

طراحی سازه های بتن آرمه پیشرفته

Advanced Reinforced Concrete Design

منابع:

۱- «Handbook of Concrete Engineering»

Edited by: Mark Fintel

۲- Concrete Structures in Earthquake Regions

: Design and Analysis

Edited by Edmund Booth

ترجمه: طالب مرادی شقای و فریبرز ناطقی الهی

۳- «سازه های بتنی خاص»

از: دکتر حسین محمدی دوستدار و دکتر بهرام نوائی

۴- «ساختمانهای پوسته ای»

از : دکتر مهدی فرشاد

سر فصلهای درس:

- ۱- شکل پذیری سازه های بتنی
- ۲- تئوری خط سیلان در تحلیل و طراحی دالها
- ۳- طراحی انباره ها و سیلوها
- ۴- تیرهای منحنی شکل
- ۵- مخازن هوایی آب
- ۶- مخازن آب زمینی
- ۷- آبروهای صندوقه ای
- ۸- تیرهای عمیق
- ۹- دالهای شبکه ای
- ۱۰- خرپا های بتنی

۱۱- د کلها

۱۲- لوله ها

۱۳- برجهای خنک کن

۱۴- صفحات چین دار

۱۵- پوسته ها

۱۶- رفتار بتن مسلح تحت بارگذاری متناوب

۱۷- طراحی دیوارهای برشی

۱۸- آئین نامه های سازه های ساختمانی

۱۹- جدا سازی لرزه ای و سایر ابزار کنترل واکنش

شکل پذیری سازه های بتنی

۱- مقدمه

با توجه با اینکه نیروهای موثر به سازه ها در اثر زلزله با نیروهای اینرسی در جرم سازه در تعادلند، بنابر این 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 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 $V_{max} = 0.4 W \beta$ 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 شکلهای غیر الاستیک را می دهد.

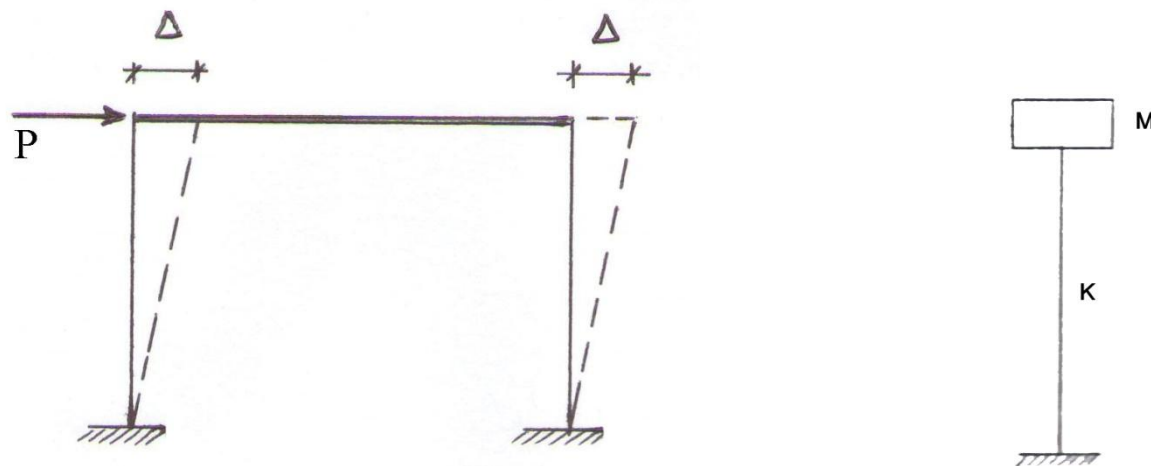
بدیهی است از نظر اقتصادی، طراحی سازه ای که در مقابل شدیدترین زلزله های متحمل هیچ خسارتی نبیند منطقی نیست. از این رو فلسفه طراحی ساختمانها در مقابل زلزله در آئین نامه ها به این صورت مطرح است: که سازه ها در مقابل زلزله های خفیف هیچ آسیبی نبینند، و زلزله های متوسط را بدون آسیب سازه ای ولی مقداری آسیب های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

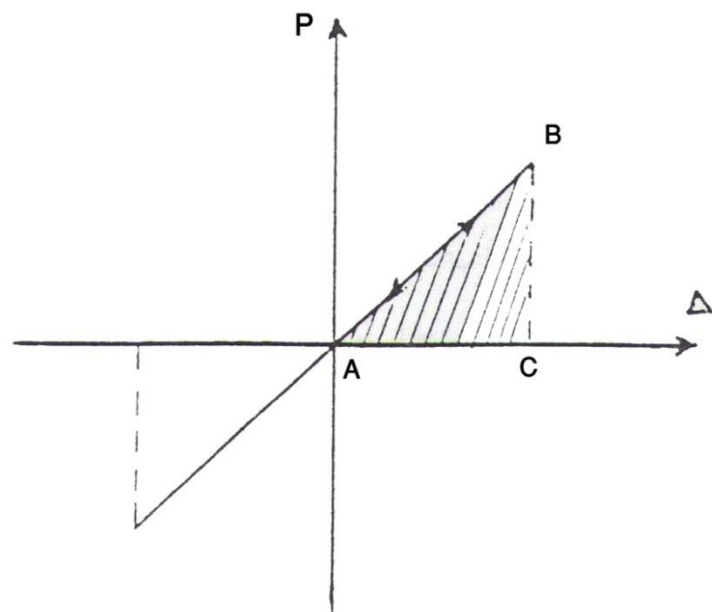
۲- شکل پذیری

۲-۱- 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.

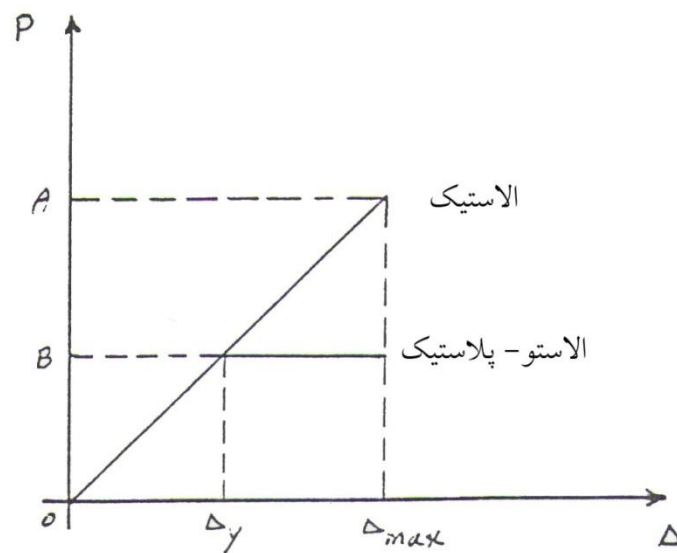
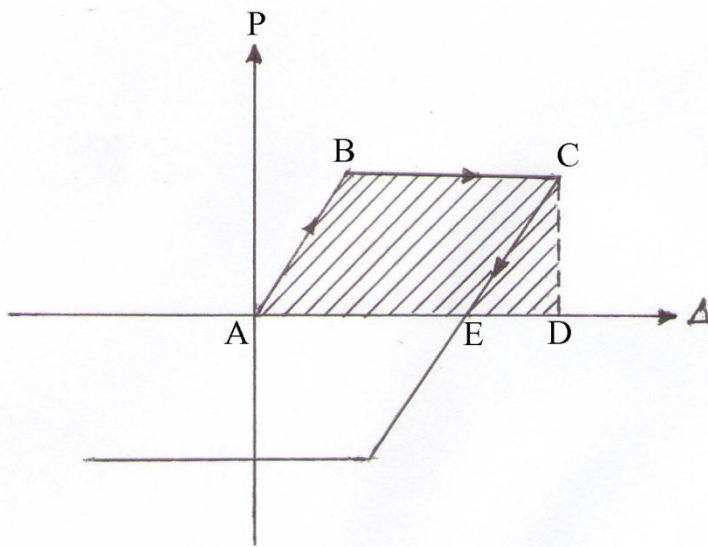
اگر سازه فوق زیاد قوی نباشد و تا تغییر مکان حداکثر الاستیک باقی نماند و یا به عبارت دیگر بعد از مقداری تغییر مکان مفصل پلاستیک در آن ایجاد شود، در این صورت تغییرات Δ P- تقریباً به صورت شکل ۳ خواهد بود. هنگامی که نیروی داخلی به ظرفیت پلاستیک عضو می رسد، مفصل پلاستیک ایجاد شده و سازه تحت نیروی تقریباً 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 .

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

شکل ۳- تغییرات نیرو- تغییر مکان در
یک سازه 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 .

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

(۱)

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 .

۲-۲- 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 .

$$\mu = \frac{\theta_{max}}{\theta_y} \quad (۲)$$

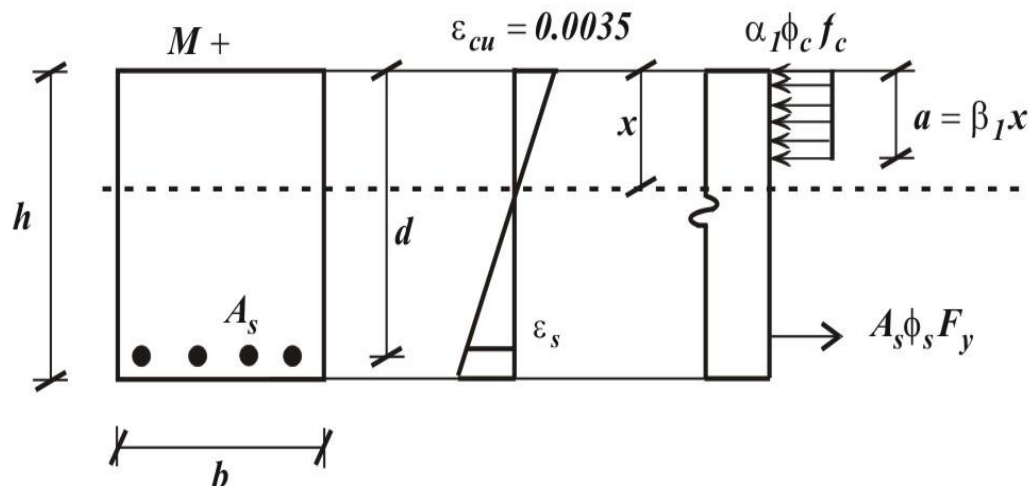
در یک سازه که بصورت الاستو - پلاستیک در مقابل زلزله رفتار می کند، تغییر مکان جانبی در اثر تسلیم شدن خمشی در مقاطع مشخصی به وجود می آید. بنابراین مقدار شکل پذیری دورانی بیشتر از شکل پذیری انتقالی است.

۲-۳- 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) .

$$\mu = \frac{\Phi_u}{\Phi_y} \quad (۳)$$



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

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.

$$\phi_u = \frac{\epsilon_{cu}}{x} \quad (۴)$$

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

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_s = \varepsilon_y}{d - x} = \frac{F_y / E_s}{d - x} = \frac{F_y}{E_s (d - x)} \quad (5)$$

برای مقاطع خمشی تک آرمه :

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

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

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

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

$$\mu = \frac{\varepsilon_{cu} \alpha_1 \beta_1 \phi_c f_c E_s (d - x)}{\rho d \phi_s F_y^2} \quad (6)$$

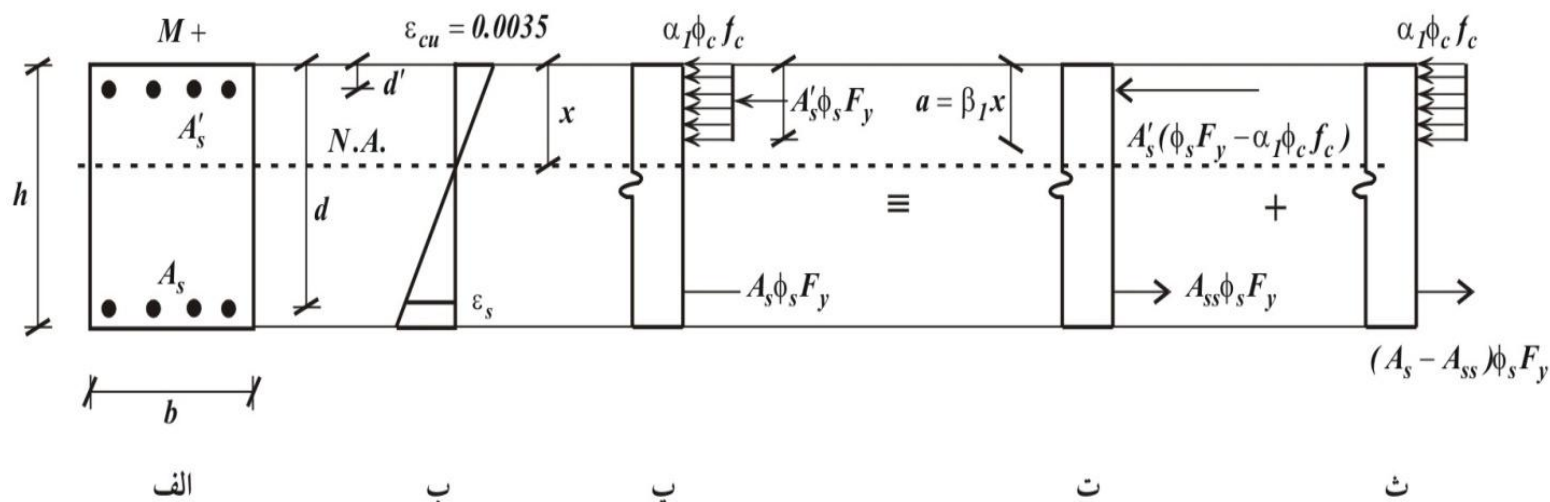
برای مقاطع خمشی دوبله آرمه طبق شکل ۶ :

$$A_s \phi_s F_y = \alpha_1 \phi_c f_c a b - \hat{A} \phi_s F_y = \alpha_1 \phi_c f_c \beta_1 x b - \hat{A}_s \phi_s F_y$$

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

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

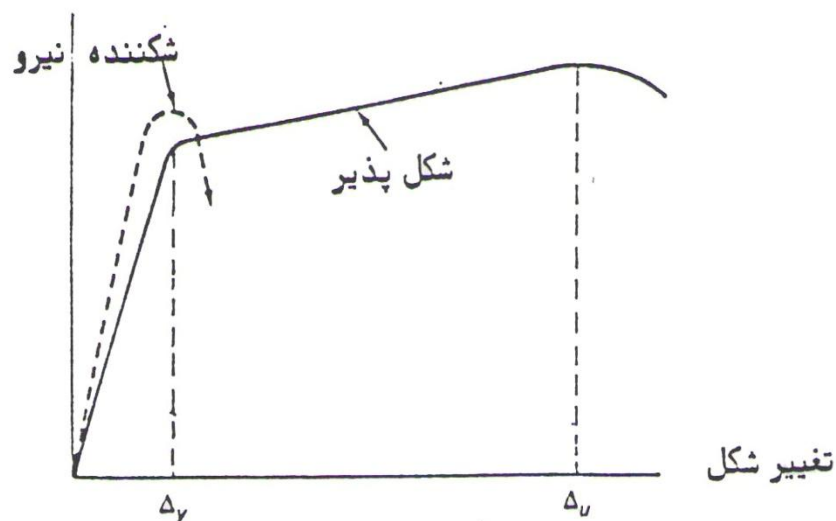
$$\mu = \frac{\varepsilon_{cu} \alpha_1 \beta_1 \phi_c f_c E_s (d - x)}{(\rho - \hat{\rho}) d \phi_s F_y^2} \quad (V)$$



شکل ۶- مقطع دوبله آرمه تحت لنگر خمشی مثبت در حالت حدی نهائی 017

۳- 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 (۳) الی (۷) 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

در یک تیر بتنی مسلح با فرض خطی بودن کرنش ، و با توجه به شکل ۸ انحنا را به صورت زیر می توان نوشت :

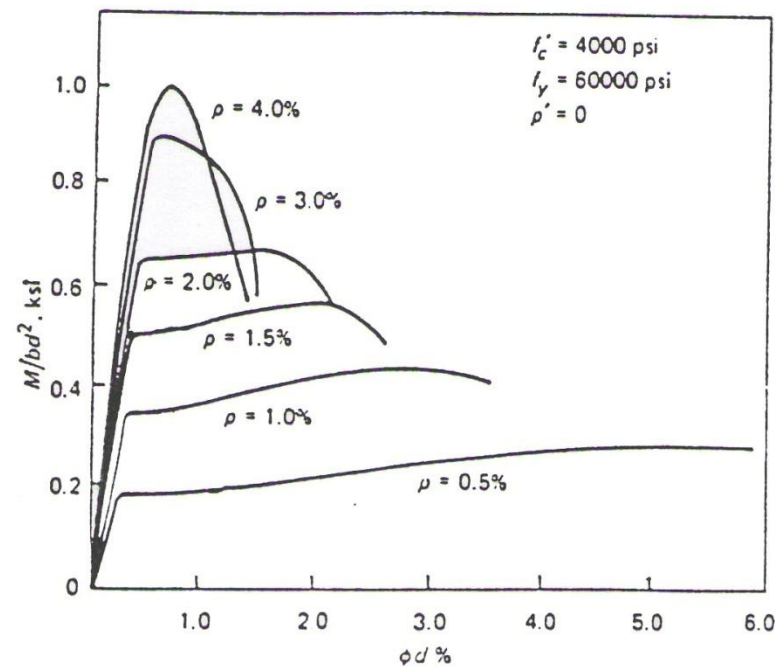
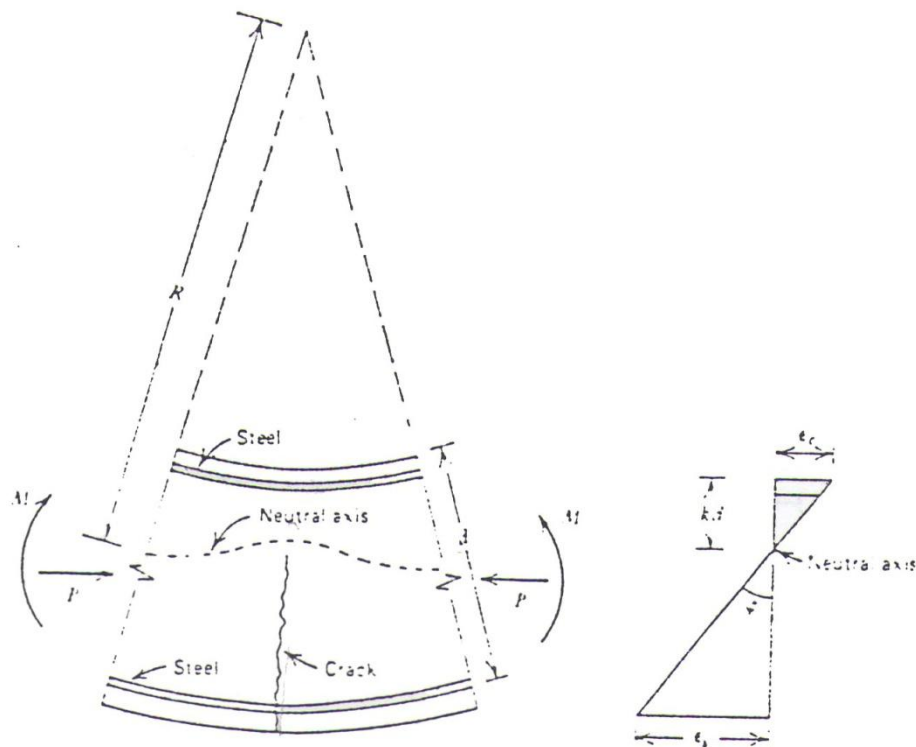
$$\frac{d_x}{R} = \frac{\varepsilon_c dx}{kd} = \frac{\varepsilon_s dx}{d(1-k)}$$

$$\frac{1}{R} = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d(1-k)} \quad , \quad \frac{1}{R} = \phi$$

$$\phi = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d(1-k)} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_s}{d} \quad (۸)$$

d_x طول المان است.

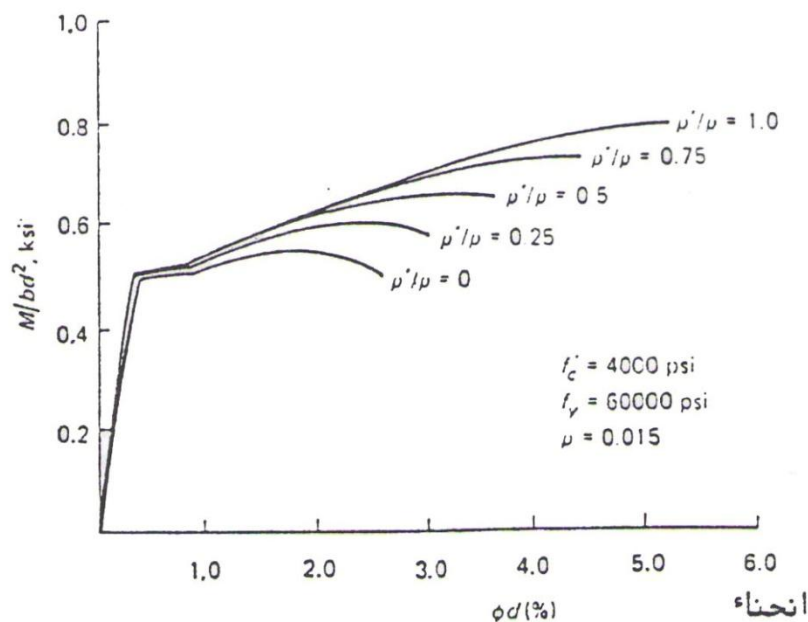
با توجه به معادلات ۳ و ۴ با افزایش ε_c یا کاهش kd مقدار ϕ افزایش می یابد . بر اساس نتایج آزمایشات انجام شده که بصورت گراف در شکل ۹ نشان داده شده است ، شکل پذیری تیر بتن مسلح با افزایش در صد فولاد کششی کاهش می یابد .



شکل ۸- تغییر فرم در یک عضو خمشی

شکل ۹- منحنیهای لنگر- انحنای برای مقطع یک تیر

همچنین منحنی های شکل ۱۰ که بر اساس آزمایش رسم شده ، نشان می دهند که با افزایش مقدار فولاد فشاری ($\frac{\rho'}{\rho}$) مقدار انحناء و در نتیجه شکل پذیری عضو افزایش می یابد و به همین دلیل آئین نامه ها مقدار ($\rho - \rho'$) را محدود می نمایند . با افزایش آرماتورهای فشاری X (فاصله تار خنثی تا دورترین تار فشاری بتن) کاهش یافته و در نتیجه طبق رابطه ۳ و ۴ انحنای نهائی و در نتیجه شکل پذیری افزایش می یابد.

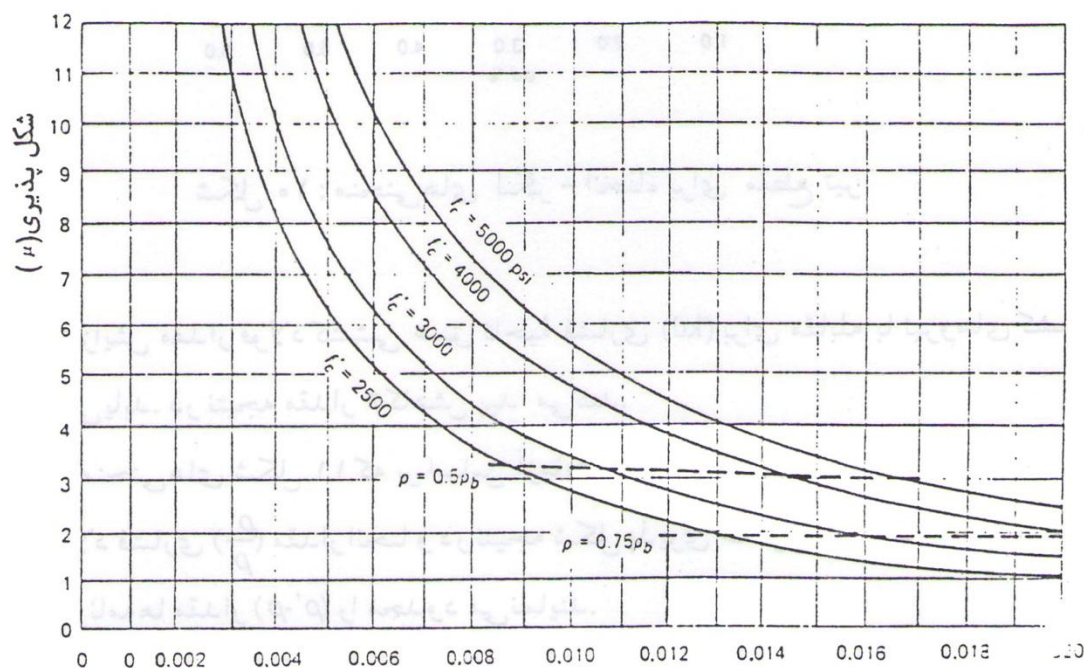


شکل ۱۰- اثر فولاد فشاری در روی شکل پذیری تیرها

ب- مقاومت بتن

با افزایش مقاومت بتن ارتفاع بتن فشاری در یک مقطع تحت خمش کاهش خواهد یافت (X) در نتیجه طبق رابطه ۳ و ۴ باعث افزایش انحناء و شکل پذیری خواهد شد.

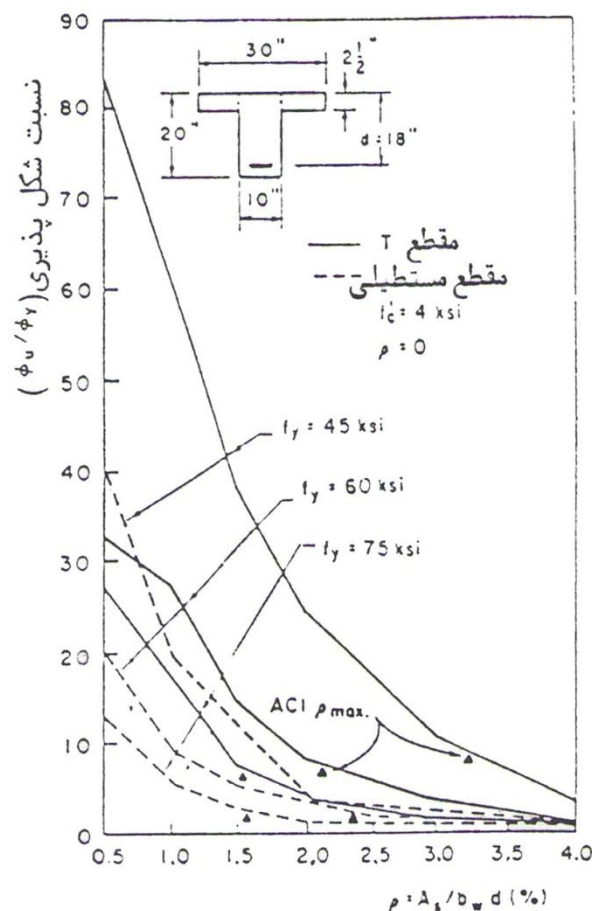
نتایج آزمایشات انجام شده با مقاومت‌های مختلف بتن که در شکل ۱۱ نشان داده شده است به طور واضح تری این مسئله را مشخص می نماید.



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 ۱۲ 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 ۱۲ مقادیر P_{max} را نشان می دهند .



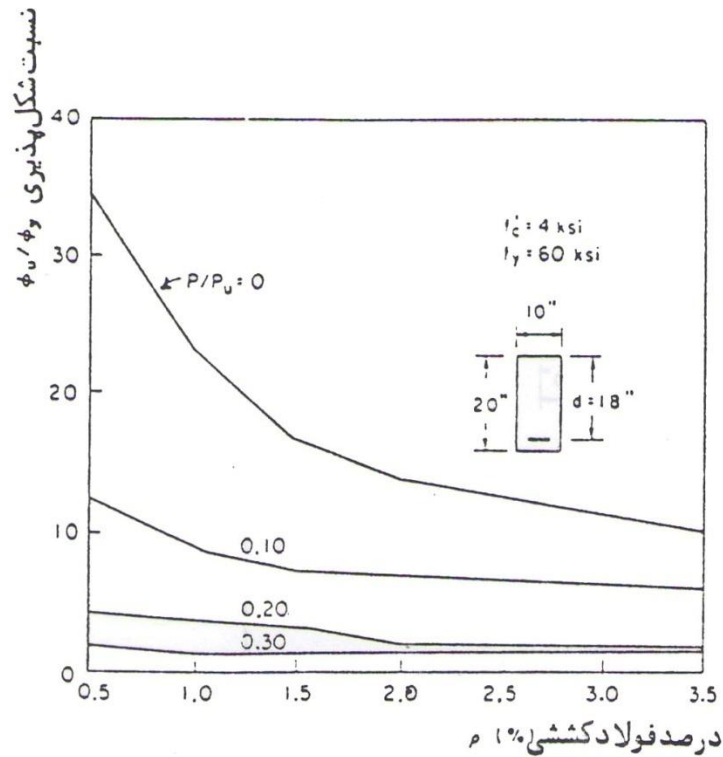
نسبت فولاد کششی

شکل ۱۲- تاثیر بال فشاری مقطع T شکل در شکل پذیری

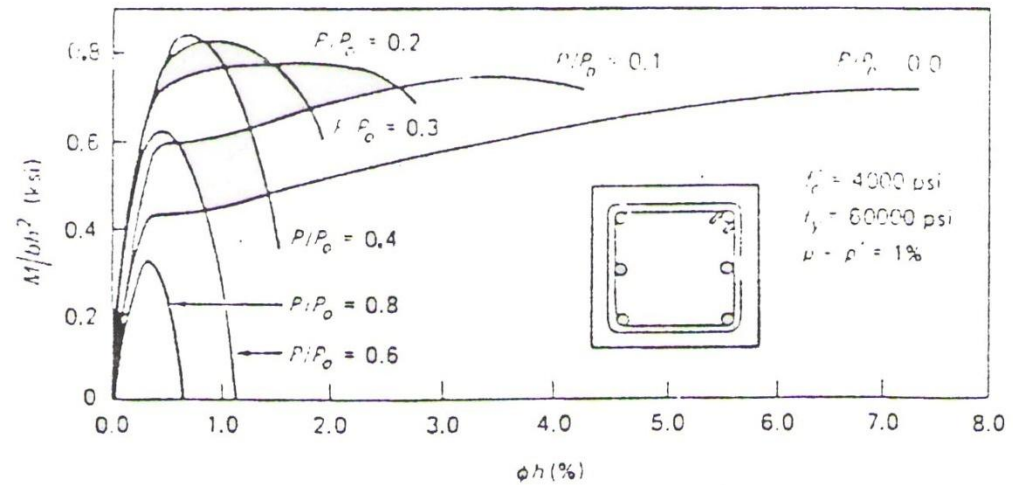
ث - بار محوری فشاری

بطور کلی بار محوری فشاری باعث کاهش تغییر مکان و 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 ۱۳ الف و ۱۳ 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 ۱۳ الف - تاثیر بار محوری فشاری در شکل پذیری

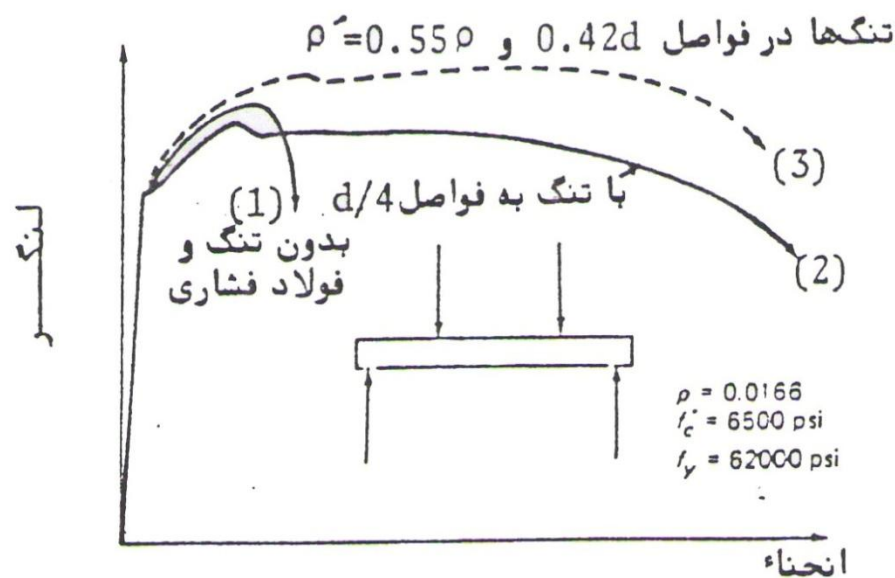


شکل ۱۳ ب - تاثیر بار محوری در منحنیهای لنگر - انحنای یک ستون تنگدار

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 .

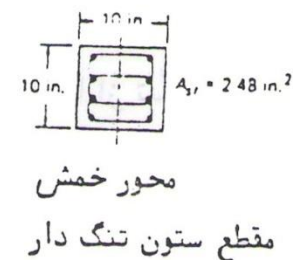
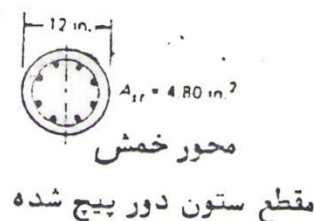
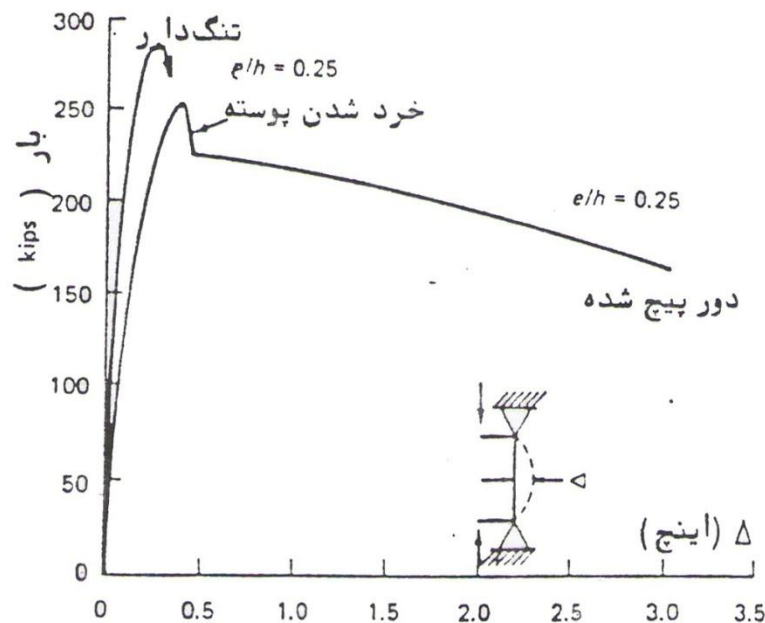
- ۱- از کمانش فولادهای فشاری جلوگیری می نماید .
 - ۲- از شکست برشی پیش رس بتن جلوگیری میکند .
 - ۳- بطور کلی بتن را محبوس و محصور می کند که در نتیجه باعث ازدیاد مقاومت و شکل پذیری آن می گردد . موقعی که بتن ساده تحت فشارهای محبوس کننده قرار می گیرد ، مانند آزمایش سه محوری ، مقاومت فشاری آن به اندازه تقریباً چهار برابر مقدار فشار یک محوری افزایش می یابد ، به عبارت دیگر فشار محبوس کننده جانبی باعث می گردد که بتن در تغییر شکلهای بیشتری خرد شود در نتیجه شکل پذیری عضو افزایش می یابد . این مسئله برای اعضای فشاری یا ستونها اهمیت بیشتری پیدا می کند ، 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 ۱۴ اثر مثبت وجود تنگها در شکل پذیری اعضای خمشی را واضح تر نشان می دهد.

منحنی های شکل ۱۴ اثر مثبت وجود تنگها در شکل پذیری اعضای خمشی را واضح تر نشان می دهد.



شکل ۱۴- تاثیر آرماتورهای عرضی و فشاری در شکل پذیری

منحنی های شکل ۱۵ 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 ببهتر 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 ۱۵- منحنی بار - تغییر مکان برای ستونهای تنگ دار و دور پیچ شده

۴- فلسفه ضوابط آئین نامه های طراحی در مقابل زلزله (ضوابط شکل پذیری) همچنانچه قبلا نیز اشاره شد ، نیروهای آئین نامه ای 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 می شوند . اگر قرار باشد سازه به صورت الاستیک عمل کند ، در ساختمانهایی که با ضوابط آئین نامه های موجود طراحی می شوند ، انتظار می رود در اثر زلزله های نسبتا شدید تغییر شکلهای بزرگی به وجود آید . (۴ تا ۶ برابر تغییر مکانهای حاصل از نیروهای آئین نامه ای) این تغییر شکلهای بزرگ باعث می شوند 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 پذیرهای 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 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 گره ها
 - ۴- جلوگیری از ناپایداری موضعی در اعضا بوسیله محدود کردن ابعاد هندسی آنها در سطوح شکل پذیرهای 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

۵- 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 :

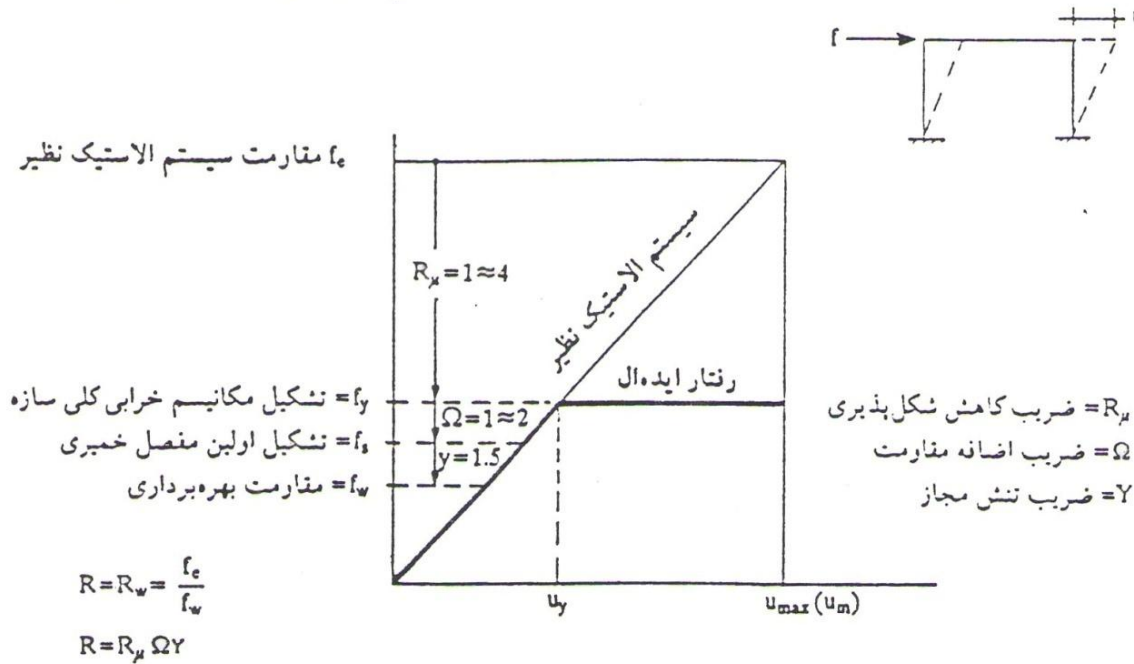
$$V = \frac{ABI}{R} W \quad (9)$$

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 . 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 .

$${}^{035}R = R_{\mu} \Omega Y$$

(۱۰)

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



شکل ۱۶- پاسخ عمومی سازه

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 ۱۶)

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

(۱۱)

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 :

$$R_\mu = \mu \quad (12)$$

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

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \quad (13)$$

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

μ همان 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 .

$$\Omega = \frac{F_Y}{f_s} \quad (۱۴)$$

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 می باشد . 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 .

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

M_p لنگر پلاستیک مقطع که با رابطه زیر می توان محاسبه نمود .

$$M_p = Z_p F_Y$$

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 و F_b تنش خمشی مجاز می باشد .

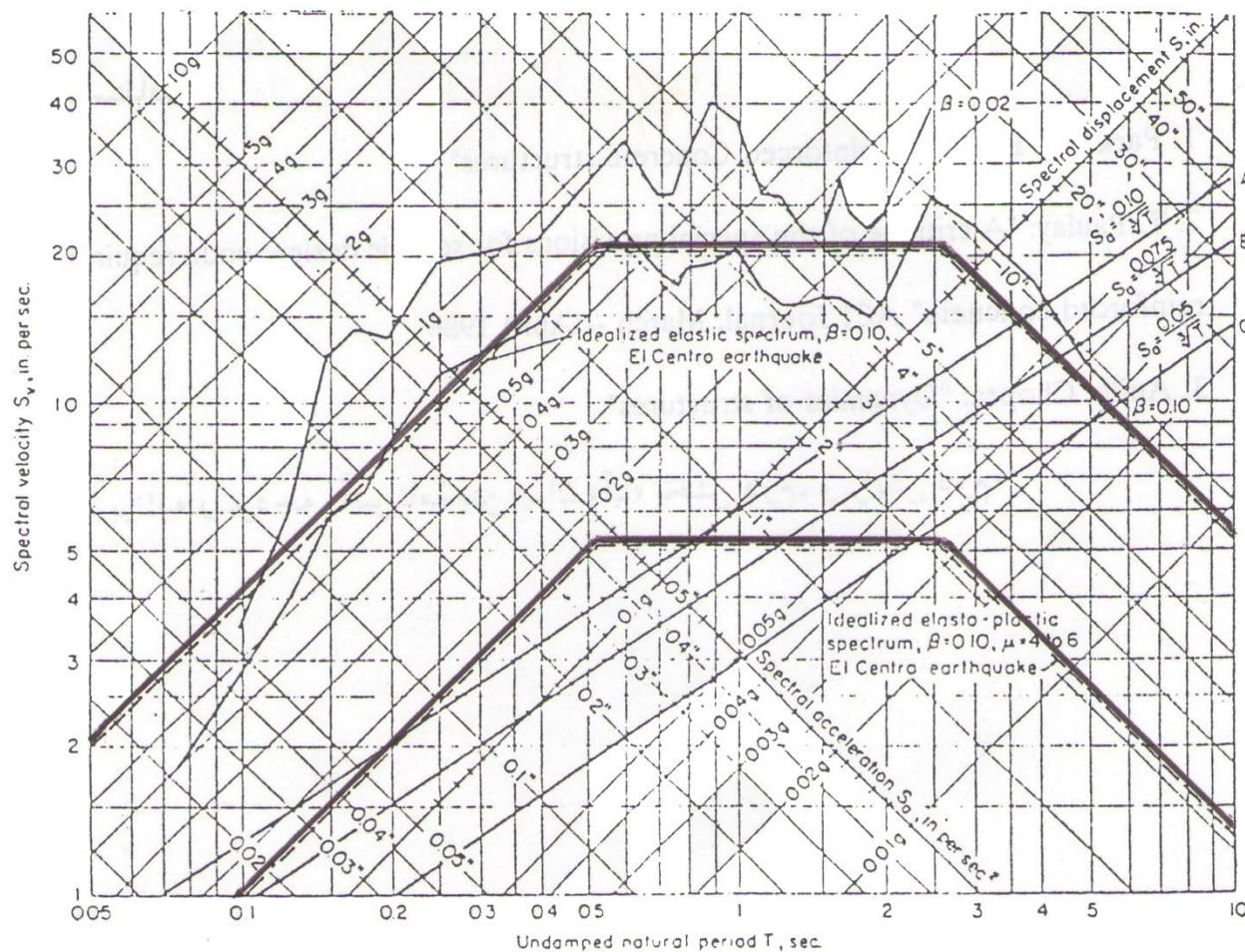
مقدار متوسط γ در حدود $1/4$ تا $1/5$ می باشد .

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 .

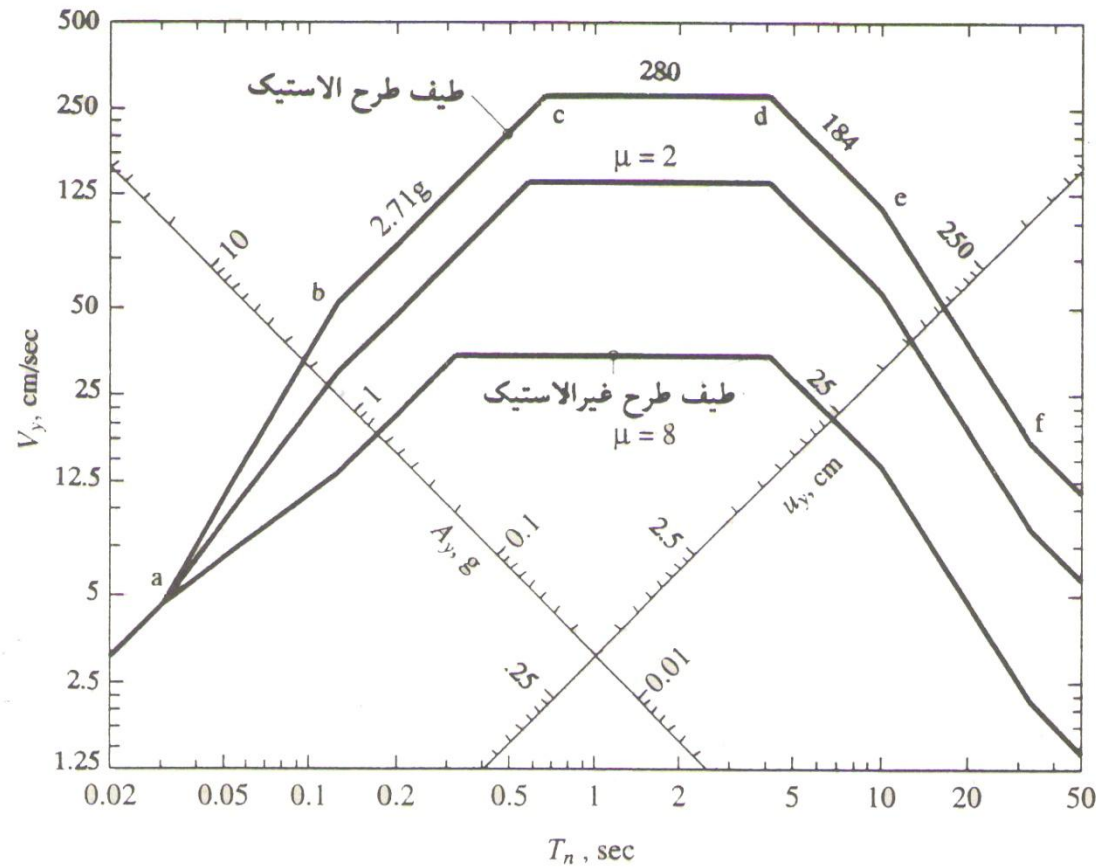
شکل ۱۷ پاسخ طیفی برای دو سازه را در یک زلزله نشان می دهد . یکی از سازه ها رفتار الاستیک داشته و شکل پذیر نیست و دیگری رفتار الاستو - پلاستیک داشته که ضریب شکل پذیرش 4 الی 6 میباشد .

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



شکل ۱۷- پاسخ طیفی برای دو سازه با رفتارهای الاستیک و الاستو پلاستیک



شکل ۱۸- طیف طرح برای دو حالت الاستیک و غیرالاستیک

سیستم های سازه ای ساختمانهای بتنی

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

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 سازه‌ای:

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

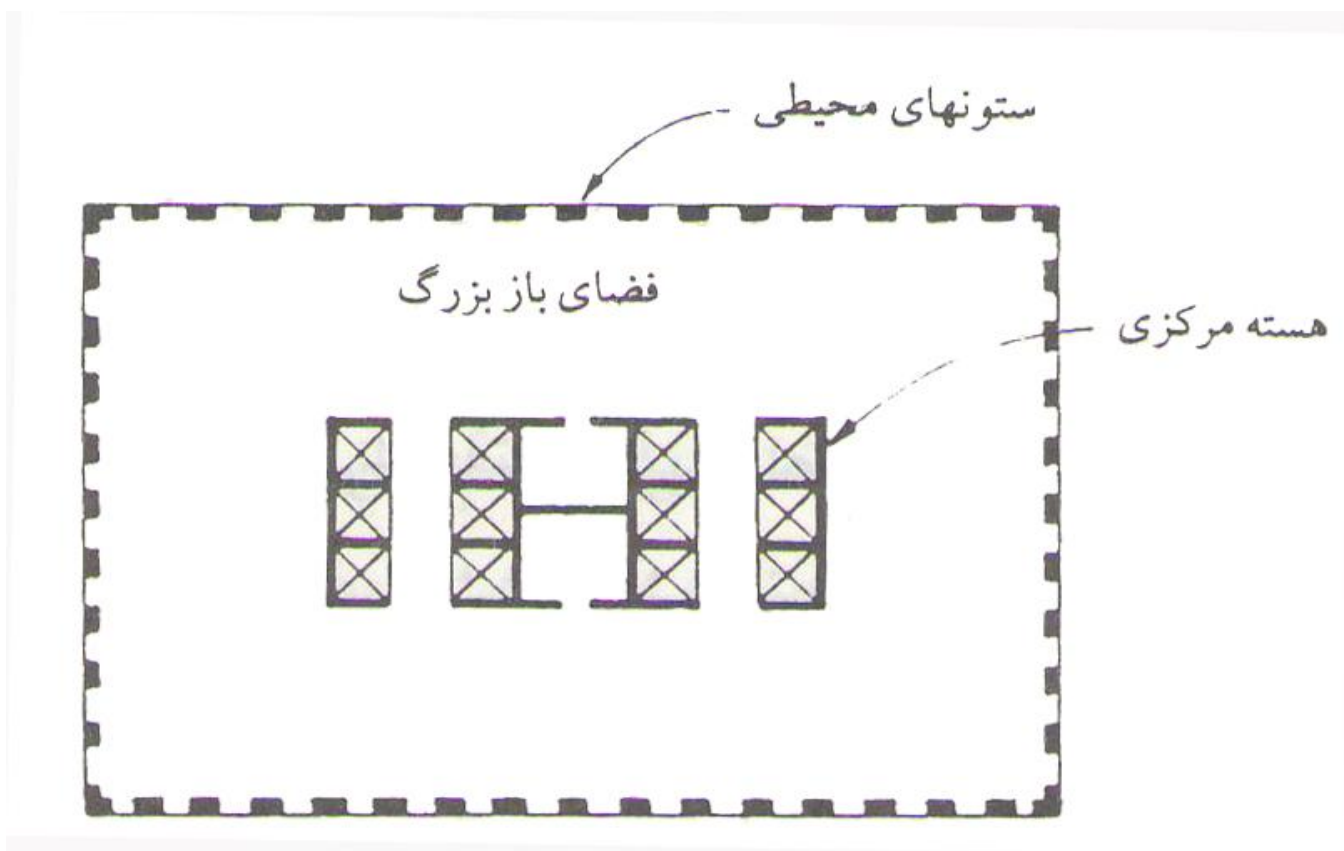
۷- ارتفاع ساختمان

۸- کاربری ساختمان

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

-یکی از عوامل مهم موثر بر سیستم سازه‌ای، کاربری ساختمان می‌باشد
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 می‌گیرند (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 می‌باشد.



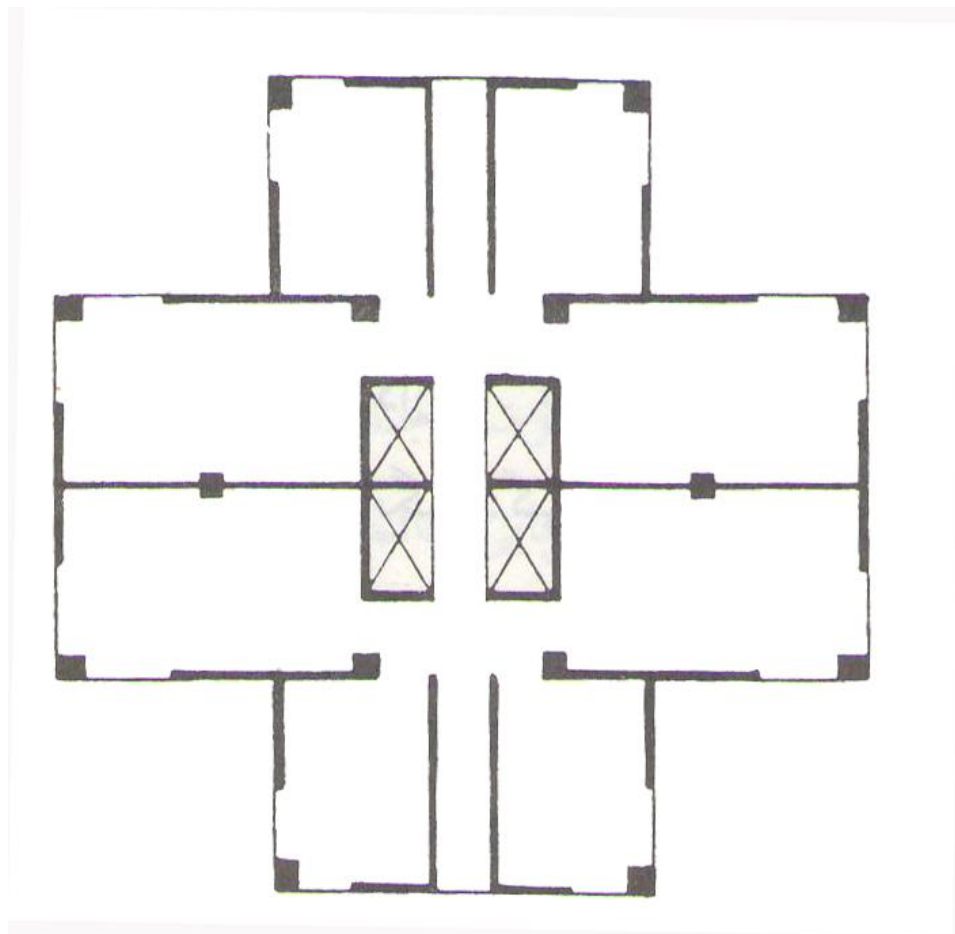
شکل ۱- نمونه پلان ساختمان تجاری اداری

- در ساختمانهای مسکونی و هتلها، معمولاً فضا سازه‌های 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 مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان قاب های صلب تا ارتفاع های ذیل در ساختمانها قابل استفاده است.

۱- قاب خمشی بتن آرمه با شکل پذیری زیاد(ویژه) حداکثر ۱۵۰ متر ارتفاع و $R=10$

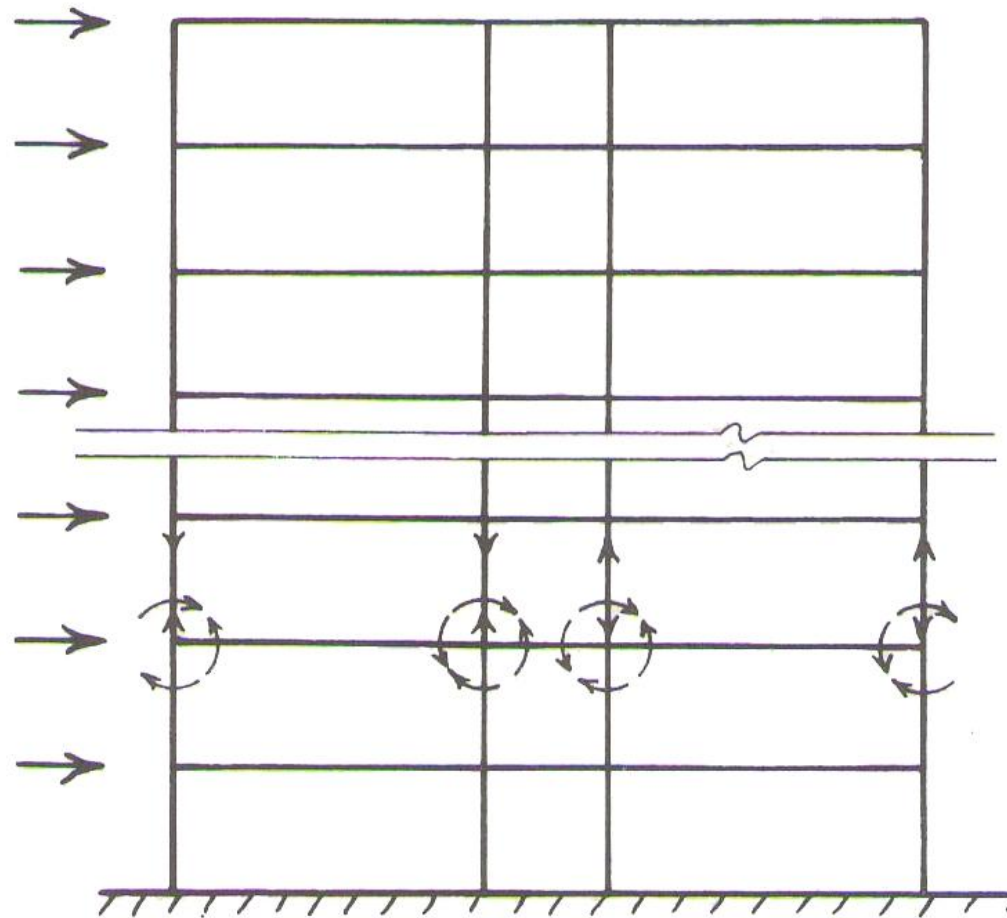
۲- قاب خمشی بتن آرمه با شکل پذیری متوسط حداکثر ۵۰ متر ارتفاع و $R=7$

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 ۱ و ۲ مجاز نمی باشند، ارتفاع حداکثر این سیستم برای ساختمانهای با اهمیت متوسط و کم در مناطق لرزه خیزی ۳ و ۴ به ۱۵ متر و $R=4$ محدود می شود.

- 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.



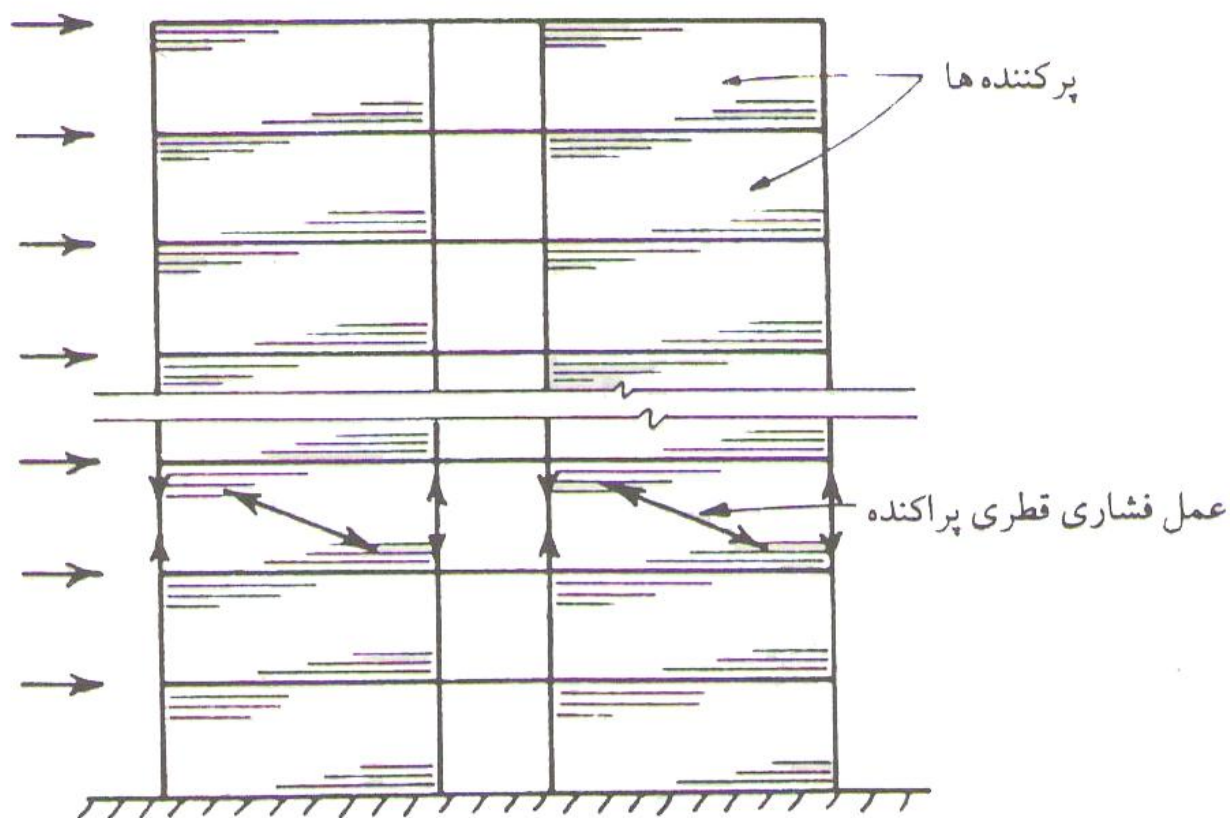
شکل ۳- نمونه ای از یک قاب صلب

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، پرکننده‌ها بعنوان اعضای فشاری مهاربندهای قطری عمل می‌کنند (شکل ۴).

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



شکل ۴- نمونه ای از قاب میان پر

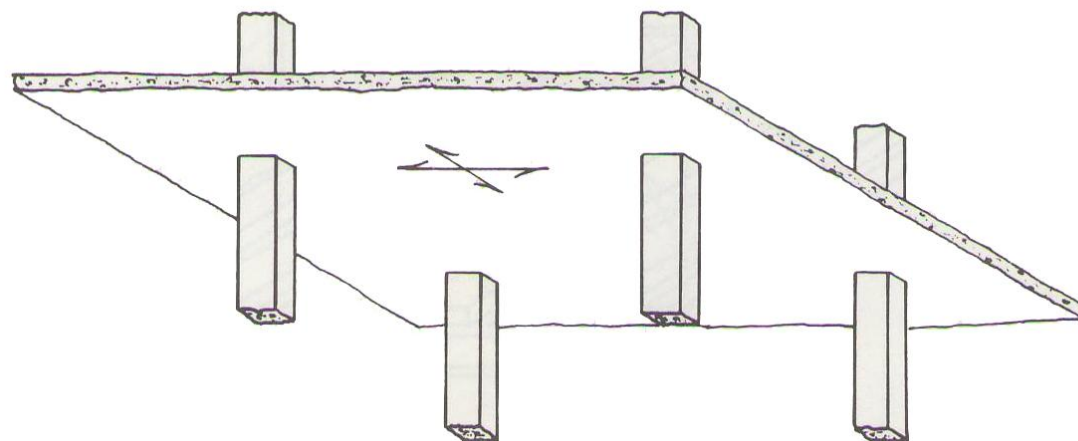
۳- دالهای تخت و قارچی Flat plate and Flat slabs

- 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.

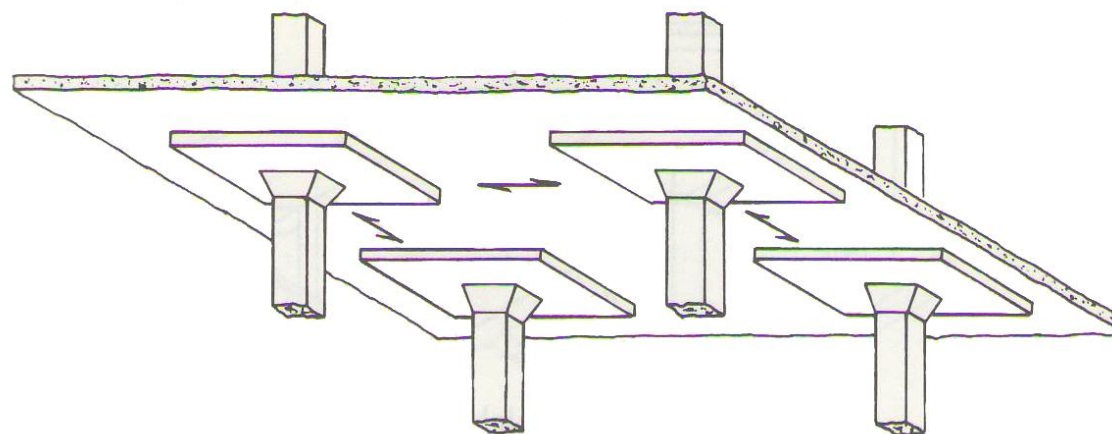
- رفتار این سیستم سازه‌ای همانند قابهای صلب است، که بجای تیرها، دال تخت وجود دارد.

- دالهای تخت تا دهانه ۸ متر معمولاً اقتصادی هستند، و برای دهانه‌های بیشتر از ۸ متر و تا ۱۲ متر از سیستم دال قارچی می‌توان استفاده نمود.

