

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

سیستم های سازه ای لوله ای یا قابهای محیطی

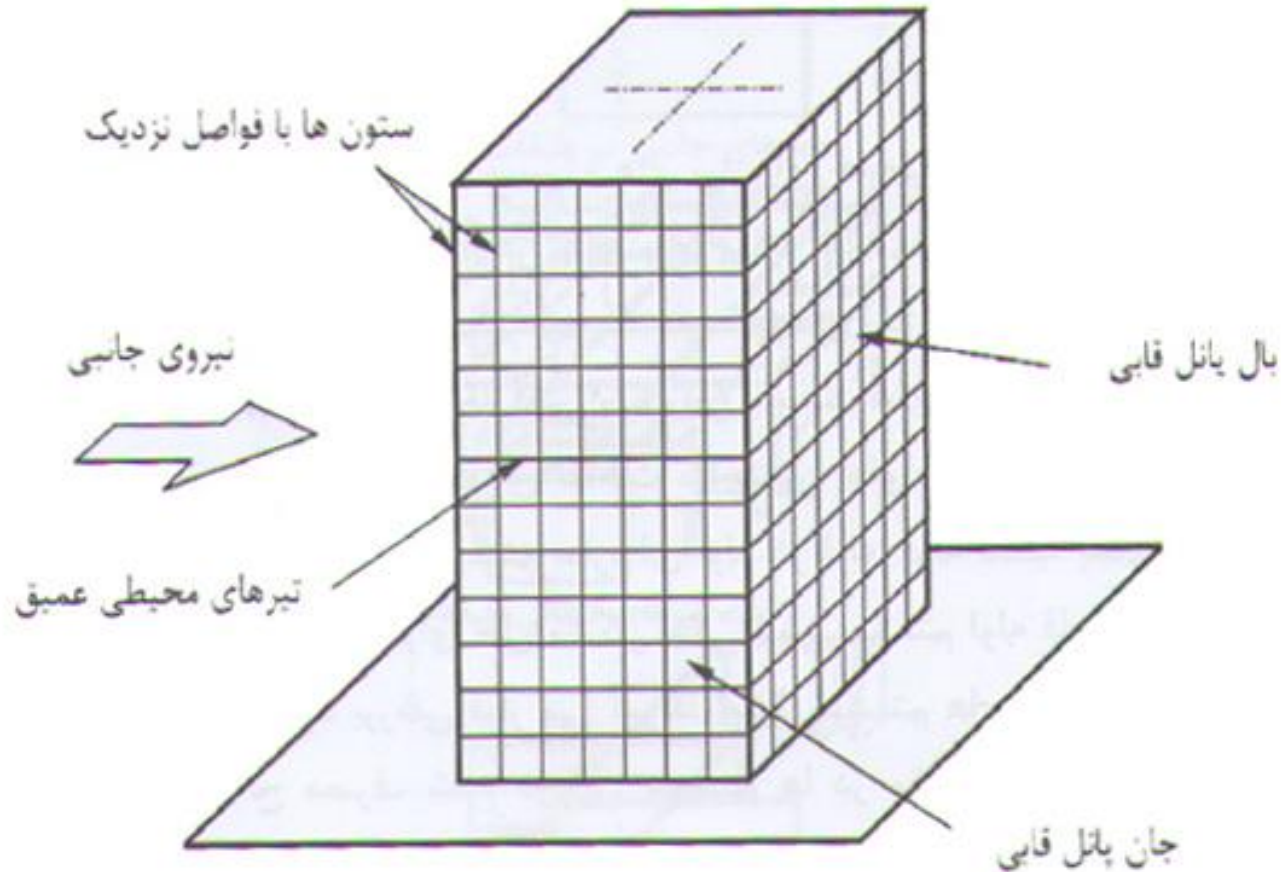
Tubular Structural System

این سیستم ها شکل تکامل یافته سازه های قابی معمولی است که در ساختمانهای بتنی و فلزی و مرکب استفاده می شود.

هنگامیکه سیستم دوگانه قاب - دیوار در ساختمانهای بتنی و قابهای مهاربندی شده در ساختمانهای فولادی به دلیل ارتفاع خیلی زیاد ساختمان ناکارا می شوند قابهای لوله ای بعنوان سیستم جایگزین مطرح می گردد. این سیستم **گسترش منطقی از قاب مقاوم خمشی است که در آن به دلیل چیدن ستونها در اطراف و کم کردن فاصله ستونها و افزایش ارتفاع تیرها مقاومت و سختی سازه بطور قابل توجهی افزایش می یابد.**

بارزترین مشخصه این سیستم فاصله کم ستونهای پیرامونی است که با تیرهای عمیق بهمديگر متصل شده و یک طره قائم بسیار بزرگ در برابر لنگر واژگونی مقاومت می کند. فاصله ستونها معمولا ۲ الی ۴ متر و عمق تیرها ۰/۶ الی ۱/۳ متر می باشد.

در سیستم قابهای لوله ای قابهای صفحه ای عمود بر امتداد بارهای جانبی بعنوان **بالها** تیر جعبه ای تحت کشش و فشار (ناشی از خمش) و قابهای صفحه ای موازی بارهای جانبی بعنوان **جانهای تیر جعبه ای** عمل می کنند (شکل ۱).



شکل ۱- سیستم سازه ای لوله ای

در این سیستم که اولین بار توسط **فضلورخان** معرفی شد از عناصر اصلی سازه های بلند یعنی تیرها و ستونها استفاده شده و با **تغییر ماهرانه مکان آنها** یک سیستم سازه ای کارا و با صرفه ایجاد می گردد پلان نمونه ای از سیستم لوله ای در شکل ۲ نشان داده شده است.



شکل ۲- نمونه ای از پلان سیستم سازه ای لوله ای

در سیستم سازه ای قابهای لوله ای تمام بارهای جانبی توسط قابهای محیطی و بارهای ثقلی مشترکا توسط قابهای محیطی و ستونهای داخلی و هسته ها تحمل می گردد.

بازده مطلوب این سیستم ناشی از گرههای صلب زیادی است که در پیرامون سازه وجود دارد و موجب پیدایش یک لوله بزرگ می شود.

در این سیستم سازه ای کفهای صلب طبقات همچون دیافراگمهایی نیروهای جانبی را به قاب صلب پیرامونی منتقل می کند.

در این سیستم سازه ای در کنار بازده بالا، فضای داخلی نسبتا وسیع و خالی از ستونهای عریض ایجاد می گردد. اما به دلیل وجود ستونهای پیرامونی نزدیک به هم، دید از داخل ساختمان محدود می گردد.

سیستم های لوله ای در چهار دسته طبقه بندی می شوند:

۱- سیستم لوله قابی (قاب محیطی) Framed Tube

۲- سیستم لوله مهاربندی شده Braced Tube

۳- سیستم لوله در لوله Tube in Tube

۴- سیستم لوله دسته بندی شده Bundled Tube

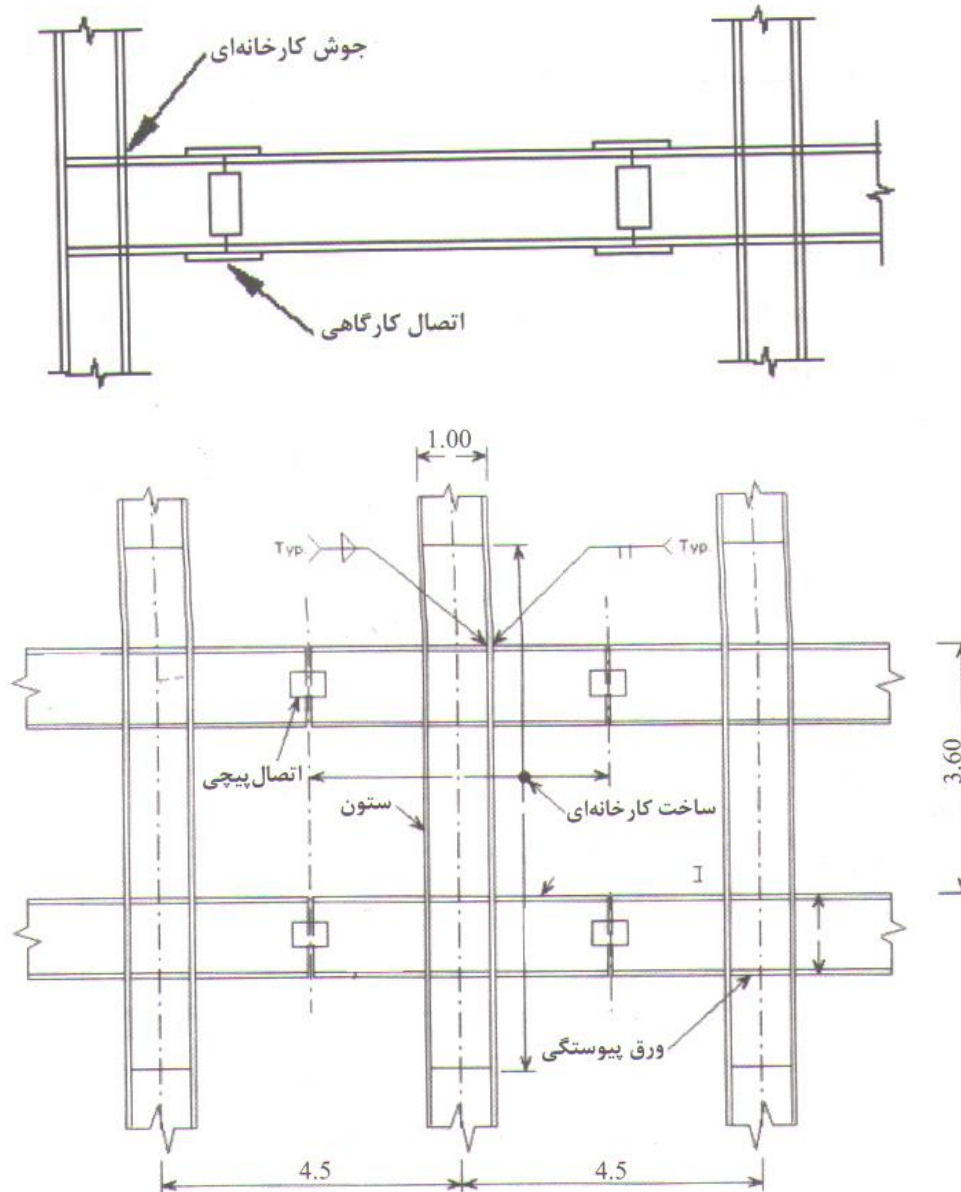
سیستم لوله قابی (قاب محیطی) Framed Tube

این سیستم سازه‌ای از ستونهای نزدیک به هم که با تیرهای عمیق در پیرامون ساختمان به هم دیگر متصل شده اند تشکیل می گردد.

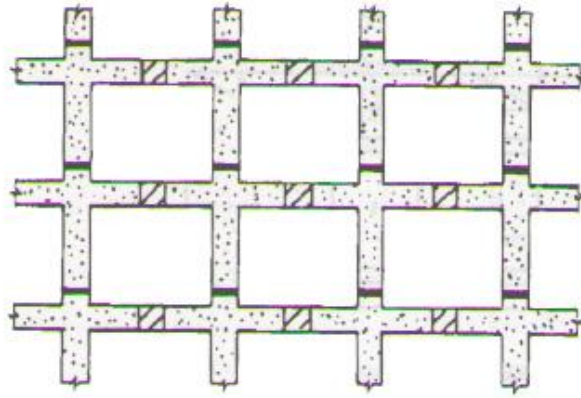
این سیستم سازه ای در ساختمانهای فولادی جهت ایجاد اتصال صلب به جوشکاریهای دقیق و فنی نیاز دارد. به همین علت استفاده از قطعات پیش ساخته مطابق شکل ۳ که اتصالات جوشی بطور عمده در کارخانه انجام و در محل نصب با استفاده از پیچ و مهره به یکدیگر متصل میگردد، استفاده می شود.

در ساختمانهای بتنی نیز با استفاده از قطعات بتنی پیش ساخته این سیستم سازه ای می تواند اجرا گردد(شکل ۴) همچنین استفاده از قالبهای لغزنده در ساخت ساختمانهای بتنی با این سیستم رواج زیادی یافته است.

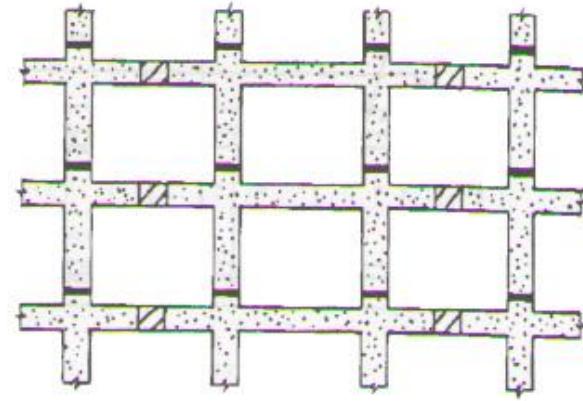
اولین ساختمان با سیستم قاب محیطی، ساختمان DeWitt-Chestnut است که در ۴۳ طبقه بتنی در شیکاگو در سال ۱۹۶۱ ساخته شده است(شکل ۵).



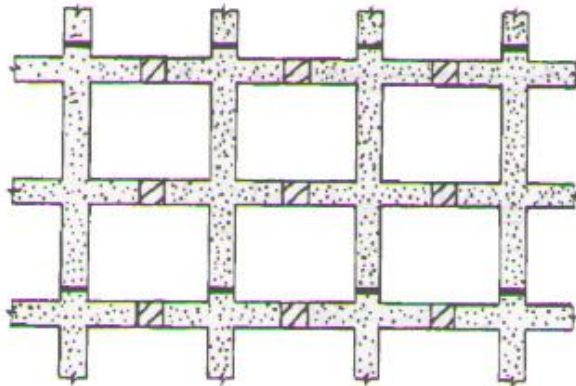
شکل ۳- سیستم سازه ای لوله ای فولادی پیش ساخته



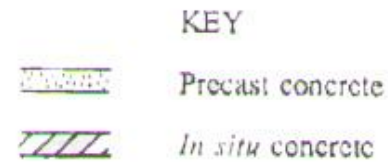
(a) Single T units



(b) Double T units



(c) Christmas tree units



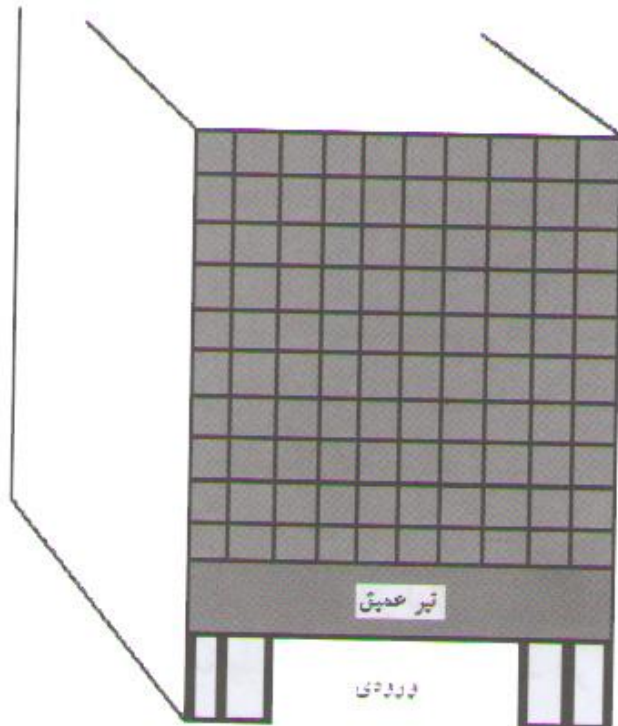
شکل ۴- سیستم سازه ای لوله ای بتنی پیش ساخته



شکل ۵ الف - ساختمان ۴۳ طبقه بتنی DeWitt-Chestnut در شیکاگو

سیستم قاب محیطی بعنوان سیستمی اقتصادی ، مطمئن و دارای قابلیت‌های بهره برداری مناسب در تعداد بسیار زیادی از ساختمانهای بلند دنیا استفاده شده است.

یکی از عیبهای این سیستم سازه ای فاصله بسیار نزدیک ستونهاست که در طبقات پائین در ورودی ساختمان و ورودی پارکینگها و فروشگاهها مطلوب نیست، جهت برطرف نمودن این عیب در طبقات پائین فاصله ستونها بر اساس نیاز معماری بیشتر انتخاب می شود و از طریق تیرهای انتقالی به ستونهای با فواصل کم قاب محیطی متصل می شود(شکل ۶).



شکل ۶- استفاده از تیرهای انتقالی عمیق در ورودی ساختمان با سیستم قاب محیطی

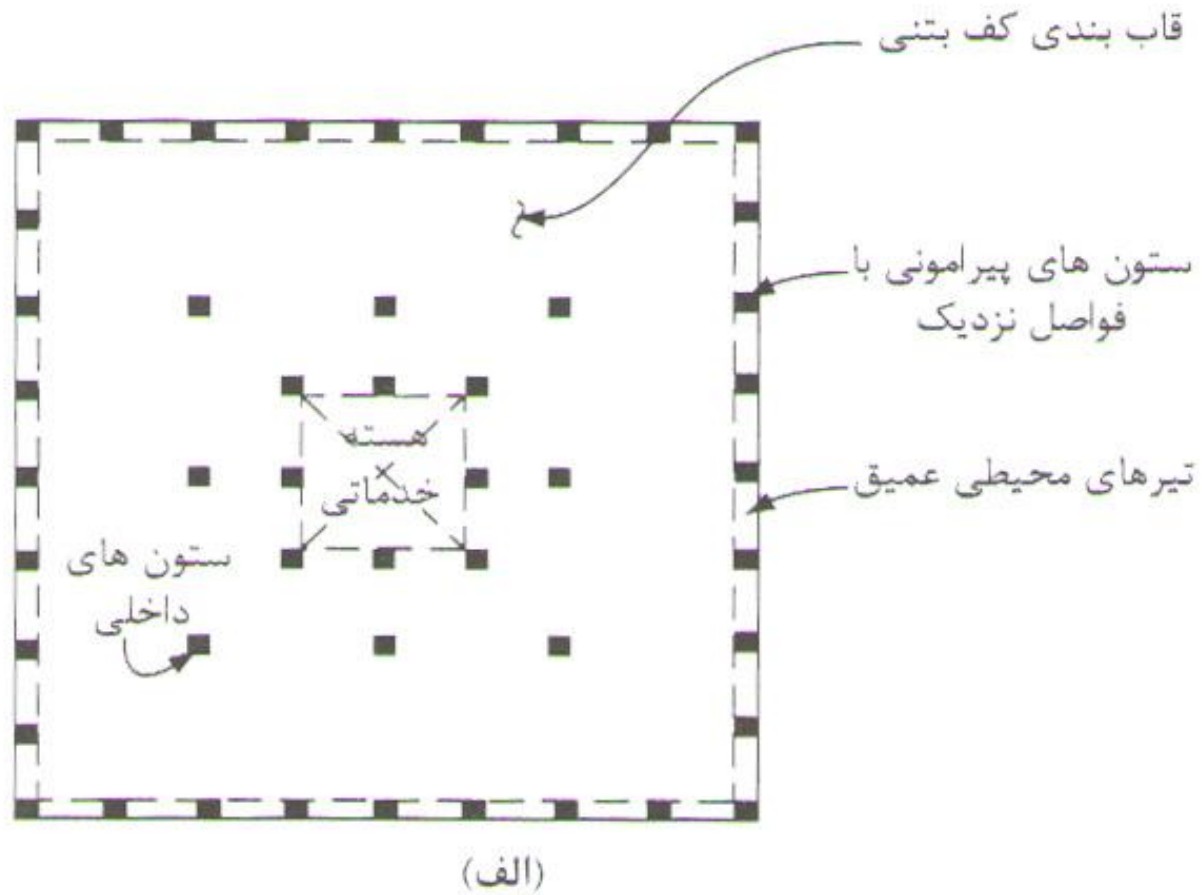
رفتار سیستم سازه ای قاب لوله ای:

برای بررسی رفتار سیستم سازه ای قاب محیطی، ساختمان نشان داده شده در شکل ۷ را در نظر بگیرید. در این ساختمان تمام نیروهای جانبی توسط قاب محیطی تحمل می گردد. سیستم **کف که در صفحه خود صلب** در نظر گرفته می شود، بارهای جانبی را بین سیستم های مقاوم جانبی به نسبت صلبیت آنها تقسیم میکند.

