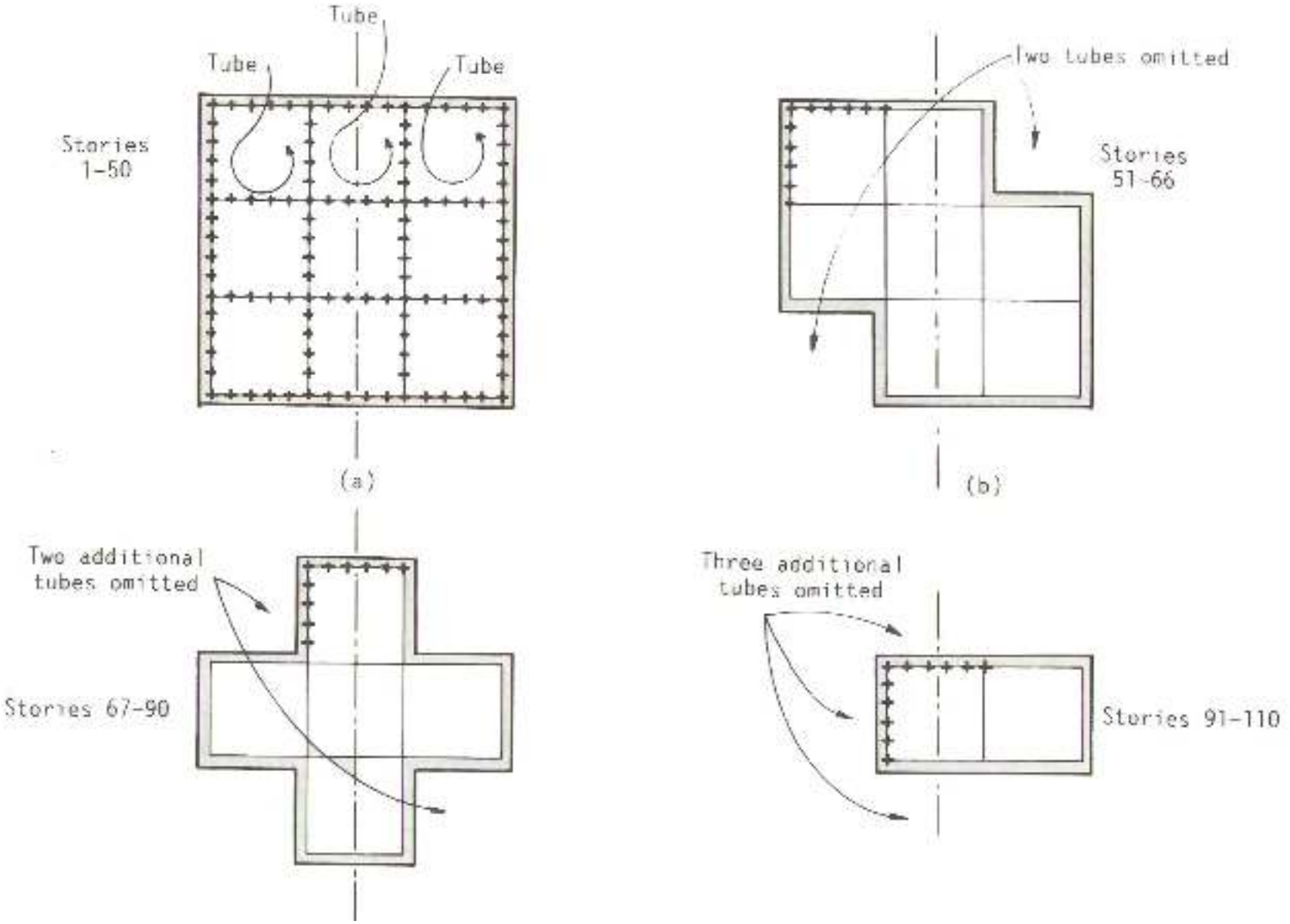


شکل ۱۳- نمونه ای از سیستم قاب محیطی تو در تو

۷-۲- سیستم قابهای محیطی دسته بندی شده(Bundled-Tube)

-در این سیستم سازه ای در پلان چند قاب محیطی وجود دارد، این سیتسم سازه ای در ساختمان Sears Tower شیکاگو مورد استفاده قرار گرفته است، در این ساختمان در هر جهت چهار قاب صلب فولادی در دو جهت عمود بر هم وجود دارد، که پس از اتصال به همدیگر یک دسته ۹ تائی قاب محیطی را تشکیل می دهند(شکل ۱۴).

-در این سیستم سازه ای نیز قابهای جهت بارهای جانبی بعنوان جانها و قابهای عمود بر جهت بارهای جانبی بعنوان بالهای یک طره مرکب عمل می کنند.
-در ساختمان Sears Tower شیکاگو بعضی از قابهای محیطی تا بالاترین طبقه ادامه نیافته‌اند و در نتیجه پلان ساختمان در طبقات بالا مانند شکلهای ۱۴-ب و پ و ت کوچکتر شده است.
نمونه ای از این سیستم سازه ای در شکل ۱۴ نشان داده شده است.



شکل ۱۴- نمونه ای از سیستم قاب محیطی دسته بندی شده

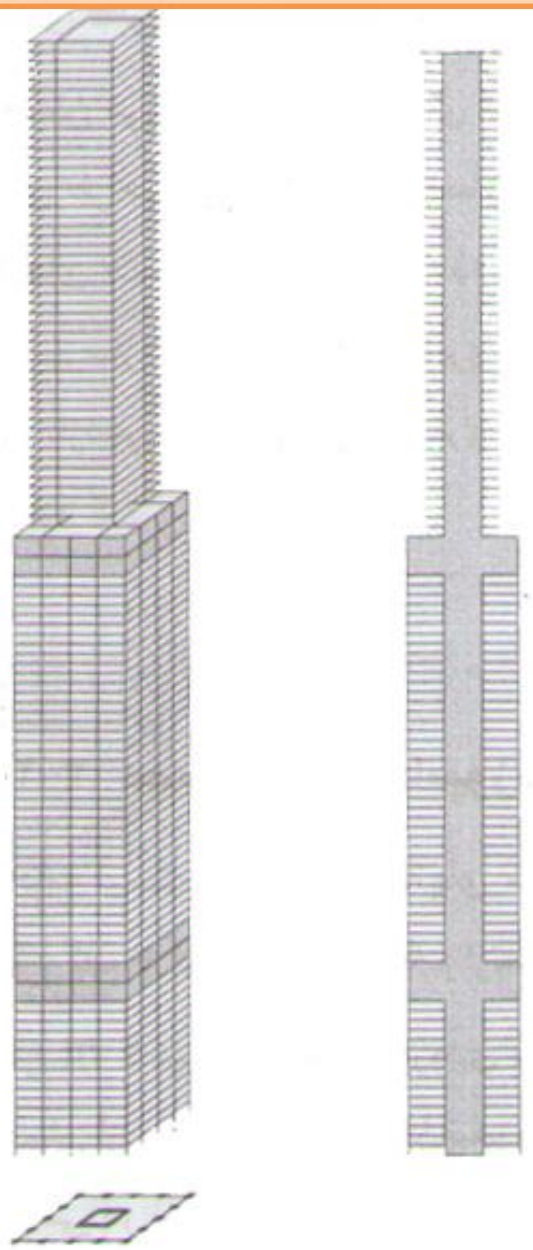
۳-۷- سیستم لوله در لوله(هسته و پوسته) با دیوارهای بتنی کمربندی (یا خرپاهای کمربندی)

در این سیستم سازه ای هسته نسبتا بزرگ دیوارهای برشی در مرکز ساختمان و قابهای صلب در محیط ساختمان قرار دارد.

دیوارهای برشی مرکزی (هسته) توسط دیوارهای بتنی معروف به دیوارهای کمربندی (معمولا به ارتفاع دو طبقه) یا خرپاهای فلزی به ستونها و قابهای محیطی بصورت یکپارچه متصل می شوند.

دیوارهای کمربندی در ارتفاع ساختمان، دیوارهای برشی مرکزی و ستونهای پیرامونی را به یکدیگر متصل نموده و باعث افزایش قابل توجه سختی و مقاومت سازه می گردد.

این سیستم سازه ای تا حدود ۱۱۰ طبقه می تواند سیستم مناسبی باشد.



شکل ۱۵- نمونه ای از سیستم هسته و پوسته با دیوار برشی کمربندی

۷-۴- قاب محیطی مشبک بتنی

قاب محیطی مشبک ، بیشتر از اعضای قطری مربعی و یا مستطیلی شکل تشکیل می شود. در تراز کف طبقات از تیرهای بتن مسلح مستطیلی شکل استفاده می شود.

هر چه سازه بلند تر باشد سایز اعضای قطری و تیرها جهت تامین مقاومت و سختی افزایش می یابد.

قاب محیطی طوری طراحی میشود که به اعضای قطری قاب، فقط نیروهای محوری اعمال گردد در نتیجه با کاهش مصالح مصرفی بازدهی سیستم افزایش می یابد.

هرچه بافتهای سیستم شبکه ای قاب محیطی کوچکتر باشد بازدهی سازه افزایش می یابد و سایز اعضا کوچکتر می گردد.

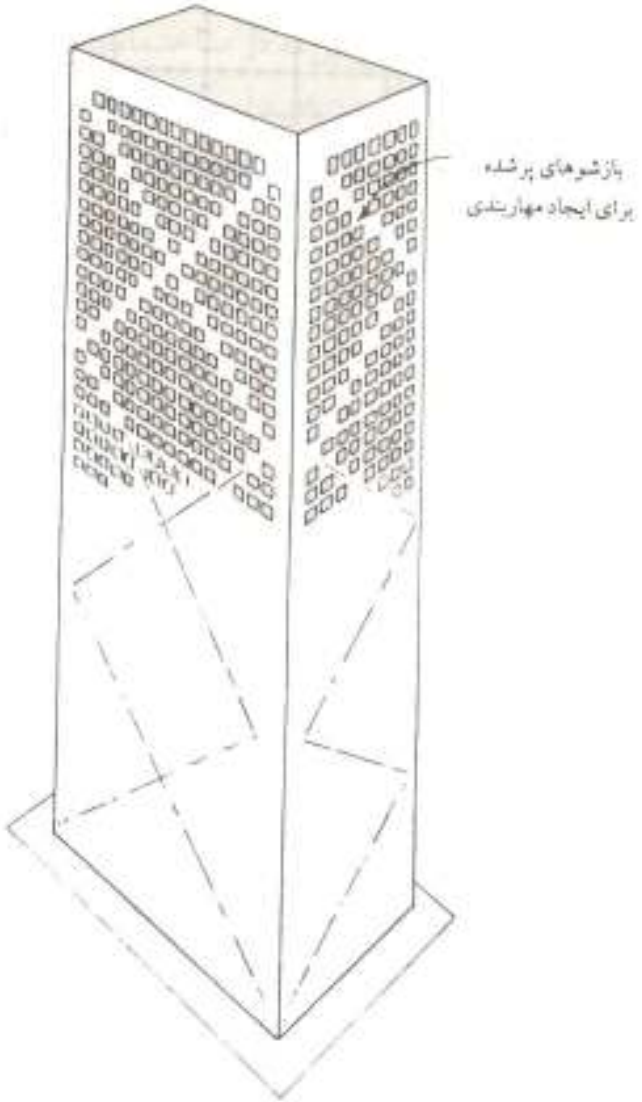
این سیستم سازه ای تا حدود ۱۲۰طبقه می تواند سیستم مناسبی باشد.

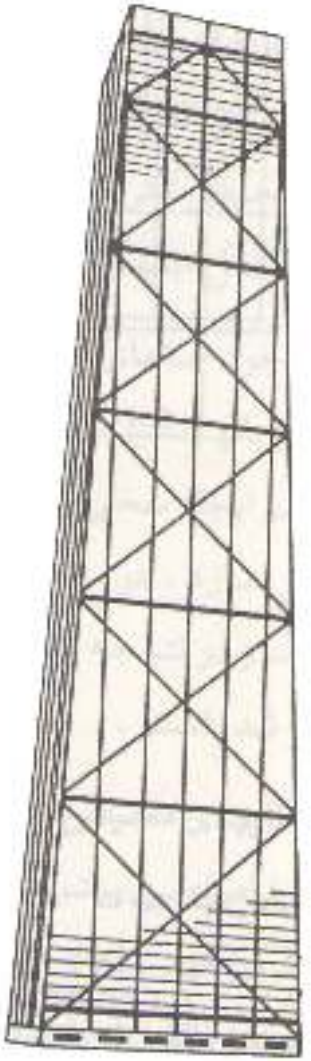
شکل ۱۶- نمونه ای از سیستم قاب محیطی مشبک

۷-۵- سیستم قابهای محیطی مهار بندی شده (Braced-Tube Structures)

-یک راه دیگر افزایش بازدهی قابهای محیطی در جهت افزایش فاصله بین ستونها و بالابردن پتانسیل آن برای استفاده در ساختمانهای بلندتر، اضافه کردن مهاربندهای قطری در پیرامون سازه است.

-در قاب محیطی فلزی، مهاربندها بر روی قاب صلب وجوه ساختمان بصورت مورب قرار می‌گیرند. و در سازه های بتنی مهاربندها شامل پانلهای بتنی به ابعاد بازشوها می‌باشند که درجا با قابها ریخته شده و بصورت قطری در وجوه ساختمان اجرا می‌گردند نمونه‌ای از این سیستم سازه ای در شکل ۱۵نشان داده شده است.





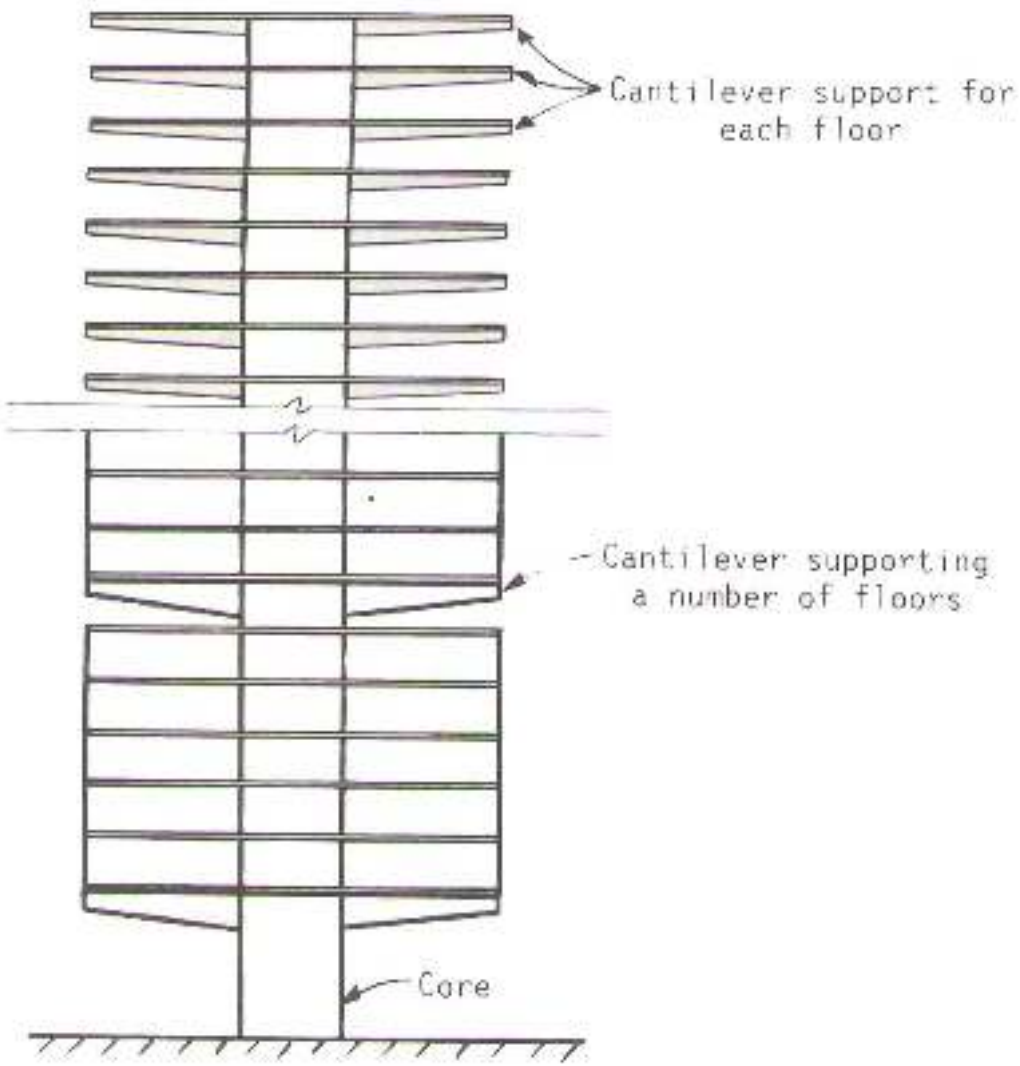
قاب محیطی مهاربندی شده بتنی
780 Third Avenue نیویورک

قاب محیطی مهاربندی شده فولادی
John Hancock شیکاگو

شکل ۱۵- نمونه ای از سیستم قاب محیطی مهار بندی شده

۸- سازه های هسته ای(Core-Structures)

-در این سیستم سازه‌ای یک هسته به تنهائی بارهای ثقلی و جانبی را تحمل می کند. در برخی انواع آن، دالها در هر تراز توسط طره‌های متصل به هسته حمل می‌شوند و در بعضی دیگر دالها بین هسته و ستونهای محیطی قرار می‌گیرند.
-ستونهای محیطی در یک طبقه بر روی طره‌هائی در تراز کف مربوطه و یا بر روی یک طره حجیم به عمق چند طبقه واقع می‌شوند.
-یکی از **عیبهای مهم این سیستم سازه‌ای، کم بودن عمق موثر سازه‌ای هسته** است، که در نتیجه در تحمل بارهای جانبی کارآئی کمتری خواهد داشت و همچنین **تحمل بار کفها توسط طره‌ها که اعضای سازه‌ای با بازدهی بسیار کم** هستند، دیگر عیب این سیستم می‌باشد.
نمونه ای از این سیستم سازه ای در شکل ۱۶ نشان داده شده است.



شکل ۱۶- نمونه ای از سیستم سازه ای هسته ای

سیستم سازه‌ای قاب صلب خمشی

یک سازه قاب صلب از تعدادی اعضای خمشی موازی یا متعامد شامل تیرها و ستونها و اتصالات مقاوم در برابر لنگر تشکیل می‌شود.

مزیت قاب‌های صلب سادگی سازه مستطیلی آن، شکل آزاد بدون مهار بندی و یا بدون دیوار برشی است، که امکان فضاسازیهای داخلی و خارجی و ایجاد بازشو در نقاط مطلوب را به راحتی فراهم می‌سازد قابهای صلب برای ساختمانهای تا ۲۰ طبقه معمولا اقتصادی است.

- **بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ زلزله قاب های صلب تا ارتفاع های ذیل در ساختمانها قابل استفاده است.**

۱- قاب خمشی بتن آرمه با شکل پذیری زیاد(ویژه) حداکثر ۲۰۰ متر ارتفاع و R=۷/۵

۲- قاب خمشی بتن آرمه با شکل پذیری متوسط حداکثر ۳۵ متر ارتفاع و R=۵

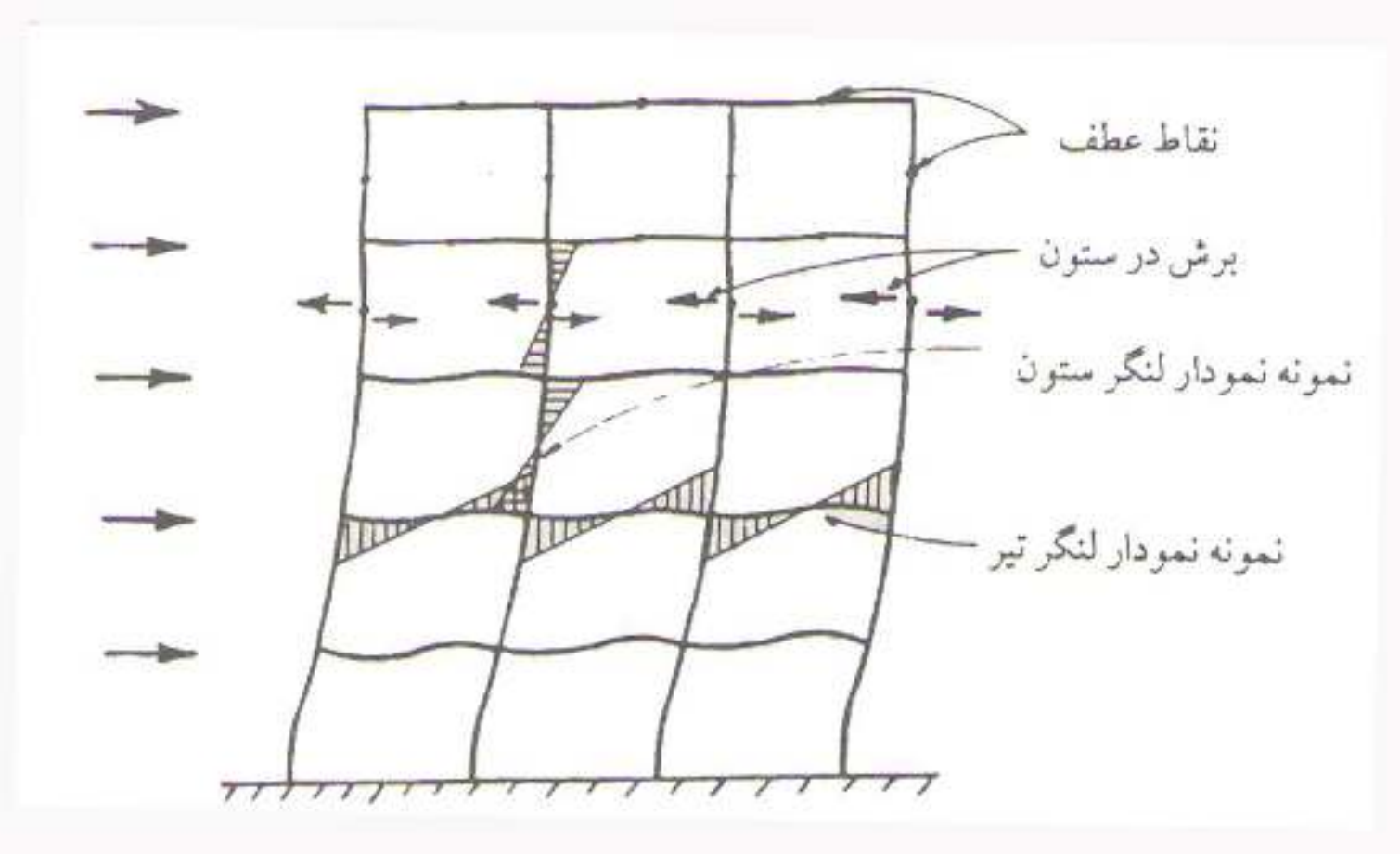
۳- قاب خمشی بتن آرمه با شکل پذیری معمولی برای ساختمانهای با اهمیت خیلی زیاد و زیاد در تمام مناطق لرزه خیزی و برای ساختمانهای با اهمیت متوسط در مناطق لرزه خیزی ۱و ۲ مجاز نمی باشند، ارتفاع حداکثر این سیستم برای ساختمانهای با اهمیت متوسط و کم در مناطق لرزه خیزی ۳و۴ به ۱۵ متر و R=۳ محدود می‌شود.

رفتار قاب صلب :

سختی افقی یک قاب صلب عموما توسط مقاومت خمشی شاه‌تیرها و ستونها و اتصالات آنها تامین می‌شود. مجموع برش‌های افقی بالای هر طبقه، توسط ستونهای آن طبقه تحمل می‌شود (شکل ۱۸). نیروی برشی باعث می‌شود که ستونهای یک طبقه تحت اثر خمش دو انحنایی با نقطه عطف در وسط ستونها قرار گیرند. لنگرهای وارد شده به یک اتصال از طریق ستونهای بالا و پایین، بوسیله شاهتیرهای متصل به آن تحمل می‌شود. این شاهتیرها نیز تحت لنگر خمشی دو انحنائی با نقطه عطف در وسط دهانه، قرار می گیرند.

تغییر شکلهای ستونها و شاهتیرها باعث تغییر مکان افقی هر طبقه و جابجائی وتری (Racking) قاب خواهد شد.

شکل تغییر مکان یافته یک قاب صلب در اثر جابجائی، بصورت برشی و با تقعر در سمت عکس جهت بار جانبی و با حداکثر شیب در پای سازه و با حداقل شیب در بالای آن می باشد (شکل ۱۸).

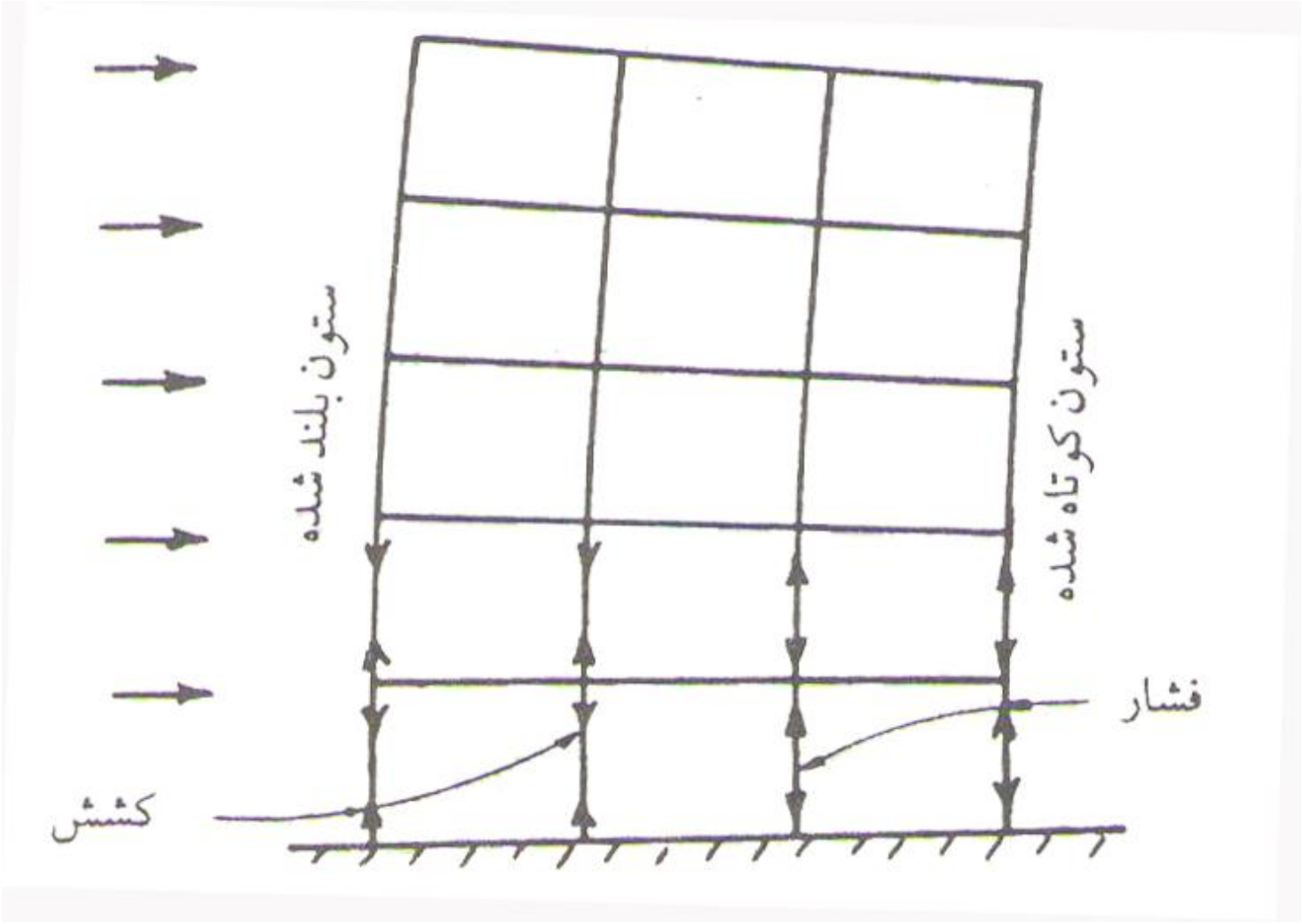


شکل ۱۸ – نیروها و تغییر شکلهای ناشی از برش در یک قاب صلب

در قابهای صلب لنگر کلی ناشی از بار افقی خارجی در تراز یک طبقه بوسیله کوپل حاصل از کشش محوری و نیروی فشاری در ستونهای انتهائی سازه تحمل می شود . کوتاه و بلند شدن ستونها در دو سمت مقابل سازه، باعث خمش کلی و تغییر مکانهای افقی می‌شود.

بدلیل جمع شدن اثرات چرخش سازه از پایین به بالا، جابجائی خمشی طبقه در اثر خمش کلی با ارتفاع افزایش یافته، و در اثر رفتار طره‌ای سازه، جابجائی وتری با ارتفاع کاهش می یابد. در نتیجه اثرات خمش کلی در جابجائی طبقات بالای ساختمان، بسیار بیشتر از اثرات رفتار طره‌ای سازه خواهد بود. با توجه به اینکه سهم اثرات خمش در جابجائی کل به جز قاب‌های صلب بسیار بلند، معمولا بیش از ده درصد سهم اثرات رفتار طره‌ای نیست. بنابراین شکل تغییر مکان یافته کلی یک قاب صلب غالبا ترکیبی برشی دارد (شکل ۱۹) .

در یک قاب صلب، لنگرهای منفی در کنار ستونها و لنگرهای مثبت با مقدار معمولا کمتر در منطقه وسط دهانه ظاهر می‌شوند. و به دلیل پیوستگی، لنگرهای خمشی شاهتیرها نسبت به بار زنده حساستر می‌باشد و بایستی نامساعدترین وضعیت استقرار بار زنده جهت محاسبه لنگرها در نظر گرفته شود.



شکل ۱۹ – نیروها و تغییر شکلهای ناشی از لنگر خارجی در یک قاب صلب

وابستگی قابهای صلب به ظرفیت تحمل لنگر ستونها برای مقاومت در برابر بارهای افقی، باعث می‌شود که **مقاطع ستونهای قاب صلب از ستونهای قابهای مهاربندی شده و با اتصالات ساده بزرگتر باشند.** در این نوع سازه‌ها شاهتیرها برای لنگرهای مثبت وسط دانه ها طراحی می‌شوند، در حالی که در قابهای صلب، شاهتیرها برای لنگر کنار ستونها که معمولا کمتر از لنگر مثبت فوق هستند، طرح می‌شوند. در نتیجه **شاهتیرهای قابهای صلب نسبت به شاهتیرهای قابهای مهاربندی شده کوچکتر می باشند.**

محاسبه صلبیت جانبی قابها :

صلبیت جانبی نسبی یک طبقه از قاب برابر است با مقدار نیروی برشی لازم برای انتقال نسبی آن طبقه از قاب به اندازه واحد می‌باشد.

صلبیت جانبی یک طبقه از قاب صلب با رابطه زیر محاسبه می گردد.

$$GA = \frac{24E}{h^2\left(\frac{2}{\sum Kc} + \frac{1}{\sum K_{bb}} + \frac{1}{\sum K_{bt}}\right)} \qquad (1)$$

GA = صلبیت نسبی در هر طبقه از یک قاب

E = مدول الاستیسیته مصالح قاب

$\sum K_c$ = مجموع سختی های خمشی ستونها در طبقه مورد نظر $(\Sigma \frac{I}{h})$

$\sum K_{bb}$ = مجموع سختی های خمشی تیرهای تحتانی طبقه مورد نظر $(\sum \frac{I}{L})_{bb}$

$\sum K_{bt}$ = مجموع سختی های خمشی تیرهای فوقانی طبقه مورد نظر $(\Sigma \frac{I}{L})_{bt}$

h= ارتفاع طبقه

در طبقات پائین ساختمان صلبیت جانبی طبقه را با روابط زیر می توان محاسبه کرد.