- طبق استاندارد ۲۸۰۰ ایران، سیستم دال تخت و یا قارچی را برای تعداد طبقات حداکثر سه طبقه و یا ۱۰ متر ارتفاع می‌توان 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

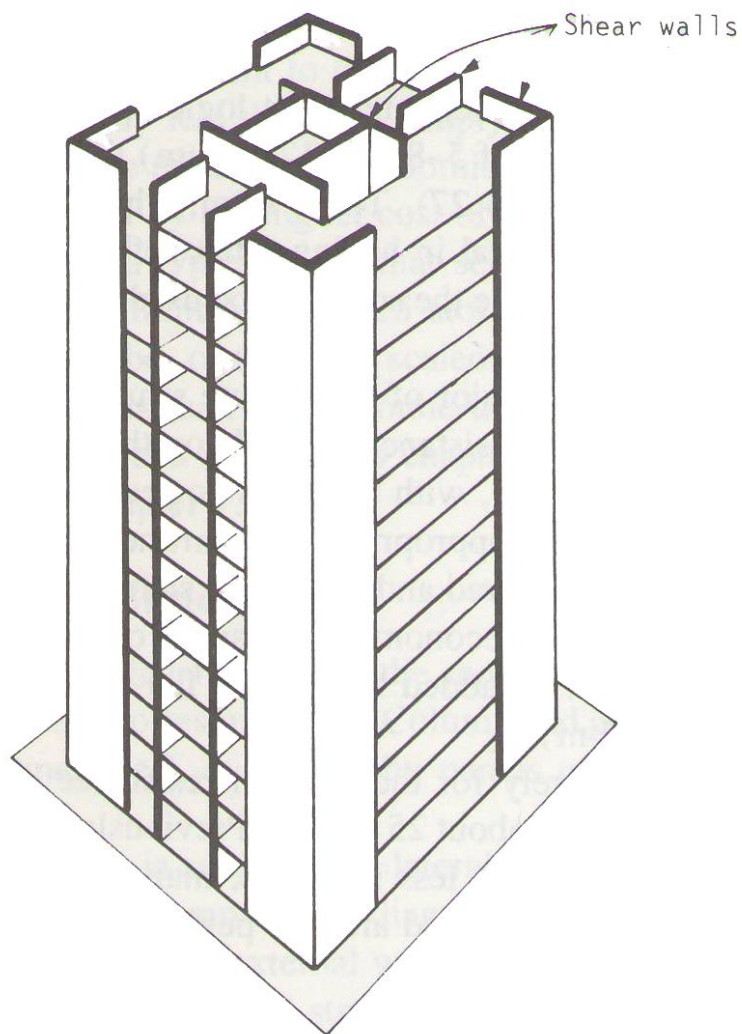


ب

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 می باشند.
- در مقایسه با قابهای صلب، فرم تو پر دیوارهای برشی، مانعی برای طراحی داخلی و ایجاد فضاهای دلخواه می باشد. این نوع سازه ها بیشتر برای ساختمانهای مسکونی و هتل ها 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 استاندارد ۲۸۰۰ تا حداکثر ارتفاع ذیل قابل استفاده است :

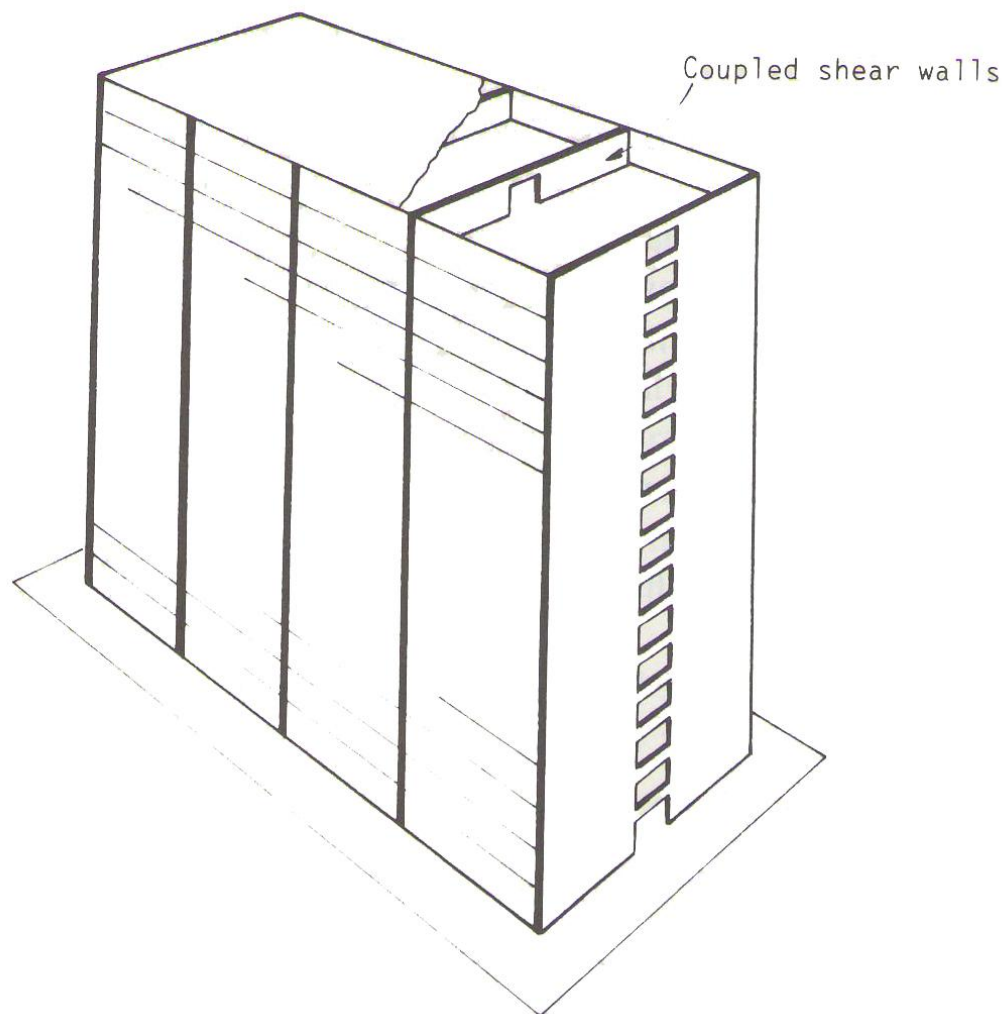
- دیوارهای برشی بتن آرمه با شکل پذیری ویژه تا حداکثر ارتفاع ۵۰ متر و $R=7$
- دیوارهای برشی بتن آرمه با شکل پذیری متوسط تا حداکثر ارتفاع ۵۰ متر و $R=6$

- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی تا حداکثر ارتفاع ۳۰ متر و $R=5$

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 تقریباً در یک صفحه می‌باشند. که توسط تیرهای افقی بنام تیرهای همبند به یکدیگر متصل شده‌اند. وجود تیرهای همبند بین دو یا چند دیوار باعث می‌گردد، 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 سازه ای قابهای صلب به همراه دیوارهای برشی بارهای ثقی و جانبی را تحمل می کنند.

دیوارها در تغییر شکلهای خمشی و قابها در تغییر شکلهای برشی توسط تیرها و دالها مقید شده و اجباراً 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 می دهند.

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.

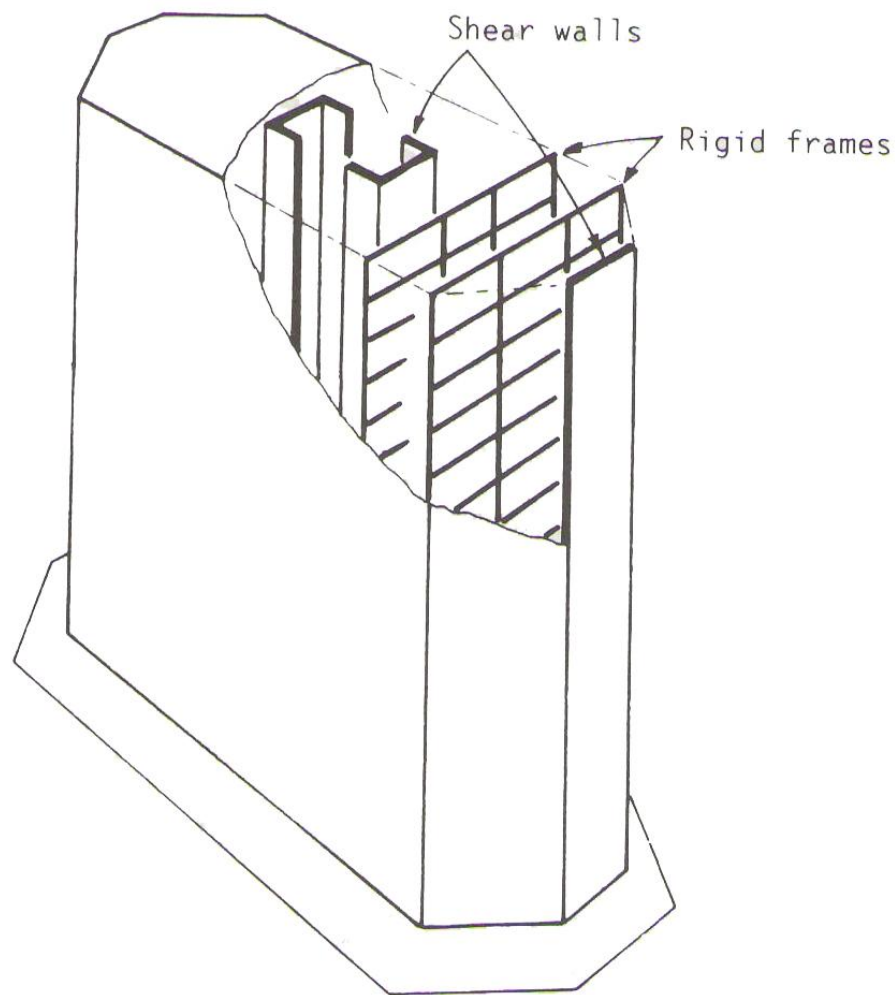
طبق استاندارد ۲۸۰۰ زلزله، سیستم دو گانه قاب + دیوار تا حداکثر ارتفاع بشرح ذیل قابل استفاده هستند.

- قاب خمشی بتن آرمه با شکل پذیری ویژه + دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه تا حداکثر ارتفاع ۲۰۰ متر و $R=11$

- قاب خمشی بتن آرمه با شکل پذیری متوسط + دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط تا حداکثر ارتفاع ۷۰ متر و $R=8$

- قاب خمشی فولادی با شکل پذیری متوسط + دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط تا حداکثر ارتفاع ۷۰ متر و $R=8$

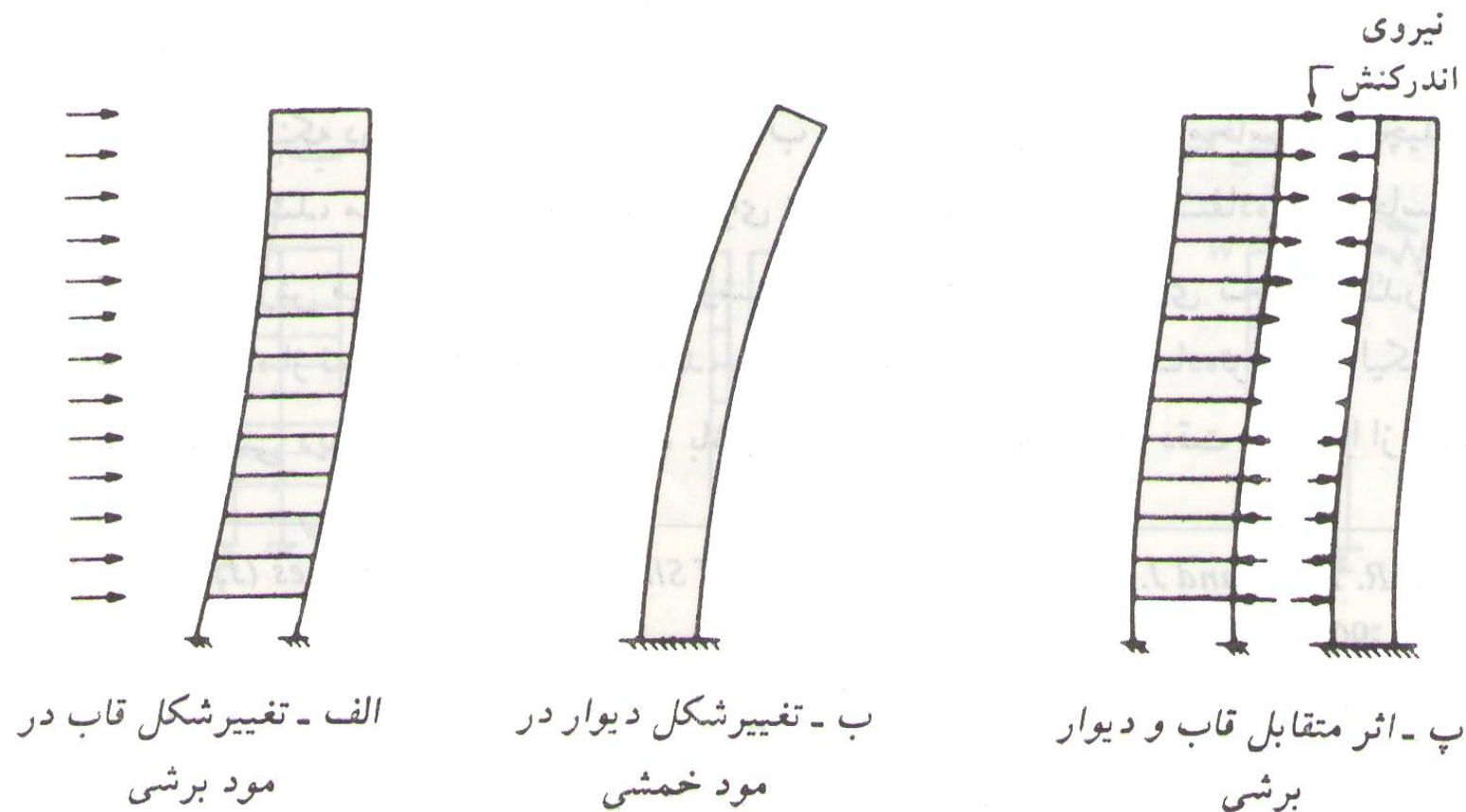
نمونه ای از سیستم سازه ای قاب- دیوار در شکل ۸ نشان داده شده است.



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 می‌شود (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 می گیرند.

-قاب محیطی تمام بارهای جانبی را تحمل می کند و بارهای ثقلی نیز بین ستونهای محیطی و ستونهای داخلی تقسیم می شوند.

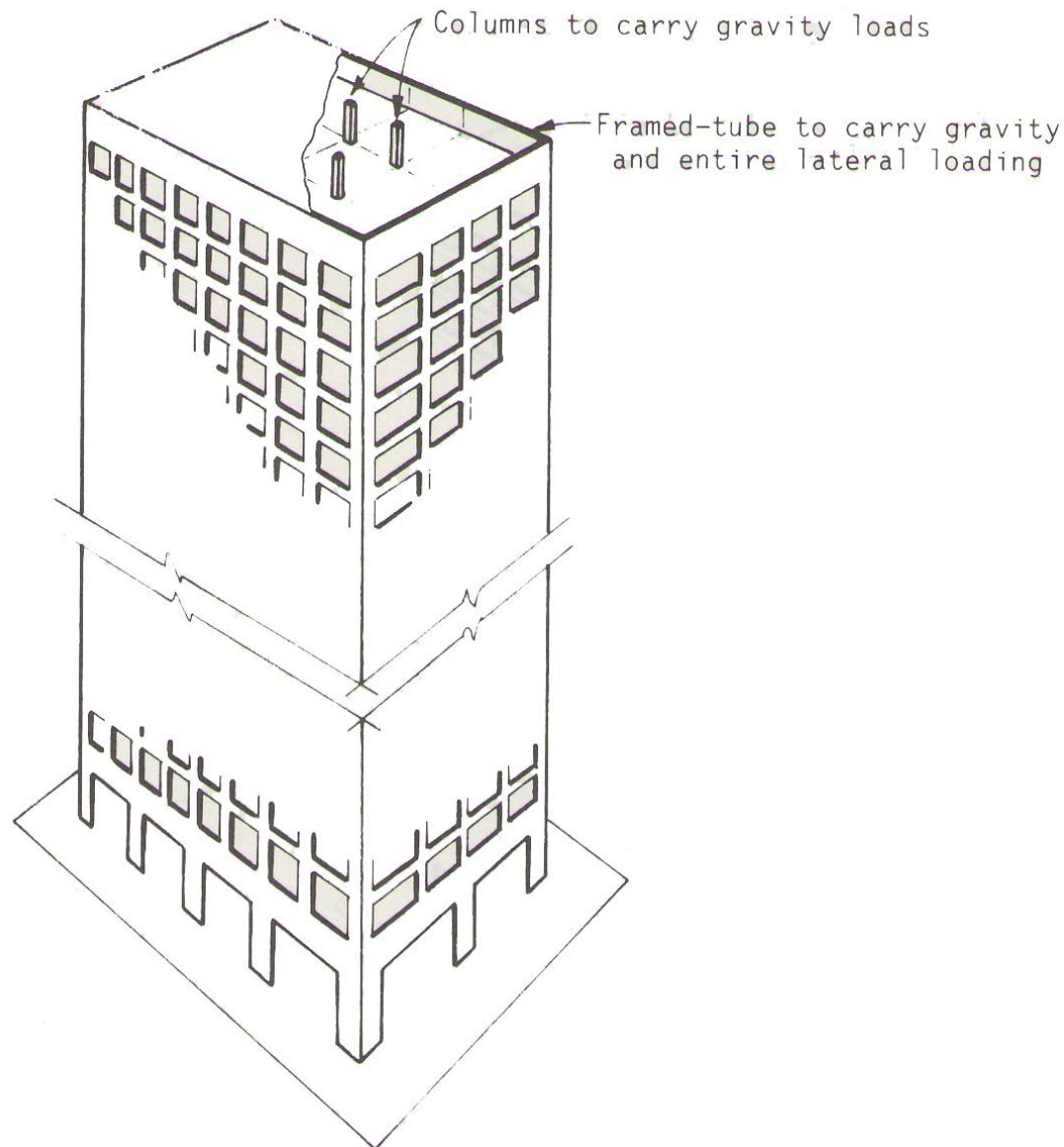
-در این سیستم سازه ای هنگامی که سازه تحت اثر بارهای جانبی قرار می گیرند، قابهای محیطی در جهت بارهای جانبی بصورت جان یا جانها و قابهای محیطی عمود بر جهت بارگذاری جانبی بصورت بال یا بالهای طره حجیم محیطی عمل می کنند.

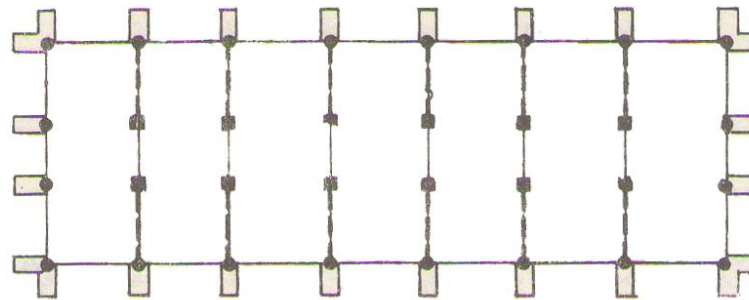
-در این سیستم سازه ای فاصله کم ستونها و در تمام ارتفاع سازه بخصوص در تراز ورودی ساختمان معمولا مطلوب نیست. در بعضی سازه‌ها در تراز همکف فاصله ستونها بیشتر و در چند طبقه بالاتر از تراز همکف ستونها به همدیگر نزدیکتر می‌شوند. یا عبارت دیگر تعدادی از ستونهای طبقات بالا بر روی تیرهای انتقالی قرار میگیرند.

-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.

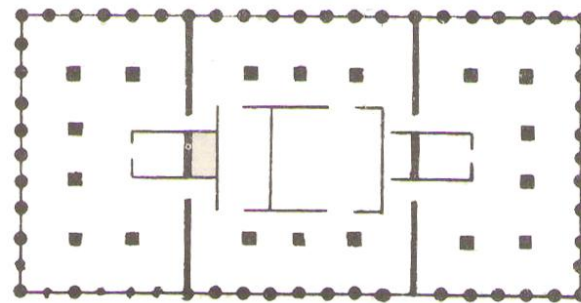
-شکل تکراری قابها در این سیستم سازه‌ای این امکان را فراهم می‌سازد که در اجرای سازه از قالبهای لغزنده استفاده کرده و سرعت اجرا را بالا برد.

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





a



b

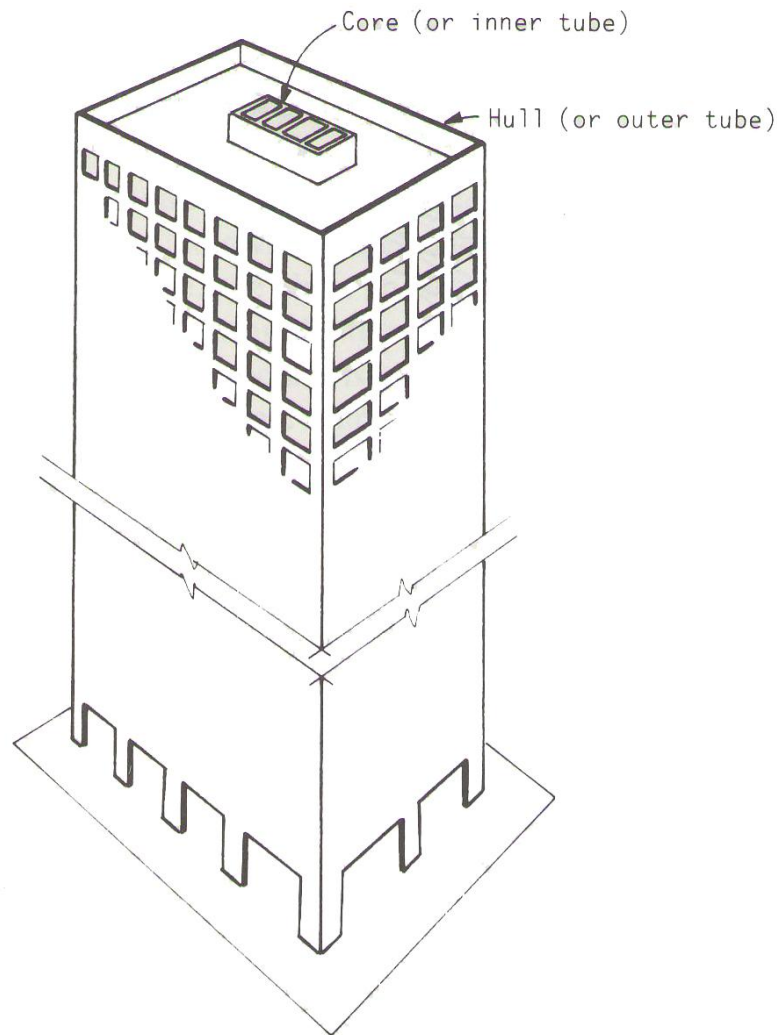
شکل ۱۱- نمونه ای از سیستم قاب محیطی

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

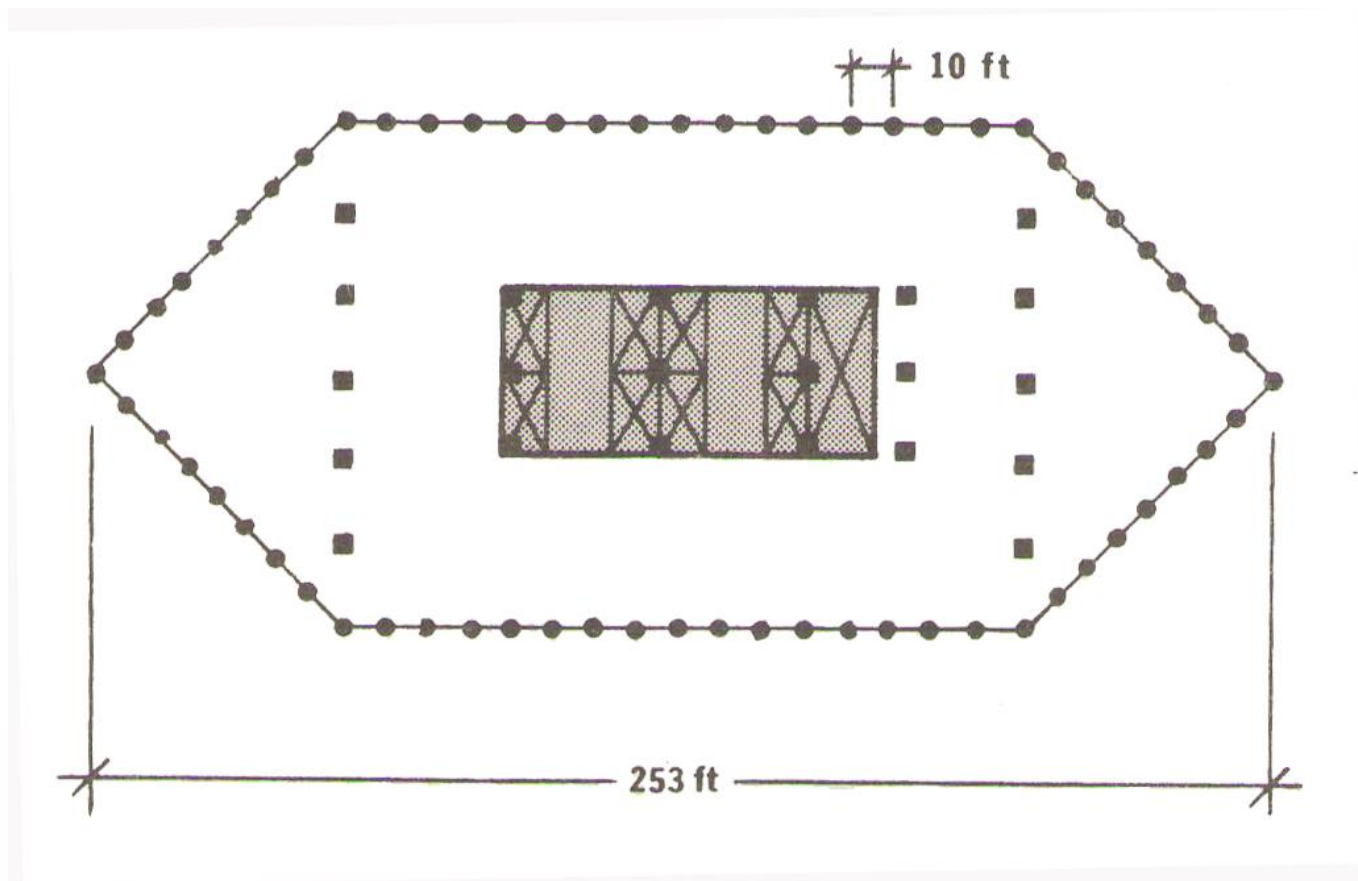
-این سیستم سازه ای شامل یک قاب محیطی خارجی یا «پوسته» و یک قاب یا هسته داخلی است. هسته و پوسته مشترکا بارهای ثقلی و جانبی را تحمل می کنند. هسته ممکن است یک قاب باشد و یا از دیوارهای برشی تشکیل شود.

-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 می کنند. با این مزیت که سختی جانبی نسبی بیشتری دارند. در هر حال قاب محیطی به دلیل اینکه عمق سازه ای بیشتری نسبت به هسته دارد، نقش فعالتر و تعیین کننده تری نیز خواهد داشت.

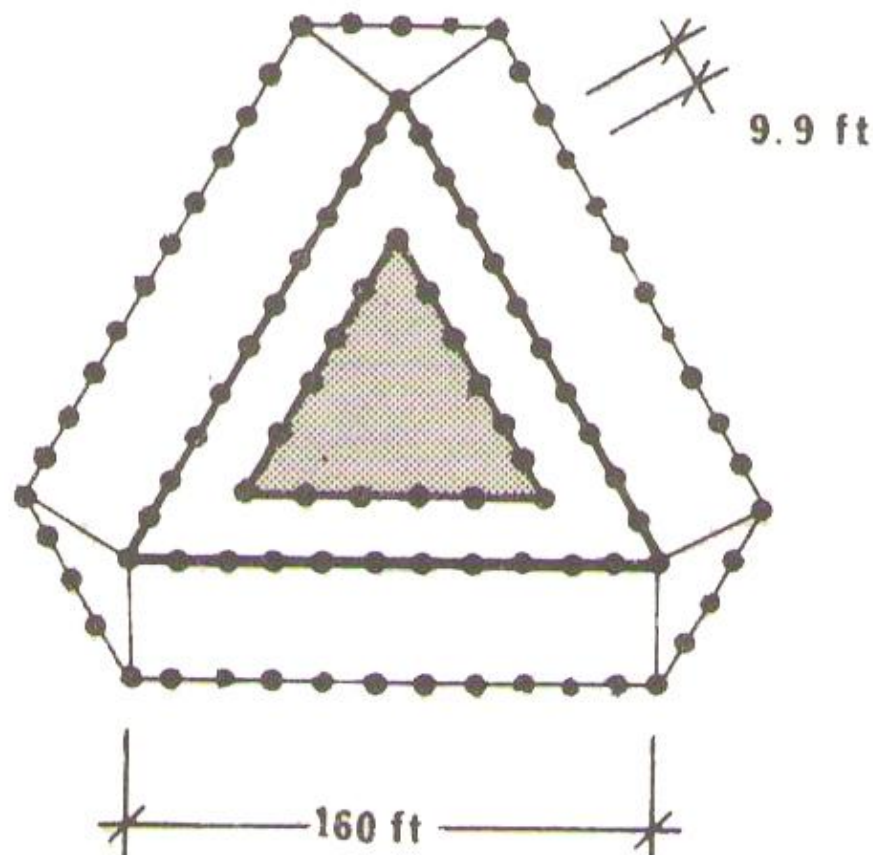
نمونه ای از این سیستم سازه ای در شکل ۱۲ و ۱۳ نشان داده شده است.



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

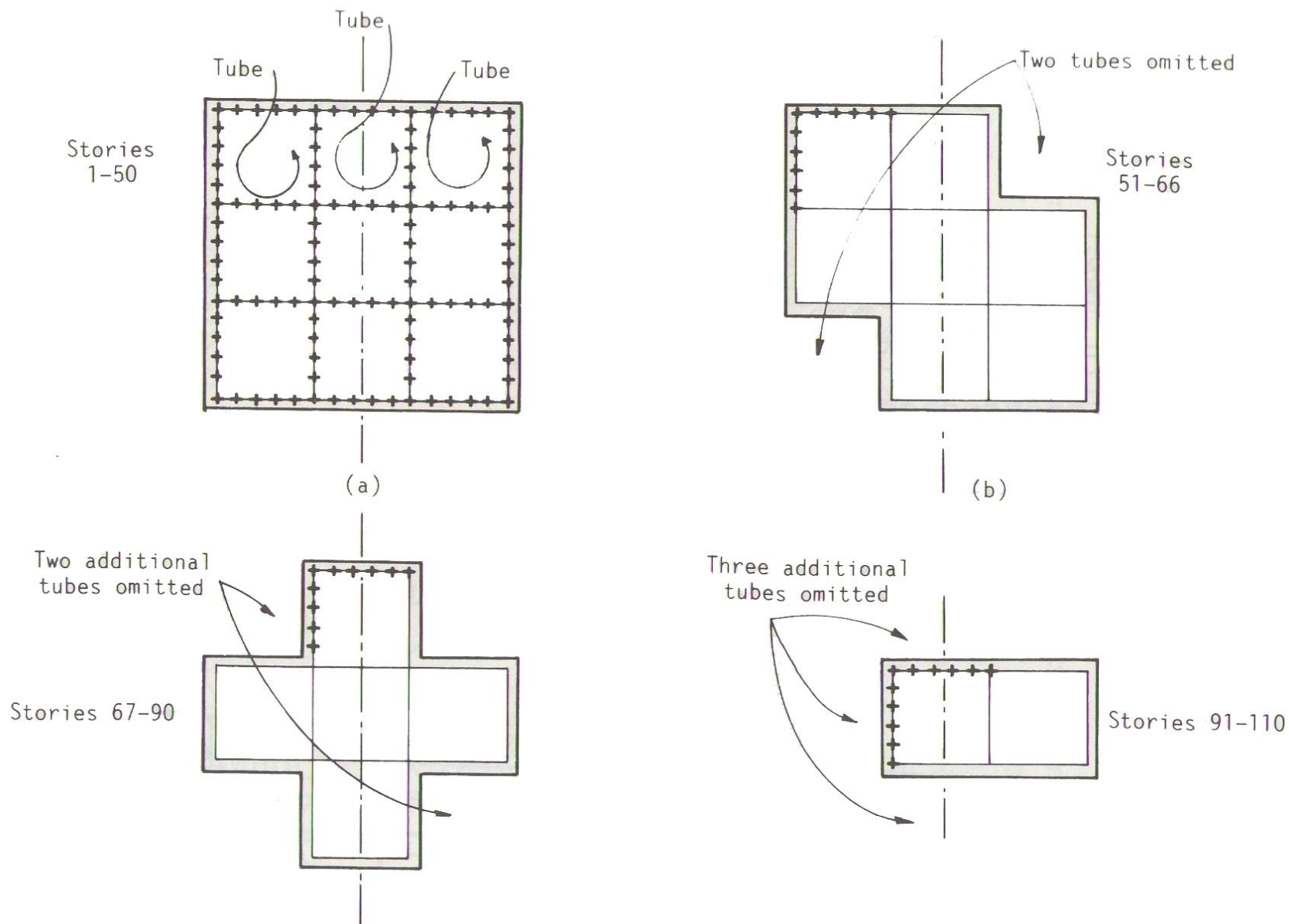
۷-۲- سیستم قابهای محیطی دسته بندی شده (Bundled-Tube)

-در این سیستم سازه ای در پلان چند قاب محیطی وجود دارد، این سیستم 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 تایی 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 نیافته اند و در نتیجه پلان ساختمان در طبقات بالا مانند شکلهای ۱۴-ب و پ و ت کوچکتر شده است.

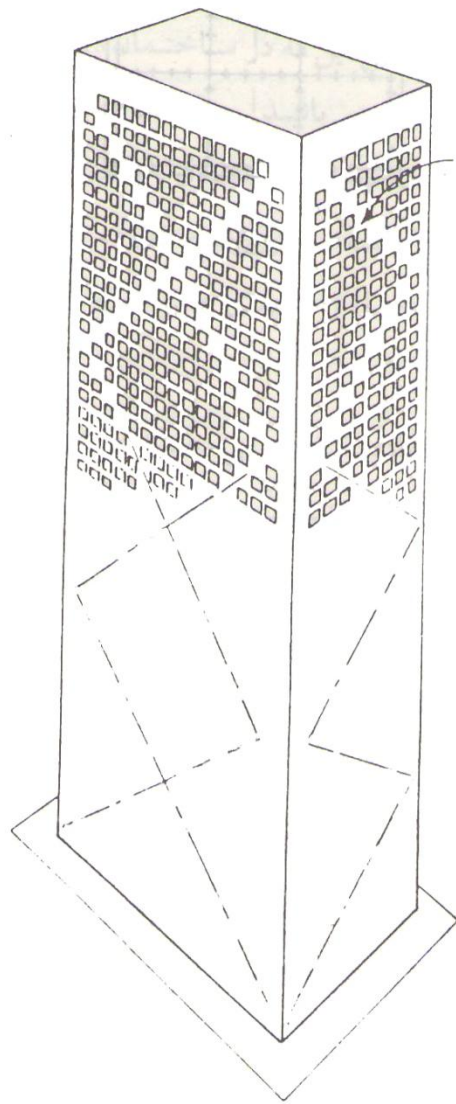
نمونه ای از این سیستم سازه ای در شکل ۱۴ نشان داده شده است.



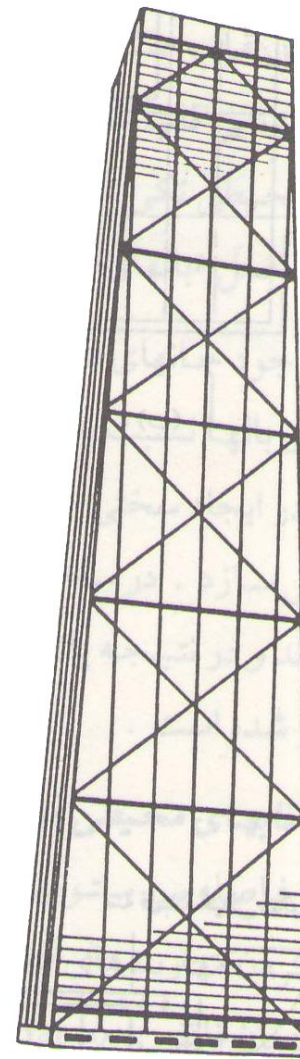
۷-۳- سیستم قابهای محیطی مهار بندی شده (Braced-Tube Structures)

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 می گیرند. و در سازه های بتنی مهاربندها شامل پانلهای بتنی به ابعاد بازشوها می باشند که درجا با قابها ریخته شده و بصورت قطری در وجوه ساختمان اجرا می گردند نمونه ای از این سیستم سازه ای در شکل ۱۵ نشان داده شده است.



پزشوهای پرشده
برای ایجاد مهاربندی



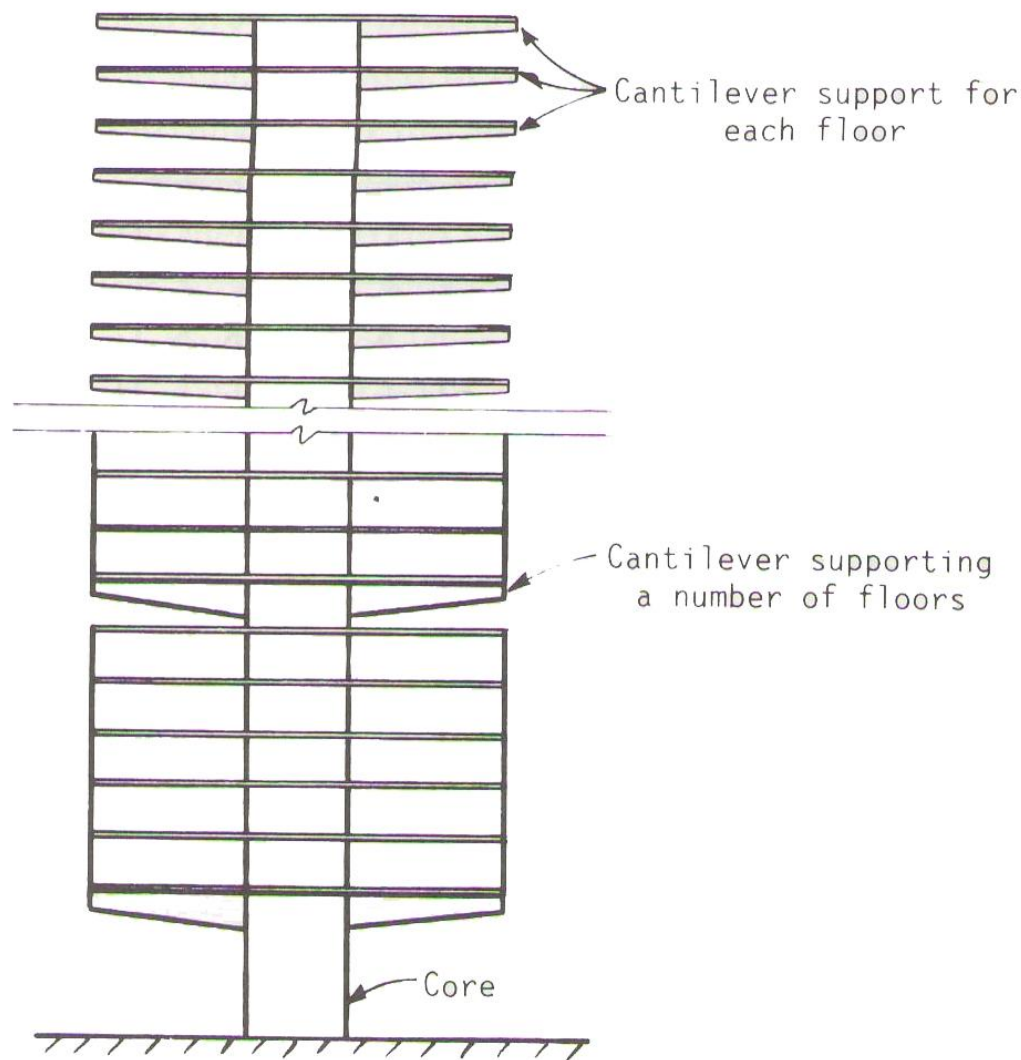
قاب محیطی مهاربندی شده بتنی
نیویورک 780 Third Avenue

قاب محیطی مهاربندی شده فولادی
شیکاگو John Hancock

۸- سازه های هسته ای (Core-Structures)

در این سیستم سازه‌ای یک هسته به تنهائی بارهای ثقلی و جانبی را تحمل می‌کند. 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 طره‌هایی 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 کارائی 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.

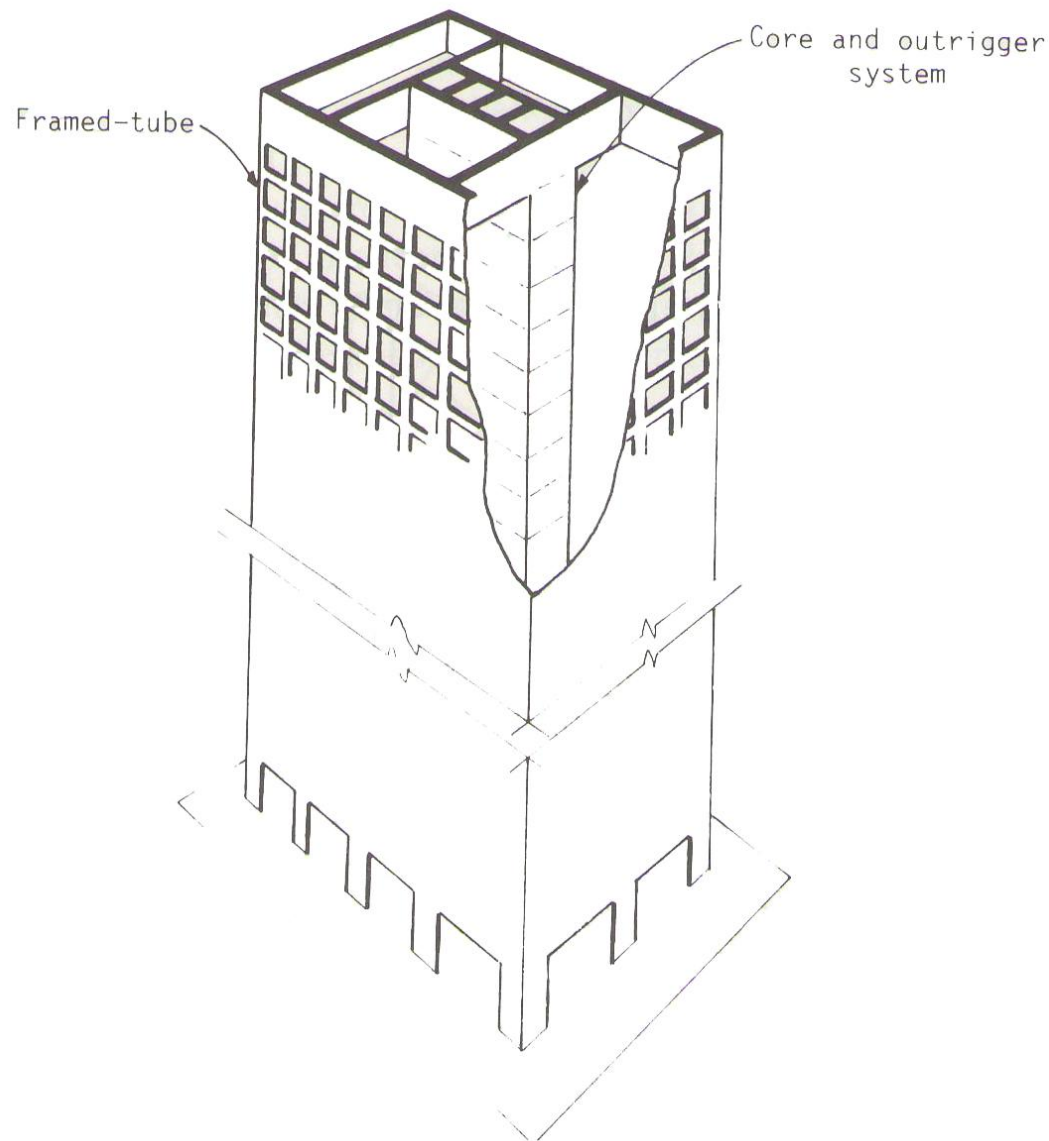


شکل ۱۶- نمونه ای از سیستم سازه ای هسته ای

۹- سازه های پیوندی (Hybrid-Structures)

در ساختمانهای مدرن با معماری پیچیده، اغلب استفاده از یک سیستم سازه‌ای مقدور نمی‌باشد، در این نوع ساختمانها ترکیبی از چند سیستم سازه‌ای می‌تواند راه حل مناسبی باشد، مثل ترکیبی از قابهای محیطی و هسته و مهاربندی و ...، که به این نوع سیستم سازه‌ای، سازه پیوندی گویند.

نمونه ای از این سیستم سازه‌ای در شکل ۱۷ نشان داده شده است.



شکل ۱۷- نمونه ای از سیستم سازه پیوندی

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 فضا سازیهای داخلی و خارجی و ایجاد باز شو در نقاط مطلوب را به راحتی فراهم می‌سازد قابهای صلب برای ساختمانهای تا ۲۰ طبقه معمولاً اقتصادی است.

بر اساس ضوابط مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان سیستم قاب صلب تا حداکثر ارتفاع بشرح ذیل می‌تواند استفاده شود:

۱- قاب خمشی بتن آرمه با شکل پذیری ویژه تا حداکثر ۱۵۰ متر و $R=10$

۲- قاب خمشی بتن آرمه با شکل پذیری متوسط تا حداکثر ۵۰ متر و $R=7$

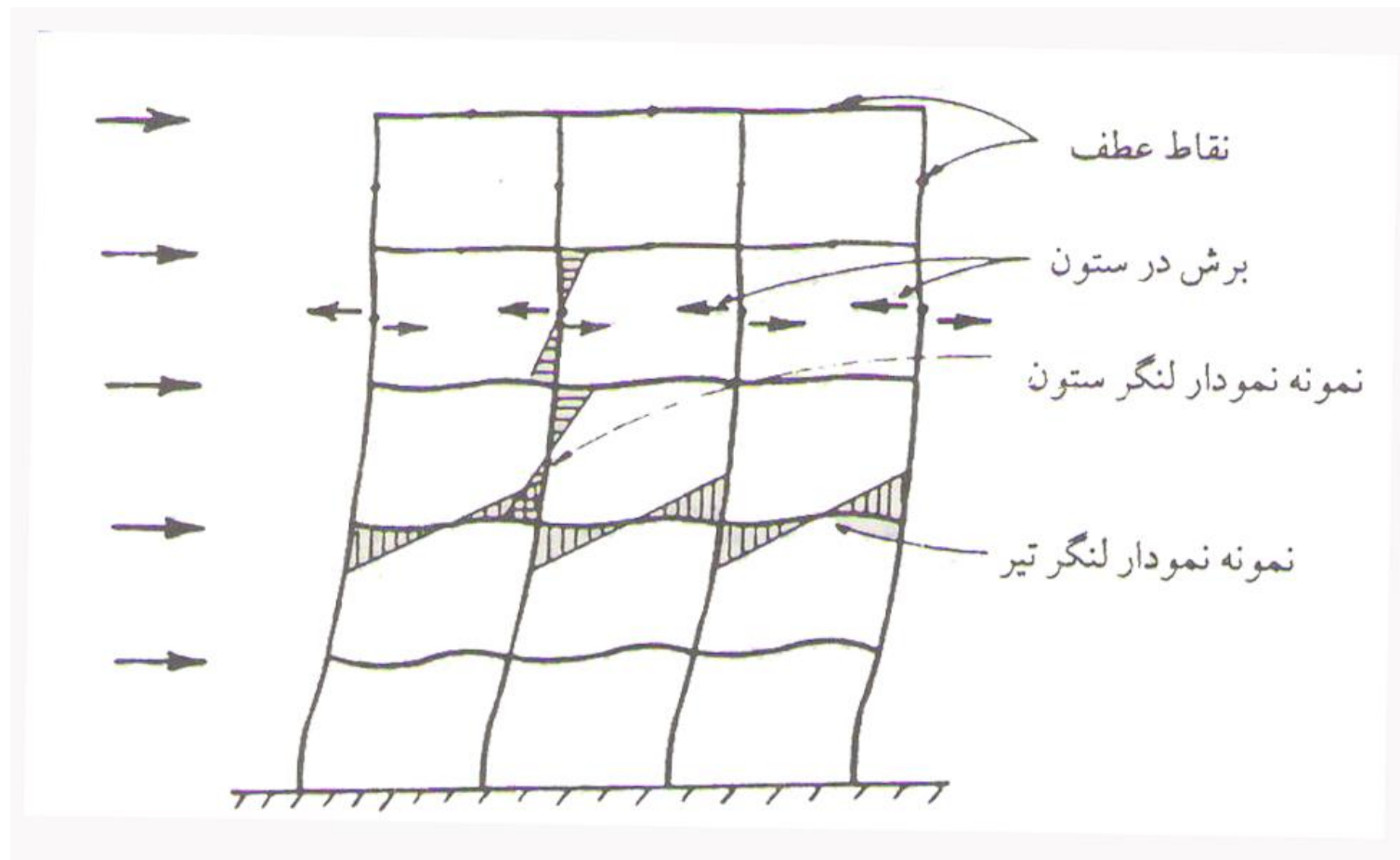
۳- قاب خمشی بتن آرمه با شکل پذیری معمولی فقط برای ساختمانهای با اهمیت متوسط و کم و در مناطق با لرزه خیزی ۳ و ۴ (متوسط و کم) حداکثر تا ۱۵ متر و $R=4$

رفتار قاب صلب :

سختی افقی یک قاب صلب عموماً 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 انحنایی با نقطه عطف در وسط دهانه، قرار می‌گیرند.

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 می‌باشد (شکل ۱۸).

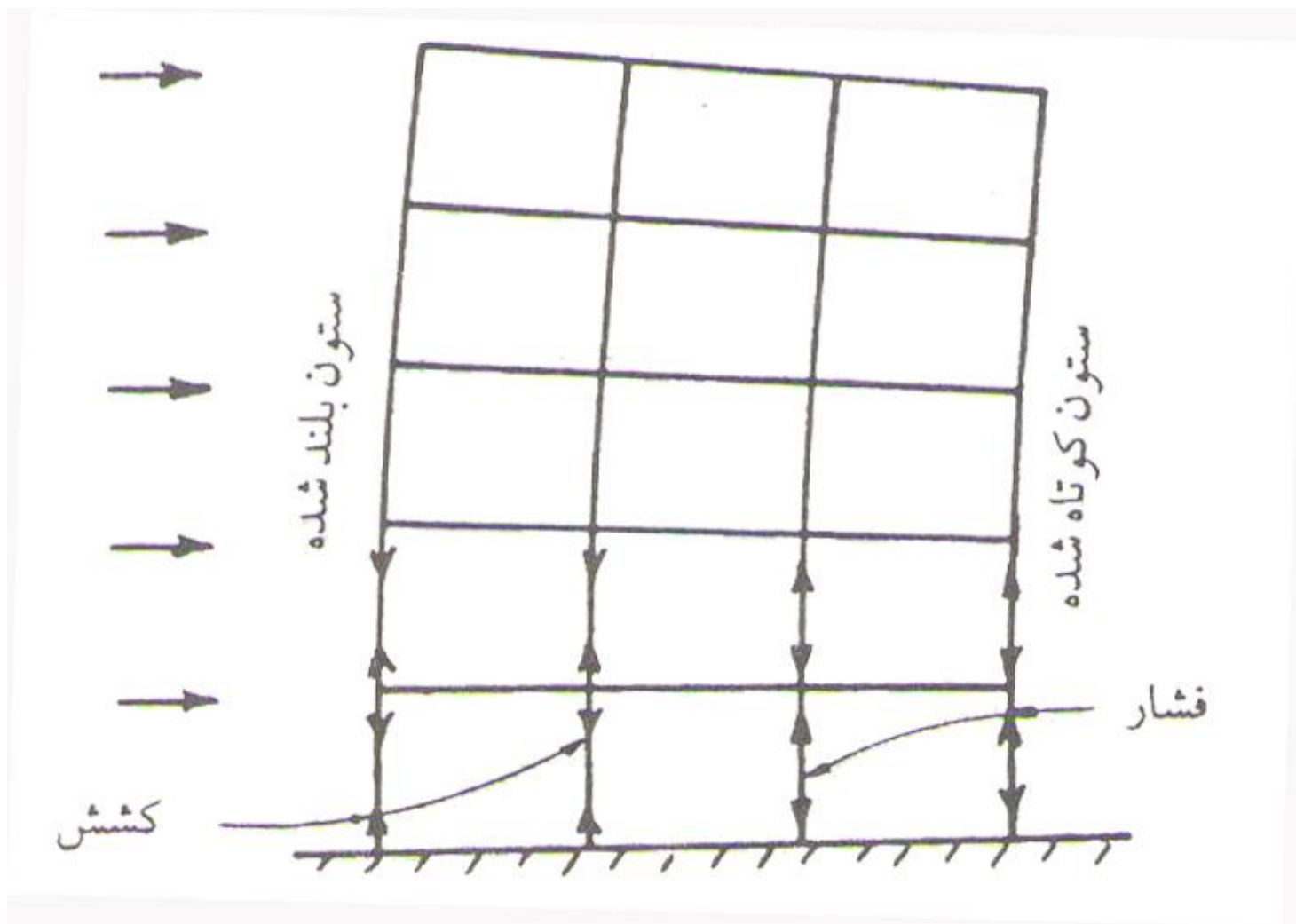


شکل ۱۸ - نیروها و تغییر شکل‌های ناشی از برش در یک قاب صلب

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 می شود.

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، معمولاً بیش از ده درصد سهم اثرات رفتار طره‌ای نیست. بنابراین شکل تغییر مکان یافته کلی یک قاب صلب غالباً ترکیبی برشی دارد (شکل ۱۹).

در یک قاب صلب، لنگرهای منفی در کنار ستونها و لنگرهای مثبت با مقدار معمولاً کمتر در منطقه وسط دهانه ظاهر می شوند. و به دلیل پیوستگی، لنگرهای خمشی شاهتیرها نسبت به بار زنده حساستر می باشد 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 می شود که مقاطع ستونهای قاب صلب از ستونهای قابهای مهاربندی شده و با اتصالات ساده بزرگتر باشند. در این نوع سازه ها شاهتیرها برای لنگرهای مثبت وسط دانه ها طراحی می شوند، در حالی که در قابهای صلب، شاهتیرها برای لنگر کنار ستونها که معمولا کمتر از لنگر مثبت فوق هستند، طرح می شوند. 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 می باشد.

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

$$GA = \frac{24E}{h^2 \left(\frac{2}{\sum K_c} + \frac{1}{\sum K_{bb}} + \frac{1}{\sum K_{bt}} \right)} \quad (۱)$$

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 $\left(\sum \frac{I}{h} \right)$

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

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

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

الف- اگر پای ستون گیردار باشد:

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

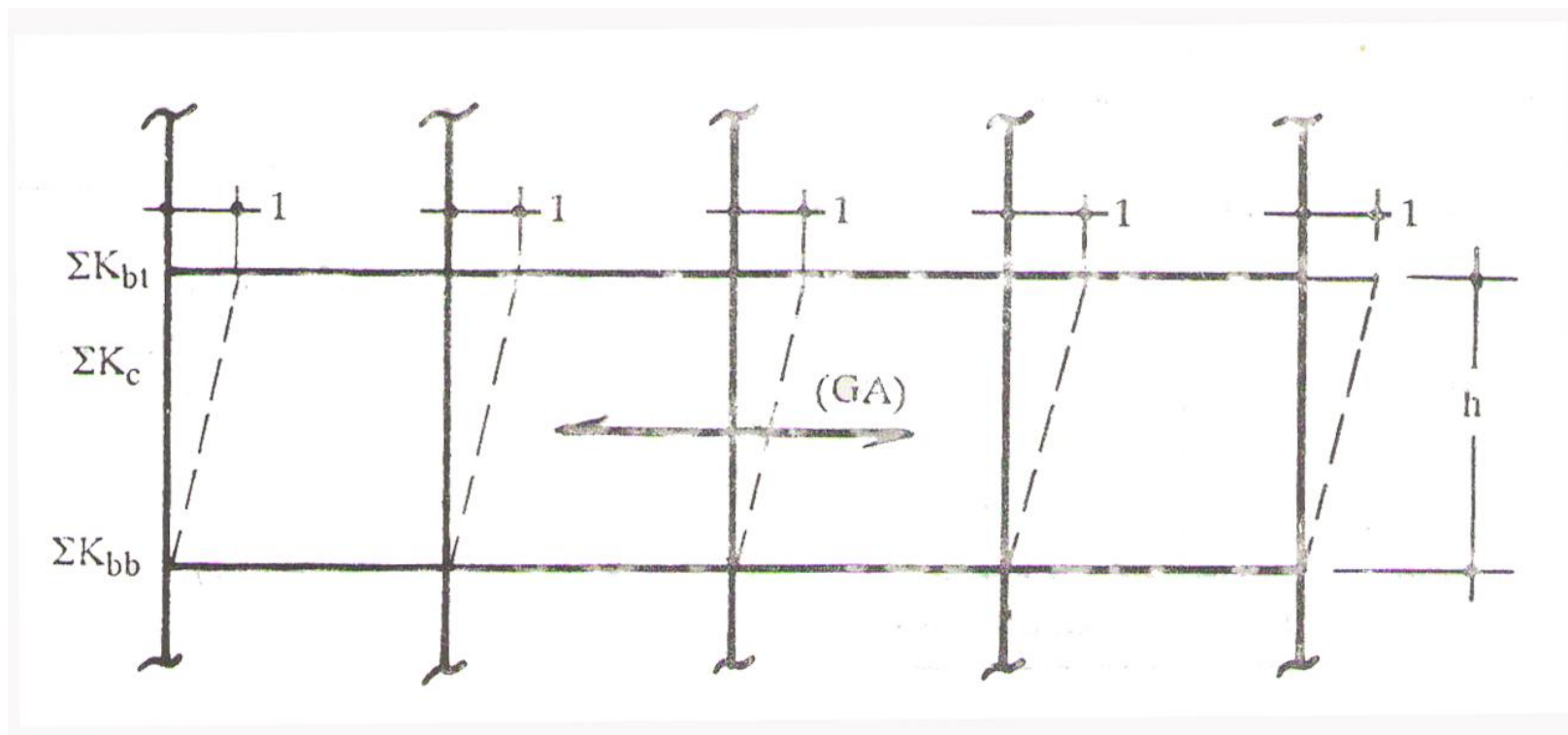
ب- اگر پای ستون مفصلی باشد:

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

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

$$\delta_i = \frac{V_i}{(GA)_i} \quad (4)$$

δ_i = تغییر مکان جانبی نسبی طبقه ام
 V_i = نیروی برشی طبقه ام



شکل ۲۰-صلبیت نسبی طبقه

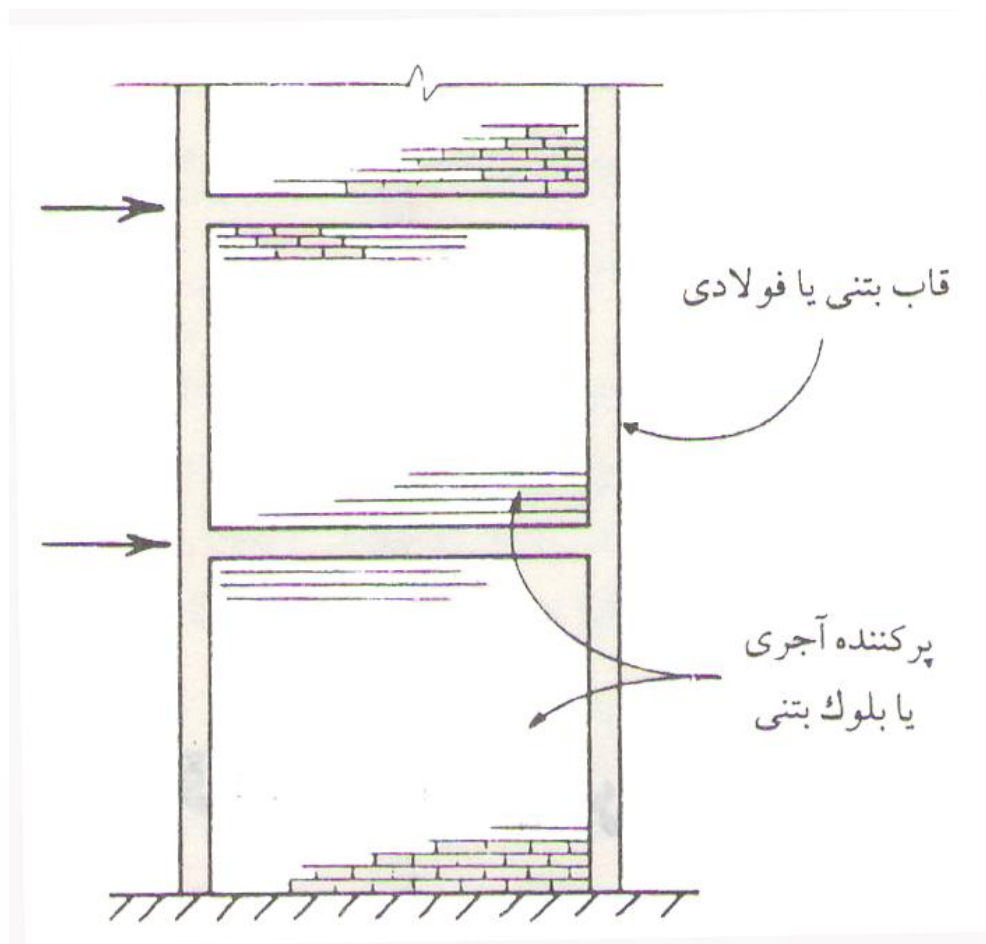
قابهای میان پر (In filled Frames)

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 پرکننده های آجری متداولترین فرم سازه ای هستند. در این سازه ها قابها فقط برای بارهای ثقلی طراحی می شوند و فرض می گردد که پر کننده ها 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 می شود. 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 پرکننده ها را در نظر می گیرند.

در اثر بارهای جانبی نسبتا زیاد ترکهای قطری که در پرکننده ها ایجاد می شود، نشان می دهد 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 سازه‌های فولادی دارند، داشته باشند. پر کننده‌ها 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).

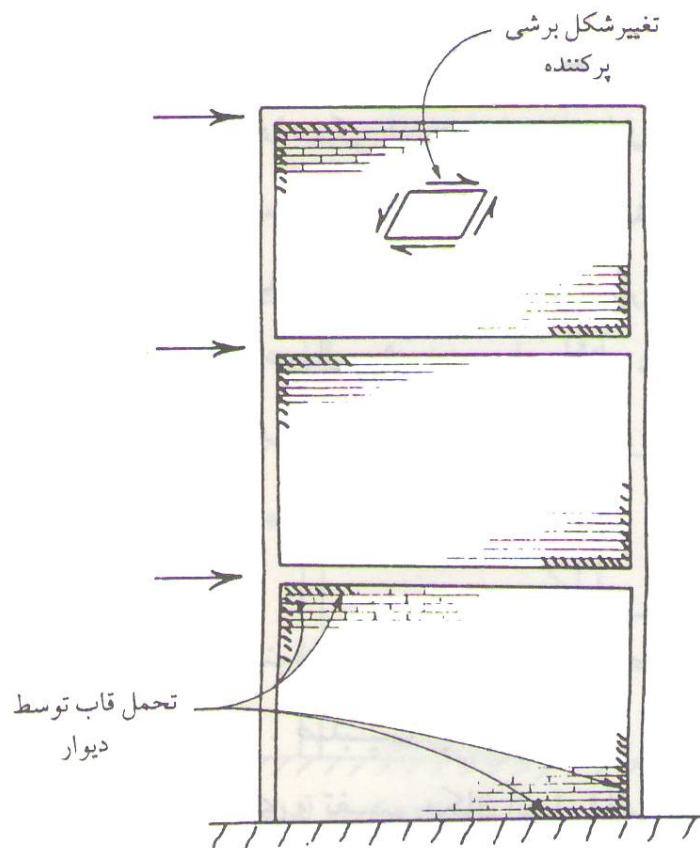
اندرکنش قاب و دیوار در سه مود شکست ظاهر خواهد شد، که در شکل ۲۳ نشان داده شده است.