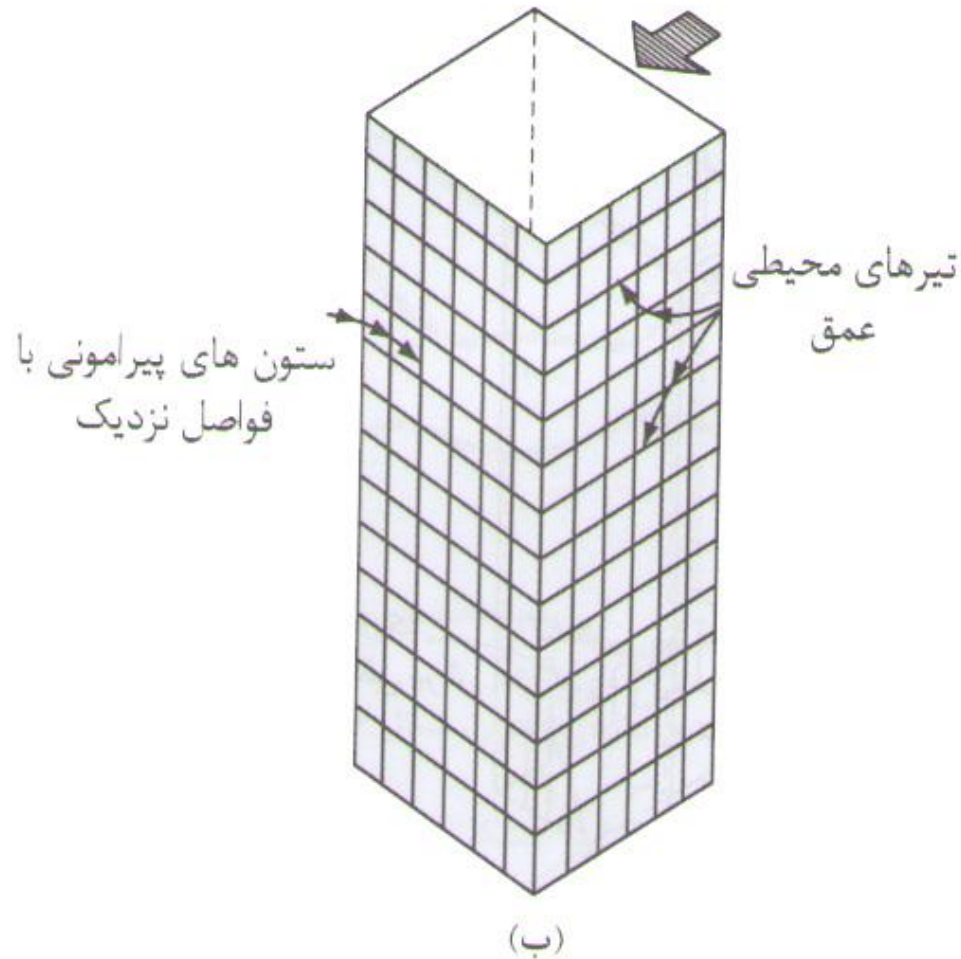
قابهای صفحه ای عمود بر امتداد بارهای جانبی به عنوان **بالها** و قابهای صفحه ای موازی بارهای جانبی به عنوان **جانهای** یک لوله توخالی در برابر بارهای جانبی عمل می کنند.

وقتی که سازه تحت بارهای جانبی قرار میگیرند ستونهای مقابل محور خنثی لوله تحت **کشش و فشار** قرار میگیرند.

قابهای صفحه ای موازی بارهای جانبی تحت **خمش درون صفحه ای و نیروهای برشی** وابسته به عملکرد مستقل قاب صلب قرار میگیرند.

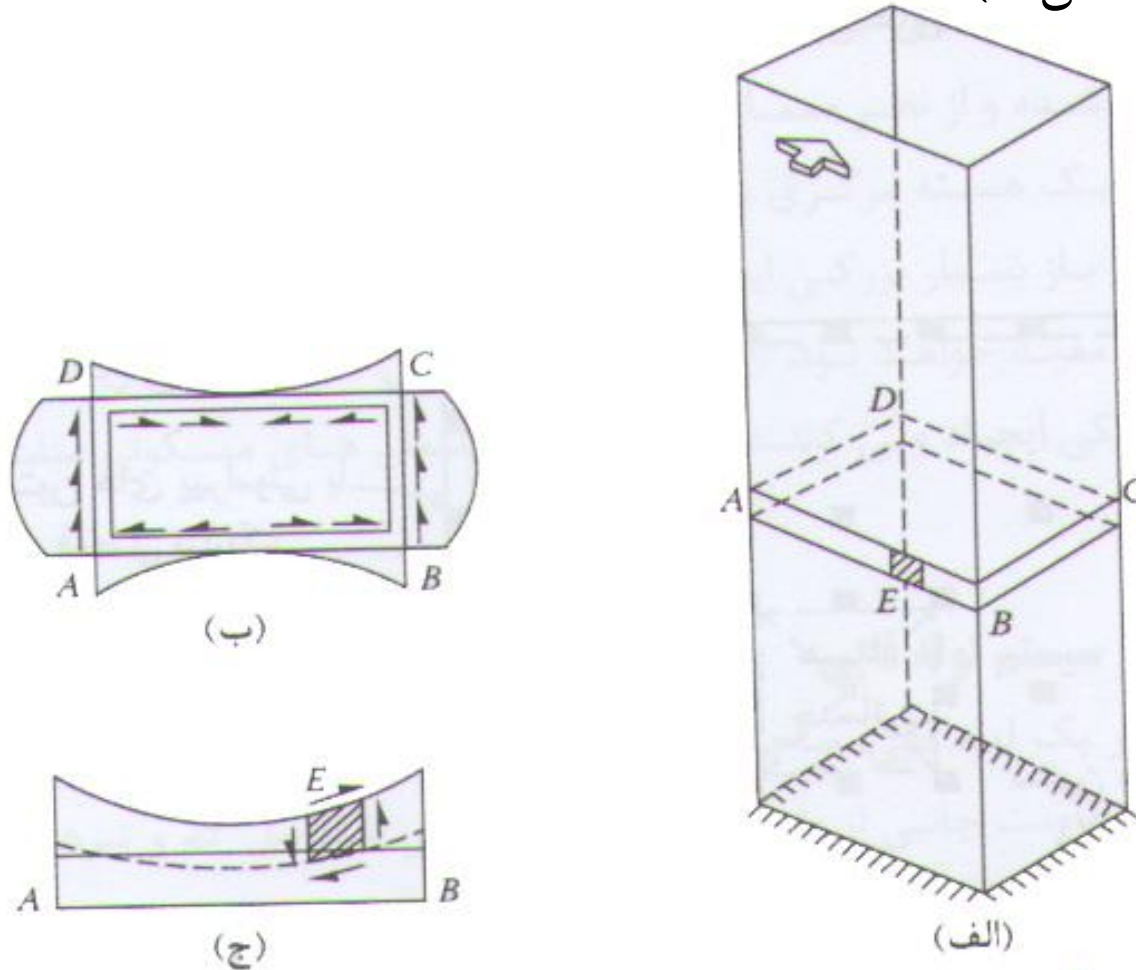


شکل ۷- سیستم قاب محیطی، الف- پلان، ب- نمای سه بعدی



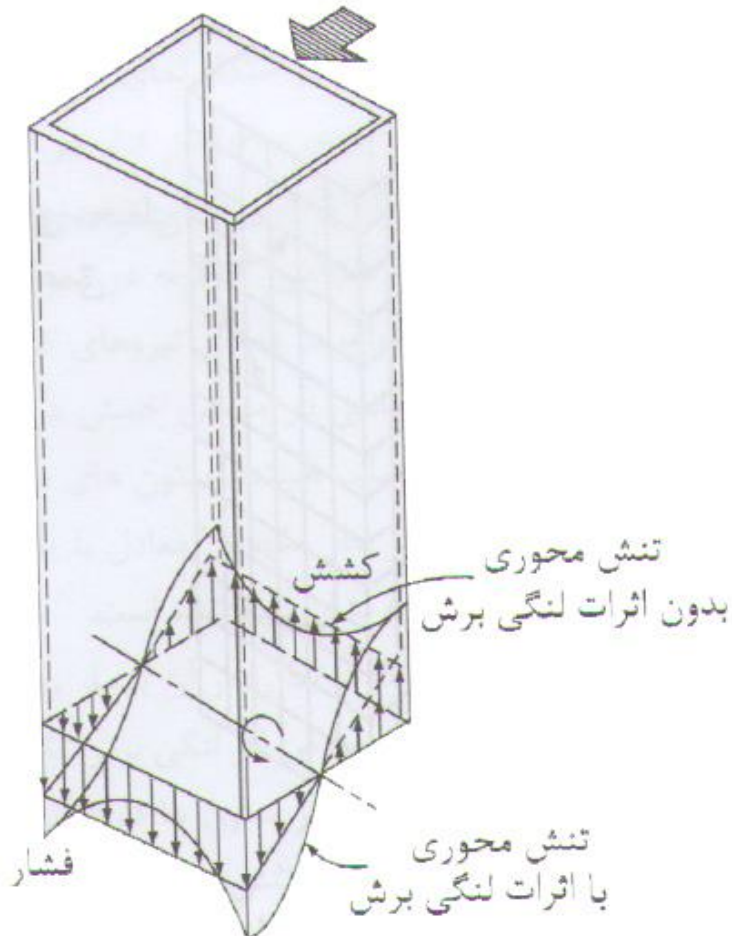
ادامه شکل ۷- سیستم قاب محیطی، ب- نمای سه بعدی

ستونها و تیرهای پیرامونی از نظر مفهومی معادل با یک لوله طره ای توخالی از سطح زمین می باشند (شکل ۸).



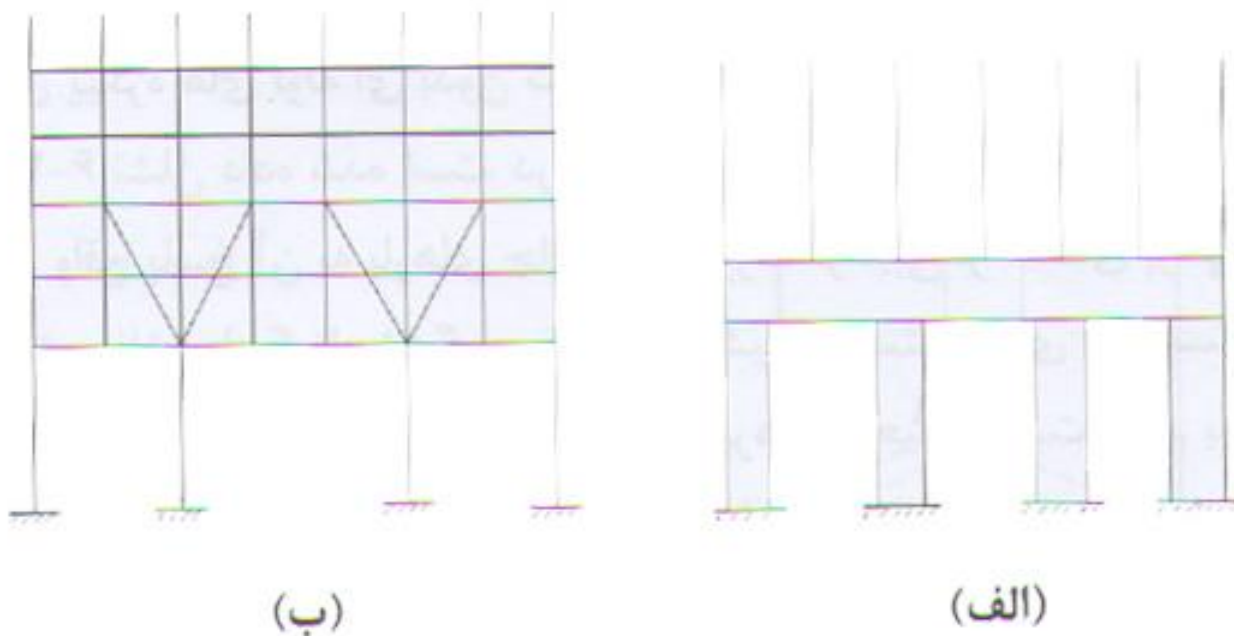
شکل ۸- عملکرد سیستم قاب محیطی در مقابل بارهای جانبی، الف- لوله طره ای در معرض بار جانبی، ب- توزیع تنش برشی، ج- اعوجاج المان بال در اثر تنش برشی

سیستم سازه ای قاب محیطی با اینکه **فرم لوله ای** دارد، اما رفتار آن در مقابل بارهای جانبی بسیار پیچیده تر از **لوله** است. بر خلاف یک لوله صلب، قابهای محیطی در معرض **لنگی برش (Shear Lag)** قرار دارد. که باعث می شود تنش های محوری ستونهای گوشه افزایش یابد و همزمان به همان اندازه تنشهای محوری ستونهای داخلی بال و پانل جان کاهش یابد (شکل ۹).

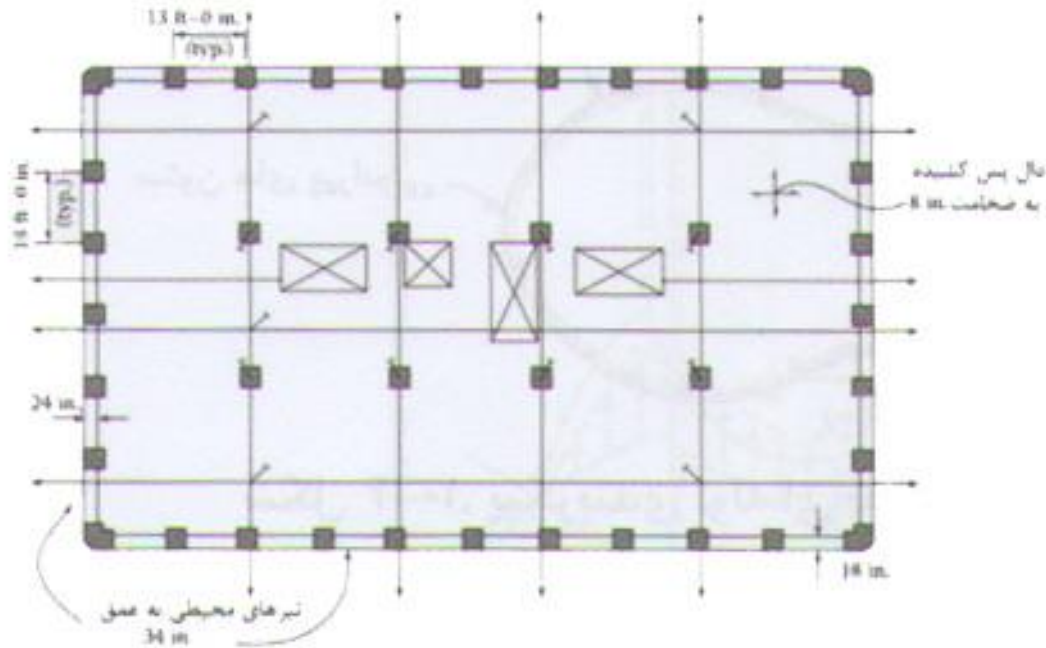


شکل ۹- توزیع تنشهای محوری در قاب محیطی با اثر لنگی برش

یک از مشکلات سیستم سازه ای قاب محیطی، مشکل دسترسی به فضاهای عمومی در طبقات پایین به دلیل فاصله کم ستونها می باشد. برای حل این مشکل از تیرهای انتقالی مانند برج موزه در کالیفرنیا یا ستونهای مورب همانند برجهای دوقلوی مرکز تجارت جهانی می توان استفاده کرد (شکلهای ۱۰ و ۱۱ و ۱۲ و ۱۳).