الف- اگر پای ستون گیردار باشد:

$$GA = \frac{24E}{h^2\left(\frac{2}{\sum K_c} + \frac{1}{\sum K_{bt} + \frac{\sum K_c}{12}}\right)} \qquad (۲)$$

ب- اگر پای ستون مفصلی باشد:

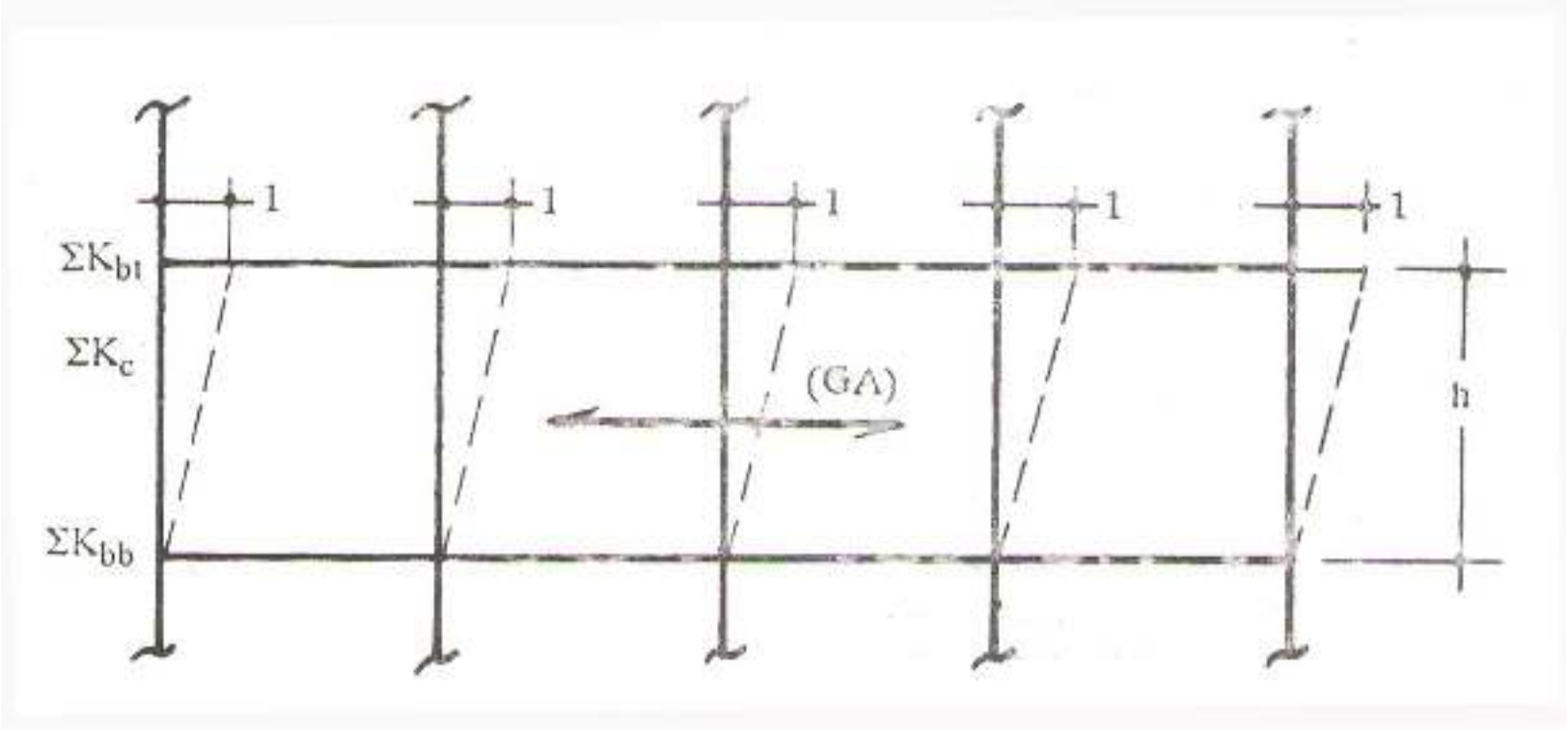
$$GA = \frac{24E}{h^2\left(\frac{8}{\sum K_c} + \frac{3}{\sum K_{bt}}\right)} \qquad (۳)$$

با داشتن صلبیت جانبی نسبی طبقه (GA)، تغییر مکان جانبی نسبی طبقه در اثر نیروی برشی طبقه از رابطه زیر می توان محاسبه نمود.

$$\delta_i = \frac{V_i}{(GA)_i} \qquad (۴)$$

δ_i = تغییر مکان جانبی نسبی طبقه iام

V_i = نیروی برشی طبقه iام



شکل ۲۰-صلبیت نسبی طبقه

صلبیت برشی طبقه:

صلبیت برشی طبقه (GA) عبارت است از نیروی برشی لازم برای ایجاد یک واحد تغییرمکان در یک واحد ارتفاع، که با توجه به شکل ۲۵ با رابطه زیر می توان بیان نمود.

$$(GA) = \frac{Q}{\delta/h} = \frac{Qh}{\delta} \qquad (28)$$

برای یک طبقه از یک قاب صلب صلبیت برشی از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$GA = \frac{24E}{h\left(\frac{2}{\sum Kc} + \frac{1}{\sum K_{bb}} + \frac{1}{\sum K_{bt}}\right)} \qquad (29)$$

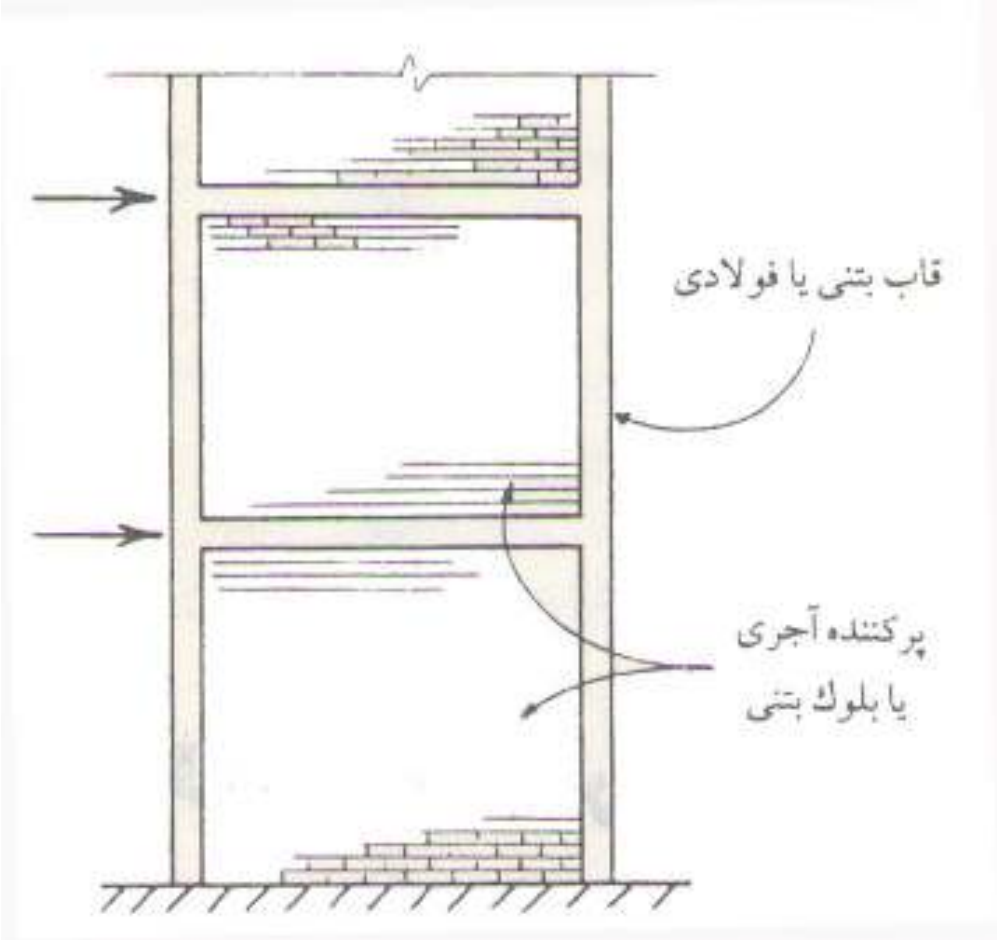
قابهای میان پر (In filled Frames)

قاب میان پر شامل مجموعه ای از ستونها، تیرها با پرکننده های آجری یا بتنی است(شکل ۲۱). پر کننده ها علاوه بر نقش جدا کننده و یا دیوار خارجی و دیوار اطراف راه پله ها و آسانسورها بعنوان مهار بندهای مقاوم در برابر بارهای افقی نیز عمل می کنند.

در مناطق غیر زلزله خیز که بارهای باد نیز دارای اهمیت زیاد نیستند، قابهای بتنی با پرکننده‌های آجری متداولترین فرم سازه‌ای هستند. در این سازه ها قابها فقط برای بارهای ثقلی طراحی می‌شوند و فرض می‌گردد که پر کننده‌ها دارای مقاومت کافی در مقابل بارهای جانبی کم هستند.

در اکثر کشورها به دلیل عدم وجود روش طراحی شناخته شده و قابل قبول، استفاده از پرکننده بعنوان مهاربند بشدت رد می‌شود. در این کشورها معمول این است که قابها را برای بارهای ثقلی و جانبی طراحی می کنند و تمهیدات لازم جهت عدم انتقال بار به پر کننده ها را در نظر می گیرند.

در اثر بارهای جانبی نسبتا زیاد ترکهای قطری که در پرکننده ها ایجاد می‌شود، نشان می‌دهد که فرض عدم انتقال بار به آنها اعتبار کافی ندارد. گاهی پرکننده ها نیروی جانبی قابل توجهی جذب می کنند در نتیجه بر مود رفتاری سازه و بر نیروهای قاب تاثیر می گذارند.



شکل ۲۱-نمونه ای از قاب پر کننده آجری

برای مهاربندی قاب بتنی توسط پر کننده‌ها، آنها باید شرایطی را که مهاربندها در سازه های فولادی دارند، داشته باشند. **پر کننده ها باید در هر طبقه از نظر استاتیکی قابلیت تحمل برش افقی در هر دو جهت متعامد و پیچش را داشته باشند. برای این منظور باید حداقل سه دیوار پر کننده غیر موازی وجود داشته باشند.** بدیهی است این دیوارها باید شرایط مقاومت و سختی را نیز ارضا نمایند.

استفاده از دیوارهای پر کننده بایستی همراه با اعمال پیش بینیهای لازم جهت ایجاد مقاومت کافی در امتداد عمود بر سطح دیوار از نظر مسلح کردن و قلاب نمودن آنها به قابها باشد.

-رفتار قابهای میان پر

بخشی از مهاربندی قاب توسط مقاومت برشی در صفحه دیوار و بخشی توسط رفتار دیوار بصورت عضو قطری فشاری تامین می گردد. مود رفتاری دیوار پر کننده در شکل ۲۲ نشان داده شده است. هنگامی که قاب تحت تاثیر بارهای افقی قرار می گیرد، **ستونها و تیرهای قاب تغییر شکلهای دو انحنائی می یابند.**

انتقال قسمت بالائی ستون هر طبقه و کوتاه شدگی قطر دهانه قاب، باعث می گردد که ستون به دیوار تکیه داده و آن را در جهت قطری تحت فشار قرار دهد(شکل ۲۲-ب).

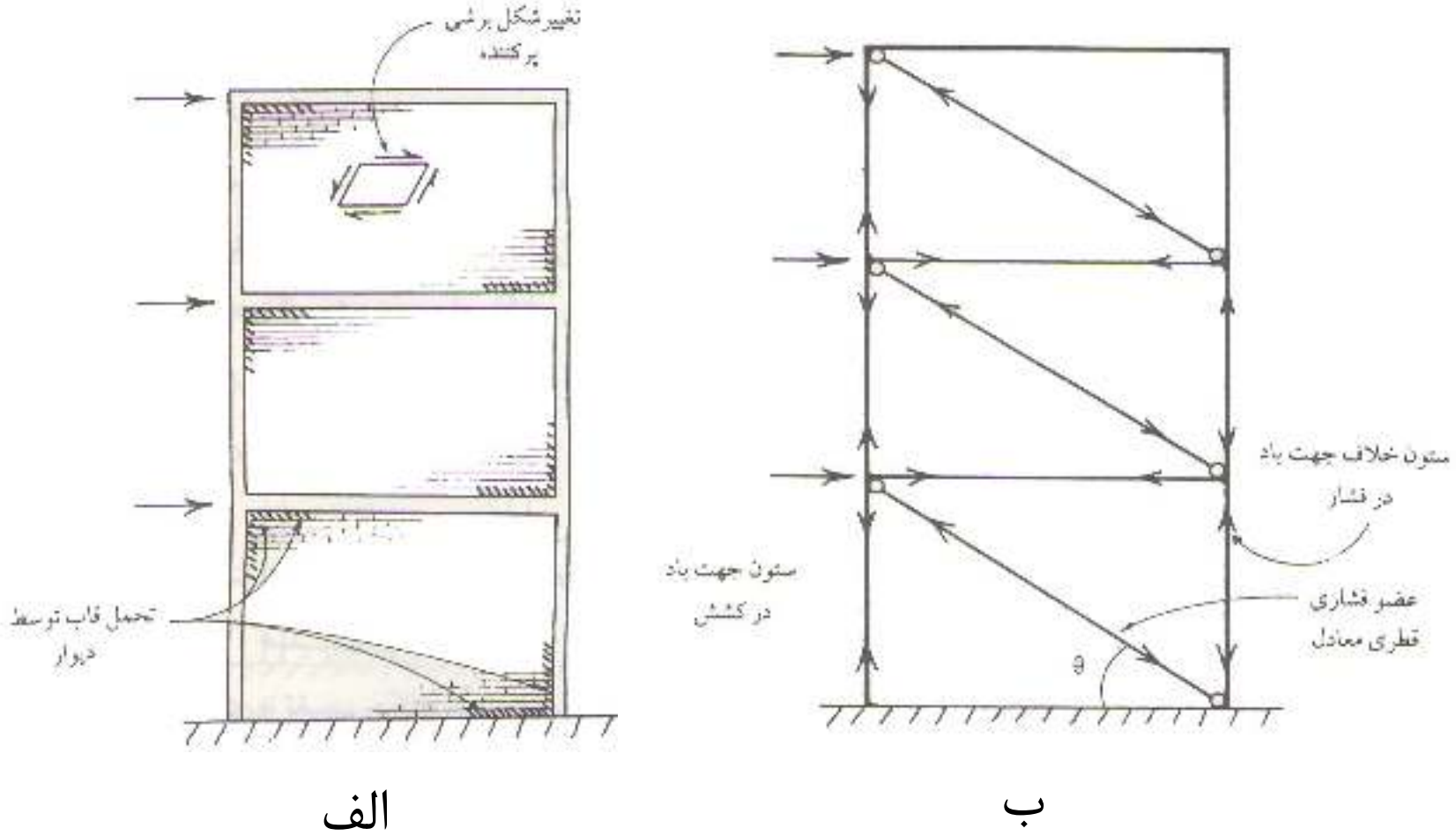
اندرکنش قاب و دیوار در سه مود شکست ظاهر خواهد شد، که در شکل ۲۳ نشان داده شده است.

اولین مود، شکست برشی دیوار بصورت پله ای در اتصال آجرهاست که باعث ایجاد تنش برشی در سطوح اتصال افقی می گردد.

دومین مود، ترک قطری در طول خطهائی به موازات قطر دهانه قاب است، که در اثر تنشهای کششی عمود بر قطر ایجاد میگردد. این ترکها از وسط قطر جائیکه تنشهای کششی حداکثر است شروع شده و توسعه می‌یابد و در گوشه‌های فشاری که تنش کششی وجود ندارد متوقف می گردد.

سومین مود شکست اینست که گوشه دیوار در انتهای قطر فشاری در اثر تکیه قاب به آن و ایجاد تنشهای فشاری لهیده می‌شود.

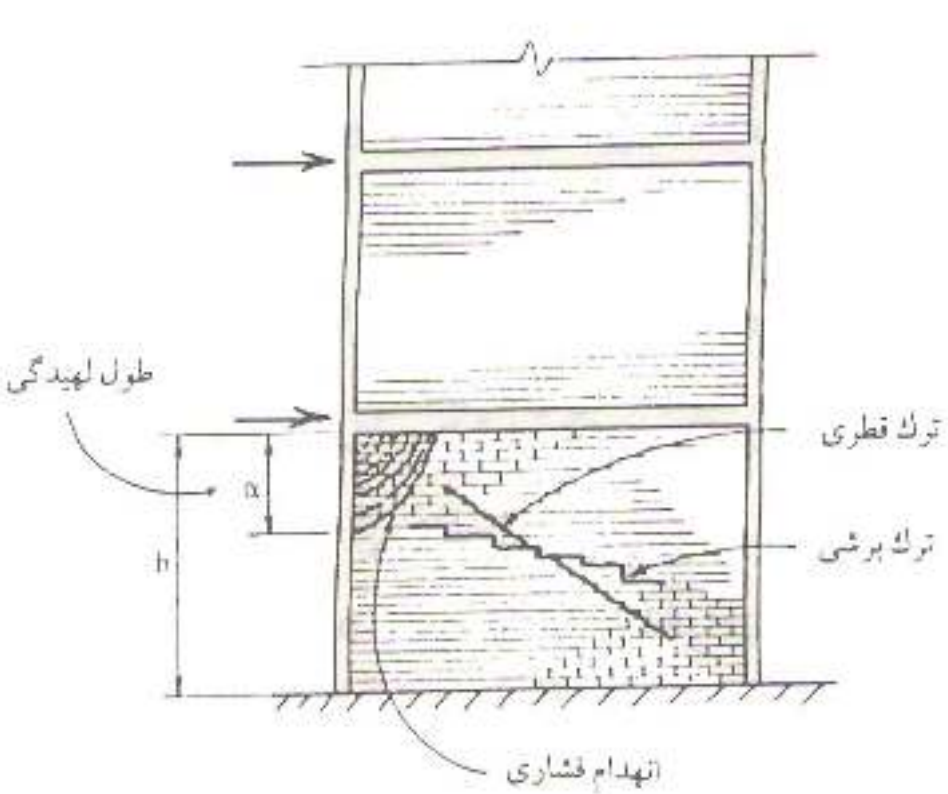
نوع نیروهای ایجاد شده در قاب در شکل ۲۲-ب نشان داده شده است.



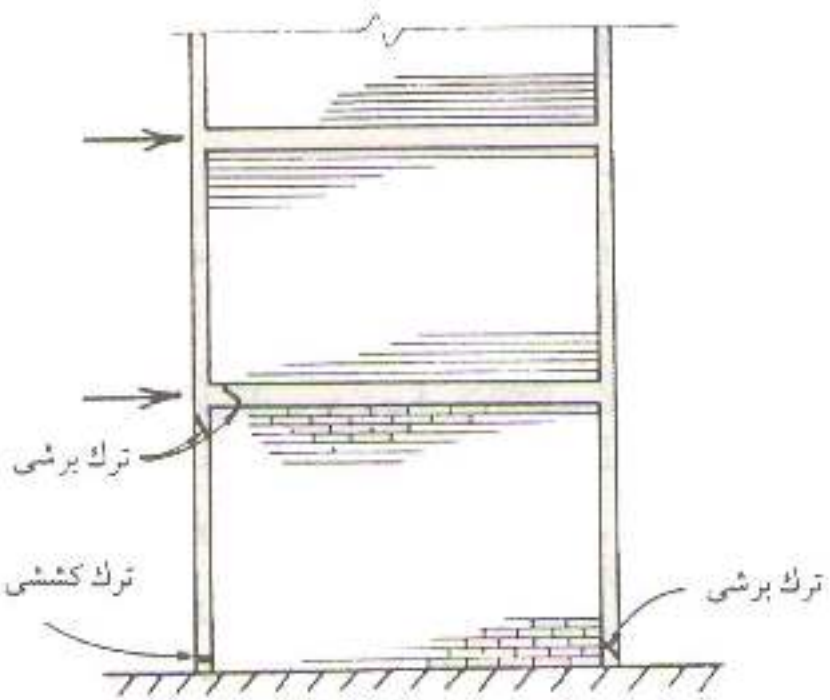
الف ب

شکل ۲۲- الف-رفتار متقابل قاب و دیوار، ب- مدل قاب مهاربندی شده

ستونهای طرف بارهای جانبی تحت کشش و ستونهای خلاف جهت نیروهای افقی تحت فشار خواهند بود. **چون دیوار به طول کوتاهی از تیر و ستون نیرو وارد می کند، اعضای قاب تحت برش عرضی و مقداری تحت خمش قرار می گیرند،** در نتیجه اعضای قاب و یا اتصالات آنها ممکن است در اثر برش یا نیروی محوری و همچنین کشش در پای ستون سمت نیروی افقی منهدم گردد(شکل ۲۳).



الف



ب

شکل ۲۳- الف-مودهای شکست دیوار پر کننده، ب- مودهای شکست قاب

شکست میانقابها در اثر نیروهای رفت و برگشتی زلزله بصورت ترک قطری و لهیدگی گوشه های فشاری

شکست میانقاب ها بصورت ترک قطری و لهیدگی گوشه های فشاری و فرو ریختن دهانه مجاور

شکست میانقابها و فروریختن بعضی از آنها به علت عدم اتصال اصولی به قابها

فرو ریختن دیوار آجری به دلیل عدم اتصال اصولی دیوار به قاب

دیوار سمت راست ستون بتنی به علت وجود وادار(Wall Post)از نبشی مشکل زیادی پیدا نکرده ولی دیوار سمت چپ به دلیل نبودن وادار دچار تغییر شکل زیادی شده است

آسیب های وارد بر ساختمان های بتن آرمه

روستای شالی(زلزله اهر- ورزقان)

روستای شالی(زلزله اهر- ورزقان)

(زلزله اهر- ورزقان)

مدرسه توحید ورزقان (زلزله اهر- ورزقان)

تنشهای پر کننده ها

رفتار قابهای میان پر هنوز کاملا شناخته شده نیست، و نیاز به تحقیقات وسیعی مخصوصا بر روی مدلهای واقعی وجود دارد. یکی از روشهای تقریبی بصورت زیر تشریح می‌گردد.

تنشهای مربوط به انهدام برشی پر کننده:

انهدام برشی پر کننده، به ترکیب تنشهای برشی و قائم اعمالی به نقطه‌ای از آن بستگی دارد. این تنشها در اثر نیروهای برشی خارجی اعمال شده بر قاب و پیامد آن تکیه قاب بر دیوار ایجاد می‌شود.

از آنالیز اجزای محدود تنش در صفحه، مقادیر بحرانی این ترکیب تنشها در مرکز دیوار پر کننده بدست می آید. این تنشها را از روابط زیر می توان بدست آورد:

تنش برشی $$\tau_{xy} = \frac{1.43Q}{Lt}$$ (۵)

تنش فشاری قائم $$\sigma_y = \frac{(0.8h/L - 0.2)Q}{Lt}$$ (۶)

در روابط فوق Q نیروی برشی اعمالی توسط قاب به دیوار پر کننده به طول L و ارتفاع h و ضخامت t می‌باشد.

تنشهای مربوط به انهدام کششی قطری:

مشابه حالت قبل ترک قطری پرکننده به حداکثر مقدار تنش کششی قطری بستگی دارد، این تنش نیز در مرکز دیوار ایجاد می‌شود، بر اساس نتایج آنالیز، تنش کششی قطری با رابطه زیر محاسبه می‌شود:

تنش کششی قطری $\sigma_d = \frac{0.58Q}{Lt}$ (۷)

مقدار تنشهای برشی، قائم و کششی به ابعاد پر کننده بستگی دارد و چون در مرکز دیوار و دور از منطقه اتصال قاب و دیوار ظاهر می‌گردد، خواص سختی قاب تاثیر قابل توجهی بر آنها ندارد.

تنشهای مربوط به انهدام فشاری گوشه ها:

آزمایشات انجام شده بر روی مدلهای قابهای میان پر نشان داده‌اند که **طول اتکای ستون بر دیوار پر کننده مجاور آن با نسبت سختی خمشی ستون به سختی لهیدگی صفحه دیوار پر کننده رابطه مستقیم دارد.** هر چه ستون سختتر باشد طول اتکا بیشتر و تنشهای فشاری محل اتصال کمتر می‌شود. برای تخمین طول لهیدگی و اتکای ستون به دیوار، می‌توان از تئوری تیر بر روی بستر ارتجاعی استفاده نمود. با این تئوری طول لهیدگی ستون(α) را می توان از رابطه زیر محاسبه نمود:

$$\alpha = \frac{\pi}{2\lambda} \qquad (۸)$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m t}{4EIh}}$$

E_m مدول الاستیسیته مصالح پر کننده و EI صلبیت خمشی ستون است.
λ معرف نسبت سختی لهیدگی پر کننده به صلبیت خمشی ستون است.

هر چه ستون سختتر باشد مقدار λ کمتر و طول لهیدگی بیشتر می‌شود.
اگر فرض شود، هنگام خرد شدن مصالح پرکننده در منطقه اتصال به ستون و در طول α، مصالح به حد نهائی مقاومت فشاری خود $\left(f'_m\right)$ برسد، برش افقی نهائی پرکننده $\left(Q'_c\right)$بصورت زیر خواهد شد.

$$Q'_c = f'_m \alpha t$$

$$Q'_c = f'_m t \times \frac{\pi}{2} \times \sqrt[4]{\frac{4EIh}{E_m t}} \qquad (۹)$$

با در نظر گرفتن برش افقی مجاز پرکننده(Q_c) و با فرض اینکه E/E_m برای فولاد ۳۰ و برای بتن برابر ۳ باشد، برش افقی مجاز پر کننده در انهدام فشاری برابر خواهد شد با:

الف- برای قابهای فولادی (۱۰)

$$Q_c = 5.2 f_m \sqrt[4]{Iht^3}$$

ب- برای قابهای بتنی (۱۱)

$$Q_c = 2.9 f_m \sqrt[4]{Iht^3}$$

f_m تنش فشاری مجاز مصالح می باشد.

این روابط نیمه تجربی معرف عوامل موثر بر مقاومت برشی افقی پر کننده در هنگام انهدام فشاری یکی از گوشه های آن می باشد، و نشان می دهند، مقاومت فشاری مصالح و ضخامت دیوار بیشترین اثر را بر مقاومت برشی دیوار پر کننده دارند. در حالی که ممان اینرسی ستون و ارتفاع دیوار اثر کمتری دارند.

نیروهای قاب:

آزمایشات انجام شده بر روی مدل قاب میان پر تحت اثر بارهای افقی و آنالیز اجزای محدود مدلها، نشان داده اند، نیروهای تیرها و ستونها و اعضای قطری قابهای میان پر را می توان با آنالیز ساده قاب شبیه سازی شده شکل ۲۲-ب و با فرض مفصلی بودن گرههای آن بخوبی تخمین زد.

با استفاده از مولفه افقی نیروهای عضو قطری فشاری، برش ستونها و به طریق مشابه برش در تیرها از مولفه قایم نیروهای مذکور تخمین زده می‌شود. نتایج آنالیز نشان داده است، که لنگرهای ایجاد شده در ستونها و تیرها در اثر فشار پر کننده بر آنها، در مقایسه با لنگرهای قابهای صلب مشابه بدون پرکننده بسیار ناچیز است. برای تعیین مقدار این لنگرها، مقدار محافظه کارانه ای برابر با Qh/20 پیشنهاد شده است.

طراحی دیوارهای پر کننده:

انهدام برشی:

مقاومت برشی مصالح از رابطه اصطکاک استاتیکی زیر محاسبه می گردد.

$$f_s = f_{bs} + \mu \sigma_y$$

$$\frac{1.43 Q_s}{Lt} = f_{bs} + \frac{\mu Q_s}{Lt}\left(\frac{0.8h}{L} - 0.2\right)$$

$$Q_s = \frac{f_{bs} Lt}{1.43 - \mu\left(\frac{0.8h}{L} - 0.2\right)} \qquad (۱۲)$$

Q_s نیروی برشی مجاز قاب میان پر جهت جلوگیری از انهدام برشی است.
در این رابطه f_{bs} و μ به ترتیب مقادیر مجاز تنش چسبندگی و ضریب اصطکاک داخلی برای تنش برشی مجاز مصالح می باشند.

انهدام فشاری:

در یک دیوار پر کننده مقاومت برشی بر حسب تنش فشاری پر کننده از رابطه زیر تخمین زده می شود.

الف- اگر دیوار پرکننده توسط یک قاب فولادی محصور شده باشد:

$$Q_c = 3 f_m \cos^2\theta \sqrt[4]{Iht^3} \qquad (۱۲)$$

ب- اگر دیوار پرکننده توسط یک قاب بتنی محصور شده باشد:

$$Q_c = 2 f_m \cos^2\theta \sqrt[4]{Iht^3} \qquad (۱۳)$$

θ زاویه مهاربند قطری فشاری با افق می باشد.

Q_c نیروی برشی مجاز قاب میان پر جهت جلوگیری از انهدام فشاری است

در طراحی دیوارهای پرکننده، انهدام کشش قطری در اثر ترکهای قطری در اغلب موارد کنترل کننده طراحی نبوده و لذا در نظر گرفته نمی شود.

طراحی قاب:

نیروهای محوری

بارهای محوری ستونها در اثر بارهای ثقلی از طریق سطح بارگیر آنها و اعمال ضرایب کاهش مناسب محاسبه می‌شوند. نیروهای محوری حاصل از بارگذاری افقی در تیرها و ستونها از آنالیز ساده استاتیکی مدل قاب مهاربندی شده و با در نظر گرفتن هر دیوار پرکننده بعنوان یک عضو فشاری قطری محاسبه می‌شوند.

لنگرهای خمشی و نیروهای برشی در قاب:

الف- ستونها

علاوه بر نیروی محوری مذکور در بالا، ستونها باید قادر به تحمل لنگری معادل $Qh/20$ و نیروی برشی (Q) باشند.

ب- تیرها

تیرها و اتصالات آنها باید برای تحمل نیروی برشی با جهت بالا و معادل Qh/L منهای برش ناشی از بار مرده و همچنین برای تحمل نیروی برشی با جهت پائین معادل Qh/L به اضافه نیروی برشی بار زنده و مرده طراحی شوند.

هنگامیکه تیر بالای دیوار پرکننده از طرف طبقه بالا مقید نشده باشد (دیوار پرکننده در طبقه بالا وجود نداشته باشد)، باید برای لنگر منفی Qh/20منهای لنگر ناشی از بار مرده طراحی شود.

چنانچه تیر زیر دیوار پر کننده، از طرف پائین مقید نباشد(در طبقه زیر دیوار پر کننده وجود نداشته باشد)، باید برای تحمل لنگر مثبت در وسط دهانه معادل Qh/20 به اضافه لنگرهای ناشی از بارهای زنده و مرده طراحی شوند.

تغییر مکانها:

تغییر مکان یک قاب میان پر را می‌توان از آنالیز قاب مهاربندی شده معادل با اتصالات مفصلی و با فرض جایگزینی هر دیوار پر کننده با یک عضو فشاری قطری تخمین زد. این اعضای فشاری قطری باید دارای سطح مقطعی برابر حاصلضرب یک دهم قطر دیوار در ضخامت آن و مدول الاستیسیته ای برابر $۷۰۰۰n/mm^2$ داشته باشند.

این روش تغییر مکانها را بصورت محافظه کارانه محاسبه می‌کند.