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

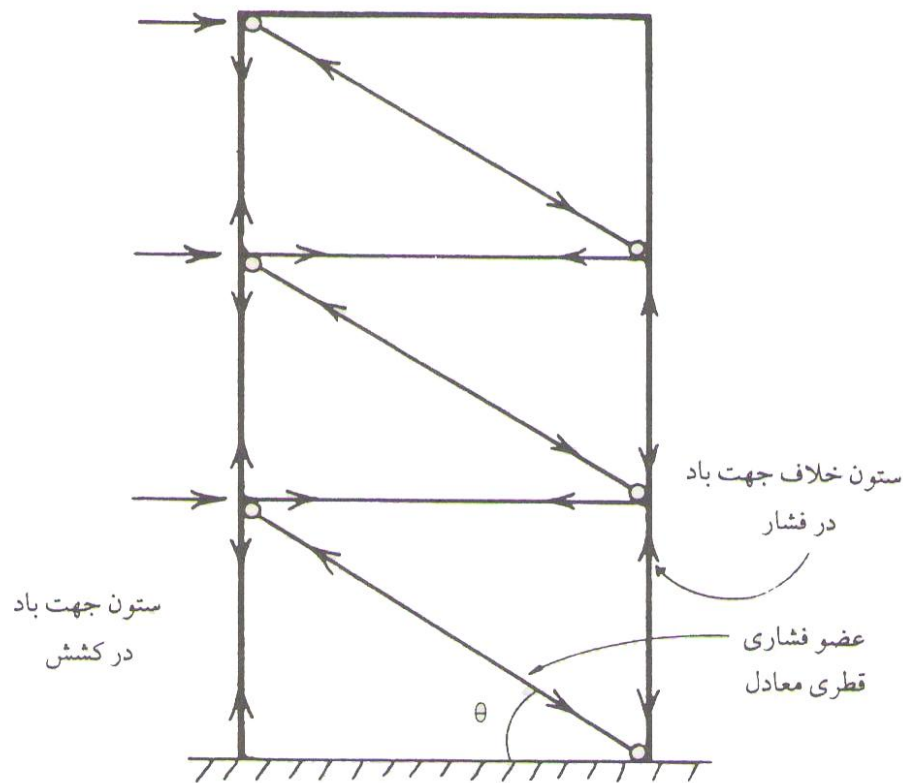
دومین مود، ترک قطری در طول خطهائی به موازات قطر دهانه قاب است، که در اثر تنشهای کششی عمود بر قطر ایجاد میگردد. این ترکها از وسط قطر جائیکه تنشهای کششی حداکثر است شروع شده و توسعه می یابد و در گوشه های فشاری که تنش کششی وجود ندارد متوقف می گردد.

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

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



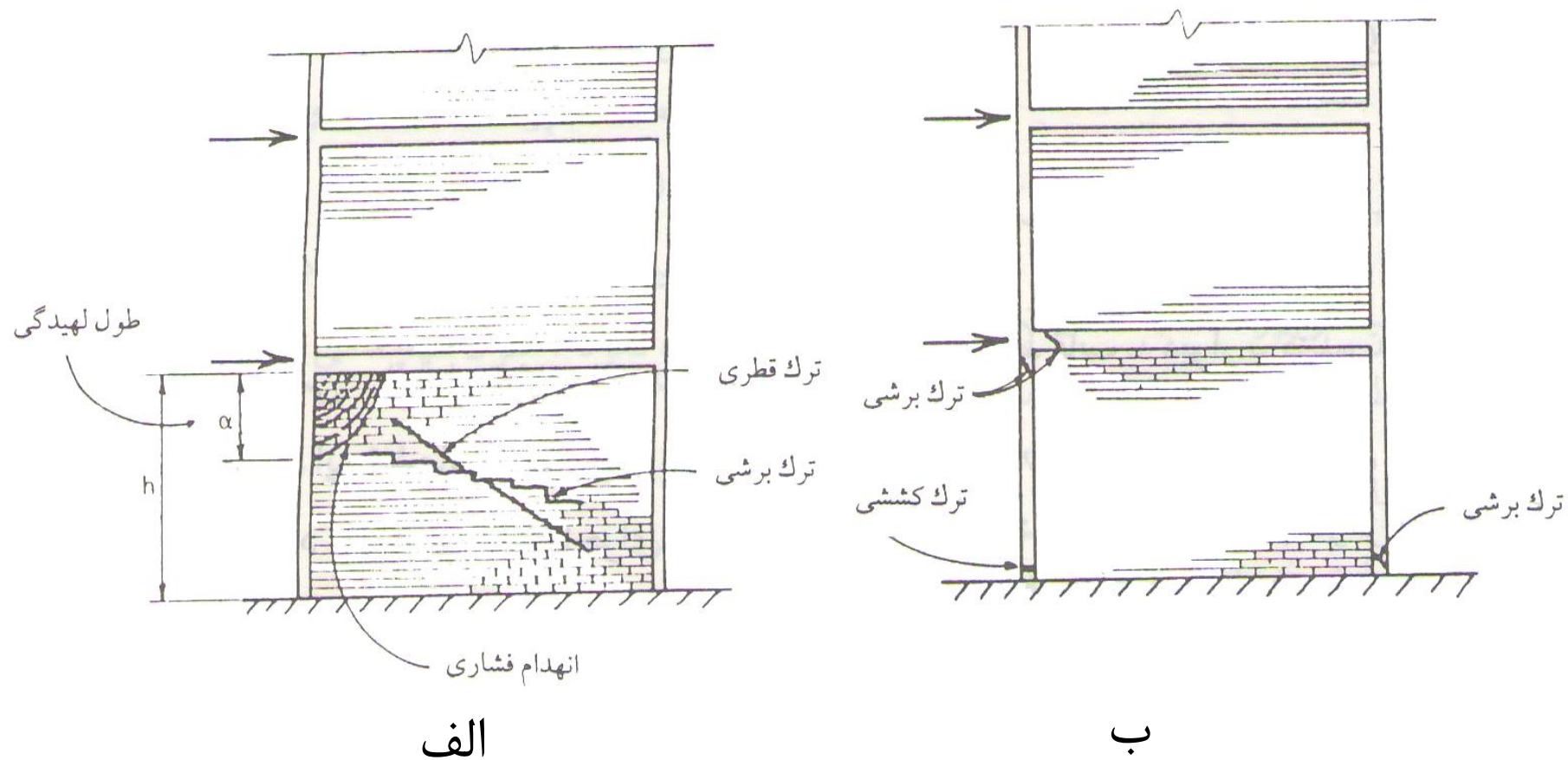
الف



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).



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

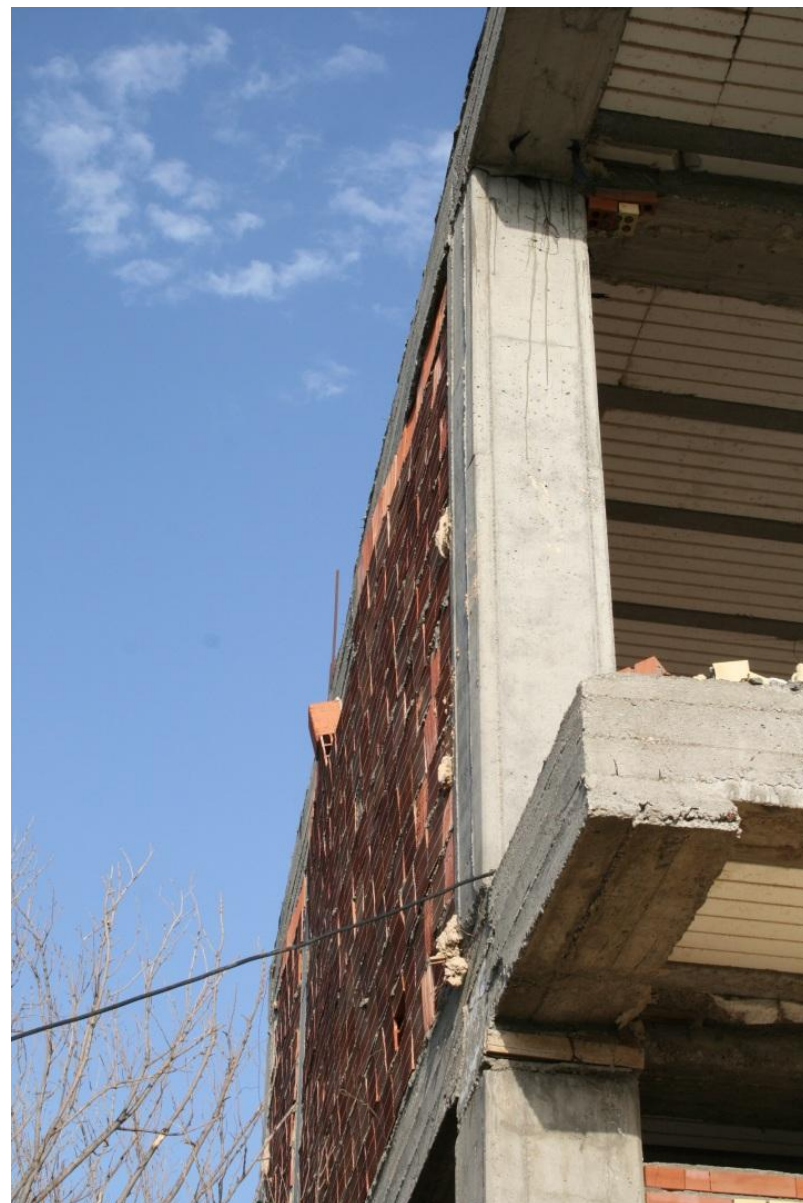


روستای شالی (زلزله اهر - ورزقان)





روستای شالی (زلزله اهر - ورزقان)



(زلزله اهر - ورزقان)



مدرسه توحيد ورزقان (زلزله اهر - ورزقان)

تنشهای پر کننده ها

رفتار قابهای میان پر هنوز کاملاً شناخته شده نیست، و نیاز به تحقیقات وسیعی مخصوصاً 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 می‌آید. این تنشها را از روابط زیر می‌توان بدست آورد:

$$\text{تنش برشی} \quad \tau_{xy} = \frac{1.43Q}{Lt} \quad (5)$$

$$\text{تنش فشاری قائم} \quad \sigma_y = \frac{(0.8h/L - 0.2)Q}{Lt} \quad (6)$$

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

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 می شود، بر اساس نتایج آنالیز، تنش کششی قطری با رابطه زیر محاسبه می شود:

$$\sigma_d = \frac{0.58 Q}{L t} \quad \text{تنش کششی قطری} \quad (V)$$

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 می گردد، 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 می‌توان از رابطه زیر محاسبه نمود:

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

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

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 می شود.
 اگر فرض شود، هنگام خرد شدن مصالح پر کننده در منطقه اتصال به ستون و در طول α ، مصالح به حد نهائی مقاومت فشاری خود (f'_m) برسد، برش افقی نهائی پرکننده (Q'_c) بصورت زیر خواهد شد.

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

$$Q'_c = f'_m t \times \frac{\pi}{2} \times \sqrt[4]{\frac{4EIh}{E_m t}} \quad (9)$$

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:

$$Q_c = 5.2 f_m \sqrt[4]{I h t^3} \quad (۱۰) \quad \text{الف- برای قابهای فولادی}$$

$$Q_c = 2.9 f_m \sqrt[4]{I h t^3} \quad (۱۱) \quad \text{ب- برای قابهای بتنی}$$

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 قائم نیروهای مذکور تخمین زده می شود. 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 $Q_h/20$ پیشنهاد شده است.

طراحی دیوارهای پر کننده:

انهدام برشی:

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

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

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

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

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 پر کننده توسط یک قاب فولادی محصور شده باشد:

$$Q_c = 3 f_m \cos^2 \theta \sqrt[4]{Iht^3} \quad (12)$$

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

$$Q_c = 2 f_m \cos^2 \theta \sqrt[4]{Iht^3} \quad (13)$$

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 پر کننده، 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 $Q_h/20$ و نیروی برشی (Q) باشند.

ب- تیرها

تیرها و اتصالات آنها باید برای تحمل نیروی برشی با جهت بالا و معادل Q_h/L منهای برش ناشی از بار مرده و همچنین برای تحمل نیروی برشی با جهت پائین معادل Q_h/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 $Q_h/20$ منهای لنگر ناشی از بار مرده طراحی شود.

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

تغییر مکانها:

تغییر مکان یک قاب میان پر را می توان 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 7000 n/mm^2 داشته باشند.

این روش تغییر مکانها را بصورت محافظه کارانه محاسبه می کند.

-سیستم سازه ای دیوارهای برشی (Shear walls)

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

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

در مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان این سیستم سازه ای را تا حداکثر ارتفاع بشرح ذیل می توان استفاده نمود :

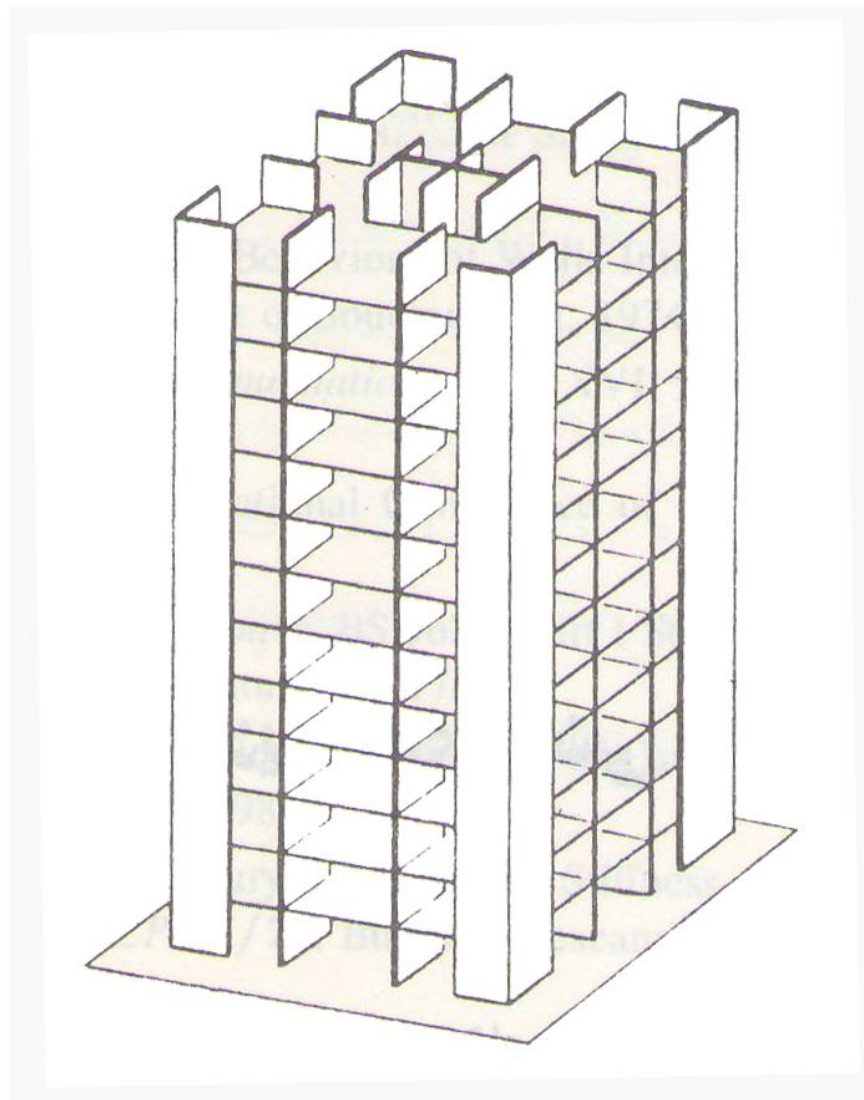
دیوارهای برشی بتن آرمه با شکل پذیری ویژه حداکثر ۵۰ متر

دیوارهای برشی بتن آرمه با شکل پذیری متوسط حداکثر ۵۰ متر
دیوارهای برشی بتن آرمه با شکل پذیری معمولی حداکثر ۳۰ متر

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

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

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

($\text{aspect ratio} = a.r.$) 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 ۲ به **دیوارهای بلند** موسومند. رفتار این دیوارها عمدتاً 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 ۲ به دیوارهای کوتاه معروفند. رفتار دیوارهای برشی کوتاه در اثر بارهای ثابت و یا رفت و برگشتی با رفتار دیوارهای برشی بلند و تیرها که عمدتاً 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 عمدتاً برشی و تخریب های حاصله از نوع ترد می باشد.

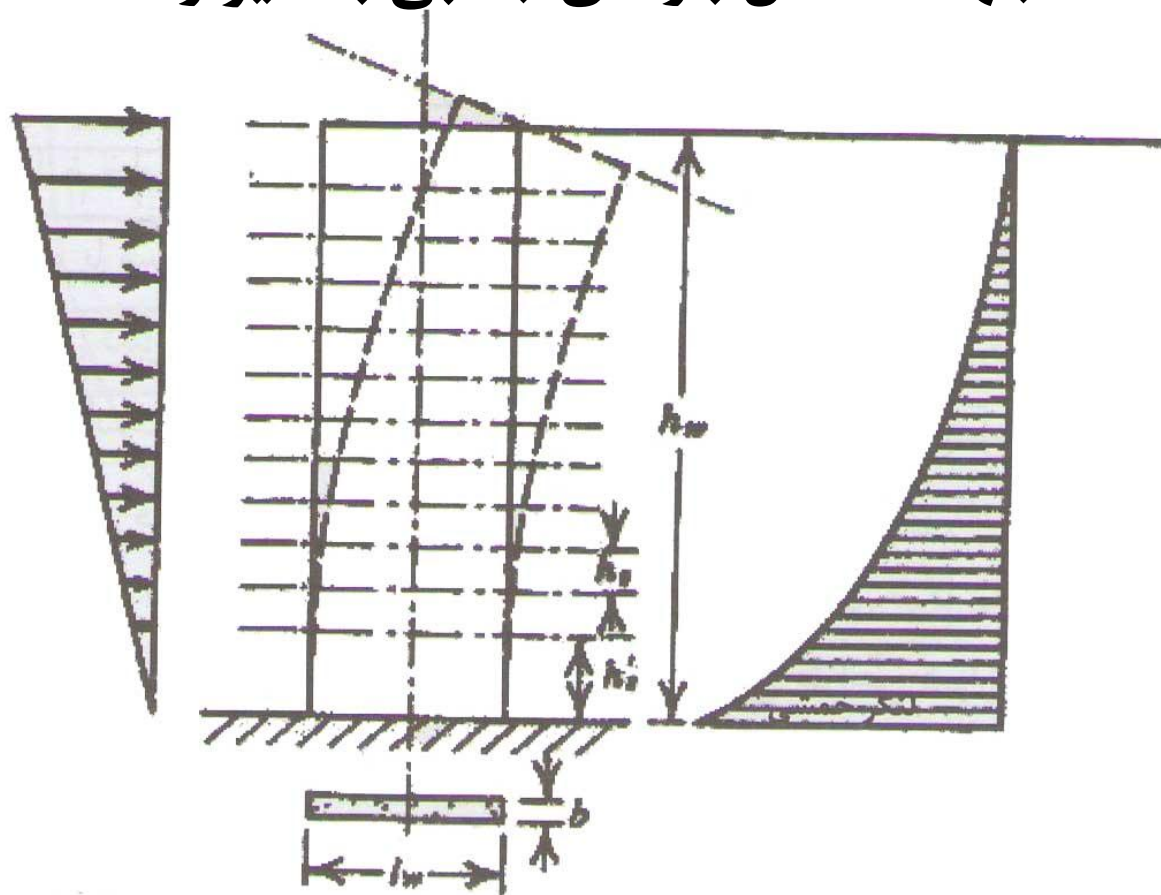
در دیوارهای برشی کوتاه گسیختگی زودرس کشش مورب یا فشار مورب ممکن است مانع تخریب خمشی شکل پذیر گردد، در برخی موارد در دیوارهای برشی خیلی کوتاه پس از چند سیکل بارگذاری رفت و برگشتی، ترک افقی پیوسته ای در امتداد پای دیوار محل اتصال به فونداسیون ایجاد شده و تخریب برش لغزشی اتفاق می افتد.

– دیوارهای برشی بلند با مقطع مستطیلی

دیوارهای برشی کنسولی مجرد همانند شکل ۲۴ عمدتاً رفتاری شبیه تیرهای بتن مسلح دارند. مقطع باریک این دیوار ممکن است **مسئله ناپایداری** در وجه فشاری آنرا ایجاد نماید. معمولاً 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 عمدتاً 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

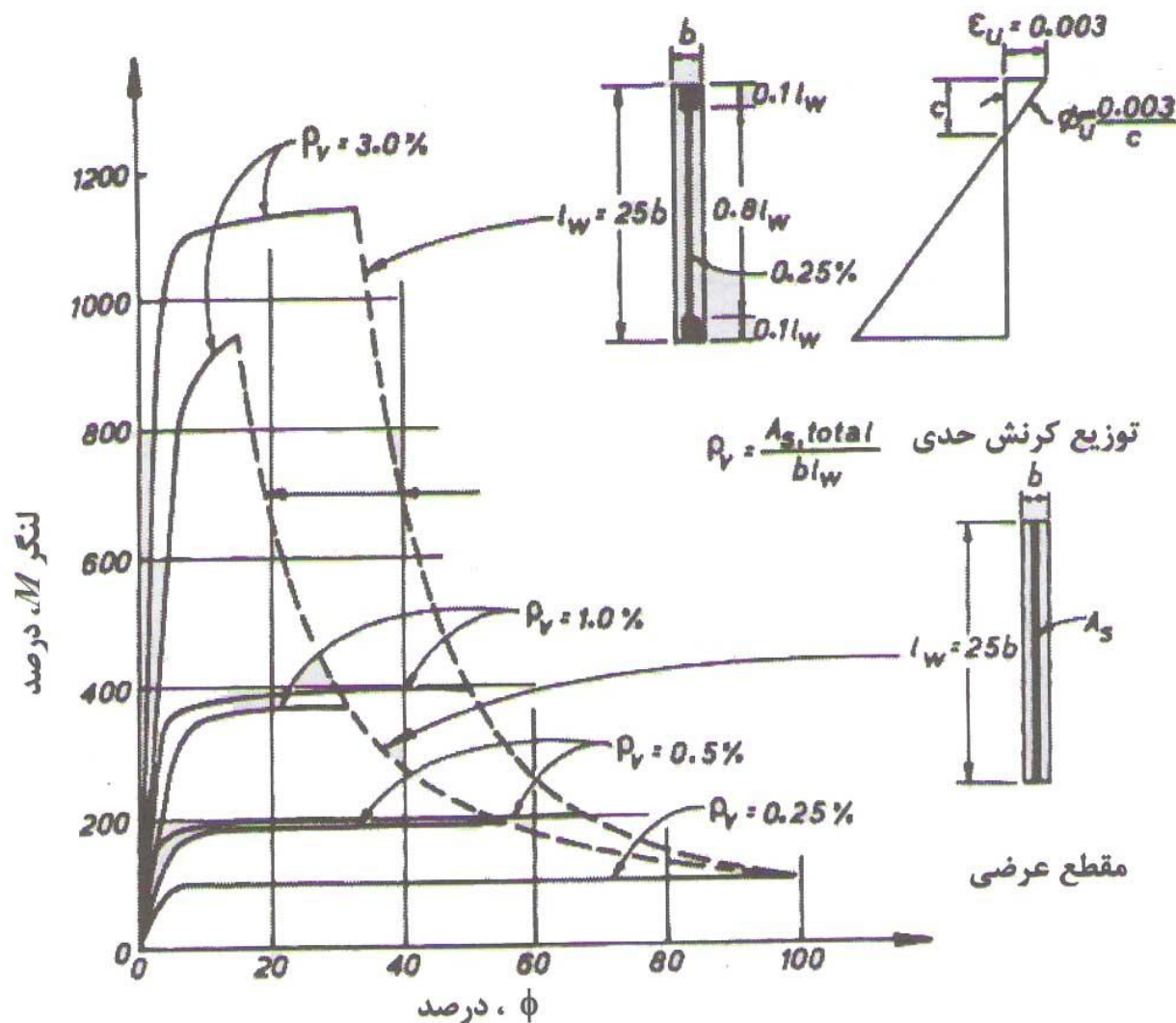
- مقاومت خمشی دیوارهای برشی بلند

در بسیاری از دیوارهای برشی مخصوصاً 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 $0/25$ 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 نمی شود، 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 آنها 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 قائم در وجوه کششی انتهایی (در ۱۰ درصد طول دیوار در دو انتها) قرار داده می شود و در نواحی وسط (۸۰ درصد طول دیوار) مقدار ۰/۲۵ در صد فولاد قائم 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 غالباً 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 از 0.003 (0.0035 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 می‌دهد.

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 می‌دهد. از دیوار برشی می‌توان 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 می شود.

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 می آورد.

پیچش می تواند 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 می‌شوند، به دیوارهای برشی کوپل معروفند.

رفتار دیوارهای برشی متصل :

سیستم دیوارهای برشی متصل به دو سیستم متناسب و نامتناسب تقسیم میشوند.

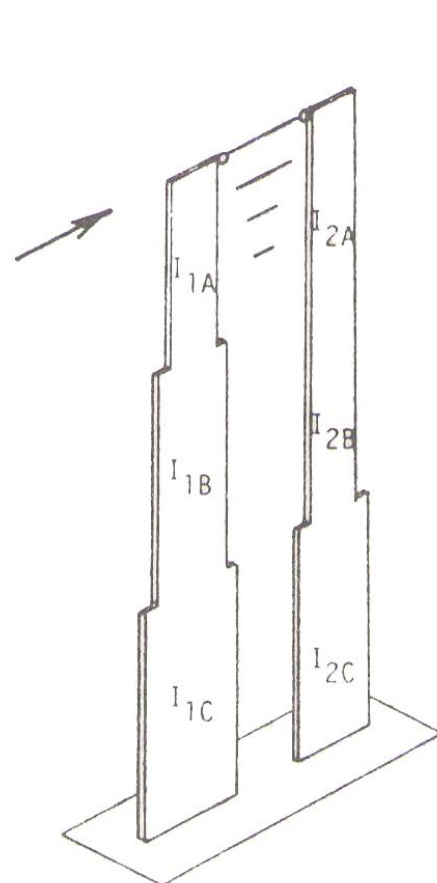
یک سیستم متناسب، سیستمی است که در آن، نسبتهای صلبیت خمشی دیوارهای یک طبقه در ارتفاع دیوار ثابت است (شکل ۲۶ الف).

در این نوع سیستم سازه‌ای، با تغییر ضخامت دیوارها در یک تراز، نیازی به توزیع مجدد تنش‌ها نخواهد بود. سیستمهای متناسب را می‌توان 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 ۲۶ ب).

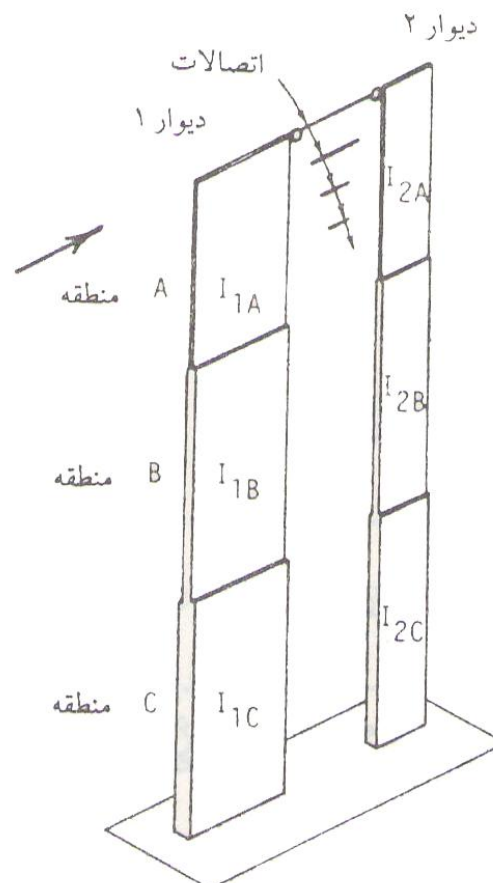
در این نوع سیستم سازه‌ای، در ترازهایی از سیستم که صلبیت تغییر می‌کند، لنگرها و برشهای دیوار توزیع مجدد شده و اندرکنشهای افقی بین اتصالات اعضا و احتمالا برشهای موضعی بسیار زیادی بروز خواهد کرد.

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



$$\frac{I_{1A}}{I_{2A}}, \frac{I_{1B}}{I_{2B}}, \frac{I_{1C}}{I_{2C}} \text{ نامساوی}$$

ب



$$\frac{I_{1A}}{I_{2A}} = \frac{I_{1B}}{I_{2B}} = \frac{I_{1C}}{I_{2C}}$$

الف

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

-سیستم سازه ای متناسب بدون وجود پیچش

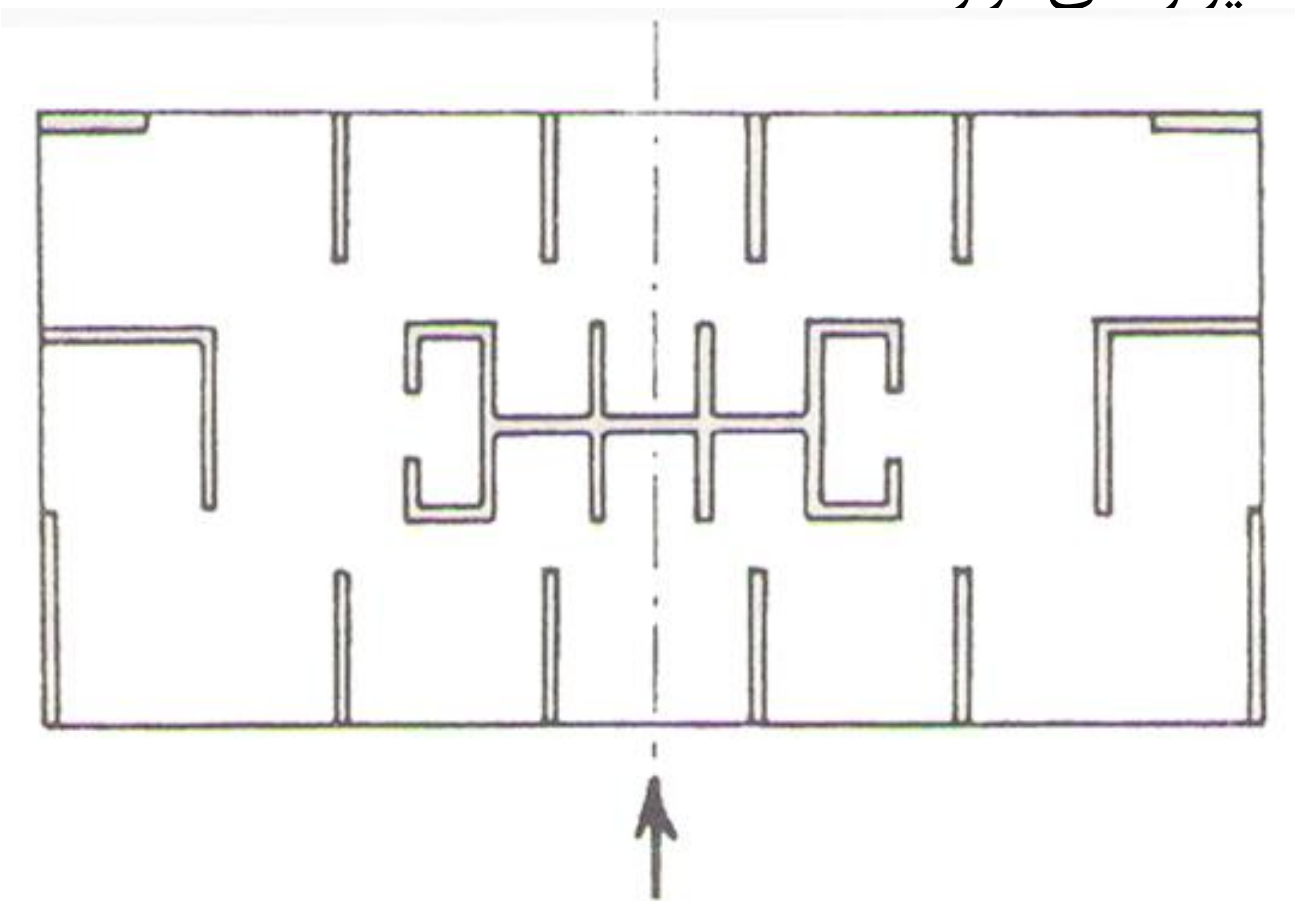
سازه ای که در پلان نسبت به محور بارگذاری متقارن باشد (شکل ۲۷)، دارای پیچش نخواهد بود. در این نوع سازه در هر تراز i ، برش خارجی کل Q_i ، و لنگر خارجی کل M_i بین دیوارها به نسبت صلبیت خمشی آنها توزیع می گردد.

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

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

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

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، معمولاً 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 سازه‌های متناسب، مرکز چرخش، همان مرکز صلبیت طبقه می‌باشد. مرکز صلبیت هر طبقه از روابط زیر محاسبه می‌شود.

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

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

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 n تعداد 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 .

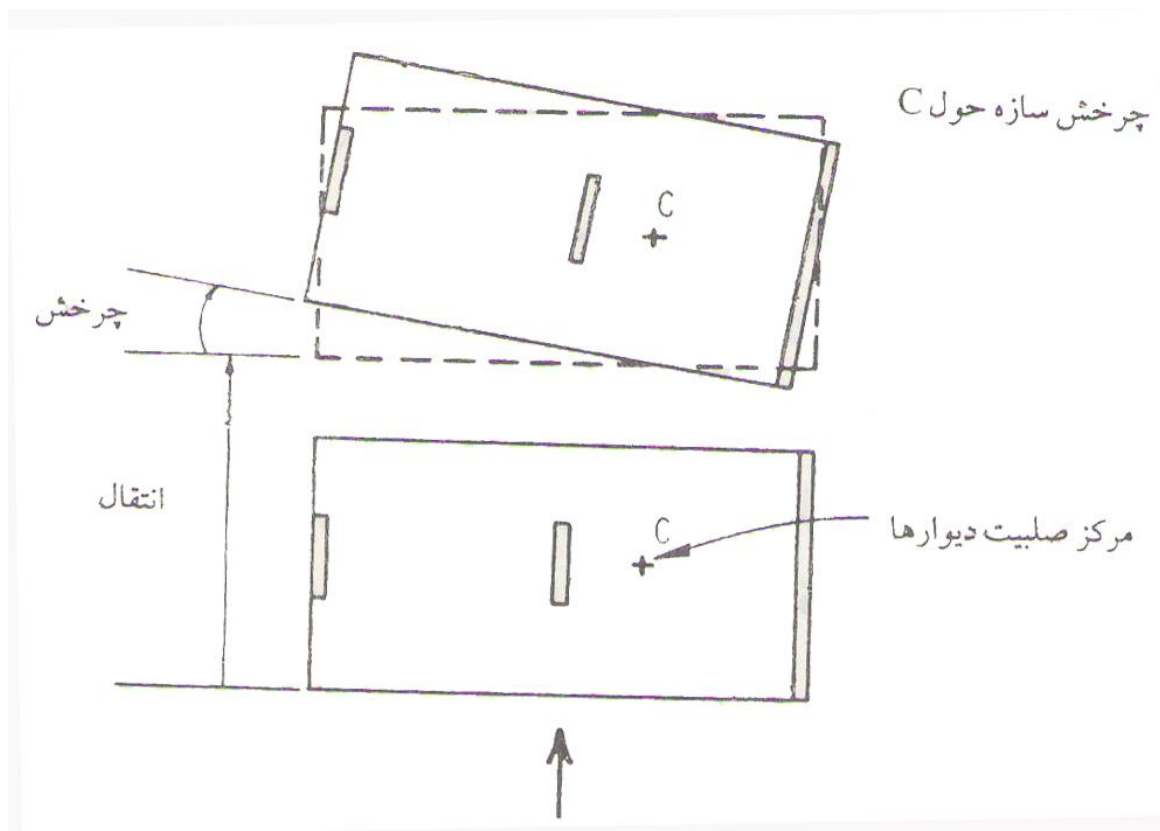
در سازه های متناسب با وجود پیچش، نیروی برشی و لنگر خمشی دیوارها در تراز I از روابط زیر محاسبه می شوند (شکل ۲۸ و ۲۹).

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

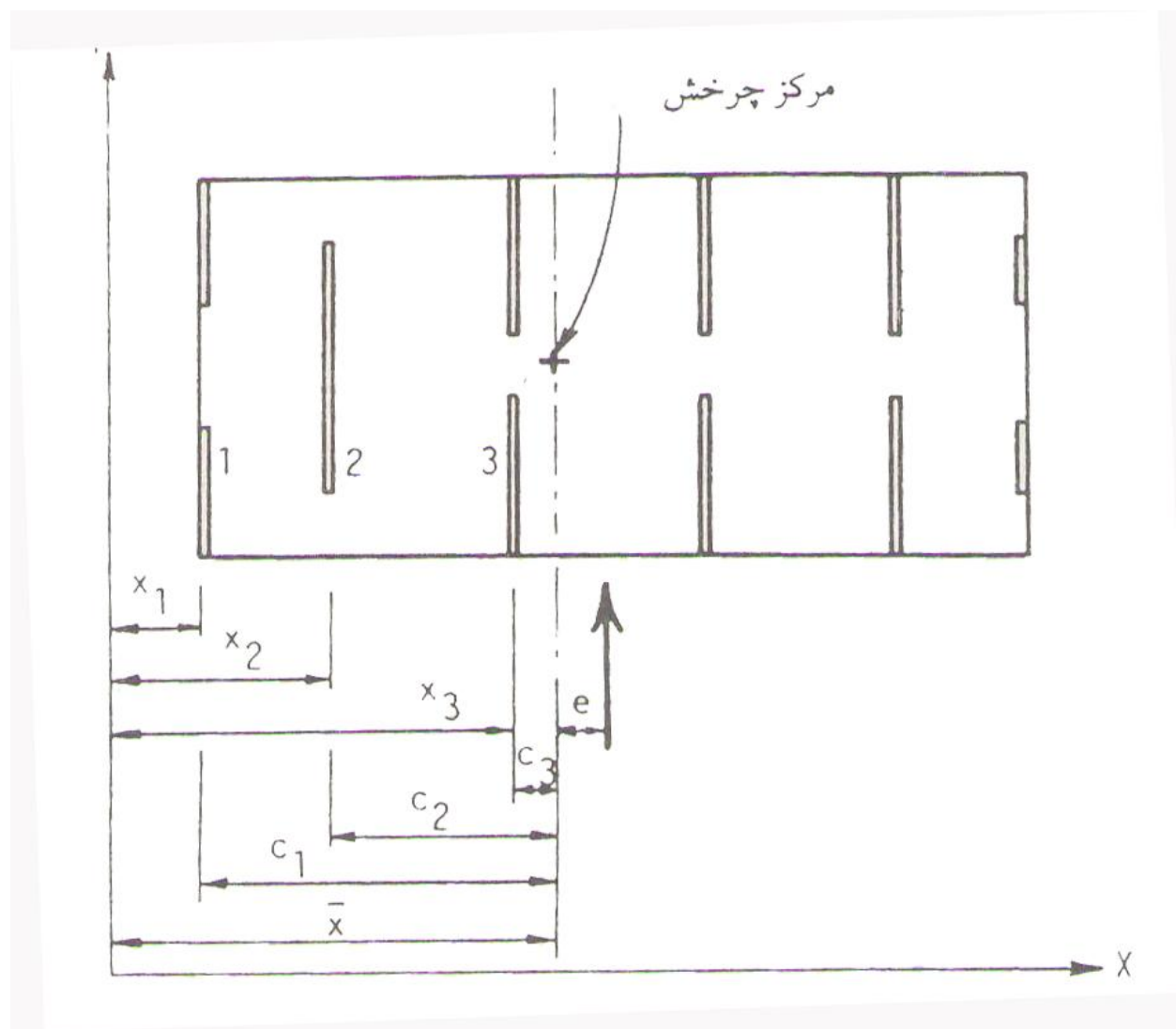
$$M_{ji} = M_i \frac{(EI)_{ji}}{\sum_{j=1}^n (EI)_{ij}} + M_i e \frac{(EIc)_{ji}}{\sum_{j=1}^n (EIc^2)_{ij}} \quad (۶)$$

C_{ji} فاصله دیوار برشی j از مرکز برش طبقه i می باشد. 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.



شکل ۲۸ - تغییر مکانهای سازه نامتقارن



شکل ۲۹ - سازه نامتقارن با دیوارهای به موازات جهت بارگذاری

در رابطه (۵)، جمله اول برش دیوار [ناشی از انتقال طبقه ۱ و جمله دوم برش همین دیوار در اثر چرخش طبقه می باشد. 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 می دهند، و بر میزان برشها و لنگرهای اعمالی ناشی از بارهای جانبی به دیوارهای 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 $\Sigma(EIc^2) + \Sigma(EId^2)$ بجای (EIc^2) قرار داد. لنگر دوم سختی‌های خمشی دیوارهای موازی جهت بار جانبی و (EId^2) لنگر دوم سختی‌های دیوارهای عمود بر جهت بارهای جانبی می‌باشد.

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

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

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

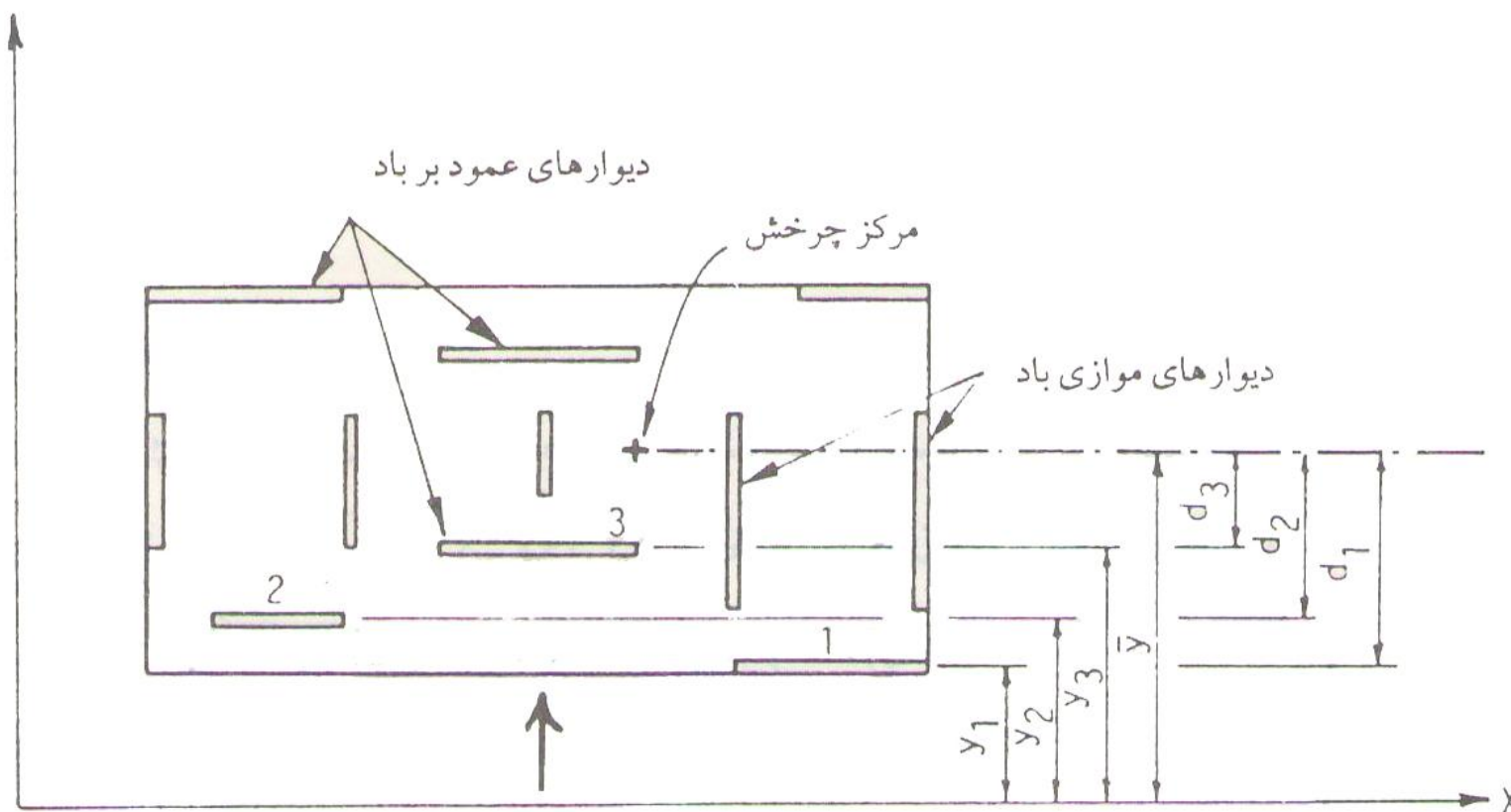
برش و لنگر در دیوارهای عمود بر جهت بار جانبی، فقط در اثر چرخش سازه ایجاد می شوند. برش و لنگر در تراز 1 دیوار عمود بر جهت بار برابر خواهد شد با:

$$Q_{ri} = Q_i e \frac{(EId)_{ri}}{\sum_{r=1}^m (EIc^2)_{ir} + \sum_{r=1}^m (EId^2)_{ir}} \quad (9)$$

$$M_{ri} = M_i e \frac{(EId)_{ri}}{\sum_{r=1}^m (EIc^2)_{ir} + \sum_{r=1}^m (EId^2)_{ir}} \quad (10)$$

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

دیوارهایی که در جهت محوره‌های سازه نیستند را می توان با تجزیه صلبیت آنها به دو مولفه در جهت محوره‌های 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 ۳۱ صلبیت جانبی یک دیوار برشی در ارتفاع H از تراز پایه از رابطه زیر بدست می آید :

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

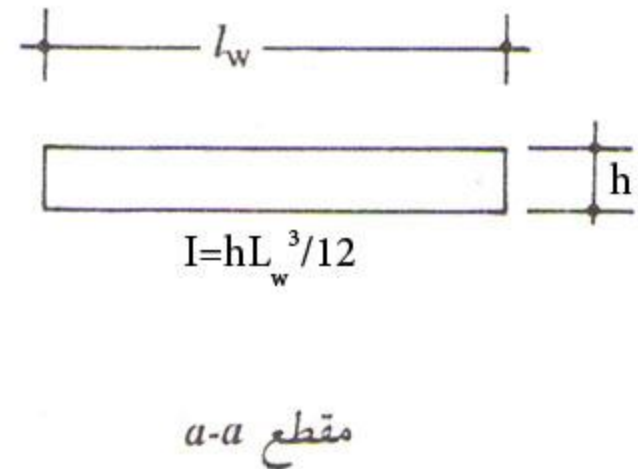
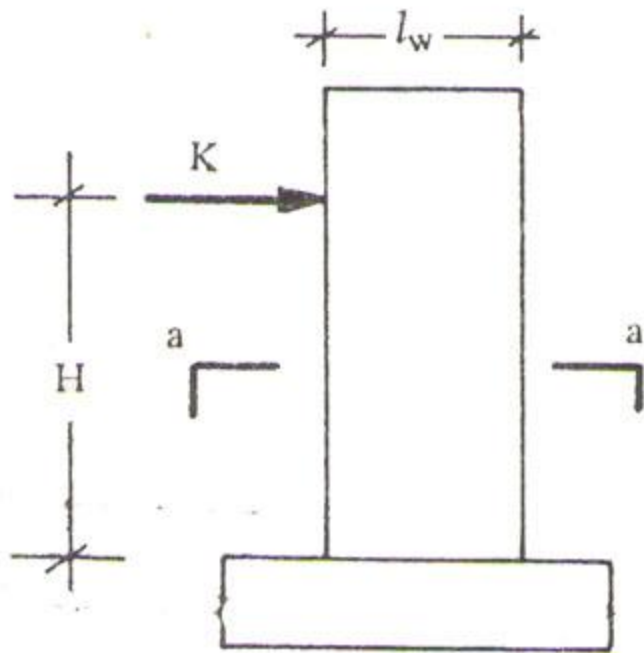
$$E = 5000\sqrt{f_c}$$

(E و f_c بر حسب نیوتن بر میلیمتر مربع)

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

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

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



شکل ۳۰- صلبیت جانبی دیوار برشی در تراز H

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:

$$h = \max \left\{ \frac{h_w}{25}, \frac{L_w}{25}, 100 \text{ mm} \right\} \quad (13)$$

h_w ارتفاع آزاد دیوار برشی و L_w طول دیوار برشی میباشند.

در دیوارهای بیرونی و دیوارهایی 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.

$$V_c = 0.33 \phi_c \sqrt{f_c} h d + \frac{N_u d}{5 L_w} \quad (۱۷)$$

$$V_c = \left[0.06 \phi_c \sqrt{f_c} + \frac{L_w \left(0.12 \phi_c \sqrt{f_c} - 0.15 \frac{N_u}{L_w h} \right)}{\left(\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_w}{2} \right)} \right] h d \quad (۱۸)$$

مقدار N_u برای فشار مثبت و برای کشش منفی در نظر گرفته می شود.
اگر $\left(\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_w}{2} \right)$ منفی باشد از رابطه ۱۷ استفاده می شود.

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

وقتی N_u فشاری باشد (یا صفر باشد)

$$V_c = 0.2\phi_c \sqrt{f_c} h d \quad (۱۹)$$

وقتی N_u کششی باشد.

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

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

$$V_s = V_u - V_c \quad (۲۱)$$

محاسبه میلگردهای برشی افقی (A_h) :

$$A_h = \frac{V_s S_2}{\phi_s F_y d} \quad (22)$$

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.

$$S_2 \leq \min \left\{ \frac{L_w}{5} , \quad 3h , \quad 350mm \right\} \quad (23)$$

$$\rho_h \geq 0.0025$$

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

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) :

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

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.

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

$$\rho_n \geq 0.0025$$

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

$$S_1 \leq \min \left\{ \frac{L_w}{3}, \quad 3h, \quad 350 \text{ mm} \right\} \quad (26)$$

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:

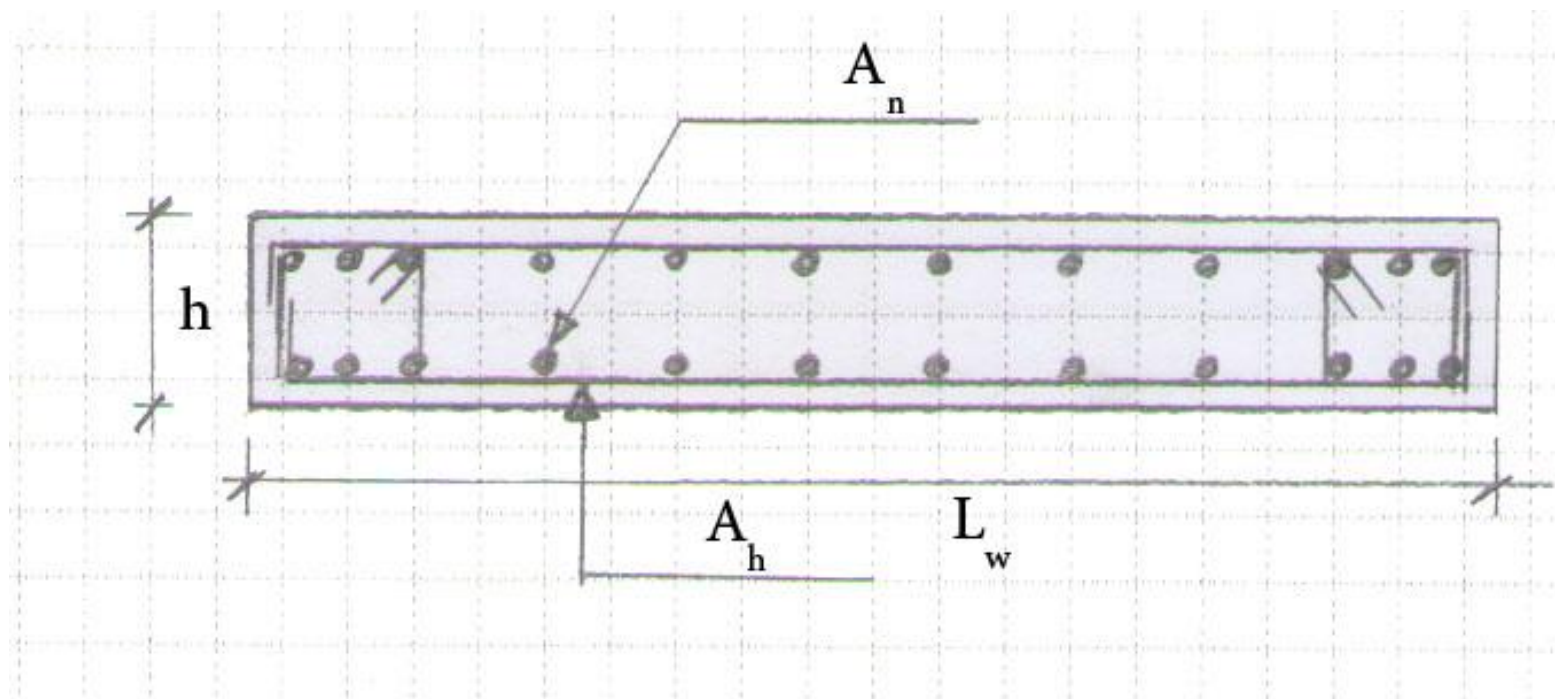
الف- برای میلگردهای S400 و بالاتر و با قطر ۱۶ میلیمتر و یا کمتر

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

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 می گیرند. در سازه های کوتاه و متوسط بار محوری فشاری عموماً کوچک بوده و در جهت اطمینان می توان از آنها صرف نظر نمود و مقطع را فقط برای لنگر خمشی طراحی کرد.

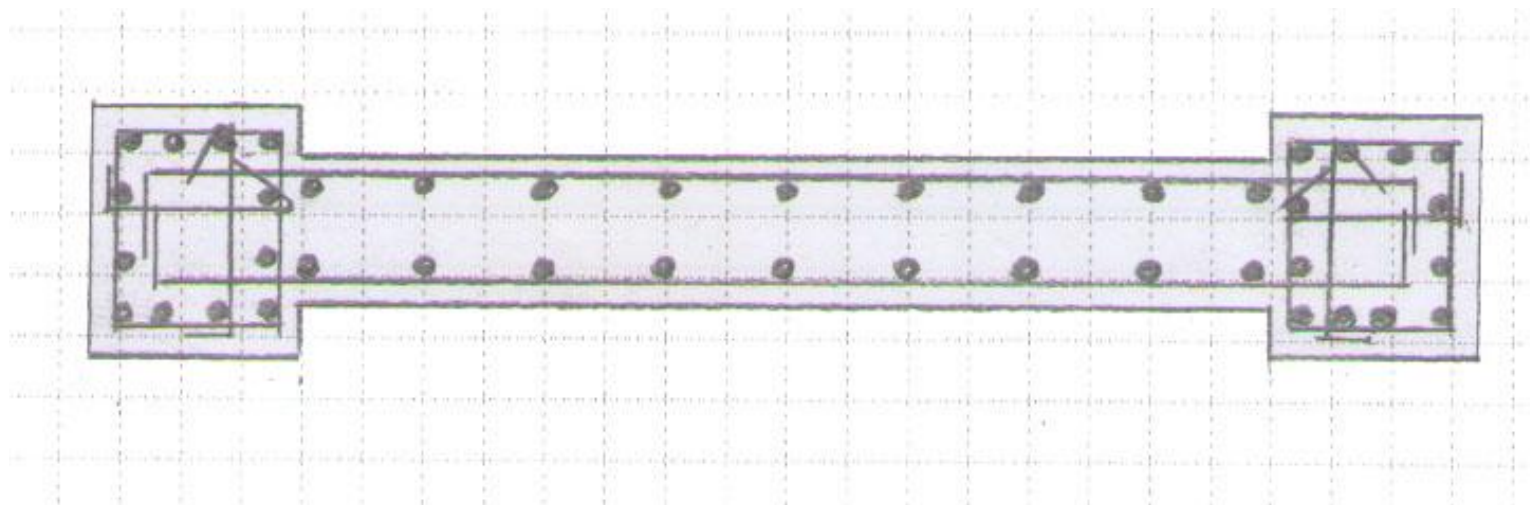
در طراحی دیوار برشی برای خمش، می توان آرماتورهای لازم برای لنگر را در دو انتهای دیوار متمرکز نمود و در ناحیه وسط از آرماتورهای برشی و یا حداقل استفاده کرد. و با توجه به عوض شدن جهت بارهای جانبی آرماتورهای کششی محاسبه شده برای خمش را در هر دو انتهای دیوار قرار داد. در محاسبات دقیقتر دیوار برشی را با استفاده 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 قراردادده شوند. مگر اینکه در تمام طول دیوار از تنگهای ویژه استفاده شود.

$$\sigma = \frac{N_u}{A_g} + \frac{M_u}{S_g} \quad (27)$$

N_u و M_u به ترتیب لنگر خمشی نهائی و نیروی برشی نهائی وارد شده به دیوار برشی و A_g مساحت کل مقطع دیوار و S_g مدول مقطع دیوار می باشد.

$$S_g = \frac{h L_w^2}{6} \quad (28)$$



شکل ۳۱- مقطع یک دیوار برشی با المان مرزی

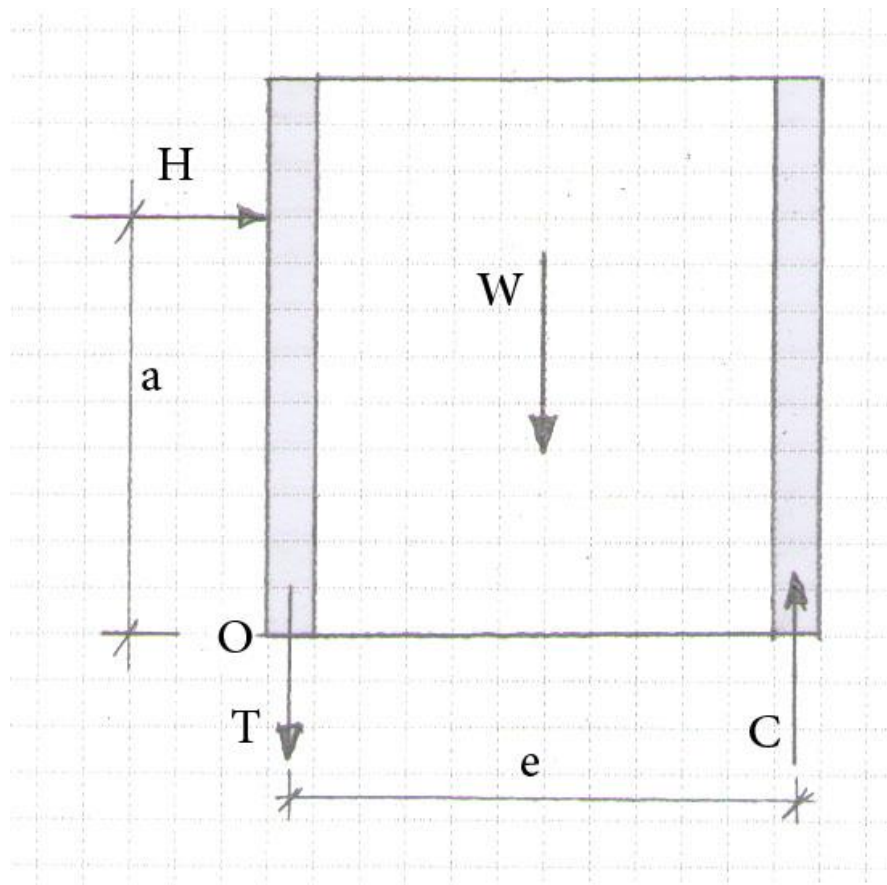
ابعاد المانهای مرزی نباید کمتر از ۳۰ سانتیمتر باشد و طبق ضوابط ستونها آرماتورگذاری برشی می‌شوند، فواصل آرماتورهای برشی از مقادیر زیر نباید بیشتر باشد:

$$S \leq \min \left\{ 8d_b, \quad 24d_s, \quad \frac{b}{2}, \quad 250 \text{ mm} \right\} \quad (۲۹)$$

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.

$$C = W + T$$

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



شکل ۳۲- مقطع یک دیوار برشی با المان مرزی

$$C_e = W \frac{e}{2} + H_a$$

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

$$T = -\frac{W}{2} + \frac{H_a}{e}$$

(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:

$$M_r = 0.5 A_{st} \phi_s F_y L_w \left(1 + \frac{N_u}{A_{st} \phi_s F_y} \right) \left(1 - \frac{C}{L_w} \right) \quad (32)$$

A_{st} = سطح مقطع کل آرماتورهای قائم

N_u = نیروی محوری نهائی موجود در مقطع دیوار

M_r = مقاومت خمشی نهائی مقطع دیوار

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

$$f_c \leq 30 \text{ Mpa} \Rightarrow \beta_1 = 0.85$$

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

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

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.

$$M_r = A_s \phi_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

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

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

$$d \cong 0.8 L_w$$

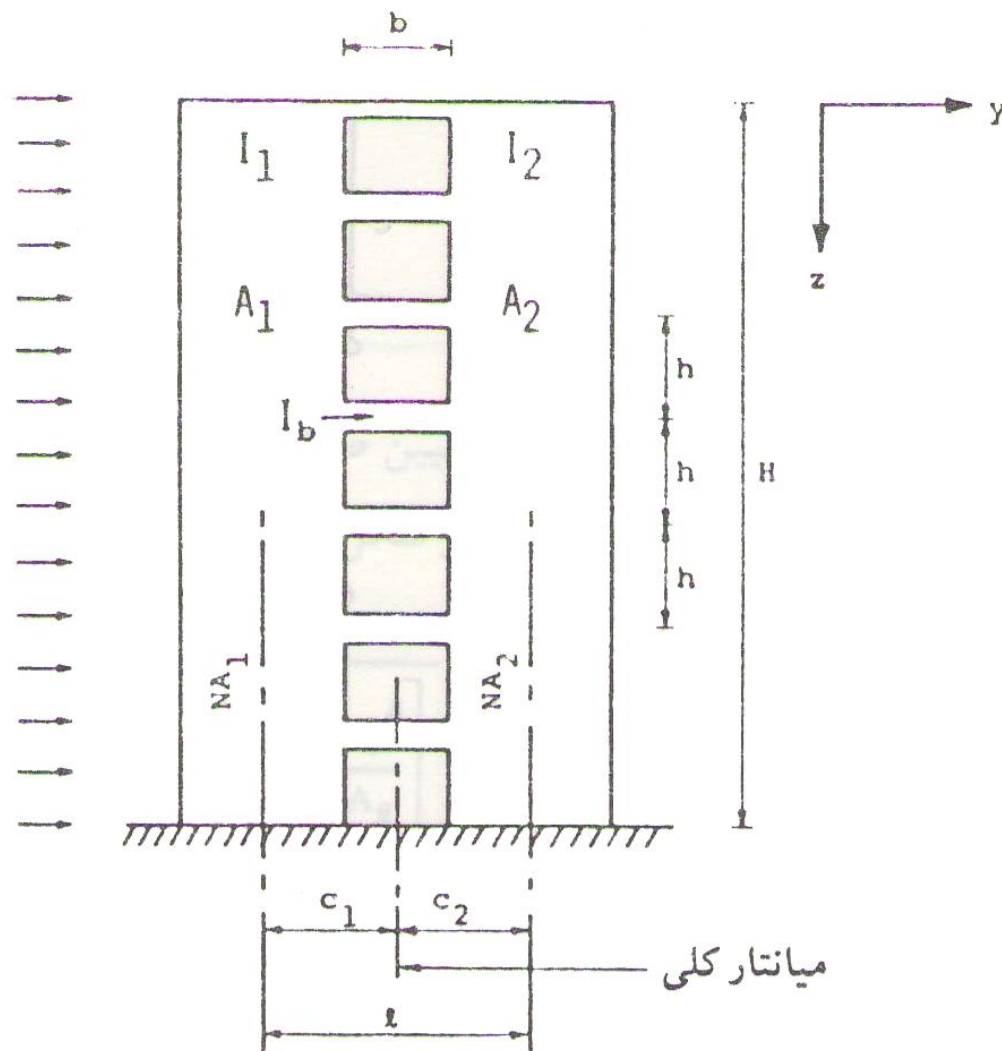
یا:

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

$$\rho = \frac{A_s}{h d}$$

-دیوار های برشی کوپل :

اگر دو یا چند دیوار برشی واقع در یک صفحه و یا تقریباً 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:

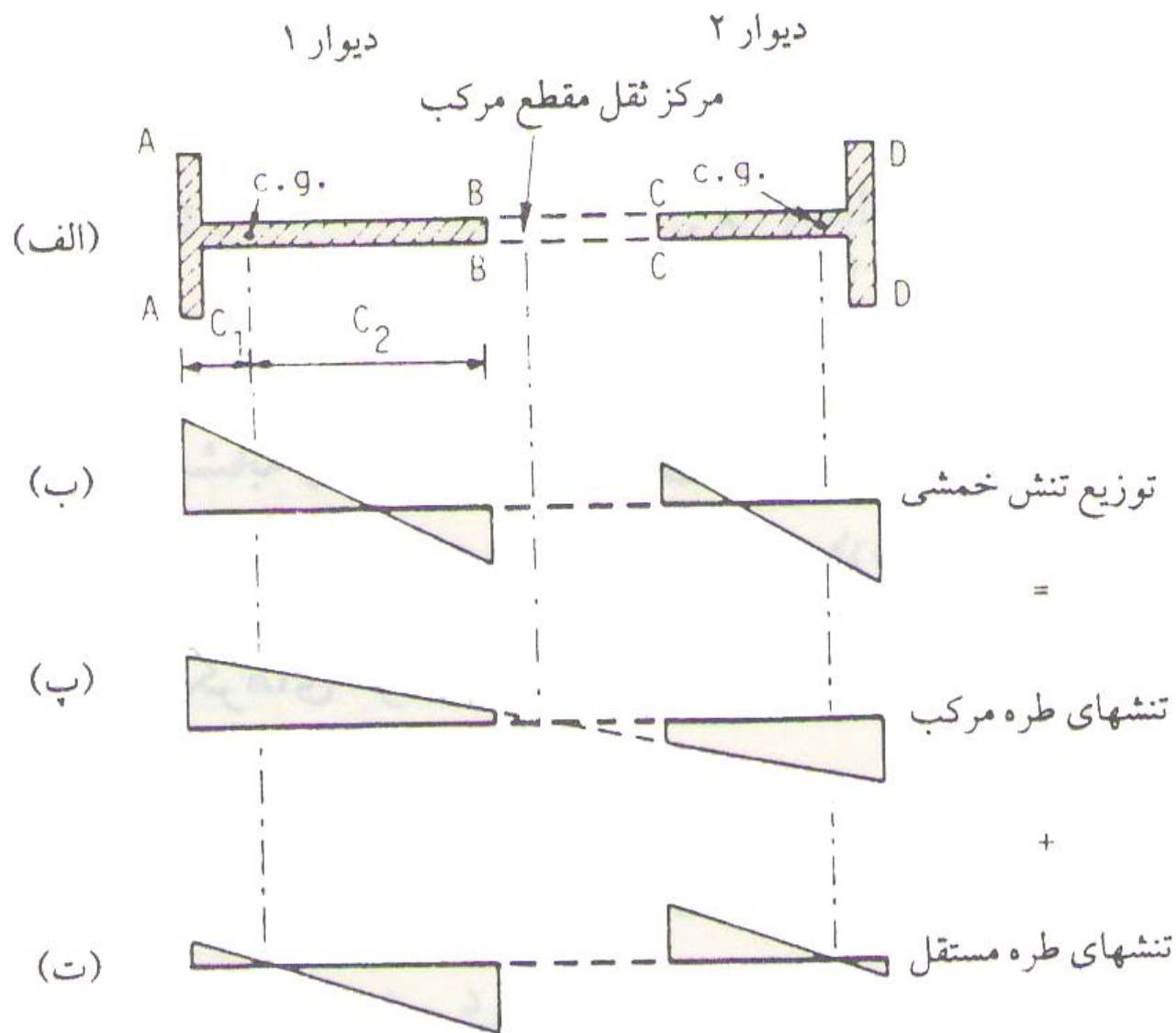
اگر دو دیوار برشی واقع در یک صفحه، توسط اعضائی با اتصالات مفصلی که فقط قادر به انتقال نیروهای محوری هستند، به یکدیگر وصل شوند، لنگرهای اعمالی بر آنها بوسیله لنگرهای داخلی هر دو دیوار تحمل می‌گردد. مقدار این لنگرها رابطه مستقیم با صلبیت خمشی دیوارها دارد. در اثر لنگرهای داخلی، تنشهای خمشی بصورت خطی در طول هر دیوار توزیع می‌گردد 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 می‌دهند. 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 می‌شوند (شکل ۳۴-پ).