شکل ۱۰- رفع مشکل دسترسی به فضاهای عمومی در سیستم قاب محیطی،
الف- استفاده از شاهتیرهای انتقالی، ب- استفاده از ستونهای مورب

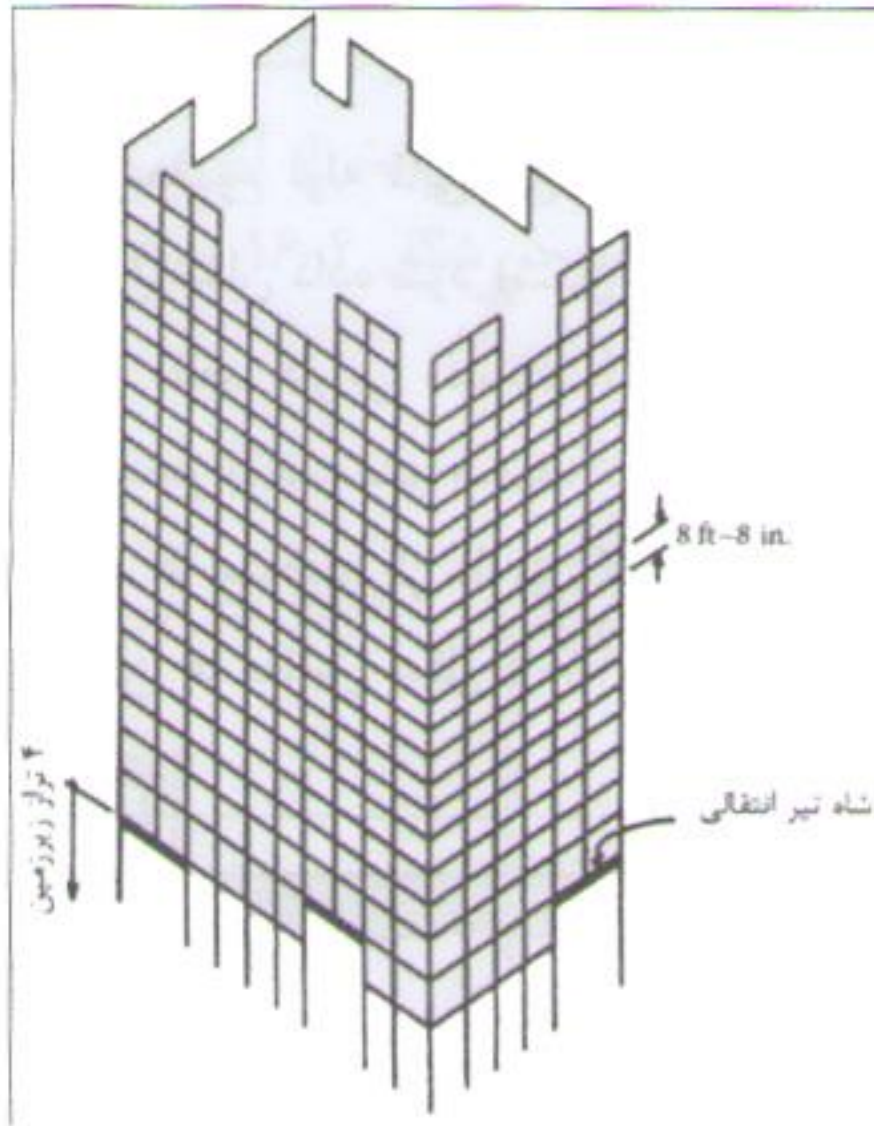


(ب)



(الف)

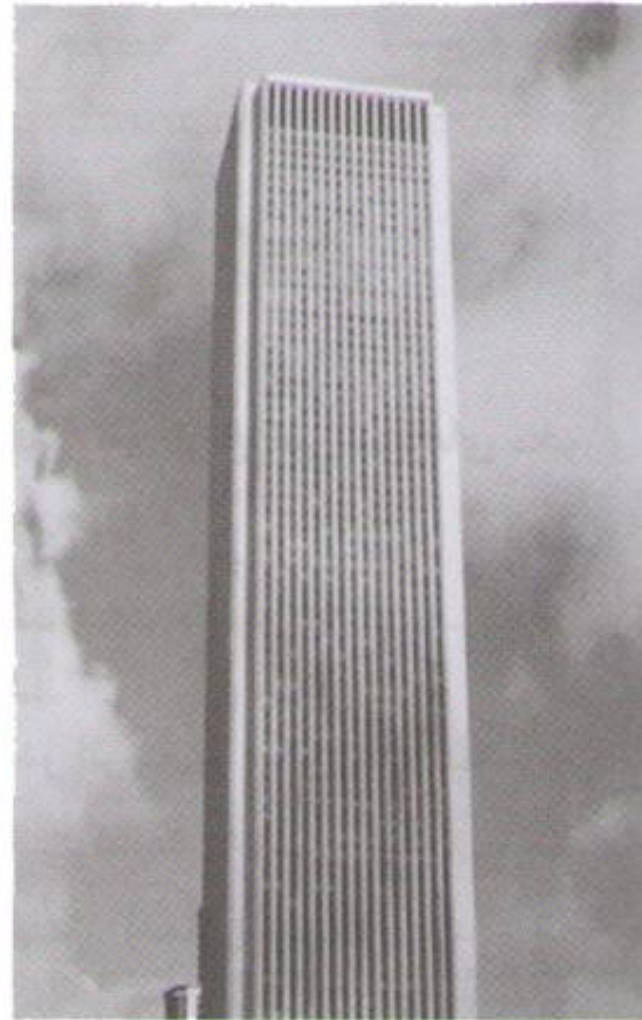
شکل ۱۱- ساختمان برج موزه در کالیفرنیا



شکل ۱۲- استفاده از شاهتیرهای انتقالی در ورودی ساختمان برج موزه



(ب)



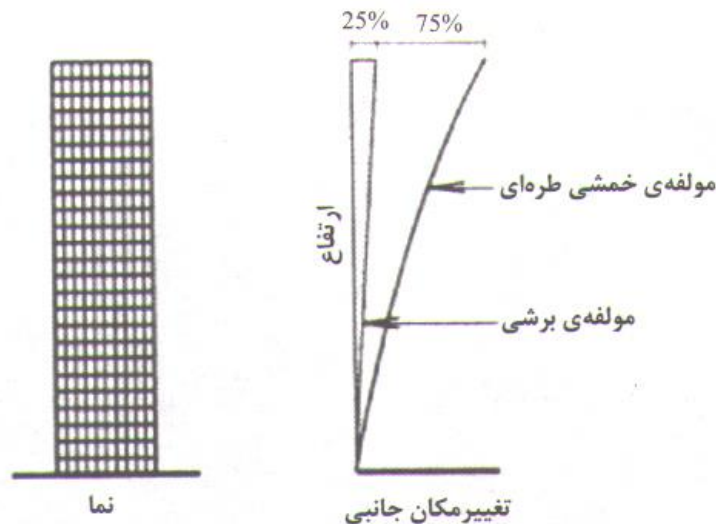
(الف)

شکل ۱۳- نمای ساختمان مرکز تجارت جهانی با ستونهای مورب

رفتار سیستم لوله ای در مقابل بارهای جانبی:

تغییر مکان جانبی سیستم لوله ای تحت بارهای جانبی، حاصل جمع تغییر مکان جانبی قاب خمشی در اثر برش طبقات و تغییر مکان جانبی ناشی از افزایش و کاهش طول ستونها در اثر خمش طبقه می باشد.

بر خلاف قابهای خمشی معمولی، در سازه های بلند با سیستم قاب لوله ای تغییر مکان ناشی از خمش (رفتار خمشی قاب) خیلی بیشتر از تغییر مکان ناشی از برش می باشد. سهم مولفه برشی کمتر از ۲۵ درصد تغییر مکان قاب می باشد.



پدیده لنگی برش در سیستم سازه ای قاب محیطی:

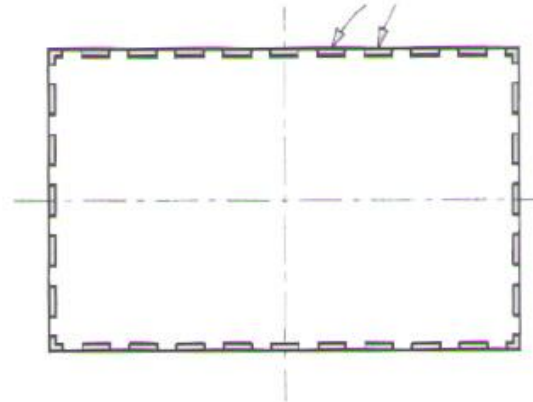
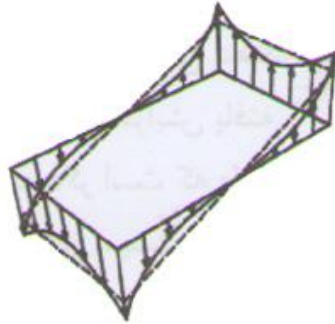
پدیده لنگی برش در سیستم قاب محیطی در اثر تغییر مکان قائم ناهمگون ستونهای واقع در بال قاب محیطی بوجود می آید.

هر ستون داخلی نسبت به ستون خارجی سمت خود تغییر شکل و تنش کمتری خواهد داشت.

چون لنگر اعمالی خارجی باید توسط کوپل داخلی ناشی از نیروهای کششی و فشاری دو سمت مخالف محور خنثی ساختمان تحمل شود، تنشهای ستونهای گوشه ای بیشتر از تنشهای ناشی از رفتار خالص لوله ای خواهد بود و تنشهای ستونهای میانی کمتر از آن می باشد و توزیع تنشهای محوری از حالت خطی ایده آل دور می شود، در شکل ۱۴ پدیده لنگی برش نشان داده شده است.

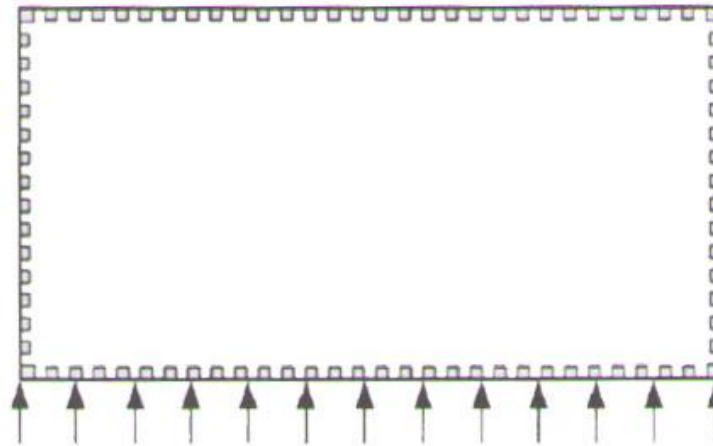
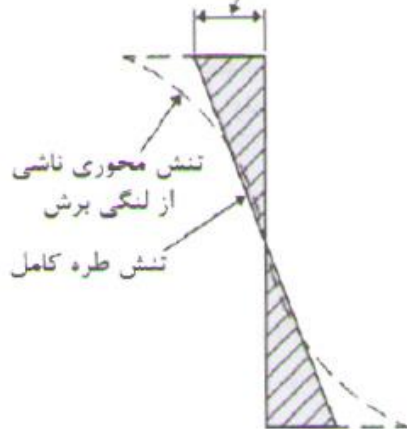
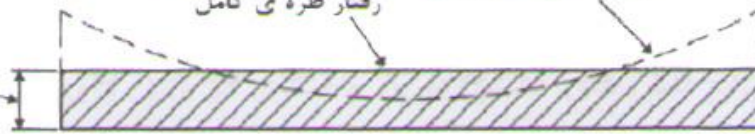
ستون‌ها با فواصل نزدیک

افزایش تنش در گوشه‌ها به علت پدیده لنگی برش



تنش واقعی ناشی از پدیده لنگی برش
تنش در ستون ناشی از رفتار طره ی کامل

تنش محوری در ستون ناشی از نیروی باد تنها



نیروی باد

شکل ۱۴- پدیده لنگی برش در سیستمهای سازه ای قاب محیطی

در ساختمانهای بلند با سیستم لوله ای ایده آل با دیوارهای توپر، دیوارهای خارجی بصورت واحد و مشترک عمل کرده و در مقابل بارهای جانبی مانند یک تیر طره عمل می نمایند.

اما تغییر شکل ساختمانهای بلند با سیستم قاب محیطی تحت بارهای جانبی با رفتار یک تیر کنسول با مقطع لوله ای کامل فرقهایی دارد.

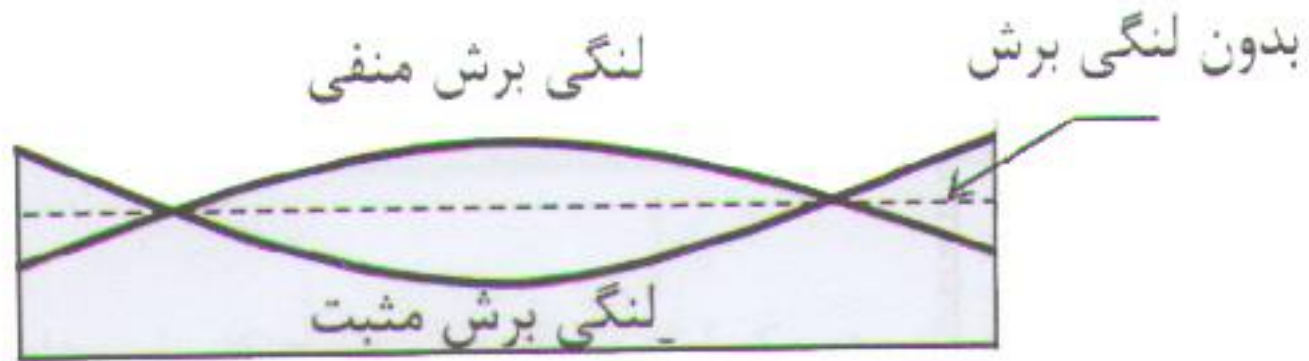
در یک تیر با مقطع لوله ای کامل، دیوارهای آن بصورت توپر می باشد، در صورتیکه دیوارهای پیرامونی در یک سیستم لوله ای از ستونهایی که بوسیله تیرهای درگاهی به هم متصل شده اند، تشکیل شده است. بنابراین **سختی دیوارهای پیرامونی در سیستم قاب محیطی در مقایسه با یک لوله کامل کاهش می یابد.**

عدم صلبیت کافی تیرهای درگاهی و تغییر شکل آنها در اثر برش ایجاد شده در اعضا، در هنگام اعمال بارهای جانبی باعث ایجاد لنگی برش میگردد. بعبارت دیگر **اثرات انعطاف پذیری تیرهای درگاهی** باعث توزیع غیر خطی فشار و کشش در امتداد ستونها می شود.

در این حالت **تغییرشکلهای برشی** که قسمتی از تغییرمکان جانبی ساختمان را تشکیل می دهند، اهمیت بالایی یافته و نیروهای محوری در ستونهای کناری ساختمان افزایش و در ستونهای میانی کاهش می یابد.

این لنگی برش که باعث افزایش تنشهای محوری ستونهای گوشه نسبت به ستونهای میانی میگردد، به لنگی برش مثبت معروف است، برعکس این حالت اگر در اثر لنگی برش تنشهای محوری ستونهای گوشه نسبت به ستونهای میانی کاهش یابد، به لنگی برش منفی معروف است(شکل ۱۵).

معمولا پدیده لنگی برش منفی در ستونهای طبقات بالایی ساختمانهای بلند بوجود می آید.



شکل ۱۵- پدیده لنگی برش منفی و مثبت

برای درک بهتر پدیده لنگی برش یک نمونه تیر طره ای با مقطع قوطی طبق شکل ۱۶ در نظر میگیریم که از دو ناودانی فولادی تشکیل شده و با دو ورقه فولادی نازک از طریق جوش در امتداد لبه ها به یک دیگر متصل شده است.

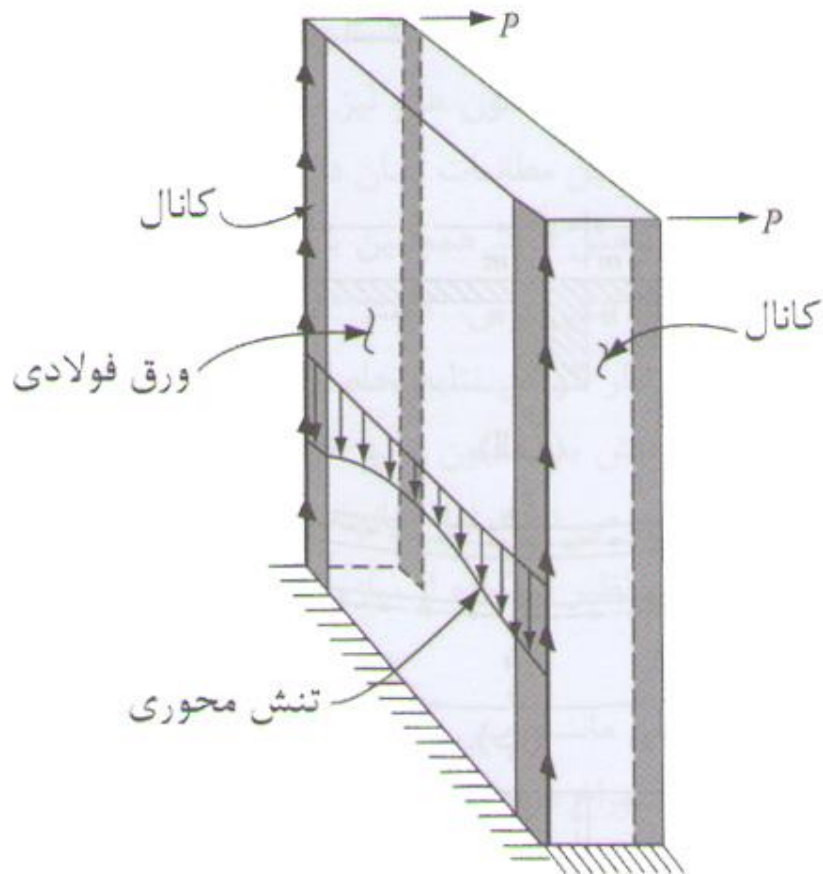
اگر تیر با دو نیروی P در انتهای آزاد خود بارگذاری شود، بر اساس تئوری خمش تنشهای کششی در بالای مقطع قوطی خواهیم داشت که بطور یکنواخت در سرتاسر قسمت بالای قوطی توزیع شده است.

همچنین یک تنش فشاری یکنواخت در پایین قوطی رخ می دهد. هر دو تنش کششی و فشاری از طریق قوطی ها به ورقها مرتبط می شوند.

توزیع تنشهای کششی و فشاری در پائین و بالای ورق یکسان نخواهد بود، و در لبه ها بیشتر از قسمت میانی می باشد.

این انحراف از توزیع یکنواخت فرض شده بواسطه تئوری خمش، بعنوان لنگی برش شناخته می شود. و به دلیل تغییر شکلهای برشی در ورقها رخ می دهد.

تنشهای محوری در داخل ورقها به دلیل تغییر شکل برشی در لبه ها به تاخیر می افتد، که اصطلاحاً به لنگی برش معروف است.