-سیستم سازه ای دیوارهای برشی (Shear walls)

سازه دیوار برشی ، سازه ای است که مقاومت در برابر بارهای جانبی در آن تماما توسط دیوارهای برشی تامین می گردد. دیوارهای برشی معمولا از بالا تا پای سازه (فونداسیون) بصورت پیوسته ادامه می‌یابند و به فونداسیون بصورت گیردار متصل شده و یک طره قائمی را تشکیل می‌دهند. دیوارهای برشی غیر از بارهای جانبی، بارهای ثقلی را نیز تحمل می‌کنند.

سختی و مقاومت زیاد، این سازه را مناسب برای ساختمانهای تا ۳۵ طبقه نموده است.

در استاندارد ۲۸۰۰ زلزله این سیستم سازه‌ای را تا حداکثر ارتفاع بشرح ذیل می توان استفاده نمود :

دیوارهای برشی بتن آرمه با شکل پذیری ویژه حداکثر ۵۰ متر R= ۵

- دیوارهای برشی بتن آرمه با شکل پذیری متوسط تا حداکثر ارتفاع ۵۰ متر و R=۴

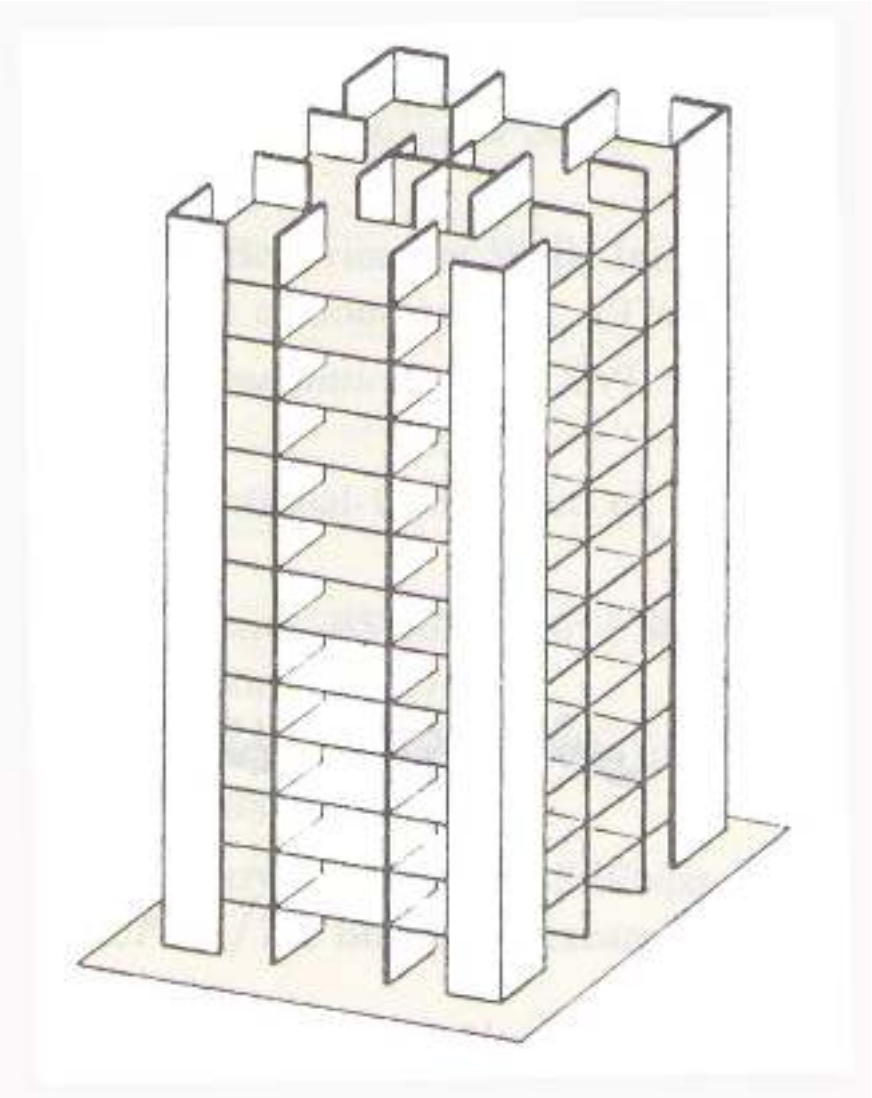
- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی R=۳/۵

این سیستم سازه ای برای ساختمانهای با اهمیت خیلی زیاد و زیاد در تمام مناطق لرزه خیزی و برای ساختمانهای با اهمیت متوسط در مناطق لرزه خیزی ۱و ۲ مجاز نمی باشند، ارتفاع حداکثر این سیستم برای ساختمانهای با اهمیت متوسط و کم در مناطق لرزه خیزی ۳و۴ به ۱۵ متر محدود می‌شود.

معمولا دیوارهای برشی را در پلان به طریقی جایابی می‌کنند که بارهای مرده اعمالی تنش کششی ناشی از بارهای جانبی را خنثی سازند.

سازه دیوار برشی بیشتر در خمش تغییر شکل می‌دهد (برخلاف اسم).

دیوارهای برشی معمولا بشکل مستطیل هستند و در بعضی مواقع جهت سازگاری بیشتر با پلان ساختمان ممکن است به شکل T یا L یا U و یا I ساخته شوند. نمونه ای از سازه دیوارهای برشی در شکل ۲۳نشان داده شده است.



شکل ۲۳- نمونه ای از سازه دیوار برشی

- رفتار دیوارهای برشی کنسولی:

دیوارهای برشی بتن مسلح در سازه های مقاوم در برابر زلزله برای ایجاد مقاومت و سختی جانبی بکار برده می شوند.

یکی از پارامترهای موثر در عملکرد دیوارهای برشی کنسولی نسبت ارتفاع به عرض دیوار برشی است که به **ضریب ظاهر دیوار** معروف است

(aspect ratio=a.r.) این ضریب برای دیوارهای برشی که تحت اثر نیروهای اینرسی هستند، در واقع نسبت فاصله نقطه اثر نیروی افقی(وسط ضخامت دال یا تیر فوقانی)تا پای دیوار به عرض دیوار می باشد.

دیوارهای با ضریب ظاهر بزرگتر یا مساوی ۲به **دیوارهای بلند** موسومند. رفتار این دیوارها عمدتا در مود خمشی است. آنالیز این نوع دیوارها همانند آنالیز تیرهای کنسولی است و با توجه به حداکثر لنگر خمشی همانند تیرها آرماتورگذاری می شوند. طراحی برای برش در این دیوارها بر اساس ضوابط آئین نامه ها انجام می شود. در این دیوارها با جاری شدن آرماتورهای طولی می توان به رفتار خمشی شکل پذیر دست یافت.

دیوارهای برشی با ضریب ظاهر کوچکتر از ۲به **دیوارهای کوتاه** معروفند. رفتار دیوارهای برشی کوتاه در اثر بارهای ثابت و یا رفت و برگشتی با رفتار دیوارهای برشی بلند و تیرها که عمدتا خمشی هستند متفاوت می باشد. در دیوارهای برشی **کوتاه تاثیر متقابل نیروی برشی و لنگر خمشی خیلی بیشتر از دیوارهای برشی بلند و تیرها می باشد**. رفتار این نوع دیوارها عمدتا برشی و تخریب های حاصله از نوع ترد می باشد.

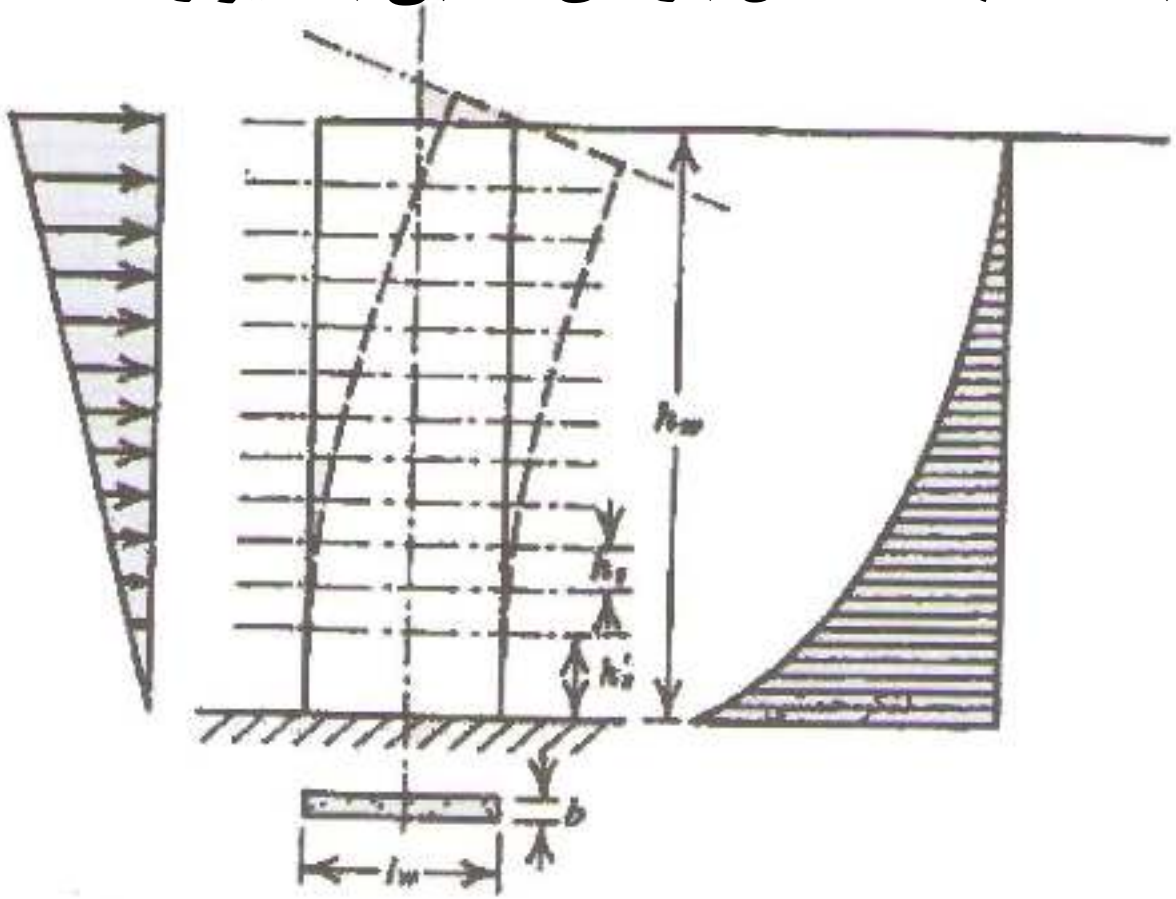
در دیوارهای برشی کوتاه **گسیختگی زودرس کشش مورب یا فشار مورب** ممکن است مانع تخریب خمشی شکل پذیر گردد، در برخی موارد در دیوارهای برشی خیلی کوتاه پس از چند سیکل بارگذاری رفت و برگشتی، ترک افقی پیوسته ای در امتداد پای دیوار محل اتصال به فونداسیون ایجاد شده و تخریب برش لغزشی اتفاق می افتد.

- دیوارهای برشی بلند با مقطع مستطیلی

دیوارهای برشی کنسولی مجرد همانند شکل ۲۴ عمدتا رفتاری شبیه تیرهای بتن مسلح دارند. مقطع باریک این دیوار ممکن است **مسئله ناپایداری** در وجه فشاری انرا ایجاد نماید. معمولا دالهای کف طبقات مطابق شکل ۲۴ بعنوان دیافراگم افقی عمل کرده و تکیه گاه جانبی برای دیوار برشی فراهم می کنند در نتیجه طول بحرانی برای کمانش برابر ارتفاع طبقه در نظر گرفته می شود.

دیوارهای برشی بعنوان کنسول بزرگ تحت تاثیر **لنگرهای خمشی و نیروهای برشی که عمدتا ناشی از بارهای جانبی هستند و فشار محوری** ناشی از بارهای ثقلی قرار دارند. **بنابراین مقاومت مقطع دیوار را می توان با استفاده از روابط اثر متقابل لنگر خمشی و نیروی محوری مربوط به ستونها تعیین نمود.** فولادهای قائم یا خمشی واقع در جان دیوار برشی، که می توانند قابل ملاحظه باشند می بایست در تعیین مقاومت خمشی دیوار لحاظ شوند.

پیش نیاز ضروری و مهم در دیوارهای برشی عبارتند از: وجود فونداسیون قوی جهت تامین گیرداری کامل در پای دیوار و اتصال کافی بین دیوار برشی و دال طبقات جهت انتقال بارهای جانبی به دیوارها.



شکل ۲۴- نمونه ای از دیوار برشی کنسولی

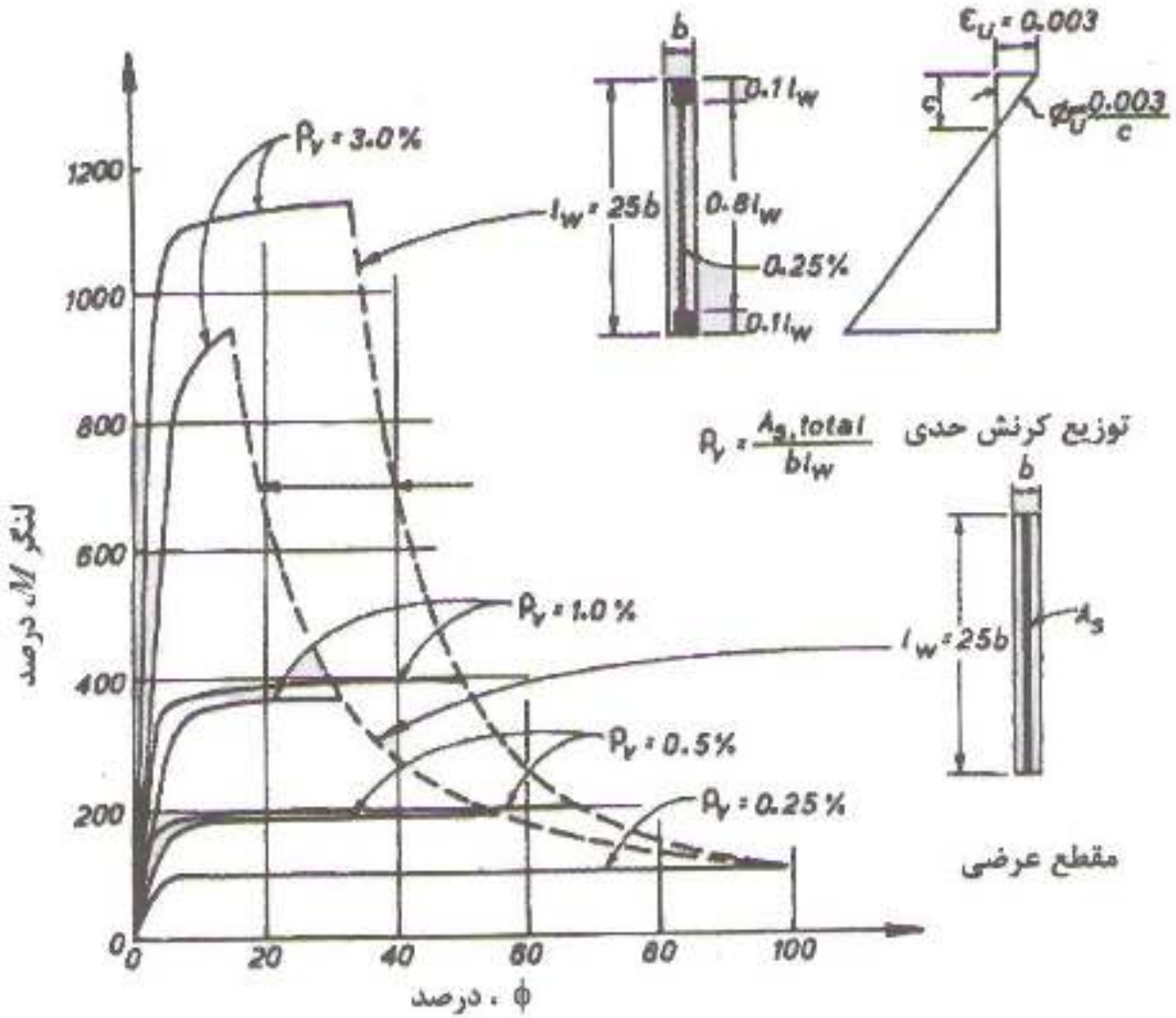
- **مقاومت خمشی دیوارهای برشی بلند**

در بسیاری از دیوارهای برشی مخصوصا آنهایی که در مناطق بدون ریسک زلزله قرار دارند، **از نقطه نظر مقاومت نیاز چندانی به فولاد خمشی نمی باشد**. در این دیوارها بر اساس **روشهای مرسوم مقدار ۰/۲۵ درصد فولاد در هر دو امتداد** قرارداده می شود. این مقدار فولاد بصورت یکنواخت در طول دیوار توزیع می گردد.

در حالت **توزیع فولاد بصورت یکنواخت** به دلیل اینکه تعداد زیادی از آرماتورها دارای تنش کمی بوده و با بازوی لنگر کمتری در مقاومت شرکت می کنند، لذا از تمام توان و قدرت آنها استفاده نمی‌شود، از طرف دیگر **توزیع میلگردها بصورت یکنواخت باعث کاهش انحنای نهایی شده و شکل پذیری دیوار را بشدت کاهش** می دهد.

این موضوع توسط کاردناس(Cardenas) و ماگورا (Magura) مطابق شکل ۲۵ نشان داده شده است. در این شکل **لنگر خمشی و انحنا بصورت درصدی از مقادیر حدی انها** نشان داده شده است، همانطوریکه در این شکل مشخص است، **توزیع یکنواخت فولاد نه تنها از نظر اقتصادی مقرون به صرفه نیست، بلکه از نظر جذب انرژی در محدوده غیرالاستیک برای در صدهای بالای فولاد نامطلوب است.**

در یک مقطع کارای دیوار برشی، که تحت تاثیر مقدار قابل توجهی لنگر خمشی قرار دارد، **عمده فولادهای قایم در وجوه کششی انتهایی (در۱۰ در صد طول دیوار در دو انتها)** قرار داده می شود و در نواحی وسط(**۸۰ در صد طول دیوار) مقدار ۰/۲۵ در صد فولاد** قایم قرار داده می شود(آرماتورهای حداقل)، در این حالت مقاومت خمشی مقطع و شکل پذیری مقطع به مقدار قابل توجهی افزایش می یابد، این مورد در شکل ۲۵ به وضوح دیده می شود.



شکل ۲۵- تاثیر مقدار و توزیع فولاد قایم بر انحنای حدی

به دلیل سطح مقطع بزرگ دیوار، **مقدار نیروی فشاری محوری بر روی دیوار برشی غالبا کمتر از مقداری است که شکست متعادل** را در مقطع ایجاد می کند، لذا با **افزایش فشار محوری در دیوار برشی ظرفیت خمشی مقطع دیوار افزایش** می یابد، اما باید توجه داشت که با **افزایش نیروی فشاری ، شکل پذیری کاهش می یابد.**

جهت **افزایش شکل پذیری دیوار برشی** کنسولی لازم است در **پای دیوار که لنگر واژگونی و فشار محوری حداکثر است، بایستی بتن فشاری محصور و دور گیر شود.** از فولادهای دورگیرکننده همانند **تنگهای بسته که در ستونها استفاده می شود در عرضی از دیوار که جهت شکل پذیری کرنش بتن فشاری بیش از۰/۰۰۳** (۰/۰۰۳۵ در مبحث ۹ مقررات ملی ساختمان ایران) می رسد استفاده شود.

دیوارهای برشی بهترین عنصر برای مقابله با نیروهای جانبی هستند. دال طبقه همانند تیر عمیق صلب می‌باشد که نیروهای جانبی را به دیوار برشی انتقال می دهد.

دیوار برشی برخلاف نامش برای نسبت ارتفاع به عمق بزرگتر از ۲ به صورت یک تیر کنسول قائم عمل می‌کند که لنگر خمشی کنترل کننده طراحی آن است.
دیوار برشی در ساختمانهای بلند و متوسط و حتی در ساختمانهای کوتاه، مقاومت ساختمان را بطور قابل ملاحظه ای افزایش می دهد.
از دیوار برشی می توان برای کاهش تغییر مکانهای بین طبقه ای که عامل موثر خرابی در سازه های چند طبقه در هنگام وقوع زلزله های شدید است استفاده نمود.

استفاده از دیوار برشی تا ارتفاع ۲۰ طبقه الزامی نیست ولی برای ساختمانهای بیش از ۲۰ طبقه استفاده از دیوار برشی به طور جدی توصیه می‌شود.

از نکات با اهمیت در دیوار برشی لاغری و یا کم بودن ضخامت آنها در مقایسه با ابعاد دیگر آن میباشد که احتمال کمانش در اثر نیروهای فشاری را ممکن میسازد. اما با فرض اینکه دالهای کف در تمامی طبقات بصورت دیافراگم صلب هستند میتوانند نقش تکیه گاه جانبی برای دیوارهای برشی را داشته باشند. بنابراین طول بحرانی در رابطه با کمانش برابر با ارتفاع طبقه در نظر گرفته شود.

مزایای دیوار برشی:

۱-افزایش چشمگیر صلبیت جانبی ساختمان که این خود موجب افزایش درجه ایمنی در مقابل شکست یا فروریختن ساختمان و باعث کاهش قابل ملاحظه در تغییر مکانهای جانبی ساختمان می‌شود.

۲-کاهش قابل ملاحظه ای در وارد آمدن خسارت به عناصر غیر سازه ای که در اکثر موارد هزینه آنها کمتر از هزینه اعضای سازه ای نیست.

۳-اثر قابل توجه در ایجاد آرامش خیال و تامین امنیت روانی ساکنین ساختمانهای بلند مرتبه در هنگام وقوع زلزله.

موقعیت مناسب برای استقرار دیوار برشی:

موقعیت دیوارهای برشی در پلان بایستی به گونه ای باشد که فاصله مرکز سختی طبقه از مرکز جرم آن به حداقل مقدار ممکن کاهش یابد. تا اثرات پیچش طبقه در اثر نیروهای جانبی مشکل آفرین نباشد.

فاصله بین نقطه اثر برآیند نیروی جانبی(مرکز جرم طبقه) و مرکز دیوارهای برشی(مرکز سختی طبقه)، لنگر پیچشی در سازه بوجود می‌آورد.

پیچش می‌تواند تغییر شکل دورانی قابل توجهی در ساختمان ایجاد کند و در نتیجه تغییر شکل زیادی در ستونهای دور از مرکز سختی بوجود آورد.

-دیوارهای برشی متصل (Linked walls) :

دیوارهای برشی متصل به دیوارهایی گفته می‌شوند که توسط دالها و یا تیرهایی با مقاومت خمشی ناچیز، که فقط در انتقال نیروهای اندرکنش افقی دخالت دارند، به یکدیگر متصل می‌شوند.

-دیوارهای برشی کوپل (Coupled shear walls):

دیوارهای برشی که توسط اعضا با مقاومت خمشی خیلی زیاد به یکدیگر متصل می شوند، به دیوارهای برشی کوپل معروفند.

رفتار دیوارهای برشی متصل :

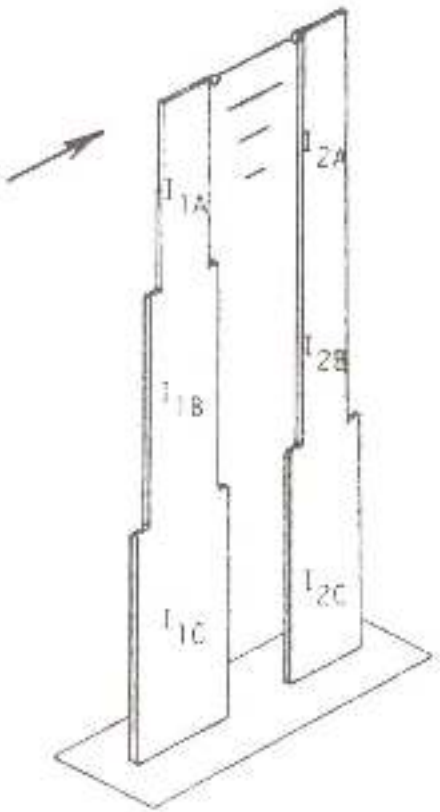
سیستم دیوارهای برشی متصل به دو سیستم متناسب و نامتناسب تقسیم میشوند.
یک **سیستم متناسب**، سیستمی است که در آن، **نسبتهای صلبیت خمشی دیوارهای یک طبقه در ارتفاع دیوار ثابت است** (شکل ۲۶الف).

در این نوع سیستم سازه‌ای، با تغییر ضخامت دیوارها در یک تراز، نیازی به توزیع مجدد تنش ها نخواهد بود. سیستمهای متناسب را می توان با توجه به ایزواستاتیک بودن آنها، با استفاده از روابط تعادل و توزیع لنگرها و برشهای خارجی به نسبت صلبیت خمشی دیوارها، آنالیز کرد.

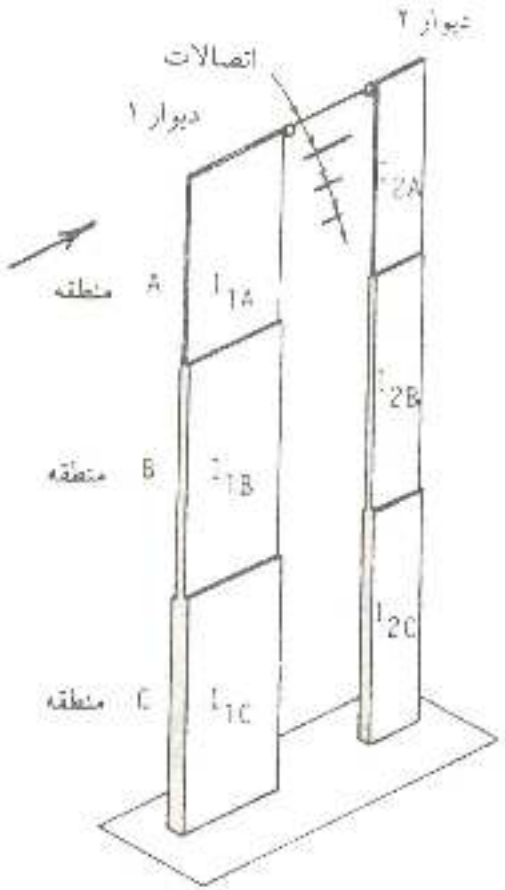
یک **سیستم نامتناسب**، سیستمی است که در آن **نسبتهای صلبیت خمشی دیوارهای یک طبقه در ارتفاع دیوار ثابت نیست**(شکل ۲۶ب).

در این نوع سیستم سازه‌ای، در ترازهایی از سیستم که صلبیت تغییر می‌کند، لنگرها و برشهای دیوار توزیع مجدد شده و اندرکنشهای افقی بین اتصالات اعضا و احتمالا برشهای موضعی بسیار زیادی بروز خواهد کرد.

دیوارهای برشی نامتناسب از نظر استاتیکی نامعین هستند، بنابراین آنالیز آنها مشکل تر است.



ب



الف

شکل ۲۶ – الف – دیوارهای برشی متناسب ، ب – دیوارهای برشی نامتناسب

-سیستم سازه ای متناسب بدون وجود پیچش

سازه ای که در پلان نسبت به محور بارگذاری متقارن باشد (شکل ۲۷)، دارای پیچش نخواهد بود. در این نوع سازه در هر تراز i، برش خارجی کل Q_i، و لنگر خارجی کل M_i **بین دیوارها به نسبت صلبیت خمشی آنها توزیع می گردد.**

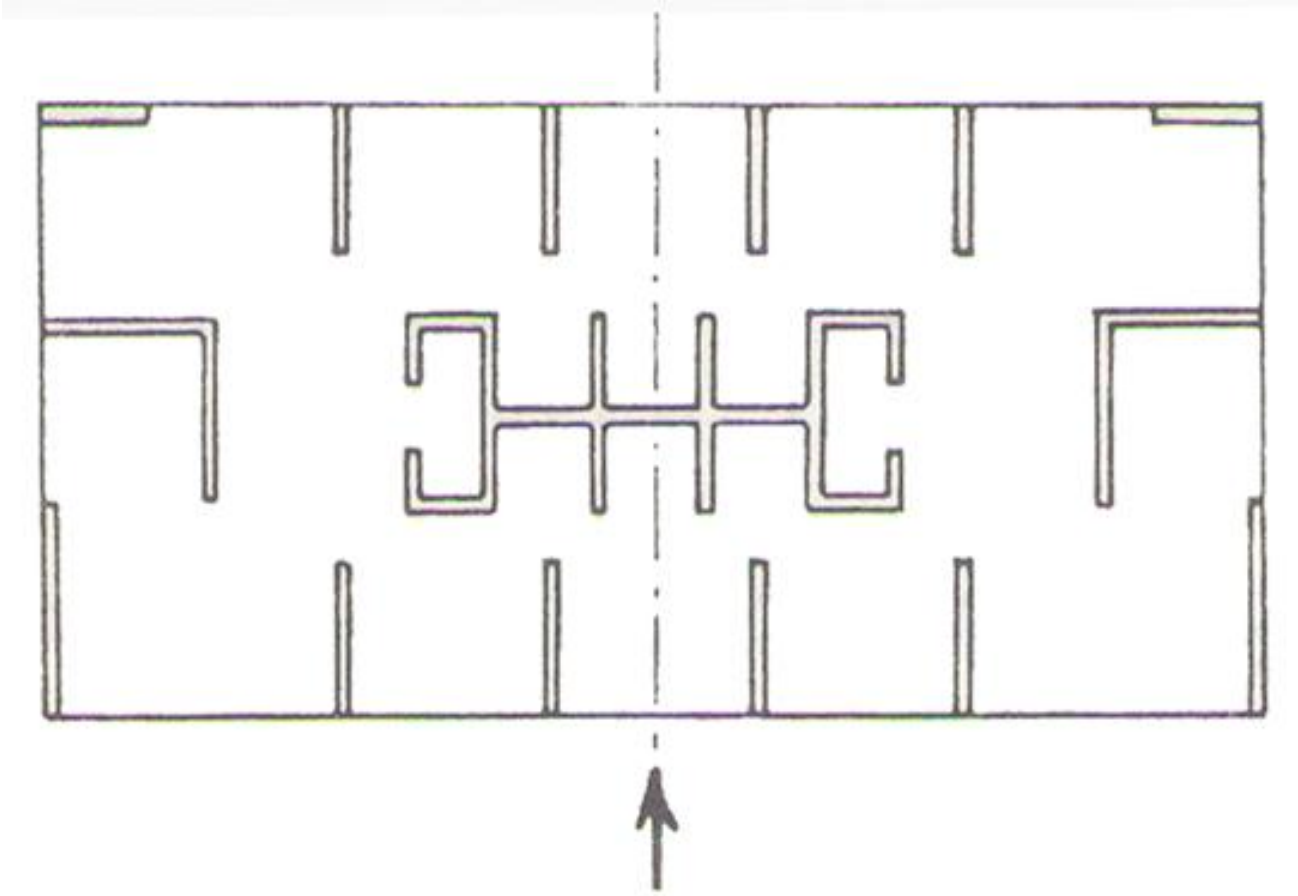
برش و لنگر حاصل در دیوار j از تراز i را می توان به صورت زیر تعریف نمود :

$$Q_{ji} = Q_i \frac{(EI)_{ji}}{\sum_{j=1}^{n} (EI)_{ij}} \qquad (۱)$$

$$M_{ji} = M_i \frac{(EI)_{ji}}{\sum_{j=1}^{n} (EI)_{ij}} \qquad (۲)$$

Q_{ji} ، برش دیوار j در طبقه i و M_{ji} لنگر دیوار j در طبقه i می باشد.