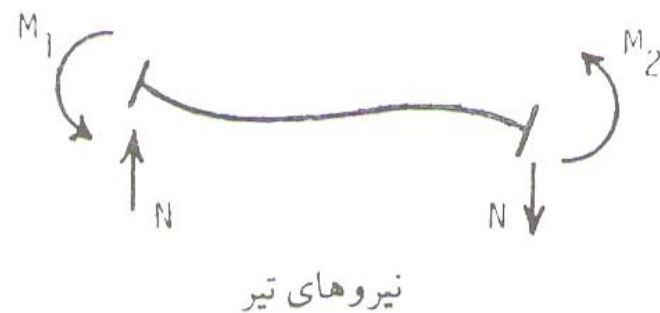
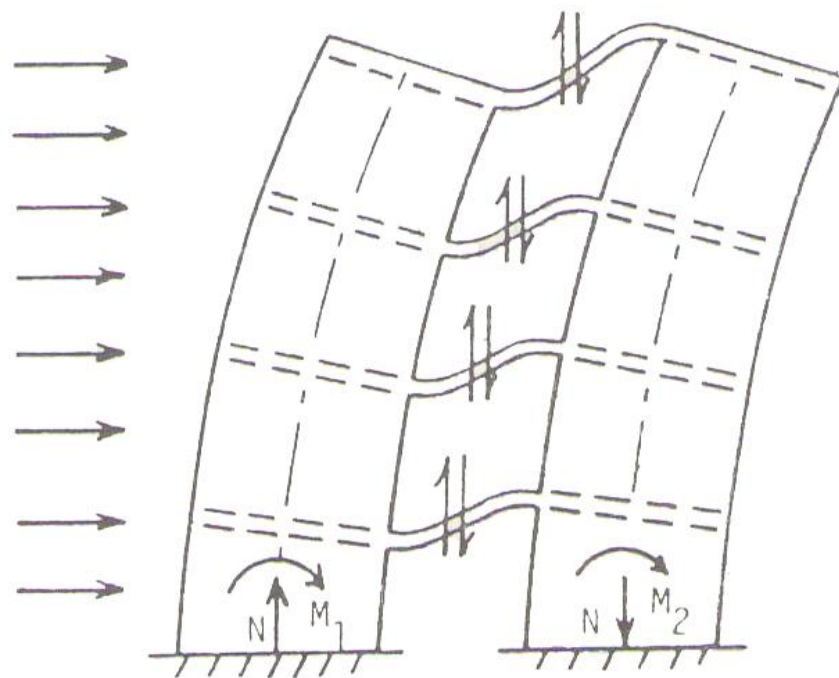
این تیرهای صلب به تیرهای همبند معروفند.

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

هنگامی که دیوارها تحت اثر بار جانبی قرار می گیرند، 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 (شکل ۳۵). 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 تراز 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:

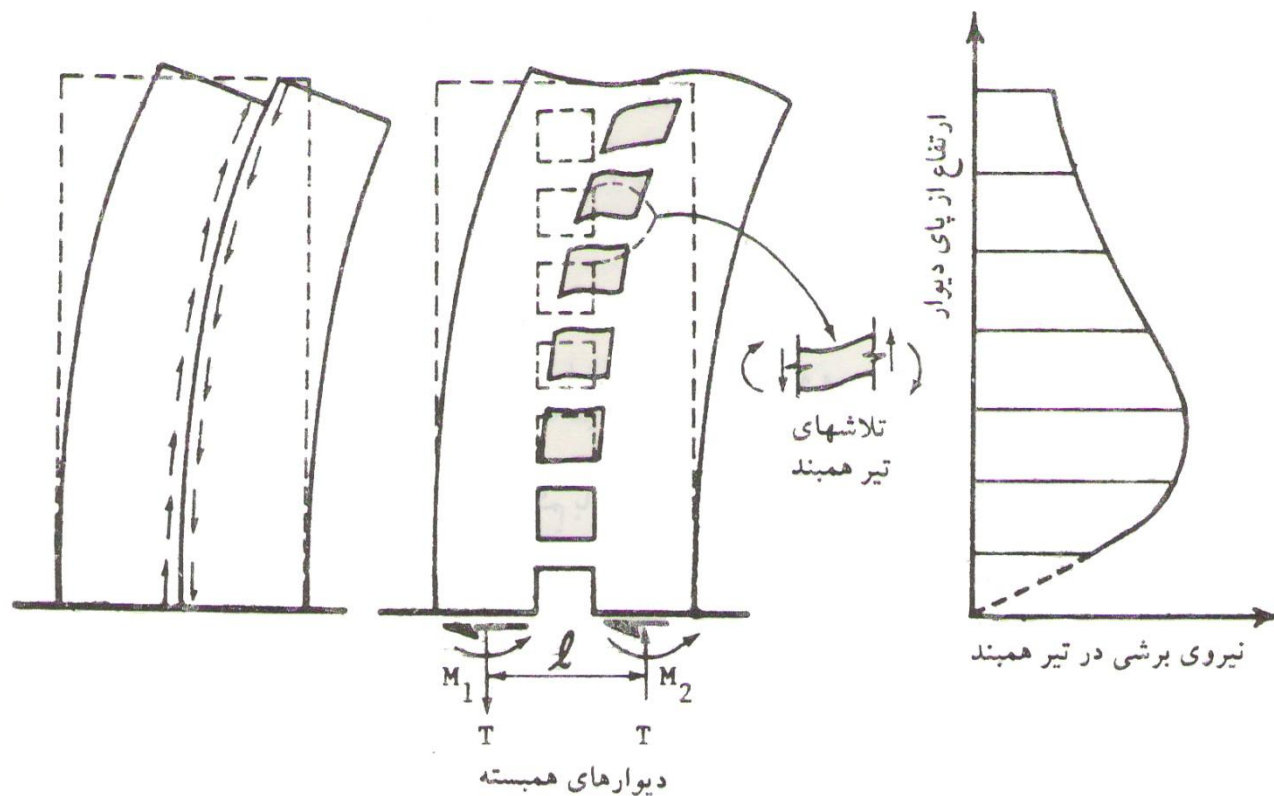
$$M = M_1 + M_2 + N.L$$

در رابطه بالا، $N.L$ لنگر معکوس ناشی از خمش تیرهای اتصالی است که با خمش آزادانه دیوارها مقابله می کند. 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 نسبتاً بزرگ است، نیروهای محوری نسبتاً 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 می شود. 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.

$$V_4 = 0.2 \phi_c \sqrt{f_c}$$

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.

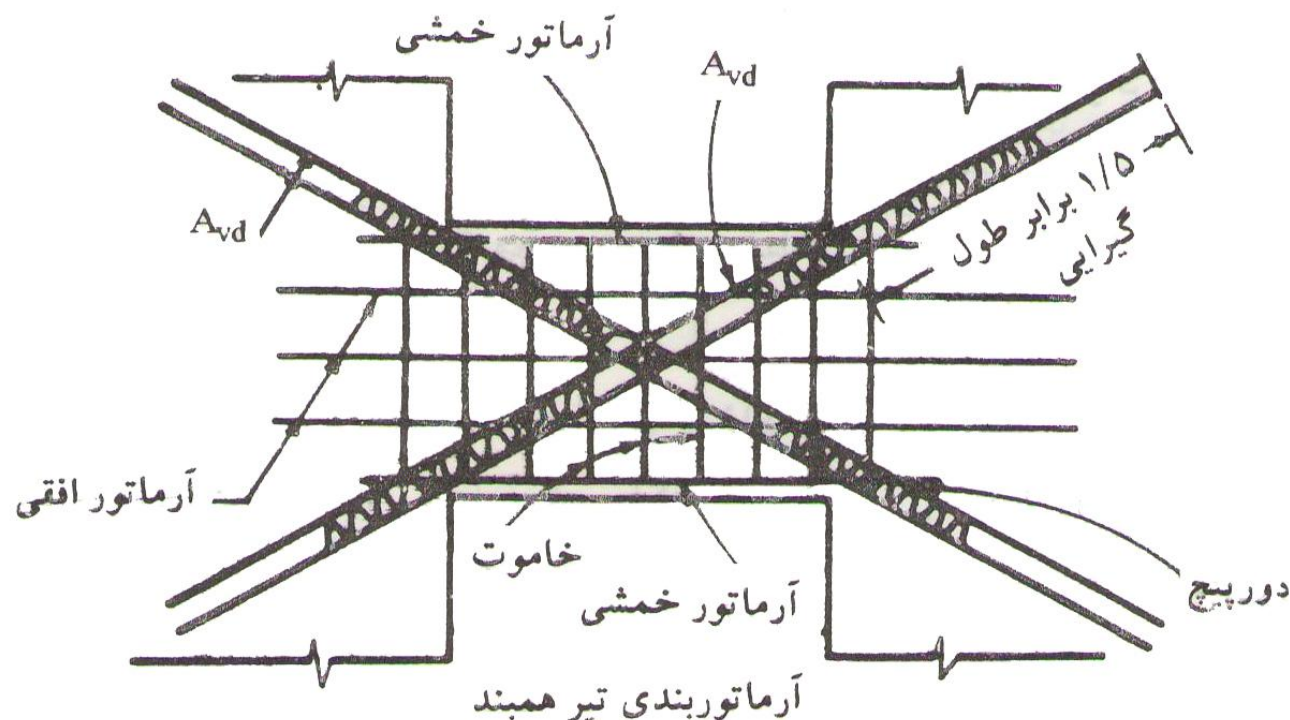
الف- ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد قطری

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 تیرهای 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 می شود.

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 (شکل ۳۸)، در شکل ۳۹ الف و ب دو نمونه از سازه قاب-دیوار متقارن و در شکل ۳۹ پ 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 هسته ها، در طراحی متداول بود. با این فرض، قابها فقط برای تحمل بارهای وزنی در نظر گرفته می شدند. 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 سازه ها که قابها سخت و طبقات بیشترند، حاصل طراحی، منطقی و اقتصادی نباشد.

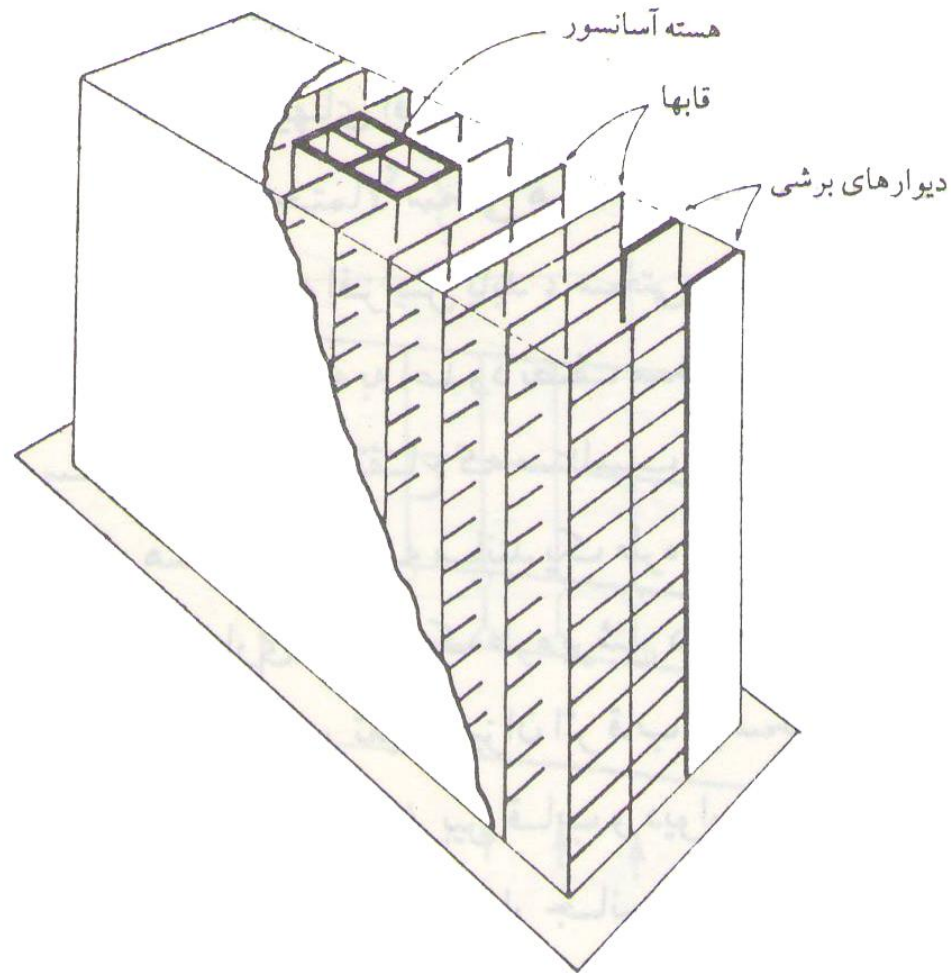
مزایای اصلی منظور نمودن اندرکنش افقی در طراحی سازه های قاب - دیوار ، عبارتند از :

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

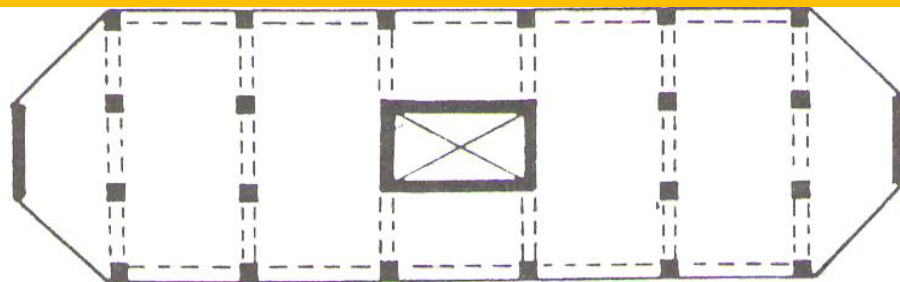
۲- لنگرهای خمشی دیوارها یا هسته ها، کمتر از حالت عملکرد تکی آنهاست.

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

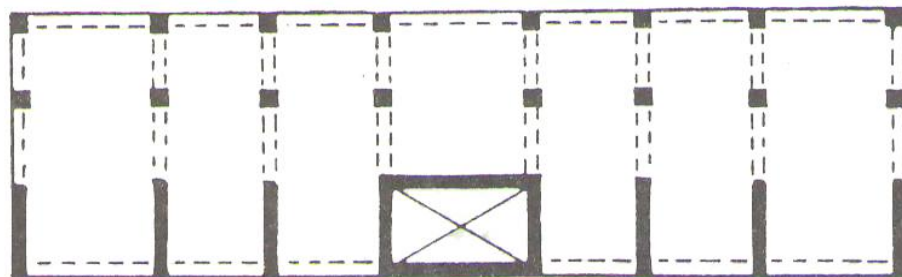
۴- در بسیاری از حالات، برش قابها ممکن است در ارتفاع تقریبا یکنواخت باشند، لذا قابها را می توان به صورت تکراری و در نتیجه اقتصادی تر طراحی کرد.



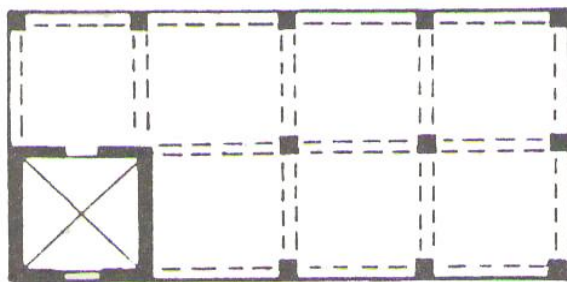
شکل ۳۸ - یک نمونه از سازه قاب-دیوار



(الف)



(ب)



(پ)

شکل ۳۹ - الف - سازه قاب-دیوار با پلان متقارن، قابها و دیوارها در مجموعه های خمشی موازی، ب- سازه قاب-دیوار با پلان 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 (تقریباً همین حدود خواهد بود). اگر ارتفاع همین سازه به بیست طبقه افزایش یابد، سختی هسته تقریباً سه برابر قاب خواهد شد.

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

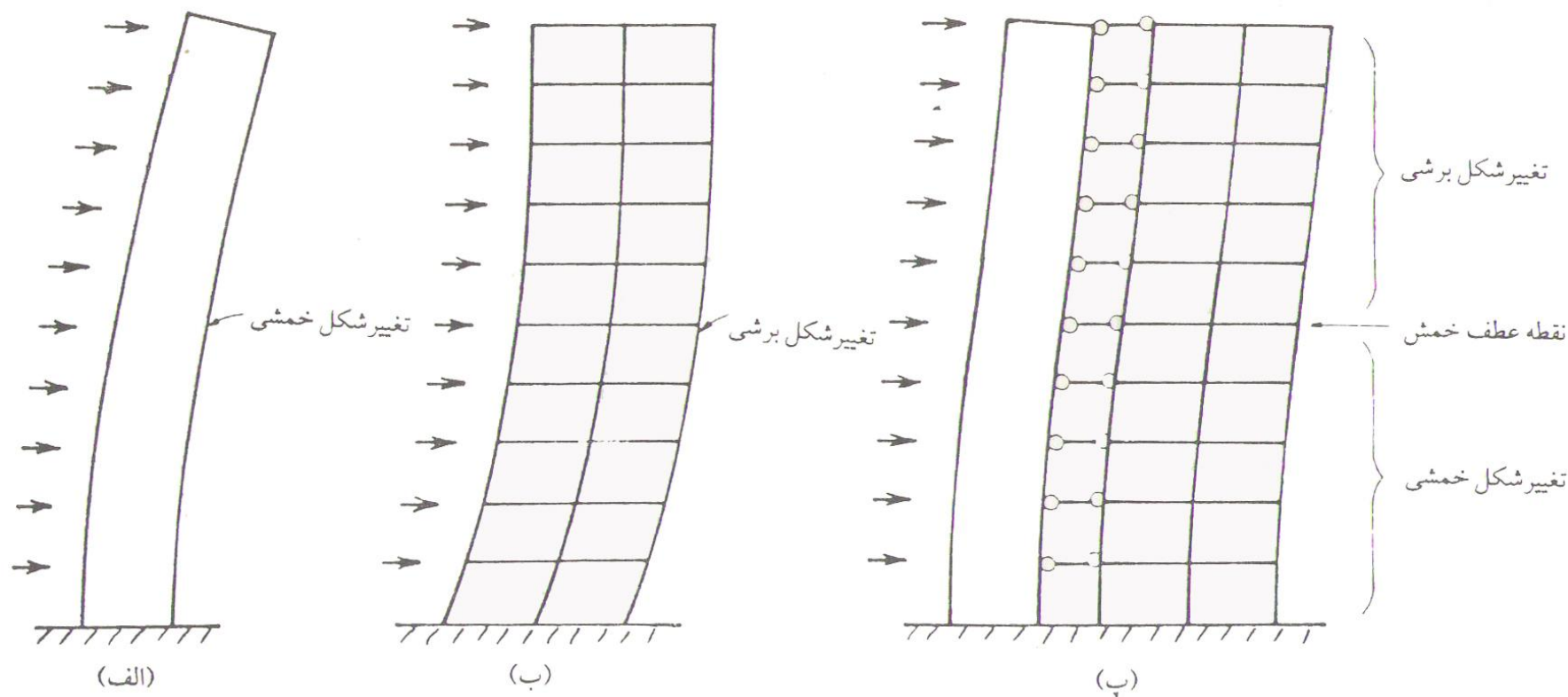
این تغییر نسبی سختی بالای سازه نسبت به ارتفاع که متناسب با توان سوم ارتفاع می باشد، به دلیل انعطاف پذیری بالای هسته است که مانند یک طره خمشی عمل می کند. در صورتی که انعطاف پذیری قاب که رفتاری مشابه یک طره برشی دارد، با ارتفاع تناسب مستقیم دارد. در نتیجه، ارتفاع مهمترین پارامتر در تعیین میزان اثر قاب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

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.

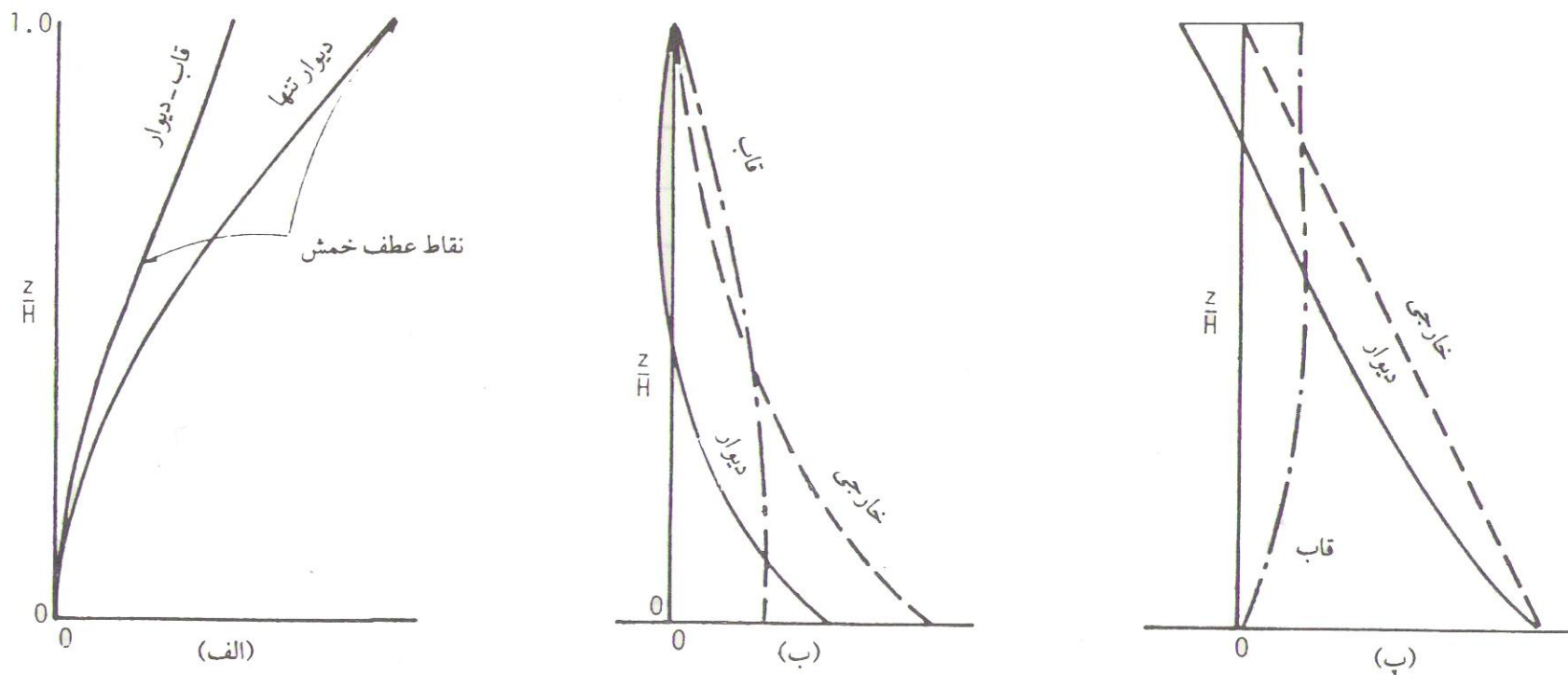


شکل ۴۰- الف- دیوار تحت اثر بار گسترده، ب- قاب تحت اثر بار گسترده، پ- سازه قاب- دیوار تحت بار افقی

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 ۴۱ ب) دارای انحنای معکوس هستند.

شکل (۴۱ پ) بیانگر آن است که برش، بجز در قسمت نزدیک پای سازه، تقریباً در ارتفاع یکنواخت می باشد. 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 حثی 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

روش تئوری خط سیلان (Yield Line Theory) :

تمام روشهایی که تا به حال برای تحلیل دالها ارایه گردید، بر اساس تئوری الاستیک سازه ها استوار بود. در این روشها برای بدست آوردن نیروهای داخلی رفتار سازه الاستیک فرض می شود، و بعلاوه توزیع غیر الاستیکی نیروها در سازه های بتنی نیروهای داخلی مقداری تعدیل می شوند. این روشها برای اشکال منظم مانند دالهای مستطیلی شکل و تحت بار گذاری یکنواخت و شرایط سرحدی ایده آل روشهای قابل قبولی است.

در این روشها که نیروهای داخلی بر اساس رفتار الاستیک سازه محاسبه می شوند، در طراحی مقاطع برای مقابله با این نیروها رفتار شروع شکست مد نظر قرار می گیرد، این دو نوع بر خورد با هم تناقض دارند، ولی تجربه نشان داده است که سیستم طرح شده با این روشها قابل اطمینان بوده و محافظه کارانه است. در واقع می توان نشان داد که چنین سیستمی هرگز در پایین تر از باری که برای آن طراحی شده است به شکست نخواهد رسید.

در سه دهه گذشته آنالیز سازه های بتنی با در نظر گرفتن رفتار غیر الاستیکی پیشرفت قابل توجهی کرده است. در این روشها، رفتار سازه در شروع شکست نهایی مورد توجه قرار میگیرد.

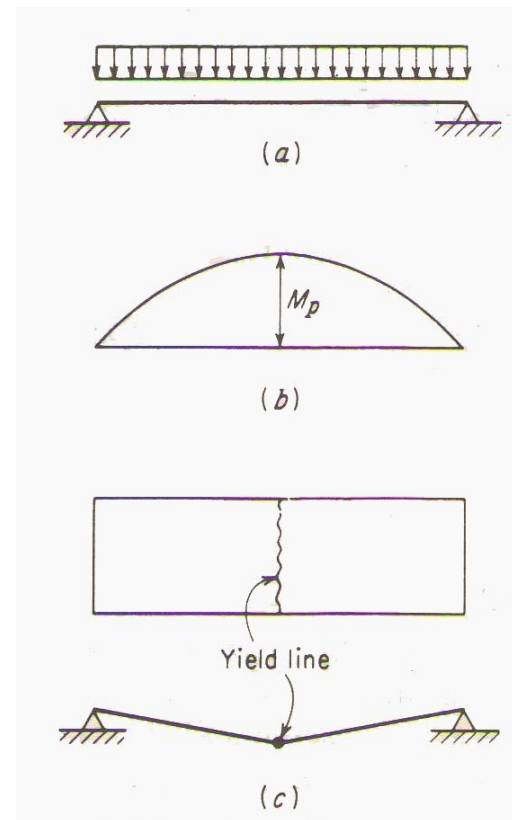
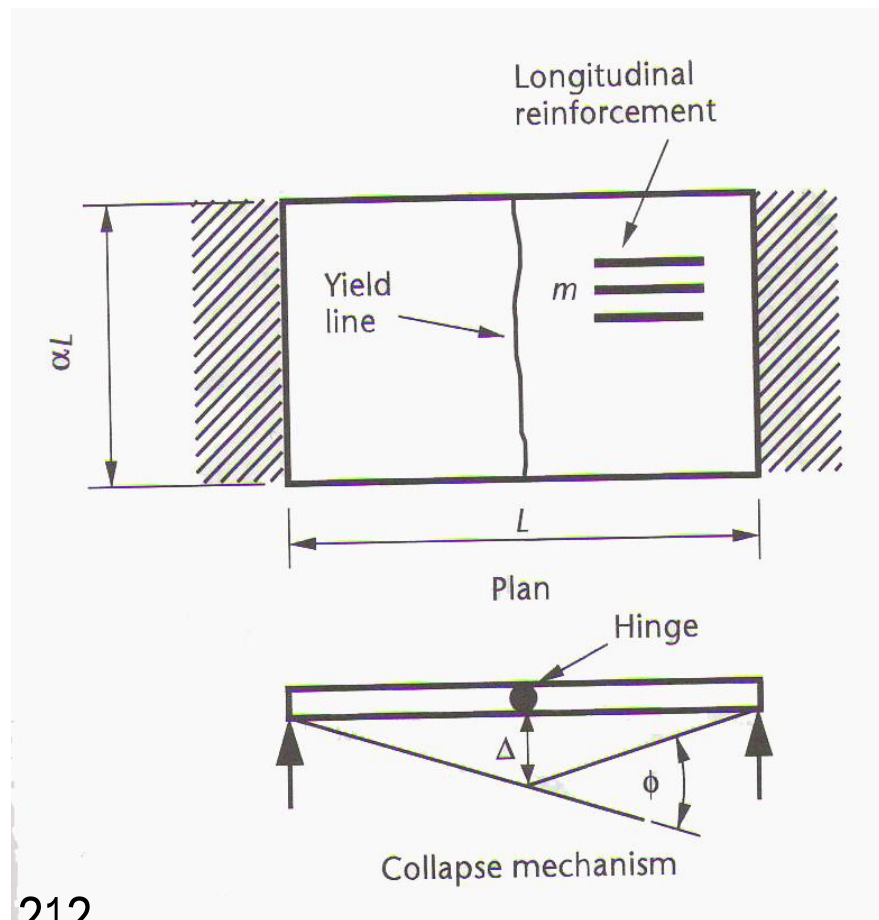
یکی از این روشها، روش تئوری خط سیلان می باشد. اساس روش تئوری خط سیلان، تئوری پلاستیک سازه ها است. در این روش نیروهای داخلی بر اساس رفتار شروع شکست (تشکیل مکانیزم شکست) محاسبه می شوند.

این روش به روش تئوری شکست یا روش لولاهای گسیختگی نیز معروف است، که اولین بار توسط آقای یوهانسن مطرح گردید. استفاده از تئوری خط سیلان، آنالیز دالهای غیر منظم را (علاوه بر دالهای منظم) در شرایط سرحدی گوناگون و تحت بارگذاریهای مختلف میسر می سازد. در شکل زیر یک دال یکطرفه با تکیه گاههای ساده و تحت بار یکنواخت نشان داده شده است. فرض می شود که این دال کم آرمه می باشد.

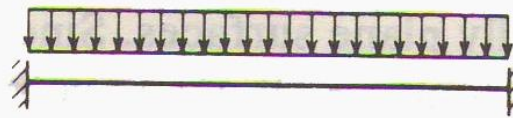
بدین ترتیب نسبت فولاد کمتر از نسبت فولاد در حالت بالانس است ($p < p_b$) . با افزایش تدریجی بار ملاحظه می شود که لنگر در وسط دهانه به مقدار بحرانی $M_n = M_p$ میرسد .

در این قسمت فولاد کششی در امتداد خطی عمود بر دهانه شروع به تسلیم میگذارد و یک خط سیلان ایجاد می شود . در این مرحله انحناء دال در امتداد خط تسلیم بیش از اندازه رو به ازدیاد می گذارد و تغییر مکان زیادی در دال رخ می دهد . در واقع چون تغییر مکانهای الاستیک در مقایسه با تغییر مکانهای غیر الاستیک خیلی ناچیز است ، میتوان فرض نمود قسمتهائی از دال که میان تکیه گاهها و خط سیلان قرار گرفته است ، بطور صلب و یکپارچه عمل می کنند . بنابراین تمام تغییر شکلهای در امتداد خط سیلان انجام می گیرد. لولائی که بدین ترتیب در خط سیلان بوجود می آید ، تحت تاثیر لنگر تقریباً ثابتی شروع به چرخش می کند .

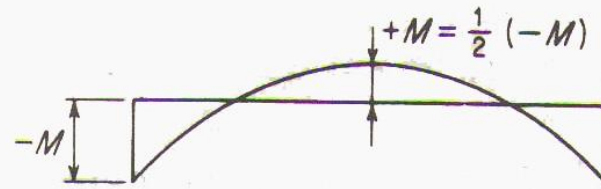
برای یک دال معین مانند مثال بالا ، بوجود آمدن یک خط سیلان منجر به شکست نهائی سیستم می شود و بدین ترتیب یک مکانیزم شکست ایجاد می گردد .



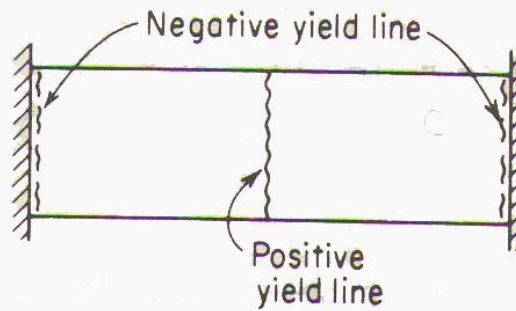
سازه های نامعین ، بر خلاف سازه های معین ، تعادل خود را حتی بعد از پیدایش یک یا چند خط سیلان حفظ می کند . برای مثال دال یکطرفه نامعین را که در دو انتها گیردار است در نظر میگیریم (شکل زیر) . برای سهولت فرض می شود که دال بطور مساوی برای لنگرهای مثبت و منفی آرماتور گذاری شده است . توزیع الاستیکی لنگر در شکل زیر نشان داده شده است .



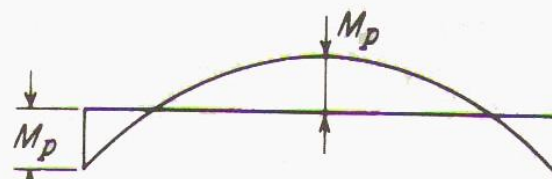
(a)



(b)



(c)



(d)

مقدار لنگر منفی در تکیه گاهها دو برابر لنگر مثبت در وسط دهانه می باشد . با افزایش تدریجی بار w ، مقاطع واقع در نواحی لنگر منفی حداکثر نخست شروع به تسلیم می کند . چرخش غیر الاستیکی در این قسمتها انجام می گیرد ، در حالیکه ظرفیت لنگر در همین قسمتها ثابت و برابر $M_p = M_n$ است ، بنابراین ، بطوریکه در شکل ملاحظه می شود ، دو خط سیلان منفی در تکیه گاهها ایجاد میگردد . هنوز سازه به شکست نهائی خود نرسیده است . با افزایش مداوم بار ، لنگرهای منفی دو انتها ثابت و لنگر مثبت وسط دهانه رو به ازدیاد گذاشته و به $M_p = M_n$ نزدیک می شود . با رسیدن ظرفیت لنگر نهائی در وسط دهانه ، یک خط سیلان مثبت در این قسمت بوجود می آید. بدین ترتیب سیستم به یک مکانیزم تبدیل شده و شکست نهائی آن نتیجه می شود .

باید دانست چرخش غیر الاستیکی یک سازه بتونی بستگی به در صد هندسی فولاد دارد. سازه ای که در صد هندسی فولاد در آن کم باشد، چرخش قابل ملاحظه ای را تحمل خواهد کرد. در صورتیکه اگر در صد هندسی فولاد زیاد باشد، شکست سازه با متلاشی شدن بتن می انجامد، بدون آنکه چرخش زیادی در آن صورت گیرد. در بیشتر دانه ها نسبت فولاد کم می باشد و اغلب اوقات ظرفیت لازم برای چرخش غیر الاستیکی موجود است.

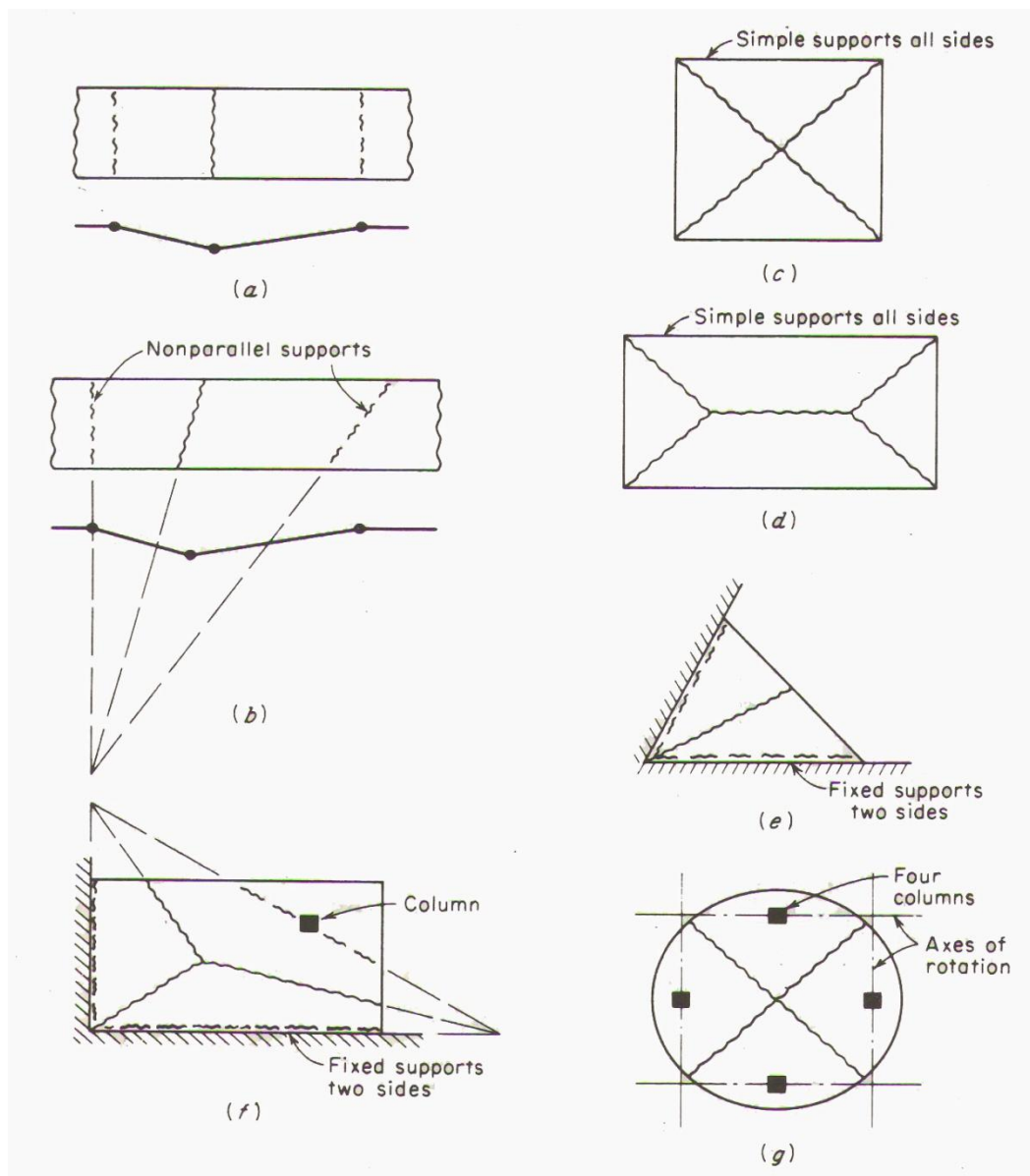
-تشکیل مکانیزم شکست یا محل خطوط سیلان:

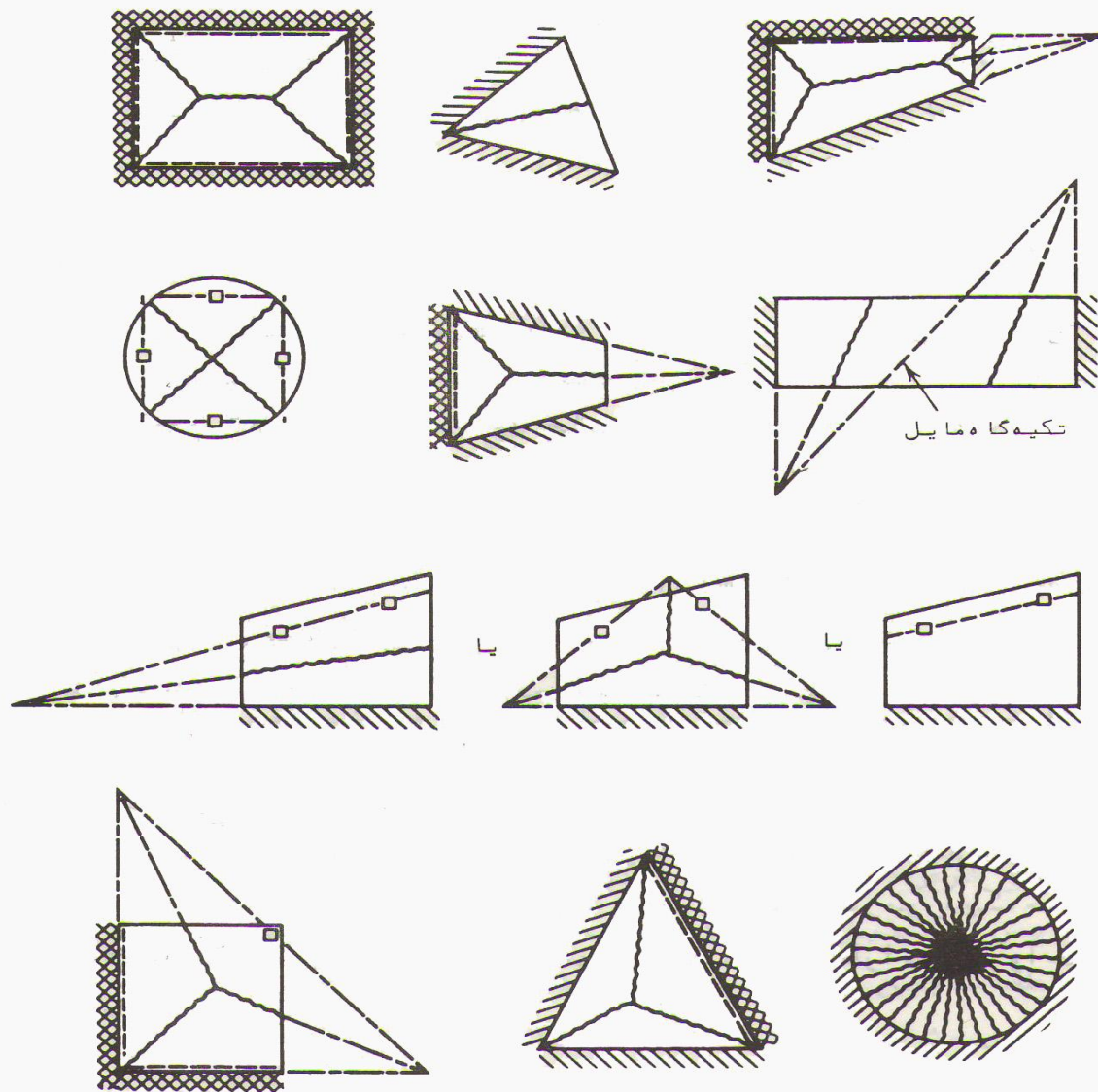
برای دالهای فوق محل خطوط سیلان مشخص بود . خطوط سیلان خطوط مستقیمی بود که در نواحی ممان منفی و مثبت ماگزیمم قرار داشت . برای همه دالها محل این خطوط چندان ساده نیست . برای مشخص کردن آنها در حالات عمومی باید ظوابطی در دست باشد . معمولاً وقتی یک مکانیزم در دال تولید می شود ، چندین خط سیلان در آن به وجود می آید که دال را به چند قسمت صلب که میان خطوط سیلان به تکیه گاهها قرار دارد تقسیم می کند . قسمتهای صلب حول محورهایی شروع به چرخش می کند که معمولاً در امتداد تکیه گاهها است و یا در امتداد خطوطی است که از ستونها می گذرد .

خط سیلان مثبت و خط سیلان منفی برای آنهایی گفته می شود که کشش ایجاد شده به ترتیب در تار تحتانی و تار فوقانی دال باشد .
ظوابط برای تعیین خطوط سیلان و محورهای چرخش یک دال را می توان به شرح ذیل خلاصه کرد :

- ۱- خطوط سیلان معمولاً مستقیم هستند که در محل لنگرهای منفی و مثبت حداکثر بوجود می آیند .
- ۲- موقع ایجاد مکانیزم شکست ، دال به تعدادی قطعه صلب تبدیل می گردد، قطعات صلب بین خطوط سیلان که بعنوان لولاهای پلاستیک عمل می کنند و یا بین لولای پلاستیک و لولای استاتیکی واقعند، و هر قطعه صلب حول محوری می چرخد و مکانیزم شکست در دال ایجاد می شود.
- ۳- محورهای چرخش معمولاً در امتداد تکیه گاهها قرار دارد (تکیه گاه ممکن است بصورت یک لولای واقعی باشد و یا اینکه محل ایجاد یک خط سیلان باشد که بصورت یک لولای پلاستیک عمل می کند).

- ۴- محوره‌های چرخش از روی ستونها عبور می کند.
- ۵- یک خط سیلان مثبت از محل تقاطع محوره‌های چرخش دو قطعه صلب مجاور دال عبور می کند.





مثالهایی از شماهای گسیختگی در دالهای با بار یکنواخت

-روشهای آنالیز دالها

پس از اینکه محل عمومی خطوط سیلان و محورهای چرخش با استفاده از ضوابط بالا تعیین شد، محل و موقعیت دقیق آنها و همچنین ظرفیت بار نهایی دال و یا لنگرهای حداکثر را از دو روش میتوان بدست آورد. این دو روش عبارتند از (الف) روش تعادل و (ب) روش اصل کار مجازی .

الف- روش تعادل :

این روش بر اساس تعادل قسمتهای مختلف دال که میان محورهای چرخش و خطوط سیلان قرار دارند، انجام می پذیرد. هر قسمت به صورت یک دیاگرام آزاد باید تحت تاثیر بارهای اعمالی ، لنگرها در امتداد خطوط سیلان و عکس العمل ها یا نیروهای برشی در تکیه گاهها در حال تعادل باشد . که با نوشتن معادلات تعادل استاتیکی در هر قطعه صلب تعدادی معادله حاصل می شود که با حل همزمان آنها هم پارامترهای مکانیزم شکست و هم مجهول اصلی که یا ظرفیت بار بری نهایی دال است و یا لنگرهای منفی و مثبت ماگزیمم، قابل محاسبه خواهد بود.

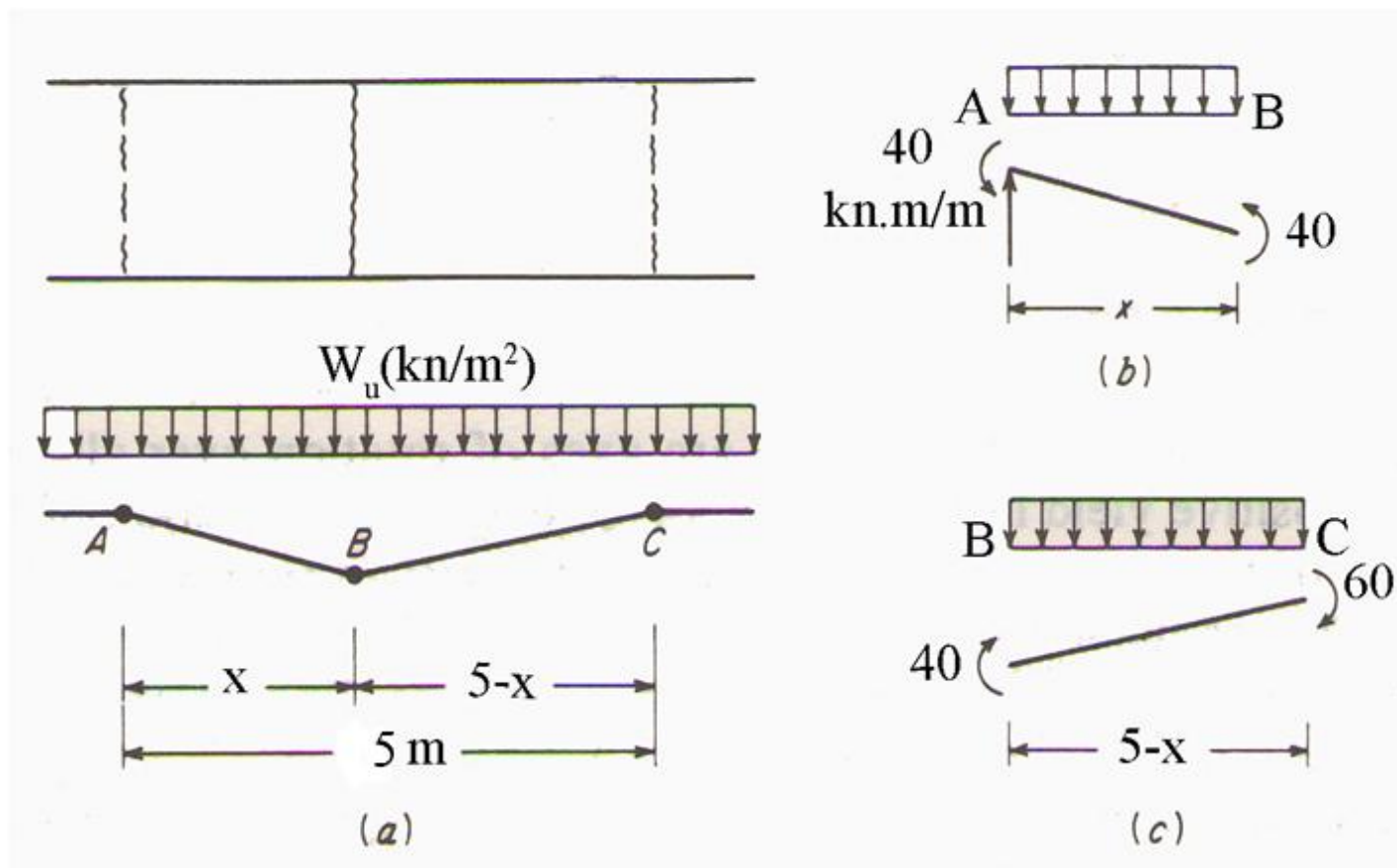
باید در نظر داشت چون لنگرهای تسلیم در امتداد خطوط سیلان بعنوان لنگرهای اصلی محسوب می شوند ، بنابراین مقدار لنگرهای پیچشی در امتداد این خطوط صفر بوده و اکثر حالات نیروهای برشی نیز صفر هستند.

مثال ۱-

یک دال یک طرفه یکسره در شکل زیر نشان داده شده است . دهانه دال برابر ۵ متر بوده و به طور یکنواخت بارگذاری شده است . آرماتور گذاری دال طوریست که ظرفیت لنگر خمشی مثبت نهایی آن مساوی 40 kn-m/m و ظرفیت لنگر خمشی منفی نهایی در تکیه گاه A برابر 40 kn-m/m و در تکیه گاه C برابر 60 kn-m/m می باشد. ظرفیت بار یکنواخت نهائی دال بار را محاسبه کنید .

حل این مثال با نوشتن معادلات تعادل صورت می گیرد . تعداد معادلات لازم بستگی به تعداد مجهولات دارد . در این مثال نه تنها بار یکنواخت مجهول است ، بلکه محل دقیق خط سیلان مثبت نیز نا معلوم می باشد . بنابر این باید دو معادله نوشته شود این معادلات را می توان با در نظر گرفتن دیاگرام آزاد برای قسمتهای صلب AB و BC بدست آورد . چون در امتداد خط سیلان مثبت ممان خمشی ماگزیمم است ، پس برش (یا پیچش) در آنجا وجود نخواهد داشت . با نوشتن تعادل لنگر حول نقطه A برای قطعه AB نتیجه می شود :

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow \frac{w_u x^2}{2} = 4 + 4 \quad (1)$$



به طریقی مشابه ، برای قطعه صلب BC

$$\sum M_C = 0 \Rightarrow \frac{w_u (5-x)^2}{2} = 4 + 6 \quad (2)$$

از حل دو معادله فوق ظرفیت بار یکنواخت نهائی (w_u) و محل خط سیلان (x) برابر می شود با :

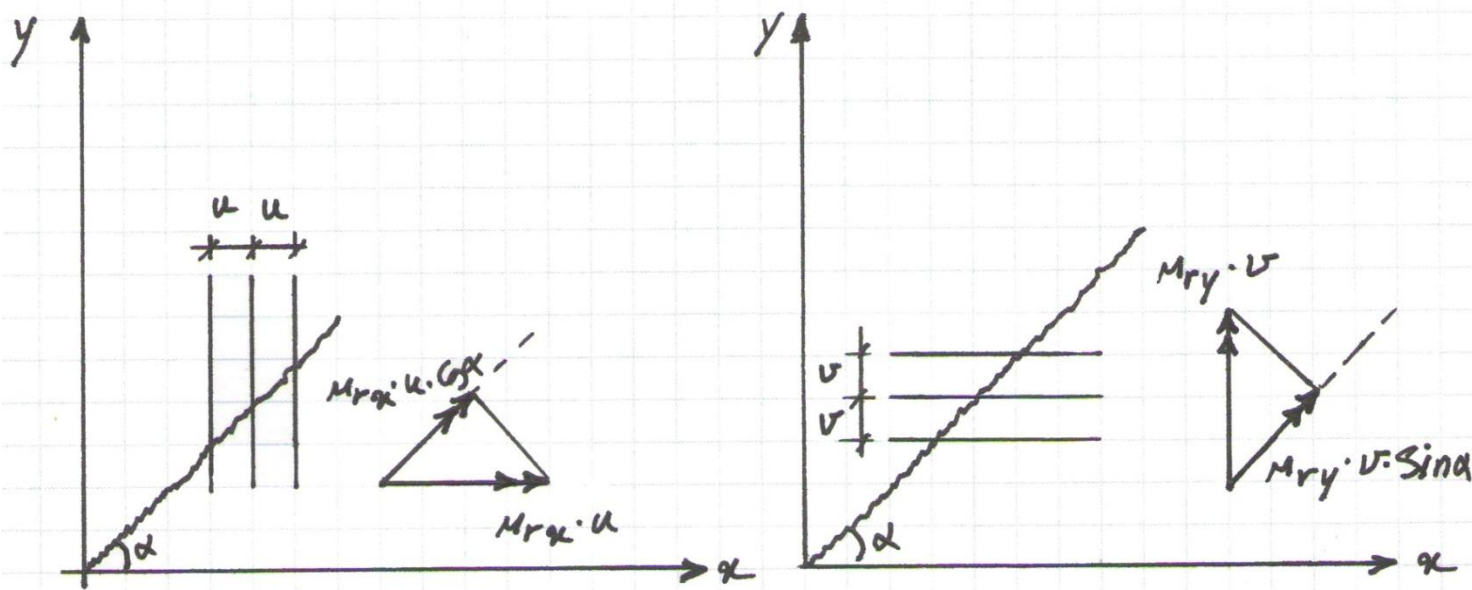
$$w_u = 28.7 \frac{kn}{m^2}, \quad x = 2.36 \text{ m}$$

در دالهای یکطرفه دال فقط در یک جهت آرماتورگذاری می شود. اگر دال در دو جهت عمود بر هم آرماتورگذاری شده باشد (دالهای دو طرفه)، شرایط ایجاد خطوط سیلان فرق خواهد کرد. بدین معنی که ظرفیت لنگر نهائی در دو جهت ممکن است متفاوت باشد. برای نمونه دال دو طرفه ساده را در شکل زیر در نظر میگیریم. خطوط سیلان ممکن است مطابق شکل ایجاد گردد. فرض می شود که M_{rx} ظرفیت خمشی نهایی مقطع حول محور X ها برای طول واحد باشد که توسط میلگردهای جهت Y تامین می شود. اگر u فاصله میلگردهای جهت Y باشد در آنصورت هر میلگرد در حالت حدی نهایی مقاومت خمشی $M_{rx}.u$ فراهم می سازد. بنابر این ظرفیت خمشی نهایی در واحد حول محور α که توسط میلگردهای جهت Y نتیجه می شود برابر خواهد بود با:

$$M_{r\alpha x} = \frac{M_{rx}.u.\cos \alpha}{u / \cos \alpha} = M_{rx}.\cos^2 \alpha$$

به همین ترتیب فرض می شود که M_{ry} ظرفیت خمشی نهایی مقطع حول محور Yها برای طول واحد باشد که توسط میلگردهای جهت X تامین می شود. اگر v فاصله میلگردهای جهت X باشد در آنصورت هر میلگرد در حالت حدی نهایی مقاومت خمشی $M_{ry} \cdot v$ فراهم می سازد. بنابراین ظرفیت خمشی نهایی در واحد حول محور α که توسط میلگردهای جهت X نتیجه می شود برابر خواهد بود با:

$$M_{r\alpha y} = \frac{M_{ry} \cdot v \cdot \sin \alpha}{v / \sin \alpha} = M_{ry} \sin^2 \alpha$$



در نتیجه ظرفیت خمشی نهایی مقطع در طول واحد حول محور α (M_{ra}) بصورت زیر محاسبه میشود.

$$M_{ra} = M_{rax} + M_{ray} = M_{rx} \cdot \cos^2 \alpha + M_{ry} \cdot \sin^2 \alpha$$

در صورتیکه ظرفیت خمشی نهایی در طول واحد در دو جهت عمود بر هم یکسان و برابر M باشد، یعنی ($M_{rx} = M_{ry} = M$) باشد، در این حالت دال را ایزو ترو پیک نامند، در دالهای ایزو ترو پیک ظرفیت خمشی دال در طول واحد در تمامی جهات یکسان می باشد. در این دالها، در دو جهت یکسان آرماتورگذاری می شود.

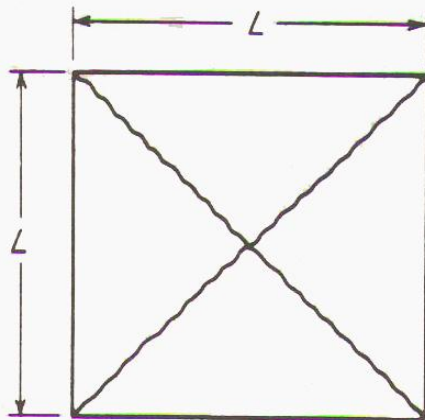
$$M_{ra} = M (\cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha) = M$$

اگر دال در دو جهت عمود بر هم یکسان آرماتور گذاری نشود یعنی ظرفیت خمشی دال در دو جهت عمود بر هم یکسان نباشد، به چنین دالی دال ارتوتروپیک می نامند.

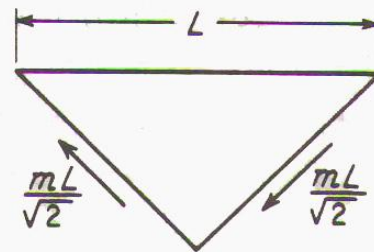
مثال ۲ - یک دال مربعی شکل ایزوتراپیک با تکیه گاههای ساده مطابق شکل زیرمفروض است. W_u شدت بار گسترده یکنواخت نهایی بر حسب kn/m^2 می باشد. مطلوبست محاسبه m مقدار لنگر نهائی دال بر هر متر. از روش تعادل استفاده کنید.

با استفاده از تقارن محل خطوط سیلان در شکل مشخص است. کافی است که تعادل لنگر برای یکی از چهار قسمت صلب حول تکیه گاه در نظر گرفته شود. بدین ترتیب:

$$\frac{mL}{\sqrt{2}} \times \frac{1}{\sqrt{2}} \times 2 = \frac{W_u L^2}{4} \times \frac{L}{6} \Rightarrow m = \frac{W_u l^2}{24}$$



(a)



(b)

ب- روش اصل کار مجازی

این روش بر اساس اصل انرژی استوار است. طبق این اصل در اثر تغییر مکان مجازی دلخواه و سازگار با شرایط تکیه گاهی نیروهای خارجی کار انجام می دهند، و در اثر تغییر فرمهای ناشی از تغییر مکان مجازی دلخواه و سازگار با شرایط مرزی نیروهای داخلی کار انجام می دهند. اگر سازه در حال تعادل باشد این دو کار بایستی باهم برابر باشند.

در این روش مکانیزم شکست حاصل بعنوان تغییر مکان مجازی تلقی شده و یک مقدار دلخواه در نظر گرفته می شود، و کار داخلی (W_i) و کار خارجی (W_e) محاسبه شده و با مساوی هم قرار دادن این دو کار معادله ظرفیت بار نهایی و یا معادله لنگر حداکثر نهایی بر حسب پارامترهای مجهول مکانیزم شکست حاصل می شود. در معادله ظرفیت بار نهایی پارامترهایی صحیح هستند که ظرفیت بار نهایی حداقل مقدار باشد. و همچنین در معادله لنگر نهایی حداکثر پارامترهایی صحیح هستند که لنگر حداکثر مقدار باشد.

$$W_i = \sum_{i=1}^n (P_i \Delta_i) \quad , \quad W_e = \sum_{j=1}^m (M_j \Phi_j)$$

$$W_i = W_e \Rightarrow \sum_{i=1}^n P_i \Delta_i = \sum_{j=1}^m M_j \Phi_j$$

$$\Rightarrow P = f(x_1, x_2, x_3, \dots) \Rightarrow \frac{\partial P}{\partial x_i} = 0 \quad)_{i=1,2,3,\dots} \Rightarrow$$

محاسبه می شوند $x_1, x_2, x_3, \dots =$

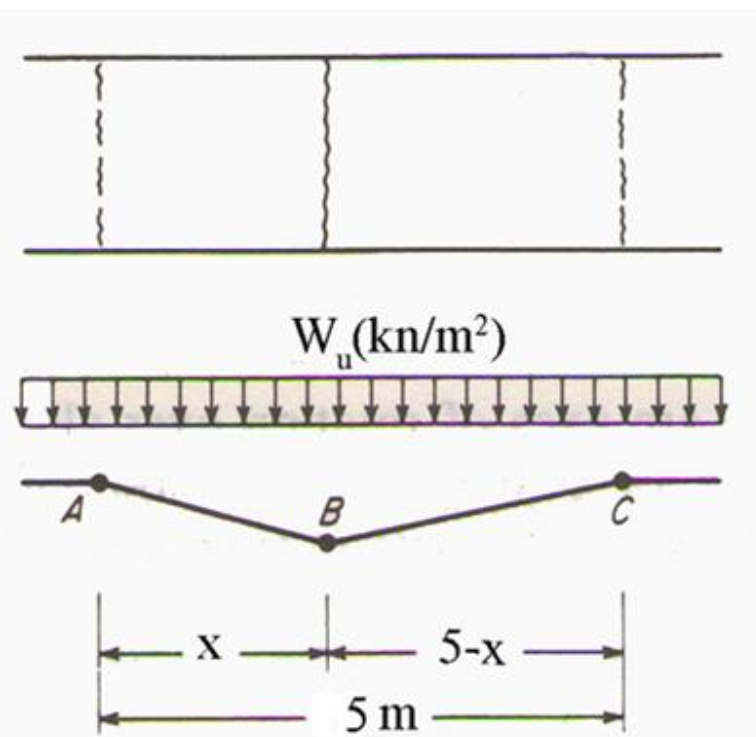
با قرار دادن مقادیر x ها در معادله P ظرفیت بار نهایی دال محاسبه می شود.

$$M = f(x_1, x_2, x_3, \dots) \Rightarrow \frac{\partial M}{\partial x_i} = 0 \quad)_{i=1,2,3,\dots} \Rightarrow$$

محاسبه می شوند $x_1, x_2, x_3, \dots =$

با قرار دادن مقادیر x ها در معادله M لنگر نهایی حداکثر وارد به دال محاسبه می شود.