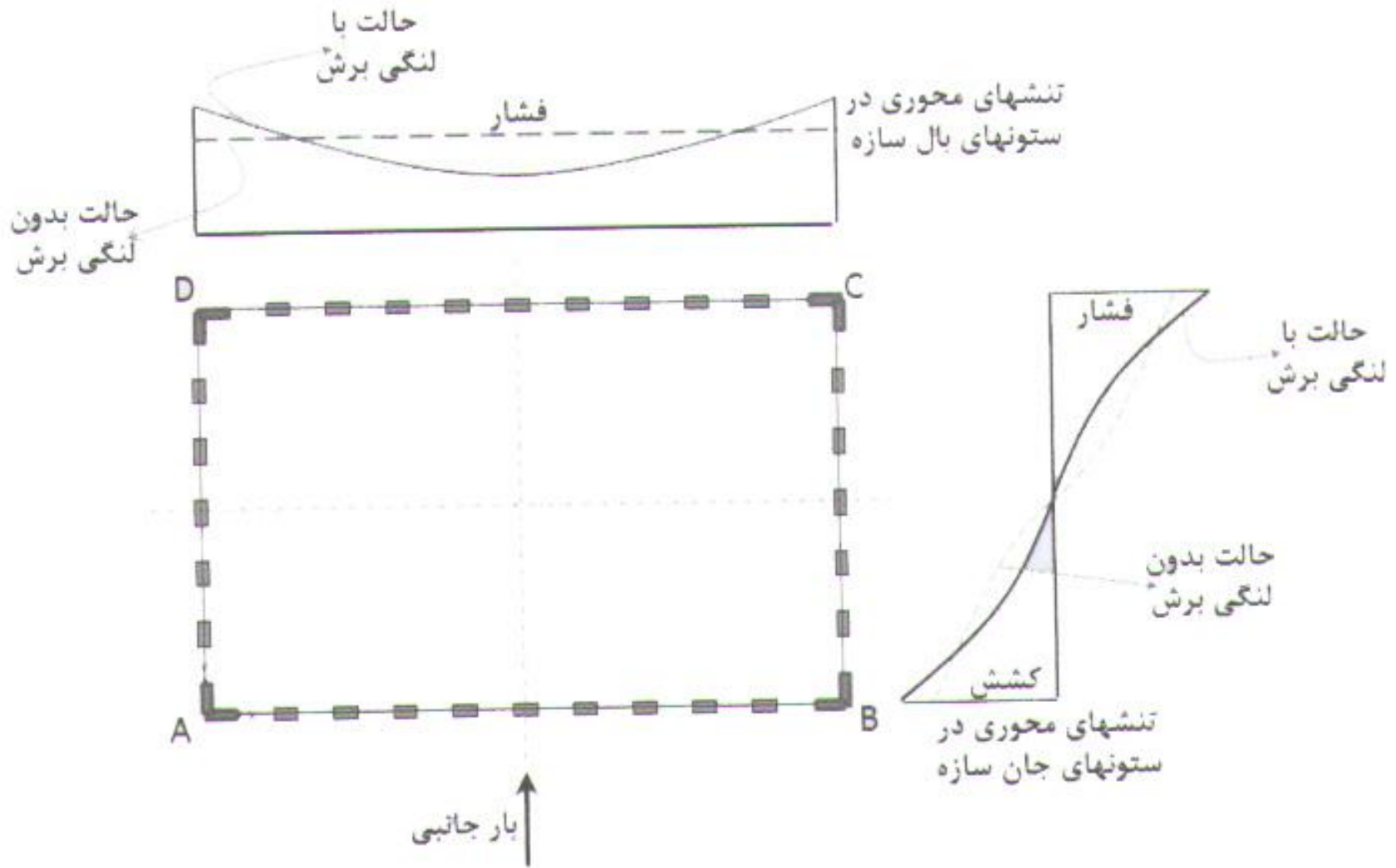
شکل ۱۶- تیر طره ای با مقطع قوطی و با دو کانال

بررسی پدیده لنگی برش در سیستم قاب محیطی:

با اینکه سیستم سازه ای قاب محیطی، قوطی مانند می باشد اما رفتاری بسیار پیچیده تر از رفتار یک قوطی ساده بدون سوراخ دارد و سختی آن نیز بسیار کمتر است. زمانی که سازه در اثر نیروهای جانبی تحت خمش قرار می گیرد، مود اولیه رفتاری آن مشابه قوطی طره قائم بوده و ستونهای دو وجه مخالف محور خنثی بصورت کششی و فشاری عمل می کنند (شکل ۱۷).

قابهای موازی بارهای جانبی تحت خمش در صفحه و رفتار برشی یا طره ای شبیه یک قاب صلب قرار می گیرند، اما این رفتار اولیه با دخالت اثرات انعطاف پذیری تیرهای کناری که باعث ایجاد لنگی برش و افزایش تنش در ستونهای گوشه ای و کاهش تنش در ستونهای میانی پانل های بال و جان می شود، رفتار را پیچیده می سازد.

مقاومت اولیه سازه توسط پانل های جان تامین میگردد. در این حالت تغییر شکل بصورتی است که ستوهای A و B تحت کشش و ستوهای C و D تحت فشار می باشند.



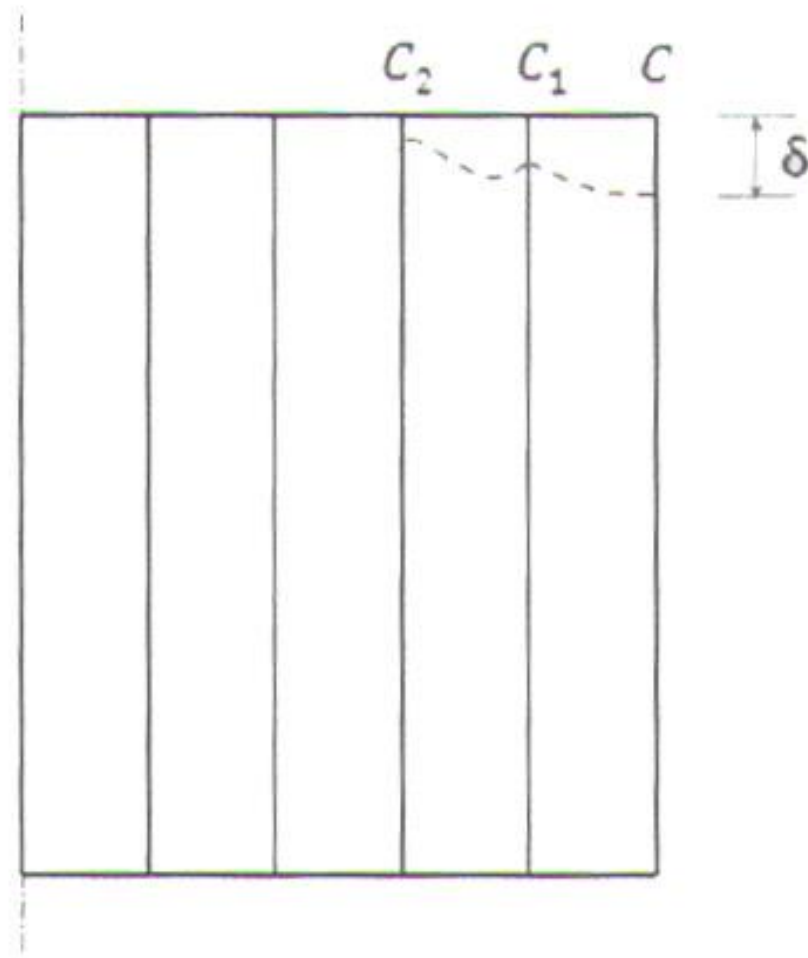
شکل ۱۷- توزیع تنش محوری در ستونهای بال و جان سازه و وقوع پدیده لنگی برش

اندر کنش بین قابهای جان و بال به وسیله تغییر مکانهای قائم ستونهای گوشه‌ای ظاهر می شود. این تغییر مکانها به برش قائم شاه تیرهای بالهای قاب مربوط است که باعث ایجاد نیروی محوری در ستونهای بال میگردند.

در شکل ۱۸ هنگامی که ستون C تغییر شکل می یابد، ستون مجاور خود C_1 را از طریق تیرهای اتصالی کناری تحت فشار قرار می دهد. چون تیر انعطاف پذیر کناری خم می شود، تغییر شکلهای فشاری دو ستون یکسان نبوده و ستون C_1 تغییر شکل کمتری خواهد داشت که مقدار آن به سختی تیر کناری بستگی دارد.

از نظر تئوری رفتار خالص و کامل لوله یا قوطی نیاز به تیرهای اتصالی با سختی بینهایت دارد.

تغییر شکل ستون C_1 باعث تغییر شکل فشاری ستون C_2 می شود اما مقدار آن کمتر از تغییر شکل ستون C_1 خواهد بود. بنابراین هر ستون داخلی نسبت به ستون خارجی سمت خود، تغییر شکل و تنش کمتری خواهد داشت.



شکل ۱۸- تغییر شکل قاب تشکیل دهنده بال سازه و وقوع پدیده لنگی برش

چون لنگر اعمالی خارجی باید توسط کوپل داخلی ناشی از نیروهای کششی و فشاری دو سمت مخالف محور خنثی ساختمان تحمل گردد، تنشهای ستونهای گوشه ای بیشتر از تنشهای ناشی از رفتار خالص لوله‌ای خواهد بود و تنشهای ستونهای میانی کمتر از آن می باشد.

تفاوت بین توزیع تنش لوله‌ای خالص با توزیع تنش واقعی در شکل ۱۷ نشان داده شده است. به دلیل اینکه توزیع تنش در ستونها کم اثرتر از حالت لوله‌ای خالص است، لنگر مقاوم و صلبیت خمشی کاهش می یابد.

بنابراین اثرات لنگی برش در سیستم قابهای محیطی، استفاده از حداکثر ظرفیت سختی و مقاومت سازه را محدود می سازد.

به دلیل مسطح باقی نماندن سطوح مقطع سازه پس از ایجاد لنگی برش، تاوه های کف تحت اثر خمش قرار می گیرند در نتیجه جداکننده های داخلی و اجزای درجه دوم سازه ای تغییر شکل خواهند یافت و این تغییر شکلهای در ارتفاع با یکدیگر جمع شده و مقدار قابل توجهی خواهند داشت.

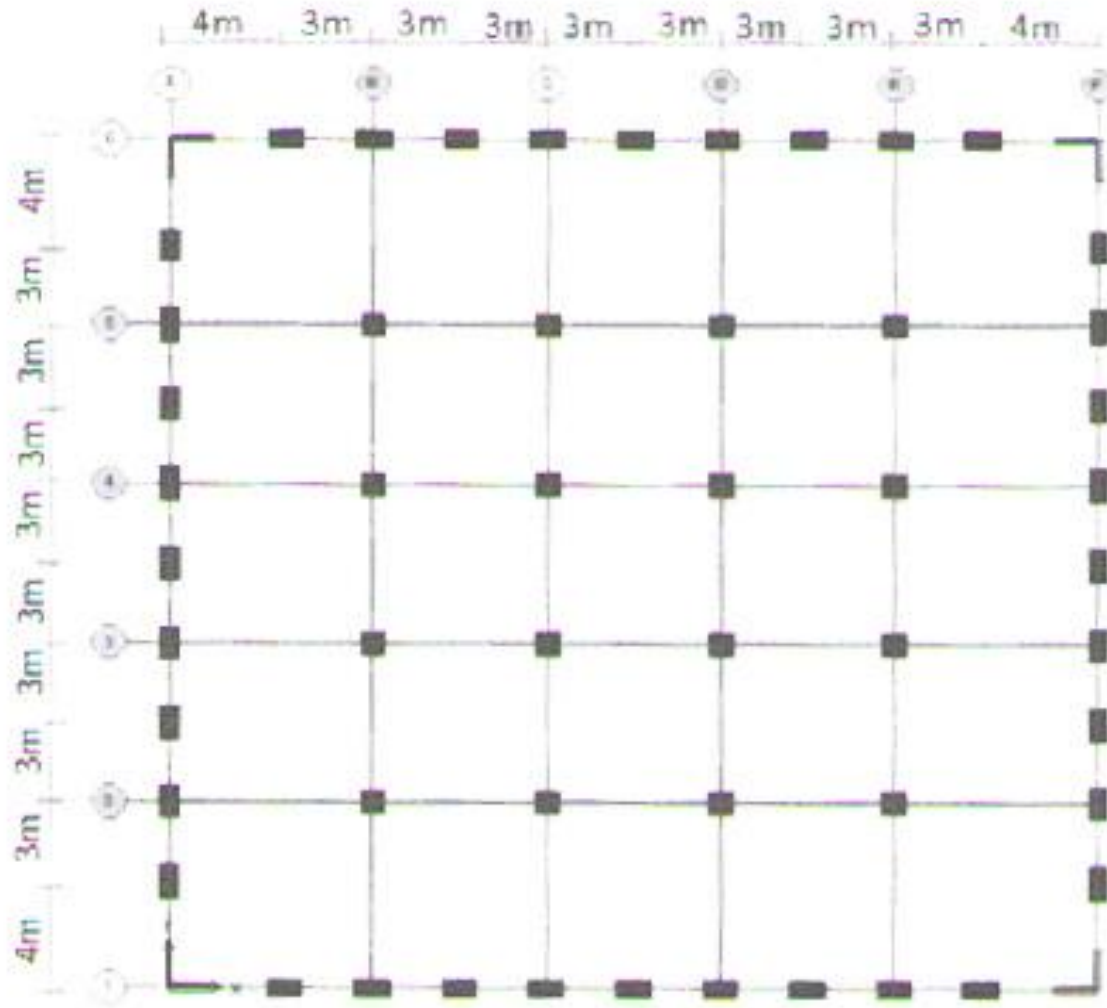
عوامل موثر در پدیده لنگی برش:

در تحقیقات خیرالدین و همکاران در سال ۱۳۸۹ تاثیر دو پارامتر ابعاد ستونها و سختی تیرهای درگاهی در میزان لنگی برش، یک ساختمان با پلان شکل ۱۹ و برای تعداد طبقات ۲۰ و ۴۰ و ۶۰ طبقه در نظر گرفته شده است.

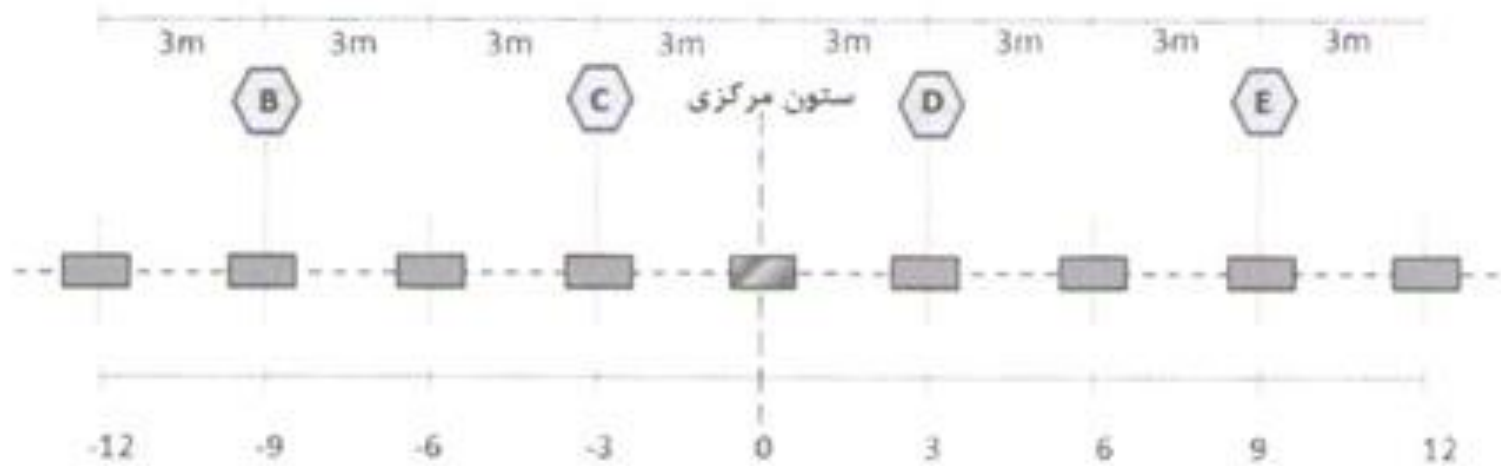
جهت بررسی اثرات ابعاد ستونها و سختی تیرهای رابط، پارامتر بدون بعد اندیس لنگی برش تعریف شده است، اندیس لنگی برش برای هر ستون برابر با نسبت نیروی محوری ستون به نیروی محوری ستون مرکزی همان قاب می باشد.

نمودار اندیس لنگی برش برای طبقات ۱ و ۵ و ۱۰ و ۱۵ و ۲۰ و برای ستونهای نشان داده شده در شکل ۲۰ در شکل ۲۱ نشان داده شده است.