$(EI)_{ij}$ صلبیت خمشی دیوار j در تراز i و $\sum(EI)_{ij}$ معرف مجموع صلبیت خمشی همه دیوارهای تراز i است.



شکل ۲۷- سازه دیوار برشی متناسب

-سازه دیوار برشی متناسب با وجود پیچش

سازه‌ای که در پلان نسبت به محور بارگذاری متقارن نباشد، معمولا تحت پیچش و انتقال خواهد بود. در چنین سازه‌ای تغییر مکان افقی هر کف، ترکیبی از انتقال و چرخش کف حول محور مرکز چرخش خواهد بود (شکل ۲۸).
در سازه های متناسب، مرکز چرخش، همان مرکز صلبیت طبقه می‌باشد.
مرکز صلبیت هر طبقه از روابط زیر محاسبه می شود.

$$X_i = \frac{\sum_{j=1}^{n} (EIX)_{ij}}{\sum_{j=1}^{n} (EI)_{iJ}} \qquad (۳)$$

$$Y_i = \frac{\sum_{j=1}^{n} (EIY)_{ij}}{\sum_{j=1}^{n} (EI)_{iJ}} \qquad (۴)$$

صورت کسر رابطه ۳ مجموع لنگر اول صلبیت دیوارهای طبقه i(j شماره دیوار) نسبت به محور مبدا برای دیوارهای موازی محور y ها و مخرج کسر مجموع صلبیتهای خمشی دیوارهای طبقه i و nتعداد دیوارهای طبقه i می باشد.

صورت کسر رابطه ۴ مجموع لنگر اول صلبیت دیوارهای طبقه i (j شماره دیوار) نسبت به محور مبدا برای دیوارهای موازی محور x ها و مخرج کسر مجموع صلبیتهای خمشی دیوارهای طبقه i می باشد .

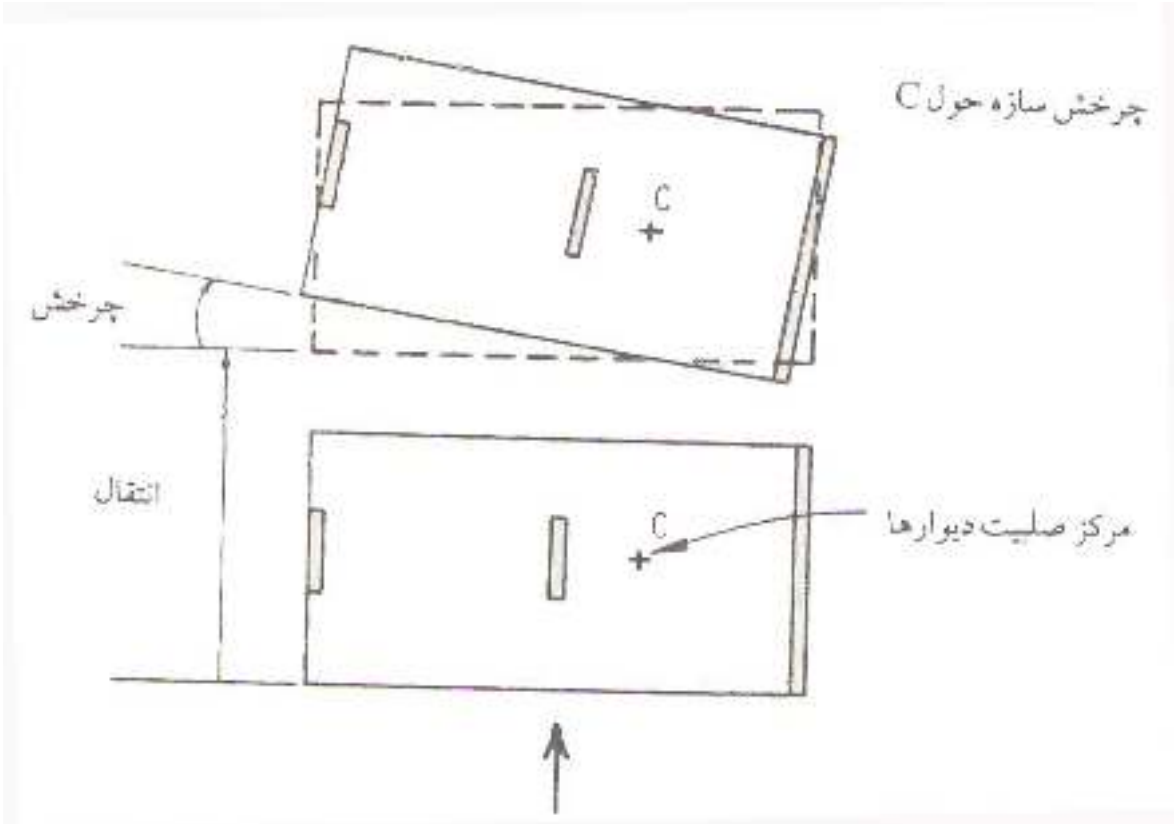
در سازه های متناسب با وجود پیچش، نیروی برشی و لنگر خمشی دیوارها در تراز i از روابط زیر محاسبه می شوند (شکل۲۸و ۲۹).

$$Q_{ji} = Q_i \frac{(EI)_{ji}}{\sum_{j=1}^{n} (EI)_{ij}} + Q_i e \frac{(EIc)_{ji}}{\sum_{j=1}^{n} (EIc^2)_{ij}} \qquad (۵)$$

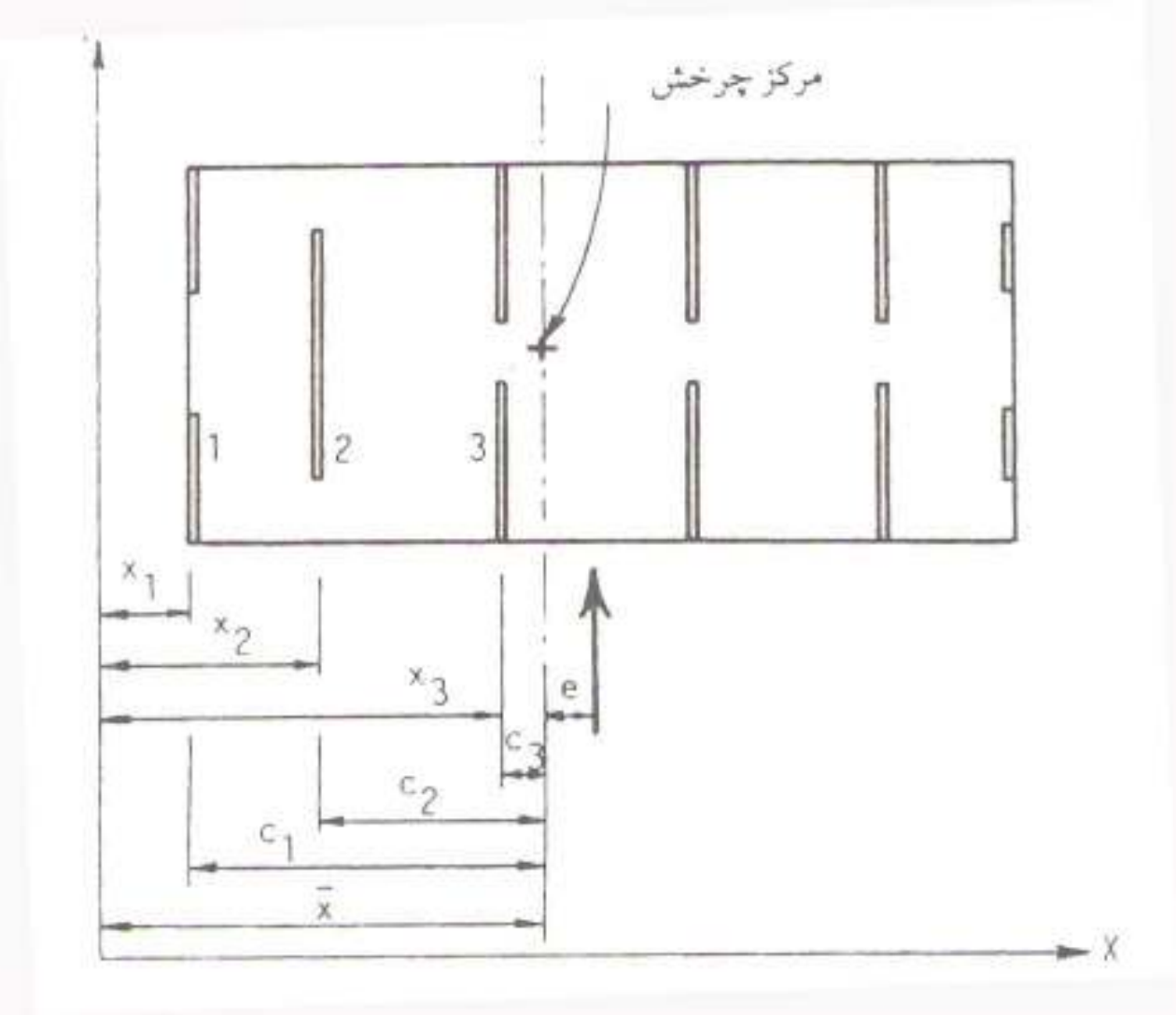
$$M_{ji} = M_i \frac{(EI)_{ji}}{\sum_{j=1}^{n} (EI)_{ij}} + M_i e \frac{(EIc)_{ji}}{\sum_{j=1}^{n} (EIc^2)_{ij}} \qquad (۶)$$

c_{ji} فاصله دیوار برشی j از مرکز برش طبقه i می‌باشد. مرکز برش طبقه در دیوارهای برشی متناسب، به مرکز صلبیت طبقه منطبق است.

e، خروج از محوریت که فاصله محل اثر نیروی برشی طبقه از مرکز صلبیت طبقه و یا همان فاصله مرکز جرم طبقه از مرکز صلبیت طبقه می باشد.



شکل۲۸ – تغییر مکانهای سازه نامتقارن



شکل ۲۹ – سازه نامتقارن با دیوارهای به موازات جهت بارگذاری

در رابطه (۵)، جمله اول برش دیوار j ناشی از انتقال طبقه i و جمله دوم برش همین دیوار در اثر چرخش طبقه می‌باشد. در رابطه (۶)، جمله اول لنگر ناشی از انتقال طبقه و جمله دوم لنگر ناشی از چرخش طبقه می باشد.

در روابط (۵) و (۶)، c_{ji} ، **چنانچه در سمتی از مرکز چرخش باشد که e قرار دارد، مثبت و در سمت دیگر منفی خواهد بود.**

اگر در یک سازه متناسب دیوارهایی در جهت عمود بر مسیر بار خارجی باشد (شکل ۳۰)، وجود این دیوارها سازه را از نظر پیچش سخت نموده، چرخش را کاهش می‌دهند، و بر میزان برشها و لنگرهای اعمالی ناشی از بارهای جانبی به دیوار های موازی بار، تاثیر خواهد گذاشت.

در چنین حالتی، بایستی مخرج کسر جملات دوم روابط (۵) و (۶) مربوط به برشها و لنگرهای دیوارهای هم جهت بارهای جانبی را اصلاح نمود و جمله $\sum(EIc^2)+\sum(EId^2)$ بجای (EIc^2) قرار داد. (EIc^2) ، لنگر دوم سختی های خمشی دیوارهای موازی جهت بار جانبی و (EId^2) لنگر دوم سختی های دیوارهای عمود بر جهت بارهای جانبی می باشد.

در این حالت برش و لنگر دیوار j در طبقه i (دیوارها هم جهت با بار جانبی) ، بصورت روابط زیر خواهد بود .

$$Q_{ji}=Q_i\frac{(EI)_{ji}}{\sum_{j=1}^{n}(EI)_{ij}}+Q_i e\frac{(EIc)_{ji}}{\sum(EIc^2)_{ij}+\sum(EId^2)_{ij}} \qquad (۷)$$

$$M_{ji}=M_i\frac{(EI)_{ji}}{\sum_{j=1}^{n}(EI)_{ij}}+M_i e\frac{(EIc)_{ji}}{\sum(EIc^2)_{ij}+\sum(EId^2)_{ij}} \qquad (۸)$$

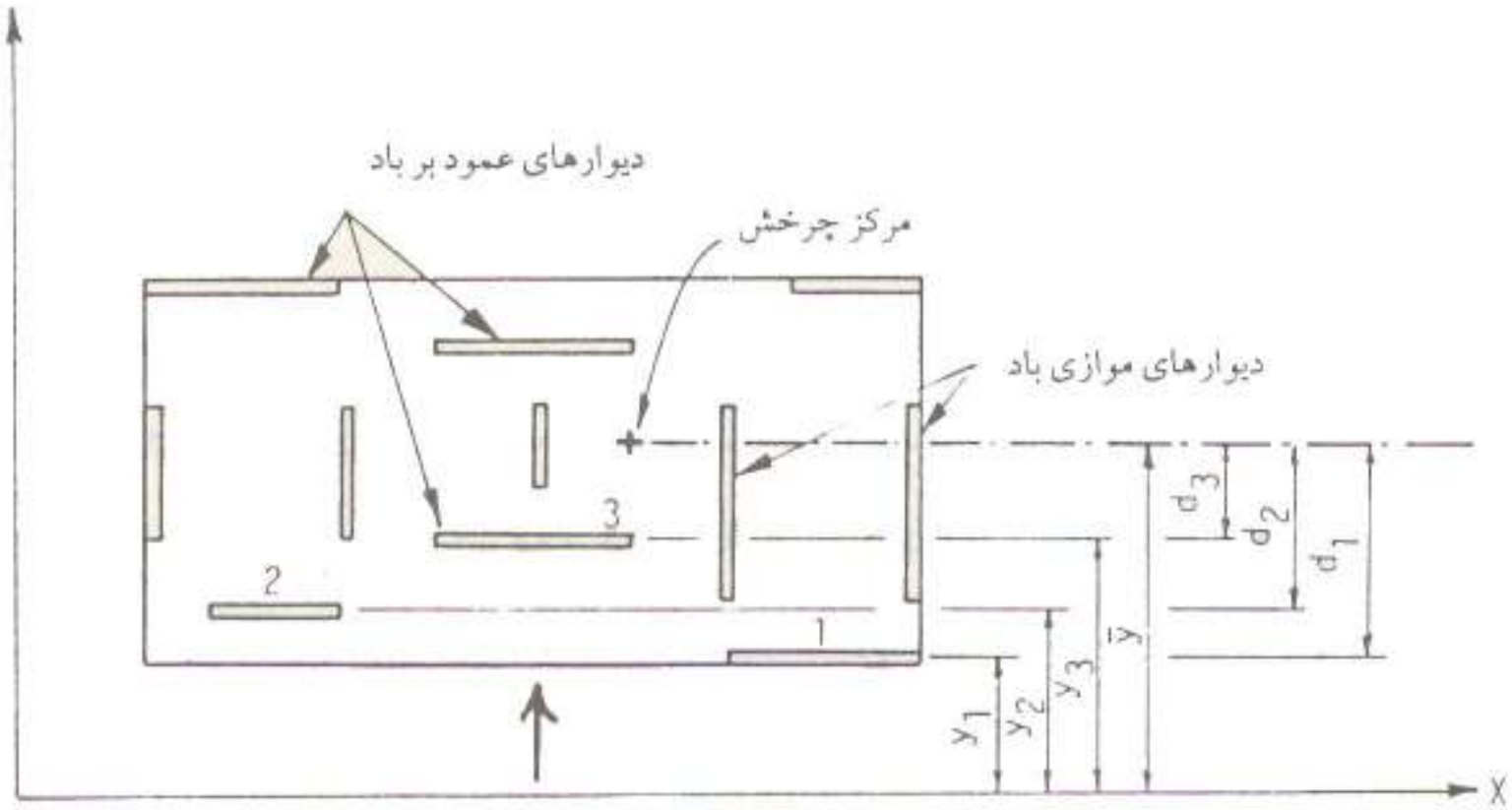
برش و لنگر در دیوارهای عمود بر جهت بار جانبی، فقط در اثر چرخش سازه ایجاد می‌شوند. برش و لنگر در تراز i دیوار عمود بر جهت بار برابر خواهد شد با:

$$Q_{ri} = Q_i e \frac{(EId)_{ri}}{\sum_{r=1}^{m}(EIc^2)_{ir} + \sum_{r=1}^{m}(EId^2)_{ir}} \qquad (۹)$$

$$M_{ri} = M_i e \frac{(EId)_{ri}}{\sum_{r=1}^{m}(EIc^2)_{ir} + \sum_{r=1}^{m}(EId^2)_{ir}} \qquad (۱۰)$$

در این روابط r شماره دیوارهای عمود بر امتدار بار جانبی و m تعداد این دیوارها و d فاصله این دیوارها از مرکزسختی طبقه می‌باشد.

دیوارهایی که در جهت محورهای سازه نیستند را می‌توان با تجزیه صلبیت آنها به دو مولفه در جهت محورهای سازه و در مرکز برش هر یک، به عنوان دیوارهای موازی و عمود بر جهت بار جانبی آنالیز نمود.



شکل ۳۰– سازه نا متقارن ، شامل دیوارهای موازی و عمود بر جهت بار

صلبیت جانبی یک دیوار برشی:

مطابق شکل ۳۱صلبیت جانبی یک دیوار برشی در ارتفاع H از تراز پایه از رابطه زیر بدست می آید :

$$K = \frac{3EI}{\beta h_w^3} \qquad (۱۱)$$

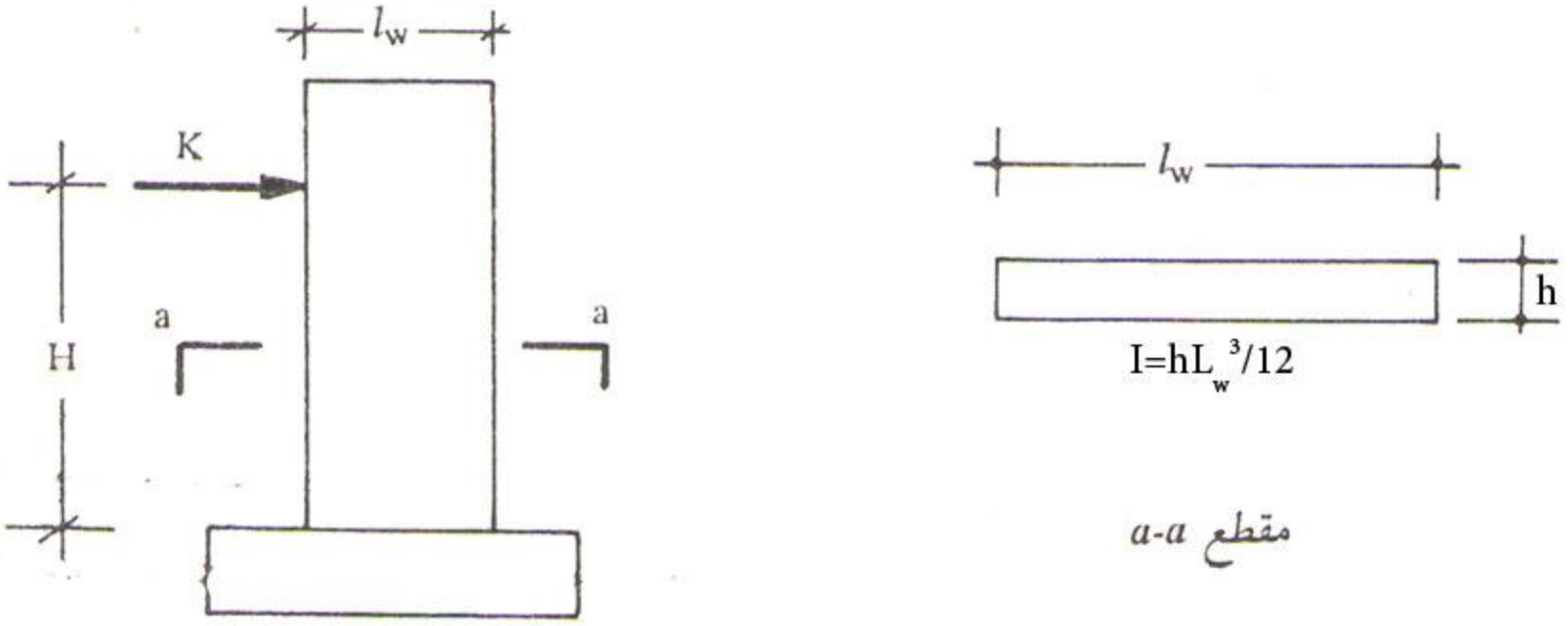
$$E = 5000\sqrt{f_c}$$

(f_c و E بر حسب نیوتن بر میلیمتر مربع)

در رابطه فوق ضریب β در مخرج نشان دهنده اثر تغییر شکل برشی است که برابر است با :

$$\beta = 1 + 0.75\left(\frac{l_w}{H}\right)^2 \qquad (۱۲)$$

در طبقات فوقانی با افزایش H، ضریب β به سمت واحد میل می‌نماید.



شکل ۳۰- صلبیت جانبی دیوار برشی در ترازH

طراحی دیوار برشی

دیوار برشی تحت تاثیر نیروی برشی و لنگر خمشی متغیر قرار میگیرد که در پای دیوار مقدار آنها حداکثر است.

اگر ارتفاع دیوار برشی کم باشد، نیروی برشی حاکم بر طراحی خواهد بود.

اگر ارتفاع دیوار برشی زیاد باشد، لنگر خمشی حاکم بر طراحی خواهد بود.

به هر حال باید هر دو کنترل شود.

ضخامت دیوار بر طبق ضوابط مبحث ۹ مقررات ملی ساختمان نباید از مقادیر زیر کمتر باشد:

$$h=\max\left\{\frac{h_w}{25}\ ,\frac{L_w}{25}\ ,100\ mm\right\} \qquad (۱۳)$$

h_wارتفاع آزاد دیوار برشی و L_wطول دیوار برشی میباشند.

در دیوارهای بیرونی و دیوارهائی که در تماس مستقیم با خاک هستند حداقل ضخامت ۲۰۰ میلیمتر می باشد.

طراحی دیوار برشی برای نیروی برش:

طراحی دیوار برشی برای برش با استفاده از روابط زیر انجام می شود.

$$V_u \leq V_r$$

$$V_r = V_c + V_s$$

$$V_{r,max} = 5V_c$$

$$V_c = 0.2\phi_c \sqrt{f_c}\, h\, d$$

$$d \cong 0.8\, L_w$$

$$V_{r,max} = 5\, V_c = \phi_c \sqrt{f_c}\, h\, d$$

نیروی برشی مقاوم بتن V_c برای یک دیوار برشی که تحت اثر نیروی فشار محوری N_u قرار گرفته باشد به صورت زیر محاسبه می شود.

$$V_c = 0.33\phi c\sqrt{f_c}\, h\, d + \frac{N_u\, d}{5L_w} \qquad (۱۷)$$

$$V_c = \left[0.06\phi c\sqrt{f_c} + \frac{L_w\left(0.12\phi c\sqrt{f_c} - 0.15\frac{N_u}{L_w\, h}\right)}{\left(\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_w}{2}\right)}\right] hd \qquad (۱۸)$$

مقدار N_uبرای فشار مثبت و برای کشش منفی در نظر گرفته می شود.

اگر($\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_w}{2}$) منفی باشد از رابطه ۱۷استفاده می شود.

بجای روابط ۱۷و ۱۸برای تعیین V_c می توانیم از دو رابطه ساده زیر و در جهت اطمینان V_c را محاسبه کنیم.

وقتی N_u فشاری باشد(یاصفر باشد)

$$V_c = 0.2\phi_c \sqrt{f_c}\, hd \qquad (۱۹)$$

وقتی N_u کششی باشد.

$$V_c = 0.2\phi_c \sqrt{f_c}\left(1 - \frac{N_u}{3A_g}\right) hd \qquad (۲۰)$$

در رابطه فوق N_u مثبت و A_g سطح مقطع کل دیوار برشی بر حسب میلیمتر مربع می باشد.

$$V_s = V_u - V_c \qquad (۲۱)$$

محاسبه میلگردهای برشی افقی (A_h) :

$$A_h = \frac{V_s S_2}{\phi_s F_y d} \qquad (۲۲)$$

A_h سطح مقطع یک یا دو میلگرد افقی بر حسب اینکه یک شبکه یا دو شبکه آرماتورهای برشی افقی باشد و S_2 فاصله آرماتورهای برشی افقی است.

$$S_2 \le \min\left\{\frac{L_w}{5} \quad , \quad 3h \quad , \quad 350mm\right\} \qquad (۲۳)$$

$$\rho_h \ge 0.0025$$

$$\rho_h = \frac{A_h}{h\, S_2}$$

اگر $V_u > 0.2\phi_c \sqrt{f_c}\, A_{cv}$ باشد، قرار دادن دو شبکه آرماتورگذاری افقی الزامی است.

$$A_{cv} = L_w\, h$$

محاسبه میلگردهای برشی قائم (A_n) :

$$\rho_n = \frac{A_n}{S_1\, h} \qquad (۲۴)$$

A_n سطح مقطع یک یا دو میلگرد برشی قائم بر حسب اینکه یک شبکه یا دو شبکه آرماتورهای برشی باشد و S_1 فاصله آرماتورهای برشی قائم است.

$$\rho_n \geq 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{L_w}\right)\left(\rho_h - 0.0025\right) \qquad (۲۵)$$

$$\rho_n \geq 0.0025$$

مقدار ρ_n لازم نیست از آرماتورهای برشی افقی بیشتر در نظر گرفته شود.

$$S_1 \le \min\left\{\frac{L_w}{3} \quad , \quad 3h \quad , \quad 350\,mm\right\} \qquad (۲۶)$$

اگر $V_u < V_c$ باشد مقادیر حداقل برای ρ_n و ρ_h در نظر گرفته می شود.

حداقل نسبت مساحت مقطع آرماتورهای قائم به مساحت کل مقطع بشرح زیر می باشد:

الف- برای میلگردهای S400 و با قطر ۱۶ میلیمتر و یا کمتر

$$\rho_{n,\min} = 0.0012$$

ب- برای سایر میلگردهای آجدار

$$\rho_{n,\min} = 0.0015$$

-حداقل نسبت مساحت مقطع آرماتورهای افقی به مساحت کل مقطع بشرح زیر می باشد:

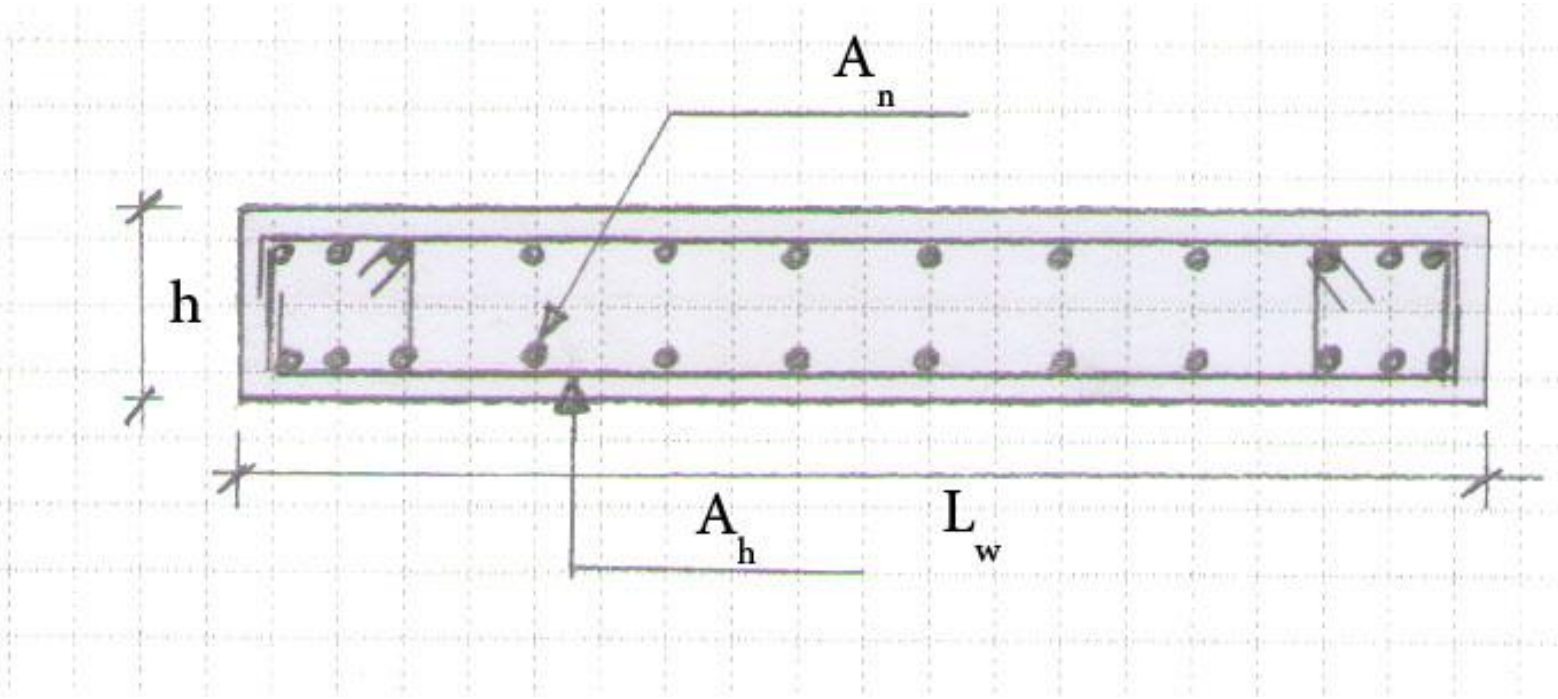
الف- برای میلگردهای S400 و بالاتر و با قطر ۱۶ میلیمتر و یا کمتر

$$\rho_{h,\min} = 0.002$$

ب- برای سایر میلگردهای آجدار

$$\rho_{h,\min} = 0.0025$$

نسبت مساحت مقطع آرماتورهای افقی و قائم به مساحت کل مقطع نباید از ۰/۰۴ بیشتر باشد. این محدودیت در محل وصله ها نیز باید رعایت شود.



شکل ۳۰- مقطع یک دیوار برشی بدون المان مرزی

طراحی دیوار برشی برای لنگر خمشی :

دیوارهای برشی علاوه بر نیروهای برشی تحت لنگر خمشی و نیروهای محوری نیز قرار می‌گیرند. در سازه‌های کوتاه و متوسط بار محوری فشاری عموما کوچک بوده و در جهت اطمینان می‌توان از آنها صرفنظر نمود و مقطع را فقط برای لنگر خمشی طراحی کرد.