مثال ۳- ظرفیت بار نهائی دال یک طرفه یکسره شکل زیر را با استفاده از اصل کار مجازی محاسبه کنید. ظرفیتهای خمشی منفی در تکیه گاههای A, C به ترتیب برابر با ۶۰ و ۴۰ کیلو نیوتن متر بر متر و ظرفیت خمشی مثبت نهایی دال در وسط دهانه برابر با ۴۰ کیلو نیوتن متر بر متر بوده و دهانه مساوی ۵ متر است



یک تغییر مکان واحد در نقطه B به دال اعمال میشود. کار خارجی انجام شده (W_e) برابر است با مجموع بارها در تغییر مکانهای مربوطه:

$$W_e = (W_u \cdot 5) \times \frac{1}{2} = 2.5 W_u$$

$$(AB)\Phi = \frac{1}{x}$$

$$(BC)\Phi = \frac{1}{5-x}$$

$$W_i = 40 \times \frac{1}{x} + 40 \left(\frac{1}{x} + \frac{1}{5-x} \right) + 60 \times \frac{1}{5-x} = \frac{80}{x} + \frac{100}{5-x}$$

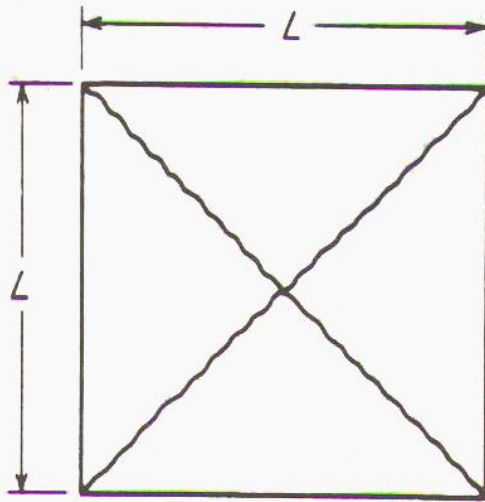
$$W_e = W_i \Rightarrow 2.5W_u = \frac{80}{x} + \frac{100}{5-x} \Rightarrow W_u = \frac{32}{x} + \frac{40}{5-x}$$

$$\frac{dW_u}{dx} = \frac{-32}{x^2} + \frac{40}{(5-x)^2} = 8 \left[\frac{-4(5-x)^2 + 5x^2}{x^2(5-x)^2} \right] = 0 \Rightarrow x = 2.36 \quad m$$

$$W_u = 28.7 \quad kn/m^2$$

مثال ۴- یک دال مربعی شکل ایزوتراپیک با تکیه گاههای ساده مطابق شکل زیرمفروض است. W_u شدت بار گسترده یکنواخت نهایی بر حسب kn/m^2 می باشد. مطلوبست محاسبه مقدار لنگر خمشی مثبت نهائی دال بر هر متر (m).

از روش کارمجازی استفاده کنید.



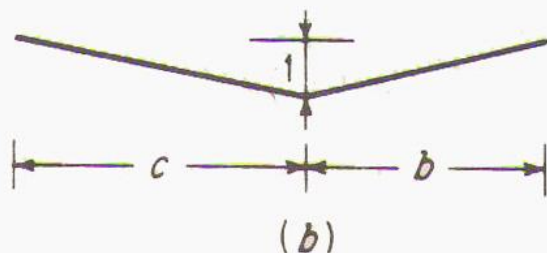
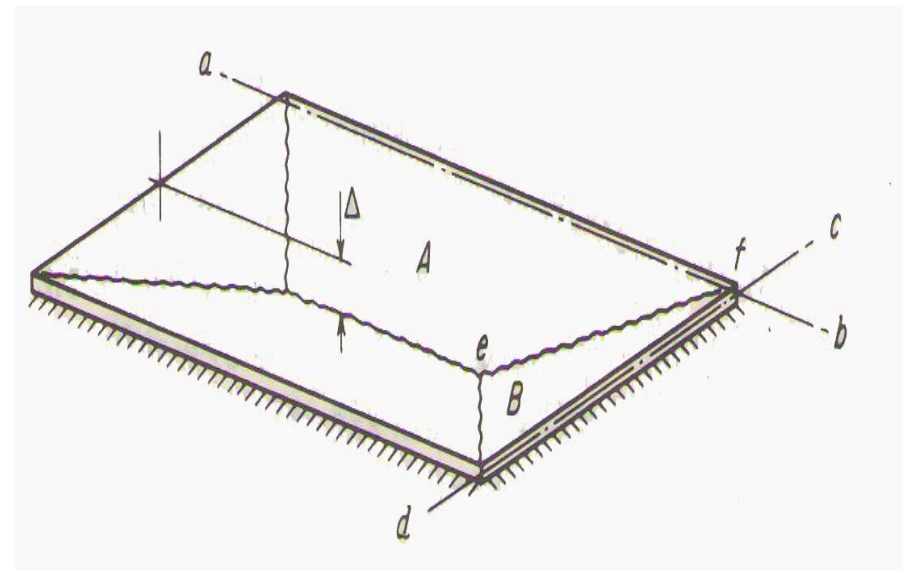
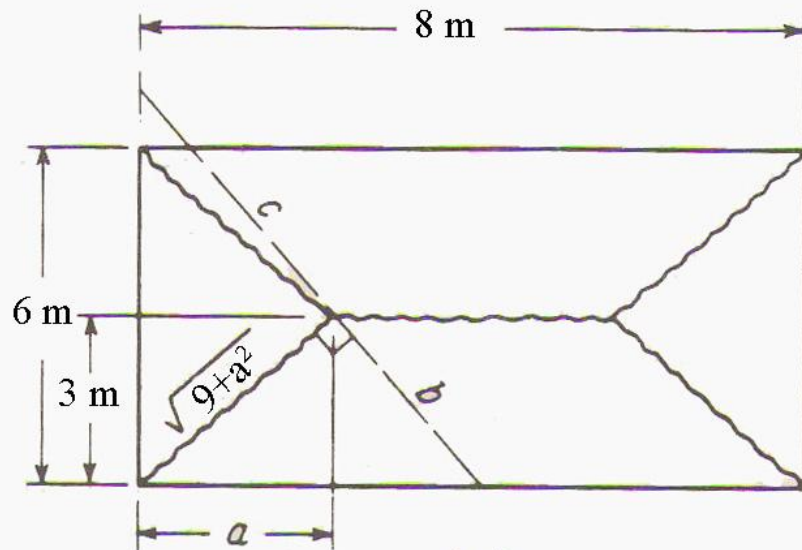
$$W_e = L \times \frac{L}{2} \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 4 \times W_u = \frac{W_u L^2}{3}$$

$$\Phi = \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{L}{2}\right)^2 + \left(\frac{L}{2}\right)^2}} \times 2 = \frac{2\sqrt{2}}{L} \Rightarrow$$

$$W_i = mL\sqrt{2} \times \frac{2\sqrt{2}}{L} \times 2 = 8m$$

$$W_i = W_e \Rightarrow 8m = \frac{W_u L^2}{3} \Rightarrow m = \frac{W_u L^2}{24}$$

مثال ۵- یک دال دو طرفه با چهار تکیه گاه ساده مطابق شکل زیر مفروض است. این دال بار گسترده یکنواخت نهائی $W_u = 15 \text{ kn/m}^2$ را حمل میکند. لنگر خمشی نهایی M_u وارد بر واحد طول دال را محاسبه کنید ؟ فرض کنید، که دال بطور ایزوتراپیک آرماتور گذاری شده است .



$$W_e = W_u \left[(6 \times a \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 1) \times 2 + (3 \times a \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times 1) \times 4 + (6 \times 1 \times \frac{1}{2})(8 - 2a) \right]$$

$$W_e = 15(24 - 2a)$$

خط سیلان مستقیم $\Phi = \frac{1}{3} + \frac{1}{3} = \frac{2}{3}$

خط سیلان مورب $\Phi = \frac{1}{b} + \frac{1}{c}$

$$\frac{\sqrt{9+a^2}}{b} = \frac{a}{3} \Rightarrow b = \frac{3}{a} \sqrt{9+a^2}$$

$$\frac{\sqrt{9+a^2}}{c} = \frac{3}{a} \Rightarrow c = \frac{a}{3} \sqrt{9+a^2}$$

خط سیلان مورب $\Phi = \frac{a}{3\sqrt{9+a^2}} + \frac{3}{a\sqrt{9+a^2}} = \frac{a^2+9}{3a\sqrt{9+a^2}} = \frac{\sqrt{9+a^2}}{3a}$

$$W_i = M_u \left[(8-2a) \times \frac{2}{3} + (\sqrt{9+a^2}) \times \frac{\sqrt{9+a^2}}{3a} \times 4 \right] = M_u \left[\frac{16}{3} - \frac{4a}{3} + \frac{9+a^2}{3a} \times 4 \right]$$

$$W_i = M_u \left[\frac{16}{3} - \frac{4a}{3} + \frac{12}{a} + \frac{4a}{3} \right] = M_u \left(\frac{16}{3} + \frac{12}{a} \right)$$

$$W_e = W_i \Rightarrow 15(24-2a) = M_u \left(\frac{16}{3} + \frac{12}{a} \right)$$

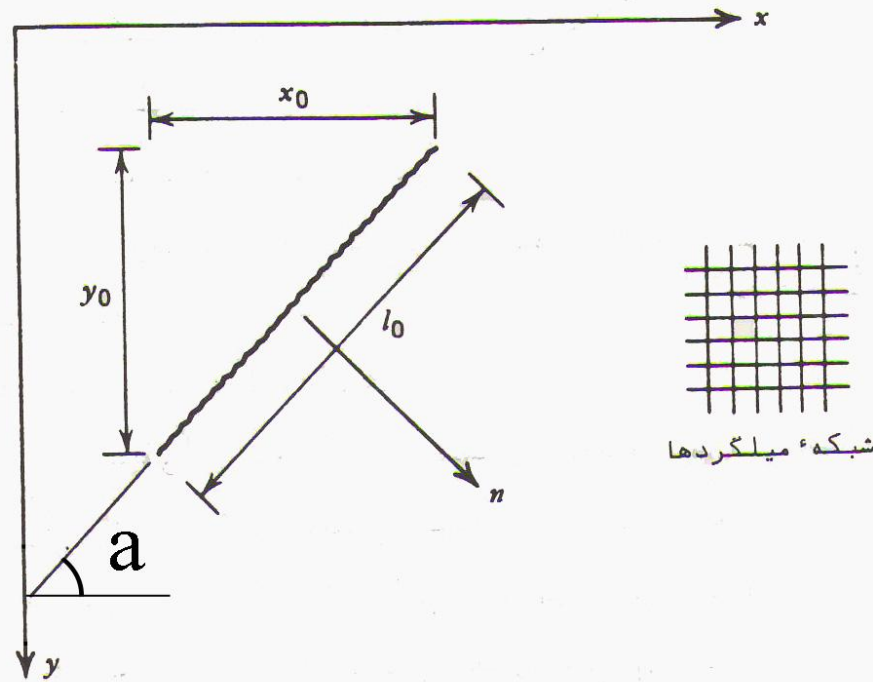
$$M_u = \frac{15(24-2a)}{\frac{16}{3} + \frac{12}{a}} \Rightarrow \frac{dM_u}{da} = 0 \Rightarrow \frac{-30\left(\frac{16}{3} + \frac{12}{a}\right) + \frac{12}{a^2} \times 15(24-2a)}{\left(\frac{16}{3} + \frac{12}{a}\right)^2} = 0$$

$$-160 - \frac{360}{a} + \frac{4320}{a^2} - \frac{360}{a} = 0 \Rightarrow -160a^2 - 720a + 4320 = 0 \Rightarrow a_1 = 3.412 \quad m,$$

$$a_2 = -7.912 \quad m \Rightarrow a = 3.41 \quad m \Rightarrow M_u = 29.11 \quad kn.m / m$$

در دالهای نا منظم محاسبه مقدار چرخش خطوط سیلان وقت گیر و پیچیده است، ولی محاسبه چرخش قطعات صلب اغلب راحتتر است. کار داخلی را با استفاده از چرخش قطعات صلب در دالهای ایزوتروپیک بصورت زیر می توان بدست آورد.

$$(M_{rx}=M_{ry}= m)$$



خط تسلیم با زاویه تمايل نسبت به شبکه ميلگردهای متعامد

$$W_i = M_{r\alpha} \cdot L_0 \cdot \theta_n = (M_{rx} \cdot \cos^2 \alpha + M_{ry} \cdot \sin^2 \alpha) \cdot L_0 \cdot \theta_n =$$

$$= m \cdot x_0 \cdot \theta_y + m \cdot y_0 \cdot \theta_x$$

$$W_i = \sum (m \cdot x_0 \cdot \theta_y)_i + \sum (m \cdot y_0 \cdot \theta_x)_i$$

در مثال مستطیل به ابعاد ۸ در ۶ متر:

قطعه صلب مثلثی	$\theta_x = 1/a$	قطعه صلب ذوزنقه	$\theta_x = 0$
	$\theta_y = 0$		$\theta_y = 1/3$

$$W_i = (M_u \times a \times 0 + M_u \times 3 \times 1/a) \times 2 \times 2 +$$

$$+ \left[(M_u \times a \times 1/3 + M_u \times 3 \times 0) \times 2 + M_u (8 - 2a) \times 1/3 + M_u \times 0 \times 0 \right] \times 2 =$$

$$= M_u \left(12/a + 4a/3 + 16/3 - 4a/3 \right) = M_u \left(12/a + 16/3 \right)$$

طراحی انباره ها و سیلوها

۱- مقدمه

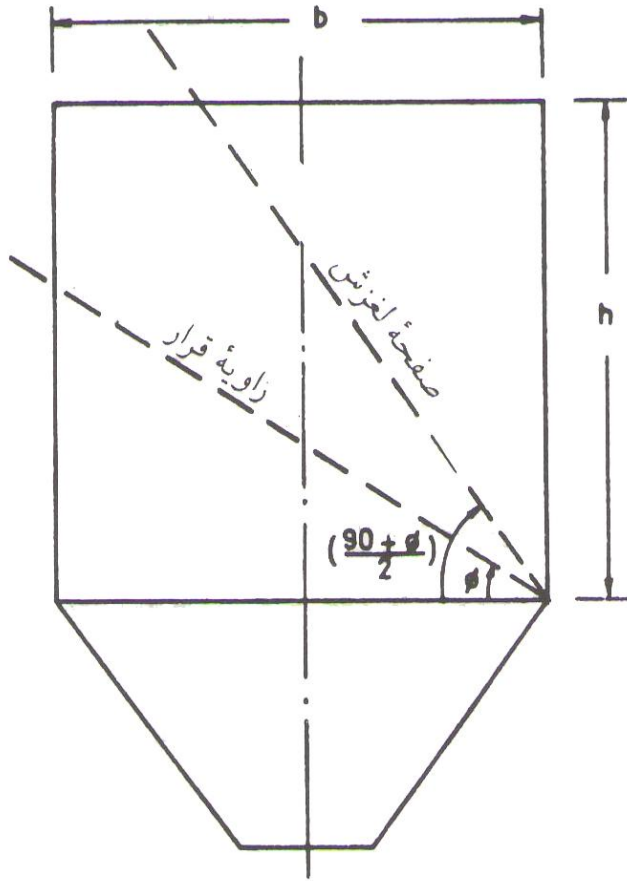
انباره ها و سیلوها سازه های ذخیره سازی هستند که معمولاً به منظور انبار کردن ذغال ، سیمان ، غلات ، و دیگر مواد دانه ای به کار می روند . انباره ها و سیلوهای بتنی مسلح ، به دلیل سهولت تعمیر و نگهداری و کیفیت معماری برتری که در مقایسه با سازه های ذخیره سازی فولادی دارند ، تقریباً توانسته اند جایگزین آنها بشوند . امروزه کارخانه های سیمان ، به منظور ذخیره سیمان تولید شده ، همواره متقاضی سیلوهای منفرد یا کندوئی هستند . ابداع روش بتن ریزی با اسفاده از قالبهای لغزان در سازه های بلند استوانه ای از جنس بتن مسلح سبب تسریع در ساخت این گونه سیلوها شده است .

۲- تفاوت انباره و سیلو

الف) انباره ها

چنان که در شکل ۱ نشان داده شده ، انباره ها سازه های کم ارتفاعی هستند که در آنها سطح لغزش ماده ذخیره شده ، سطح افقی فوقانی ماده را قبل از رسیدن به وجوه مقابل سازه قطع می کند . زاویه لغزش $\left(\frac{90 + \phi}{2}\right)$ نسبت به افق است که در آن ϕ

، زاویه قرار ماده است . دیواره های کناری در برابر فشار جانبی مقاومت می کنند و کل بار ماده را کف انباره تحمل می کند . شدت فشار جانبی وارد بر دیواره های انباره از **نظریه رانکین** به دست می آید .

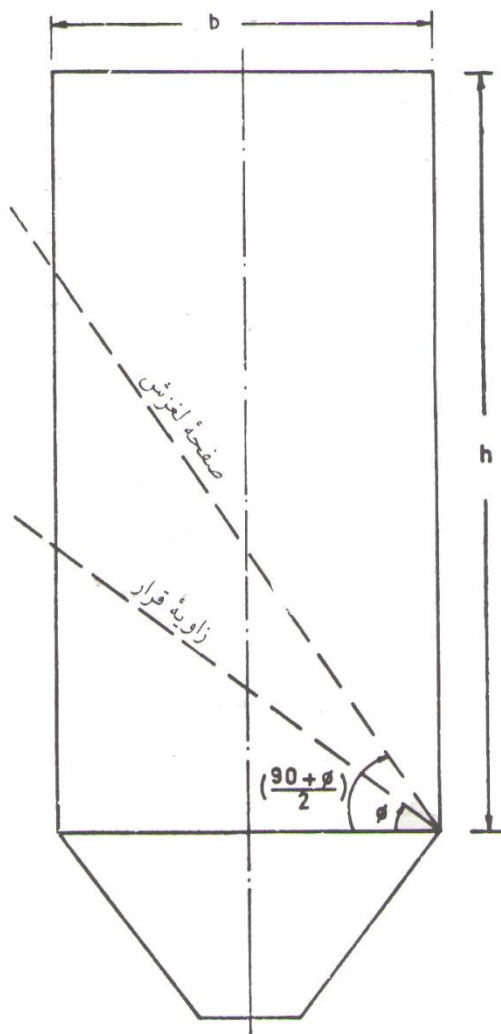


شکل ۱- انباره

(ب) سیلو

در سیلو ، دیوارهای قائم ، در مقایسه با ابعاد جانبی ، بسیار بلندترند و در نتیجه سیلو جزء سازه های بلند به حساب می آید. همچنان که در شکل ۲ نشان داده شده ، به تبع این امر ، سطح لغزش ماده ذخیره شده ، وجوه متقابل سازه را قبل از رسیدن به سطح افقی فوقانی ماده قطع می کند .

به دلیل زیاد بودن نسبت ارتفاع به ابعاد جانبی ، بخش بزرگی از بار را اصطکاک بین مصالح و دیوارها تحمل می کند و تنها بخشی از کل وزن ماده بر روی کف سازه وارد می شود .



شکل ۲- سیلو

اگر $B =$ عرض سازه

$H =$ ارتفاع سازه

$\phi =$ زاویه قرار ماده

باشد ، آن گاه در سازه ای که تحت عنوان سیلو

طبقه بندی می شود ،

$$H > B \tan\left(\frac{90 + \phi}{2}\right)$$

$$H > 1.732B$$

و اگر $\phi = 30^\circ$ باشد ،

۳- طراحی انباره های مربعی یا مستطیلی

اجزای سازه ای یک انباره مطابق شکل ۳ است . بخشهای مختلف آن عبارت است از

۱. دیواره های قائم جانبی

۲. کف قیف

۳. تیرهای لبه

۴. ستونها

الف) طراحی دیوارهای قائم جانبی

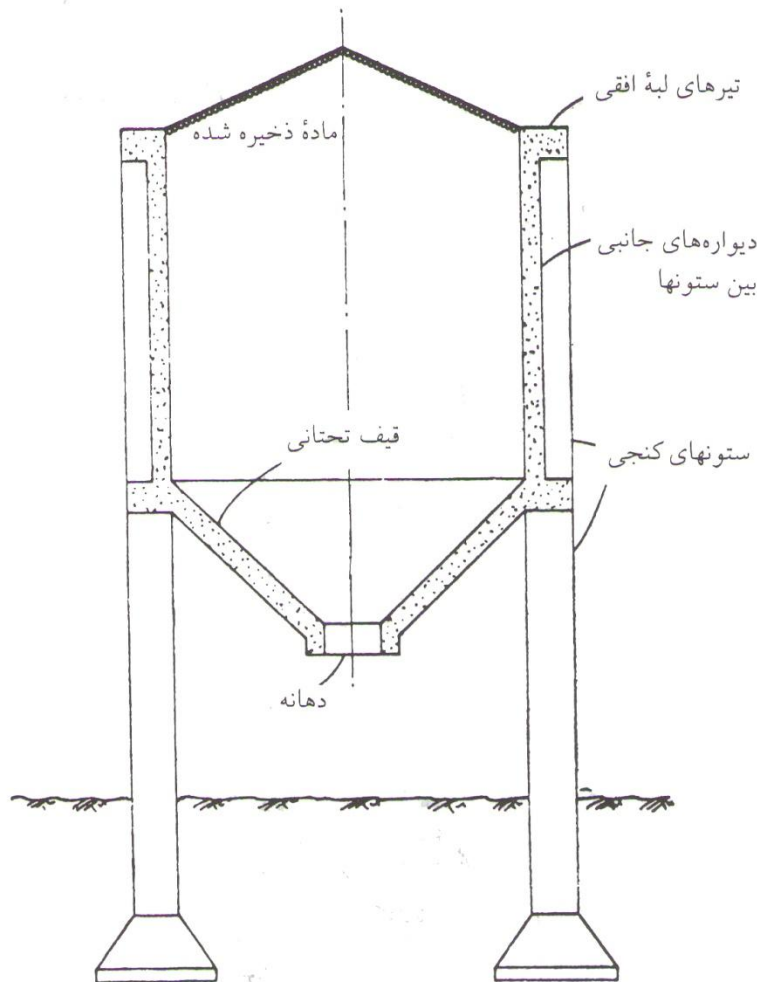
سطح مقطع و نمای یک انباره مستطیلی به طول L ، عرض B و ارتفاع h در شکل ۴ نشان داده شده است . اگر p شدت فشار جانبی در عمق h باشد ، بنابر نظریه رانکین :

$$p_a = w.h.\cos\alpha \left[\frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}} \right]$$

که در آن α = زاویه بار اضافی

ϕ = زاویه قرار

$W = \gamma$ = وزن مخصوص ماده ذخیره شده .
 فشار p در امتدادی موازی با سطح ماده نگهداری
 شده عمل می کند.



$$p = p_a \cos \alpha = \text{مولفه افقی}$$

اگر $\phi = \alpha$ باشد:

$$p_a = wh \cdot \cos \phi$$

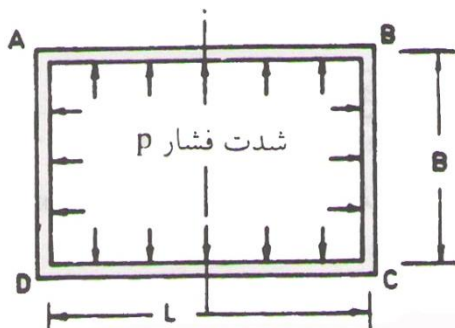
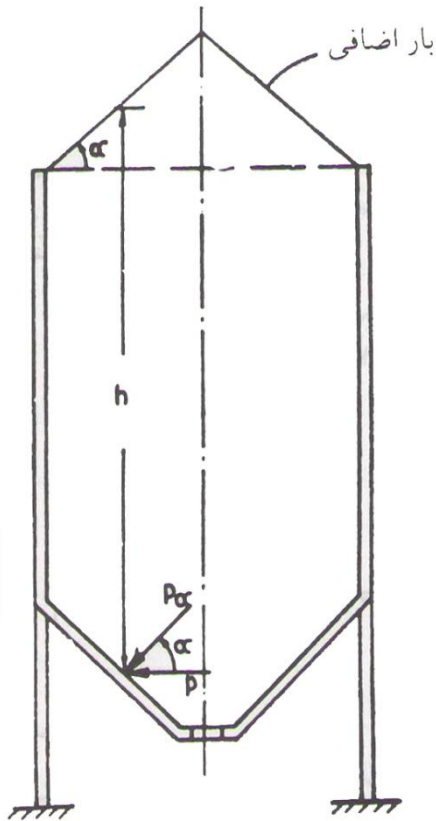
$$p = wh \cdot \cos^2 \phi$$

لنگر های خمشی طراحی در تکیه گاهها و مرکز دیوارها از روابط زیر محاسبه می شوند:

$$M_A = M_B = M_C = M_D = -\frac{P}{12} [L^2 + B^2 - BL]$$

لنگر های خمشی مثبت در وسط AB یا CD از رابطه زیر محاسبه می شود.

$$\left[\frac{PL^2}{8} - \frac{P}{12} (L^2 + B^2 - BL) \right]$$



شکل ۴- شدت فشار بر دیواره های انبار

کشش مستقیم در دیواره های بلند $T = \left(\frac{pB}{2} \right)$

کشش مستقیم در دیواره های کوتاه $T = \left(\frac{pL}{2} \right)$

ضخامت دیوارهای جانبی بر اساس لنگر خمشی و آرماتورهای دیوارها بر اساس لنگر خمشی و کشش مستقیم محاسبه می گردد.

آرماتورهای محاسبه شده از مقادیر حداقل زیر کمتر نبایستی باشد :

حداقل نسبت مساحت آرماتور قائم به مساحت کل مقطع بتنی ρ_l برابر است با:

الف- $\rho_l \geq 0.0012$ برای آرماتورهای آجدار $\phi 16$ و کوچکتر با تنش تسلیم 400 Mpa و بیشتر

ب- $\rho_l \geq 0.0015$ برای سایر آرماتورهای آجدار

پ- $\rho_l \geq 0.0012$ برای آرماتورهای جوش شده از سیم (ساده یا آجدار) با آرماتورهای $\phi 16$ و کوچکتر

حداقل نسبت مساحت آرماتور افقی به مساحت کل مقطع بتنی ρ_t برابر است با:
الف- $\rho_t \geq 0.002$ برای آرماتورهای آردار $\Phi 16$ و کوچکتر با تنش تسلیم
400 Mpa و بیشتر

ب- $\rho_t \geq 0.0025$ برای سایر آرماتورهای آردار

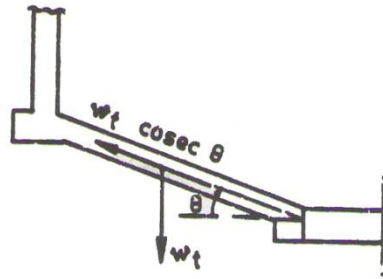
پ- $\rho_t \geq 0.002$ برای آرماتورهای جوش شده از سیم (ساده یا آردار) $\Phi 16$ و
کوچکتر

به منظور ایجاد انسجام بیشتر و امکان اتصال در محل تکیه گاههای بار بر، در بالا و
پائین دیوارهای قائم از تیرهای لبه با مقطع حدود 30×30 سانتیمتر استفاده می شود.

ب) طراحی قیف تحتانی

قیف تحتانی را که یک دال شیبدار است ، برای مقاومت در برابر کشش مستقیم ناشی
از وزن مواد و وزن خود آن طراحی می کنیم .

با توجه به شکل ۵ (الف و ب) ، اگر W_t برابر وزن مواد ، قیف تحتانی و غیره باشد



(الف) کشش مستقیم دال شیبدار

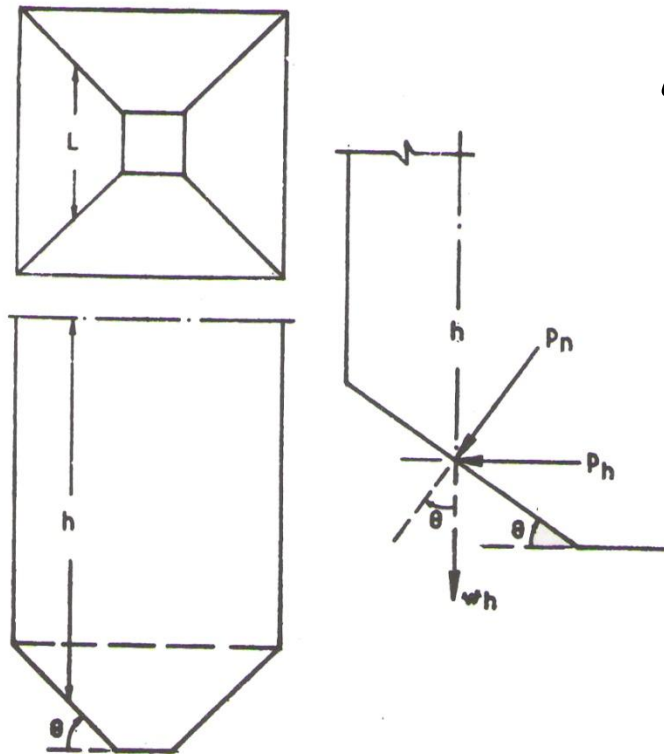
$$\text{کشش مستقیم} = W_t . \cos ec \theta$$

θ = زاویه دال شیبدار قیف با افق

W = وزن مخصوص ماده ذخیره شده

h = ارتفاع میانگین در وسط شیب

L = دهانه موثر در وسط شیب



شدت فشار وارد بر سطح شیبدار در عمق h برابر خواهد شد با :

$$p_n = w.h.\cos^2 \theta + p_h.\sin^2 \theta$$

$$p_h = w.h.\cos^2 \phi$$

$$p_n = w.h[\cos^2 \theta + \cos^2 \phi.\sin^2 \theta]$$

اگر وزن واحد طول دال w_d باشد ، مولفه عمودی وزن $w_d.\cos^2 \theta$ خواهد بود:

$$p = p_n + w_d.\cos^2 \theta = \text{کل فشار عمودی}$$

$$\begin{aligned} \text{لنگر خمشی ماکزیمم منفی در تکیه گاهها} &= \left(\frac{pL^2}{12} \right) \\ \text{لنگر خمشی مثبت در وسط دهانه} &= \left(\frac{pL^2}{24} \right) \end{aligned}$$

۴- طراحی انباره های دایره ای

در انباره های دایره ای ، دیواره های قائم تحت کشش حلقوی اند .

اگر D قطر انباره و p_h مولفه افقی فشار در عمق h از راس باشد ، آن گاه کشش حلقوی برابر $p_h \cdot D \cdot 0.5$ می باشد.

فولاد گذاری دیوارها را برای مقاومت در برابر کشش حلقوی طراحی می کنند .

با توجه به ملاحظات اجرایی ، حداقل ضخامت 120mm برای دیوارهای قائم توصیه

می شود . فولاد گذاری حداقل نیز در امتداد قائم در نظر گرفته می شود .

قیف تحتانی را برای کشش مستقیم و کشش حلقوی ناشی از فشار عمودی وارد بر دال

شیبدار طراحی می کنند .

ستونهای انباره را برای مقاومت در برابر فشار و خمش ناشی از بارهای قائم مثل وزن مواد ذخیره شده و وزن خود اعضاء و بارهای افقی نظیر بارهای باد ویا زلزله طراحی می کنند .

- مثال طراحی

دیوارهای جانبی و قیف تحتانی انباره ای با مقطع مربع را به منظور ذخیره ۴۵ تن سیمان طراحی کنید . وزن مخصوص سیمان 13kN/m^3 و زاویه قرار ماده 30 درجه است . از بتن C20 و فولاد با $F_y=400\text{ Mpa}$ استفاده کنید . جزئیات فولاد گذاری انباره را نیز رسم کنید .

$$\frac{45 \times 9.81}{13} = 33.95 \quad m^2$$

حجم لازم برای انباره

انباره ای به ابعاد $3\text{m} \times 3\text{m}$ و به ارتفاع 3.2 متر که ارتفاع قیف تحتانی آن مطابق شکل ۱/۲ متر باشد ، در نظر بگیرید .

ظرفیت حجمی انباره به صورت زیر خواهد بود:

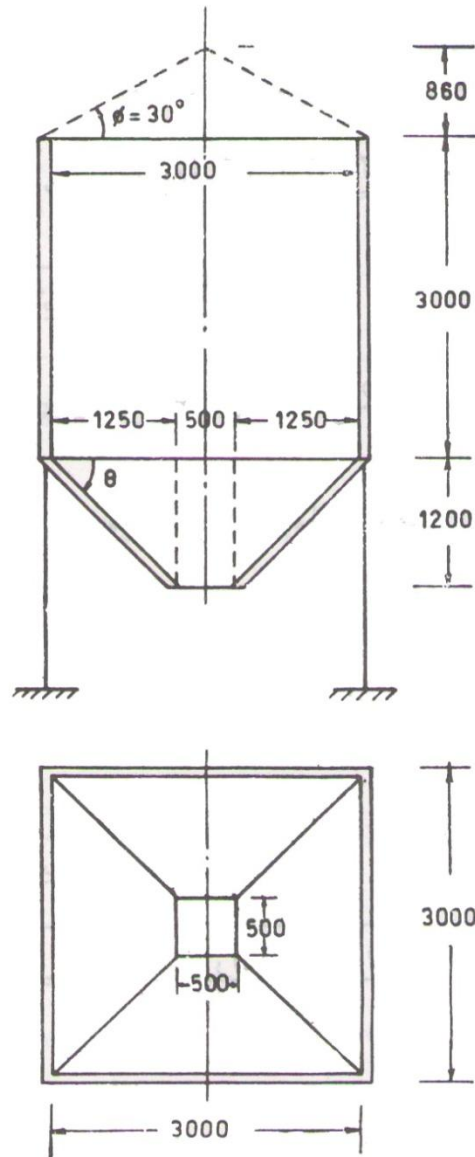
$$\text{حجم بار اضافی} = 3 \times 3 \times \frac{1}{3} \times 0.86 = 2.58 \quad m^3$$

$$\text{حجم قسمت مکعبی} = 3 \times 3 \times 3.2 = 28.8 \quad m^3$$

$$\theta = 43.83 \Rightarrow$$

$$\text{حجم قیف تحتانی} = 3^2 \times \frac{1}{3} \times 1.5 \times \tan 43.83 - 0.5^2 \times \frac{1}{3} \times (\tan 43.83 - 1.2) = 4.3 \quad m^3$$

$$\text{حجم کل} = 2.58 + 28.8 + 4.3 = 35.68 \quad m^3$$



-طراحی دیوارهای جانبی بروش حالت حدی نهائی

فشار افقی

$$p_u = wh \cdot \cos^2 \phi = 1.5 \times 13 \times 3.2 \times \cos^2 30 = 46.8 \quad \text{kn} / \text{m}^2$$

اگر ضخامت دیوارها 20 cm در نظر گرفته شود، دهانه موثر برابر 3.2 m خواهد شد.
لنگر خمشی ماکزیمم در گوشه ها (کشش در داخل) برابر خواهد شد با:

$$M_u = \left(\frac{p_u L^2}{12} \right) = \frac{46.8 \times 3.2^2}{12} = 39.93 \quad \text{kn.m}$$

کشش مستقیم در دیوار برابر خواهد شد با:

$$T_u = \frac{46.8 \times 3}{2} = 70.2 \quad \text{kn.m}$$

اگر پوشش بتنی میلگردها 4 cm در نظر گرفته شود، عمق موثر مقطع $d = 16 \text{ cm}$ خواهد بود و لنگر خمشی خالص نهائی مقطع برابر خواهد شد:

$$(M_u - T_u . x) = 39.93 - 70.2 \times 0.06 = 35.72 \quad kn.m$$

$$35.72 \times 10^6 = \rho \times 1000 \times 160^2 \times 0.85 \times 400 \left(1 - \rho \times \frac{0.85 \times 400}{2 \times 0.82 \times 0.65 \times 20} \right)$$

$$3885.96 \rho^2 - 243.673 \rho + 1 = 0 \Rightarrow \rho = 0.00441$$

$$A_{sm.} = 0.00441 \times 1000 \times 160 = 705.6 \quad mm^2 / m$$

$$A_{st.} = \frac{70.2 \times 1000}{0.85 \times 400} = 206.47 \quad mm^2 / m$$

$$A_{sreq.} = 705.6 + \frac{206.47}{2} = 808.8 \quad mm^2 / m > A_{smin} =$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.002 \times 1000 \times 200 = 200 \quad mm^2 / m$$

$$use : \Phi 12 \Rightarrow 808.8 = 113 \times \frac{1000}{S} \Rightarrow S = 139.7 \quad mm$$

$$257 \Rightarrow use : S = 140 \quad mm$$

$$A_{sprov.} = 113 \times \frac{1000}{140} = 807.14 \text{ mm}^2 / m \Rightarrow \rho_{prov.} = \frac{807.14}{1000 \times 160} = 0.005$$

$$\rho_b = 0.82 \times 0.92 \times \frac{0.65 \times 20}{0.85 \times 400} \times \frac{700}{700 + 400} = 0.0183$$

$$\rho_{\max} = \min[\rho_b = 0.0183, 0.04] = 0.0183$$

$$\rho_{prov.} = 0.005 < \rho_{\max} = 0.0183 \quad ok.$$

آرماتورهای افقی در گوشه ها در قسمت داخلی دیواره ها:

$$\Phi 12 @ 14 \text{ cm } C / C$$

آرماتورهای افقی در گوشه ها در قسمت بیرونی دیواره ها:

$$A_s = \frac{206.47}{2} = 103.24 < A_{s \min} = 200 \text{ mm}^2 / m \Rightarrow$$

$$use: \Phi 10 \Rightarrow 200 = 78.5 \times \frac{1000}{S} \Rightarrow S = 392.5 \text{ mm} > S_{\max} = 350 \text{ mm}$$

$\Phi 10 @ 35 \quad cm \ C / C$

لنگر خمشی مثبت دهانه (کشش در بیرون) برابر است با:

$$M_u = \left(\frac{p_u L^2}{24} \right) = \frac{46.8 \times 3.2^2}{24} = 19.97 \quad kn.m$$

$$(M_u - T_u . x) = 19.97 - 70.2 \times 0.06 = 15.76 \quad kn.m$$

$$15.76 \times 10^6 = \rho \times 1000 \times 160^2 \times 0.85 \times 400 \left(1 - \rho \times \frac{0.85 \times 400}{2 \times 0.82 \times 0.65 \times 20} \right)$$

$$8807.53 \rho^2 - 552.284 \rho + 1 = 0 \Rightarrow \rho = 0.00187$$

$$A_{sm.} = 0.00187 \times 1000 \times 160 = 299.2 \quad mm^2 / m$$

$$A_{st.} = \frac{206.47}{2} = 103.24 \quad mm^2 \Rightarrow A_s = 299.2 + 103.24 = 402.44 \quad mm^2 / m$$

$$> A_{s \min} = 200 \quad mm^2 / m$$

$$use : \Phi 12 \Rightarrow 402.44 = 113 \times \frac{1000}{S} \Rightarrow S = 280.8 \quad mm \Rightarrow 259$$

آرماتورهای افقی در وسط دیواره ها در قسمت بیرونی :

$$use : S = 280 \text{ mm} < S_{\max} = \min [3h = 600 \text{ mm} , 350 \text{ mm}] = 350 \text{ mm}$$

$$use : \Phi 12 @ 28 \text{ cm } C / C$$

آرماتورهای افقی در وسط دیواره ها در قسمت داخلی :

$$A_s = \frac{206.47}{2} = 103.24 \text{ mm}^2 / m < A_{s \min} = 200 \text{ mm}^2 / m$$

$$use : \Phi 10 \Rightarrow 200 = 78.5 \times \frac{1000}{S} \Rightarrow S = 392.5 > S_{\max} = 350 \text{ mm} \Rightarrow$$

$$use : \Phi 10 @ 35 \text{ cm } C / C$$

آرماتورهای حداقل قائم برابر است با:

$$A_{s \min . v .} = 0.0012 \times 1000 \times 200 = 240 \quad mm^2 / m$$

$$use : \Phi 10 \Rightarrow \frac{1}{2} \times 240 = 78.5 \times \frac{1000}{S} \Rightarrow S = 654.16 \quad mm > S_{\max} = 350 \quad mm$$

$$\Rightarrow use : S = 350 \quad mm$$

-طراحی قیف تحتانی:

$$35.68 \times 13 = 463.84 \quad kn \quad \text{وزن سیمان:}$$

وزن قیف شیبدار به ضخامت ۲۰ سانتیمتر:

$$\left(\frac{3+0.5}{2} \right) \times \sqrt{1.25^2 + 1.2^2} \times 0.2 \times 4 \times 25 = 60.65 \quad kn$$

$$\frac{1}{4} \times (463.84 + 60.65) = 131.12 \quad kn \quad \text{وزن کل وارد بر هر دیوار شیبدار قیف:}$$

کشش مستقیم در دیوارهای شیبدار قیف برابر خواهد شد با:

$$w_t \cdot \cos ec \theta = 1.25 \times 131.12 \times \cos ec 43.83 = 236.7 \quad kn$$

کشش مستقیم در دیوارهای شیبدار در عرض واحد برابر خواهد شد با:

$$\frac{236.7}{3} = 78.9 \quad kn$$

آرماتورهای لازم برای کشش مستقیم در عرض واحد (در امتداد شیب در دو لایه بالا و پائین):

$$A_{sreq.} = \frac{78.9 \times 1000}{0.85 \times 400} = 232 \quad mm^2 / m < A_{smin} = 400 \quad mm^2 / m$$

$$use : \Phi 10 \Rightarrow \frac{1}{2} \times 400 = 78.5 \times \frac{1000}{S} \Rightarrow S = 392 > S_{max} = 350 \quad mm$$

$$\Rightarrow use : S = 350 \quad mm \Rightarrow use : \Phi 10 @ 35 \text{ cm } C / C$$

مولفه عمودی فشار ناشی از وزن سیمان:

$$p_n = w.h \left[\cos^2 \theta + \cos^2 \phi . \sin^2 \theta \right]$$

$$w = 13 \text{ kn} / m^3$$

$$h = 3.2 + 0.5 \times 0.86 + 0.5 \times 1.2 = 4.23 \text{ m}$$

$$\theta = 43.83$$

$$\phi = 30$$

$$\begin{aligned} p_n &= 1.5 \times 13 \times 4.23 \left(\cos^2 43.83 + \cos^2 30 \times \sin^2 43.83 \right) = \\ &= 72.6 \text{ kn} / m^2 \end{aligned}$$

مولفه عمودی ناشی از وزن دال شیبدار:

$$w_d . \cos \theta = 1.25 \times 0.2 \times 25 \times \cos 43.83 = 4.51 \text{ kn} / m^2$$

کل فشار عمودی:

$$p_u = p_n + w_d \cdot \cos \theta = 72.6 + 4.51 = 77.11 \text{ kn/m}^2$$

دهانه موثر متوسط:

$$L = \frac{3 + 0.5}{2} + 0.2 = 1.95 \text{ m}$$

لنگر خمشی حداکثر در محل اتصال دال شیبدار (کشش در داخل):

$$M_u = \frac{p_u L^2}{12} = \frac{77.11 \times 1.95^2}{12} = 24.43 \text{ kn.m/m}$$

$$24.43 \times 10^6 = \rho \times 1000 \times 160^2 \times 0.85 \times 400 \left(1 - \rho \times \frac{0.85 \times 400}{2 \times 0.82 \times 0.65 \times 20} \right)$$

$$5681.88 \rho^2 - 356.28 \rho + 1 = 0 \Rightarrow \rho = 0.00294$$

$$A_{sm.} = 0.00294 \times 1000 \times 160 = 470.4 \text{ mm}^2 / \text{m} > A_{s \min} =$$

$$= \frac{1}{2} \times 400 = 200 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$use: \Phi 10 \Rightarrow 470.4 = 78.5 \times \frac{1000}{S} \Rightarrow S = 166.87 \text{ mm} \Rightarrow$$

$$use: S = 160 \text{ mm} < S_{\max} = \min[3h = 600 \text{ mm}, 350 \text{ mm}] = 350 \text{ mm}$$

آرماتورهای عمود بر امتداد شیب در گوشه ها در داخل و بیرون:

$$use: \Phi 10 @ 20 \text{ cm } C / C$$

لنگر خمشی حداکثر در وسط دهانه شیبدار (کشش در بیرون):

$$M_u = \frac{p_u L^2}{24} = \frac{77.11 \times 1.95^2}{24} = 12.22 \text{ kn.m / m}$$

$$12.22 \times 10^6 = \rho \times 1000 \times 160^2 \times 0.85 \times 400 \left(1 - \rho \times \frac{0.85 \times 400}{2 \times 0.82 \times 0.65 \times 20} \right)$$

$$11358.85 \rho^2 - 712.37 \rho + 1 = 0 \Rightarrow \rho = 0.00143$$

$$A_{sm.} = 0.00143 \times 1000 \times 160 = 228.8 \text{ mm}^2 / m > A_{s \min} =$$

$$= \frac{1}{2} \times 400 = 200 \text{ mm}^2 / m$$

$$use: \Phi 10 \Rightarrow 228.8 = 78.5 \times \frac{1000}{S} \Rightarrow S = 343 \text{ mm} \Rightarrow$$

$$use: S = 340 \text{ mm} < S_{\max} = \min[3h = 600 \text{ mm}, 350 \text{ mm}] = 350 \text{ mm}$$

آرماتورهای عمود بر امتداد شیب قیف در وسط در داخل و بیرون:

$$use: \Phi 10 @ 35 \text{ cm } C / C$$

در بالای انباره و در محل اتصال دیواره با قیف شیبدار و در پایین قیف تیر به عرض ۳۰ سانتیمتر و ارتفاع ۳۰ سانتیمتر جهت انسجام بهتر قسمتهای مختلف و اتصال مناسب قرار داده می شود. آرماتورهای این تیرها بصورت زیر خواهد بود:

$$4\Phi 12 \text{ Long.Bars}$$

$$\Phi 8 @ 20 \text{ cm } c / c \text{ stirrups}$$

۵- طراحی انباره های کندوئی

انباره های کندوئی بیش از یک خانه دارند و خانه ها از داخل با هم مرتبط اند و یک رشته سلول را به وجود می آورند . مقطع این سلولها عموماً مربع یا مستطیل است و نسبت طول جانبی دیوارهای آنها به ارتفاع انباره متفاوت است . لنگرهایی که در طراحی در نظر گرفته می شوند ، متأثر از نسبت طول جانبی به ارتفاع ، و نیز الگوی بار گذاری سلولها هستند .

به منظور به دست آوردن لنگر های مثبت و منفی طرح در دیوارهای جانبی یک رشته انباره سه خانه ، معمولاً در حالت زیر را در نظر می گیرند .

حالت الف) انباره کندویی با دیوارهای جانبی مرتفع

هنگامی که ابعاد جانبی انباره کمتر از 0.75 برابر ارتفاع آن باشد ، دالها در امتداد افقی کار می کنند و در محل تقاطع دیوارهای جانبی با دیوارهای جدا کننده میانی ، لنگر ایجاد می شود . جهت متعارف لنگرهایی که در انباره کندویی به وجود می آیند ، در شکل ۱۰ نشان داده شده است . حداکثر لنگرهای ایجاد شده در هر یک از دیوارها را می توان با تحلیل بدست آورد .

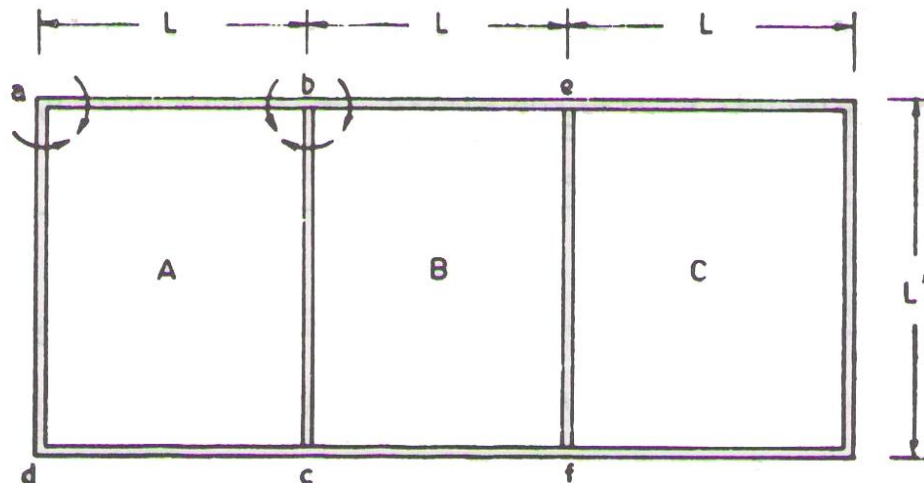
در یک انباره سه خانه ای ، مشابه انباره شکل ۷ ، می توان از ضرایب لنگری که در جدول ۱ گردآوری شده اند استفاده کرد .

$$M = \text{ضریب} \times PL^2$$

P = حداکثر فشار وارد بر کف انباره که از وزن ماده ذخیره شده ناشی می شود .

$$R = \text{نسبت بعد کوتاهتر به بعد بلندتر} \left(\frac{L'}{L} \right)$$

وقتی لنگر باعث کششی در وجه داخلی دیوارها بشود آن را مثبت در نظر می گیرند .
این جدول ، لنگرهای تکیه گاهی ناشی از بارگذاری هر یک از انباره ها را نشان می دهد.
لنگرهای حداکثر دهانه ها از تفاضل $\left(\frac{PL^2}{8} \right)$ و لنگرهای تکیه گاهی بدست می آیند .



شکل ۷- انباره کندوئی سه خانه

جدول ۱- ضرایب لنگر برای انباره کندوئی با دیوارهای جانبی مرتفع

لنگر	بار گذاری - A	بار گذاری - B	بار گذاری - C
$M_{ab}=M_{ad}$	$0.0362+0.470 R^2$	$0.0076 (R^2-1)$	-
M_{ba}	$0.0695 +0.0138 R^2$	$-0.038(R^2-1)$	$0.0089(R^2-1)$
M_{bc}	$0.025+0.0585 R^2$	$-(0.0228+0.0605R^2)$	$0.00535(R^2-1)$
M_{be}	$0.445 (R^2-1)$	$0.0606+0.0227R^2$	$+0.0143(R^2-1)$

حالت ب) انباره کندویی با دیوارهای جانبی کوتاه

هنگامی که دیوارهای جانبی کوتاه اند رفتار دالها در جهتهای عمودی و افقی به صورت دو طرفه است . ضرایب لنگر تقریبی که در عمل می توان از آنها استفاده کرد ، در جدول ۲ آمده است .

استفاده از ضرایب مزبور ، منوط به تحقق شرایط زیر است .

الف (پلان انباره تقریبا مربع باشد .

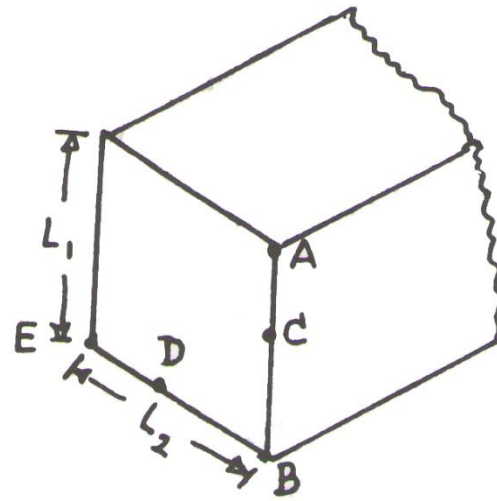
ب) بعد جانبی بیش از ۰/۷۵ و کمتر از ۱/۲۵ برابر ارتفاع باشد .

ج) انباره ممکن است یک انباره منفرد و یا جزئی از یک انباره کندویی باشد .

د) در انباره های کندویی باید تمام دیوارها و دالهای فوقانی و تحتانی هر دو وجه برای مقاومت در برابر لنگرهای مثبت و منفی تقویت شوند.

جدول ۲ ضرایب لنگر برای انباره های کندویی (با دیوارهای جانبی کوتاه)

مکان لنگر	$L_2/L_1=1.25$	$L_2/L_1=1.2$	$L_2/L_1=0.75$
دهانه عمودی - L_1			
سر بالایی - A	1.30	1.45	1.90
سر پایینی - B	1.20	1.30	1.60
وسط دهانه - C	1.40	1.60	1.120
دهانه افقی - L_2			
سرهای - E	1.80	1.45	1.30
وسط دهانه - D	1.160	1.90	1.60



۶- طرح سیلوها

در مخازن ذخیره سازی بلند (سیلوها) تمام وزن ماده ذخیره شده به کف سیلو وارد نمی شود. بلکه بخشی از آن را اصطکاک بین ماده و دیوارهای جانبی سیلو تحمل می کند که باعث کاهش فشار جانبی می شود. لذا نمی توان از نظریه رانکین برای تعیین مقدار فشار استفاده کرد. وزن قائمی که دیوارها تحمل می کنند، باعث ایجاد فشار مستقیم در آنها می شود. اگر بین ماده و سطح دیوار سیلو اصطکاک وجود داشته باشد، می توان از نظریه های ((ه - جنسن)) و ((و.ایری)) برای تعیین شدت فشار در سیلو استفاده کرد.

الف) نظریه جنسن(jannsen)

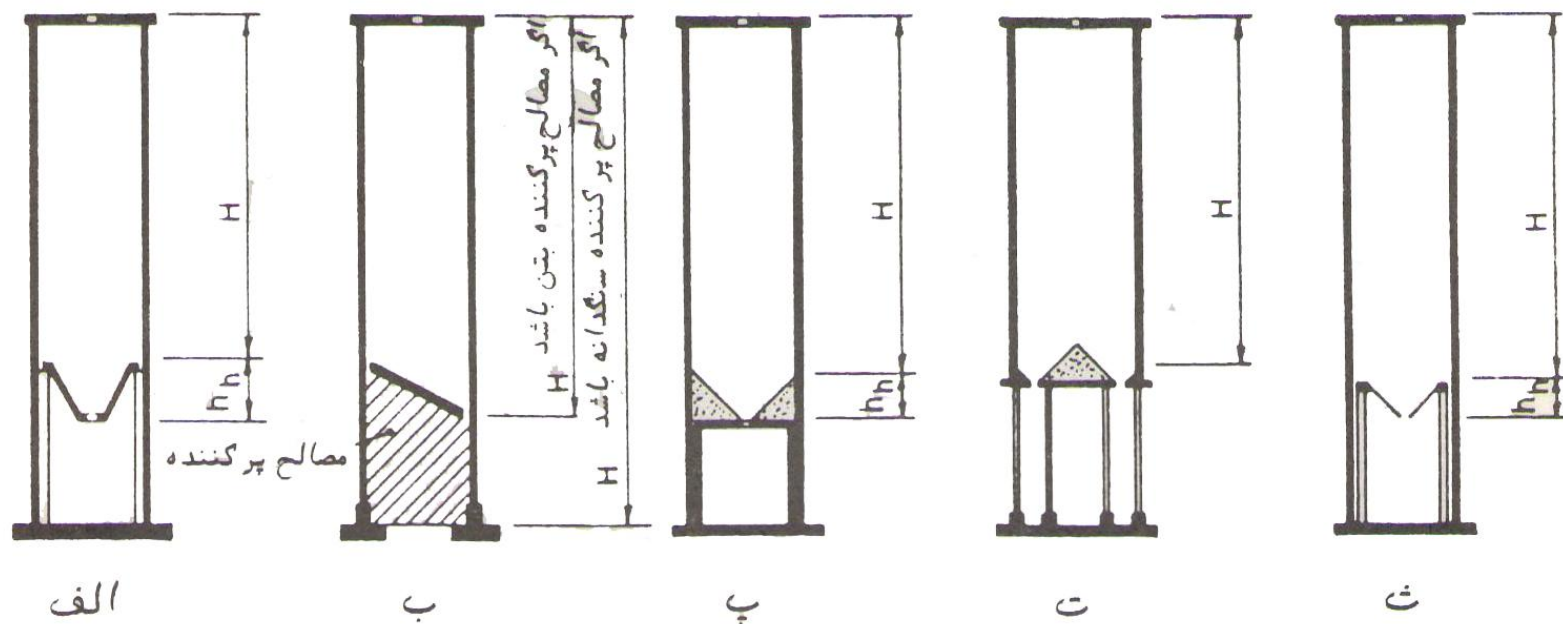
در نظریه جنسن برای طراحی سیلوها فرضهای زیر اختیار شده است:

۱. بافت ماده یکنواخت است.

۲. ماده زاویه قرار معینی دارد.

۳. ضریب اصطکاک بین ماده و دیوارهای جانبی مقدار ثابتی است.

نمادهای به کار رفته در تحلیل سیلوها با استفاده از نظریه جنسن به شرح زیر است:



الف : سیلو روی شالوده^۱ یکپارچه (رادیه) . قیف کف سیلو بطور مستقل روی پایه‌هایی قرار دارد که این پایه‌ها به جداره^۲ سیلو متصل هستند .

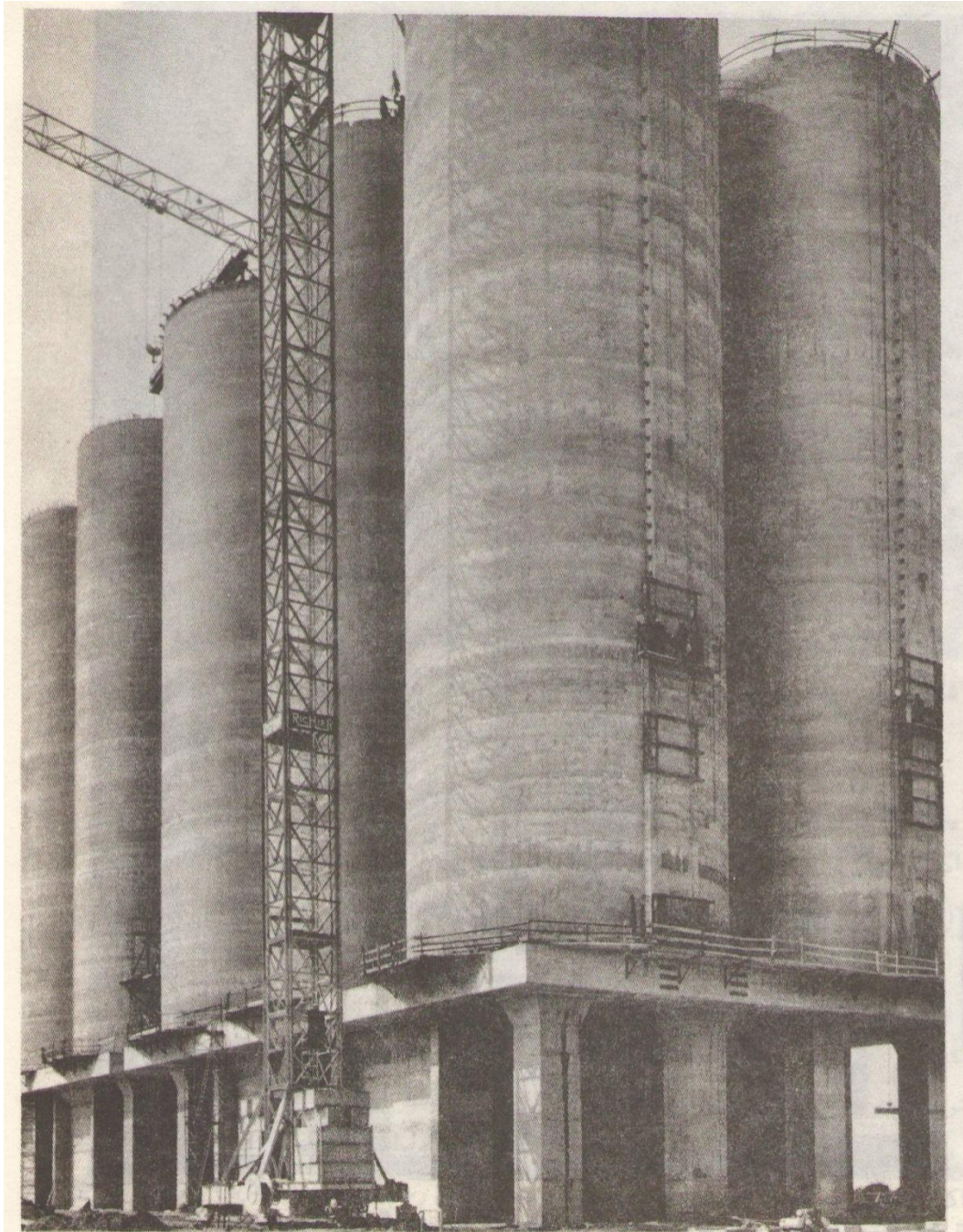
ب : سیلو روی شالوده^۱ نواری . کف سیلو مستقل بوده و روی مصالح پرکننده متکی است .

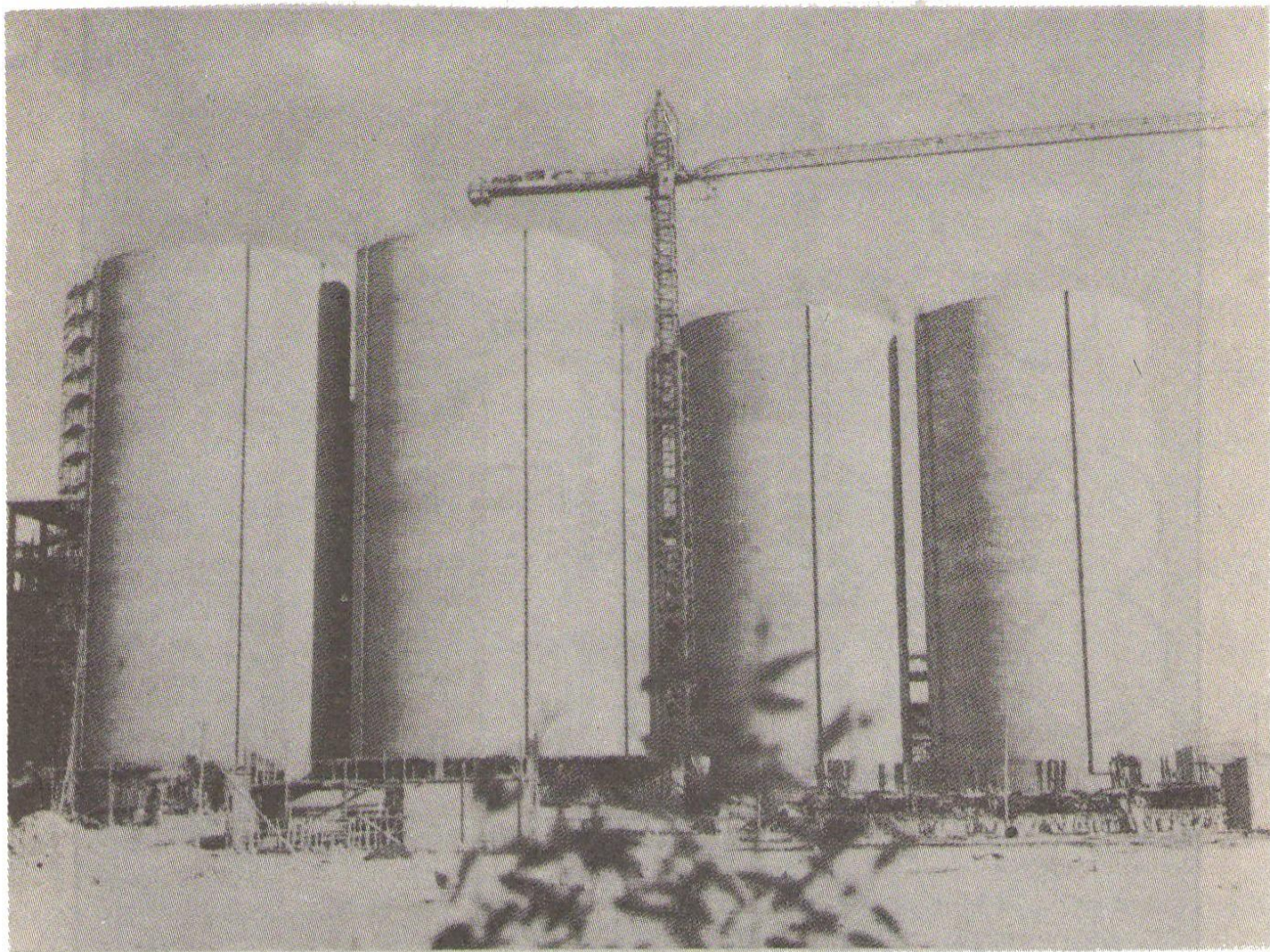
پ : سیلو با کف تخت متکی بر جداره^۲ سیلو با ضخامت افزایش یافته . قیف انتهایی توسط مصالح پرکننده ایجاد شده است

ت : سیلو با بازشوهای متعدد و کف تخت متکی بر ستون و قیف ایجاد شده بوسیله^۳ مصالح پرکننده و شالوده^۱ یکپارچه (رادیه)

ث : سیلو با شالوده^۱ یکپارچه با کف قیفی متکی بر تیر حلقوی که این تیر نیز به نوبه^۴

خود متکی بر ستونهای مستقل می‌باشد





p_v = شدت فشار قائم در عمق h از بالای سیلو

p_h = شدت فشار افقی در عمق h از بالای سیلو

r = شعاع سیلو ،

μ' = ضریب اصطکاک بین دیوار سیلو و ماده

R = شعاع هیدرولیکی میانگین $R = \frac{r}{2} = \frac{\pi r^2}{2\pi r}$

k = نسبت $k = \frac{p_h}{p_v}$

w = وزن مخصوص ماده ، kn/m^3

$y=h$ = متغیر ارتفاع از بالای سیلو یا از مرکز هندسی مخلوط ریزشی

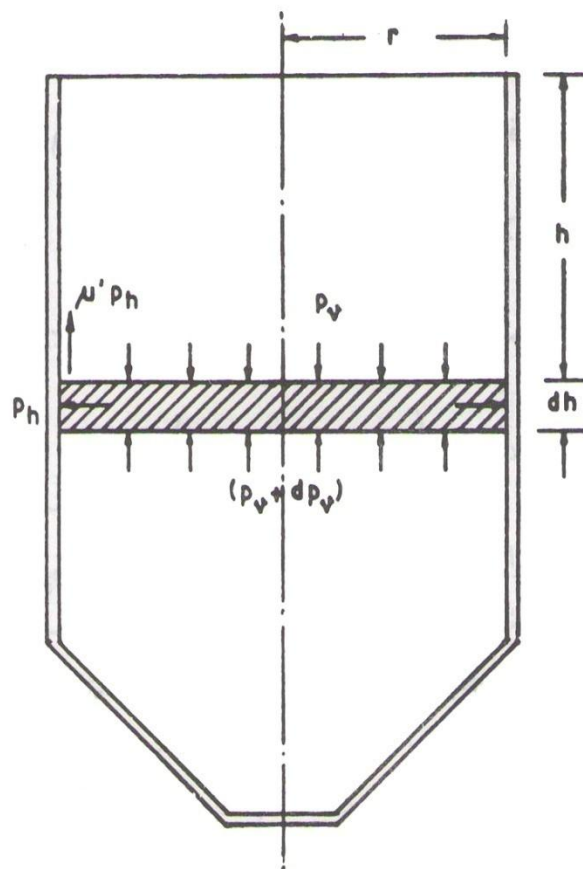
با توجه به شکل ۸، و در نظر گرفتن تعادل نیروهای قائم در صفحه مدور ، داریم

$$\pi r^2 .dh.w = \pi r^2 .dp_v + \mu' p_h .2 \pi r .dh$$

با تقسیم این رابطه بر πr و قرار دادن $p_h = k p_v$ و مرتب کردن جمله ها نتیجه می

شود:

$$dh = \left(\frac{r}{wr - 2\mu'kp_v} \right) dp_v$$



بعد از انتگرال گیری از رابطه ۱ :

$$h = -\frac{r}{2\mu'k} \ln(wr - 2\mu'kp_v) + C_1$$

$$h = 0 \Rightarrow p_v = 0 \Rightarrow C_1 = \left(\frac{r}{2\mu'k} \cdot \ln wr \right)$$

$$h = -\frac{r}{2\mu'k} \ln(wr - 2\mu'kp_v) + \frac{r}{2\mu'k} \ln wr = -\frac{r}{2\mu'k} \times \ln \left(\frac{wr - 2\mu'kp_v}{wr} \right)$$

$$-\frac{2\mu'kh}{r} = \ln \left(\frac{wr - 2\mu'kp_v}{wr} \right) \Rightarrow e^{\left(-\frac{2\mu'kh}{r} \right)} = \left(1 - \frac{2\mu'kp_v}{wr} \right)$$

$$\left(\frac{2\mu'kp_v}{wr} \right) = 1 - e^{\left(-\frac{2\mu'kh}{r} \right)} \Rightarrow p_v = \frac{wr}{2\mu'k} \left(1 - e^{\left(-\frac{2\mu'kh}{r} \right)} \right)$$

$$R = \frac{r}{2}$$

$$p_v = \frac{wR}{\mu'k} \left(1 - e^{\left(-\frac{\mu'kh}{R} \right)} \right), \quad p_h = k p_v$$

هرگاه h بزرگ باشد:

$$e^{\left(-\frac{\mu'kh}{R} \right)} = \left[\frac{1}{e^{\left(\frac{\mu'kh}{R} \right)}} \right] \approx 0, \quad p_v = \frac{wR}{k\mu'}, \quad p_h = \frac{wR}{\mu'}$$

برای مقطع دایره به قطر D :

$$R = \frac{r}{2} = \frac{D}{4}$$

برای سیلو با مقطع مربع به ضلع a : $R = \frac{a}{4}$

برای سیلو با مقطع چند ضلعی منظم: $R = \frac{D_e}{4}$ که D_e قطر دایره معادل سطح داخلی سیلو است.