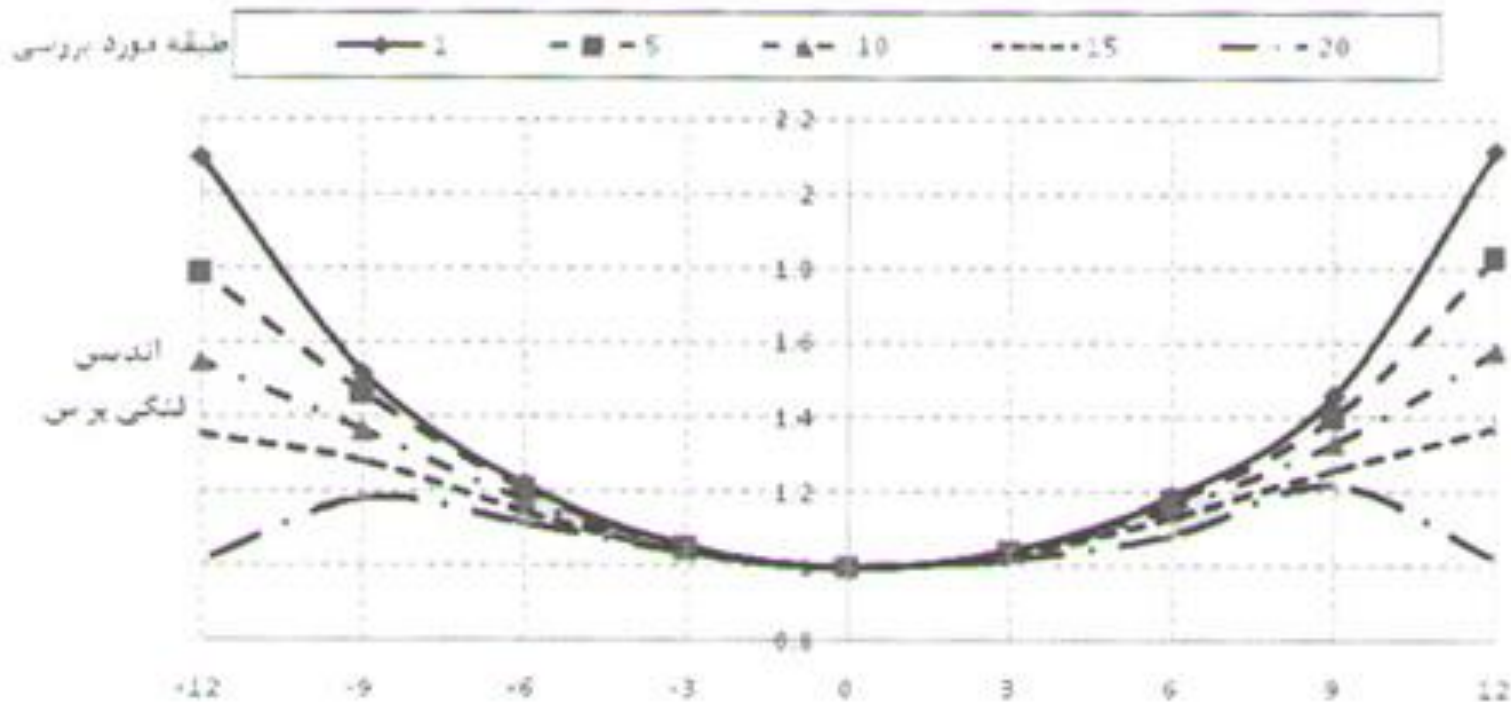
در مرحله بعد طول ستونهای کتابی ۴۰ در صد افزایش داده شد(عرض مقطع ستونها با ثابت بگهداشتن مساحت کاهش داده شد) و اندیس لنگی برش برای همان ستونهای شکل ۲۰ ترسیم گردید(شکل ۲۲)



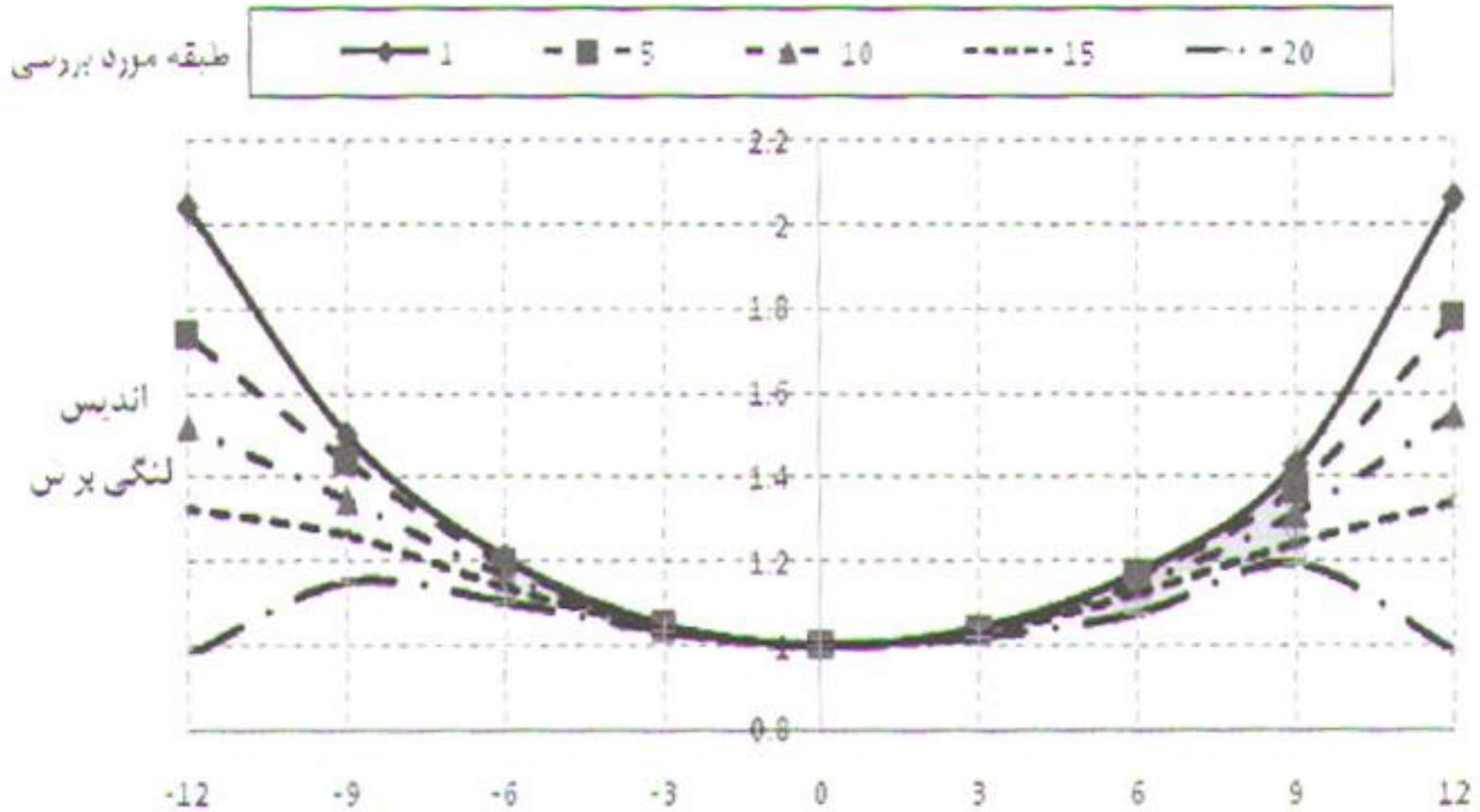
شکل ۱۹- پلان نمونه سازه مورد بررسی



شکل ۲۰- نحوه قرار گیری ستونها در قاب واقع در بال سازه

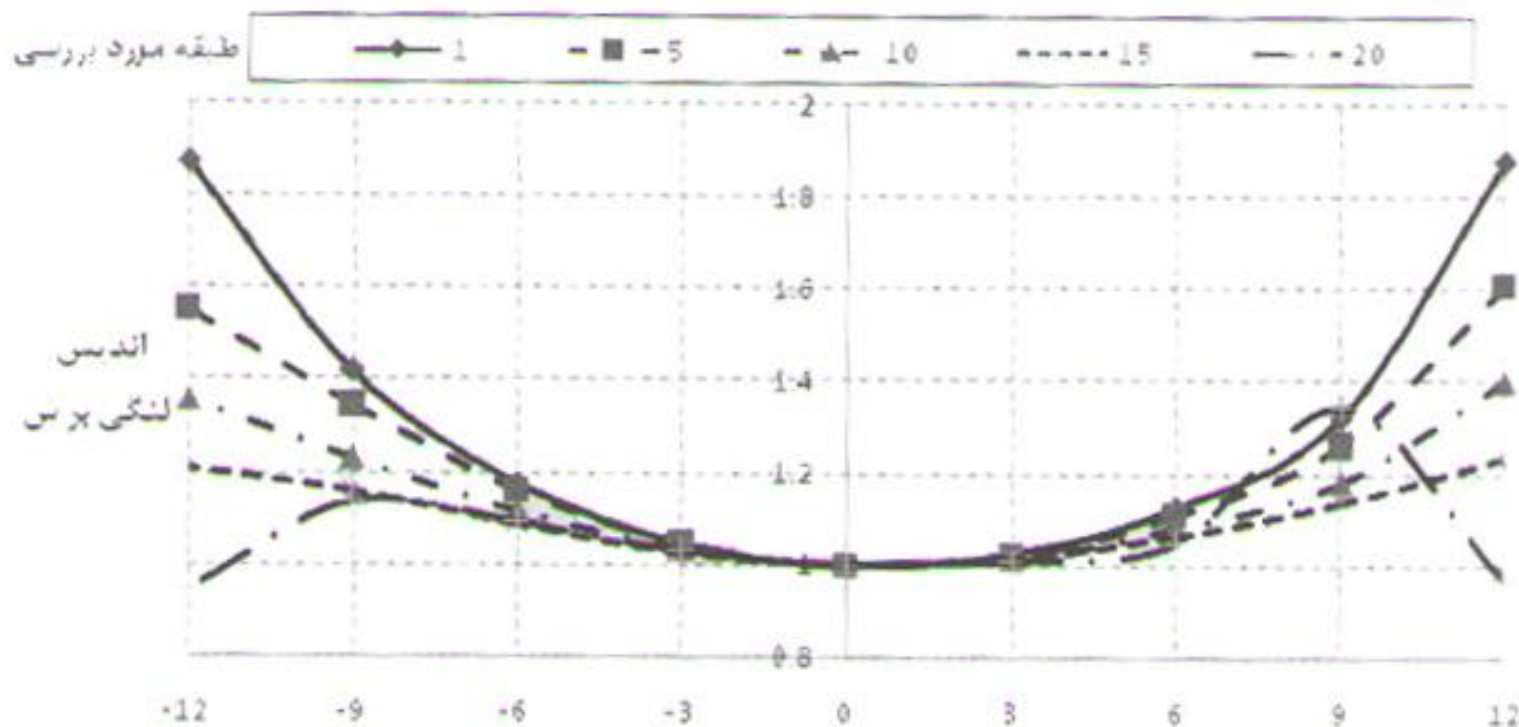


شکل ۲۱- نمودار اندیس لنگی برش برای ستونهای قاب واقع در بال سازه



شکل ۲۲- نمودار اندیس لنگی برش برای ستونهای قاب واقع در بال سازه با افزایش طول ستونها به مقدار ۴۰ درصد

جهت بررسی اثر سختی تیرهای درگاهی در لنگی برش در مرحله بعد ارتفاع تیرها را $1/5$ برابر نموده و اندیس لنگی برش برای همان ستونهای شکل ۲۰ ترسیم گردید (شکل ۲۳).

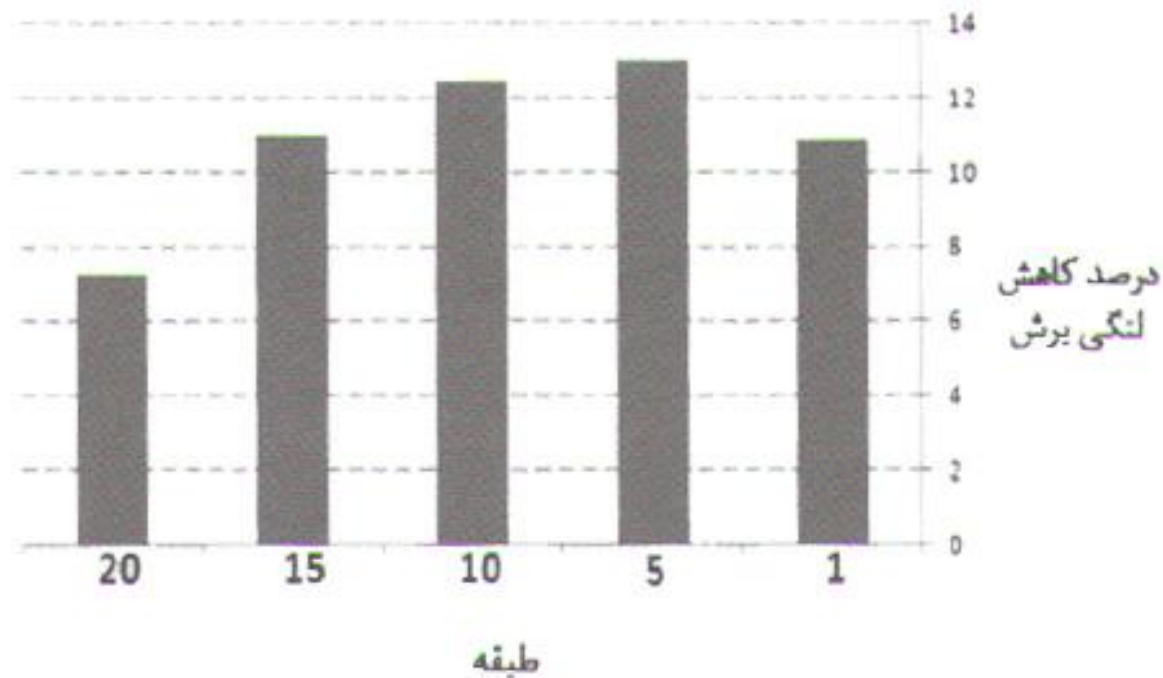


شکل ۲۳- نمودار اندیس لنگی برش برای ستونهای قاب واقع در بال سازه با افزایش ارتفاع تیرها به مقدار ۵۰ درصد

با مقایسه اندیس لنگی برش در ستونهای مختلف و در طبقات مختلف سازه ۲۰ طبقه در شکل‌های ۲۱ و ۲۲ مشاهده می‌شود، با افزایش بعد ستون اندیس لنگی برش بطور قابل توجهی کاهش نیافته است.

با مقایسه اندیس لنگی برش در ستونهای مختلف و در طبقات مختلف سازه ۲۰ طبقه در شکل‌های ۲۱ و ۲۳ مشاهده می‌شود، با افزایش سختی تیرهای درگاهی (با ۱/۵ برابر نمودن ارتفاع تیرها) میزان کاهش اندیس برش بسیار بیشتر شده است، این نتیجه نشان دهنده تاثیر بسیار زیاد سختی و یا انعطاف پذیری تیرها در میزان لنگی برش را مشخص می‌سازد.

در شکل ۲۴ نمودار میله ای که بیانگر درصد کاهش لنگی برش در طبقات مختلف سازه ۲۰ طبقه در اثر افزایش سختی تیرهای رابط می باشد، نشان داده شده است، این نمودار نشان می دهد که بیشترین میزان کاهش لنگی برش در اثر افزایش سختی در طبقات میانی رخ داده است.



شکل ۲۴- درصد کاهش لنگی برش ناشی از افزایش سختی تیرها در طبقات مختلف سازه ۲۰ طبقه

-خیرالدین و همکاران همانند ساختمان ۲۰ طبقه برای ساختمانهای ۴۰ و ۶۰ طبقه نیز با افزایش طول مقطع ستونها به میزان ۴۰ درصد و همچنین با افزایش ارتفاع تیرها به اندازه ۵۰ درصد اندیس لنگی برش را در طبقات مختلف محاسبه و منحنیهای اندیس لنگی برش را در ستونهای مختلف بال قاب آن ساختمانها ترسیم و با حالت مدل مبنا مقایسه و نتایج زیر را بدست آورده است، این تحقیقات با دو پلان مربعی و مستطیلی انجام شده است.

- نتیجه گیری

۱- پدیده لنگی برش در سازه ها با سیستم لوله ای در اثر تغییر مکان قائم ناهمگون ستون ها در یک قاب (مانند بال در سیستم) بوجود می آید. بنابراین هر ستون داخلی نسبت به ستون خارجی سمت خود، تغییر شکل و تنش کمتری خواهد داشت. چون لنگر اعمالی خارجی باید توسط کوپل داخلی ناشی از نیروهای کششی و فشاری دو سمت مخالف محور خنثی ساختمان تحمل گردد، تنش های ستون های گوشه ای بیشتر از تنش های ناشی از رفتار خالص لوله ای خواهد بود و تنش های ستون های میانی کمتر از آن می باشد و توزیع تنش محوری از حالت خطی (ایده ال) دور می شود.

۲- آنچه از در نظر گرفتن نتایج حاصل از سازه با افزایش بعد ستون (کاهش فاصله بین ستون ها) و مقایسه آنها با نتایج مدل مبنا مشهود است آن است که افزایش بعد ستون نمی تواند به میزان زیادی مقدار لنگی برش کاهش دهد.

۳- با افزایش سختی تیرهای رابط بین ستون ها در پیرامون سازه، اندیس لنگی برش که به صورت نسبت بار محوری ستون به بار محوری ستون مرکزی تعریف می شود، کاهش نسبتا چشمگیری داشته و در واقع مهمترین پارامتر مورد بررسی در کاهش اندیس لنگی برش، می تواند تغییر در ابعاد تیر رابط در نظر گرفته شود.

۴- در سازه با پلان مربعی عامل افزایش سختی تیرهای پیرامونی تا ۱۳٪ توانست اندیس لنگی برش را در سازه ۲۰ طبقه کاهش دهد. کاهش مذکور در سازه ۴۰ طبقه در حالت حداکثر خود به ۶٪ رسید.

۵- تفاوتی که بین سازه های ۲۰ و ۴۰ طبقه علاوه بر مطلب ذکر شده در بالا به چشم می خورد آن است که در سازه های ۴۰ طبقه در طبقات بالایی سازه اندیس لنگی برش نه تنها کاهش نیافته بلکه افزایش هم یافته است که این افزایش تا ۱۰٪ به وقوع پیوست.

۶- در سازه با پلان مربعی عامل افزایش سختی تیرهای پیرامونی تا ۴٪ توانست اندیس لنگی برش را در سازه ۶۰ طبقه کاهش دهد که این کمترین مقدار کاهش در مقایسه با سازه های ۲۰ و ۴۰ طبقه می باشد.

۷- مشابه با سازه ۴۰ طبقه، در سازه ۶۰ طبقه نیز در طبقات بالایی سازه اندیس لنگی برش نه تنها کاهش نیافته بلکه افزایش هم یافته است که این افزایش تا ۱۵٪ به وقوع پیوست که نشان می دهد ارتفاع بیشتر باعث افزایش بیشتر در اندیس لنگی برش در طبقات بالایی سازه خواهد شد.

۸- در سازه با پلان مستطیلی عامل افزایش سختی تیرهای پیرامونی تا ۱۰٪ توانست اندیس لنگی برش را در سازه ۲۰ طبقه کاهش دهد. کاهش مذکور در سازه ۴۰ طبقه در حالت حداکثر خود به ۶٪ رسید.

۹- تفاوت نتایج تحلیل سازه های ۲۰ و ۴۰ طبقه در سازه با پلان مستطیلی آن است که در سازه های ۴۰ طبقه در طبقات بالایی سازه اندیس لنگی برش نه تنها کاهش نیافته بلکه افزایش هم یافته است که این افزایش تا ۶٪ به وقوع پیوست .

۱۰- در سازه با پلان مستطیلی، عامل افزایشی سختی تیرهای پیرامونی تا ۴٪ توانست اندیس لنگی برش را در سازه ۶۰ طبقه کاهش دهد که این کمترین مقدار در مقایسه با سازه های ۲۰ و ۴۰ طبقه می باشد.

۱۱- مشابه با سازه ۴۰ طبقه، در سازه ۶۰ طبقه با پلان مستطیلی نیز در طبقات بالایی سازه اندیس لنگی برش افزایش یافته است که این افزایش بیشتر در اندیس لنگی برش در طبقات بالایی سازه خواهد شد.

۱۲- در نهایت می توان گفت که هر چند تکنیک افزایش سختی تیرهای پیرامونی تا حدودی میزان لنگی برش را کاهش می دهد اما چنانچه راهکار موثرتری مدنظر باشد می بایست از روشهای دیگر مانند سازه لوله ای مهار بندی شده بهره گرفت.

همان طور که اشاره شد این اثر(لنگی برش) یکی از ملاحظات مهم برای سیستم لوله ای در ساختمانهای بلند است. اساسا این مسئله باعث شده است که تمام پیشرفت های بعدی در سیستم لوله ای بر اساس برطرف نمودن این اشکال باشد. لذا طرح های مختلفی در این زمینه ارائه و اجرا شده است که در فصل های بعدی شرح داده می شود.