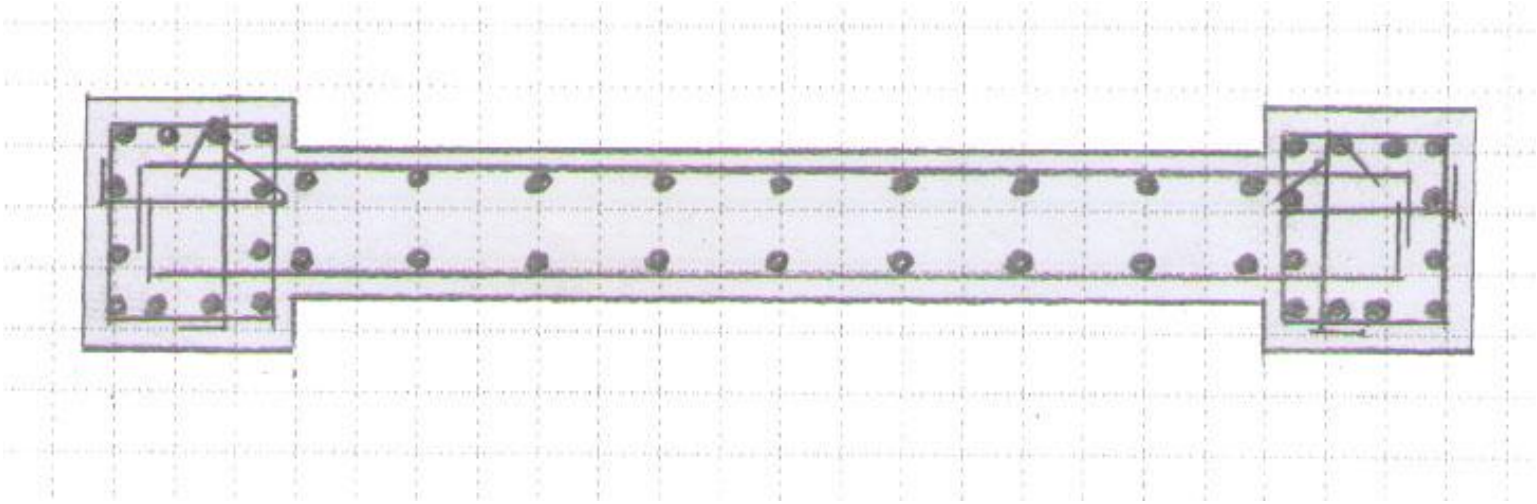
در طراحی دیوار برشی برای خمش، می‌توان آرماتورهای لازم برای لنگر را در دو انتهای دیوار متمرکز نمود و در ناحیه وسط از آرماتورهای برشی و یا حداقل استفاده کرد. و با توجه به عوض شدن جهت بارهای جانبی آرماتورهای کششی محاسبه شده برای خمش را در هر دو انتهای دیوار قرار داد.
در محاسبات دقیقتر دیوار برشی را با استفاده از نمودار اندرکنش خمش و فشار محوری همانند ستونها می توان طراحی نمود.

در صورتیکه تنش فشاری در لبه دیوار برشی (σ) در اثر بارهای ضریبدار از $0.2\ f_c$ بیشتر باشد، در لبه‌های دیوار باید اجزای مرزی قرارداده شوند. مگر اینکه در تمام طول دیوار از تنگهای ویژه استفاده شود.

$$\sigma = \frac{N_u}{A_g} + \frac{M_u}{S_g} \qquad (۲۷)$$

M_u و N_u به ترتیب لنگر خمشی نهائی و نیروی فشاری نهائی مقطع دیوار می باشد.

$$S_g = \frac{h L_w^2}{6} \qquad (۲۸)$$



شکل ۳۱- مقطع یک دیوار برشی با المان مرزی

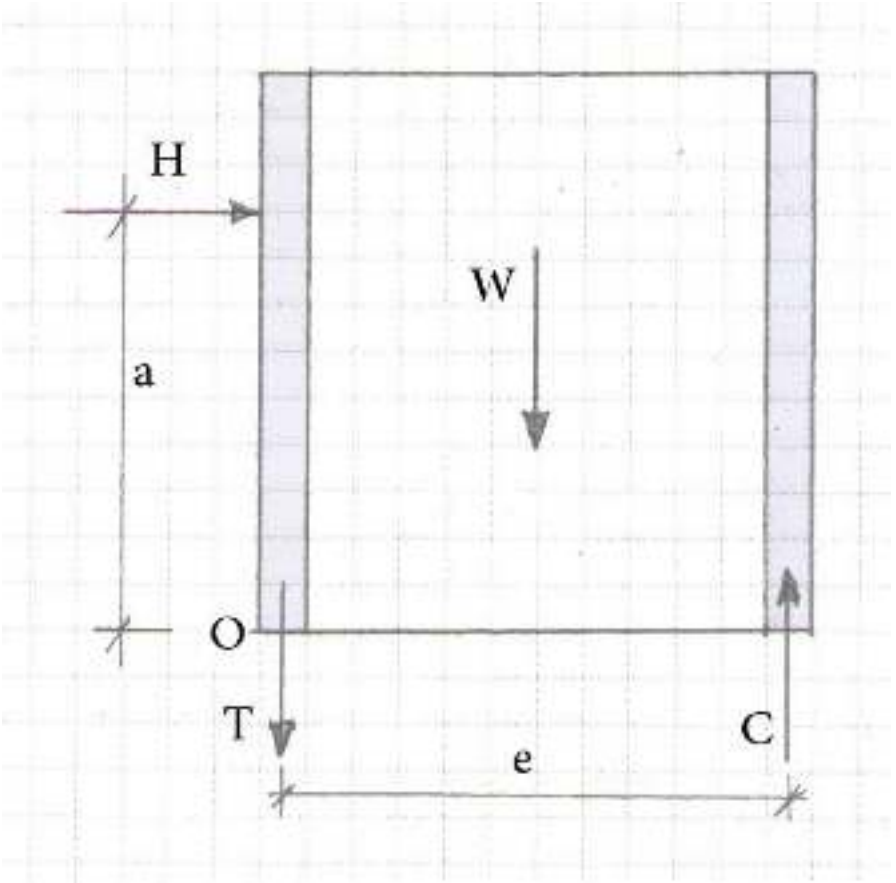
ابعاد المانهای مرزی نباید کمتر از ۳۰ سانتیمتر باشد و طبق ضوابط ستونها آرماتورگذاری برشی می‌شوند، فواصل آرماتورهای برشی از مقادیر زیر نباید بیشتر باشد:

$$S \le \min\left\{ 8d_b \;,\; 24d_s \;,\; b/2 \;,\; 250\,mm \right\} \qquad (۲۹)$$

در صورتیکه دیوار برشی ما بین ستونهای قاب قرار گیرد، از این ستونها می‌توان بعنوان اجزای مرزی استفاده نمود، نیروهای محوری ایجاد شده در این ستونها در اثر بارهای ثقلی و جانبی بصورت زیر خواهد بود.

$$C = W + T$$

$$\sum Mo = 0 \quad \Rightarrow \quad -W\left(\frac{e}{2}\right) + C \times e - H \times a = 0$$



شکل ۳۲- مقطع یک دیوار برشی با المان مرزی

$$Ce = W\,{e}/{2} + Ha$$

$$C = \frac{W}{2} + \frac{Ha}{e}$$

$$T = -\frac{W}{2} + \frac{Ha}{e} \qquad (۳۱)$$

اعضای مرزی در حالت حدی نهائی برای مجموع بارهای قائم وارد بر دیوار شامل وزن دیوار و بارهای ثقلی وارد به دیوار و نیروی محوری ناشی از لنگر واژگونی بصورت یک ستون کوتاه طراحی می شود.
آرماتورهای افقی دیوار بایستی در عضو مرزی مهار شوند.

لازم است کفایت مقطع دیوار برشی در تراز پای دیوار برای ترکیب بار محوری و لنگر خمشی با استفاده از نمودار اندرکنش بار محوری و لنگر خمشی کنترل گردد.

- طراحی دیوار برشی برای لنگر خمشی

اگر در دیوار برشی آرماتورهای خمشی بصورت یکسان در طول دیوار توزیع شوند، مقاومت خمشی نهائی در اینحالت بصورت زیر خواهد شد:

$$M_r = 0.5 A_{st}\, \phi_s\, F_y\, L_w \left(1+\frac{N_u}{A_{st}\phi_s\, F_y}\right)\left(1-\frac{C}{L_w}\right) \qquad (۳۲)$$

A_{st} = سطح مقطع کل آرماتورهای قائم

N_u = نیروی محوری نهائی موجود در مقطع دیوار

M_r = مقاومت خمشی نهائی مقطع دیوار

$$\frac{C}{L_w} = \frac{\omega + \alpha}{2\omega + 0.84\beta_1}$$

$$f_c \le 30 \quad Mpa \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0.85$$

$$\omega = \frac{A_{st}\phi_s F_y}{L_w h \phi_c f_c}$$

$$\alpha = \frac{N_u}{L_w h \phi_c f_c}$$

اگر آرماتورهای خمشی در دو انتهای دیوار متمرکز گردد و در ناحیه میانی از آرماتورهای برشی قائم استفاده شود، مساحت مقطع آرماتورهای خمشی دو انتها با روابط ساده خمش در مقاطع تک آرمه محاسبه می شود.

$$M_r = A_s \phi_s F_y \left(d - a/2\right)$$

$$a = \frac{A_s \phi_s F_y}{\alpha_1 \phi_c f_c h}$$

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f_c \geq 0.67$$

$$d \cong 0.8 L_w$$

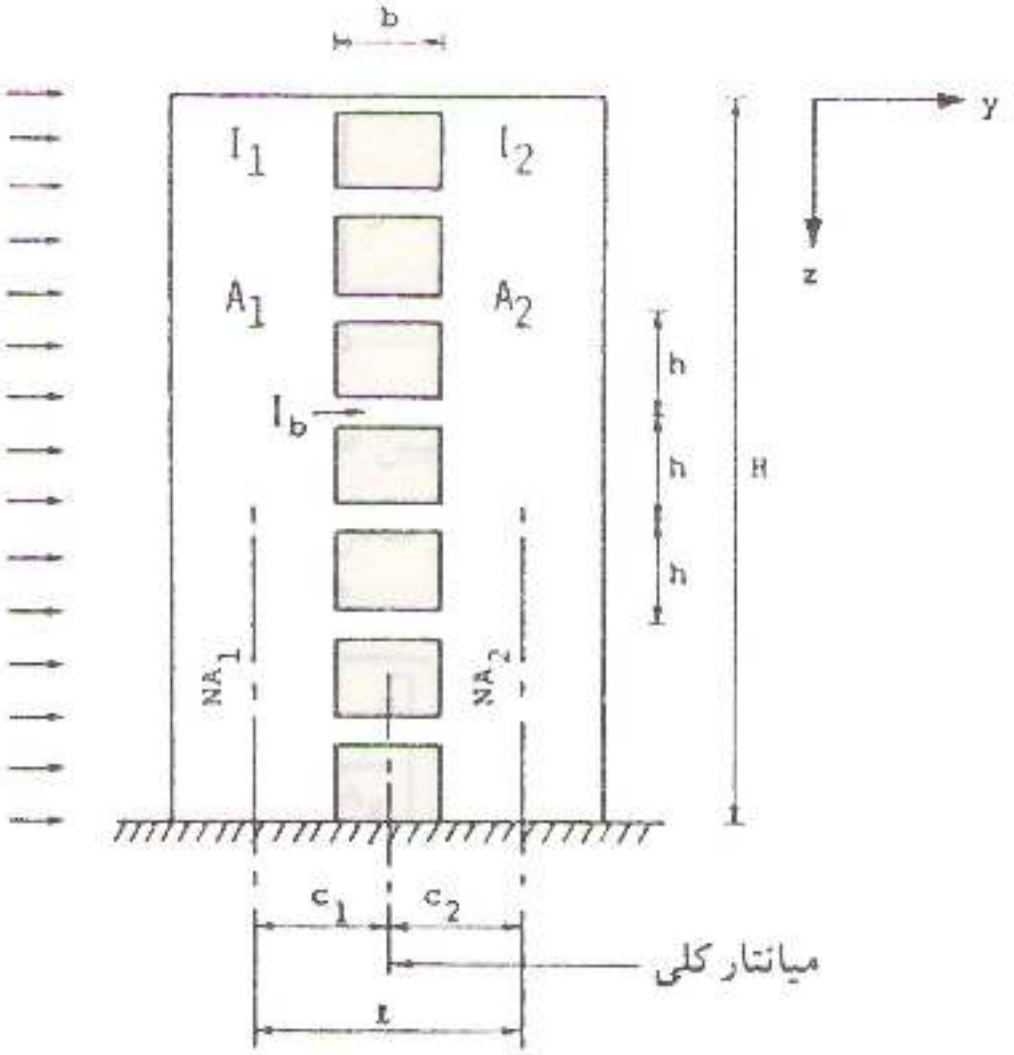
یا:

$$M_r = \rho h d^2 \phi_s F_y \left(1 - \rho \times \frac{\phi_s F_y}{2\alpha_1 \phi_c f_c}\right)$$

$$\rho = \frac{A_s}{hd}$$

-دیوار های برشی کوپل :

اگر دو یا چند دیوار برشی واقع در یک صفحه و یا تقریبا یک صفحه بوسیله تیرهایی با مقاومت خمشی زیاد بصورت صلب بهم دیگر متصل شده باشند، این نوع دیوار، به دیوار برشی کوپل معروف است. در دیوارهای برشی کوپل چند دیوار واقع در یک صفحه بصورت دیوار واحد و مرکب در مقابل بارهای جانبی مقاومت می کنند، وجود اعضای اتصالی مقاوم خمشی، باعث افزایش سختی و بازدهی سیستم می شود(شکل ۳۳).



شکل ۳۳- دیوارهای برشی کوپله

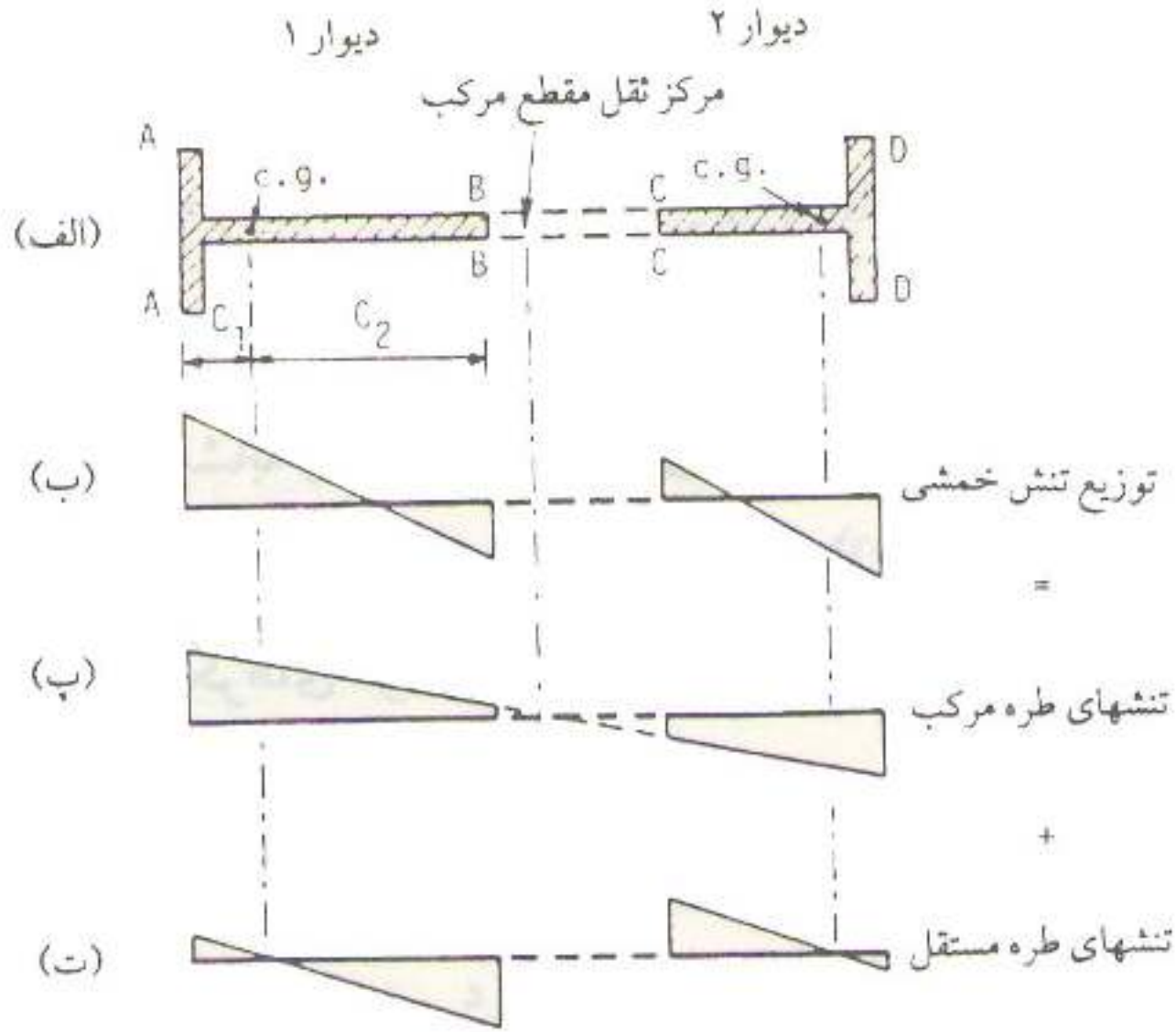
رفتار دیوارهای برشی کوپل:

اگر دو دیوار برشی واقع در یک صفحه، توسط اعضائی با اتصالات مفصلی که فقط قادر به انتقال نیروهای محوری هستند، به یکدیگر وصل شوند، لنگرهای اعمالی بر آنها بوسیله لنگرهای داخلی هر دو دیوار تحمل می‌گردد. مقدار این لنگرها رابطه مستقیم با صلبیت خمشی دیوارها دارد. در اثر لنگرهای داخلی، تنشهای خمشی بصورت خطی در طول هر دیوار توزیع می گردد و حداکثر تنشهای کششی و فشاری در دو لبه دیوار واقع خواهند شد (شکل ۳۴-ت).
اگر همین دیوارها توسط تیرهای صلب به یکدیگر متصل شوند، تشکیل طره قائم دوتائی می دهند. در این حالت لنگر اعمالی توسط هر دو دیوار بصورت مجموعه مرکب با خمش حول محور مرکزی مجموعه تحمل خواهد شد. در این حالت تنشهای خمشی بصورت خطی در طول مجموعه مرکب با حداکثر تنشهای کششی و فشاری در دو لبه انتهائی توزیع می شوند(شکل ۳۴-پ).
این تیرهای صلب به تیرهای همبند معروفند.

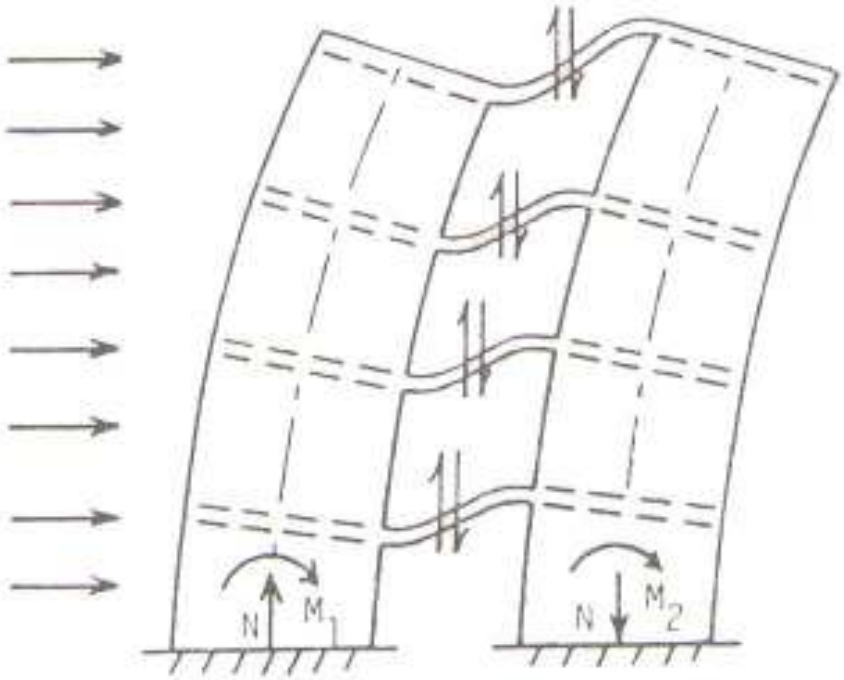
در شرایط کاربردی دو دیوار توسط تیرهای انعطاف پذیر به همدیگر متصل می شوند، که عملا حالتی بین دو حالت فوق می‌باشد. هر چه تیرها سختتر باشند، رفتار سازه بیشتر شبیه یک طره مرکب خواهد بود.

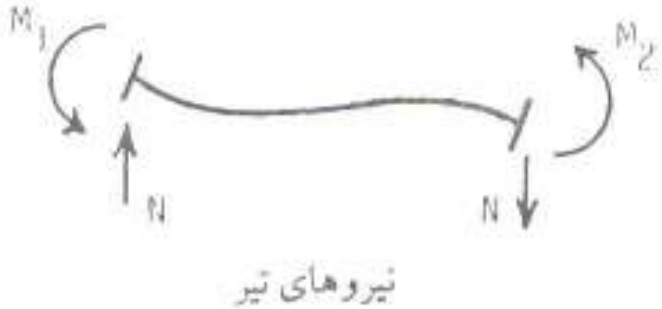
هنگامی که دیوارها تحت اثر بار جانبی قرار می‌گیرند، **انتهای تیرهای اتصالی مجبور به چرخش و تغییر مکان قایم شده و خمش دو انحنائی** خواهند یافت به این طریق لنگرهای آزاد دیوار را تحمل خواهند کرد(شکل۳۵).

رفتار خمشی دیوارها، در تیرهای اتصالی ایجاد برش نموده و در نتیجه، تیرها لنگرهائی مخالف جهت لنگرهای خارجی اعمالی، بر هر دیوار وارد می کنند. برشها نیز در دیوارها ایجاد نیروی محوری می نمایند.



شکل ۳۴- تنشهای طره های مستقل و مرکب





شکل ۳۵ – رفتار دیوار برشی کوپله تحت بار جانبی

این نیروها در سمت **بارهای جانبی کششی و در سمت دیگر فشاری** خواهد بود.

بنابراین لنگر ناشی از بارهای جانبی در هر ترازی از سازه توسط مجموع لنگرهای **خمشی دیوارها در همان تراز(M_1 و M_2) و لنگر ناشی از نیروی محوری (N.L)**، تحمل می شود. N نیروی محوری در هر دیوار و در تراز مورد نظر و L فاصله بین محور مرکزی دیوارهاست. در این صورت می توان نوشت:

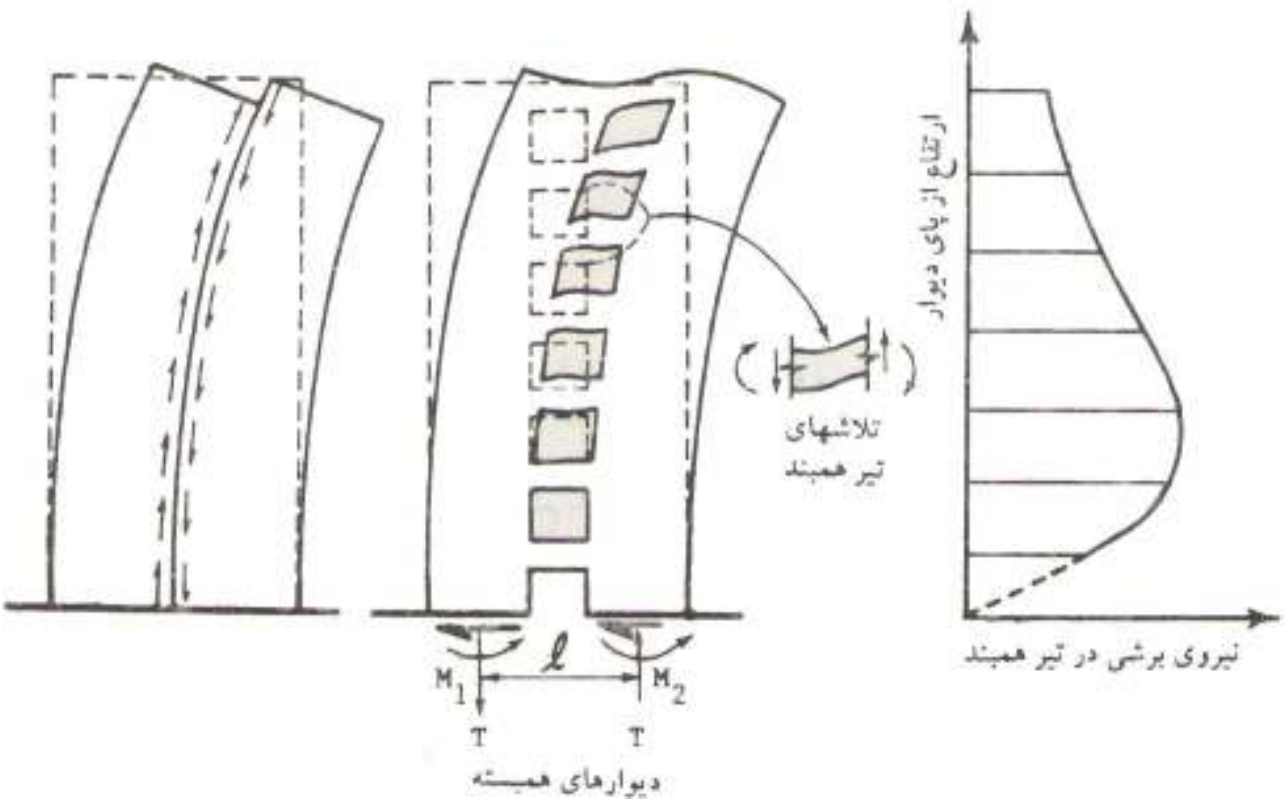
$$M = M_1 + M_2 + N.L$$

در رابطه بالا، N.L لنگر معکوس ناشی از خمش تیرهای اتصالی است که با خمش آزادانه دیوارها مقابله می‌کند. مقدار N.L برای دیوارها با اتصال مفصلی برابر صفر است، و حداکثر آن وقتی است که تیرهای اتصالی بسیار صلب باشند.

بنابراین کار تیرهای اتصالی، کاهش مقدار لنگر دیوارها بوسیله دخالت دادن نیروهای محوری برای تحمل قسمتی از لنگرهای خارجی است.

از آنجائی که بازوی لنگر L نسبتا بزرگ است، نیروهای محوری نسبتا کوچک سهم بزرگی در تحمل لنگرها خواهند داشت. در نتیجه ضمن اینکه تنشهای کششی در بتن کاهش می‌یابند، خنثی سازی تنشهای کششی ناشی از بارهای جانبی توسط تنشهای فشاری ناشی از بارهای ثقلی به آسانی امکان پذیر می شود.

در دیوارهای برشی کوپله توزیع تنشهای برشی در تیرهای همبند در طبقات مختلف بصورت شکل ۳۶ خواهد بود.



شکل ۳۶ – رفتار دیوار برشی کوپله و توزیع تنشهای برشی همبند

صلبیت جانبی دیوارهای برشی همبسته (کوپله)

صلبیت جانبی نسبی یک طبقه از یک دیوار برشی همبسته با کوپل ، از رابطه زیر بدست می آید(شکل ۳۳) :

$$(GA) = \frac{12EI_b l^2}{b^3 h^2}$$

ضوابط طراحی دیوارهای برشی کوپله:

۱- تیرهای همبند در دیوارهای برشی کوپله که در آنها نیروی برشی نهائی از $2A_{cv}v_c$ بیشتر باشد و نسبت طول دهانه آزاد به ارتفاع مقطع آنها کمتر از ۳ باشد، باید مطابق بندهای ۲ و ۳ آرماتورگذاری شوند. در غیر اینصورت آرماتورگذاری در این تیرها مطابق ضوابط قطعات خمشی انجام می‌شود. عرض این تیرها در هیچ حالت نباید از ۲۰۰ میلیمتر کمتر اختیار شود. A_{cv} مجموع سطح مقطع های دیوارهای برشی در دیوار برشی کوپله می باشد.

$$v_c = 0.2\phi_c\sqrt{f_c}$$

۲- مقاومت برشی در تیرهای همبند باید بوسیله آرماتورهای قطری که بصورت ضربدری و متقارن در تمام طول تیر ادامه داشته و در دیوارهای طرفین تیر در طولی برابر با ۱/۵ برابر طول گیرایی میلگردها مهار میشوند، تامین گردد. سطح مقطع آرماتورهای قطری در هر یک از شاخه های ضربدری از رابطه زیر محاسبه می شود(شکل ۳۷).

$$A_{vd} = \frac{V_u}{2F_y \sin\alpha}$$

در این رابطه α زاویه بین آرماتور قطری با محور طولی تیر است.

۳- آرماتورهای قطری باید بوسیله میلگردهای عرضی بصورت مارپیچ یا تنگ با قطر حداقل ۸ میلیمتر و با فاصله از یکدیگر حداکثر برابر با کوچکترین سه مقدار زیر محصور شوند.

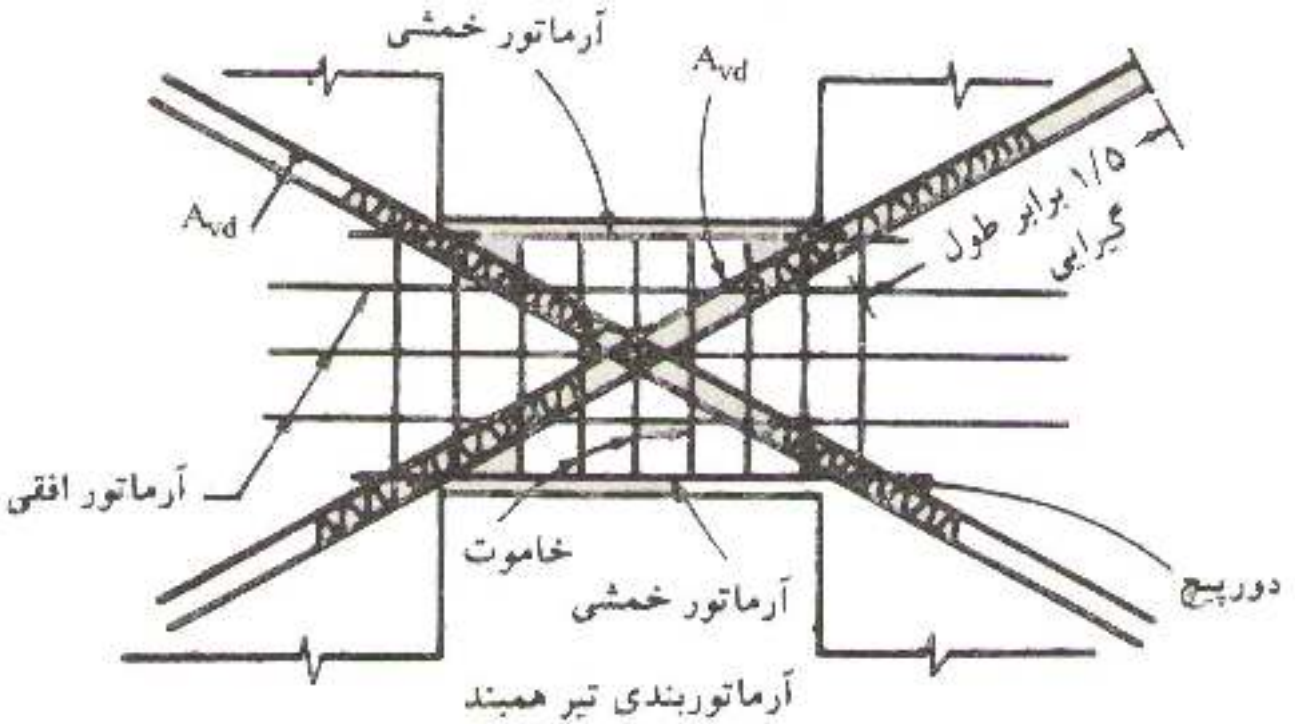
الف- ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد قطری

ب- ۲۴ برابر قطر تنگها یا مارپیچ

پ- ۱۲۵ میلیمتر

۴- مقاومت خمشی تامین شده توسط آرماتورهای قطری را می توان در محاسبه ظرفیت خمشی تیر همبند منظور نمود.

۵- مقاومت برشی نهائی مقطع در قطعات افقی در دیوارها، نظیر تیرهای همبند در دیوارهای همبسته نباید بیشتر از $5A_{cp}v_c$ در نظر گرفته شود. A_{cp} سطح مقطع قطعه افقی دیوار است.



شکل ۳۷ – آرماتورهای قطری در تیر های همبند

-سیستم سازه ای قاب-دیوار

سازه ای که مقاومت آن در برابر بارهای افقی توسط ترکیبی از دیوارهای برشی و قابهای صلب تامین گردد، سازه قاب – دیوار نامیده می‌شود.