برای سیلو با مقطع مستطیل به عرض a و طول b برای محاسبه فشار در مجاورت ضلع

کوتاه $R = \frac{a}{4}$ و برای محاسبه فشار در مجاورت ضلع بلند $R = \frac{b}{4}$ در نظر گرفته می شود.

دیوارهای قائم برای مقاومت در برابر کشش حلقوی $P_h \cdot r$ و نیز بار قائم وارد بر آنها طراحی می شوند .

بار قائمی که بر اثر اصطکاک بر دیوار وارد می شود $\mu' \cdot P_h =$ بنابراین کل بار قائمی که دیوار در عمق h تحمل می کند برابر است با:

$$\mu' \cdot \int_0^h \frac{wR}{\mu'} \left(1 - e^{\left(-\frac{\mu'kh}{r} \right)} \right) \cdot 2\pi r \cdot dh = w \cdot A \int_0^h \left(1 - e^{\left(-\frac{\mu'kh}{R} \right)} \right) dh =$$

$$= w \cdot A \left[h + \frac{R}{\mu'k} \cdot e^{\left(-\frac{\mu'kh}{R} \right)} \right]_0^h = w \cdot A \left[h - \frac{R}{\mu'k} \left(1 - e^{\left(-\frac{\mu'kh}{R} \right)} \right) \right] =$$

کل بار قائم در عمق h یا y

$$= w \cdot A \cdot h - A \cdot P_v = A(wh - p_v)$$

A سطح مقطع سیلو است.

$$\text{بار کل قائم وارد شده به دیوار} = \frac{A(wh - p_v)}{2\pi r} = \frac{\pi r^2(wh - p_v)}{2\pi r} = R(wh - p_v)$$

در طول یکمتر محیط دیوار

جنسن رابطه فوق را بصورت زیر در نظر می گیرد:

$$\text{بار کل قائم وارد شده به دیوار} = R(wh - 0.8p_v)$$

در طول یکمتر محیط دیوار

فشار در روی سطح مایل:

$$p_n = p_v \cos^2 \theta + p_h \cdot \sin^2 \theta$$

فشار طراحی:

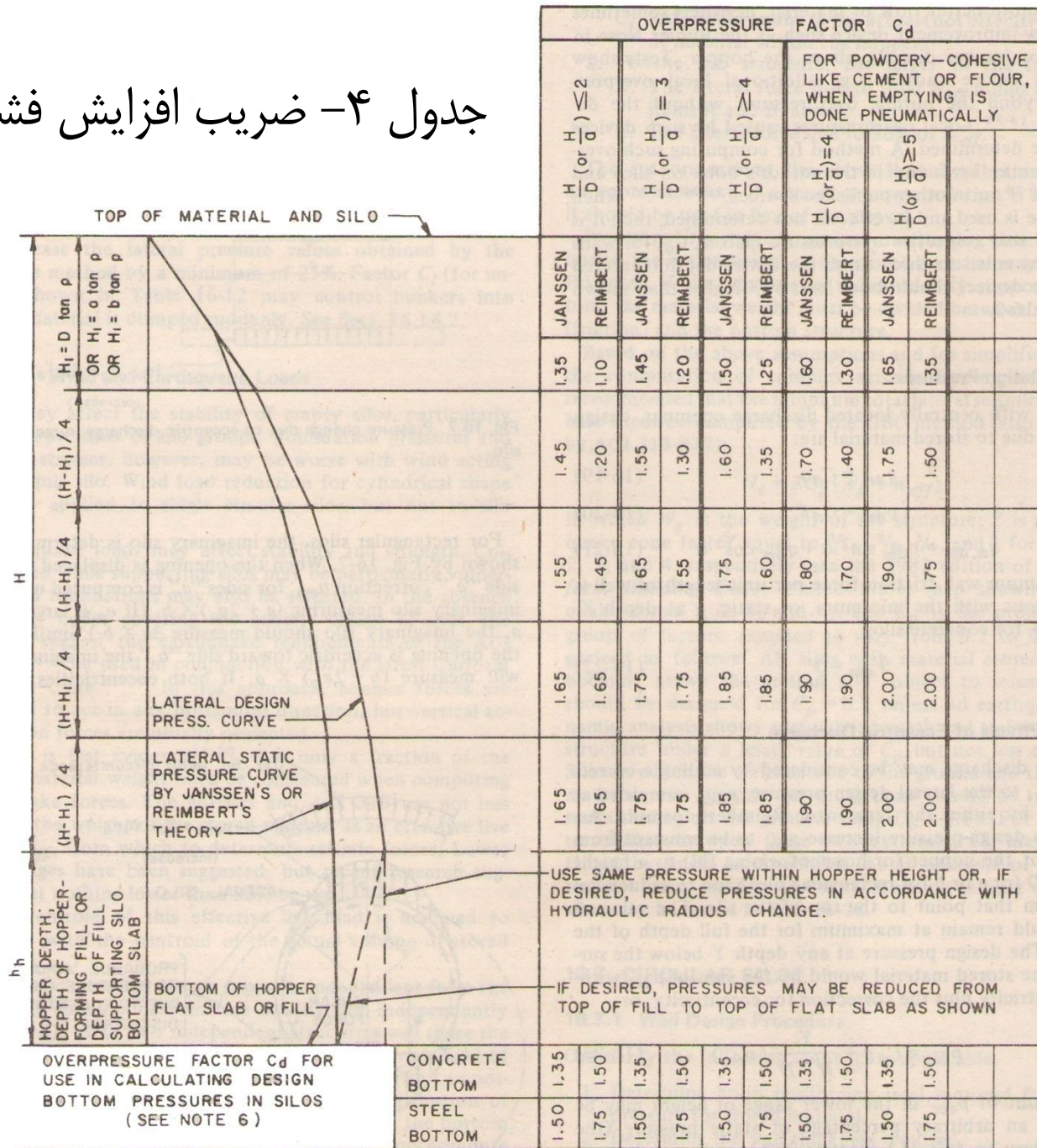
فشار طراحی $p_{n,des}$ و $p_{v,des}$ و $p_{h,des}$ از ضرب فشار محاسبه شده با روابط جنسن در ضریب ضربه C_i و یا ضریب افزایش فشار C_d هر کدام که بزرگتر باشد، محاسبه می شود.

ضرایب C_d و C_i از جداول ۳ و ۴ بدست می آیند.

جدول ۳- ضریب ضربه C_i

نسبت حجم مصالحی که در یک نوبت بارگیری می شود به حجم کل سیلو		1:2	1:3	1:4	1:5	1:6 و کمتر
ضریب ضربه C_i	کف بتنی	1.4	1.3	1.2	1.1	1.0
	کف فولادی	1.75	1.60	1.5	1.35	1.25

جدول ۴- ضریب افزایش فشار C_d



فشار در سیلو های همگن کننده:

سیلو های همگن کننده آنهائی هستند که برای به حرکت در آوردن مصالح ذخیره شده مثل مواد پودری ریز (سیمان یا آرد) از فشار هوا استفاده می شود. در این سیلو ها فشار وارد شده بیشترین دو مقدار زیر خواهد بود:

۱- فشار محاسبه شده از روابط جنسن بدون لحاظ کردن فشار هوا

۲- فشار محاسبه شده طبق رابطه زیر:

$$p_{n,des} = p_{v,des} = p_{h,des} = 0.6w h$$

در واقع رابطه فوق فشار مواد را همانند سیال با وزن مخصوص $0.6w$ در نظر می گیرد.

افزایش فشار به علت برون محوری دهانه تخلیه:

طبق آئین نامه ACI در صورتیکه دریچه تخلیه چسبیده به دیوار سیلو باشد فشار جانبی ۲۵ درصد بیشتر از فشار استاتیک خواهد شد.

$$p_{des} = c_d p + 0.25 p \frac{e}{r} \cdot \frac{h}{H} = c p + 0.25 p \frac{e}{r} \cdot \frac{y}{H}$$

285

P فشار استاتیک و C_d ضریب دینامیکی افزایش می باشد.
H ارتفاع کل سیلو و h عمق سیلو از بالای سیلو می باشد.

-نیروهای ناشی از فشار باد

نیروهای ناشی از فشار باد طبق ضوابط مبحث ۶ محاسبه می گردد ، و نیروهای زلزله و باد هر کدام اثر بیشتری داشته باشد، ملاک طراحی قرار می گیرد.

-نیروهای ناشی از زلزله

بر اساس مبحث ۶ نیروهای ناشی از زلزله با رابطه زیر محاسبه می گردد.

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

A شتاب مبنای طرح طبق مبحث ۶ مقررات ملی
I برای سیلوها برابر ۱ انتخاب می شود.

B ضریب بازتاب سیلو که با توجه به زمان تناوب و نوع خاک از روابط مبحث ۶ محاسبه می شود.

زمان تناوب سیلو با توجه به اینکه رفتار سیلو بصورت پاندول وارونه باشد مثل حالتی که سیلو روی پایه های نسبتاً بلند متکی است و یا رفتار آن بصورت ستون طره ای با جرم و مقطع یکنواخت باشد مثل حالتی که دیوارهای سیلو تا فونداسیون ادامه یابد، از پیوست شماره ۵ مبحث ۶ محاسبه می شود.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{P}{gk}} \quad \text{برای رفتار بصورت پاندول وارونه:}$$

P وزن جسم نوسان کننده و k سختی و g شتاب ثقل می باشد.

$$T = 1.79L^2 \sqrt{\frac{q}{gEI}} \quad \text{برای رفتار بصورت طره با جرم و مقطع یکنواخت:}$$

L طول طره و q وزن واحد طول طره و I ممان اینرسی مقطع طره و E مدول الاستیسیته می باشد.

R ضریب رفتار برای حالتی که رفتار سیلو بصورت پاندول وارونه است برابر ۳ و برای حالتی که رفتار سیلو بصورت ستون طره ای است برابر ۵ می باشد

W کل وزن سیلو و ۸۰ درصد وزن مواد ذخیره شده می باشد.

نیروی برشی پایه محاسبه شده بصورت مثلی در ارتفاع سیلو توزیع می شود.

در سیلوها مخصوصا سیلوهای مدور در اثر نیروهای ناشی از باد یا زلزله (هر کدام که بیشتر باشد) خمش کلی توام با فشار در مقاطع سیلو ایجاد می شود که جهت تحلیل سیلو در این حالت از تئوری خمش مقاطع جدار نازک استفاده می شود.

-حداقل ضخامت جداره سیلوهای مدور

در محاسبه ضخامت جداره سیلو سه عامل موثر است:

الف-تنش کششی در بتن

ب- تنش فشاری در پای دیوار

ج- عرض ترک در بتن

الف- حداقل ضخامت جداره برای سیلوهای مدور از نظر تنش کششی در بتن بصورت رابطه زیر خواهد بود (فرمول PCA):

$$h_{\min} = \frac{PD}{2} \left(\frac{mE_s + f_s - nf_{c,ten}}{f_s f_{c,ten}} \right)$$

m = ضریب جمع شدگی برابر ۰/۰۰۰۳

f_s = تنش کششی مجاز فولاد (بین $0.5 F_y$ تا $0.45 F_y$)

f_{ct} = تنش کششی مجاز بتن تقریباً برابر $0.1 f'_c$

D = قطر میان‌تار سیلو

P = فشار جانبی در حالت استاتیک (بدون اعمال ضرایب افزایش فشار)

n = نسبت مدول الاستیسیته فولاد به بتن

حداقل ضخامت دیوار در سیلوهای مدور و یا با مقطع مربع و یا مستطیل طبق

ACI-313 برابر ۱۵ سانتیمتر می باشد.

– کنترل عرض ترک در سیلوها (ضخامت سیلو از نظر عرض ترک)

آئین نامه ACI-313 عرض ترک در جداره تحت کشش سیلو را با رابطه زیر ارائه می دهد:

$$W_{cr} = W_1 - W_2 + W_3$$

W_{cr} = عرض ترک

W_1 = عرض ترک به علت تاثیر کوتاه مدت فشار جانبی p_{des} (شامل اثرات ضریب افزایش فشار)

W_2 = عرض ترک به علت تاثیر کوتاه مدت فشار جانبی استاتیک p

W_3 = عرض ترک به علت تاثیر بلند مدت فشار جانبی استاتیک p

P = فشار جانبی در حالت استاتیک (بدون اعمال ضرایب افزایش فشار)
برای محاسبه عرض ترک از روابط زیر می توان استفاده نمود:

$$W_1 = \psi_1 \frac{A\beta}{\Sigma_o} \frac{f_{s,tot}}{E_s} \Rightarrow \psi_1 = 1 - 0.7 \frac{0.8Af'_t}{F_{tot}} \geq 0.3$$

$$W_2 = \psi_2 \frac{A\beta}{\Sigma_o} \frac{f_{s,st}}{E_s} \Rightarrow \psi_2 = 1 - 0.7 \frac{0.8Af'_t}{F_{st}} \geq 0.3$$

$$w_3 = \psi_3 \frac{A\beta}{\sum_o} \frac{f_{s,st}}{E_s} \Rightarrow \psi_3 = 1 - 0.35 \frac{0.8 A f'_t}{F_{st}} \geq 0.65$$

$$F_{tot} = p_{des} \frac{D}{2} = p_{h,des} \frac{D}{2}$$

$$F_{st} = p \frac{D}{2} = p_h \frac{D}{2}$$

β = مساوی ۷/۰ برای میلگردهای آجدار

A = سطح مقطع جدار برای عرض واحد

st = اندیس نشان دهنده حالت استاتیک (بدون ضریب افزایش فشار)

tot = اندیس نشان دهنده حالت استاتیک بعلاوه اضافه فشار

$f'_t = 4.5 \sqrt{f'_c} \text{ (psi)} = 1.2 \sqrt{f'_c} \text{ (kg / cm}^2\text{)} = 0.38 \sqrt{f'_c}$ مقاومت کششی بتن

$\sum o$ = مجموع محیط مقطع میلگردهای حلقوی در ارتفاع واحد دیوار

f_s = تنش فولاد

عرض ترک w_{cr} از عرض مجاز ترک بسته به شرایط اقلیمی نباید بیشتر باشد،
عرض مجاز ترک در شرایط اقلیمی متوسط ۰/۲ الی ۰/۲۵ میلیمتر است.

کنترل تنش فشاری پای دیوار (حداقل ضخامت از نظر تنش فشاری پای دیوار):

جداره سیلو در قسمتهای پایین در اثر بارهای ثقیلی تحت تنشهای فشاری زیادی است ، تنش فشاری بتن در اثر بارهای با ضریب نایستگی از مقادیر زیر بیشتر باشد.
الف- اگر کمانش دیوار سیلو محتمل نباشد.

$$f_{cc} = 0.55\phi f'_c$$

$$\phi = 0.7$$

ب- سیلوهای با مقطع مربع یا مستطیل اگر در پای دیوار باز شو وجود داشته باشد و در نتیجه امکان کمانش مطرح باشد.

$$f_{cc} = 0.55\phi f'_c \left[1 - \left(\frac{H_o}{40t} \right)^2 \right]$$

H_o = ارتفاع آزاد باز شو و t ضخامت دیوار می باشد.

ج- سیلو های با مقطع دایره که در پای دیوار باز شو وجود ندارد و امکان کمانش موضعی وجود دارد.

$$f_{cc} = 0.55\phi f'_c \left[1 - \left(\frac{D}{120t} \right)^3 \right]$$

D = قطر مقطع سیلو از میانتار سیلو (جمله $\left(\frac{D}{120t} \right)^3$ کاهش به علت کمانش موضعی می باشد).

چ- سیلو های با مقطع دایره وقتی که در پای دیوار باز شو وجود دارد.

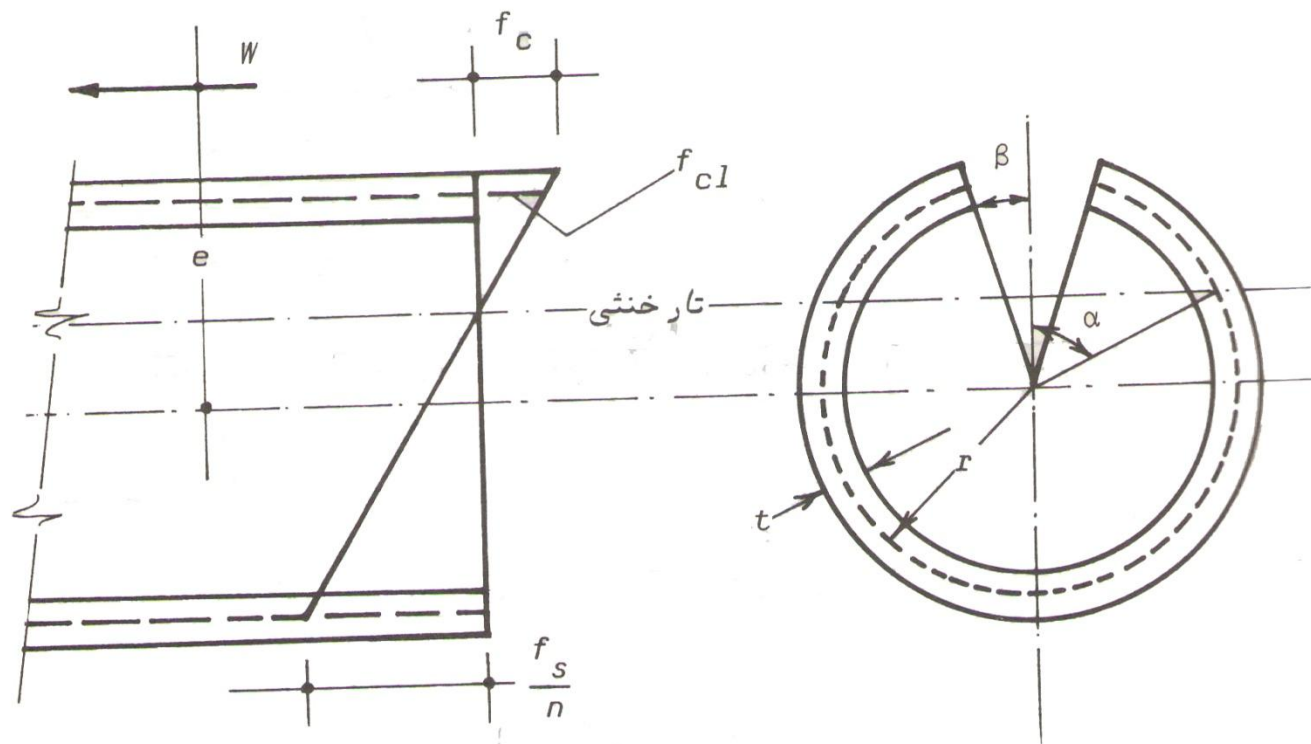
$$f_{cc} = 0.55\phi f'_c \left[1 - \left(\frac{H_o}{40t} \right)^2 - \left(\frac{D}{120t} \right)^3 \right]$$

–خمش مقاطع بتن مسلح دایره با جدار نازک(روش تنش مجاز):

طبق شکل ۹ یک مقطع جدار نازک با ضخامت t و شعاع میان‌تار r با توزیع یکنواخت فولاد در محیط در نظر بگیرید. فرض می‌شود در جدار سیلو باز شو با زاویه مرکزی β 2 وجود دارد.

اگر $e/r < 0.5$ باشد، در مقطع هیچگونه کششی ایجاد نمی‌شود، در این حالت با همگن نمودن مقطع می‌توان تنشها را در مصالح مقطع محاسبه نمود.

اگر $e/r > 0.5$ باشد، در قسمتی از مقطع کشش ایجاد خواهد شد، در این حالت برای محاسبه تنشها از روابط ACI برای دودکشها می‌توان استفاده نمود.



$$M = We$$

شکل ۹- مقطع سیلو تحت خمش و فشار در روش تنش مجاز

$$\frac{e}{r} = \frac{1}{2} \times \frac{(1-\rho)(\alpha - \sin \alpha \cos \alpha) - (1-\rho + m\rho)(\beta + \sin \beta \cos \beta - 2 \sin \beta \cos \alpha) + m\rho\pi}{(1-\rho)(\sin \alpha - \alpha \cos \alpha) - (1-\rho + m\rho)(\sin \beta - \beta \cos \beta) - m\rho\pi \cos \alpha}$$

اگر $\beta=0$ باشد :

$$\frac{e}{r} = \frac{1}{2} \times \frac{(1-\rho)(\alpha - \sin \alpha \cos \alpha) + m\rho\pi}{(1-\rho)(\sin \alpha - \alpha \cos \alpha) - m\rho\pi \cos \alpha}$$

روابط فوق بصورت آزمون و خطا حل می شود تا مقدار α محاسبه شود با محاسبه α تنشها را از رابطه زیر می توان محاسبه نمود.

e = برون محوری نیروی فشاری w

$$\rho = \frac{A_s}{2 \pi r t} \quad m = \frac{E_s}{E_c}$$

$$f_{c1} = \frac{W(\cos \beta - \cos \alpha)}{2rt[(1-\rho)(\sin \alpha - \alpha \cos \alpha) - (1-\rho + m\rho)(\sin \beta - \beta \cos \alpha) - m\rho\pi \cos \alpha]}$$

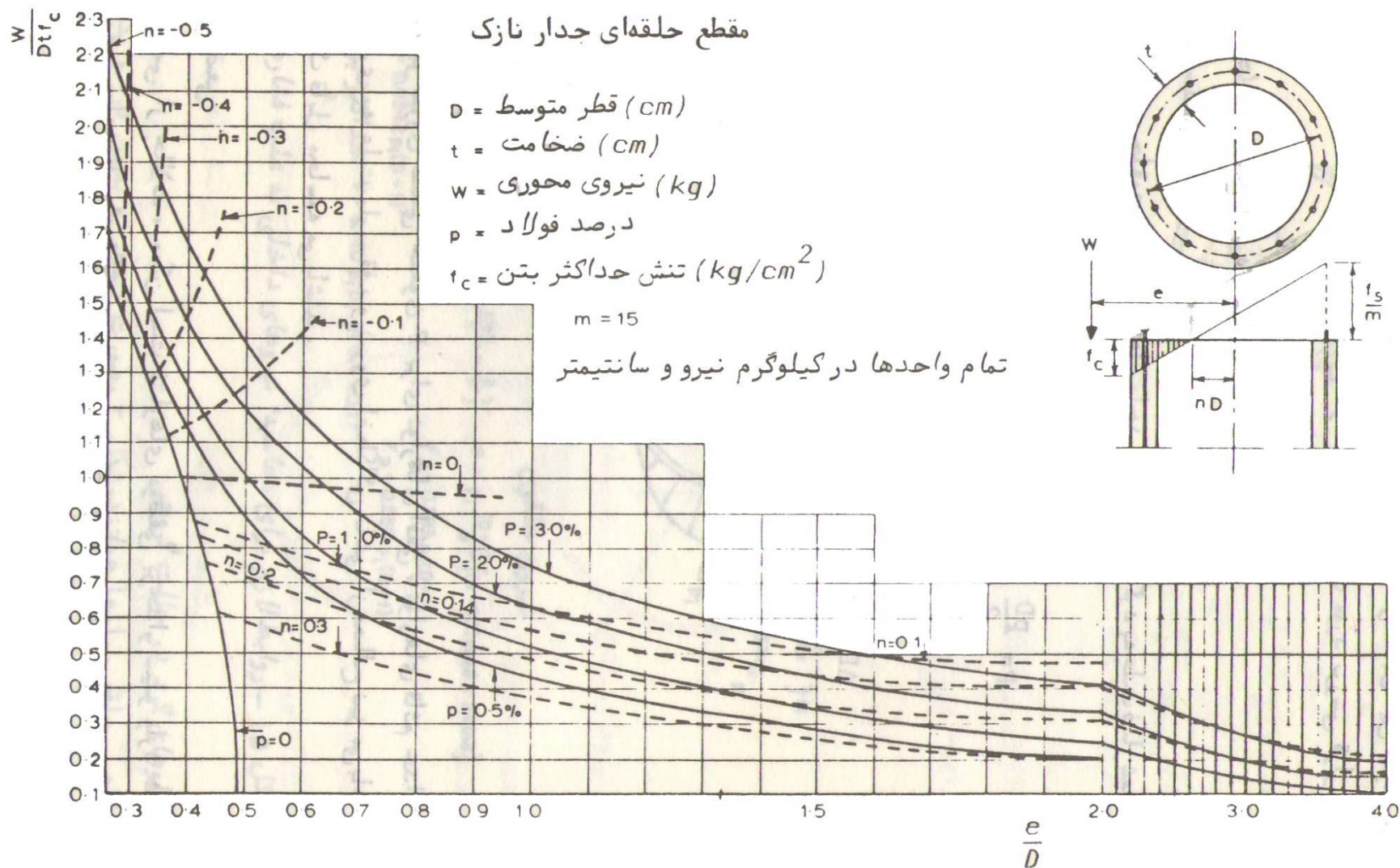
تنش دورترین تار فشاری بتن:

$$f_c = f_{c1} \left[1 + \frac{t}{2r \cos \beta (\cos \beta - \cos \alpha)} \right]$$

بیشترین تنش در آرماتورهای کششی:

$$f_s = m f_{c1} \left[\frac{1 + \cos \alpha}{(\cos \beta - \cos \alpha)} \right]$$

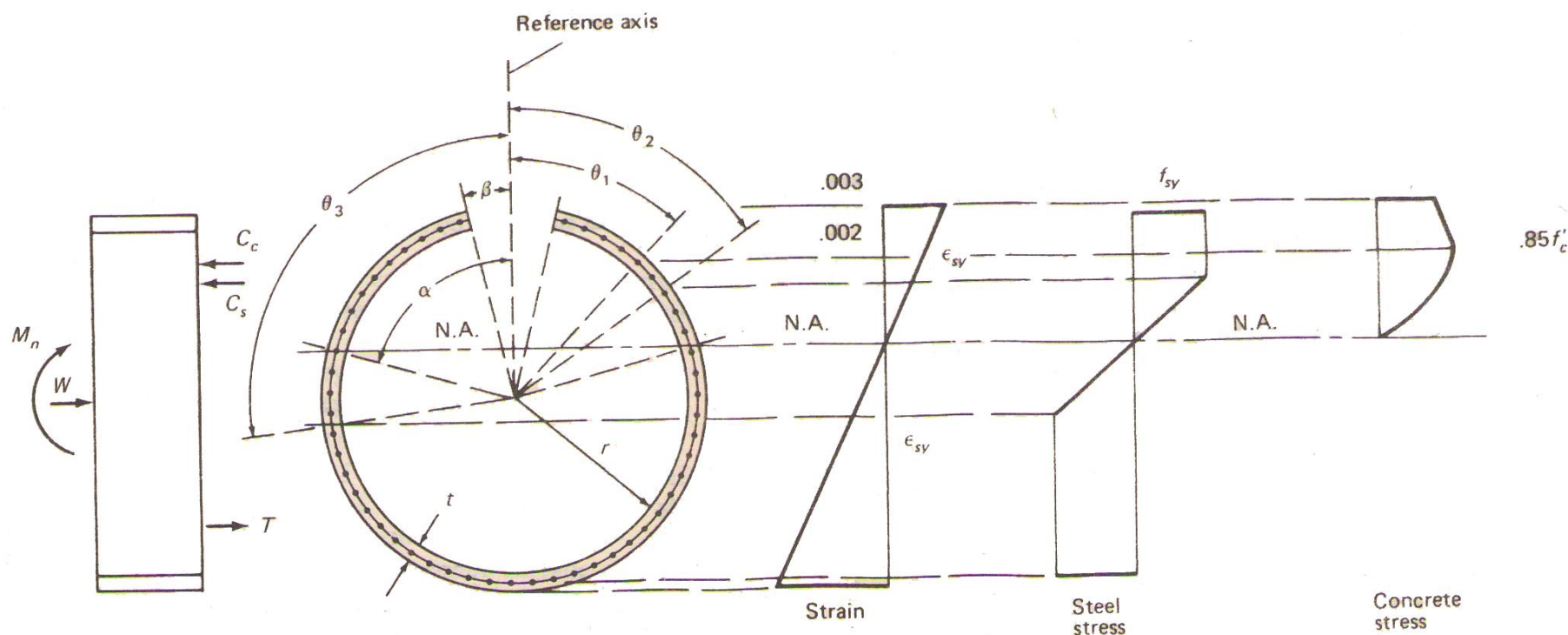
برای محاسبه تنشها بجای استفاده از روابط فوق از نمودار شکل ۱۰ می توان استفاده نمود.



شکل ۱۰- مقطع سیلو تحت خمش و فشار

خمش مقاطع بتن مسلح دایره با جدار نازک (روش مقاومت نهائی):

طبق شکل ۱۱ معادلات تعادل بصورت شکل زیر خواهد بود:



شکل ۱۱- مقطع سیلو تحت خمش و فشار در مقاومت نهائی

از تعادل تلاشهای داخلی در شروع شکست خواهیم داشت:

$$W + T - C_c - C_s = 0 \quad (1)$$

$$W.r \cos \alpha - M_n + C'_s + C'_c + T' = 0 \quad (2)$$

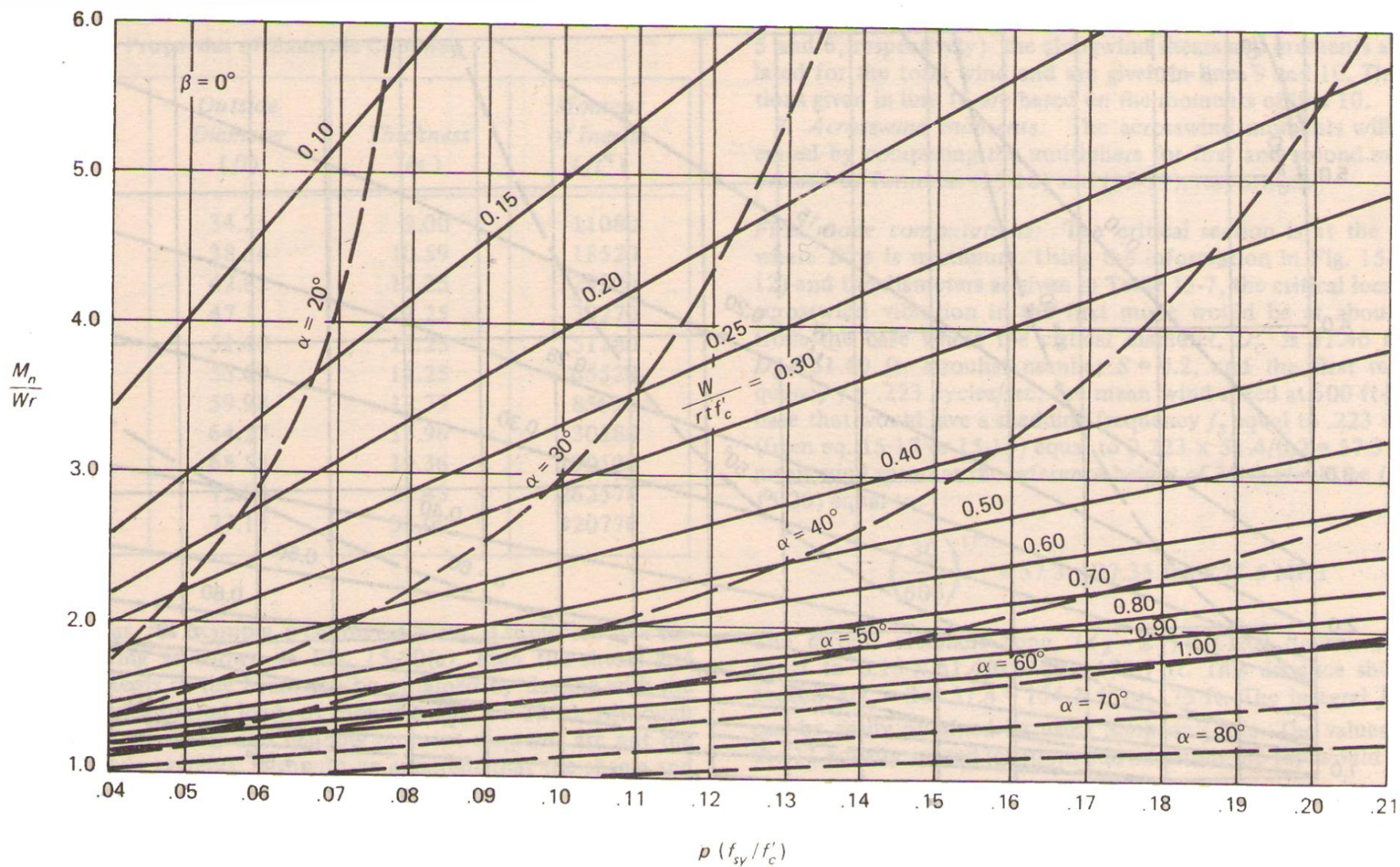
C'_s = لنگر خمشی نیروی آرماتورهای فشاری نسبت به تارخنتی

C'_c = لنگر خمشی برآیند تنشهای بتن فشاری نسبت به تارخنتی

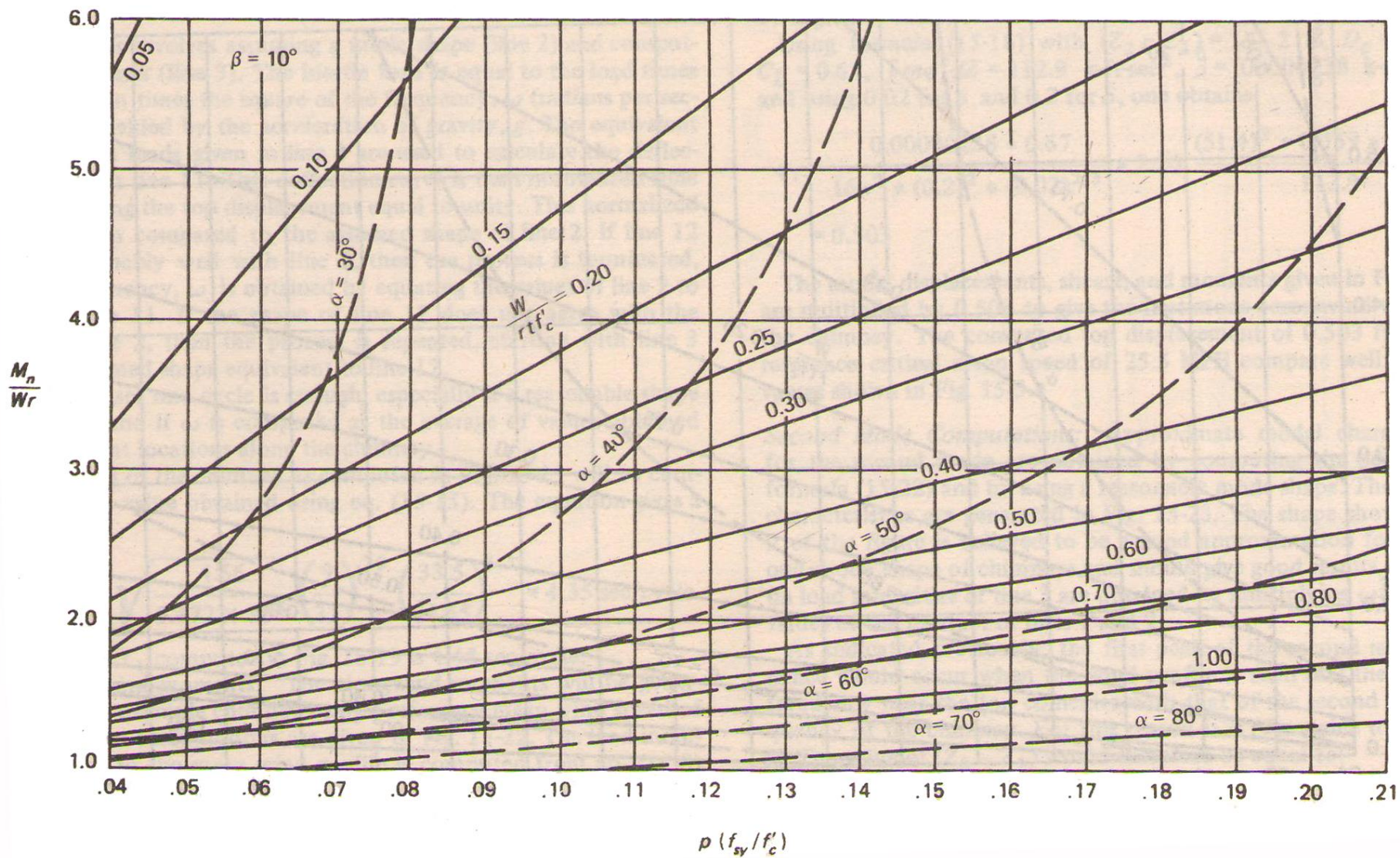
T' = لنگر خمشی نیروی آرماتورهای کششی نسبت به تارخنتی

برای بارهای فشاری W و برای مقاطع مختلف از حل معادلات فوق می توان ظرفیت خمشی اسمی مقطع و موقعیت تار خنتی را بدست آورد.

معادلات تعادل ۱ و ۲ بصورت نمودارهای اندرکنش شکل‌های ۱۲ و ۱۳ می توان نشان داد.



شکل ۱۲- منحنی اندر کنش مقطع تحت خمش و فشار $\beta = 0$



شکل ۱۳- منحنی اندر کنش مقطع تحت خمشی و فشار $\beta = 10$

مقادیر منحنی اندرکنش را در مقاومت نهائی و در حالت $\beta=0$ به تقریب بصورت معادله زیر می توان نوشت.

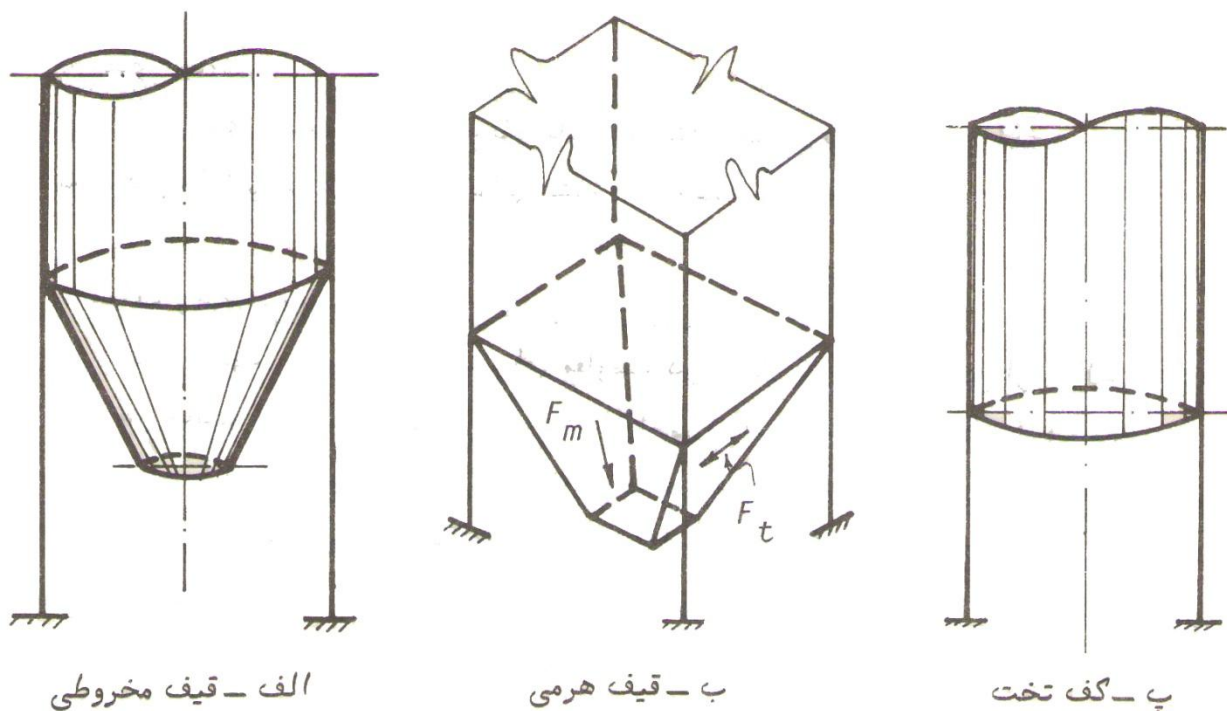
$$\frac{M_n}{Wr} = 1 + \left[6 - 2 \left(\frac{W}{rtf'_c} \right)^2 \right] \frac{\rho \left(\frac{F_{sy}}{f'_c} \right)}{\frac{W}{rtf'_c}} \quad (3)$$

برای مقطع عرضی با یک بازشو رابطه اندرکنش (۳) بصورت زیر خواهد شد.

$$\frac{M_n}{Wr} = 1 + \left[6 - 2 \left(\frac{W}{rtf'_c} \right)^2 \right] \frac{\rho \left(\frac{F_{sy}}{f'_c} \right)}{\frac{W}{rtf'_c}} \times \left(1 - \frac{\beta^{1.15}}{200} \right) \quad (4)$$

-طراحی قیف مخروطی:

قیفهای مخروطی تحت کشش حلقوی حول محیط (F_t) و تحت کشش نصف النهاری در امتداد مولد مخروط قرار می گیرند (F_m).



شکل ۱۴- قیف های مخروطی و هرمی

مقادیر کشش حلقوی حول محیط (F_t) و کشش نصف النہاری در امتداد مولد مخروط (F_m) را از روابط زیر می توان محاسبه نمود:

$$F_m = \frac{qD}{4 \sin \alpha} + \frac{W}{\pi D \sin \alpha} \Rightarrow A_{sreq.} = \frac{F_m}{\phi_s F_y}$$

$$F_t = \frac{q_a D}{2 \sin \alpha} \Rightarrow A_{sreq.} = \frac{F_t}{\phi_s F_y}$$

D = قطر میان‌تار مخروط در تراز مورد نظر

$q = P_v$ = فشار قائم در تراز مورد نظر با اعمال ضرایب افزایش دهنده C_i و C_d

$q_a = P_n$ = فشار وارد بر سطح شیب‌دار در تراز مورد نظر با اعمال ضرایب افزایش دهنده

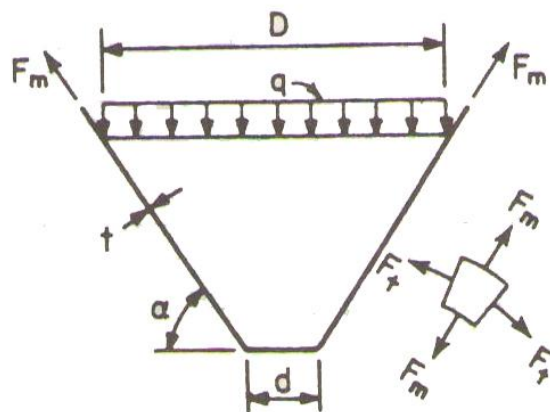
C_i و C_d

α = زاویه مولد مخروط یا ضلع هرم با افق

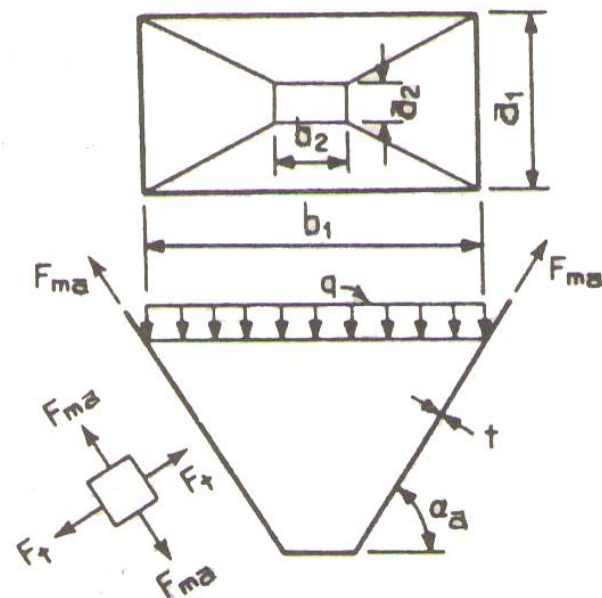
W = وزن قیف و مواد داخل آن در زیر تراز مورد نظر که در طراحی به روش مقاومت

نهایی و یا حالت حدی به ضرایب بار ضرب می شوند. وزن قیف (W_h) بعنوان بار مرده و

وزن مواد داخل قیف (W_m) بعنوان بار زنده در نظر گرفته می شود.



الف : قیف مخروطی



ب : قیف هرمی

شکل ۱۵- قیف های مخروطی و هرمی

$$W_h = \frac{\pi(D^2 - d^2)\gamma_h}{4 \cos \alpha}$$

$$W_m = \frac{\pi(D^3 - d^3)\gamma_m \tan \alpha}{24}$$

γ_h = وزن واحد سطح جدار قیف

$W = \gamma_m$ = وزن مخصوص مواد ذخیره شده

α = زاویه مولد مخروط یا ضلع هرم با افق

-طراحی قیف هرمی:

قیفهای هرمی طبق شکل (۱۲ ب) تحت کشش افقی (F_t) و تحت کشش غشائی نصف النهاری در امتداد مولد قرار می گیرند (F_m).
اگر فرض شود که مولفه قائم کشش نصف النهاری بطور یکنواخت در محیط مقطع افقی توزیع شده است. برای یک قیف متقارن با مقطع مربع مستطیل نیروی کششی نصف النهاری F_m از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$F_m = \frac{W(q_a + q_b)ab/2}{2(a+b)\sin \alpha}$$

a = ضلع کوچک مستطیل

b = ضلع بزرگ مستطیل

W = وزن قیف و محتویات آن در زیر تراز مورد نظر

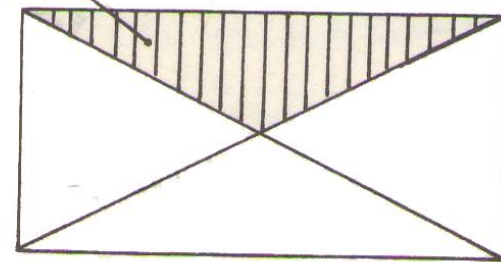
α = زاویه جدار قیف با افق

اگر $b > a$ باشد q_b کوچکتر از q_a خواهد شد که در نتیجه کشش نصف النهاری در دیوار a ممکن است بزرگتر از مقدار نظیر در دیوار b شود.

اگر هر کدام از دیوارهای قیف ، $\frac{1}{4}$ وزن W و فشار قائم موجود در سطح مثلث مجاور آن دیوار را حمل کند:

$$F_{ma} = \left(\frac{W}{a} + q_a b \right) \frac{1}{4 \sin \alpha_a}$$

مثلث مجاور هر دیوار



$$F_{mb} = \left(\frac{W}{b} + q_b a \right) \frac{1}{4 \sin \alpha_b}$$

نیروی کششی افقی F_t روابط زیر محاسبه می شود:

$$F_{ta} = \frac{1}{2} (q_{ab} + \gamma_h \cos \alpha_b) b \sin \alpha_a$$

$$F_{tb} = \frac{1}{2} (q_{ba} + \gamma_h \cos \alpha_a) a \sin \alpha_b$$

γ_h = وزن واحد سطح جدار شیبدار قیف

$q_a = P_n$ = فشار وارد بر سطح شیبدار در تراز مورد نظر با اعمال ضرایب افزایش دهنده C_i و C_d

W = وزن قیف و مواد داخل آن در زیر تراز مورد نظر که در طراحی به روش مقاومت نهائی و یا حالت حدی به ضرایب بار ضرب می شوند. وزن قیف (W_h) بعنوان بار مرده و وزن مواد داخل قیف (W_m) بعنوان بار زنده در نظر گرفته می شود.

$$W_h = h \gamma_h \left(\frac{a_1 + a_2}{\sin \alpha_a} + \frac{b_1 + b_2}{\sin \alpha_b} \right)$$

$$W_m = \frac{h \gamma_m}{6} [(2a_1 + a_2)b_1 + (2a_2 + a_1)b_2]$$

a_1 = عرض مقطع در تراز مورد نظر برای محاسبه F

b_1 = طول مقطع در تراز مورد نظر برای محاسبه F

a_2 = عرض بازشوی قیف

b_2 = طول بازشوی قیف

مثال:

مطلوب است طراحی یک سیلو با مشخصات هندسی طبق شکل ۱۶ و ۱۷ و مشخصات مصالح بشرح ذیل.

$$w = 1650 \quad \frac{kg}{m^3}$$

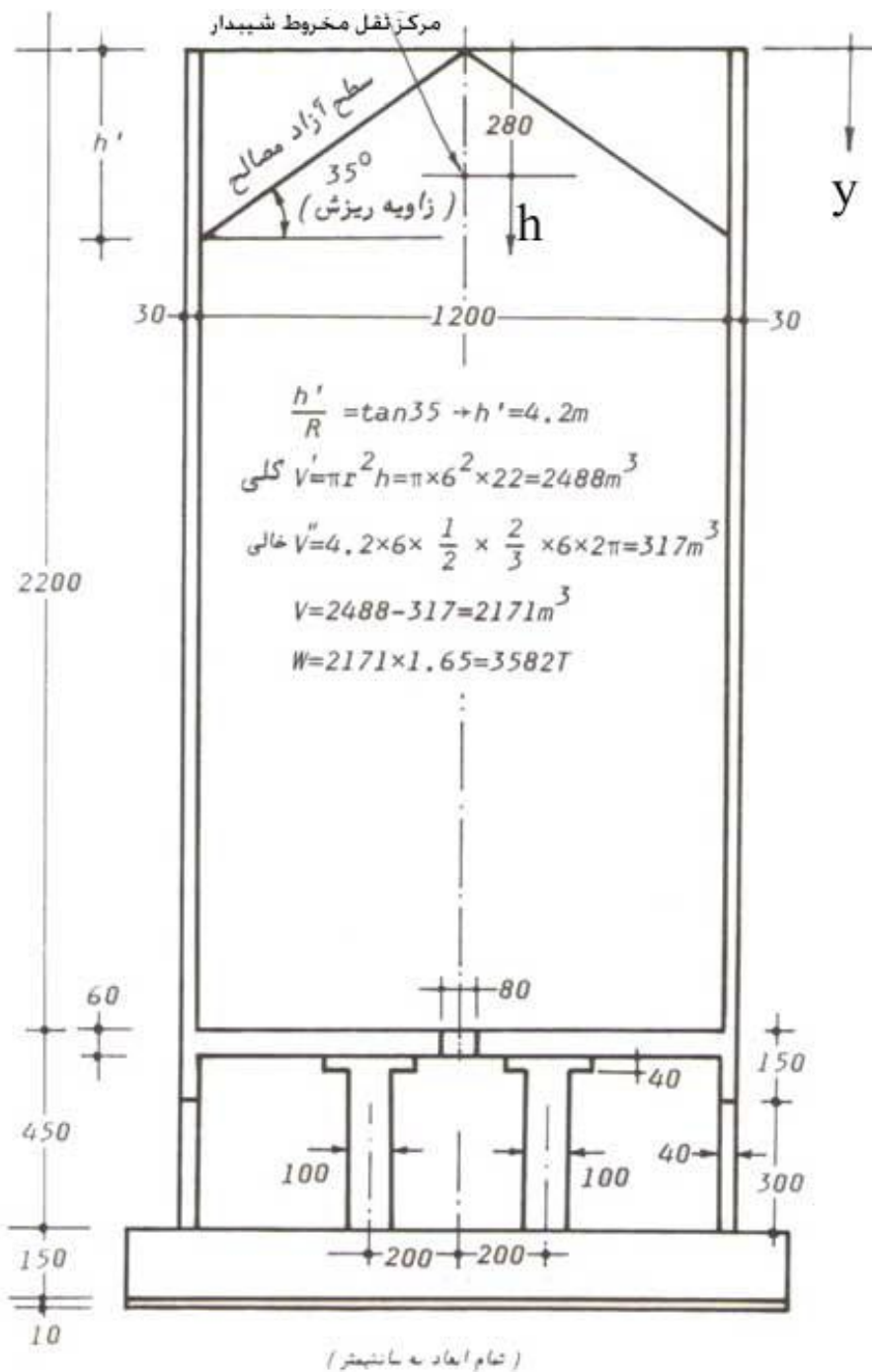
$$\phi = 35^\circ$$

$$\mu' = 0.4$$

$$f'_c = 240 \quad \frac{kg}{cm^2} \quad , \quad F_y = 4000 \quad \frac{kg}{cm^2}$$

$$R = \frac{r}{2}$$

$$p_v = \frac{\gamma R}{\mu' k} \left(1 - e^{\left(-\frac{\mu' k h}{R} \right)} \right) \quad , \quad p_h = k p_v$$



شکل ۱۶- مقطع قائم از سیلو



$$k = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 35}{1 + \sin 35} = 0.271$$

$$R = \frac{D}{4} = \frac{12}{4} = 3$$

محاسبه ضریب افزایش فشار در پر و خالی شدن

$$H_1 = D \tan \phi = 12 \tan 35 = 8.4 \quad m$$

$$H/D = 22/12 = 1.83 < 2$$

$$(H - H_1)/4 = (22 - 8.4)/4 = 3.4$$

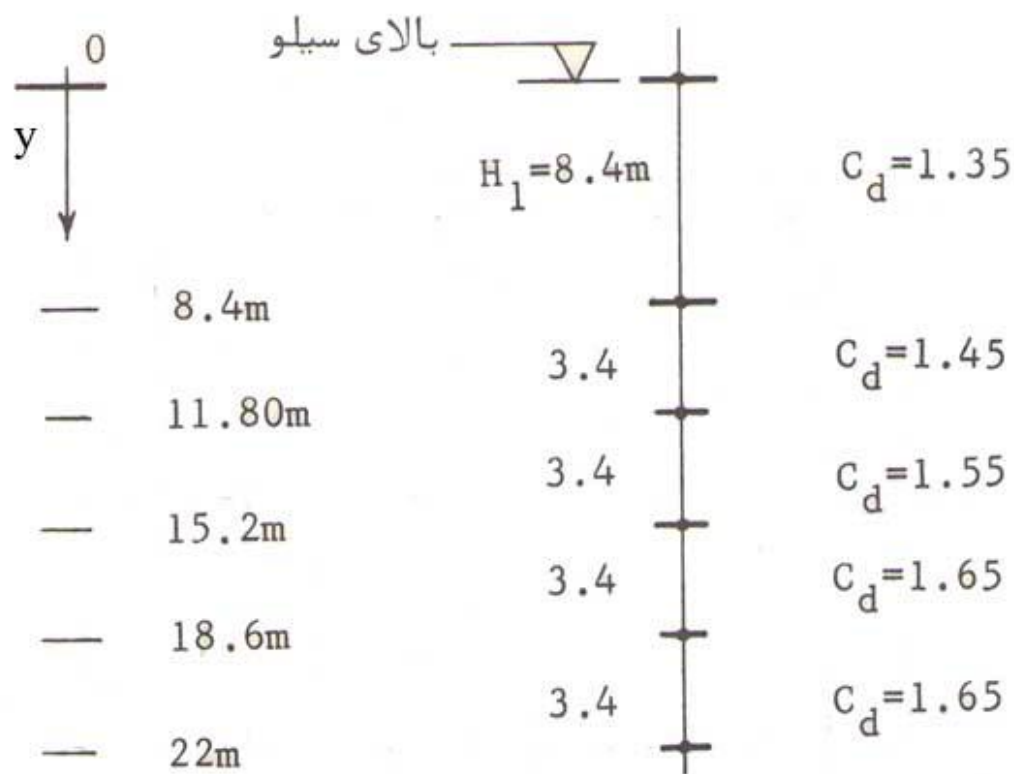
$$p_v = \frac{1.65 \times 3}{0.4 \times 0.271} \left(1 - e^{\left(-\frac{0.4 \times 0.271 h}{3} \right)} \right) = 45.66 (1 - e^{-0.361h})$$

$$p_h = k p_v = 0.271 p_v$$

$$V = (wh - 0.8 p_v) R = 3(1.65h - 0.8 p_v)$$

$$h = y - 2.8$$

با استفاده از جدول ۱۶-۲ کتاب Mark Fintel ضرایب اضافه فشار C_d در تراز های مختلف بصورت زیر خواهد شد.



خلاصه محاسبات فشارهای طراحی بصورت جدول ۵ می باشد.

جدول ۵- خلاصه محاسبات فشارهای طراحی در ارتفاع سیلو

y (از بالا)	$h=y-2.8$	P_v	$P_h=kP_v$	v	C_d	$P_{v,des}=C_d P_v$	$P_{h,des}=C_d P_h$	$v_{des}=C_d v$
m	m	T/m ²	T/m ²	T/m	-	T/m ²	T/m ²	T/m
0	-	0	0	0	1.35	0	0	0
2	-	0	0	0	1.35	0	0	0
4	1.2	1.94	0.53	1.28	1.35	2.62	0.71	1.73
6	3.2	4.98	1.35	3.89	1.35	6.72	1.82	5.25
8	5.2	7.81	2.12	7.00	1.35	10.54	2.86	9.45
10	7.2	10.45	2.83	10.56	1.45	15.15	4.11	15.31
12	9.2	12.90	3.50	14.58	1.55	20.00	5.42	22.60
14	11.2	15.19	4.12	18.98	1.55	23.54	6.38	29.42
16	13.2	17.31	4.69	23.80	1.65	28.56	7.74	39.27
18	15.2	19.28	5.22	28.97	1.65	31.81	8.62	47.80
20	17.2	21.12	5.72	34.45	1.65	34.85	9.44	56.84
22	19.2	22.83	6.19	40.25	1.65	37.67	10.21	66.41

طراحی آرماتورهای حلقوی:

$$A_s = \frac{T_u}{\phi F_y}$$

$$T_u = 1.7 p_{h,des} \cdot \frac{D}{2} = 1.7 p_{h,des} \times \frac{12.3}{2} = 10.46 p_{h,des}$$

در اجرا از قالب لغزنده استفاده خواهد شد بنابراین (ضریب کاهنده مقاومت کششی ۰/۹ می باشد):

$$\phi = 0.95 \times 0.9 = 0.855$$

$$A_s = \frac{10.46 p_{h,des}}{0.855 \times 4} = 3.06 p_{h,des}$$

خلاصه محاسبات آرماتورهای حلقوی بصورت جدول ۶ خواهد بود (آرماتورهای حلقوی در دو ردیف در جداره داخلی و بیرونی قرار داده می شوند).