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 می توان 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 می شود، بمراتب کمتر از مقدار رابطه فوق است.

بعنوان نمونه اگر در زلزله ای شتاب زمین $0.4g$ باشد مقدار نیروی برشی پایه در سازه $V_{\max} = \frac{W}{g} \beta \times 0.4g$ یعنی $V_{\max} = 0.4\beta W$ 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 می شود. در حالیکه سازه های طراحی شده بر اساس نیروهای آئین نامه ها در مقابل زلزله های شدید توانسته اند مقاومت نمایند.

این نتیجه در اثر خاصیت شکل پذیری سازه هاست که امکان اتلاف انرژی زلزله در تغییر شکل های غیر الاستیک را می دهد.

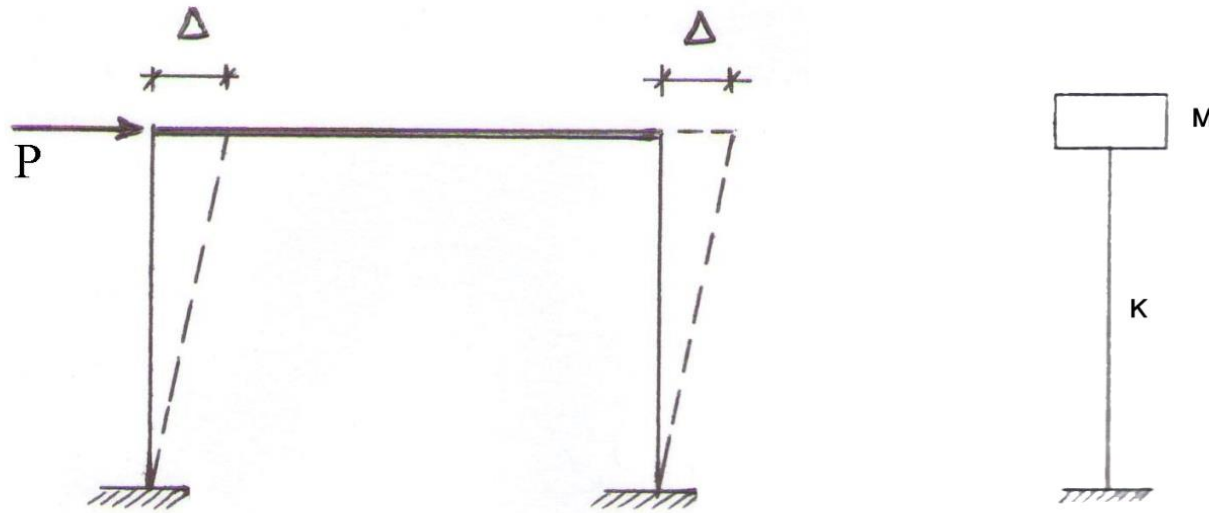
بدیهی است از نظر اقتصادی، طراحی سازه ای که در مقابل شدیدترین زلزله های متحمل هیچ خسارتی نبیند منطقی نیست. از این رو فلسفه طراحی ساختمانها در مقابل زلزله در آئین نامه ها به این صورت مطرح است: که سازه ها در مقابل زلزله های خفیف هیچ آسیبی نبینند، و زلزله های متوسط را بدون آسیب سازه ای ولی مقداری آسیب های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

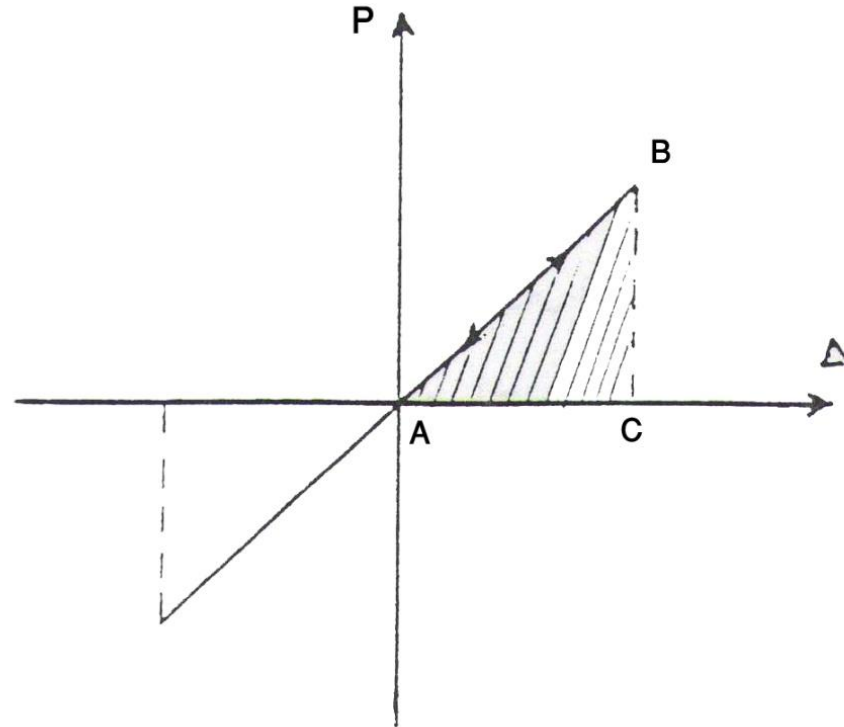
- شکل پذیری انتقالی (Displacement Ductility)

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



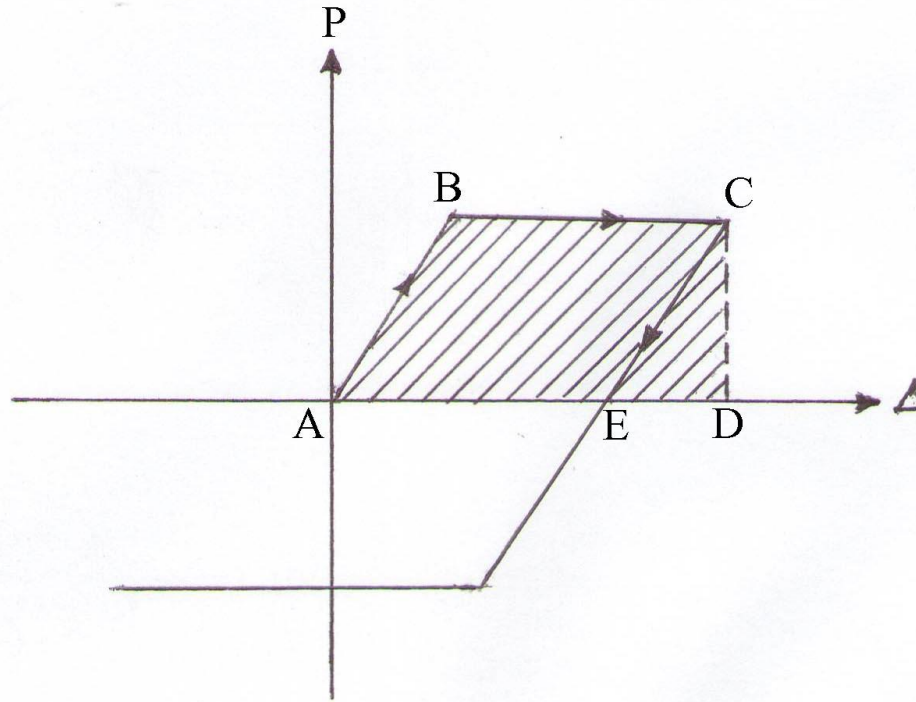
شکل ۲- تغییرات نیرو- تغییر مکان در یک سازه الاستیک

سطح زیر منحنی 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 می رسد، مفصل پلاستیک ایجاد شده و سازه تحت نیروی تقریبا ثابت به حداکثر تغییر مکان خود می رسد. 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).

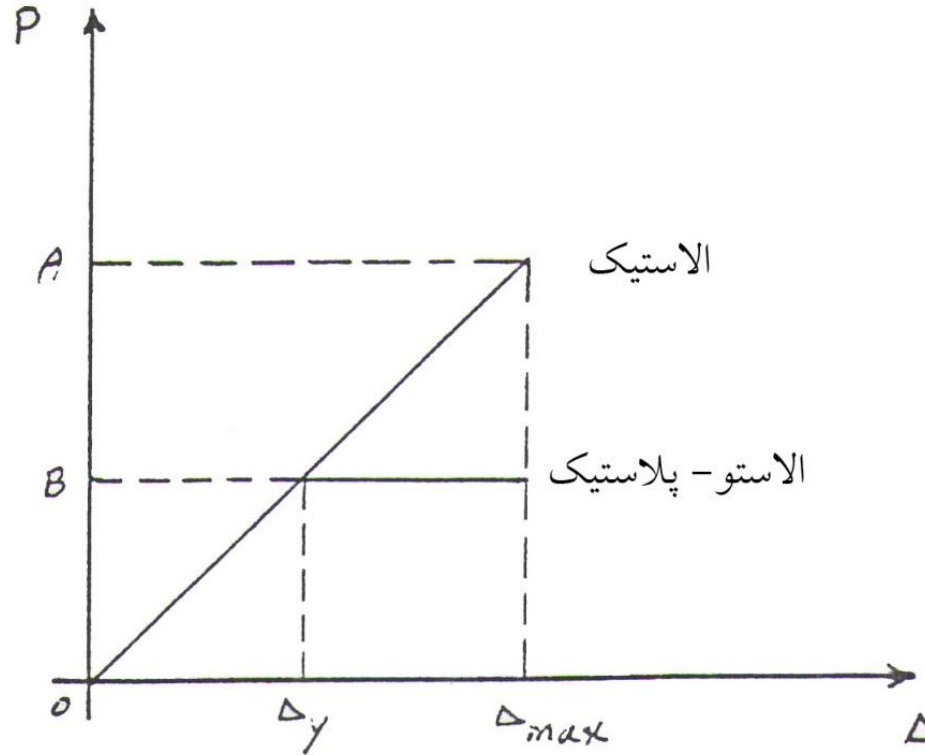
بنابراین مشاهده می گردد که در یک سیستم غیر الاستیک قسمتی از انرژی به صورت جنبشی برگشت می شود، در نتیجه مقدار انرژی ذخیره شده در یک سیستم الاستو - پلاستیک در هر سیکل ارتعاشی به بزرگی انرژی ذخیره شده در یک سیستم الاستیک نیست. به همین دلیل حداکثر تغییر شکل سازه الاستو - پلاستیک لزوماً بزرگتر از حداکثر تغییر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



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

در حقیقت نتایج تحلیل های دینامیکی مطابق ضوابط آئین نامه ای 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 تقریباً 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 نامه ای می باشد . μ معمولا بین ۲ الی ۴ متغیر 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.

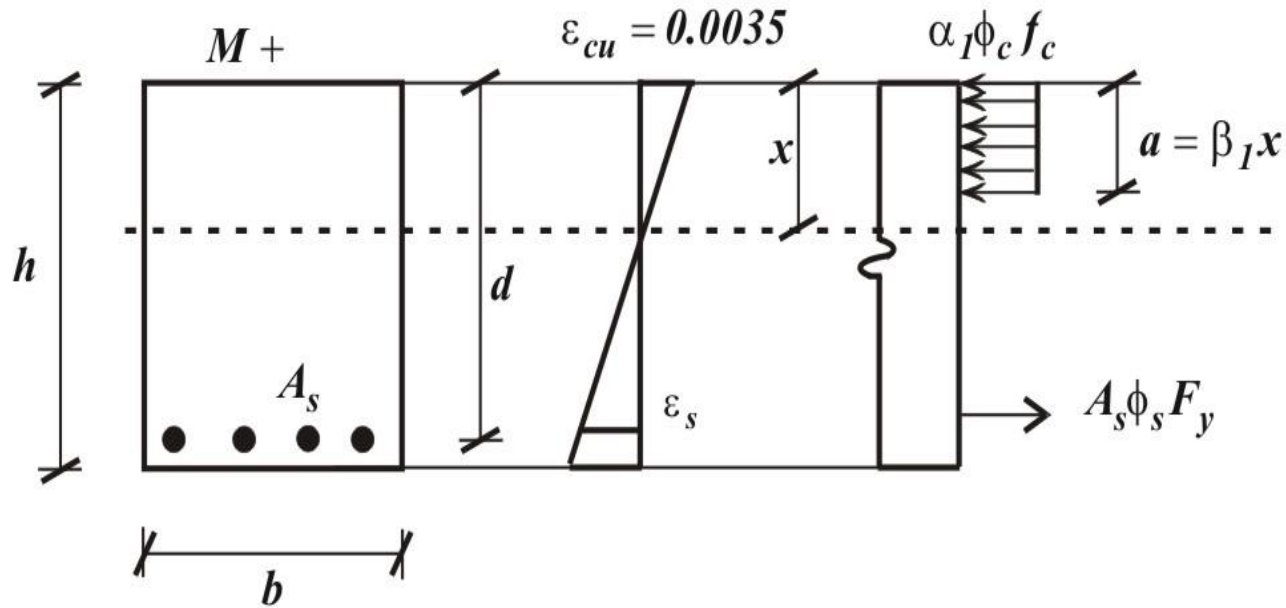
- شکل پذیری مقطعی یا انحنای پذیری (Sectional Ductility or Curvature Ductility):

شکل پذیری مقطعی یا انحنای پذیری به صورت نسبت انحنای نهائی قابل حصول در مقطع (Φ_u) به انحنای 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 انحنای 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 ϕ_y که انحناء مقطع در شروع تسلیم آرماتورهای کششی است می توان نوشت :

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

برای مقاطع خمشی تک آرمه :

$$A_s \phi_s F_y = \alpha_1 \phi_c f_c a b = \alpha_1 \beta_1 \phi_c f_c x b$$

$$x = \frac{A_s \phi_s F_y}{\alpha_1 \beta_1 \phi_c f_c b}$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu} \alpha_1 \beta_1 \phi_c f_c b}{A_s \phi_s F_y}$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu} \alpha_1 \beta_1 \phi_c f_c}{\rho d \phi_s F_y}$$

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

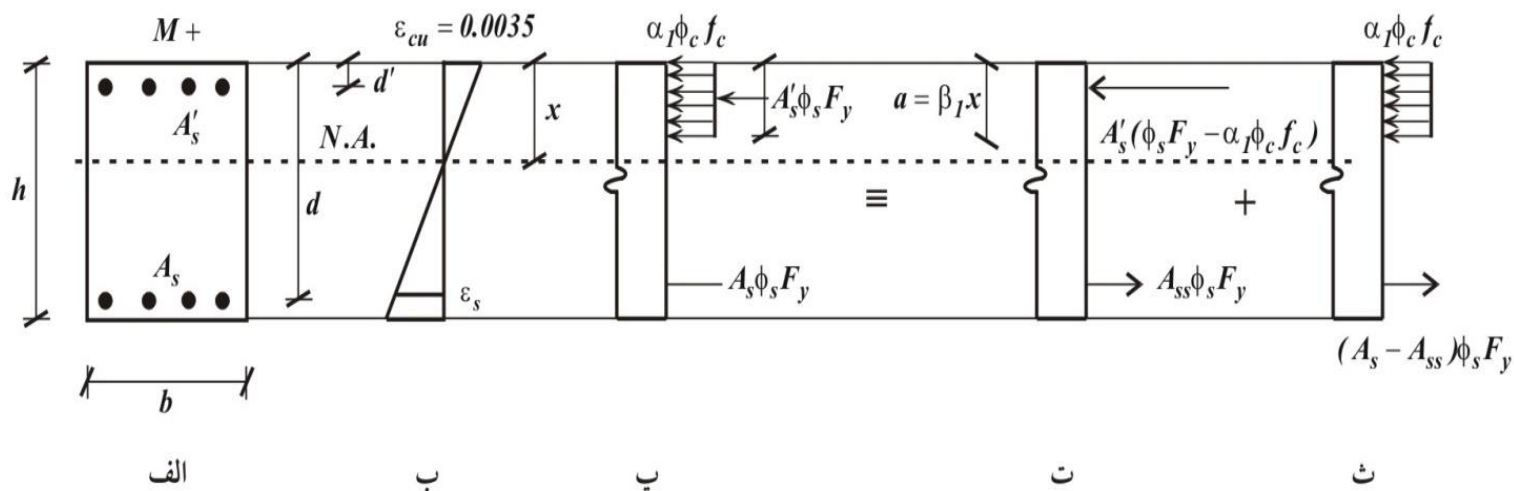
برای مقاطع خمشی دوبله آرمه طبق شکل ۶ :

$$A_s \phi_s F_y = \alpha_1 \phi_c f_c a b + A'_s \phi_s F_y = \alpha_1 \phi_c f_c \beta_1 X b + A'_s \phi_s F_y$$

$$x = \frac{(A - A'_s) \phi_s F_y}{\alpha_1 \beta_1 \phi_c f_c b} = \frac{(\rho - \rho') d \phi_s F_y}{\alpha_1 \beta_1 \phi_c f_c}$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu} \alpha_1 \beta_1 \phi_c f_c}{(\rho - \rho') d \phi_s F_y}$$

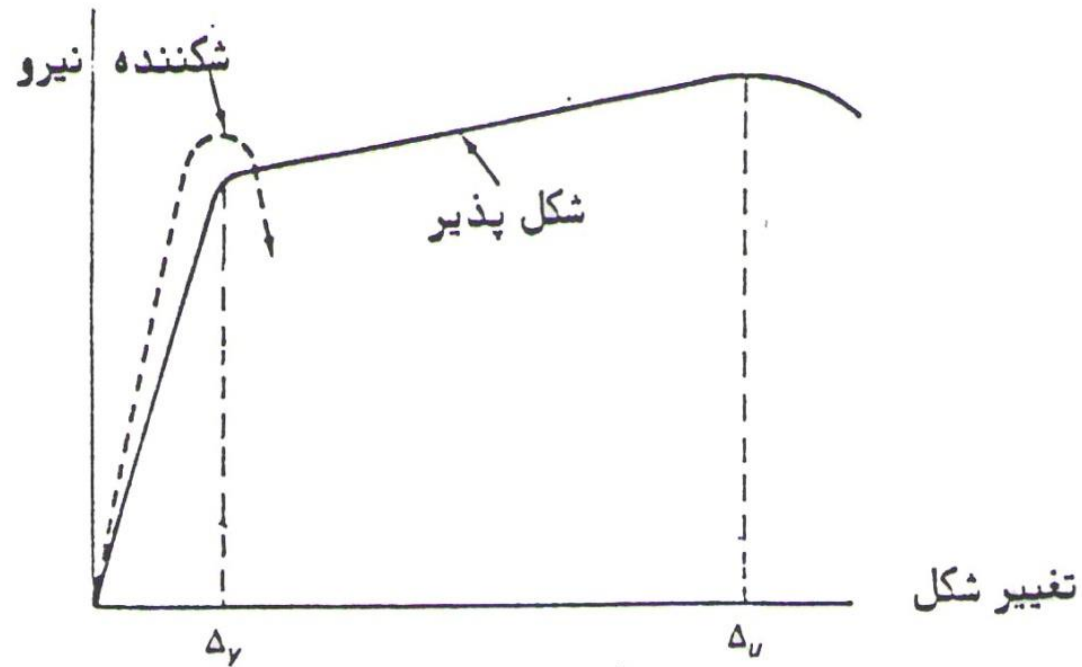
$$\mu = \frac{\varepsilon_{cu} \alpha_1 \beta_1 \phi_c f_c E_s (d - x)}{(\rho - \rho') d \phi_s F_y^2}$$