هنگامی که یک سازه قاب – دیوار تحت اثر بار جانبی قرار میگیرد، شکل متفاوت تغییر مکان آزاد قابها و دیوارها، موجب اندرکنش افقی بین آنها، از طریق دالهای کف می شود. **تاثیر اندرکنش افقی بر سختی جانبی، باعث می شود که استفاده از این فرم سازه ای تا ارتفاع ۵۰ طبقه یا بیشتر بازدهی اقتصادی داشته باشد**(شکل۳۸)، در شکل ۳۹ الف و ب دو نمونه از سازه قاب-دیوار متقارن و در شکل ۳۹پ یک سازه قاب-دیوار نامتقارن نشان داده شده است.

قابلیت سازه های قاب – دیوار به میزان اندرکنش افقی، که متاثر از سختیهای نسبی دیوارها و قابها است، بستگی دارد. هر چه سازه بلندتر باشد و در سازه های متناسب هر چه قابها سخت تر باشند، اندر کنش بیشتر خواهد بود.

در گذشته، فرض تحمل تمامی بارهای جانبی سازه های بلند توسط دیوارهای برشی یا هسته‌ها، در طراحی متداول بود. با این فرض، قابها فقط برای تحمل بارهای وزنی در نظر گرفته می‌شدند. گرچه این فرض، در آنالیز ساختمانهای کمتر از بیست طبقه و با قابهای انعطاف پذیر، باعث خطای قابل توجهی نمی گردد، ولی ممکن است در بسیاری از ساز ه‌ها که قابها سخت و طبقات بیشترند ، حاصل طراحی، منطقی و اقتصادی نباشد.

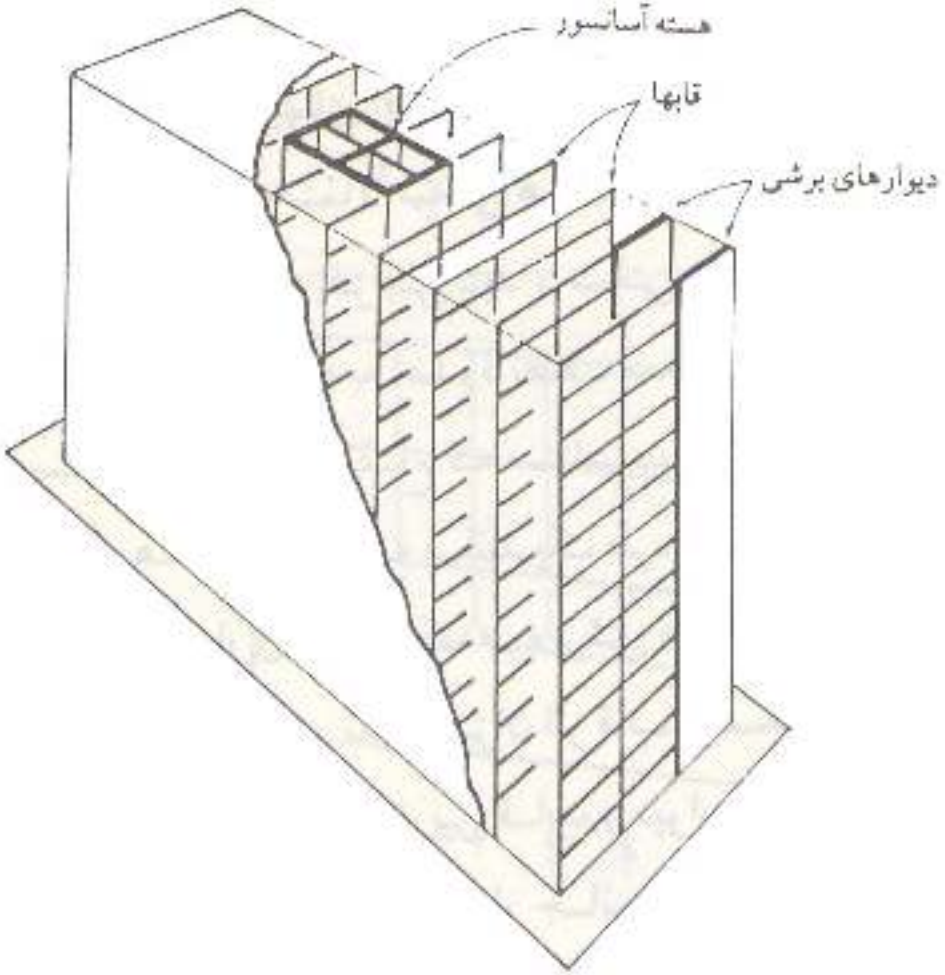
مزایای اصلی منظور نمودن اندرکنش افقی در طراحی سازه های قاب – دیوار ، عبارتند از :

۱- جابجایی افقی بسیار کمتر از حالتی است که فقط دیوارها بارهای افقی را تحمل می کنند.

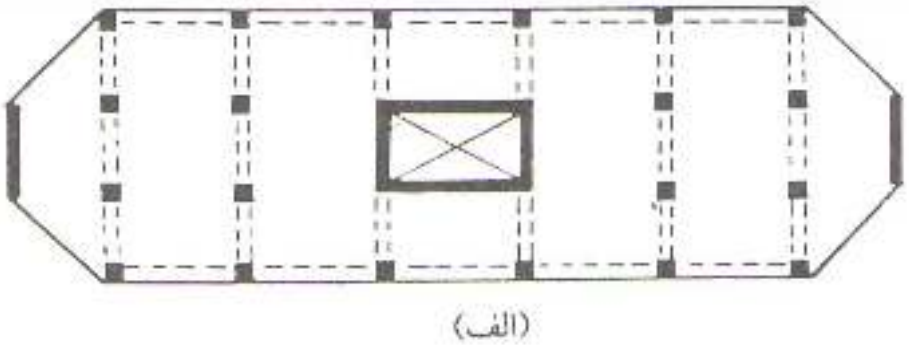
۲- لنگرهای خمشی دیوارها یا هسته‌ها، کمتر از حالت عملکرد تکی آنهاست.

۳- ستونهای قابها را می توان به صورت مهاربندی شده کامل طراحی نمود.

۴- در بسیاری از حالات، برش قابها ممکن است در ارتفاع تقریبا یکنواخت باشند، لذا قابها را می توان به صورت تکراری و در نتیجه اقتصادی تر طراحی کرد.



شکل ۳۸ – یک نمونه از سازه قاب-دیوار



شکل ۳۹ – الف –سازه قاب–دیوار باپلان متقارن، قابها و دیوارها در مجموعه های خمشی موازی، ب– سازه قاب–دیوار باپلان متقارن، قابها و دیوارها در مجموعه های خمشی واحد،پ– سازه قاب–دیوار با پلان نا متقارن

رفتار سیستم سازه ای قاب – دیوارهای متقارن:

با در نظر گرفتن سختی های افقی بالای یک سازه به ارتفاع ده طبقه، شامل یک هسته آسانسور و یک قاب صلب، اگر سختی هسته حدود ده برابر سختی قاب باشد(تقریبا همین حدود خواهد بود). اگر ارتفاع همین سازه به بیست طبقه افزایش یابد، سختی هسته تقریبا سه برابر قاب خواهد شد.

در سازه پنجاه طبقه، سختی هسته به حدود نصف سختی قاب کاهش می‌یابد.

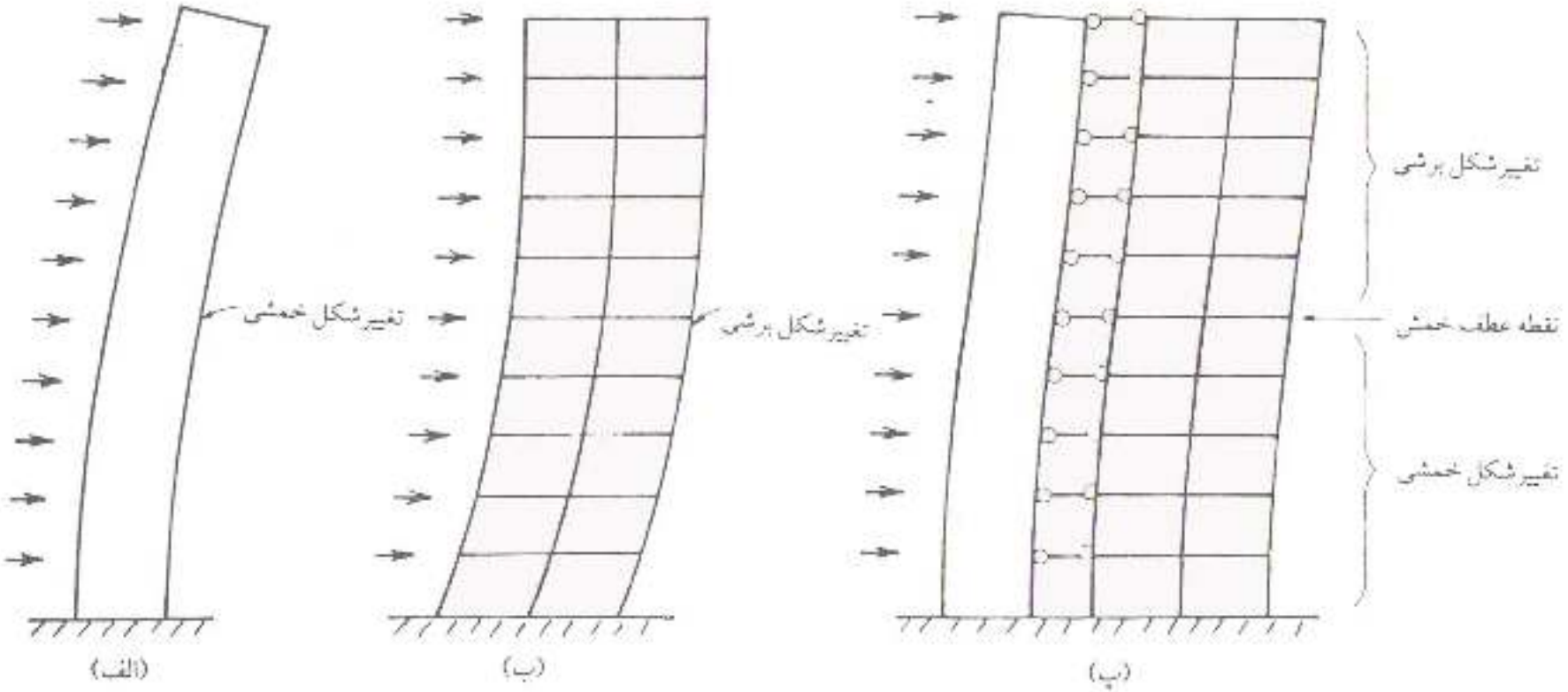
این تغییر نسبی سختی بالای سازه نسبت به ارتفاع که متناسب با توان سوم ارتفاع می‌باشد، به دلیل انعطاف پذیری بالای هسته است که مانند یک طره خمشی عمل می کند. در صورتی که انعطاف پذیری قاب که رفتاری مشابه یک طره برشی دارد، با ارتفاع تناسب مستقیم دارد. در نتیجه، ارتفاع مهمترین پارامتردر تعیین میزان اثر قاب بر سختی جانبی قاب – دیوار خواهد بود.

برای روشن تر شدن اندر کنش بین قاب و دیوار در یک سازه قاب – دیوار ، تغییر مکانهای مجزای قاب و دیوار تحت اثر بار جانبی (شکل ۴۰ الف و ب) را در نظر می گیریم. تغییر مکان دیوار در مود خمشی و با تحدب در جهت بار جانبی، دارای حداکثر شیب در بالای سازه است.

در حالی که تغییر مکان قاب در مود برشی و با تقعر در جهت بار جانبی دارای حداکثر شیب در پای سازه می‌باشد.

هنگامی که قاب و دیوار توسط اعضای اتصالی با انتهای مفصلی به یکدیگر وصل شوند و تحت اثر بار افقی قرار گیرند، **تغییر مکان قسمت پایین سازه به صورت خمشی و تغییر مکان بالای آن به صورت برشی خواهد بود** (شکل ۴۰ پ).

نیروهای محوری اعضای اتصالی باعث می شوند که در نزدیکی پای سازه ، دیوار نگهدارنده قاب و در بالای سازه ، قاب نگهدارنده دیوار باشد.

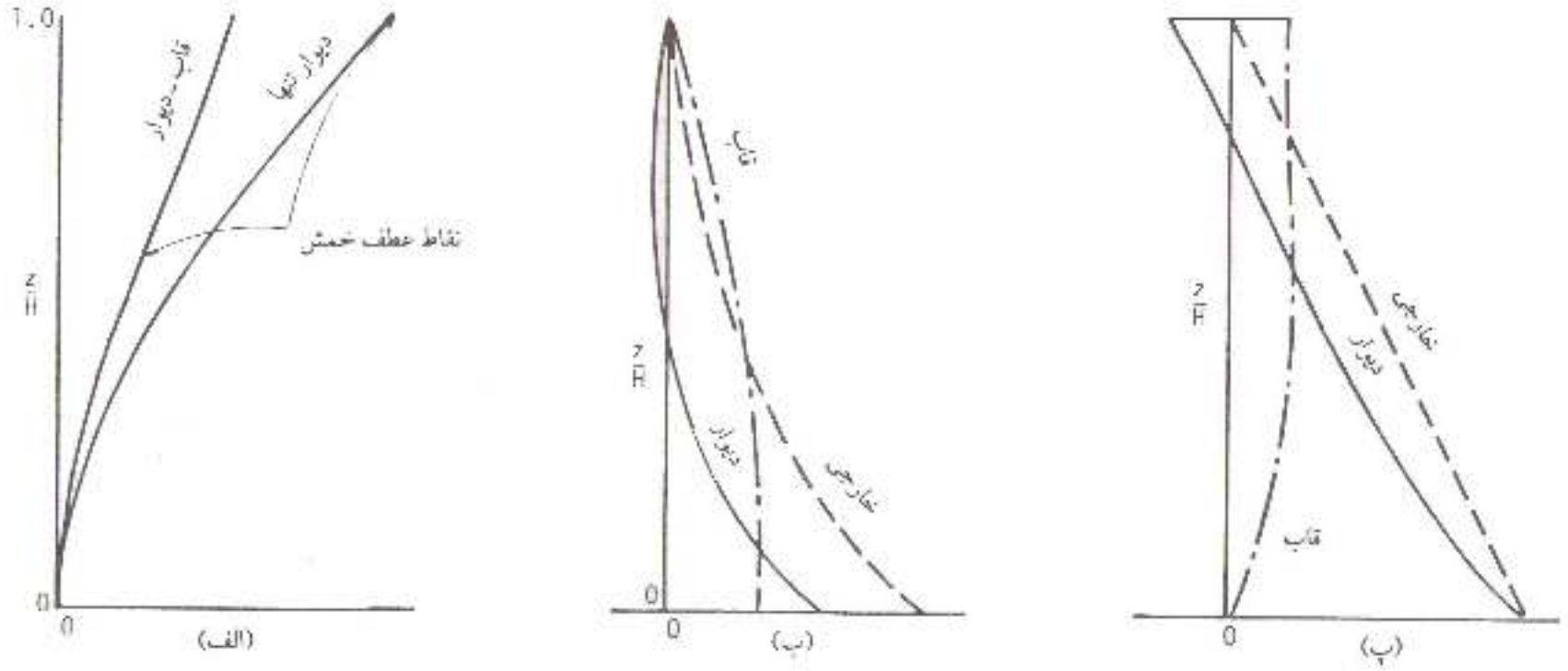


شکل ۴۰- الف-دیوار تحت اثر بار گسترده،ب-قاب تحت اثر بار گسترده، پ-سازه فاب-دیوار تحت بار افقی

اثرات اندر کنش قاب – دیوار به صورت منحنیهای مربوط به تغییر مکان، لنگر و برش اجزای سازه، در شکل (۴۱ الف – ب – پ). نشان داده شده است.

منحنی تغییر مکان دیوار (شکل ۴۱ الف) و منحنی لنگر دیوار (شکل ۴۱ب) دارای انحنای معکوس هستند.

شکل (۴۱پ) بیانگر آن است که برش، بجز در قسمت نزدیک پای سازه، تقریبا در ارتفاع یکنواخت می‌باشد. در بالای سازه که برش خارجی صفر است، قاب تحت اثر برش مثبت قابل ملاحظه ای قرار دارد. این برش، توسط برش منفی بالای دیوار، از طریق نیروی اندرکنش متمرکز بین قاب و دیوار حنثی می گردد. در طراحی ، باید به انتقال این نیروی اندرکنش که از طریق تیرها یا دالها صورت می گیرد، توجه خاصی نمود.



شکل ۴۱ – الف- تغییر مکان قاب- دیوار تحت اثر بار گسترده،ب- نمودار لنگر قاب- دیوار، پ- نیروی برشی قاب-دیوار تحت بار افقی

-شکل پذیری سازه های بتنی

با توجه با اینکه نیروهای موثر به سازه ها در اثر زلزله با نیروهای اینرسی در جرم سازه در تعادلند، بنابراین برای محاسبه نیروهای زلزله می‌توان از مقادیر شتاب در جرم سازه استفاده نمود، اگر ساختمان یک طبقه را به صورت یک جرم و فنر مدل کنیم و این سازه تحت شتاب زمین به مقدار $\ddot{V}_{max}$ قرار گیرد. حداکثر شتاب ایجاد شده در جرم برابر $\beta\,\ddot{V}_{max}$ خواهد بود. که مقدار β تابعی از فرکانس طبیعی سازه و نوع خاک بوده و برای زلزله های مختلف متفاوت است.

با داشتن حداکثر شتاب در جرم سازه، می توان حداکثر نیروی برشی پایه را از رابطه $V_{max}=m\,\beta\,\ddot{V}_{max}$ محاسبه نمود. اما مقدار V_{max} که از روابط آئین نامه ها محاسبه می‌شود، بمراتب کمتر از مقدار رابطه فوق است.

بعنوان نمونه اگر در زلزله ای شتاب زمین 0.4 g باشد مقدار نیروی برشی پایه در سازه $V_{max}=\frac{W}{g}\beta\times 0.4g$ یعنی $\beta V_{max}=0.4\ W$ خواهد بود. که این نیروی برش پایه بسته به مقدار β ممکن است بیش از W باشد. در حالیکه مقدار V_{max}آئین نامه ها بسیار کمتر از مقدار فوق است. این اختلاف بسیار بیشتر از آن است که تصور شود با ضرایب اطمینان طراحی جبران می‌شود. در حالیکه سازه‌های طراحی شده بر اساس نیروهای آئین نامه‌ها در مقابل زلزله‌های شدید توانسته‌اند مقاومت نمایند. **این نتیجه در اثر خاصیت شکل پذیری سازه هاست که امکان اتلاف انرژی زلزله در تغییر شکلهای غیر الاستیک را می‌دهد.**

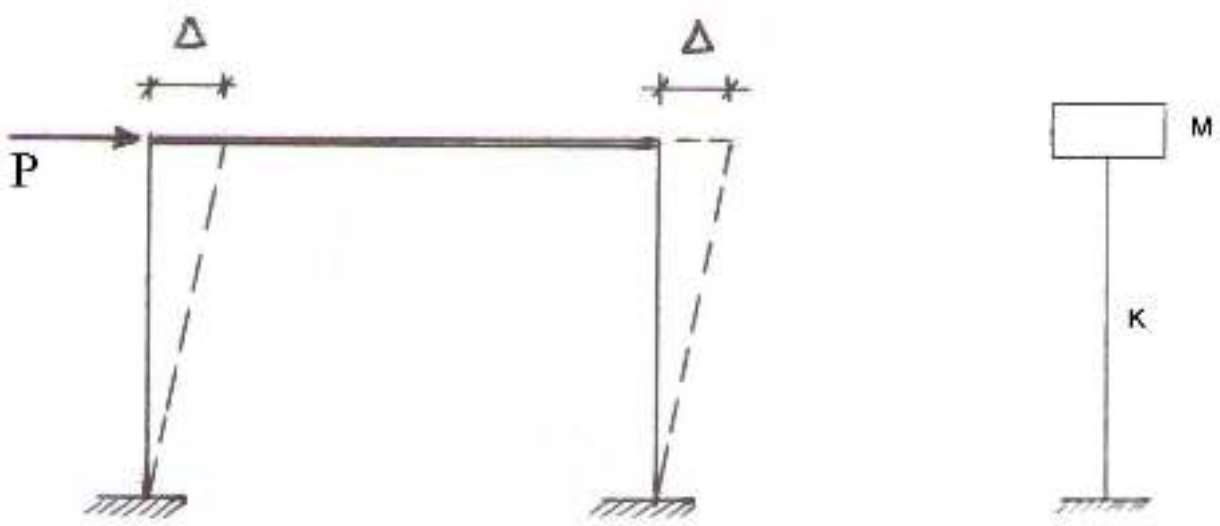
بدیهی است از نظر اقتصادی، طراحی سازه ای که در مقابل شدیدترین زلزله های متحمل هیچ خسارتی نبیند منطقی نیست. از این رو فلسفه طراحی ساختمانها در مقابل زلزله در آئین نامه ها به این صورت مطرح است: که سازه ها در مقابل زلزله های خفیف هیچ آسیبی نبینند، و زلزله های متوسط را بدون آسیب سازه ای ولی مقداری آسیب های غیر سازه ای تحمل نمایند ، و در مقابل زلزله های شدید بدون فرو ریختن مقاومت کنند گرچه مقداری آسیب های سازه ای و غیر سازه ای ببینند.

بنابر این احتمال آسیب دیدن ساختمان در زلزله مورد قبول آئین نامه ها قرار گرفته است ولی برای اینکه فرو نریزند، باید سازه‌ها به مقدار کافی شکل پذیر باشند، تا در تغییر شکلهای غیر الاستیک و با ایجاد تعدادی مفصل های پلاستیک انرژی زلزله را مقداری مستهلک نموده و بدین ترتیب نیروهای زلزله کاهش یابند.

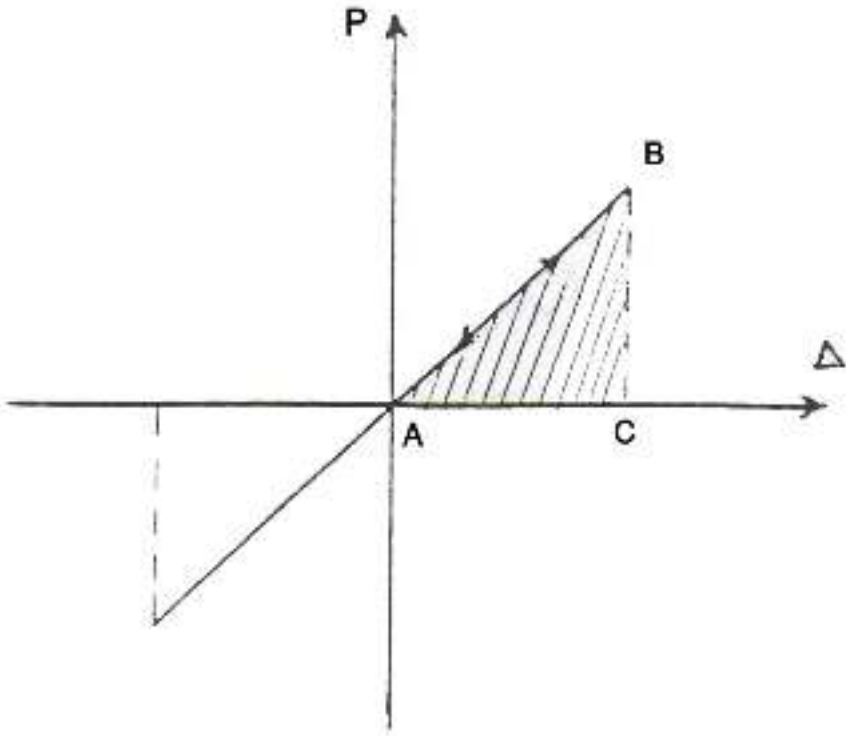
- **شکل پذیری انتقالی (Displacement Ductility)**

یک اصل در طراحی ساختمانهای مقاوم در برابر زلزله این است که سازه ها توانائی تغییر شکل بدون رسیدن به خرابی را داشته باشند. یعنی سازه در سیکلهای متناوب زلزله وارد تغییر شکلهای غیر الاستیک شود.

برای درک بهتر رفتار سازه های غیر الاستیک نسبت به سازه های الاستیک، دستگاه یک درجه آزادی شکل ۱ را در نظر می گیریم. اگر این سازه به صورت الاستیک رفتار کند (تا حداکثر تغییر مکان جانبی)، رابطه نیرو – تغییر مکان به صورت شکل ۲ خواهد بود. که در آن نقطه B معرف حداکثر واکنش سازه است.



شکل ۱- سازه با یک درجه آزادی



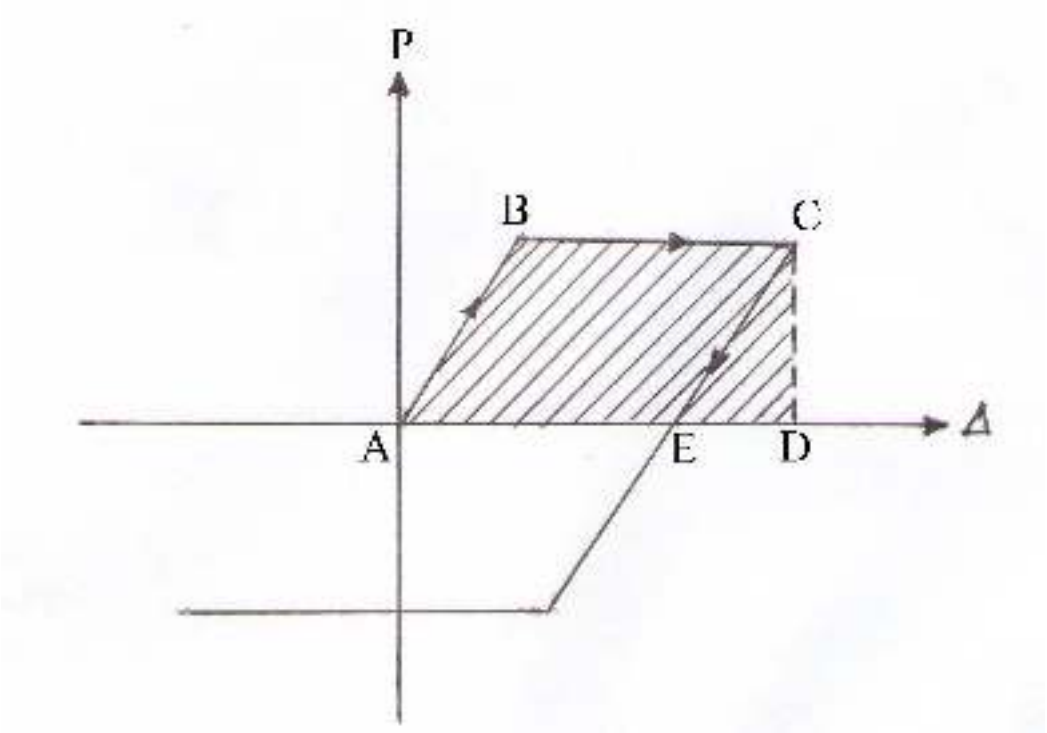
شکل ۲- تغییرات نیرو- تغییر مکان در یک سازه الاستیک

سطح زیر زمنحنی Δ -P یعنی ABC معرف انرژی پتانسیل ذخیره شده در سازه در اثر تغییر مکان جانبی است. هنگامی که بار حذف می گردد و یا در جهت عکس عمل می کند ، این انرژی به انرژی جنبشی تبدیل می شود ، که انرژی قابل توجهی است.

اگر سازه فوق زیاد قوی نباشد و تا تغییر مکان حداکثر الاستیک باقی نماند و یا به عبارت دیگر بعد از مقداری تغییر مکان مفصل پلاستیک در آن ایجاد شود، در این صورت تغییرات Δ -P تقریبا به صورت شکل ۳ خواهد بود. هنگامی که نیروی داخلی به ظرفیت پلاستیک عضو می‌رسد، مفصل پلاستیک ایجاد شده و سازه تحت نیروی تقریبا ثابت به حداکثر تغییر مکان خود می‌رسد. که سطح زیر منحنی یعنی ABCD انرژی پتانسیل ذخیره شده در سازه در این حالت است. بعد از رسیدن سازه به حداکثر تغییر مکان، اگر نیرو حذف شود و یا در جهت عکس عمل نماید.

منحنی به موازات قسمت الاستیک بر می گردد و فقط قسمتی از انرژی پتانسیل ذخیره شده یعنی سطح DCE به انرژی جنبشی تبدیل می گردد که به مراتب کمتر از انرژی جنبشی در حالت الاستیک است.
(بقیه انرژی به علت ایجاد مفصل پلاستیک به صورتهای مختلف مستهلک می گردد .)

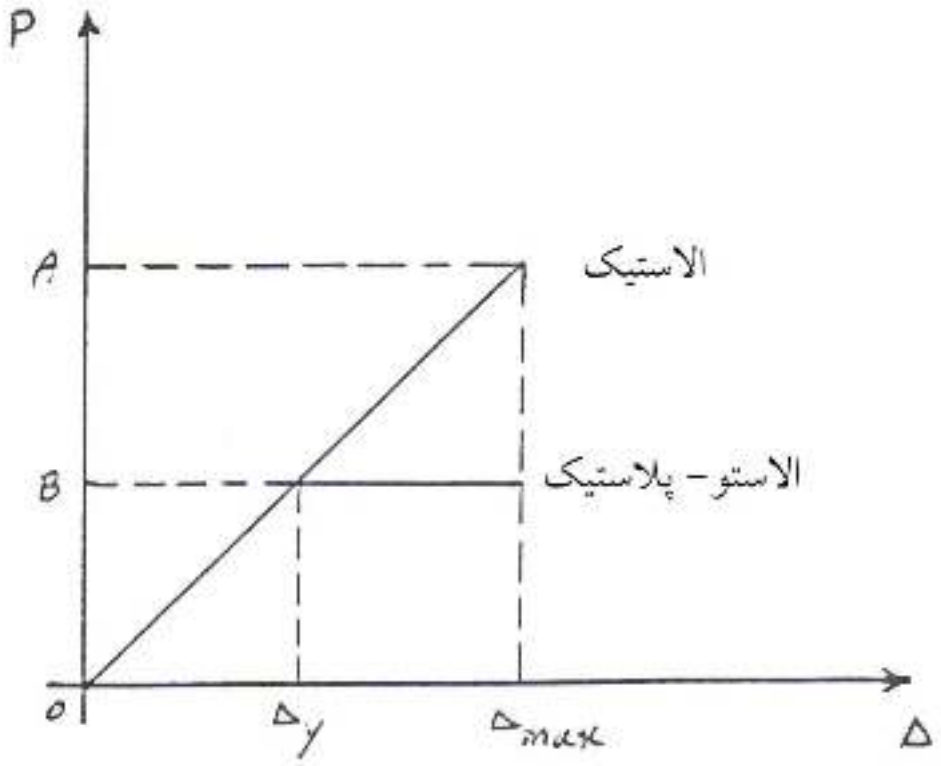
بنابراین مشاهده می گردد که در یک سیستم غیر الاستیک قسمتی از انرژی به صورت جنبشی برگشت می‌شود، در نتیجه مقدار انرژی ذخیره شده در یک سیستم الاستو – پلاستیک در هر سیکل ارتعاشی به بزرگی انرژی ذخیره شده در یک سیستم الاستیک نیست. به همین دلیل حداکثر تغییر شکل سازه الاستو – پلاستیک لزوما بزرگتر از حداکثر تغییر شکل سازه الاستیک نیست.