جدول ۶- خلاصه محاسبات آرماتورهای حلقوی در ارتفاع سیلو

y (m)	Ph_{des} (T/m ²)	A_s (cm ² /m)	A_s انتخابی	y
0	0	0	$\Phi 14$ at 20 (15.3)	0
2	0	0	$\Phi 16$ at 20 (20)	3
4	0.71	2.17	$\Phi 18$ at 20 (25.4)	6
6	1.82	5.57	$\Phi 18$ at 20 (25.4)	9
8	2.86	8.75	$\Phi 20$ at 20 (31.4)	12
10	4.11	12.58	$\Phi 22$ at 20 (38)	15
12	5.42	16.59	$\Phi 25$ at 20 (49)	18
14	6.38	19.52		
16	7.74	23.68		
18	8.62	26.38		
20	9.44	28.89		
22	10.21	31.24		22

محاسبه ضخامت جداره سیلو:

در انتخاب ضخامت جداره سیلو سه عامل موثر است:

الف- تنش کششی در بتن

ب- تنش فشاری در پای دیوار

ج- عرض ترک در بتن

ضخامت جداره سیلو ۳۰ سانتیمتر فرض می شود:

الف - کنترل تنش کششی در بتن

$$h_{\min} = \frac{P D}{2} \left(\frac{m E_s + f_s - n f_{c, \text{ten}}}{f_s f_{c, \text{ten}}} \right)$$

$$m = 0.0003$$

$$f_{c, \text{ten}} = 0.1 f'_c = 0.1 \times 240 = 24 \quad \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{321} = 0.4 \approx 0.5 F_y \cong 2000 \quad \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{133}{\sqrt{f'_c}} = 8.6 \approx 9$$

$$p_h = 6.19 \text{ ton/m}^2 = 0.619 \text{ kg/cm}^2$$

$$h_{\min} = \frac{0.619 \times 1230}{2} \times \frac{0.0003 \times 2 \times 10^6 + 2000 - 9 \times 24}{2000 \times 24} = 18.91 \text{ cm}$$

ب- کنترل تنش فشاری در پای دیوار:

در کنترل تنش فشاری در پای دیوار فرض می شود که فقط فشار قائم ناشی از اصطکاک جدار دیوار بر دیوار اثر می نماید و وزن مصالح باقیمانده به کف انتقال یافته و از آنجا از طریق ستونها به فونداسیون منتقل می شود.

$$\text{وزن یک متر عرض دیوار} = 26.5 \times 0.3 \times 2.4 = 19.08 \text{ ton/m}$$

$$= \text{واکنش بام} \quad 1 \text{ ton/m}$$

$$\begin{aligned} \text{فشار استاتیکی قائم} = V_{des} &= 1.65(w h - 0.8 p_v)R = \\ &= 1.65(1.65 \times 19.2 - 0.8 \times 22.83) \times 3 = 66.41 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

$$F_{u,vert} = 1.4 \times 19.08 + 1.7(1 + 66.41) = 141.31 \text{ ton}$$

اگر در پای دیوار ۵۰ در صد باز شو وجود داشته باشد. و ضخامت دیوار در زیر دال کف ۴۰ سانتیمتر باشد، تنش قائم ناشی از نیروی فوق برابر خواهد شد با:

$$f_{c,ver} = \frac{141.31 \times 1000}{0.5 \times 100 \times 40} = 70.66 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.55\phi f'_c \left[1 - \left(\frac{H_o}{40t} \right)^2 - \left(\frac{D}{120t} \right)^3 \right]$$

دیوار در زیر دال کف با قالببندی بتن ریزی می شود، در نتیجه: $\phi = 0.7$

$$f_c = 0.55 \times 0.7 \times f'_c \left[1 - \left(\frac{300}{40 \times 40} \right)^2 - \left(\frac{1200}{120 \times 40} \right)^3 \right]$$

$$f_c = 0.55 \times 0.7 \times 0.949 f'_c = 0.365 f'_c$$

$$f_c = 0.365 \times 240 = 87.6 > 70.66 \quad ok.$$

ج- کنترل ضخامت از نظر عرض ترک:

$$W_{cr} = W_1 - W_2 + W_3$$

$$w_1 = \psi_1 \frac{A\beta}{\sum O} \frac{f_{s,tot}}{E_s} \Rightarrow \psi_1 = 1 - 0.7 \frac{0.8Af'_t}{F_{tot}} \geq 0.3$$

$$w_2 = \psi_2 \frac{A\beta}{\sum O} \frac{f_{s,st}}{E_s} \Rightarrow \psi_2 = 1 - 0.7 \frac{0.8Af'_t}{F_{st}} \geq 0.3$$

$$w_3 = \psi_3 \frac{A\beta}{\sum O} \frac{f_{s,st}}{E_s} \Rightarrow \psi_3 = 1 - 0.35 \frac{0.8Af'_t}{F_{st}} \geq 0.65$$

$$F_{tot} = p_{h,des} \frac{D}{2} = 10.21 \times \frac{12.3}{2} = 62.79 \quad ton$$

$$F_{st} = p_h \frac{D}{2} = 6.19 \times \frac{12.3}{2} = 38.07 \quad ton$$

میلگردهای حلقوی در پایین سیلو دو لایه c / cm $\Phi 25 @ 20$ می باشند.

$$\Sigma_o = \pi \times 2.5 \times 2 \times 5 = 78.5$$

$$f'_t = 1.2 \sqrt{240} = 18.6 \quad \frac{kg}{cm^2}$$

$$A = 100 \times 30 = 3000 \quad cm^2$$

$$\psi_1 = 1 - 0.7 \times \frac{0.8 \times 3000 \times 18.6}{62.79 \times 1000} = 0.56 \Rightarrow \psi_1 = 0.56$$

$$\psi_2 = 1 - 0.7 \times \frac{0.8 \times 3000 \times 18.6}{38.07 \times 1000} = 0.23 \Rightarrow \psi_2 = 0.3$$

$$\psi_3 = 1 - 0.35 \times \frac{0.8 \times 3000 \times 18.6}{38.07 \times 1000} = 0.65 \Rightarrow \psi_3 = 0.65$$

$$2 \times \Phi 25 @ 20 \text{ cm c / c} \Rightarrow 10 \times 3.14 \frac{2.5^2}{4} = 49 \text{ cm}^2 / m$$

$$f_{s,tot} = \frac{62.79 \times 1000}{49} = 1281.4 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_{s,st} = \frac{38.07 \times 1000}{49} = 776.9 \text{ kg / cm}^2$$

$$\frac{A\beta}{\Sigma_o} = \frac{3000 \times 0.7}{78.5} = 26.75 \text{ cm}$$

$$w_1 = 0.56 \times 26.75 \times 1281.4 / 2 \times 10^6 = 0.0095 \text{ cm} = 0.095 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \times 26.75 \times 776.9 / 2 \times 10^6 = 0.0031 \text{ cm} = 0.031 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.65 \times 26.75 \times 776.9 / 2 \times 10^6 = 0.0067 \text{ cm} = 0.067 \text{ mm}$$

$$w = 0.095 - 0.031 + 0.067 = 0.131 \text{ mm} < 0.2 \text{ mm ok.}$$

محاسبه نیروهای زلزله:

محاسبه بار مرده سیلو:

$$W_g = 2.4 \left[\pi \times 12.3 \times 26.5 \times 0.3 + \pi \times \frac{12^2}{4} \times 0.6 + 4 \times \pi \times \frac{1^2}{4} \times 3.9 \right] = 929 \text{ ton}$$

در محاسبه وزن جدار فرض شده است افزایش ضخامت جدار در زیر کف سیلو با کاهش وزن در اثر بازشو ها خنثی می شود.
وزن مصالح ذخیره شده:

$$W = 3582 \text{ ton}$$

$$T = 1.79 L^2 \sqrt{\frac{q}{gEI}} \text{ ton}$$

$$I = \pi R_{av}^3 t = \pi \times 615^3 \times 30 = 2.19 \times 10^{10}$$

$$g = 981 \text{ cm/sec}^2$$

$$E = 2 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$q = \pi \times 6^2 \times 1 \times 1.65 + \pi \times 12.3 \times 0.3 \times 2.4 = 214.4 \quad \text{ton} / m = 2144 \quad \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$l = 26.5 \quad m = 2650 \quad \text{cm}$$

$$T = 1.79 \times 2650^2 \sqrt{\frac{2144}{981 \times 2 \times 10^5 \times 2.19 \times 10^{10}}} = 0.28 \quad \text{sec}$$

با توجه به اینکه زمین محل احداث سیلو از نوع ۳ و خطر زلزله خیلی زیاد می باشد:

$$T_o = 0.15 \quad , \quad T_s = 0.7 \quad , \quad S = 1.75$$

$$T = 0.28 > T_o = 0.15 \Rightarrow B = (S + 1) \left(\frac{T_s}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = (1.75 + 1) \left(\frac{0.7}{0.28} \right)^{\frac{2}{3}} = 5.06 > 2.75$$

$$B = 2.75$$

با توجه به اینکه رفتار سیلو بصورت طره با جرم و مقطع ثابت می باشد $R=5$ می باشد.

$$A = 0.35$$

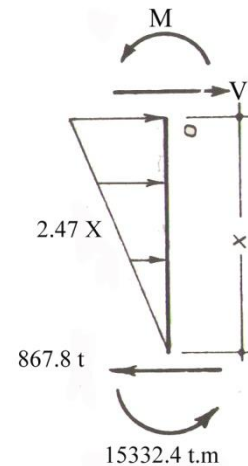
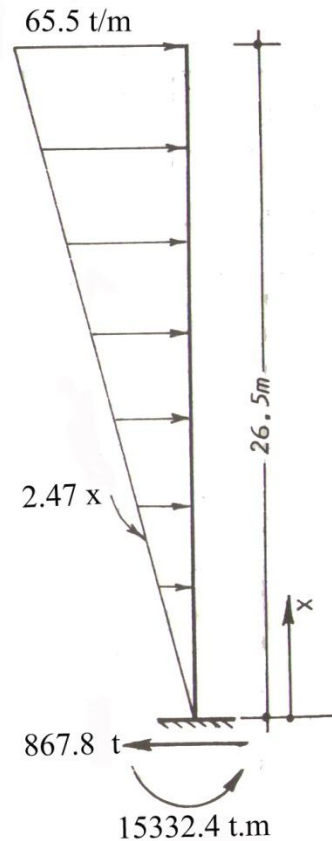
$$I = 1$$

$$C_{28} = \frac{0.35 \times 2.75 \times 1}{5} = 0.1925$$

$$V = 0.1925 \times (929 + 3582) = 868.36 \text{ ton}$$

نیروی برشی پایه بصورت مثلثی در ارتفاع مقطع توزیع می شود.

$$\frac{1}{2} p_{\max} \times 26.5 = 868.36 \Rightarrow p_{\max} = 65.5 \text{ ton / m}$$



جدول ۷- خلاصه محاسبات لنگرهای خمشی و نیروهای برشی در ارتفاع مقطع

Y	X (از روی فونداسیون)	$V=867.8-1.235x^2$	$M=-0.4116x^3+867.8x-15332.4$
m	m	T	T.m
0	26.5	0	0
2	24.5	126.49	-124.34
4	22.5	242.58	- 495.28
6	20.5	348.79	-1088.48
8	18.5	445.12	-1884.2
10	16.5	531.57	- 2862.65
12	14.5	608.14	-4004.11
14	12.5	674.8	- 5288.8
16	10.5	731.64	- 6697
18	8.5	778.57	-8208.87
20	6.5	815.6	-9804.7
22	4.5	842.8	- 11464.8
24	2.5	860	-13169.3
26.5	0	867.8	-15332.4

$$V = 867.8 - 1.235x$$

$$M = -0.4116x^3 + 867.8x - 15332.4$$

–محاسبه میلگردهای قائم در تراز دال کف سیلو(روش تنش مجاز):

$$V = 842.8 \quad t \quad (\text{بدون ضریب})$$

$$M = -11464.8 \quad t \quad (\text{بدون ضریب})$$

$$W = \pi \times 12.3 \times 0.3 \times 2.4 \times 22 = 612 \quad t \quad (\text{بدون ضریب})$$

در محاسبه W اثر نیروی محوری ناشی از اصطکاک جدار در نظر گرفته نشده است، فرض شده است در اثر ارتعاشات زلزله تمام وزن ذرات به کف منتقل می شود.

$$V = 0.75 \times 842.8 = 632.1 \quad t$$

$$M = 0.75 \times 11464.8 = 8598.6 \quad t.m$$

$$W = 0.75 \times 612 = 459 \quad t$$

فرض می شود از دو ردیف میلگرد نمره ۱۸ بصورت قائم در فواصل ۳۰ سانتیمتر استفاده شود.

$$2\Phi 18 @ 30 \text{ cm } c/c \Rightarrow A_s = 2 \times 2.54 \times \frac{100}{30} = 16.93 \text{ cm}^2 / m$$

$$\rho = \frac{16.93}{100 \times 30} = 0.0056 = 0.56\%$$

$$e = M/P = 8598.6 / 459 = 18.73 \text{ m} = 1873 \text{ cm}$$

$$e/D = 1873 / 1230 = 1.52$$

از نمودار مربوط به روش تنش مجاز:

$$\frac{W}{Dt f_c} = 0.3, \quad n = 0.27$$

$$f_c = \frac{459 \times 1000}{0.3 \times 30 \times 1230} = 41.46 < 0.45 \times 240 = 108 \text{ kg/cm}^2 \text{ ok.}$$

$$\frac{f_c}{\frac{f_s}{m}} = \frac{\frac{D}{2} - nD}{\frac{D}{2} + nD} \Rightarrow f_s = m f_c \frac{\left(\frac{D}{2} + nD\right)}{\left(\frac{D}{2} - nD\right)}$$

$$m = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^6}{15100 \sqrt{240}} = 8.56 \cong 9$$

$$f_s = 9 \times 41.46 \times \frac{\frac{1230}{2} + 0.27 \times 1230}{\frac{1230}{2} - 0.27 \times 1230} = 1249.2 \quad kg / cm^2 < 2000$$

بنابراین در تراز ۲۲ متری تا ۱۲ متری از بالای سیلو استفاده از دو ردیف میلگرد نمره ۱۸ در فواصل ۳۰ سانتیمتر کافی است.

– محاسبه میلگردهای قائم در تراز ۱۲ متری از دال کف سیلو(روش تنش مجاز):

$$V = 608.14 \quad t \quad (\text{بدون ضریب})$$

$$M = -4004.11 \quad t \quad (\text{بدون ضریب})$$

$$W = \pi \times 12.3 \times 0.3 \times 2.4 \times 12 = 333.7 \quad t \quad (\text{بدون ضریب})$$

$$V = 0.75 \times 608.14 = 456.1 \quad t$$

$$M = 0.75 \times 4004.11 = 3003 \quad t$$

$$W = 0.75 \times 333.7 = 250.3 \quad t$$

فرض می شود از دو ردیف میلگرد نمره ۱۴ بصورت قائم در فواصل ۳۰ سانتیمتر استفاده شود.

$$2\Phi 14 @ 30 \quad cm \quad c / c \Rightarrow A_s = 2 \times 1.54 \times \frac{100}{30} = 10.26 \quad cm^2 / m$$

$$\rho = \frac{10.26}{100 \times 30} = 0.0034 = 0.34\%$$

$$e = \frac{M}{P} = \frac{3003}{250.3} = 13.2 \quad m = 1320 \quad cm$$

$$\frac{e}{D} = \frac{1320}{1230} = 1.07$$

از نمودار مربوط به روش تنش مجاز:

$$\frac{W}{Dtf_c} = 0.38 \quad , \quad n = 0.28$$

$$f_c = \frac{250.3 \times 1000}{0.38 \times 30 \times 1230} = 17.85 < 0.45 \times 240 = 108 \quad \frac{kg}{cm^2} \quad ok.$$

$$\frac{f_c}{f_s/m} = \frac{D/2 - nD}{D/2 + nD} \Rightarrow f_s = mf_c \frac{(D/2 + nD)}{(D/2 - nD)}$$

$$m = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^6}{15100 \sqrt{240}} = 8.56 \cong 9$$

$$f_s = 9 \times 17.85 \times \frac{1230/2 + 0.28 \times 1230}{1230/2 - 0.28 \times 1230} = 569.6 \quad kg / cm^2 < 2000$$

بنابراین در تراز ۱۲ متری تا بالای سیلو استفاده از دو ردیف میلگرد نمره ۱۴ در فواصل ۳۰ سانتیمتر بصورت قائم کافی است.

– محاسبه میلگردهای قائم در تراز دال کف سیلو (روش مقاومت نهائی):

$$(بدون ضریب) \quad V = 842.8 \quad t$$

$$(بدون ضریب) \quad M = -11464.8 \quad t$$

$$(بدون ضریب) \quad W = \pi \times 12.3 \times 0.3 \times 2.4 \times 22 = 612 \quad t$$

$$V_u = 0.75 \times 1.1 \times 1.7 \times 842.8 = 1182 \quad t$$

$$M_u = 0.75 \times 1.1 \times 1.7 \times 11464.8 = 16079.4 \quad t.m$$

$$W_u = 0.75 \times 1.4 \times 612 = 642.6 \quad t$$

فرض می شود از دو ردیف میلگرد نمره ۱۸ بصورت قائم در فواصل ۳۰ سانتیمتر استفاده شود.

$$2\Phi 18 @ 30 \quad cm \ c / c \Rightarrow A_s = 2 \times 2.54 \times \frac{100}{30} = 16.93 \quad cm^2 / m$$

$$\rho = \frac{16.93}{100 \times 30} = 0.0056 = 0.56\%$$

$$e = \frac{M_u}{W_u} = 16079.4 \times 100 / 642.6 = 2502.2 \quad cm$$

$$\rho \left(\frac{F_y}{f'_c} \right) = 0.0056 \times 4000 / 240 = 0.0933$$

$$\frac{W_u}{rtf'_c} = \frac{642.6 \times 1000}{615 \times 30 \times 240} = 0.145$$

از نمودار اندر کنش در حالت $\beta = 0$ (از کتاب Mark Fintel):

$$\frac{M_n}{W_r} = 4.8 \Rightarrow M_n = 4.8 \times 642.6 \times 6.15 = 18969.5 \quad t.m$$

$$M_n = 18969.5 \quad t.m \Rightarrow \phi M_n = 0.854 \times 18969.5$$

$$= 16195.8 > M_u = 16079.4 \quad t.m \quad ok.$$

$$W_u = 642.6 \text{ t} < 0.1 f'_c A_g = 0.1 \times 240 \times \pi (630^2 - 600^2) \times 10^{-3} = 2780.8 \quad t$$

$$\phi = 0.9 - \frac{2W_u}{f'_c A_g} = 0.9 - \frac{2 \times 642.6 \times 1000}{240 \times \pi (630^2 - 600^2)} = 0.854$$

کنترل برش در تراز ۲۲ متری از بالای سیلو:

$$A = \pi(630^2 - 600^2) = 1.16 \times 10^5 \text{ cm}^2$$

$$v = \frac{632.1 \times 1000}{1.16 \times 10^5} = 5.45 > 0.29 \sqrt{240} = 4.5 \text{ kg/cm}^2$$

بنابراین مقطع سیلو در تراز دال کف سیلو در برش ضعیف است.

$$\text{میلگردهای حلقوی اضافی} = 49 - \frac{26.38 + 28.89 + 31.24}{3} = 20.16 \text{ cm}^2 / m$$

$$V_s = (5.45 - 4.5) \times 1.16 \times 10^5 \times 10^{-3} = 110.2 \text{ t}$$

از رابطه تیرهای عمیق برش را کنترل می کنیم:

$$\frac{V_s}{f_s d} = \frac{A_v}{s} \left(\frac{1 + l_n/d}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{s_2} \left(\frac{11 - l_n/d}{12} \right)$$

A_v = سطح مقطع میلگردهای عمود بر میلگردهای خمشی

A_{vh} = سطح مقطع میلگردهای موازی میلگردهای خمشی

$$l_n = 22 \quad m, \quad d = 0.8 \times 12.6 = 10.08 \quad m$$

$$l_n/d = 22/10.08 = 2.18$$

$$\frac{110.2 \times 1000}{2000 \times 1008} = \frac{A_v}{s} \left(\frac{1 + 2.18}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{s_2} \left(\frac{11 - 2.18}{12} \right)$$

$$0.05466 = 0.265 \frac{A_v}{s} + 0.735 \frac{A_{vh}}{s_2}$$

$$0.05466 = 0.265 \times \frac{20.16}{100} + 0.735 \frac{A_{vh}}{s_2} \Rightarrow \frac{A_{vh}}{s_2} = 0.00168$$

$$s_2 = 30 \quad cm \Rightarrow A_{vh} = 0.05 \quad cm^2 / m$$

مقدار فوق برای میلگردهای برشی قائم بسیار ناچیز است ، باتوجه به اختلاف قابل توجه تنشهای فشاری بتن و کششی میلگردها با مقادیر تنشهای مجاز، میلگردهای برشی قائم در نظر گرفته نمی شود.

کنترل برش در تراز ۱۲ متری از بالای سیلو:

$$A = \pi (630^2 - 600^2) = 1.16 \times 10^5 \text{ cm}^2$$

$$v = \frac{456.1 \times 1000}{1.16 \times 10^5} = 3.93 < 0.29 \sqrt{240} = 4.5 \text{ kg/cm}^2$$

بنابراین مقطع سیلو در تراز ۱۲ متری از کف سیلو مقاومت برشی کافی دارد.

کنترل آرماتورهای قائم حداقل:

$$A_{s,\min} = 0.0015 \times 100 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2 / m < 10.26 \text{ cm}^2 / m \text{ ok.}$$

کنترل دیوارهای سیلو در زیر دال کف سیلو:

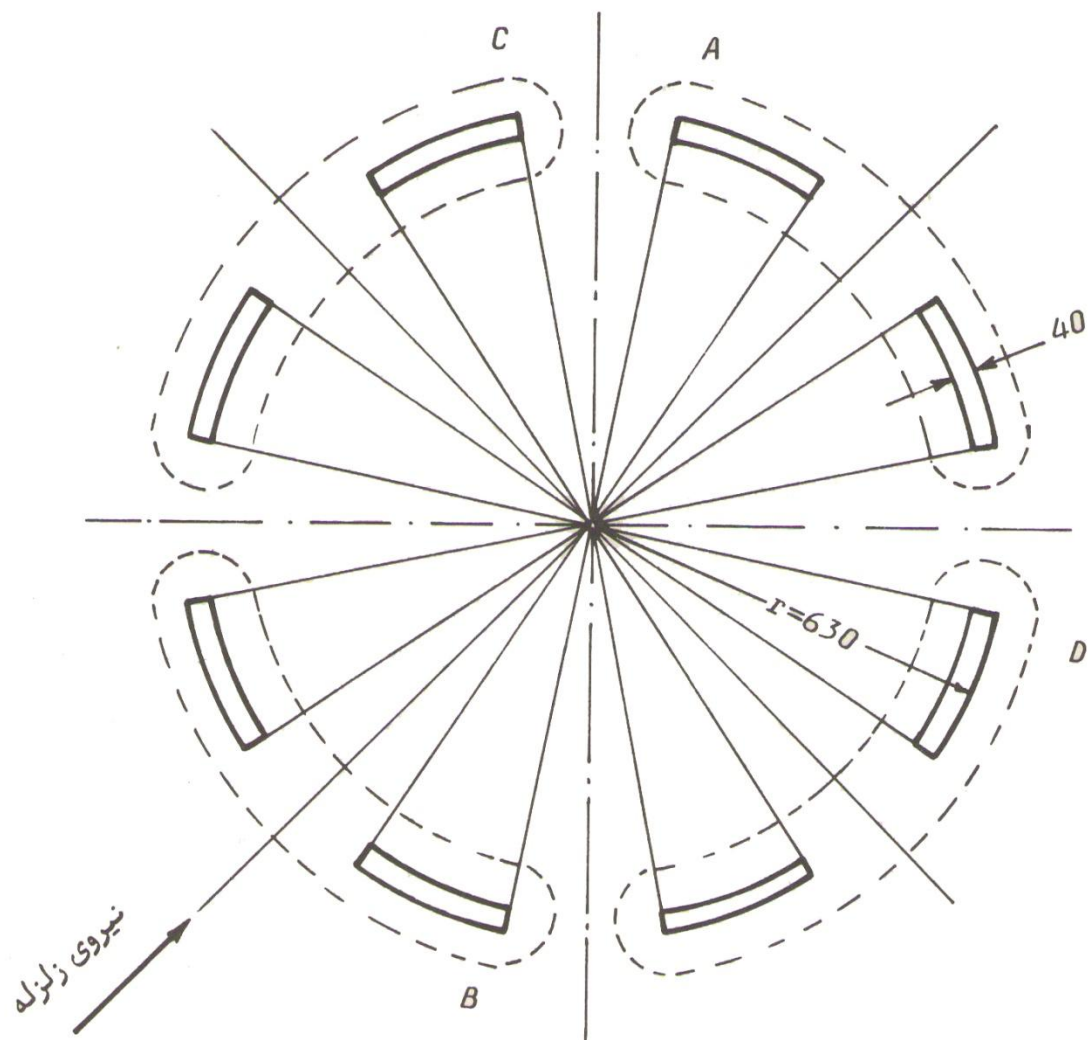
اگر نیروهای زلزله در امتداد نشان داده شده در شکل ۱۸ وارد شوند، لنگر خمشی بصورت یک کوپل توسط دیوارهای A, B گرفته می شود و نیروی برشی توسط دیوارهای C, D مقابله می شود.

$$\text{وزن جدار سیلو} = \pi(6.3^2 - 6^2)23.5 \times 2.4 = 653.5 \quad t$$

$$50 \text{ در صد وزن دال} = \pi \times 6^2 \times 0.6 \times 2.4 \times 0.5 = 81.4 \quad t$$

$$\text{وزن پایه ها} = \pi(6.3^2 - 5.9^2) \times 3 \times 2.4 \times 0.5 = 55.16 \quad t$$

$$(D.L.)_t = 653.5 + 81.4 + 55.16 = 790 \quad t$$



شکل ۱۸- مقطع افقی از پایه هاس سیلو در زیر تراز دال کف سیلو

$$50 \text{ در صد وزن } 80 \text{ در صد مواد ذخیره شده} = 0.5 \times 0.8 \times 3582 = 1433 \quad t$$

$$50 \text{ در حالت زلزله} \quad P_u = 0.75(1.4D.L. + 1.7L.L) = \\ = 0.75(1.4 \times 790 + 1.7 \times 1433) = 2834.3 \quad t$$

$$V_u = 0.75 \times 1.87 \times 867.8 = 1217 \quad t$$

$$M_u = 0.75 \times 1.87 \times 15332.4 = 21503.7 \quad t$$

$$\text{نیروی کششی هر دیوار B} = \left(\frac{21503.7}{12.3} - \frac{2834.3}{4} \right) \times 0.5 = 519.8 \quad t$$

$$\text{نیروی فشاری هر دیوار A} = \left(-\frac{21503.7}{12.3} - \frac{2834.3}{4} \right) \times 0.5 = -1228.4 \quad t$$

-طراحی برای کشش:

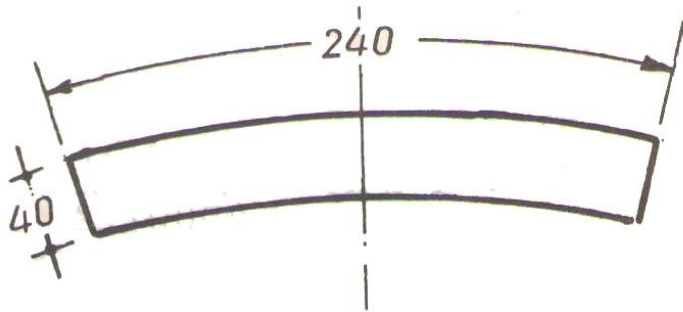
$$A_{s,ten} = \frac{T_u}{\phi F_y} = \frac{519.8 \times 10^3}{0.9 \times 4000} = 144.4 \quad cm^2$$

344

طراحی برای فشار:

$$r_{\min} = 0.3 \times 40 = 12 \text{ cm}$$

$$kl/r = 1 \times 300 / 12 = 25 < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$



نیازی به در نظر گرفتن لاغری نیست.

$$P_u = \frac{1228.4}{0.7} = 1754.9 \text{ t}$$

$$P_{no \max} = 0.8 \left[0.85 f'_c (A_g - A_s) + A_s F_y \right]$$

$$1754.9 \times 10^3 = 0.8 \left[0.85 \times 240 \times (40 \times 240 - A_s) + A_s \times 4000 \right] \Rightarrow$$

$$A_{s, req} = 61.96 \text{ cm}^2 < 144.4 \Rightarrow use : A_{s, req} = 144.4 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{s,req} = 144.4 \text{ cm}^2$$

$$use : 2 \times 16 \Phi 25 / s = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_{s,prov.} = 156.8 \text{ cm}^2$$

کنترل برش در پایه ها:

$$V_u = 1217 \text{ t}$$

$$= \frac{1217}{4} = 304.25 \text{ t}$$

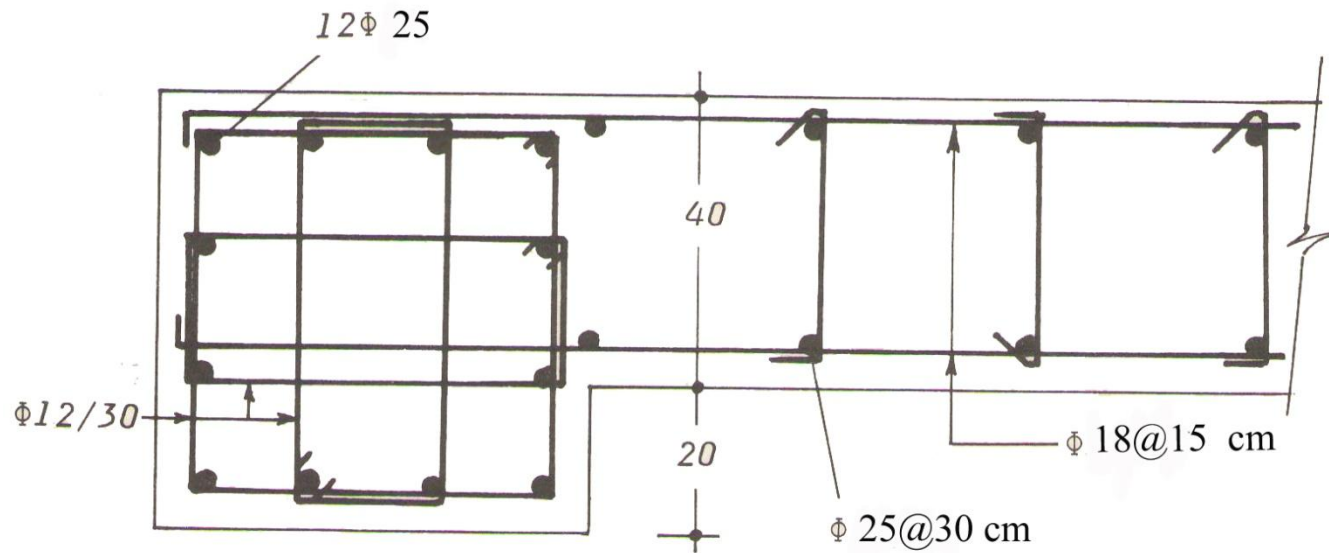
$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d = 0.53 \sqrt{240} \times 40 \times 220 = 72254.4 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u \Rightarrow \frac{304.25 \times 1000}{0.85} = V_c + V_s = 72254.4 + V_s \Rightarrow V_s = 285686.7 \text{ kg}$$

$$V_s = \frac{A_v F_y d}{s} \Rightarrow \frac{A_v}{s} = \frac{285686.7}{4000 \times 220} = 0.324 \Rightarrow use : \Phi 18$$

$$\frac{2.54 \times 2}{346} = 0.324 \Rightarrow s = 15.7 \text{ cm} \Rightarrow use \Phi 18 @ 15 \text{ cm } c / c$$

بهتر است در لبه پایه ها المان مرزی قرار دهیم و تعدادی از آرماتورهای طولی پایه را در المان مرزی قرار داده و میلگرد های افقی را در المان مرزی مهار کنیم (شکل-۱۹)



طراحی دال کف سیلو:

$$\text{ضخامت دال} = 60 \text{ cm}$$

$$\text{وزن دال} = 0.6 \times 2.4 = 1.44 \text{ ton/m}^2$$

فشار وارد بر دال در حالت بهره برداری:

$$C_d = 1.35 \text{ برای طراحی کف}$$

$$q_{des} = 1.35 \times 22.83 \text{ (جدول ۵)} = 30.82 \text{ ton/m}^2$$

$$q_u = 1.4 \times 1.44 + 1.7 \times 30.82 = 54.41 \text{ ton/m}^2$$

فشار وارد بر دال در حالت زلزله:

$$\text{بار زنده} \quad q = \frac{0.8 \times 3582}{\pi \times 6^2} = 25.34 \text{ ton/m}^2$$

$$348 \quad q_u = 0.75(1.4 \times 1.44 + 1.7 \times 25.34) = 33.82 < 54.41 \text{ ton/m}^2$$

در طراحی دال کف سیلو فشار حالت بهره برداری حاکم است.
در نتیجه دال کف برای $q_u = 54.41 \text{ ton/m}^2$ همانند یک دال تخت طراحی می شود و برش پانچینگ و برش تیری کنترل می گردد.

طراحی ستون برای بارهای قائم:

$$\text{ارتفاع آزاد} = 450 - (60 + 40) = 350 \text{ cm}$$

$$\text{قطر ستون } D = 100 \Rightarrow r = 0.25 \times 100 = 25 \text{ cm}$$

$$\frac{kl_u}{r} = 1 \times 350 / 25 = 14 < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

$$P_u = 4 \times 4 \times 54.41 = 870.56 \text{ t} \quad \text{بنابراین از اثرات لاغری صرف نظر می شود.}$$

$$\phi P_n \geq P_u \Rightarrow \frac{870.56 \times 1000}{0.7} = 0.8 \left[0.85 f'_c A_g + A_s (F_y - 0.85 f'_c) \right]$$

$$1554571.43 = 0.85 \times 240 \times \frac{\pi \times 100^2}{4} + A_s (4000 - 0.85 \times 240)$$

$$A_s < 0$$

در این حالت نیازی به آرماتور نیست.

طراحی ستون در حالت زلزله:

در حالت زلزله تمام نیروها و لنگرها به جداره سیلو داده شده است . ستونها تنها کافی است ۲۵ درصد نیروهای زلزله را تحمل کنند.

$$V = 0.25 \times 867.8 = 217 \quad t \quad \text{برای ۴ ستون}$$

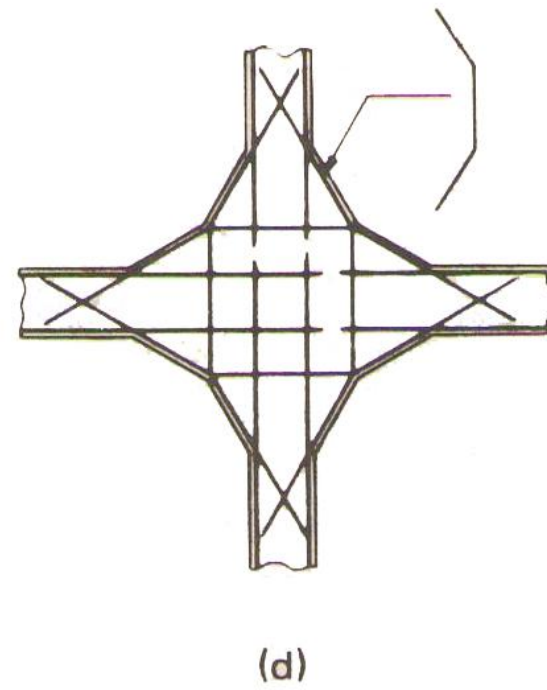
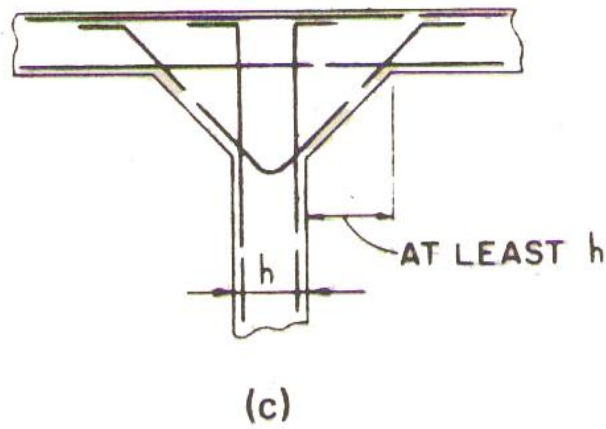
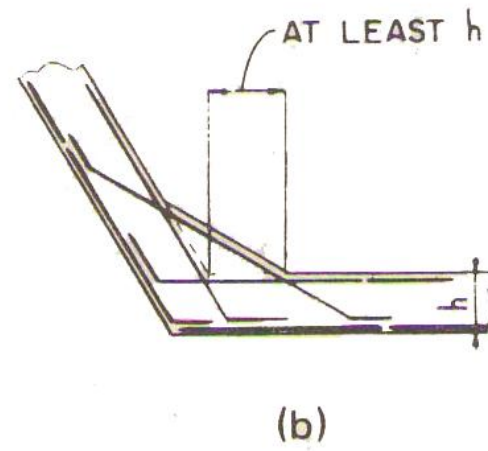
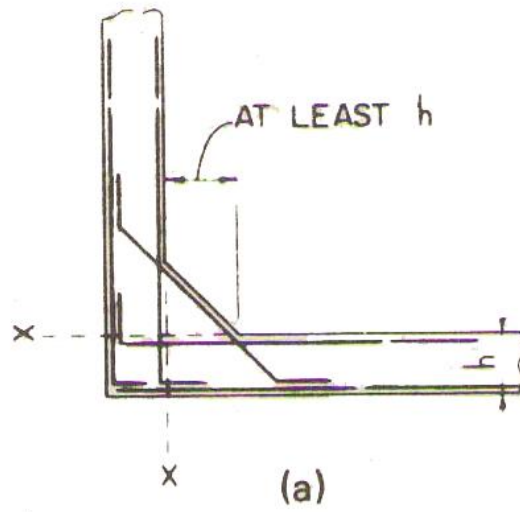
$$V = \frac{217}{4} = 54.25 \quad t \quad \text{برای هر ستون}$$

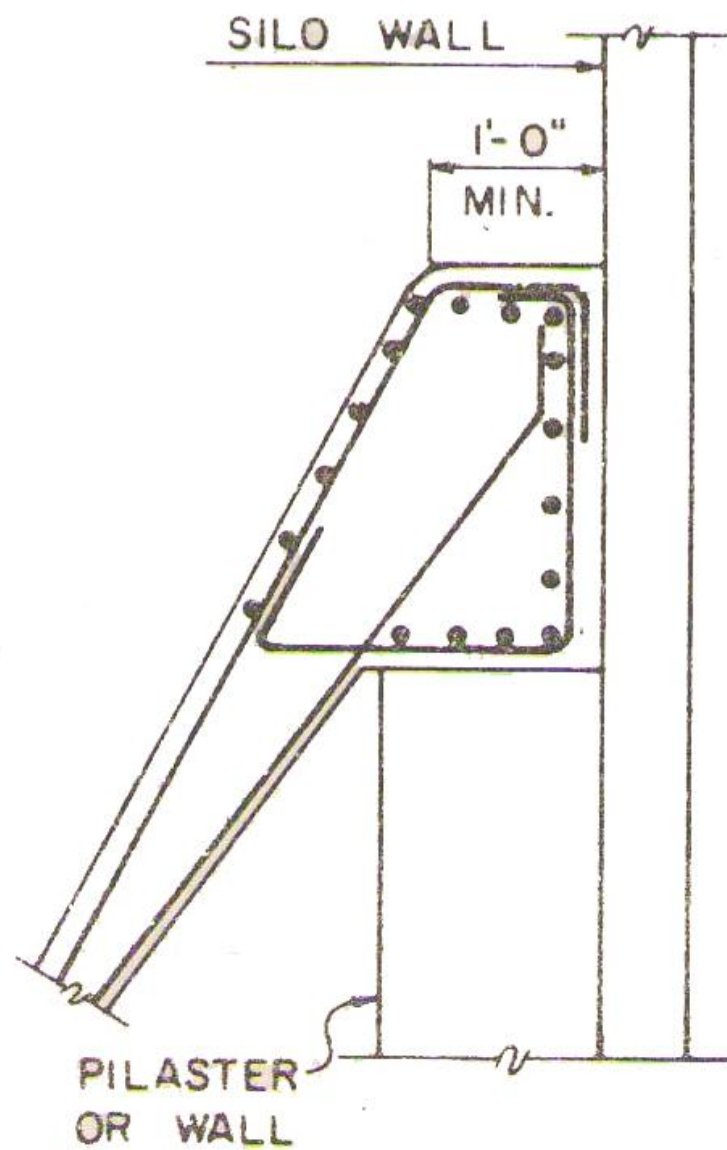
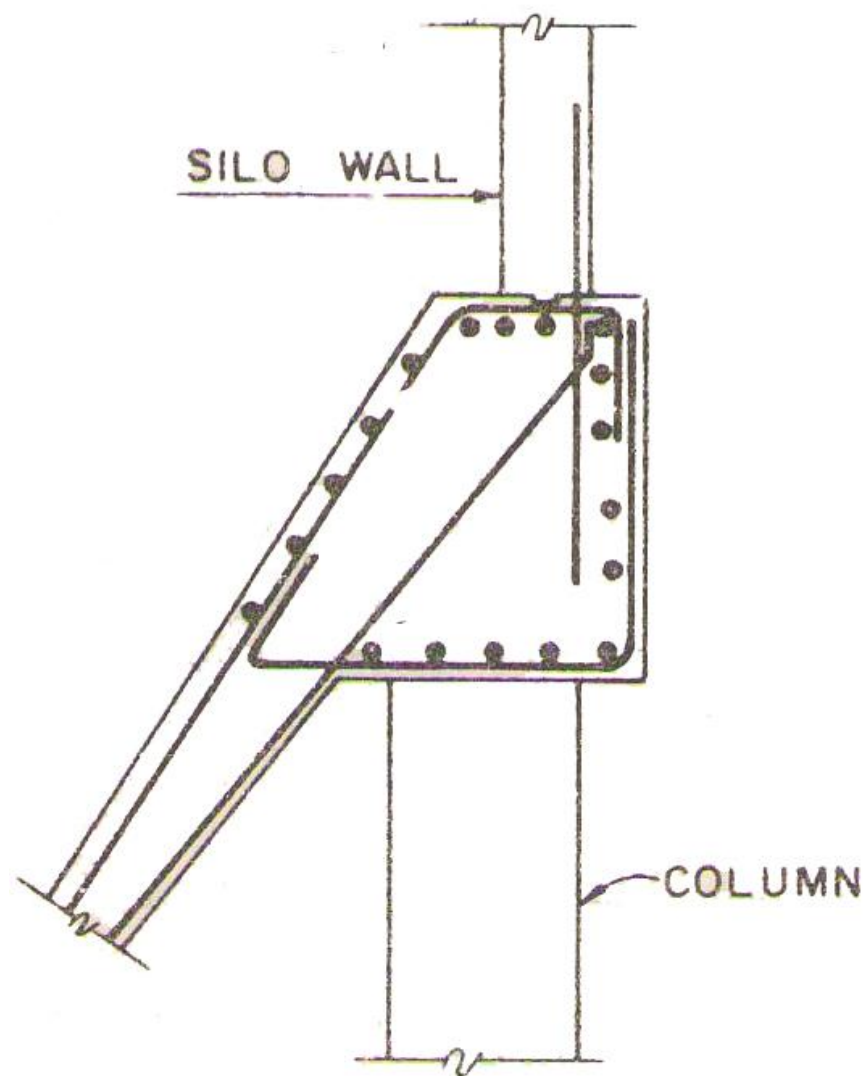
$$M = \frac{3.5}{2} \times 54.25 = 94.94 \quad t.m$$

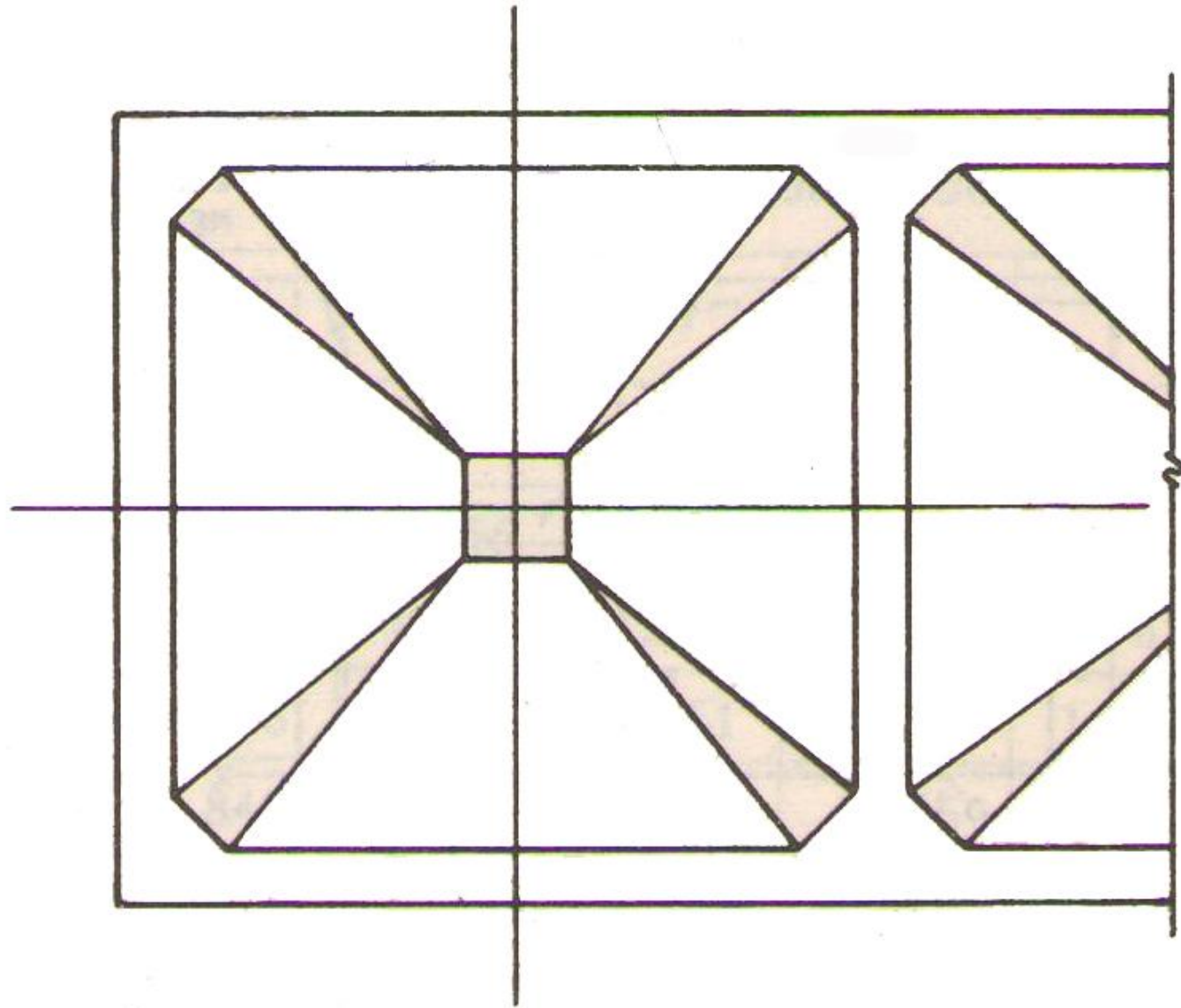
$$P_u = 4 \times 4 \times 33.82 = 541 \quad t$$

$$M_u = 0.75(1.87 \times 94.94) = 133.15 \quad t.m$$

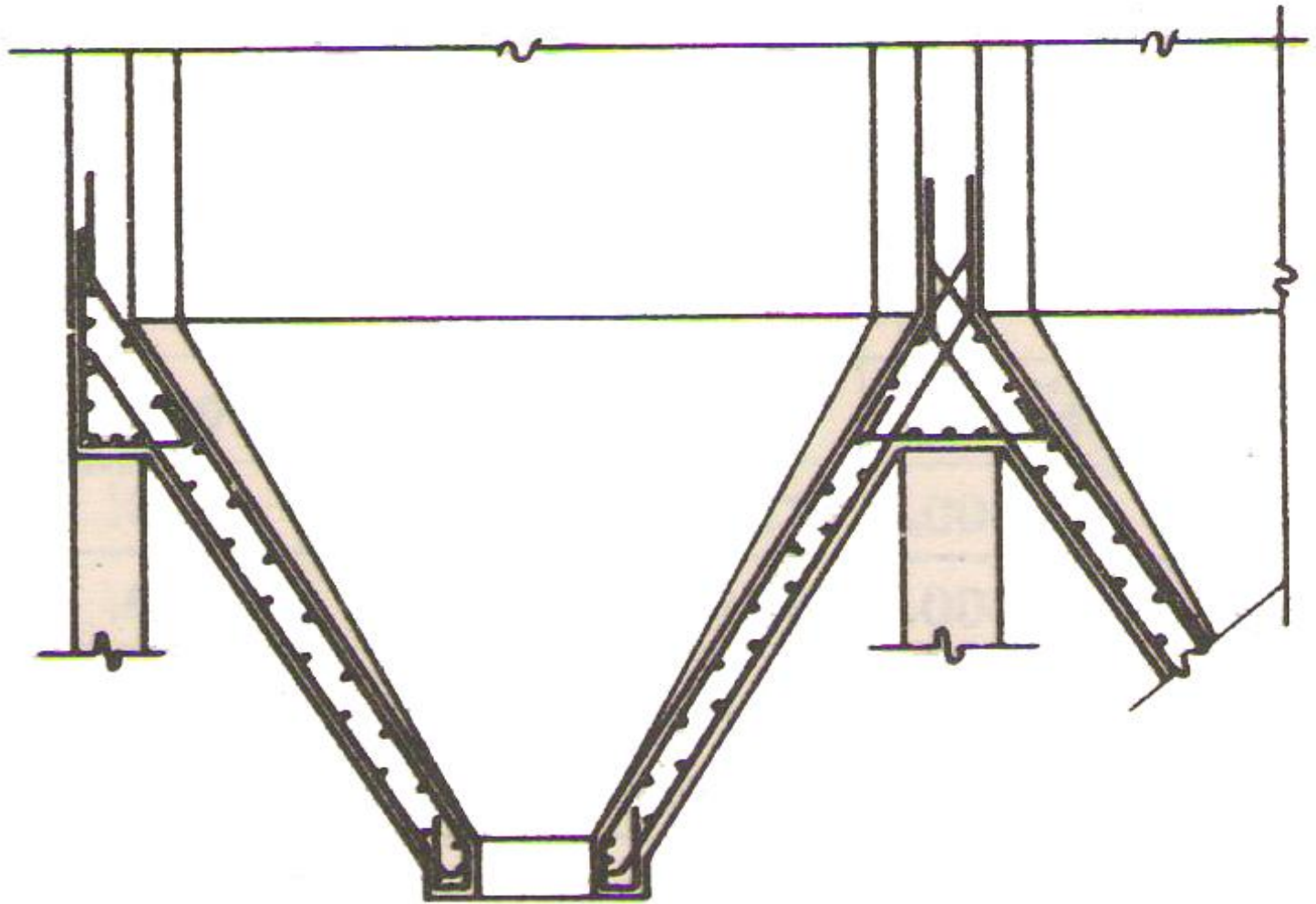
با توجه به نیروی نهائی و لنگر خمشی نهائی و با استفاده از نمودار اندر کنش ستون آرماتورهای مورد نیاز در ستون را می توان محاسبه نمود.



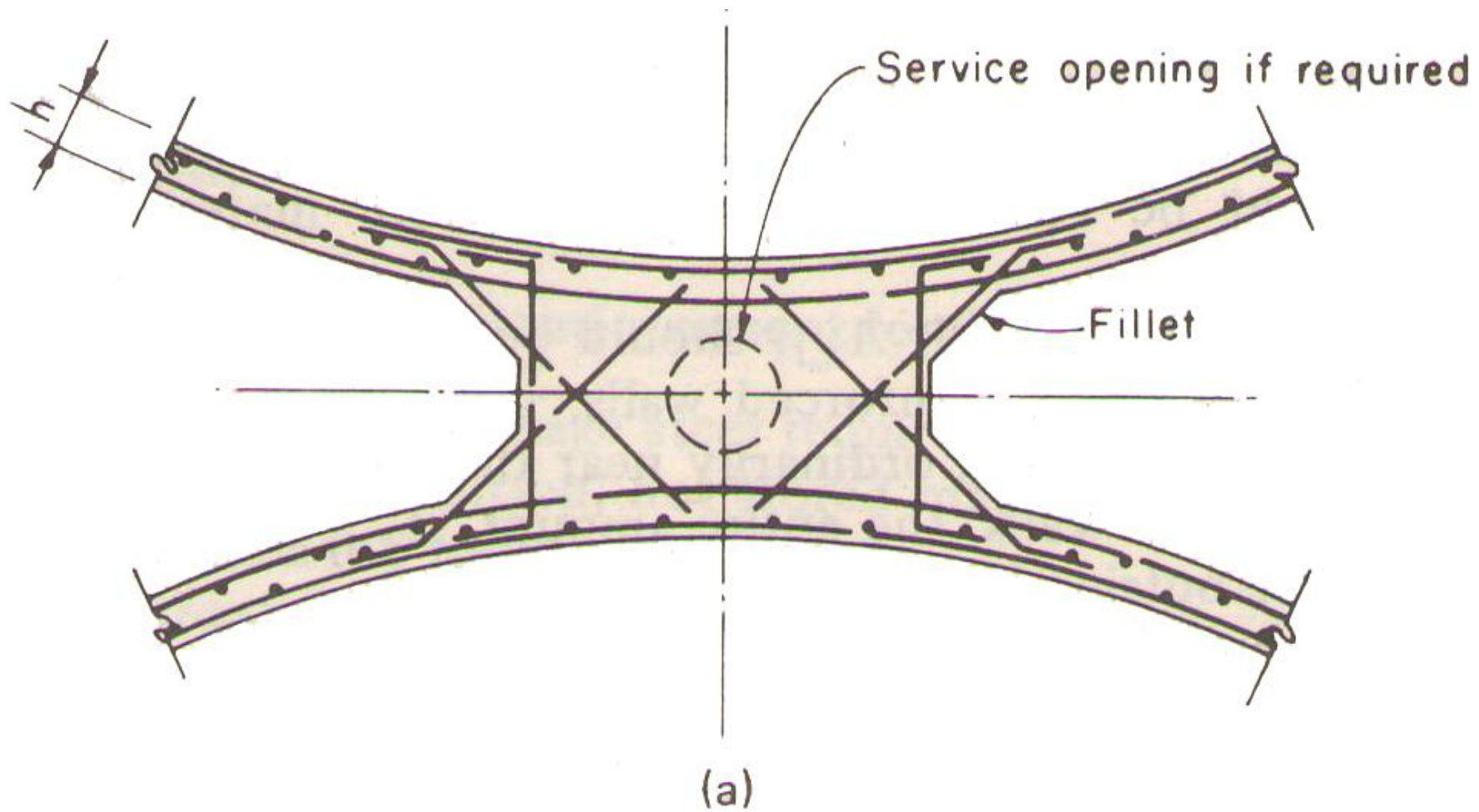


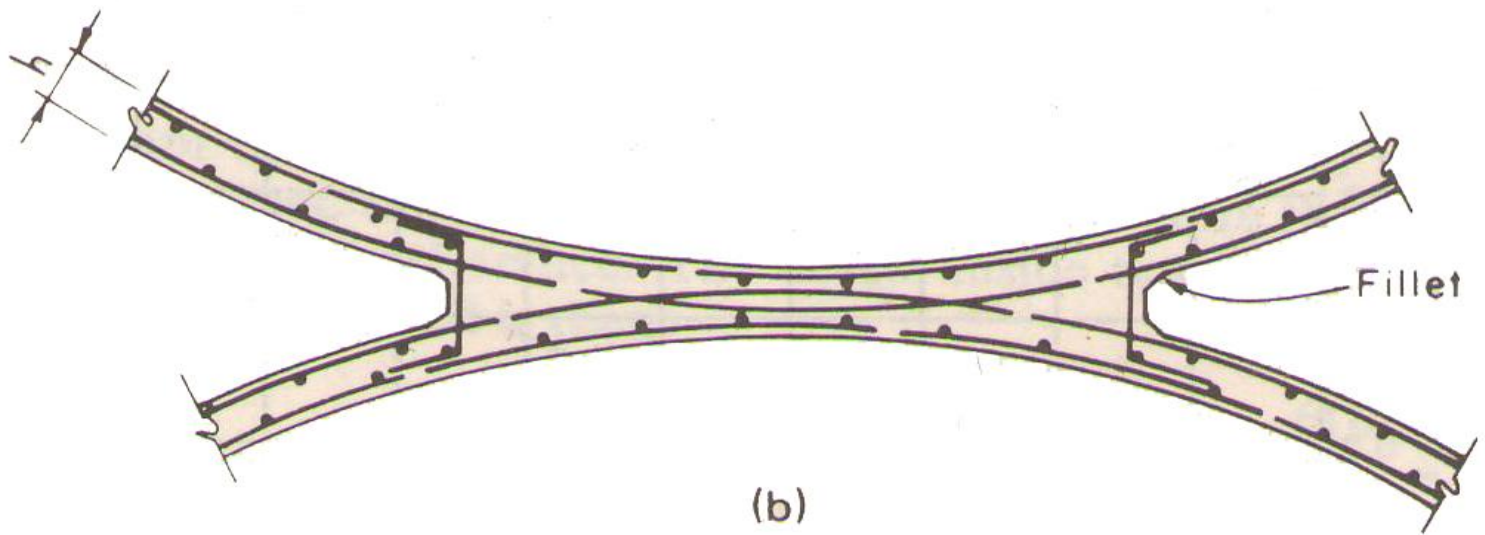


PLAN

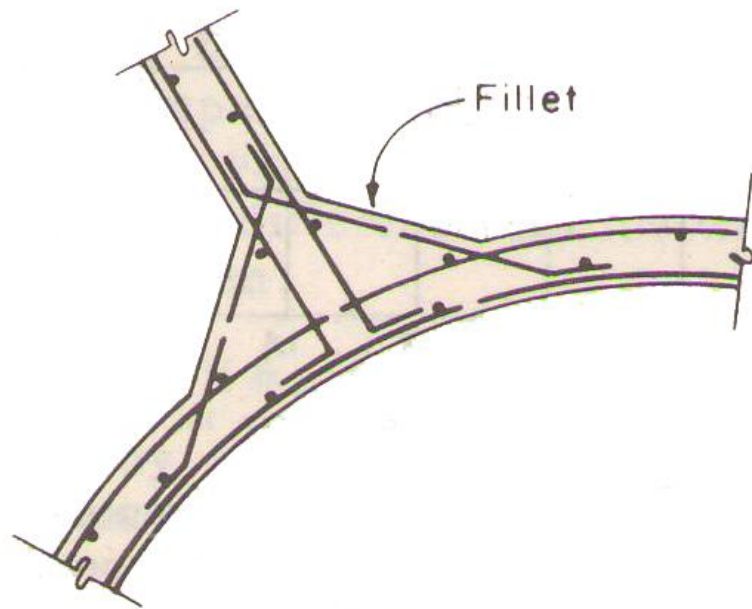


CROSS SECTION





(b)



(c)

تحلیل و طراحی مخازن زمینی

GROUND SUPPORTED TANKS

منابع:

۱- «ضوابط و معیارهای طرح و محاسبه مخازن آب زمینی» نشریه شماره ۱۲۳ معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی

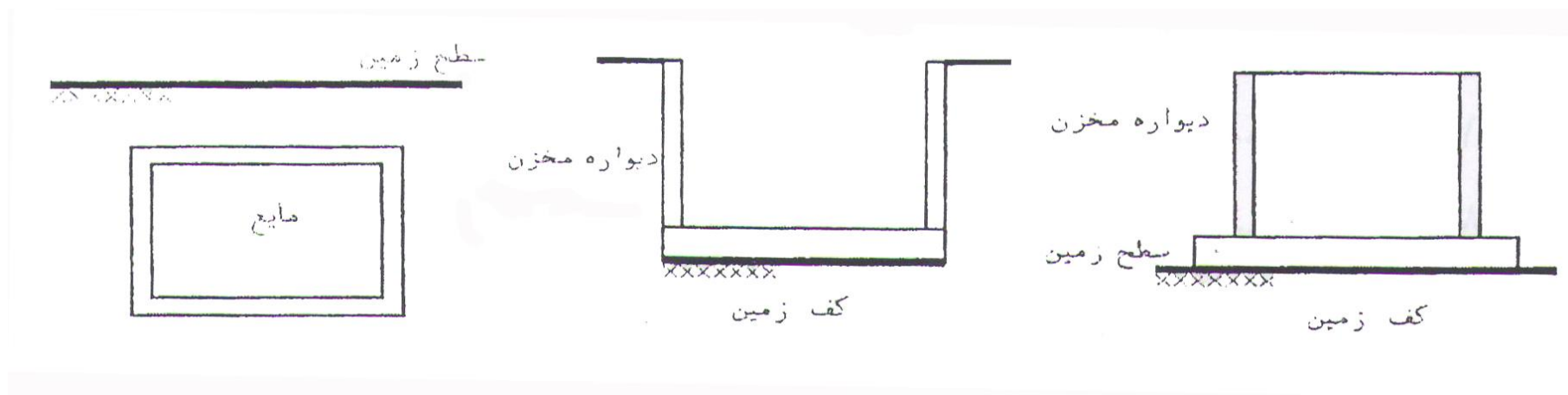
۲- «مشخصات فنی عمومی مخازن آب زمینی» نشریه شماره ۱۲۴ معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی

3- “Seismic Design of Liquid Storage Tanks” ,Medhat, A.
Haroun, A.M.

4- “A procedure for Seismic Design of Liquid Storage Tanks”
Haroun, M.A, and Housner G.W.

مخازن سازه‌هایی هستند که برای ذخیره و نگهداری مایعات بکار می‌روند و به شکلهای مختلفی از جمله کروی، استوانه‌ای، مکعب مستطیلی و ... ساخته می‌شوند.

مخازن زمینی به سه صورت مدفون؛ نیمه مدفون و روی زمین ساخته می‌شوند (شکل ۱).



شکل ۱- مخازن زمینی

در طراحی و ساخت مخازن موارد زیر بایستی مورد توجه قرار گیرد:

- الف- آب بندی مخازن
- ب- جرئیات اجرائی درزها و اتصالات
- پ- کنترل ترک در مخازن
- ت- تحلیل مخازن برای بارهای استاتیکی و دینامیکی
- ث- طرح لرزه ای مخازن شامل اثرات شلاقی امواج مایع ذخیره شده
- ج- طراحی مخازن
- د- پایایی مخزن

الف- آب بندی مخازن

آب بندی مخازن در مخازن بتنی حائز اهمیت فراوانی است، بتن با دانه بندی مناسب به مقدار قابل توجهی مانع نفوذ مایعات می باشد.

با این حال ممکن است از ترکها و گوشه های مخزن آب نشت کند که برای به حداقل رساندن نشت آب و آب بندی مخازن تدابیر خاصی در کنترل ترکها و استفاده از مصالح نفوذ ناپذیر در جاهای لازم مورد نیاز خواهد بود.

ترکها معمولاً در اثر تنشهای ناشی از افت بتن و یا در اثر تغییرات دما ایجاد می شوند.

عواملی که کنترل آنها ترکها را به حداقل مقدار کاهش میدهد عبارتند از:

۱- ساختن صحیح بتن، دانه بندی مناسب و عمل آوری کافی بتن

۲- استفاده از درزهای مناسب در اجرای بتن

۳- در صد هندسی مناسب آرماتورها

معمولا مقدار کل افت بتن در هوای با رطوبت ۵۰ در صد بین ۰/۴ الی ۰/۸ میلیمتر در هر متر می باشد. که حدود ۳۴ در صد کل افت در ماه اول و ۹۰ در صد کل افت در سال اول بعد از بتن ریزی اتفاق می افتد.

برای حدود زمان ساخت، پتانسیل انقباض در حالت خشک قبل از پر کردن مخزن وجود خواهد داشت.

بعد از پر کردن مخزن حداقل یکطرف دیوارهای آن بطور دائم مرطوب خواهد بود و تورم در دیوارها رخ خواهد داد، گرچه مقدار آن به اندازه انقباض اولیه نخواهد بود.

گزارشات در مورد تعدادی از مخازن نشان می دهد که تورم ایجاد شده در رطوبت دائم در یک دوره زمانی **یک ساله حدود یک سوم انقباض بتن** در هوای خشک در همان دوره زمانی می باشد.

یک پارامتر مهم در مقدار انقباض در حالت خشک **نسبت آب به سیمان** است که در اختلاط بتن استفاده می شود. مقدار آب را با استفاده از مواد افزودنی حباب ساز یا مواد افزودنی روانساز و یا با استفاده از حداقل سیمان مورد نیاز می توان کاهش داد.

تغییر حجم در اثر **تغییرات دما نیز ترکهای انقباضی** ایجاد می کند. اختلاط بتن در هوای خیلی گرم و یا استفاده از بتن با روانی خیلی بالا باعث انقباض و در نتیجه باعث افزایش ترکها می شود.

همچنین پر کردن مخزن با سرعت زیاد و با مایعات سردتر از بتن مخزن باعث ایجاد ترکهای انقباضی می شود.

– اختلاط بتن و عمل آوری مناسب

توصیه شده است در ساخت بتن مخازن از نسبت آب به سیمان بیشتر از ۵۳/۰ استفاده نشود. با استفاده از مواد افزودنی کاهنده آب و یا هواساز می توان نسبت آب به سیمان را به ۴۵/۰ کاهش داد.

جهت کاهش انقباض استفاده از حداقل مقدار سیمان توصیه می شود. ولی برای ایجاد دوام کافی و کارایی مناسب و مقاومت مورد نظر مقدار سیمان حداقل ۳۰۰ الی ۳۳۵ کیلوگرم در هر متر مکعب خواهد بود.

دانه های درشت مورد استفاده حدود ۲۰ الی ۲۵ میلیمتر توصیه می شود.

مقدار اسلامپ بتن حداکثر ۱۰۰ میلیمتر توصیه می شود.

پارامتر های توصیه شده در اختلاط بتن مسلما بر اساس شرایط محیطی و یا نیازهای طراحی در نظر گرفته می شود تا مقاومت و دوام مورد نظر بدست آید.

در حین مدت عمل آوردن، در چند روز اول مقاومت بتن با سرعت بیشتری حاصل شده و تخلخل بتن کاهش می یابد. **عمل آوردن مرطوب مداوم انقباض و در نتیجه ترکها را به حداقل رسانده و مقاومت بتن را افزایش می دهد.**

– جزییات اجرایی درزها و اتصالات

با استفاده از بتن با دانه بندی خوب و نسبت آب به سیمان مناسب و حداقل سیمان مورد نیاز، انقباض بتن به حداقل خواهد رسید. بهر حال مقداری انقباض وجود خواهد داشت و در اثر تنشهای ناشی از انقباض ترکهای ایجاد خواهد شد.

برای کنترل ترکهای ناشی از تغییر حجم می توان از آرماتورهای مسلح کننده و درزها استفاده کرد و این دو راه حل باهم مورد استفاده قرار می گیرند.

با افزایش فاصله بین درزهای کنترل به درصد فولاد بیشتری نیاز خواهد بود.

انواع درزهای قابل استفاده بشرح زیر خواهد بود:

۱- درزهای اجرایی (Construction Joint)

سازه مخزن را بندرت می توان بصورت یکپارچه ساخت. و اغلب لازم می شود درزهای اجرایی قرار داده شود تا امکان اجرای سازه فراهم گردد. بر خلاف سازه های معمولی، در مخازن با توجه به امکانات اجرایی محل های دقیق درزهای اجرایی بایستی مشخص گردد.

در اغلب موارد درزهای اجرایی در انتهای المانها و یا در محل اتصال المانها ایجاد می شود. در محل درز اجرایی بتن قطع می شود ولی آرماتورها پیوستگی خود را حفظ می کنند.