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

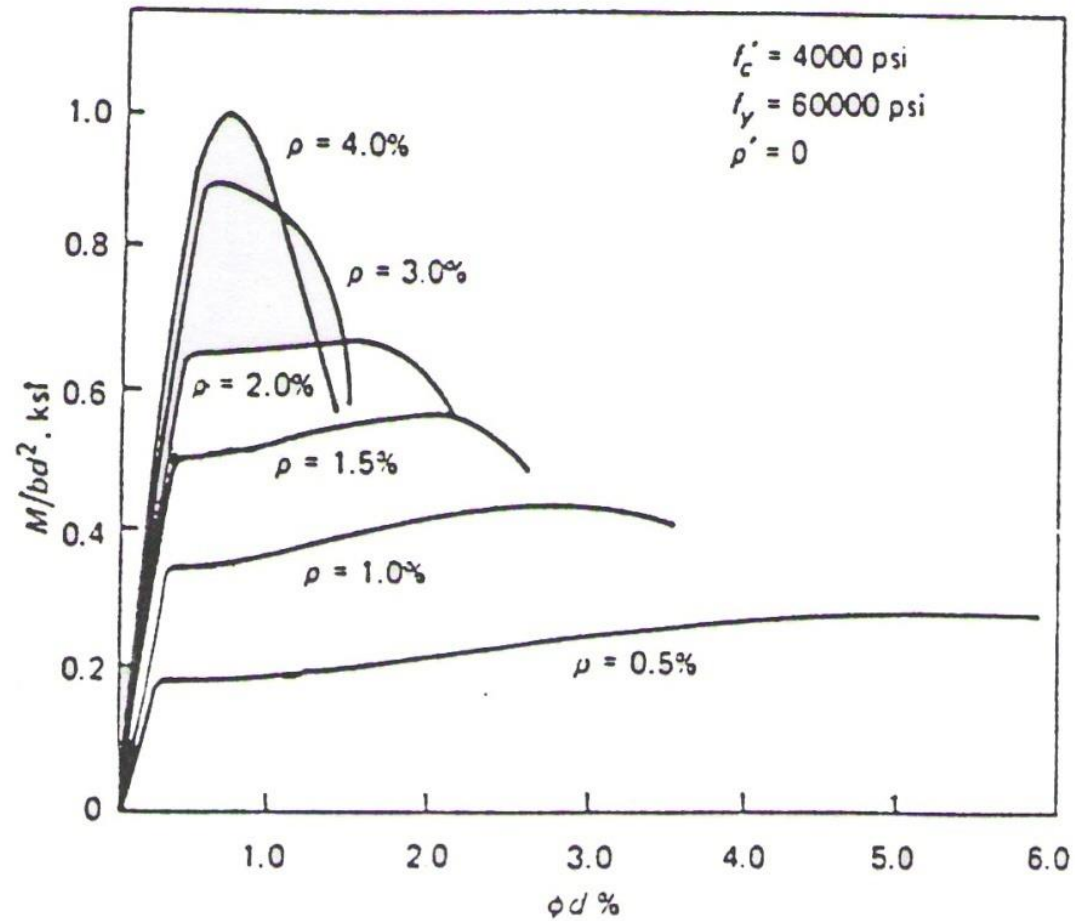
ت - شکل مقطع عرضی عضو

ث - مقدار بار فشاری وارد شده

ج- مقدار آرماتورهای عرضی استفاده شده در عضو

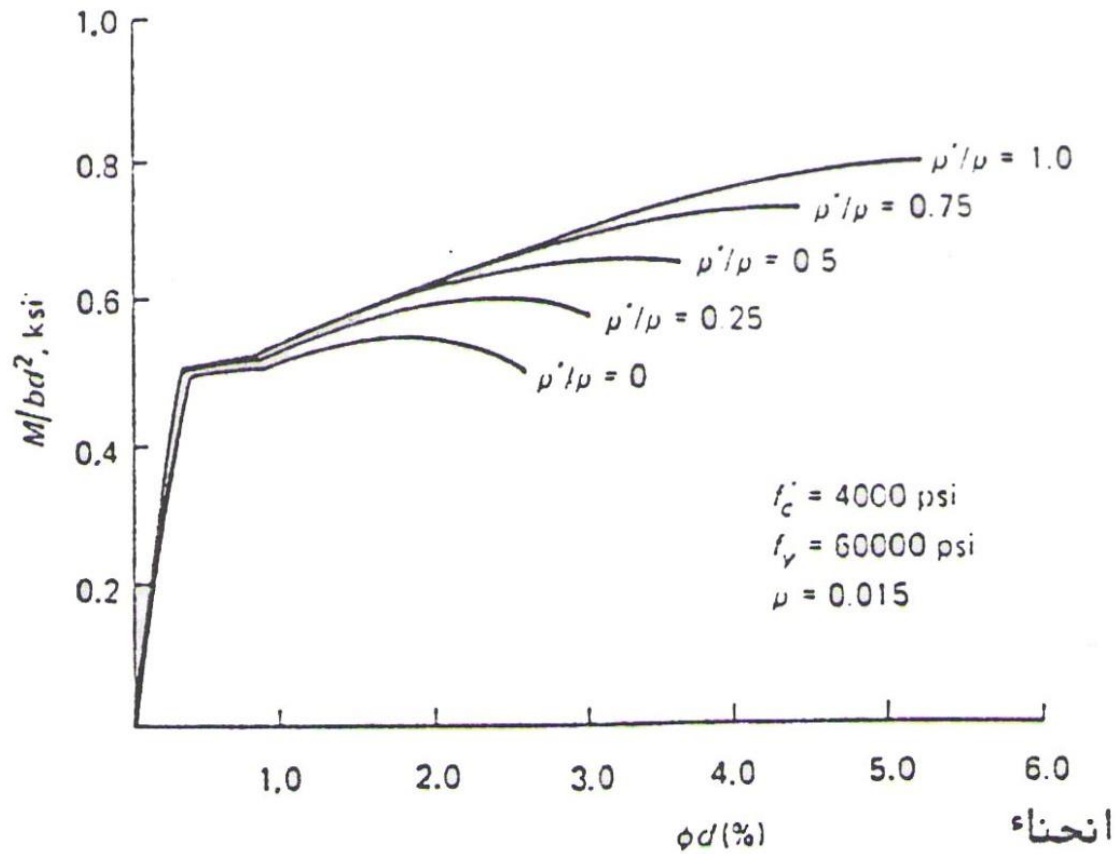
الف - مقدار فولاد عضو

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 درصد فولاد کششی کاهش می یابد. افزایش فولاد کشش باعث ازدیاد X و در نتیجه باعث کاهش انحنای نهائی و باعث کاهش شکل پذیری می گردد.



شکل ۸- منحنیهای لنگر- انحنای برای مقطع یک تیر

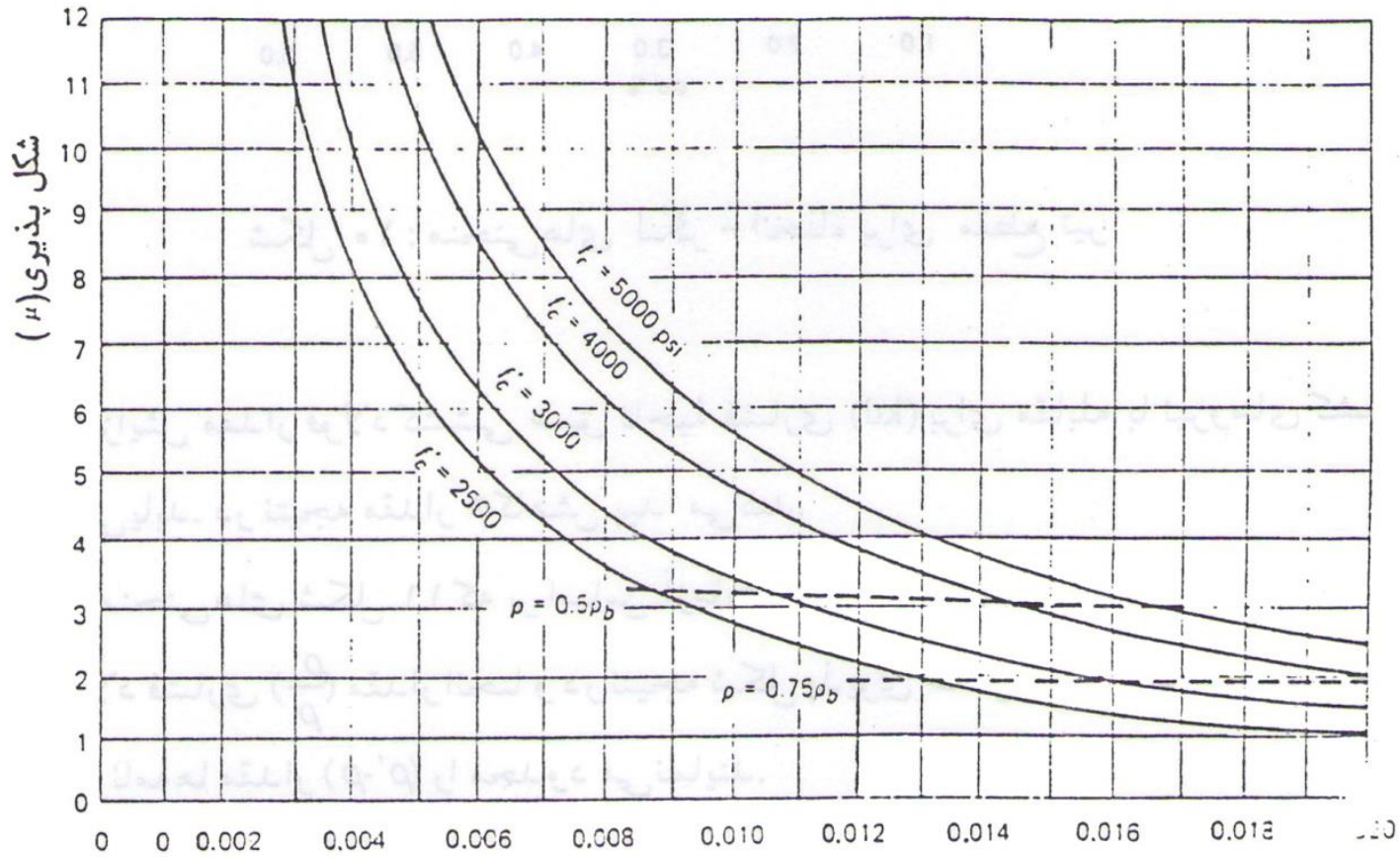
همچنین منحنی های شکل ۹ که بر اساس آزمایش رسم شده، نشان می دهند که با افزایش مقدار فولاد فشاری ($\frac{p}{m}$) مقدار انحناء و در نتیجه شکل پذیری عضو افزایش می یابد و به همین دلیل آئین نامه ها مقدار ($\rho - \bar{\rho}$) را محدود می نمایند. با افزایش آرماتورهای فشاری فاصله تار خنثی تا دورترین تار فشاری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

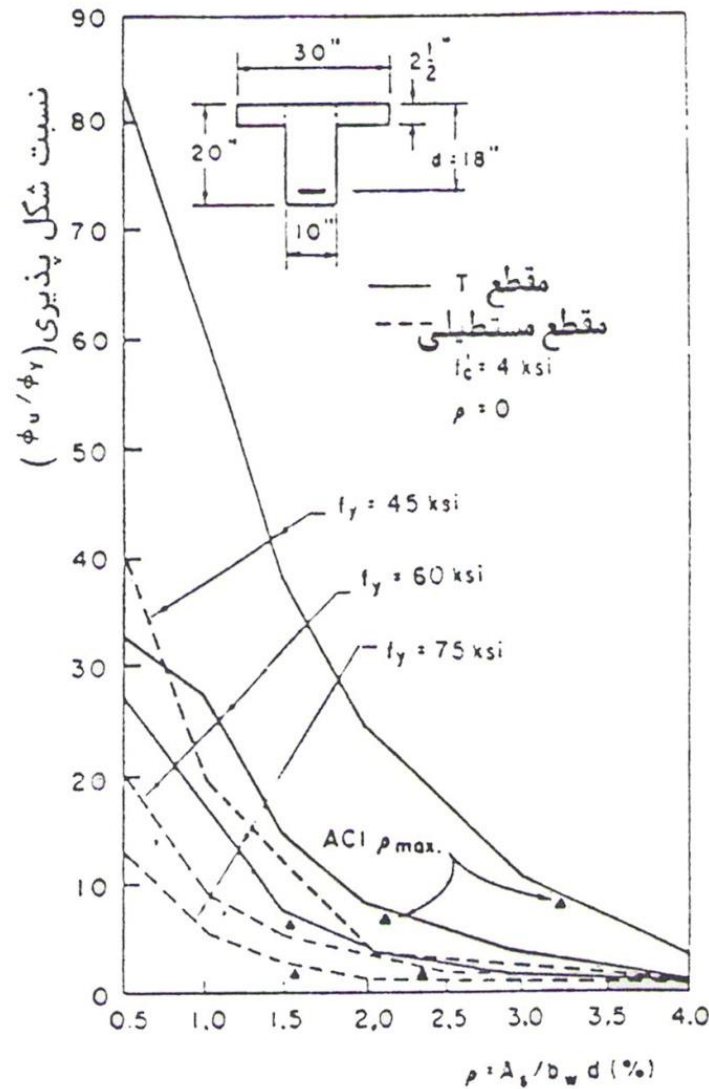


شکل ۱۰- رابطه بین f_c و ρ و شکل پذیری برای $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

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 می دهد .
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 می گردد در نتیجه شکل پذیری افزایش می یابد. علامت مثلثی شکل در گراف ۱۱ مقادیر P_{max} را نشان می دهند.

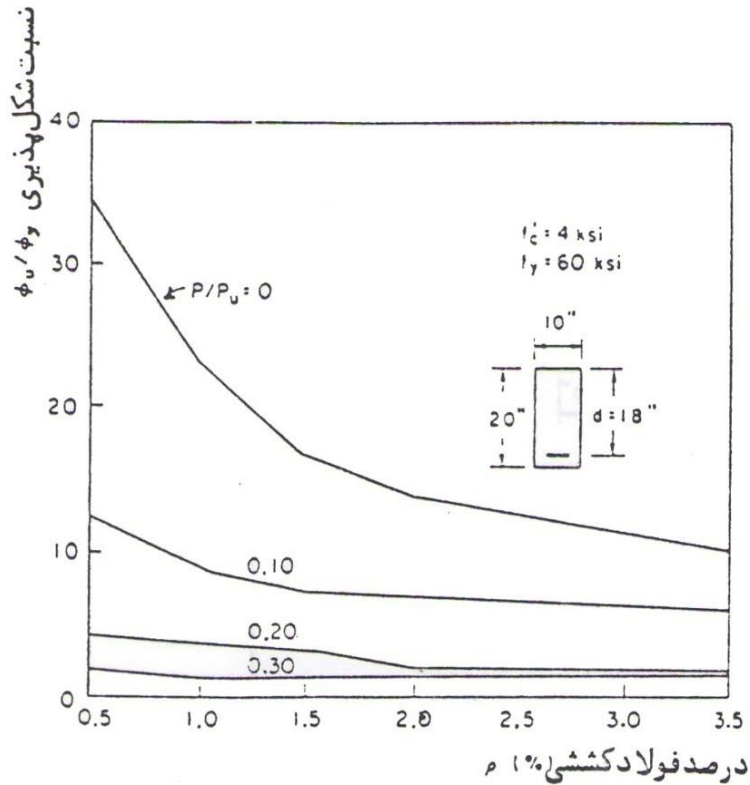


شکل ۱۱- تاثیر بال فشاری مقطع T شکل در شکل پذیری

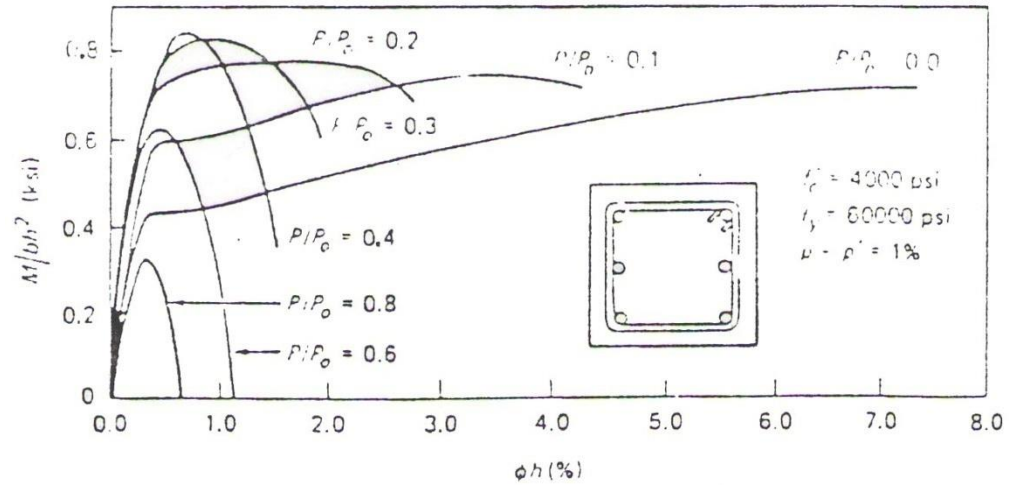
ث - بار محوری فشاری

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 شکل ۱۲ الف 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 ۱۲ الف - تاثیر بار محوری فشاری در شکل پذیری



شکل ۱۲ ب - تاثیر بار محوری در منحنیهای لنگر - انحنای 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.