شکل ۳- تغییرات نیرو- تغییر مکان در یک سازه الاستو- پلاستیک

در حقیقیت نتایج تحلیل های دینامیکی مطابق ضوابط آئین نامه‌ای در اثر زلزله های متعارف نشان داده است که حداکثر تغییر مکان ایجاد شده در هر دو سازه (الاستو – پلاستیک و الاستیک نظیرش) ممکن است تقریبا یکسان باشد.

رفتار این دو نوع سازه با فرض اینکه تغییر مکان حداکثر در هر دو نوع یکسان باشد در شکل ۴ نشان داده شده است.



شکل ۴- سازه با رفتار الاستیک و الاستو - پلاستیک

با مقایسه رفتار دو نوع سازه در شکل ۴ می توان دریافت که نیروی وارد شده به سازه الاستیک نسبت به نیروی وارد شده به سازه الاستو – پلاستیک در یک تغییر مکان حداکثر ناشی از زلزله چقدر بزرگ است. که به $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_y}$ فاکتور شکل پذیری انتقالی می نماید . (Displacement Ductility factor)
که Δ_y تغییر مکان ایجاد شده در اولین تسلیم سازه است.

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} = \frac{OA}{OB}$$

بنابراین اگر سازه ای برای نیروی جانبی OB به صورت الاستیک طراحی شود برای تحمل نیروی اینرسی OA که در واکنش الاستیک تولید می شود باید دارای حداقل فاکتور شکل پذیری $\mu = \frac{OA}{OB}$ باشد.

در واقع فاکتور شکل پذیری نسبت نیروهای ناشی از زلزله در سازه در حالت رفتار الاستیک به نیروهای استاتیکی آئین نامه‌ای می باشد . μ معمولا بین ۲ الی ۴ متغییر است.

- شکل پذیری دورانی (Rotational Ductility Ratio)

شکل پذیری دورانی را به صورت نسبت حداکثر دوران ایجاد شده در مفصل پلاستیک به مقدار دوران در ابتدای تشکیل مفصل تعریف می کنند .

$$\mu = \frac{\theta_{max}}{\theta_y}$$

در یک سازه که بصورت الاستو – پلاستیک در مقابل زلزله رفتار می کند، تغییر مکان جانبی در اثر تسلیم شدن خمشی در مقاطع مشخصی به وجود می آید. بنابراین مقدار شکل پذیری دورانی بیشتر از شکل پذیری انتقالی است.

- **شکل پذیری مقطعی یا انحناپذیری**

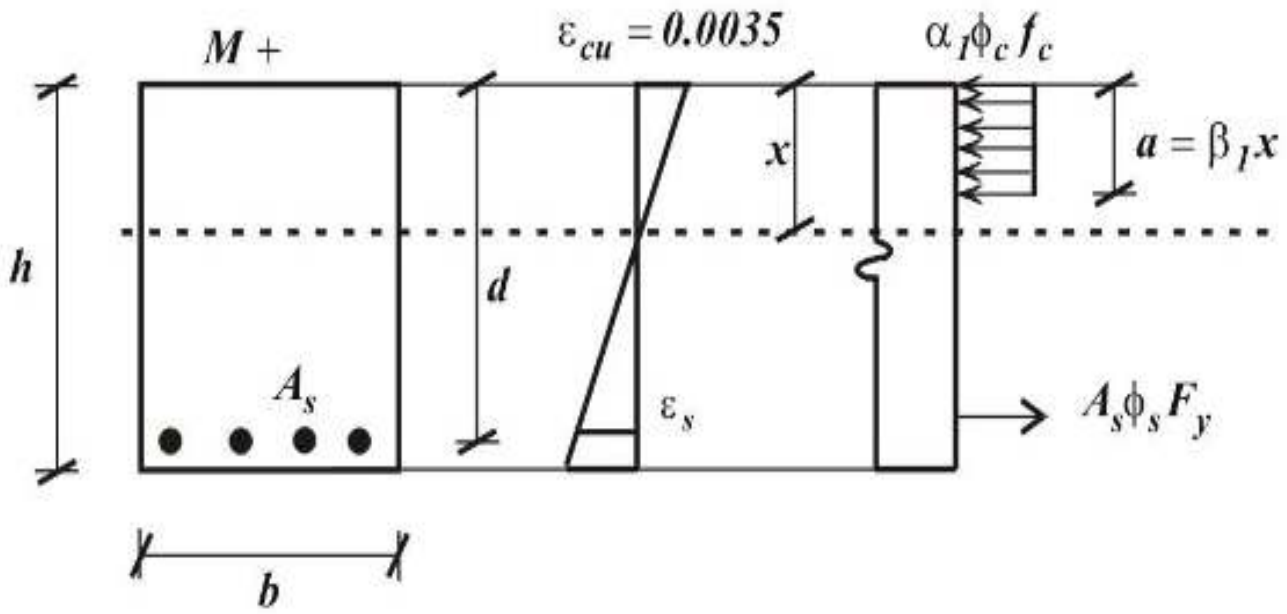
(Sectional Ductility or Curvature Ductility):

شکل پذیری مقطعی یا انحنا پذیری به صورت نسبت انحنائ نهائی قابل حصول در مقطع (Φ_u) به انحنائ نظیرش در شروع تسلیم آرماتورهای کششی مقطع می باشد (Φ_y).

$$\mu = \frac{\Phi_u}{\Phi_y}$$

اگر مقطع خمشی شکل ۵ تحت لنگر خمشی مثبت باشد، تغییرات کرنش و تنش در حالت حدی نهائی به صورت شکل ۵ خواهد بود. با توجه به شکل مذکور انحناء نهائی مقطع را می توان از رابطه زیر بدست آورد.

$$\Phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{X}$$



شکل ۵ : مقطع تحت لنگر خمشی مثبت در حالت حدی نهائی

با توجه به تعریف $\emptyset_y$ که انحناء مقطع در شروع تسلیم آرماتورهای کششی است می توان نوشت :

$$\emptyset_y = \frac{\varepsilon_s = \varepsilon_y}{d-x} = \frac{F_Y/E_s}{d-x} = \frac{F_y}{E_s(d-x)}$$

برای مقاطع خمشی تک آرمه :

$$A_s \emptyset_s F_y = \alpha_1 \emptyset_c f_c ab = \alpha_1 \beta_1 \emptyset_c f_c xb$$

$$x = \frac{A_s \emptyset_s F_y}{\alpha_1 \beta_1 \emptyset_c f_c b}$$

$$\emptyset_u = \frac{\varepsilon_{cu} \alpha_1 \beta_1 \emptyset_c f_c b}{A_s \emptyset_s F_y}$$

$$\emptyset_u = \frac{\varepsilon_{cu} \alpha_1 \beta_1 \emptyset_c f_c}{\rho d \, \emptyset_s F_y}$$

$$\mu = \frac{\varepsilon_{cu} \alpha_1 \beta_1 \emptyset_c f_c E_s (d-x)}{\rho d \emptyset_s F_y^2}$$

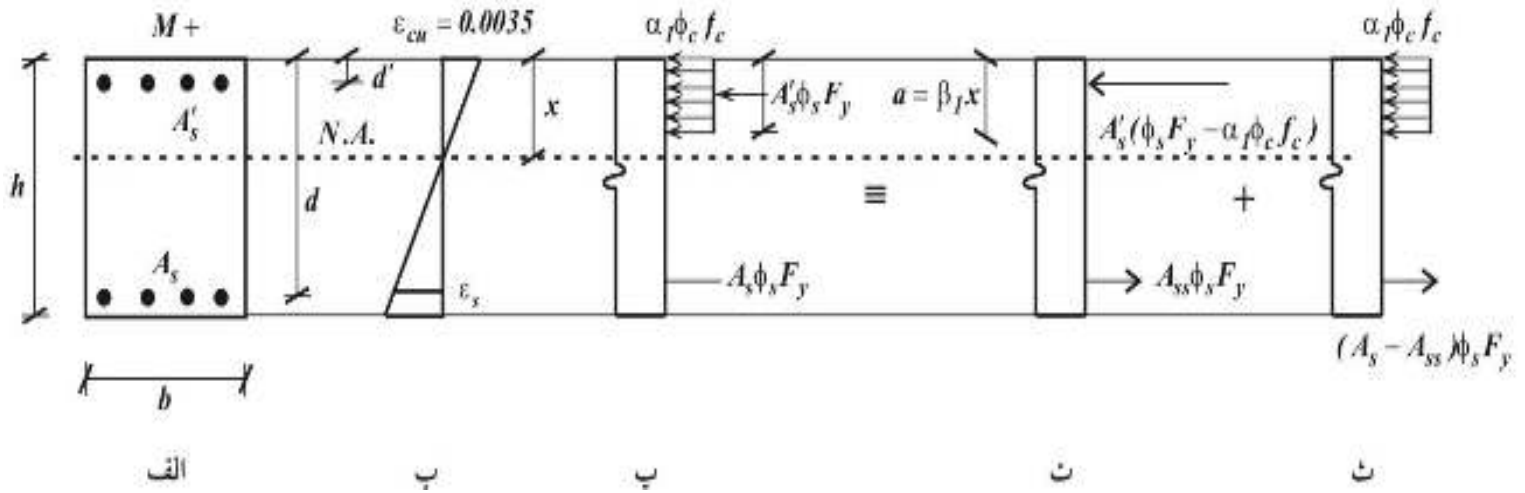
برای مقاطع خمشی دوبله آرمه طبق شکل ۶ :

$$A_s\phi_s F_y = \alpha_1\phi_c f_c ab + \acute{A}_s\phi_s F_y = \alpha_1\phi_c f_c \beta_1 Xb + \acute{A}_s\phi_s F_y$$

$$x = \frac{(A - \acute{A}_s)\emptyset_s F_y}{\alpha_1\beta_1\emptyset_c f_c b} = \frac{(\rho - \acute{\rho})d\emptyset_s F_y}{\alpha_1\beta_1\emptyset_c f_c}$$

$$\emptyset_u = \frac{\varepsilon_{cu}\alpha_1\beta_1\emptyset_c f_c}{(\rho - \acute{\rho})d\emptyset_s F_y}$$

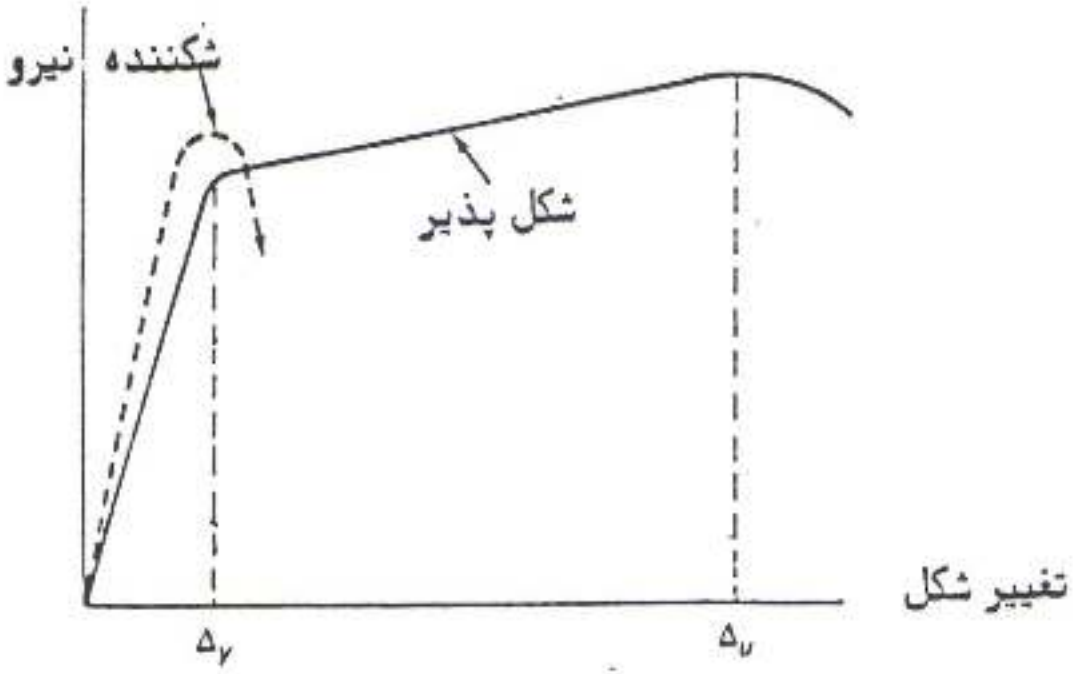
$$\mu = \frac{\varepsilon_{cu}\alpha_1\beta_1\emptyset_c f_c E_s(d - x)}{(\rho - \acute{\rho})d\emptyset_s F_y^2}$$



شکل ۶- مقطع دوبله آرمه تحت لنگر خمشی مثبت در حالت حدی نهائی

- عوامل موثر در شکل پذیری اعضای بتن آرمه

بطور کلی رفتار بار – تغییر شکل اعضای خمشی بر حسب اینکه انهدام عضو به صورت کششی یا فشاری باشد در شکل ۷ نشان داده شده است. عضو شکننده که بعد از رسیدن به بار نهایی بدون تغییر شکل زیاد منهدم می گردد در حالیکه عضو شکل پذیر طوری است که بعد از تسلیم تغییر مکان افزایش یافته و بعد از تغییر مکان زیاد انهدام صورت می گیرد.



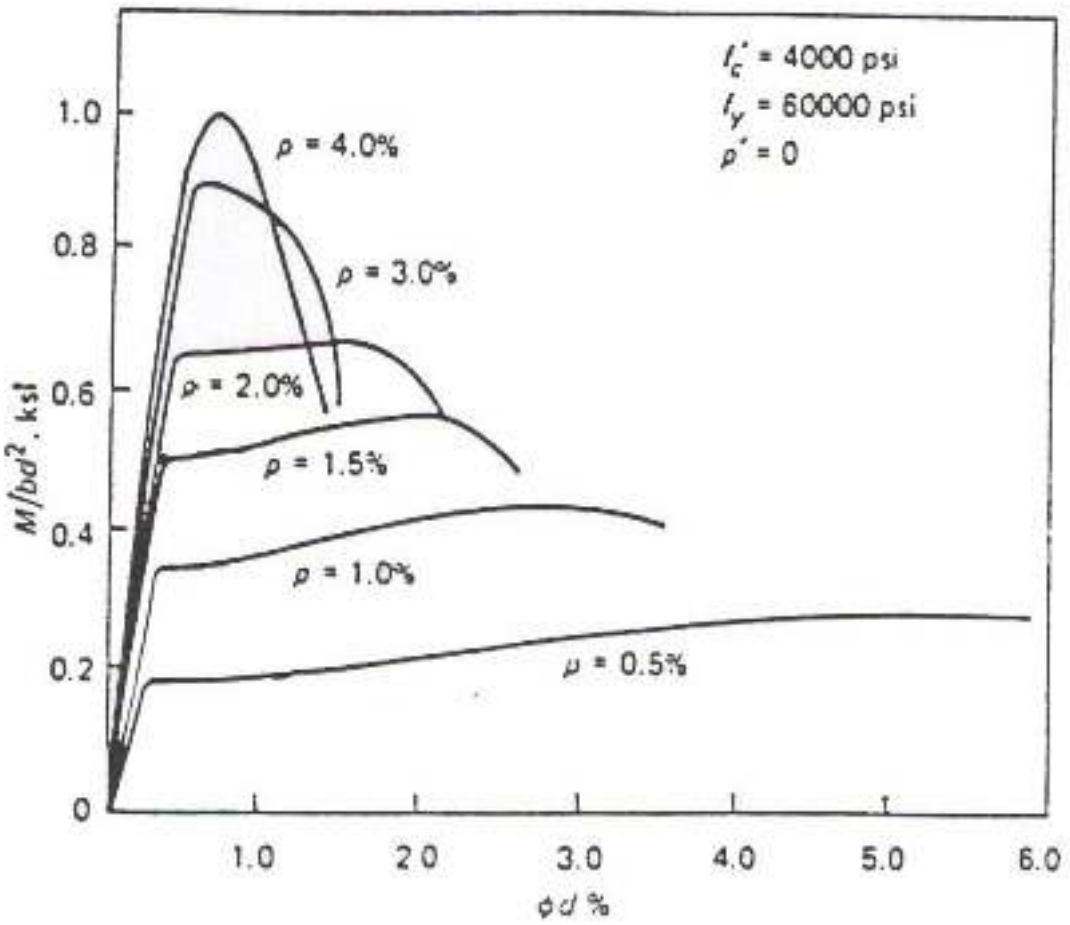
شکل ۷- رفتار بار – تغییر مکان در یک عضو خمشی

طراحی قابهای بتنی مسلح بر اساس شکل پذیری و دادن تغییر فرم بعد از تسلیم است. برای طرح عضو شکل پذیر لازم است عوامل موثر در شکل پذیری عضو مورد بررسی قرار گیرد.
عوامل موثر در شکل پذیری یک عضو بتنی با توجه به روابط شکل پذیری مقطعی قابل بررسی است، این عوامل را به صورت زیر می توان خلاصه نمود :

الف – مقدار فولاد عضو
ب - مقاومت بتن
پ - مقاومت فولاد
ت – شکل مقطع عرضی عضو
ث – مقدار بار فشاری وارد شده
ج- مقدار آرماتورهای عرضی استفاده شده در عضو

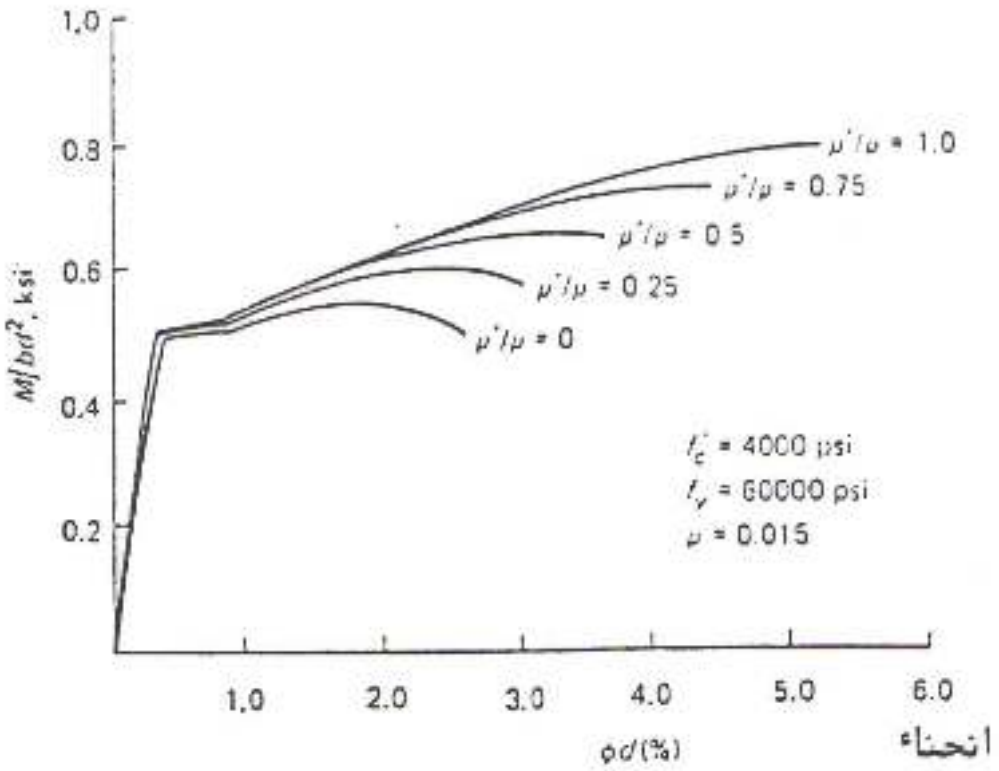
الف – مقدار فولاد عضو

با توجه به معادلات شکل پذیری مقطعی با افزایش ε_{cu} یا کاهش X (ارتفاع بتن فشاری) مقدار Φ_u و در نتیجه شکل پذیری افزایش می یابد. بر اساس نتایج آزمایشات انجام شده که بصورت گراف در شکل ۸ نشان داده شده است، شکل پذیری تیر بتن مسلح با افزایش در صد فولاد کششی کاهش می‌یابد. افزایش فولاد کشش باعث ازدیاد X و در نتیجه باعث کاهش انحنای نهائی و باعث کاهش شکل پذبری می‌گردد.



شکل ۸- منحنیهای لنگر- انحنائ برای مقطع یک تیر

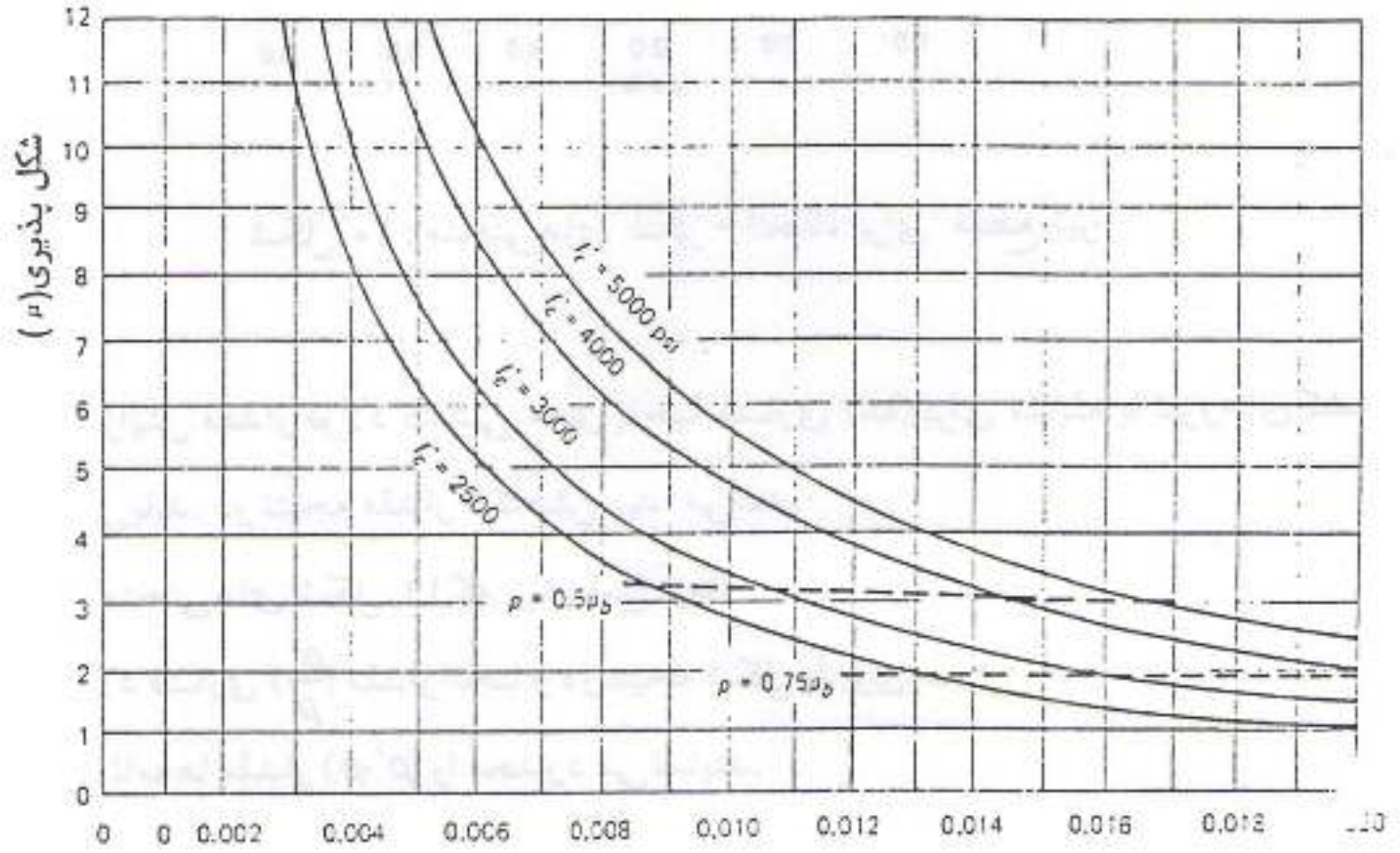
همچنین منحنی های شکل ۹ که بر اساس آزمایش رسم شده، نشان می دهند که با افزایش مقدار فولاد فشاری ($\frac{\acute{\rho}}{\rho}$) مقدار انحناء و در نتیجه شکل پذیری عضو افزایش می یابد و به همین دلیل آئین نامه ها مقدار ($\rho - \acute{\rho}$) را محدود می نمایند. با افزایش آرماتورهای فشاری فاصله تار خنثی تا دورترین تار فشاری بتن (X)کاهش یافته و در نتیجه انحنائ نهائی و در نتیجه شکل پذیری افزایش می یابد.



شکل ۹- اثر فولاد فشاری در روی شکل پذیری تیرها

ب- مقاومت بتن

با افزایش مقاومت بتن ارتفاع بتن فشاری در یک مقطع تحت خمش کاهش خواهد یافت (X) در نتیجه باعث افزایش انحناء و شکل پذیری خواهد شد.
نتایج آزمایشات انجام شده با مقاومتهای مختلف بتن که در شکل ۱۰ نشان داده شده است به طور واضح تری این مسئله را مشخص می نماید.

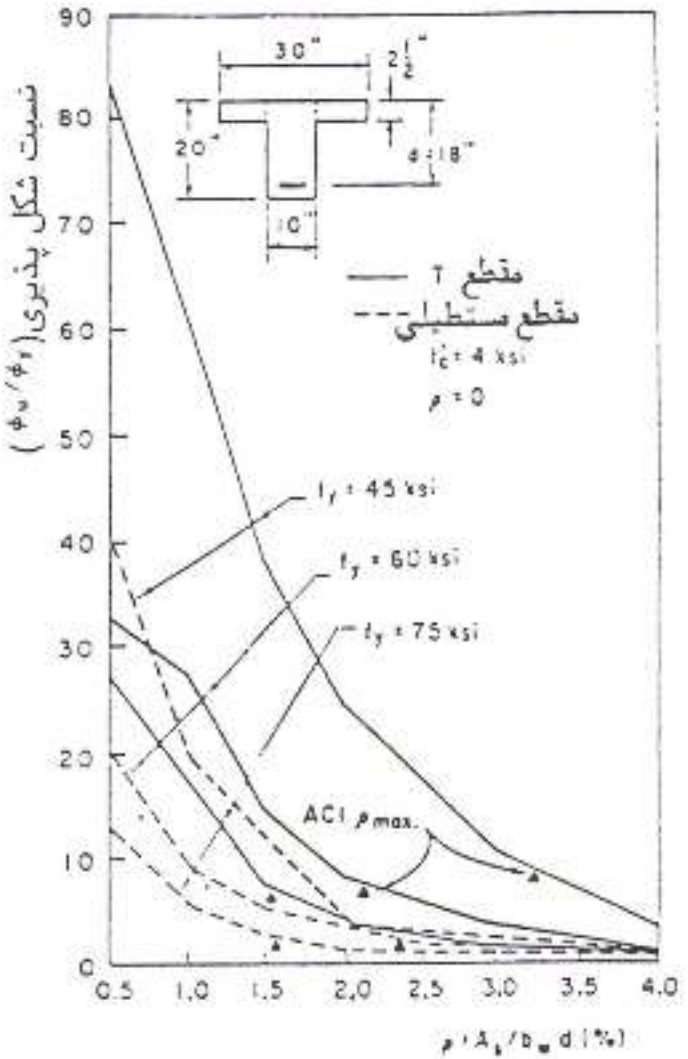


شکل ۱۰- رابطه بین f'_c و ρ و شکل پذیری برای $f_y = 4200\ kg/cm^2$

ت – شکل مقطع عرضی عضو

با توجه به فرمول انحناء ، مقطعی که ارتفاع بتن فشاری را کاهش دهد مقطع مناسبی از نظر شکل پذیری است. بنابراین استفاده از مقاطع با عمق زیاد مخصوصا در طبقات پائین قابها، شکل پذیری قاب را به شدت کاهش می‌دهد . یا به عبارت دیگر استفاده از مقطع با عمق زیاد سختی قاب را افزایش داده و باعث کم شدن انحناء نهایی قاب و در نتیجه باعث کاهش شکل پذیری می گردد.

در شکل ۱۱ شکل پذیری دو مقطع T شکل و مستطیلی مقایسه شده است. چون بالهای مقطع T شکل باعث کاهش ارتفاع بتن فشاری می‌گردد در نتیجه شکل پذیری افزایش می یابد. علامت مثلثی شکل در گراف ۱۱ مقادیر ρ_{max} را نشان می دهند.

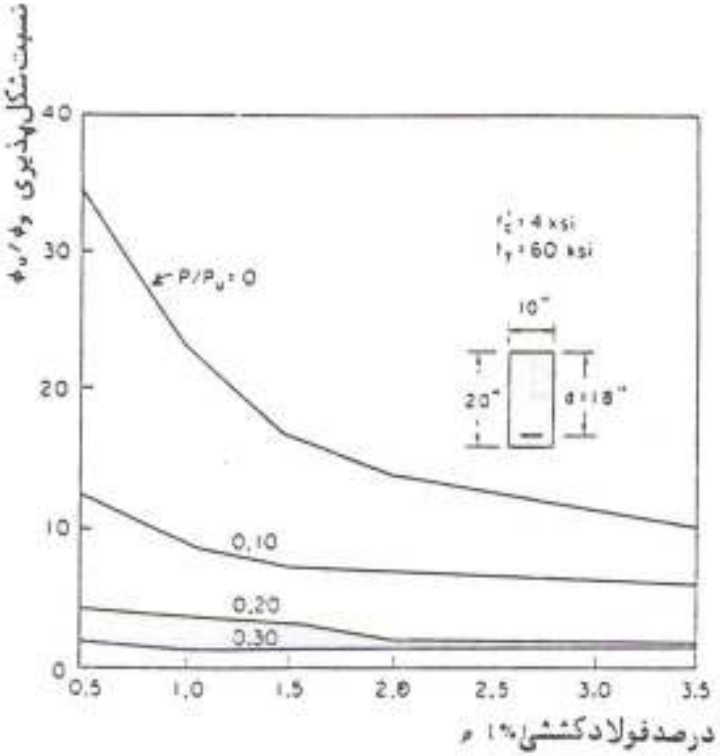


شکل ۱۱- تاثیر بال فشاری مقطع T شکل در شکل پذیری

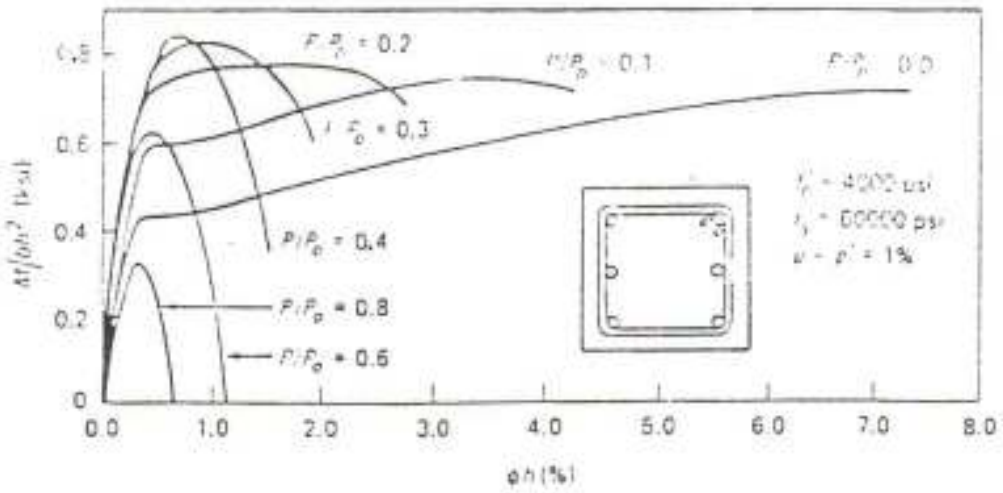
ث – بار محوری فشاری

بطور کلی بار محوری فشاری وارد شده به مقطع باعث کاهش انحناء نهائی شده و اثر منفی در شکل پذیری قابها دارد. نتایج آزمایشات انجام شده با مقادیر مختلف بار فشاری که به صورت گراف در شکل۱۲الف و ۱۲ ب مشاهده می شود اثر منفی فشار محوری را روی شکل پذیری نشان می دهد.