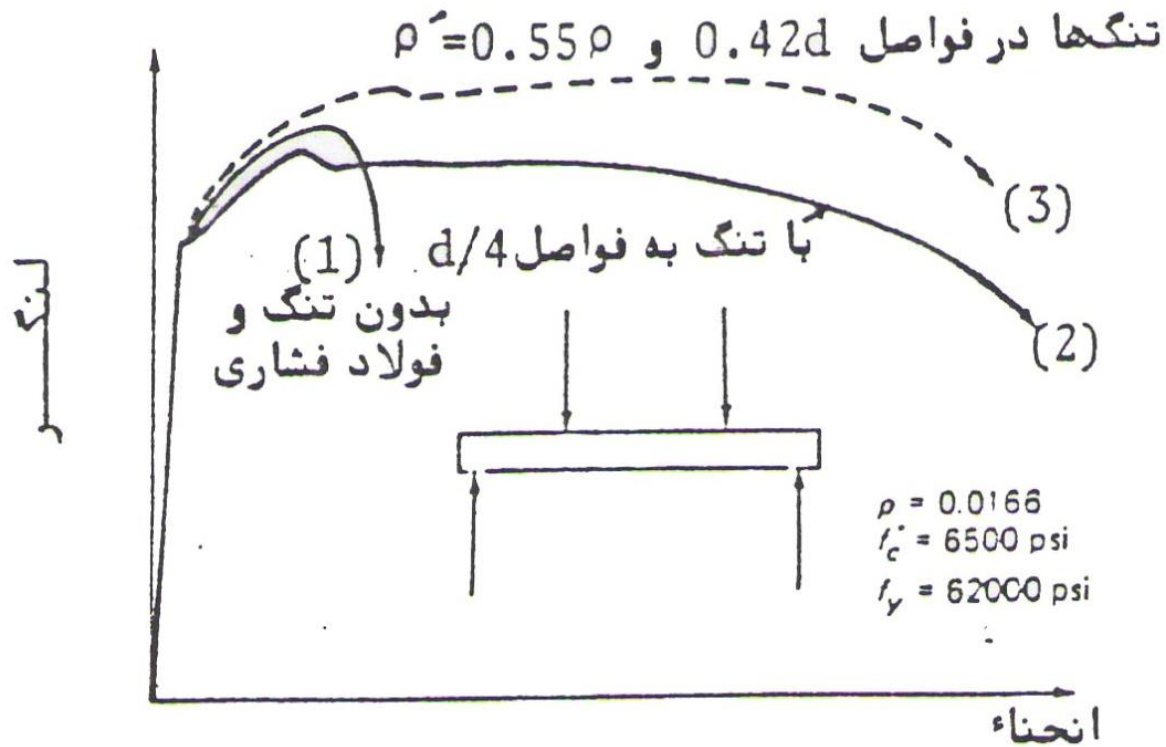
۱- از کمانش فولادهای فشاری جلوگیری می نماید.

۲- از شکست برشی پیش رس بتن جلوگیری میکند.

۳- بطور کلی بتن را محبوس و محصور می کند 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 تقریباً 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.

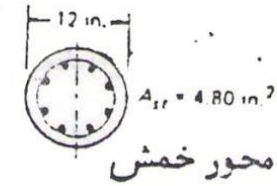
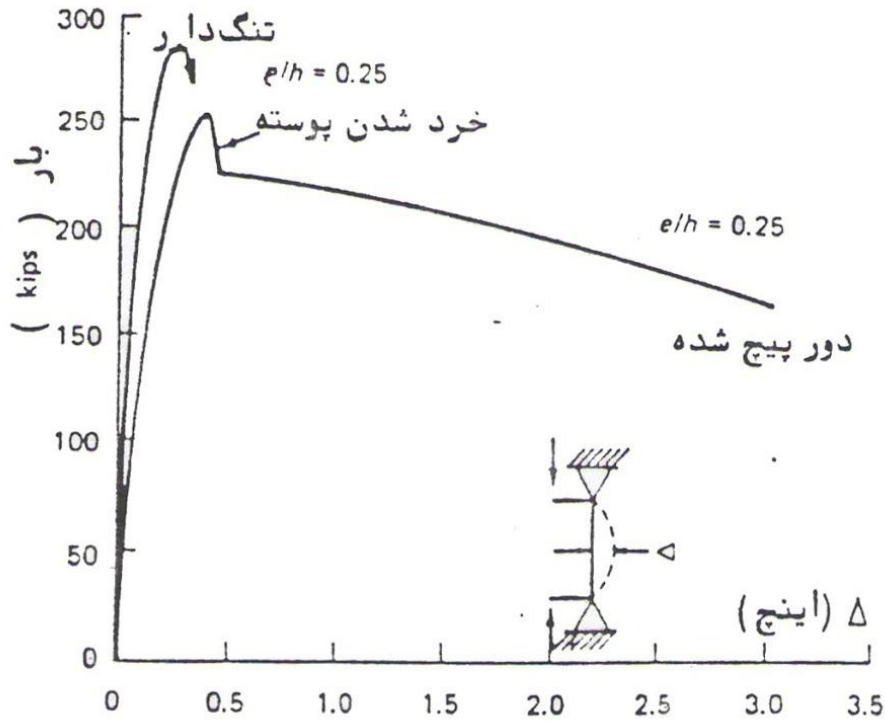
این مسئله برای اعضای فشاری یا ستونها اهمیت بیشتری پیدا می‌کند، چنانچه ستونهای معمولی با تنگهای ساده شکل پذیری خوبی ندارند و برای ازدیاد شکل پذیری در ستونها از تنگهای دور پیچ شده می‌توان استفاده نمود. منحنی های شکل ۱۳ اثر مثبت وجود تنگها در شکل پذیری اعضای خمشی را واضح تر نشان می‌دهد.



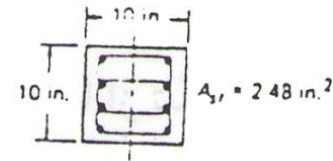
شکل ۱۳- تاثیر آرماتورهای عرضی و فشاری در شکل پذیری

منحنی های شکل ۱۴ 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.



مقطع ستون دور پیچ شده



محور خمش

مقطع ستون تنگ دار

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 نیروهای هستند که در اثر یک زلزله نسبتا شدید در سازه ایجاد می‌شوند.

اگر قرار باشد سازه به صورت الاستیک عمل کند، در ساختمانهایی که با ضوابط آئین نامه‌های موجود طراحی می‌شوند، 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 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 نامه ای است. بدین ترتیب نقش شکل پذیری سازه در پایداری آن تحت زلزله های شدید به خوبی روشن می شود.

مسئله مهمی که در ارتباط با رفتار غیر الاستیک ساختمانها مطرح می شود 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 آیند (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 رسیدن 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 آیند 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 ساختمان 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 گسیختگی 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 گسیختگی 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 (بارهای 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 برابر کوچک شده است.

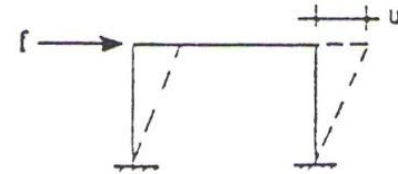
R ضریب رفتار ساختمان است که تابعی است از شکل پذیری، اضافه مقاومت ساختمان و حاشیه اطمینان یا ضریب تنش مجاز. اضافه مقاومت سازه در اثر تاثیر ناسازه ها در باربری سازه ، یا به علت باز توزیع نیروهای داخلی در سازه های نامعین و یا به علت اعمال نیازهای شکل پذیری و نیازهای حداقل مقادیر قید شده در آئین نامه هاست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

$$R = R_{\mu} \Omega Y$$

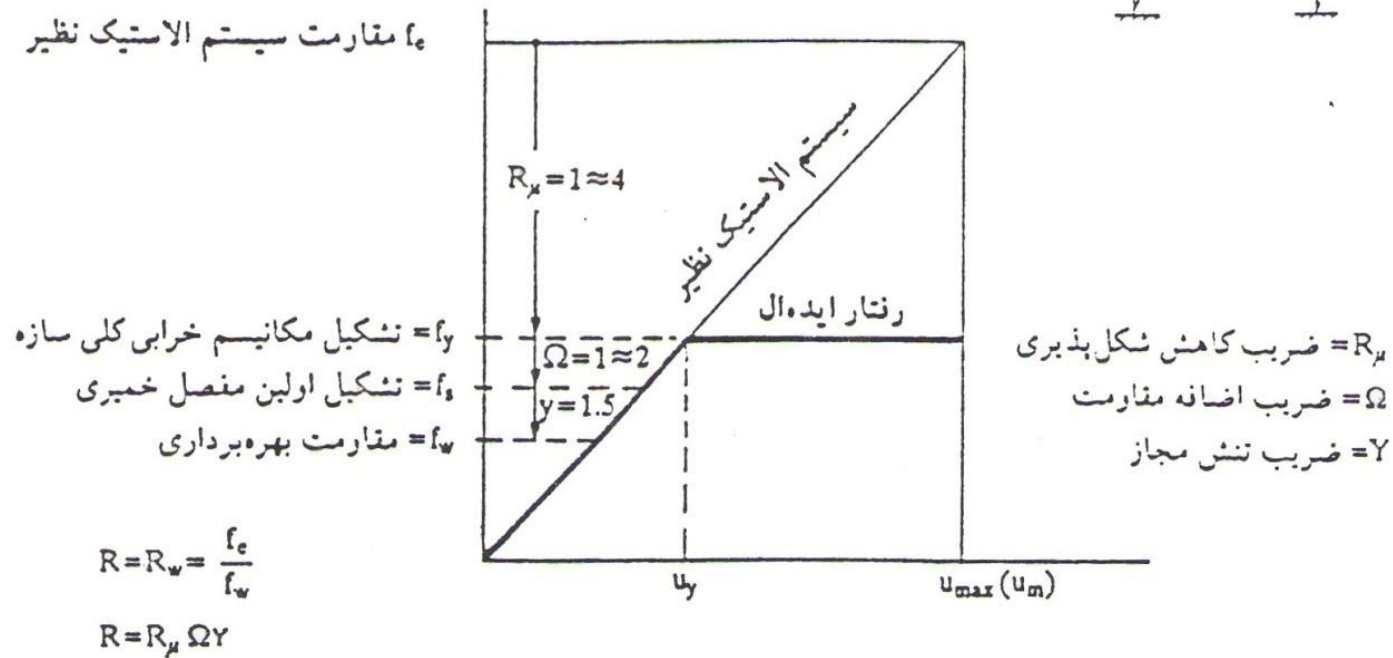
R_{μ} = ضریب کاهش به علت شکل پذیری سیستم این ضریب نشان دهنده ظرفیت استهلاک انرژی در رفتار چرخه ای است . به واسطه R_{μ} می توان نیروی زلزله الاستیک f_e را به تراز نیروی زلزله تسلیم F_y کاهش داد. (شکل ۱۵).

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

$$R_w = R(\text{طبق } 2800) = R_\mu \Omega Y$$



f_e مقارنت سیستم الاستیک نظیر



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

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

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 متغیر 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

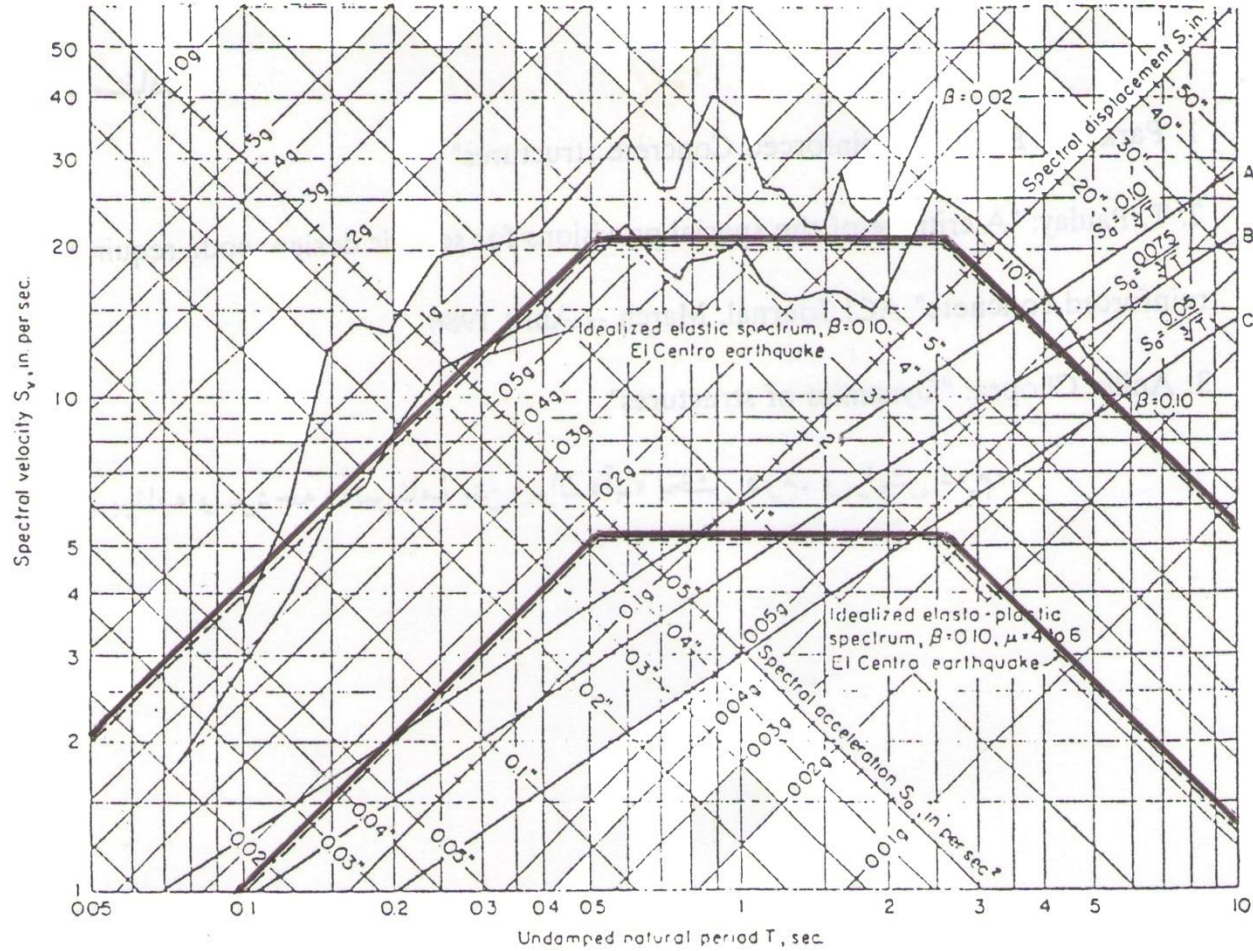
مقدار متوسط γ در حدود $1/4$ تا $1/5$ می باشد.

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.

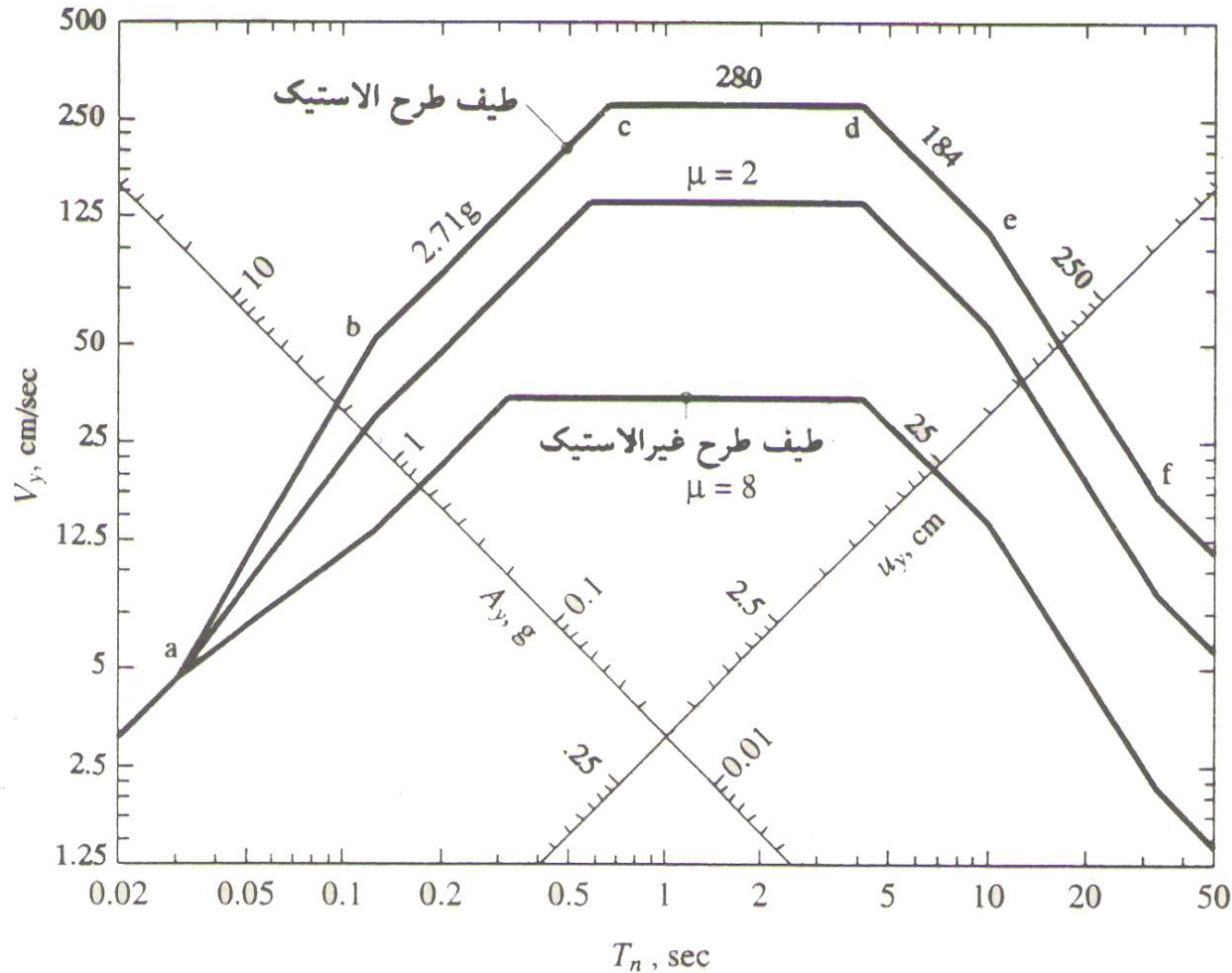
شکل ۱۶ پاسخ طیفی برای دو سازه را در یک زلزله نشان می دهد. یکی از سازه ها رفتار الاستیک داشته و شکل پذیر نیست و دیگری رفتار الاستو - پلاستیک داشته که ضریب شکل پذیریش ۴ الی ۶ میباشد.

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 می دهد که زلزله به سازه شکل پذیر نسبت به سازه با رفتار الاستیک نیروی کمتری وارد می کند. 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