بطور کلی افزایش بار فشاری ارتفاع بتن فشاری را افزایش داده و در نتیجه باعث کاهش شکل پذیری می گردد.



شکل ۱۲الف- تاثیر بار محوری فشاری در شکل پذیری



شکل۱۲ب- تاثیر بار محوری در منحنیهای لنگر- انحنائ یک ستون تنگدار

ج - مقدار آرماتورهای عرضی استفاده شده در عضو

تنگهای استفاده شده در یک مقطع تحت خمش به دلایل زیر باعث افزایش شکل پذیری می گردد.

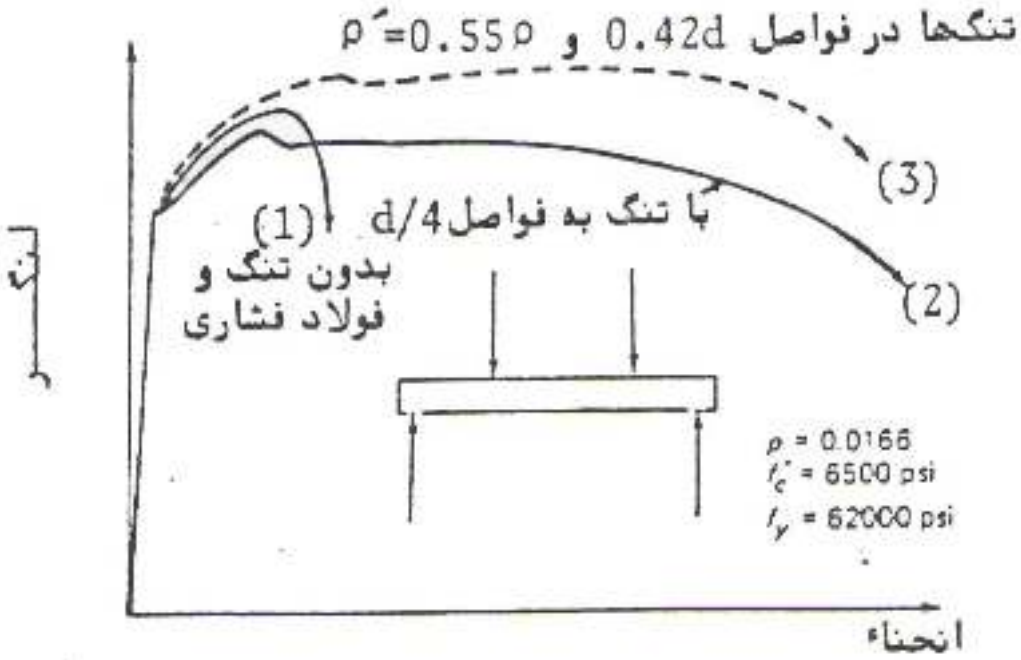
۱- از کمانش فولادهای فشاری جلوگیری می نماید.

۲- از شکست برشی پیش رس بتن جلوگیری میکند.

۳- بطور کلی بتن را محبوس و محصور می‌کند که در نتیجه باعث ازدیاد مقاومت و شکل پذیری آن می گردد.

موقعی که بتن ساده تحت فشارهای محبوس کننده قرار می‌گیرد، مانند آزمایش سه محوری، مقاومت فشاری آن به اندازه تقریبا چهار برابر مقدار فشار یک محوری افزایش می‌یابد، به عبارت دیگر فشار محبوس کننده جانبی باعث می‌گردد که بتن در تغییر شکلهای بیشتری خرد شود در نتیجه شکل پذیری عضو افزایش می‌یابد.

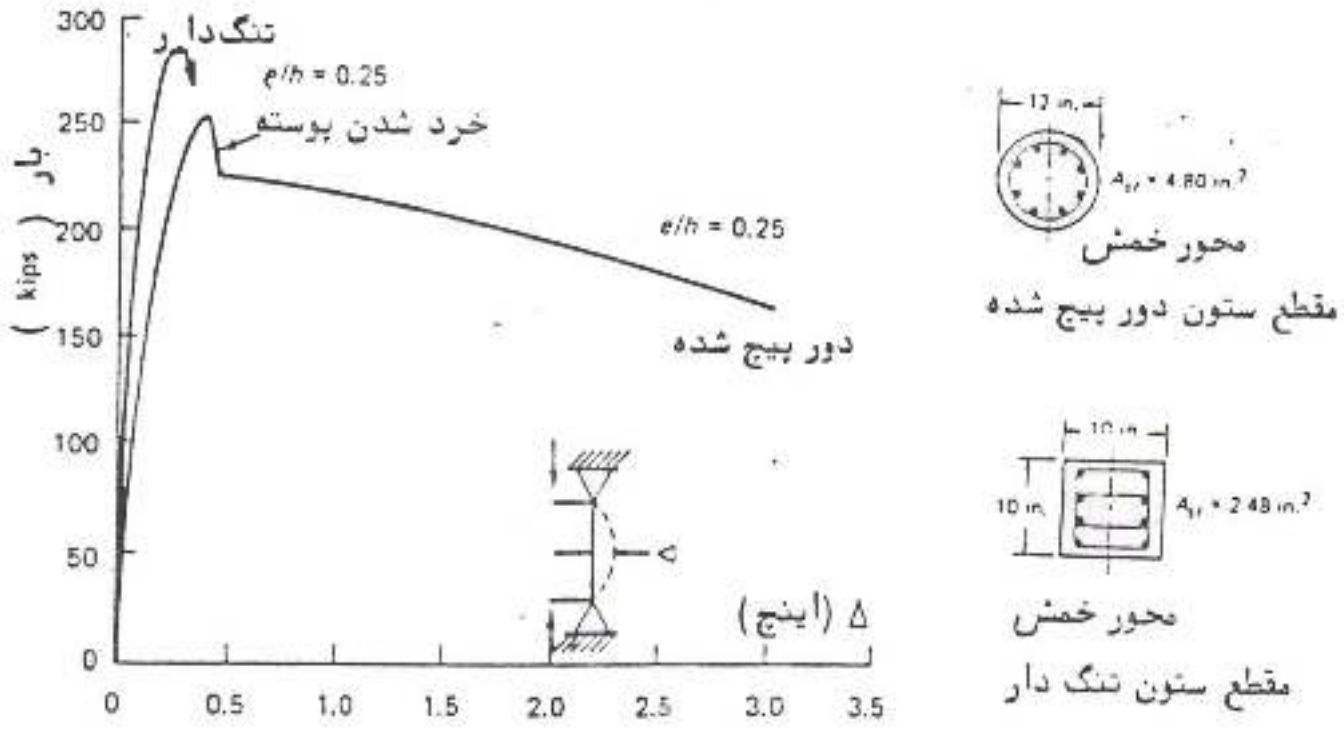
این مسئله برای اعضای فشاری یا ستونها اهمیت بیشتری پیدا می‌کند، چنانچه ستونهای معمولی با تنگهای ساده شکل پذیری خوبی ندارند و برای ازدیاد شکل پذیری در ستونها از تنگهای دور پیچ شده می توان استفاده نمود. منحنی های شکل ۱۳ اثر مثبت وجود تنگها در شکل پذیری اعضای خمشی را واضح تر نشان می دهد.



شکل ۱۳- تاثیر آرماتورهای عرضی و فشاری در شکل پذیری

منحنی های شکل۱۴ مقایسه ای بین تغییر مکان ستون با تنگهای ساده و دور پیچ شده می باشد. و مشاهده می گردد که برای ارضاء شکل پذیری بیشتر در قابها بهتر است از ستونهای دور پیچ شده استفاده گردد.

اجراء و استفاده از چنین ستونهایی که شکل پذیری مورد نظر را بدهد مشکل و غیر اقتصادی است که این موضوع یکی از دلایل ارجحیت تشکیل لولاهای پلاستیکی در تیرها نسبت به ستونها محسوب می گردد.



شکل ۱۴- منحنی بار – تغییر مکان برای ستونهای تنگ دار و دور پیچ شده

-فلسفه ضوابط آئین نامه های طراحی در مقابل زلزله (ضوابط شکل پذیری)

همچنانچه قبلا نیز اشاره شد، نیروهای آئین نامه‌ای زلزله که باید سازه بر اساس آنها آنالیز و طراحی شود، به مراتب کوچکتر از نیروهایی هستند که در اثر یک زلزله نسبتا شدید در سازه ایجاد می‌شوند.

اگر قرار باشد سازه به صورت الاستیک عمل کند، در ساختمانهائی که با ضوابط آئین نامه‌های موجود طراحی می شوند، انتظار می‌رود در اثر زلزله های نسبتا شدید تغییر شکلهای بزرگی به وجود آید. (۴ تا ۶ برابر تغییر مکانهای حاصل از نیروهای آئین نامه‌ای) این تغییر شکلهای بزرگ باعث می‌شوند در اکثر اعضا ء مفصل های پلاستیک ایجاد شود که تحقق این امر هدف آئین نامه هاست.

قبول این حقیقت که طراحی یک ساختمان که در برابر زلزله های شدید رفتار الاستیک داشته باشد از نظر اقتصادی موجه نیست و درک این مطلب که سازه باید مقاومت و شکل پذیری کافی برای تحمل زلزله های شدید را به صورت واکنش غیر الاستیک داشته باشد فلسفه نیروهای نسبتا کم آئین نامه‌ای است. بدین ترتیب نقش شکل پذیری سازه در پایداری آن تحت زلزله های شدید به خوبی روشن می‌شود.

مسئله مهمی که در ارتباط با رفتار غیر الاستیک ساختمانها مطرح می‌شود این است که باید پیش بینی های لازم جهت اجتناب از ناپایداری ساختمان تحت بارهای قائم به عمل آید. که این موضوع در ضوابط شکل پذیری به صورت **تئوری ستون قوی – تیر ضعیف** مطرح شده است تا در صورت ایجاد مفصل های پلاستیک در واکنش غیر الاستیک، مفصل ها در ستونها تشکیل نشوند، در تیر ها بوجود ایند (strong column weak Beam).

همچنین مسئله مهمی که در ضوابط شکل پذیری وجود دارد این است که مقاومت سازه یا اعضاء به وسیله خمش و نه بر اساس برش و مهار و چسبندگی میلگردها به دست آید.

یعنی سازه یا عضو قبل از رسدن به شکست برشی و یا قبل از رسیدن به زوال چسبندگی میلگردها، مقطع به مقاومت خمشی خود برسد و باعث ایجاد مفصل پلاستیک در مقطع شود.

البته لازم به تذکر است که در برخی موارد نظیر طراحی دیوارهای کوتاه یا ستونهای کوتاه اجتناب از گسیختگی برشی دشوار است. در چنین مواردی استفاده از آرماتورهای قطری اضافی در دیوارها و استفاده از تنگهای ویژه و دور پیچ ها در ستونها در بهبود عملکرد قطعات مفید خواهد بود.

بطور کلی ضوابط آئین نامه ها در طرح و محاسبه سازه های بتن آرمه در چهار چوب قوانین زیر خواهد بود.

الف – شکل پذیری و ظرفیت جذب و استهلاک انرژی با کمترین کاهش در مقاومت سیستم باید پیش بینی و عملی شود.

ب- تیرها، جلوتر از ستونها به تسلیم برسند.

پ – خرابی در خمش باید جلوتر از خرابی در برش و انهدام مهاری اتفاق افتد.

ج- اتصالات باید قوی تر از قطعاتی باشند که به داخل اتصال می ایند آیین نامه ها ضوابطی را برای جزییات اجرایی قطعات در سطوح شکل پذیریهای مختلف تدوین نموده اند.

در آیین نامه بتن ایران و مبحث ۹ مقررات ملی ساختمانی ایران، تامین شکل پذیری در مناطق بحرانی با منظور نمودن ضوابط زیر انجام شده است:

۱- محصور کردن نواحی بحرانی اعضا و گره ها بوسیله دورپیچ و تنگهای ویژه با سطح مقطع و فواصل متناسب با شکل پذیری مورد نیاز سازه

۲- قرار دادن میلگردهای فشاری علاوه بر میلگردهای کششی در نواحی بحرانی

۳- محدود کردن در صد آرماتورهای کششی در تیرها

۴- محدود کردن تنش حد تسلیم فولادهای مصرفی

علاوه بر تامین شکل پذیری مناسب در نواحی بحرانی اعضا،باید پارامترهای زیر نیز برای جلوگیری از گسیختگیهای زود هنگام در طرح سازه منظور شود:

۱- محاسبات برای برش ایجاد شده در قطعات در اثر ظرفیت خمشی دو انتهای عضو صورت گیرد.

۲- منظور نمودن اثرات $P - \Delta$ با توجه به مقدار تغییر مکان قابل پیش بینی در هنگام گسیختکی سازه

۳- تامین مقاومت برشی مناسب در گره‌ها

۴- جلوگیری از ناپایداری موضعی در اعضا بوسیله محدود کردن ابعاد هندسی آنها در سطوح شکل پذیریهای مختلف

۵- جلوگیری از گسیختکی وصله های پوششی بوسیله محصور کردن مناسب آنها

۶- جلوگیری از کمانش میلگردهای طولی تحت فشار بخصوص در ستونها از طریق محدود کردن فواصل میلگردهای عرضی

۷- جلوگیری از ناپایداری عمومی در اثر تمرکز لولاهای پلاستیک در اعضای نزدیک یکدیگر در یک طبقه و یا در ستونها بجای تیرها

-اثر شکل پذیری در محاسبه نیروهای زلزله طبق مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان ایران

در مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان (بار های وارد بر ساختمان)، برای تعداد زیادی از ساختمانها، نیروی برشی پایه را با رابطه زیر میتوان محاسبه نمود

$$V = \frac{ABI}{R} W$$

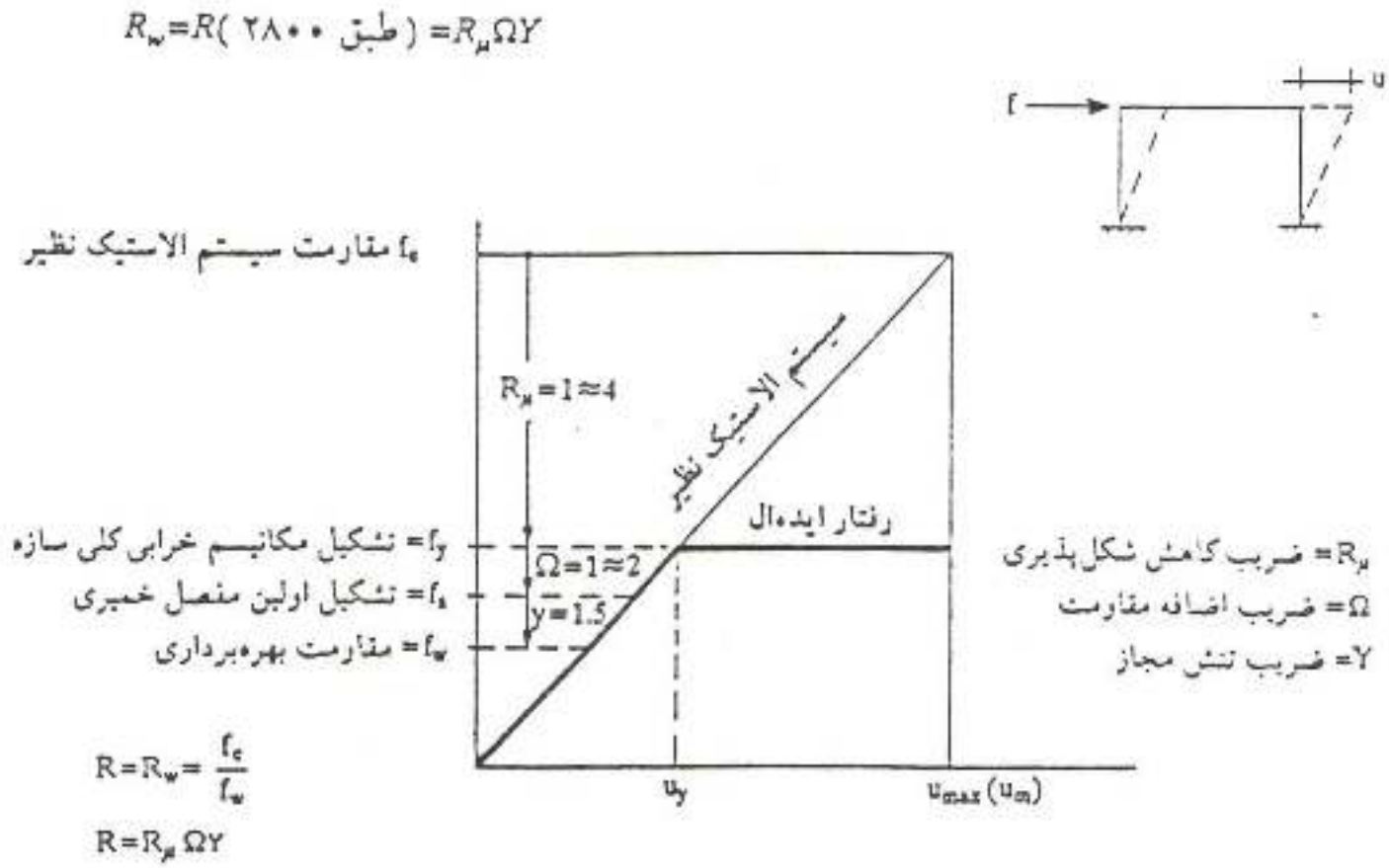
رابطه فوق در واقع از قانون دوم نیوتن گرفته شده است، و عبارتست از شتاب در جرم سازه می باشد. در واقع ABIW همان شتاب در جرم سازه است (قانون دوم نیوتن)، که طبق آئین نامه R برابرکوچک شده است.

Rضریب رفتار ساختمان است که تابعی است از شکل پذیری، اضافه مقاومت ساختمان و حاشیه اطمینان یا ضریب تنش مجاز. اضافه مقاومت سازه در اثر تاثیر ناسازه ها در باربری سازه ، یا به علت باز توزیع نیروهای داخلی در سازه های نامعین و یا به علت اعمال نیازهای شکل پذیری و نیازهای حداقل مقادیر قید شده در آئین نامه هاست .

$$R = R_\mu \, \Omega Y$$

R_μ = ضریب کاهش به علت شکل پذیری سیستم این ضریب نشان دهنده ظرفیت استهلاک انرژی در رفتار چرخه ای است . به واسطه R_μ می توان نیروی زلزله الاستیک f_e را به تراز نیروی زلزله تسلیم F_y کاهش داد. (شکل ۱۵).

$$R_\mu = \frac{f_e}{F_y}$$



شکل ۱۵- پاسخ عمومی سازه

f_e=مقاومت لازم برای تسلیم الاستیک نظیر

F_Y=مقاومت تسلیم

سیستم الاستیک نظیر، سیستمی است که رفتار آن تا تغییر مکان نهایی به صورت الاستیک خطی است. برای R_μ روابط زیر برای سازه یک درجه آزادی قابل ارائه است.

الف – برای نواحی سرعت و تغییر مکان ثابت طیف :

$$R_\mu = \mu$$

ب – برای نواحی شتاب ثابت طیف (زمان تناوب های کوچک)

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1}$$

$$\mu = \frac{\Delta max}{\Delta y}$$

μ =ضریب شکل پذیری سازه است

Δ_{max} =تغییر مکان حداکثر نظیر نقطه خرابی

Δ_y =تغییر مکان تسلیم

برای یک ساختمان یک طبقه، مقدار R_μ به طور مستقیم از رابطه فوق قابل محاسبه است. ضریب شکل پذیری μ برای سیستم های مختلف ساختمانی به صورت جدول زیر توصیه شده است.

مقاومت μ توصیه شده برای سازه های مختلف

نوع سیستم	μ
الف- سازه های فولادی	
قاب فضایی شکل پذیر	۴
قاب فضایی شکل پذیر با باد بند برون محور	۳/۵
قاب فضایی شکل پذیر با باد بند محوری	۳
قاب فضایی خمشی با شکل پذیری کم	۲/۵
قاب بادبندی شده با شکل پذیری کم	۲
سایر سیستم ها	۱/۵
ب – سازه های بتن مسطح	
قاب بتن مسطح با شکل پذیری زیاد (با و بدون دیوار برشی)	۴
قاب بتن مسطح با شکل پذیری متوسط (با و بدون دیوار برشی)	۳
قاب بتن مسطح با شکل پذیری کم (با و بدون دیوار برشی)	۲
سایر سیستم ها	۱/۵
پ- سازه های بنایی	
بنایی مسلح	۱/۵
بنایی نیمه مسلح (باکلاف)	۱/۲۵
بنایی غیر مسلح	۱

Ω=ضریب اضافه مقاومت

مقدار Ω نسبت بین مقاومت سازه در هنگام تشکیل مکانیسم عمومی خرابی و مقاومت سازه در هنگام تشکیل اولین مفصل خمیری است.

$$\Omega=\frac{F_y}{f_s}$$

F_y=مقاومت نظیر مکانیسم خرابی کلی

f_s=مقاومت نظیر تشکیل اولین مفصل خمیری

ضریب اضافه مقاومت عامل اصلی در جلوگیری از خرابی سازه ها با زمان تناوب کوتاه در مقابل نیروهای زلزله است. در این گونه سازه ها شکل پذیری، کم اثر میباشد. برای Ω رابطه کمی زیر پیشنهاد شده است :

$$\Omega=\Omega_0 F_1 F_2 F_3$$

Ω_0 =ضریب اضافه مقاومت اسمی، مقدار آن بر حسب درجه نامعینی و قدرت باز توزیع نیروهای داخلی، از ۱ تا ۳ متغییر است.

F_1 =نسبت تنش تسلیم واقعی به تنش تسلیم اسمی که مقدار آن در حدود ۱/۰۵ قابل توصیه است.

F_2 =اثر سرعت بارگذاری در افزایش تنش تسلیم که مقدار آن در حدود ۱/۱ قابل توصیه است.

F_3 =اثر ناسازه ها

مقدار متوسط Ω در حدود ۲ می باشد.

Y =ضریب تنش مجاز

این ضریب مساوی نسبت تنش در هنگام خمیری شدن مقطع به تنش بهره برداری است.

M_p=لنگر پلاستیک مقطع که با رابطه زیر میتوان محاسبه نمود.

$$Y=\frac{f_s}{f_w}=\frac{M_p}{M_w}$$

$$M_p=Z_p\,F_y$$

Z_P =اساس مقطع پلاستیک می باشد.

M_w =لنگر حد بهره برداری می باشد که با رابطه زیر قابل محاسبه است.

$$M_W=S\,F_b$$

S =اساس مقطع الاستیک

F_b =تنش خمشی مجاز می باشد

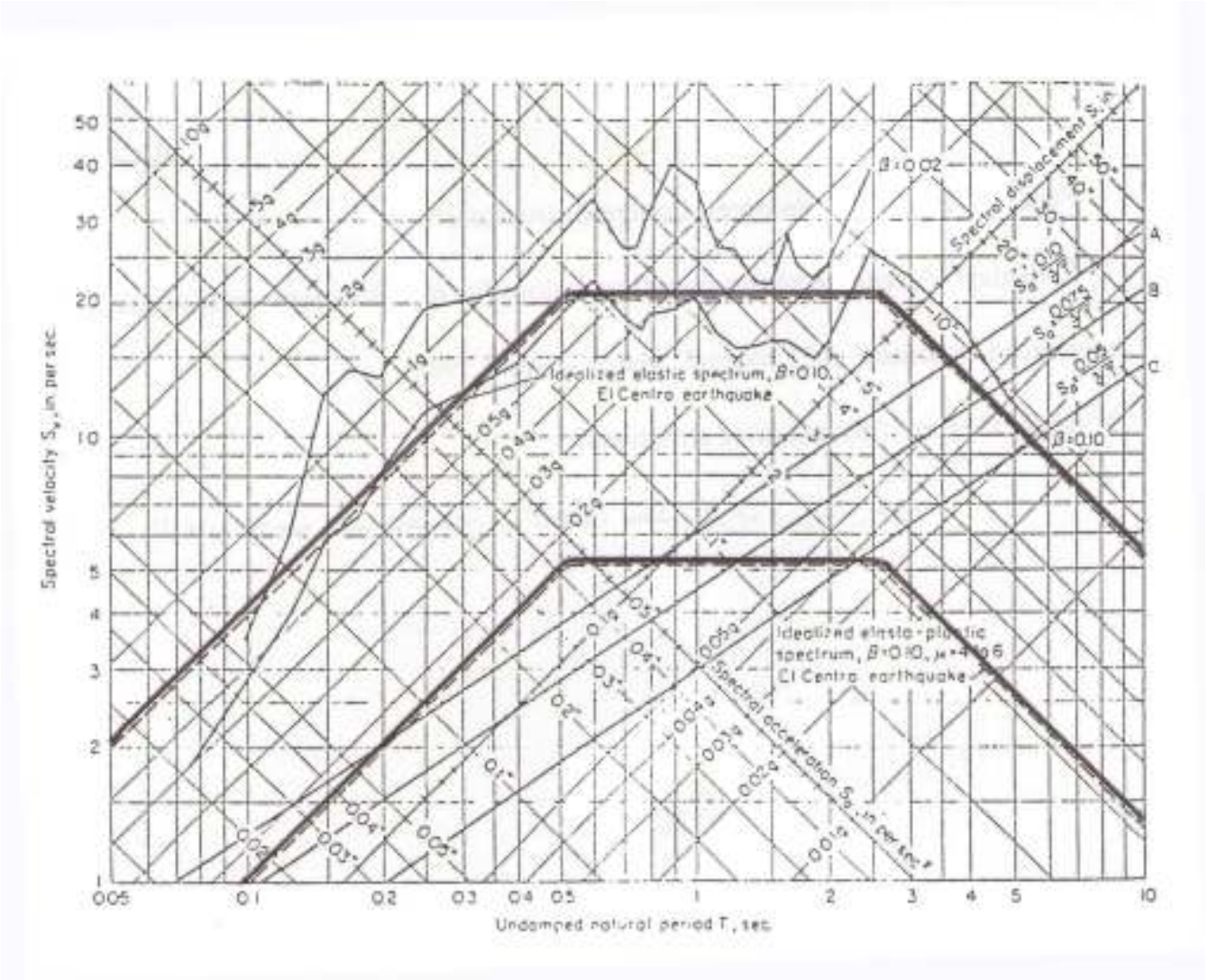
مقدار متوسط Y در حدود ۱/۴ تا ۱/۵ می‌باشد.

با توجه به مطالب تشریح شده در بندهای فوق، شکل پذیر نمودن سازه باعث می گردد مقداری انرژی زلزله جذب شده، در نتیجه سازه نیروی بیشتری را می توان تحمل نماید.

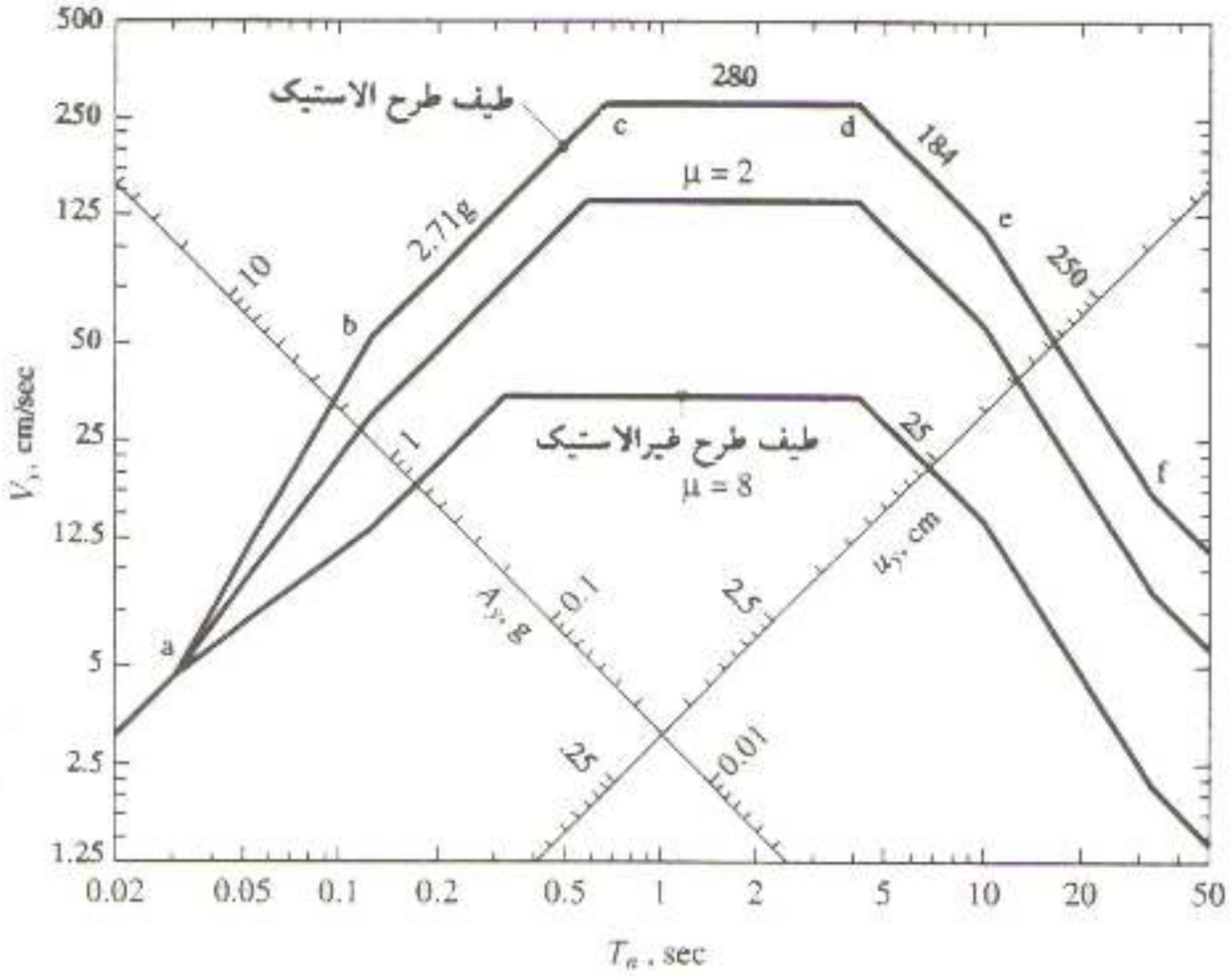
شکل ۱۶ پاسخ طیفی برای دو سازه را در یک زلزله نشان می‌دهد. یکی از سازه ها رفتار الاستیک داشته و شکل پذیر نیست و دیگری رفتار الاستو – پلاستیک داشته که ضریب شکل پذیریش ۴ الی ۶ میباشد.

همچنانکه از شکل روشن است پاسخ طیفی شتاب (S_a)، سرعت (S_v) و تغییر مکان (S_d) برای سازه الاستو – پلاستیک (شکل پذیر) نسبت به سازه با رفتار الاستیک بسیار پائین است، و این نشان می‌دهد که زلزله به سازه شکل پذیر نسبت به سازه با رفتار الاستیک نیروی کمتری وارد می‌کند. یا به عبارت دیگر در سازه شکل پذیر مقداری انرژی زلزله در اثر تغییر فرم سازه مستهلک می گردد.

در شکل ۱۷ نیز طیف طرح برای دو سازه با رفتارهای الاستیک و غیر الاستیک نشان داده شده است.



شکل ۱۶- پاسخ طیفی برای دو سازه با رفتارهای الاستیک و الاستو پلاستیک



شکل ۱۷- طیف طرح برای دو حالت الاستیک و غیر الاستیک