درزهای اجرایی برای تامین حرکات لازم در مقابل تغییر طول بکار نمی رود، لیکن به علت افت بتن ممکن است بین دو سطح تماس جدائی ایجاد شود. این جدائی را با آماده سازی سطح بتنی که زودتر ریخته شده است ، می توان کاهش داد.

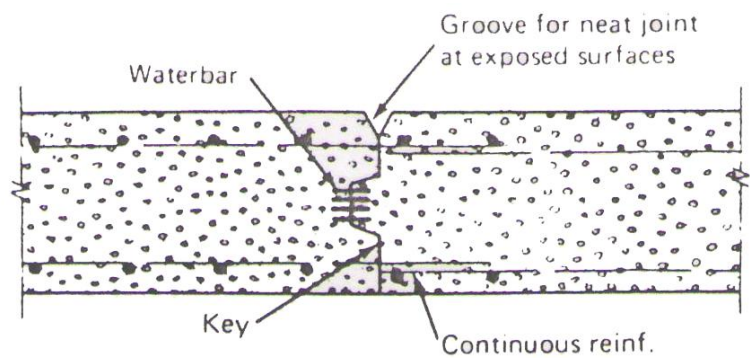
سطح تماس بصورت **قائم قالب بندی** شده و در سن ۵ **روزه توسط سند پلاست** و یا هوای فشرده و یا برس سیمی تمیز و از دوغاب خشک عاری شده و ناهموار می گردد، ارتفاع **نا همواریها ۶ میلیمتر** بهتر است.

در درزهای اجرائی بهتر است از تیغه های آببندی (**Water stop**) استفاده شود.

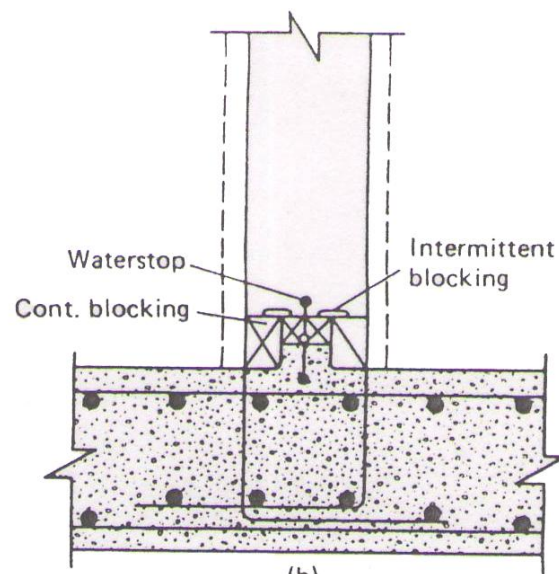
گاهی مواقع در امتداد درز و در سمت آب، **شیاری** ایجاد می شود و شیار با درز گیر پر می شود. (seal)

در هنگام بتن ریزی قسمت بعد نباید هیچگونه رطوبت آزاد در سطح درز اجرایی مرحله قبل باشد و عمل مرطوب کردن سطح بتن قطع شده، باید با فاصله زمانی مناسب انجام گیرد.

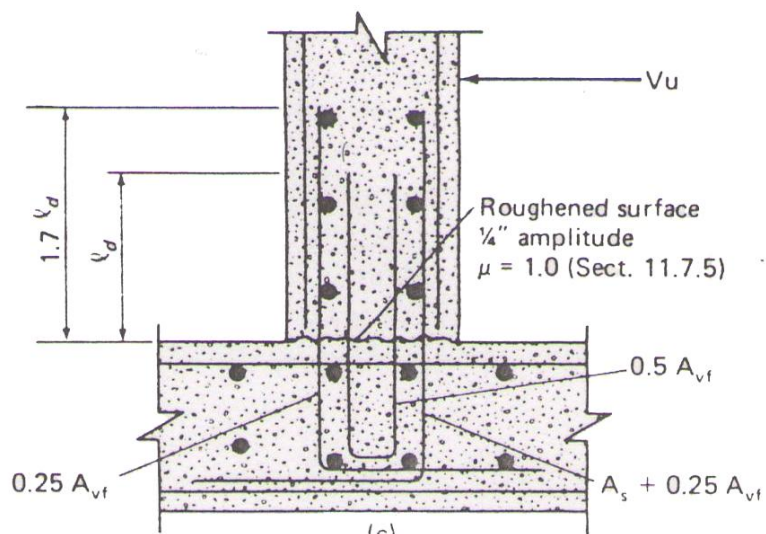
چند نمونه از درز اجرایی در شکل ۲ نشان داده شده است.



(a)



(b)



(c)

شکل ۲- درزهای اجرایی

۲- درزهای انقباضی (Contraction Joint)

درزهائی هستند که در آنها یکپارچگی بتن دو طرف درز بطور کامل از بین می رود و پیوستگی آرماتورها ممکن است از بین برود و یا حفظ شود.

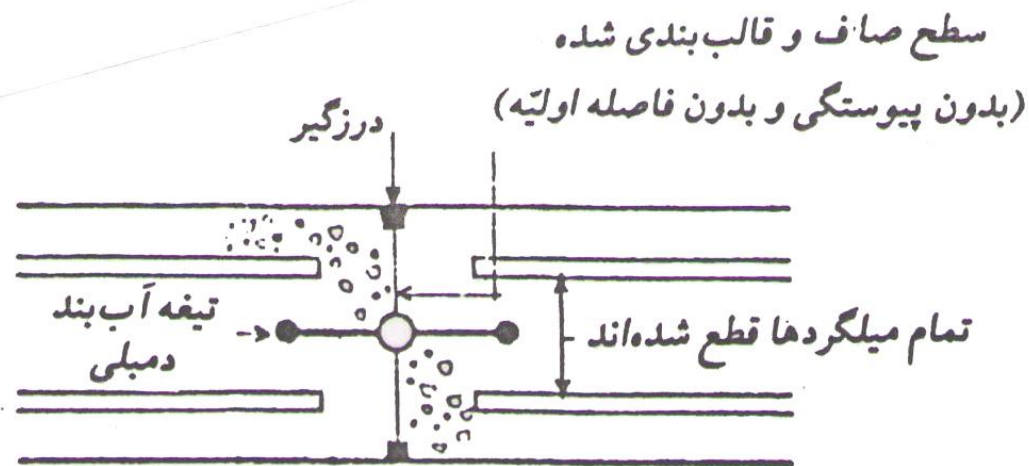
در یک درز انقباضی بتن جدید در کنار بتن قدیم ریخته می شود و سطح آنها کاملاً در تماس با یکدیگر است و هیچ فاصله ای بین آنها منظور نمی شود.

اگر در محل درز تمام میلگردها قطع شوند به آن درز، درز انقباضی کامل می گوئیم و اگر تمام میلگردها در محل درز ادامه یابند و یا حداکثر ۵۰ درصد آنها در محل درز قطع شوند به آن درز، درز انقباض جزئی می گوئیم.

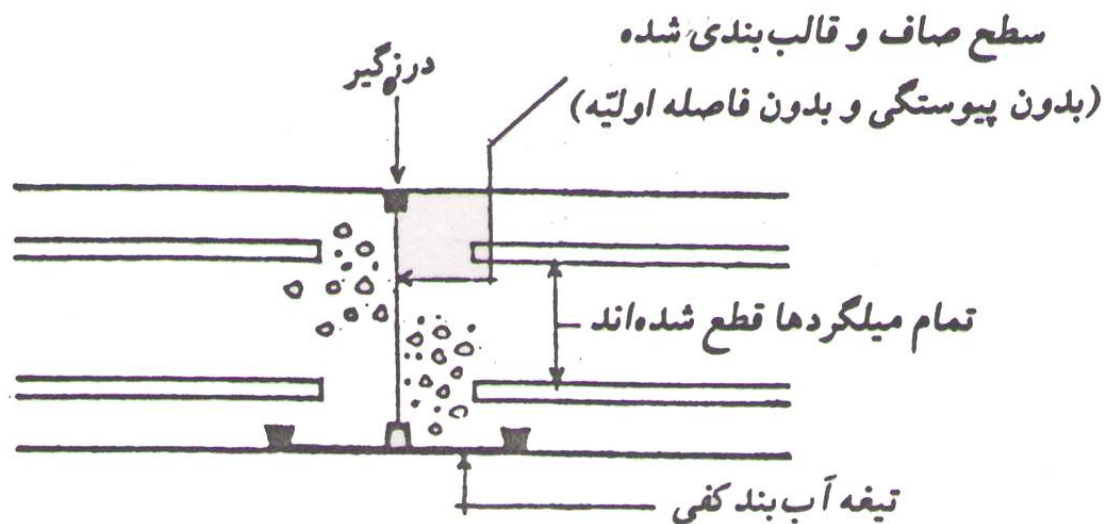
چند درز انقباضی در شکل ۳ نشان داده شده است.

در محل درز انقباض قرار دادن **تیغه آببند** ضروری است و قطع بتن باید بصورت قائم قالببندی شده و دارای سطح صاف باشد.

اگر بخواهیم با حفظ پیوستگی در عملیات بتن ریزی درز انقباض ایجاد کنیم، می توان از **درز انقباضی القائی** استفاده کرد. در این نوع درز با تضعیف مقطع بتن در محل درز، با حفظ پیوستگی در بتن ریزی بصورت عمد مقطع تضعیف شده ای ایجاد می کنیم تا ترک احتمالی در همین مقطع بوجود آید(شکل ۴).

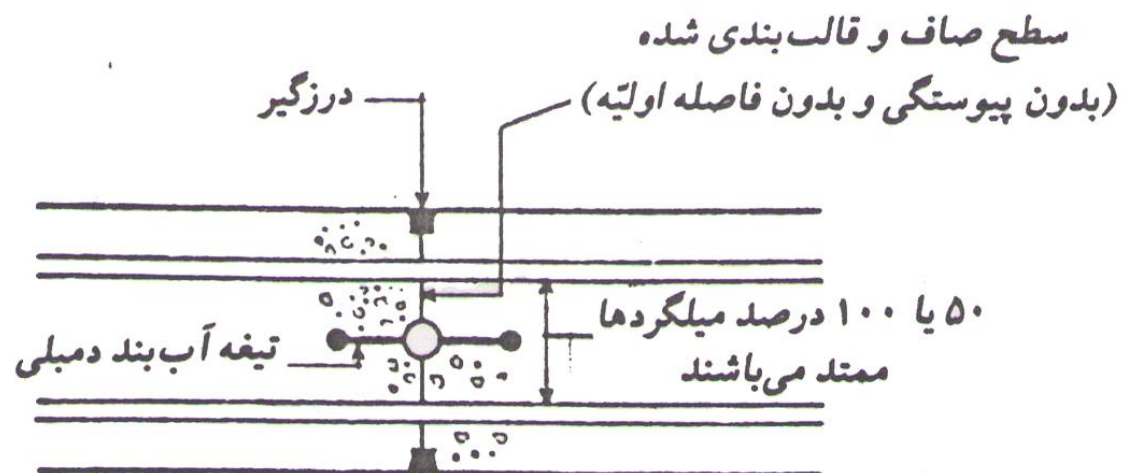


الف: درز انقباض کامل در دیوار

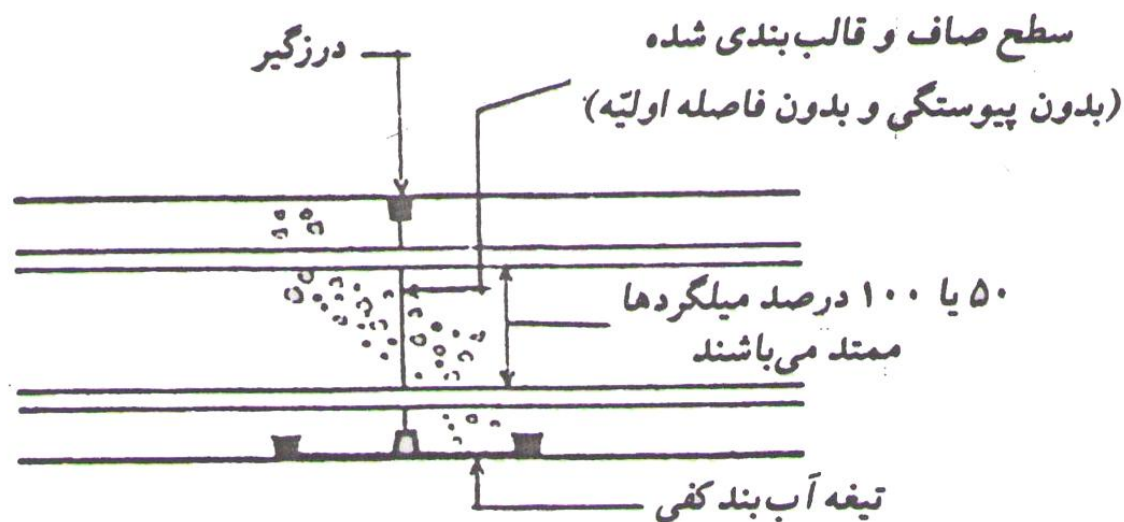


ب: درز انقباض کامل در کف

شکل ۳- درزهای انقباضی

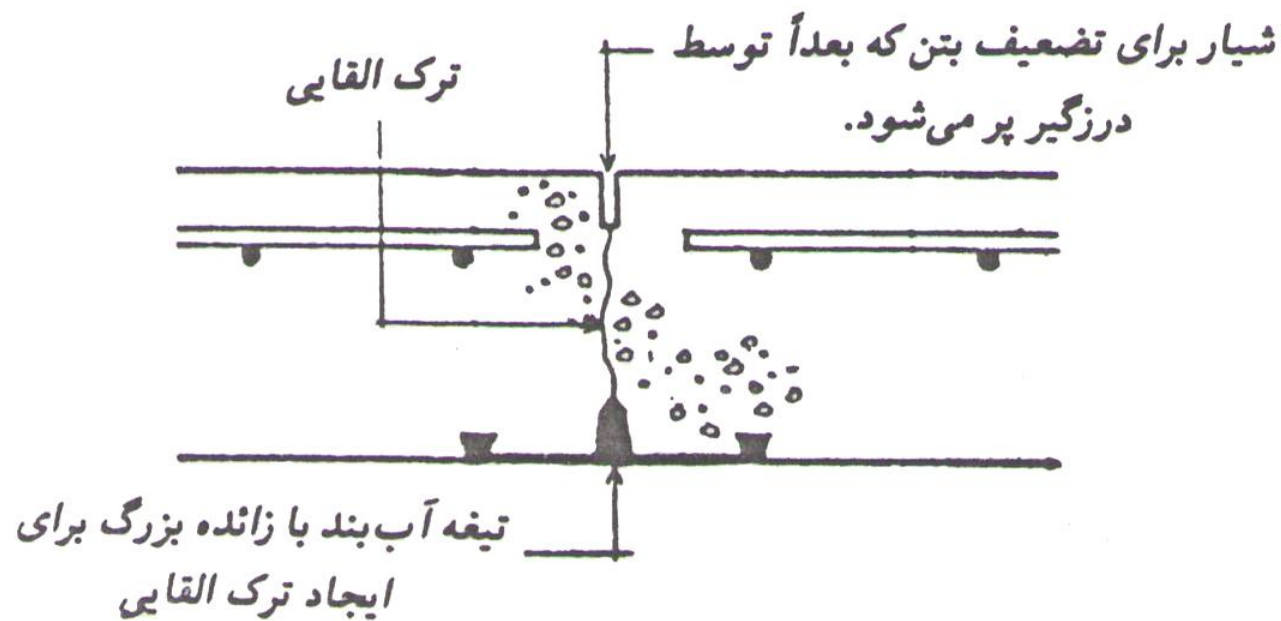


پ: درز انقباض جزئی در دیوار



ت: درز انقباض جزئی در کف

ادامه شکل ۳- درزهای انقباضی



شکل ۴- درز انقباضی القائی

۳- درزهای انبساطی (Expansion Joint)

در این درزها علاوه بر قطع بتن و تمام میلگردها در محل درز بین سطوح دو طرف درز فاصله ای ایجاد می شود.

در نتیجه درز انبساط یک درز حرکتی کامل است که در آن دو سطح مجاور می توانند نسبت بهم دور یا نزدیک شوند و یا نسبت بهم حرکت جانبی داشته باشند.

برای آبیندی درز انبساط باید از تیغه های آبیند استفاده شود. در این تیغه های آبیند در وسط تیغه یک حفره برای ایجاد امکان حرکات لازم قرار داده می شود، این حفره در درزهای انقباضی نیاز نخواهد بود.

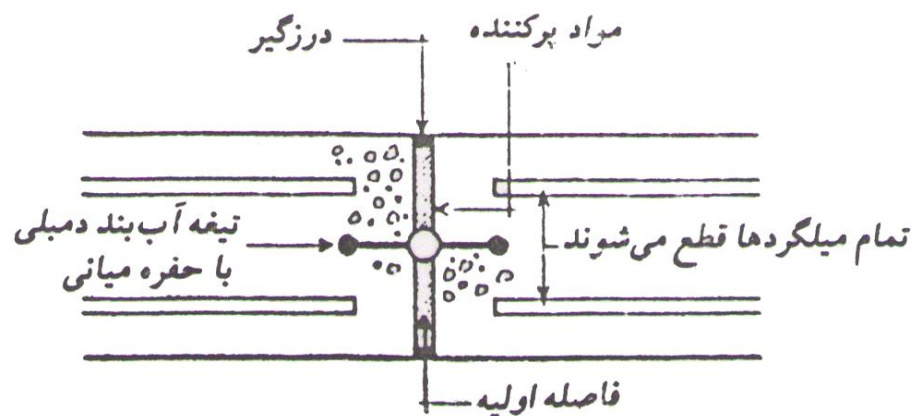
حد فاصل بین دو سطح مجاور در درز انبساط با موادی پر می شود، این مواد پر کننده باید دارای خواص زیر باشد:

۱- خاصیت جذب آب نداشته باشد.

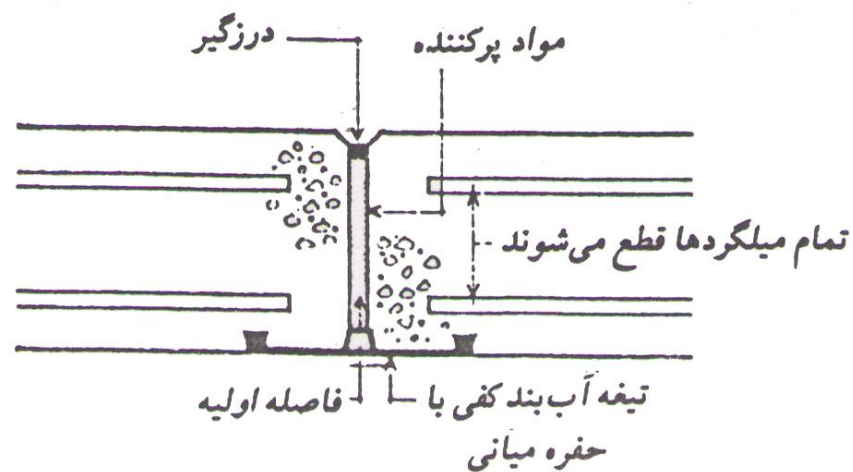
۲- قابل انعطاف و قابل فشرده شدن باشد.

۳- مضر به مایع داخل مخزن نباشد.

در نزدیکی سطح خارجی فاصله بین دو سطح با درز گیر مناسب پر می شود(شکل ۵).



الف: درز انبساط در دیوار

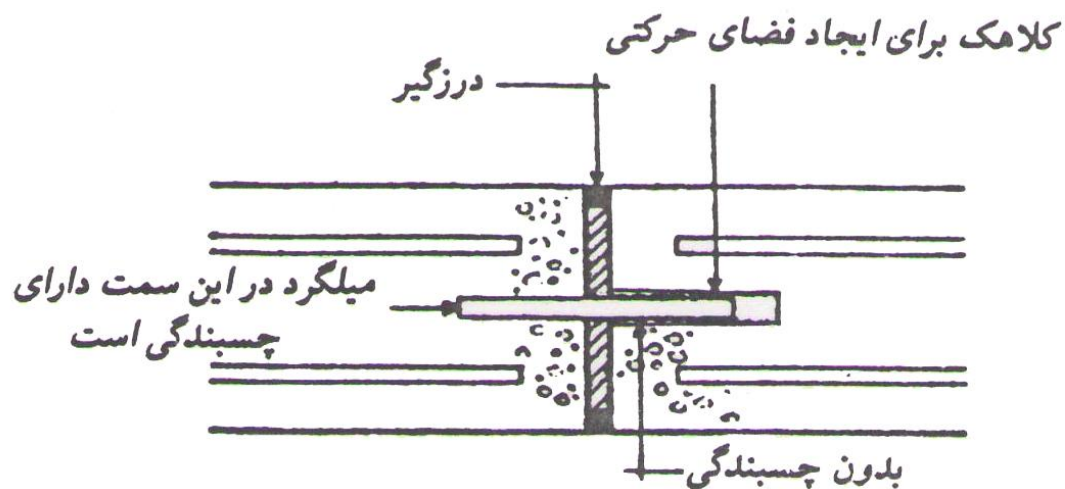


ب: درز انبساط در کف

شکل ۵- درز های انبساطی

اگر بخواهیم در درز انبساط نیروی برشی انتقال یابد از جزئیاتی شبیه شکل ۶ می توان استفاده کرد.

در درزهای انبساط اغلب شکستهای زیادی اتفاق می افتد، و تعدادی از محققین توصیه می کنند از درزهای انبساطی کمتر استفاده شود و در جزئیات اجرایی این درزها دقت بیشتری بعمل آید.

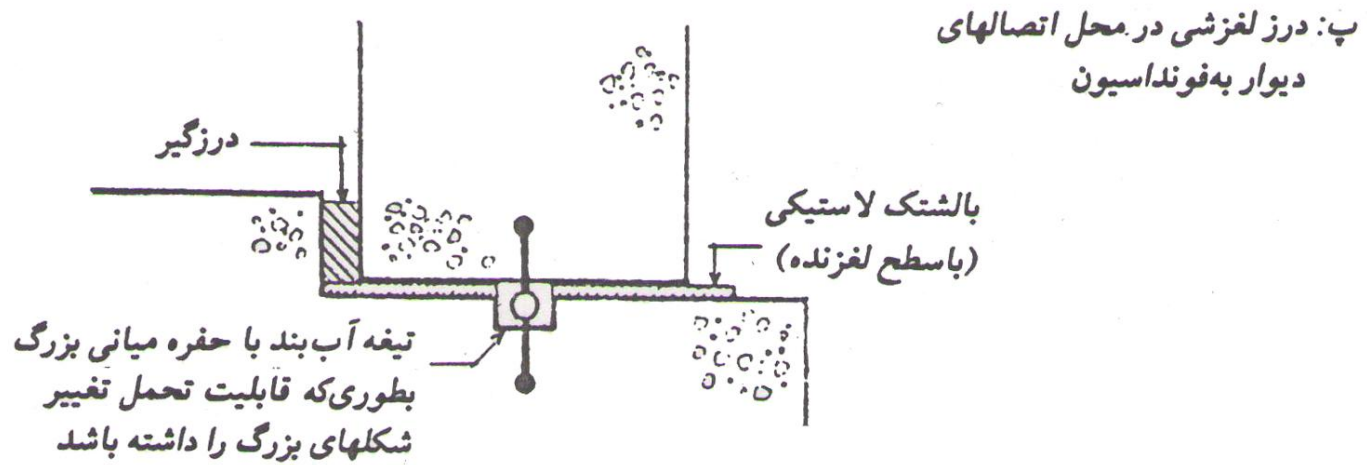


شکل ۶- درز انبساط با شاخک برشی برای انتقال نیروی برشی

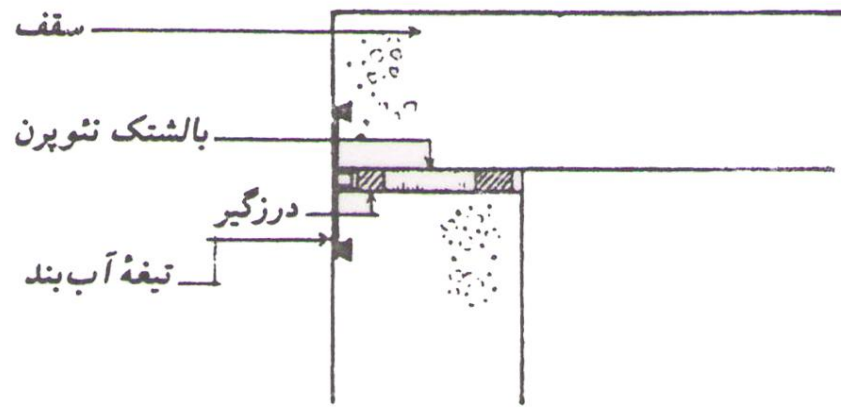
۴- درزهای لغزشی (Sliding Joint)

درزهایی هستند که در محل تکیه گاه سقف و دیوار وقتی که انتهای فوقانی دیوار نشیمنگاه ساده برای سقف در نظر گرفته می شود و یا در محل اتصال ساده دیوار به فونداسیون مورد استفاده قرار میگیرند.

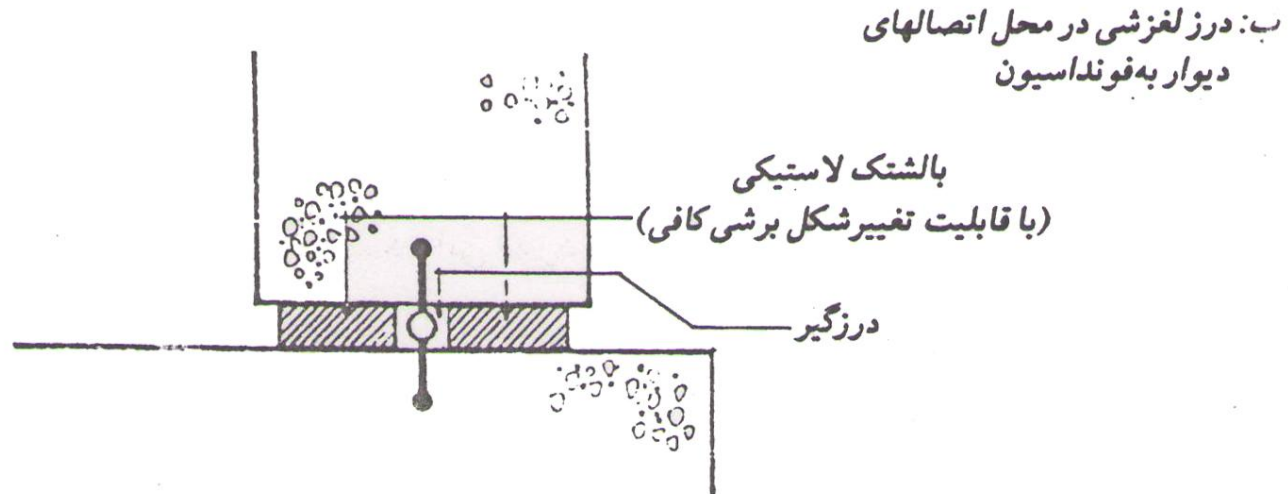
اجرای این درزها مخصوصا در پای دیوار که فشار هیدرواستاتیک قابل توجه است، تحت شرایط اجرائی و نظارت ویژه ای باید صورت گیرد (شکل ۷).



شکل ۷- درز های لغزشی



الف: درز لغزشی در محل اتصال
سقف روی دیوار



ب: درز لغزشی در محل اتصالات
دیوار به فونداسیون

ادامه شکل ۷- درز های لغزشی

-کنترل ترک در مخازن

برای کنترل ترکهای حرارتی در مخازن رعایت نکات زیر ضروری است:

۱- محدود کردن تغییرات دما و حرارت

۲- کاهش گیرداریهای سازه با در نظر گرفتن درزهای انقباضی و انبساطی

۳- کاهش اثرات گیرداریهای سازه با برنامه ریزی مناسب ترتیب اجرا

۴- کنترل عرض ترکها و توزیع عرض ترکها میان درزهای انقباضی و انبساطی با بکار بردن آرماتورهای حرارتی

۵- پر کردن تدریجی مخازن بصورتیکه سرعت پر کردن بیش از یک متر ارتفاع مایع در ۲۴ ساعت نباشد.

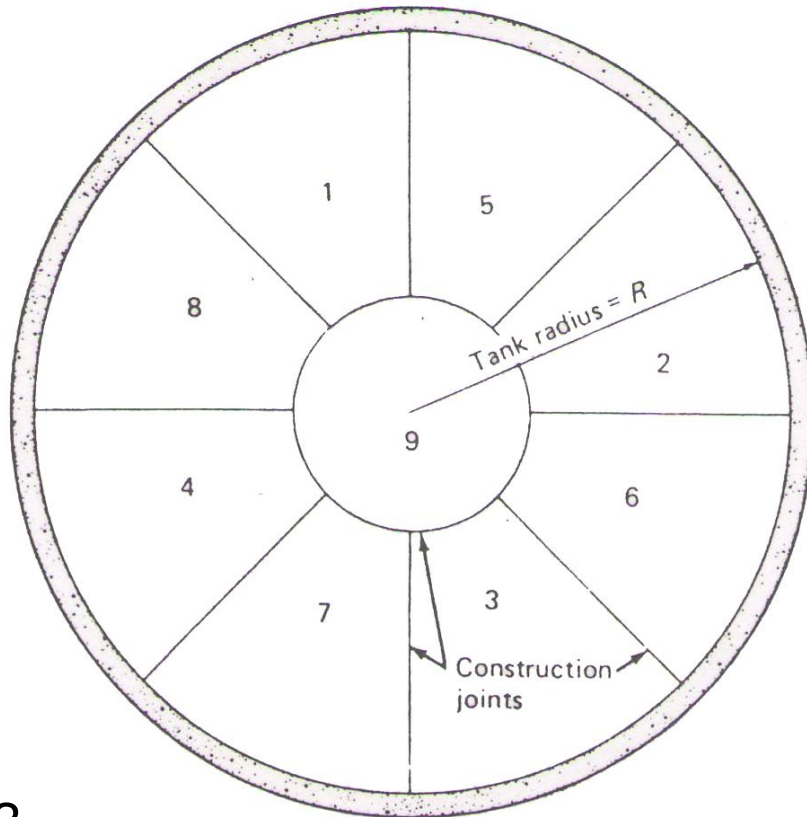
۶- کاهش سیمان مصرفی و استفاده از سیمانهای با حرارت زائی کم

از میان موارد فوق **تعبیه درزها و بکاربردن آرماتورهای حرارتی** نقش اصلی در کنترل عرض ترکهای حرارتی دارند.

این دو عامل **اثر متقابل معکوس** روی یکدیگر دارند. به این صورت که اگر تعداد درزها را کاهش دهیم مقدار آرماتورهای حرارتی افزایش خواهد یافت و بر عکس.

در مخازن استوانه ای بزرگ با قطر بیشتر از ۴۵ متر در نظر گرفتن فقط درزهای اجرایی با جزئیات معمولی به همراه آرماتورهای حرارتی کافی است.

در این مخازن در مرکز دال کف یک قطعه دایره ای در نظر گرفته می شود و بقیه قسمت دال کف و دیوارها به چند قسمت مساوی تقسیم می شود و در اجرا بین قسمتهای در نظر گرفته شده درز اجرایی تعبیه میگردد (شکل ۸)



شکل ۸- درزهای اجرایی در کف مخازن استوانه ای

در مخازن مکعب مستطیلی طبق نظریه هوفمن به سه طریق زیر می توان
با تعبیه درزها و آرماتورهای حرارتی ترکها را کنترل نمود:

۱- درزهای انبساطی در فواصل ۳۰ الی ۴۵ متر در هر دو جهت قرار داده شود و بین این
درزها، درزهای اجرائی در فواصل ۷/۵ متر در نظر گرفته شود.

۲- درزهای انبساطی یا انقباضی در فواصل ۱۵ الی ۱۸ متر بدون سایر درزها قرار داده
شود.

۳- در طرحهای پیوسته درزهای اجرائی در فواصل ۱۲ الی ۱۸ متر تعبیه گردد. بعلاوه
آرماتورهای حرارتی در امتداد طولی در نظر گرفته شود. درزهای انبساطی وقتیکه طول از
۹۰ متر تجاوز می کند استفاده می شود.

با بکاربردن روش ۳ ترکهای انقباضی تصادفی وجود خواهد داشت، این ترکها با بکار بردن آرماتورهای حرارتی با در صد نسبتا بالائی نسبت به دو روش دیگر قابل کنترل هستند.

جهت کنترل ترکها نشریه شماره ۱۲۳ معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی سه گزینه بصورت زیر در نظر می گیرد:

گزینه ۱: سازه کاملا یکپارچه

در این روش هیچگونه درز انبساط یا انقباض در سازه وجود ندارد و کنترل ترکها فقط با استفاده از آرماتورهای حرارتی انجام می شود.

البته اگر طول بیشتر از ۳۳ متر باشد در نظر گرفتن درز انبساط در هر ۳۳ متر الزامی است.

گزینه ۲: سازه نیمه یکپارچه

ترکهای زود رس حرارتی بوسیله آرماتورهای حرارتی کنترل می شوند و فاصله درز های انقباضی به اندازه کافی به یکدیگر نزدیک هستند بطوری که تغییر طولهای روزانه و فصلی توسط آنها جبران می شود. در این گزینه سه روش وجود دارد:

الف- در هر ۷/۵ متر یک درز انقباض جزئی قرار داده می شود.

ب- در هر ۱۵ متر یک درز انقباض کامل قرار داده می شود.

پ- در هر ۱۱/۲۵ متر بصورت یک در میان یک درز انقباض کامل و یک درز انقباض جزئی قرار داده می شود.

در گزینه ۲ نیز در صورتیکه طول از ۳۳ متر بیشتر باشد، تعبیه درز انقباض هر ۳۳ متر الزامی است.

گزینه ۳- سازه غیر یکپارچه

ترکها تقریبا با قرار دادن درزهای انقباضی کنترل می شوند، و مقدار کمی آرماتور حرارتی جهت توزیع ترکها بین درزهای انقباضی استفاده می شوند.

حداکثر در هر ۶ متر یک درز انقباض کامل باید قرار داده شود.

در این گزینه نیز اگر طول از ۳۳ متر بیشتر باشد، تعبیه درز انبساط هر ۳۳ متر الزامی است.

موارد گفته شده در مورد کنترل ترکها بیشتر در مورد حرکت‌های افقی مصداق دارند.

برای کنترل ترکهای ناشی از حرکت‌های قائم در دیوارها دو حالت زیر وجود دارد:
الف- در دیوارهای طره ای که انتهای فوقانی آنها آزاد است در اثر حرکت افقی در ارتفاع، ممکن است ترکهای افقی ایجاد شوند، کرنش قائم در این حالت را می توان نصف کرنش افقی در نظر گرفت.

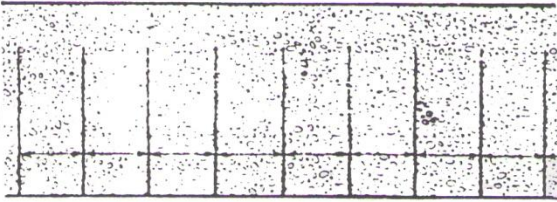
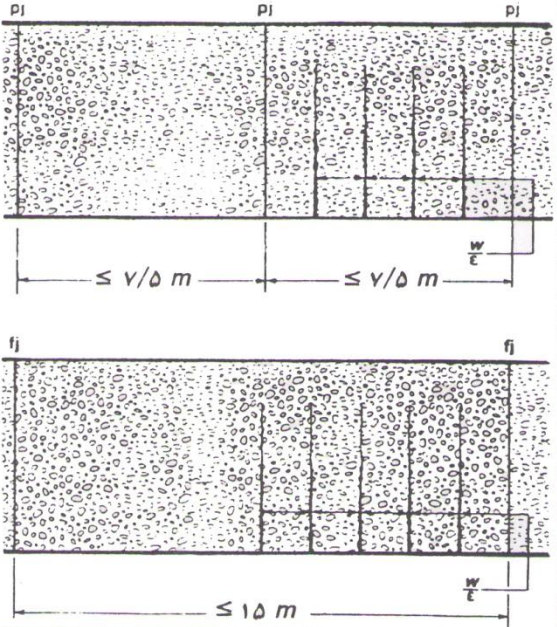
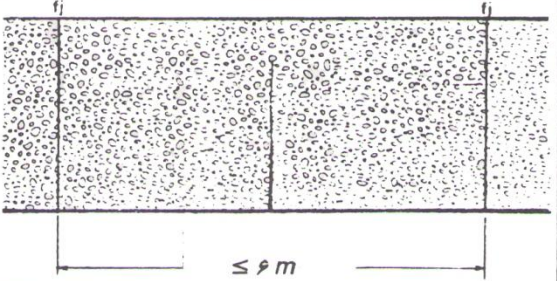
برای کنترل ترکهای افقی حداقل مقدار آرماتورهای قائم دیوارها نباید کمتر از ρ_{cr}

باشد) $\rho_{cr} = \frac{f_{ct}}{F_y}$ که f_{ct} مقاومت کششی بتن سه روزه که مساوی $0.26\sqrt{f_c}$

بر حسب Mpa و F_y تنش تسلیم آرماتورها بر حسب Mpa و f_c مقاومت مشخصه بتن بر حسب Mpa می باشد).

ب- در حالتی که بتن ریزی دیوار از لحاظ ارتفاعی در چند مرحله انجام می شود، ارتفاعی مساوی ۲/۴ متر از انتهای آزاد هر مرحله بتن ریزی در گزینه ۳ و باقی ارتفاع در رده گزینه ۲ قرار می گیرد و انتخاب آرماتورهای حرارتی قائم بر اساس همین گزینه ها انجام می شود.

جدول - درز های لازم در سه گزینه

شماره	شرح	شکل	فواصل و نوع درزها
۱	سازه کاملاً یکپارچه		بدون درز
۲	سازه نیمه یکپارچه		یکی از سه حالت زیر: الف: در هر ۷/۵ متر، یک درز انقباض جزئی یا ب: در هر ۱۵ متر، یک درز انقباض کامل یا پ: در هر ۱۱/۲۵ متر، به صورت یک درمیان، یک درز انقباض کامل و یک درز انقباض جزئی
۳	سازه غیر یکپارچه		در هر ۶ متر باید یک درز انقباض کامل قرار داده شود

-تعیین مقدار آرماتورهای افت و حرارت

در نشریه شماره ۱۲۳ با توجه به تعریف سه گزینه در کنترل ترکها و انتخاب گزینه مورد نظر در صد هندسی آرماتورهای افت و حرارت برای سه نوع فولاد در جدول ۲ داده شده است.

در هر حال میلگردهای افت و حرارت نباید از $\Phi 12 @ 25 \text{ cm c/c}$ کمتر در نظر گرفته شود.

جدول ۲ - حداقل درصد آرماتورهای افت و حرارت

گزینه	درصد آرماتورهای حرارتی		
	$F_y = 24 \cdot N/mm^2$ ساده	$F_y = 30 \cdot N/mm^2$ آجدار	$F_y = 40 \cdot N/mm^2$ آجدار
۱	۰/۹	۰/۷۸	۰/۶
۲	۰/۶۷	۰/۵۹	۰/۴۵
۳	۰/۴۵	۰/۳۹	۰/۳۰

آنالیز مخازن زمینی:

الف- بارهای استاتیکی

بارهای استاتیک وارد به مخزن شامل بارهای مرده، بارهای زنده، فشار مایع داخل مخزن، فشار خاک پشت دیوارها (در صورت وجود)، فشار خاک زیر فونداسیون و فشار برگشت آب زیر فونداسیون (در صورت وجود) می باشند.

بارهای مرده بر اساس وزن مخصوص مواد بکار رفته و بارهای زنده طبق مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته می شود.

بار زنده بیشترین مقدار بار برف و یا هر گونه سربار دیگری که ممکن است وارد شود در نظر گرفته می شود که در هر حال از $1/5 \text{ kn/m}^2$ نباید کمتر باشد.

فشار مایعات بر اساس تئوریهای مکانیک سیالات و طبق رابطه $p = \gamma h$ محاسبه می شود، که p فشار مایع و γ وزن مخصوص مایع و h ارتفاع از تراز بالای مایع می باشد.

فشار خاک پشت دیوار در صورت وجود از رابطه $p = k\gamma h$ محاسبه می شود، که k ضریب فشار اکتیو (active earth pressure) یا ضریب فشار پسیو خاک می باشد (passive earth pressure). فشار جانبی خاک از فشار جانبی مایع نظیر با وزن مخصوص 6 kn/m^3 نباید کمتر باشد.

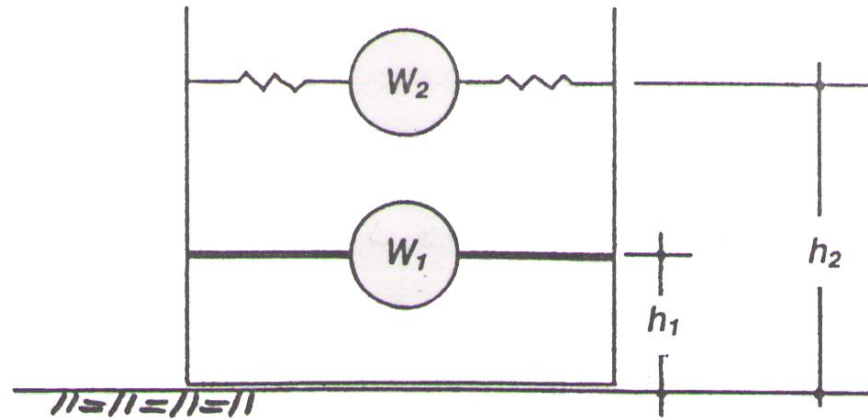
در صورتیکه چرخهای وسایل نقلیه تا فاصله افقی برابر نصف ارتفاع دیوار به دیوار نزدیکتر شود، بایستی اثر فشار افقی ناشی از چرخها را در آنالیز مخزن منظور نمود، در هر حال این فشار نبایستی از فشار نظیرش که با افزایش ۹۰ سانتیمتر بر ارتفاع خاک با وزن مخصوص 18 kn/m^3 بدست می آید، کمتر گردد.

اگر کف مخزن پائین تر از سطح آبهای زیر زمینی قرار گیرد، بایستی در آنالیز مخزن فشار برگشت آبهای زیر زمینی در نظر گرفته شود.

ب- محاسبه بارهای دینامیکی ناشی از زلزله طبق نشریه ۱۲۳ سازمان مدیریت و برنامه ریزی

برای مخازن یک روش طراحی لرزه ای بر اساس مدل مکانیکی هوسنر (Housner) ارائه شده است. که روش پیشنهادی در نشریه ۱۲۳ بر همین مدل مکانیکی و مطالعات هوسنر استوار است.

طبق تئوری هوسنر، مدل دینامیکی مایعات با ویسکوزیته ای در حدود آب که درون یک مخزن با دیوارهای صلب قرار دارد، یک مدل با دو درجه آزادی همانند شکل ۱۱ می باشد. در این مدل W_1 آن قسمت از وزن مایع درون مخزن است که به همراه مخزن ارتعاش می کند و جرم سخت نامیده می شود. W_2 آن قسمت از وزن مایع درون مخزن است که بطور مستقل با زمان تناوبی بمراتب بزرگتر از زمان تناوب قسمت سخت نوسان می کند و جرم مواج نامیده می شود.



شکل ۱۱- مدل دینامیکی مایعات درون مخزن

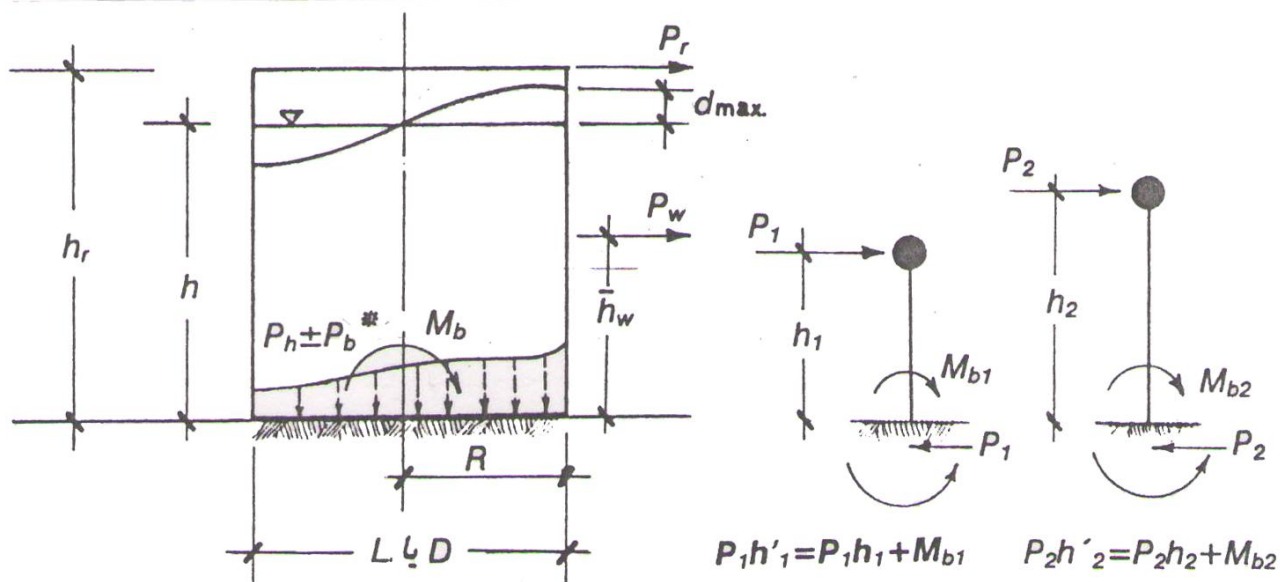
در شکل ۱۲ نیروهای ناشی از ارتعاش آب درون مخزن نشان داده شده است، این نیروها عبارتند از:

P_r = نیروی جانبی ناشی از ارتعاش سقف مخزن

P_w = نیروی جانبی ناشی از ارتعاش جدار مخزن

P_1 = برآیند فشارهای ناشی از ارتعاش جرم سخت بر جدار مخزن در ارتفاع h_1

P_2 = برآیند فشارهای ناشی از ارتعاش جرم مواج بر جدار مخزن در ارتفاع h_2

$$d_{\max} = \text{اضافه ارتفاع ناشی از موج آب}$$


* P_h فشار قائم استاتیک آب و P_b تغییر فشار در هنگام زلزله است

شکل ۱۲- اثر نیروهای زلزله در مخازن آب

M_b = لنگر ناشی از تغییرات فشار در کف مخزن که به لنگر کف موسوم است. این لنگر دارای دو مولفه می باشد، M_{1b} که لنگر کف در اثر جرم سخت و M_{2b} لنگر کف در اثر جرم مواج می باشد.

اثر لنگر M_b با تعریف ارتفاعهای h'_1 و h'_2 بجای h_1 و h_2 در محاسبه لنگر واژگونی در نظر گرفته می شود. در بررسی فشار وارد بر دیواره مخزن لنگر M_b در نظر گرفته نمی شود و در بررسی لنگر واژگونی منظور می شود.

محاسبه نیروهای جانبی ناشی از اجرام سخت:

با توجه به شکل ۱۳ - الف ، نیروهای جانبی ناشی از اجرام سخت از روابط زیر محاسبه می شوند:

$$p_r = \frac{ABI}{R} W_r$$

$$p_w = \frac{ABI}{R} W_w$$

$$p_1 = \frac{ABI}{R} W_1$$

B ضریب بازتاب که با توجه به نوع خاک و زمان تناوب سازه مخزن از مبحث ۹ مقررات ملی قابل محاسبه است.

کل نیروی افقی ناشی از جرم سخت برابر خواهد شد با:

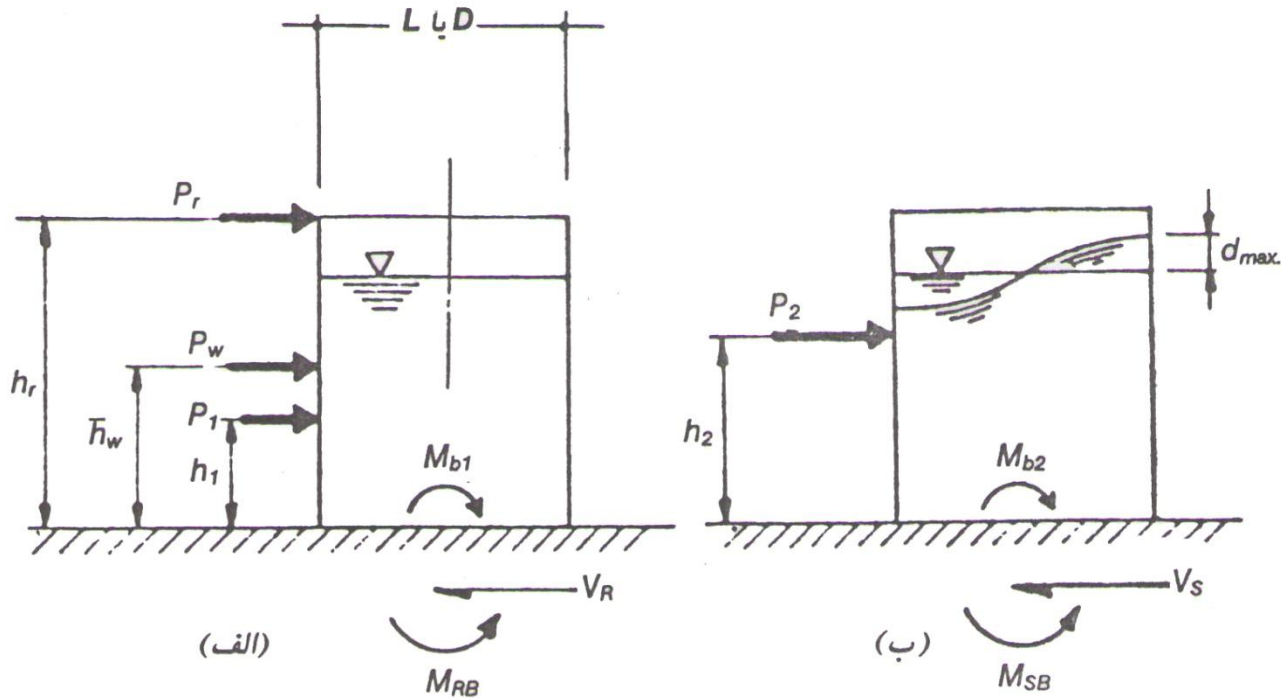
$$V_R = p_r + p_w + p_1$$

لنگر در پای دیوار برابر خواهد شد با:

$$M_R = p_r h_r + p_w \bar{h}_w + p_1 h_1$$

لنگر واژگونی نسبت به تراز پی برابر خواهد شد با:

$$M_{RB} = p_r h_r + p_w \bar{h}_w + p_1 h_1 + M_{b1} = p_r h_r + p_w \bar{h}_w + p_1 h'_1$$



محاسبه نیروهای جانبی ناشی از جرم موج:

با توجه به شکل ۱۳ - ب ، نیروهای جانبی ناشی از جرم موج از روابط زیر محاسبه می شوند:

$$p_2 = \frac{ABI}{R} W_2$$

کل نیروی افقی ناشی از جرم موج برابر خواهد شد با:

$$V_s = p_2$$

لنگر در پای دیوار برابر خواهد شد با:

$$M_s = p_2 h_2$$

لنگر واژگونی نسبت به تراز پی برابر خواهد شد با:

$$M_{SB} = p_2 h_2 + M_{b2} = p_2 h'_2$$

مقدار اضافه ارتفاع موج برابر است با:

الف- برای مخازن استوانه ای

$$d_{\max} = \left[\frac{0.375 \left(\frac{ABI}{R} \right)}{1 - k_d \left(\frac{ABI}{R} \right)} \right] D$$

ب- برای مخازن مکعب مستطیلی

$$d_{\max} = \left[\frac{0.417 \left(\frac{ABI}{R} \right)}{1 - k_d \left(\frac{ABI}{R} \right)} \right] L$$

ارتفاع آزاد آب تا زیر سقف مخزن باید بیشتر از $d_{\max}$ باشد، در غیر اینصورت در زیر سقف فشار بر کنش ایجاد خواهد شد.

در روابط فوق p_1 و p_2 برآیند فشار ناشی از ارتعاش جرم مخزن می باشد (جرم سخت و جرم موج)، غیر از این نیروها، نیروهای ناشی از فشار هیدرودینامیک مایع به جدار مخزن وارد می شود. که اثر این نیروها باید به نحو مناسب باهم ترکیب شوند.

A = شتاب مبنای طرح

I = ضریب اهمیت که برای مخازن برابر $1/4$ می باشد.

R = ضریب رفتار سازه که برای مخازن زمینی برابر 3 می باشد.

W_r = وزن سقف بعلاوه 20 در صد بار زنده

W_w = وزن دیوار

W_1 = وزن جرم سخت که با توجه به نسبت h/D یا h/L از شکل ۱۴ بدست می آید. 401

W_2 = وزن جرم موج که با توجه به نسبت h/D یا h/L از شکل ۱۴ بدست می آید.

W = وزن کل مایع

h = ارتفاع کل آب

D = قطر مخزن استوانه ای

L = طول مخزن مکعب مستطیلی

h_r = ارتفاع سقف مخزن

$\bar{h}_w$ = ارتفاع مرکز ثقل مقطع دیوار

h_1 = وزن تراز تاثیر نیروی p_1 برای محاسبه فشار وارد به دیوار که با توجه به نسبت h/D یا h/L از شکل ۱۵ بدست می آید.

h'_1 = تراز تاثیر نیروی p_1 برای محاسبه لنگر واژگونی که از شکل ۱۵ بدست می آید.

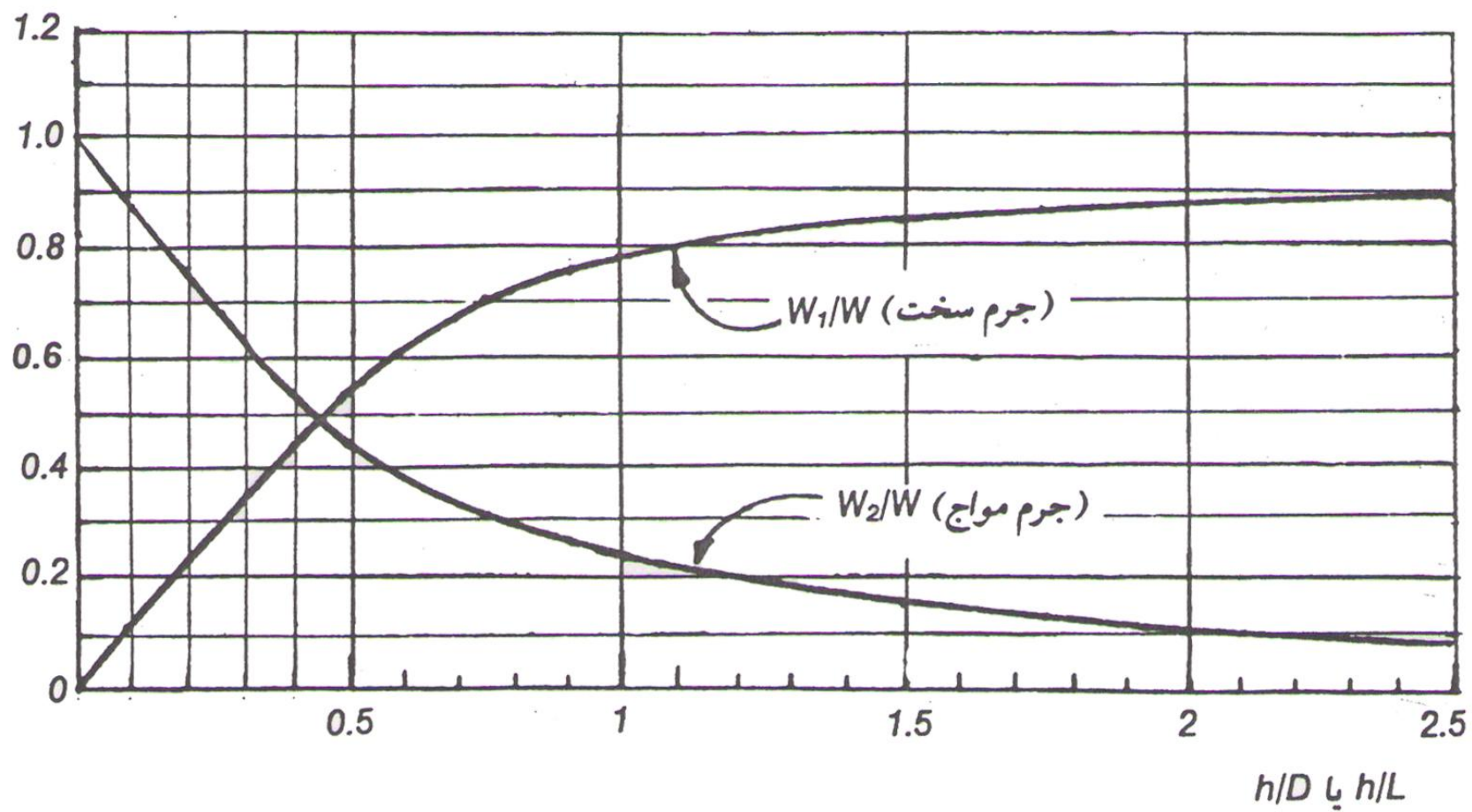
h_2 = وزن تراز تاثیر نیروی p_2 برای محاسبه فشار وارد به دیوار که از شکل ۱۵ بدست می آید.

h'_2 = تراز تاثیر نیروی p_2 برای محاسبه لنگر واژگونی که از شکل ۱۵ بدست می آید.

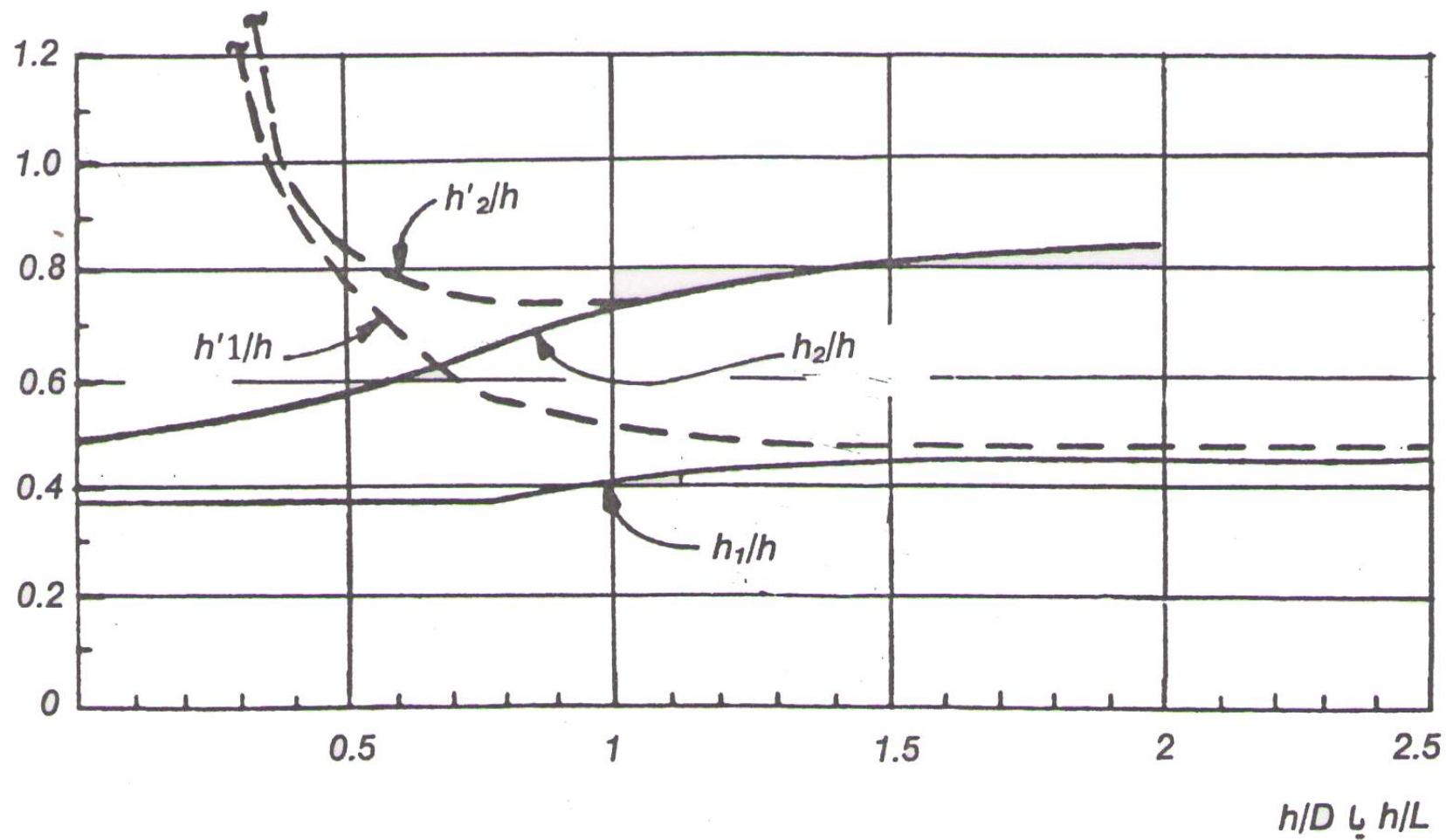
T = زمان تناوب مود اول ارتعاش جرم موج که برابر است با $T = 1.81k_T \sqrt{h}$

k_T = سختی جرم موج که از شکل ۱۶ بدست می آید.

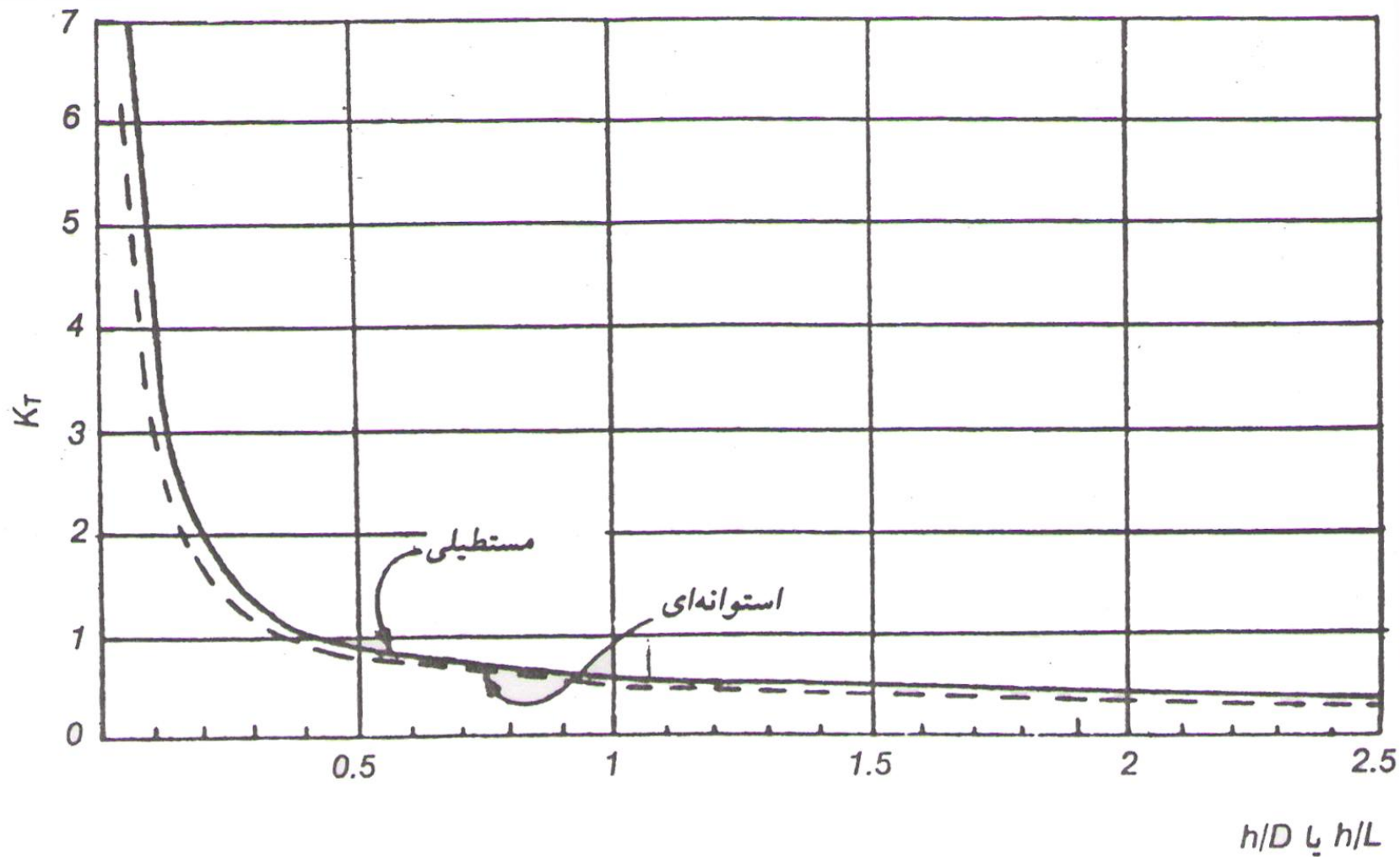
k_d = عددی است که از شکل ۱۷ بدست می آید.



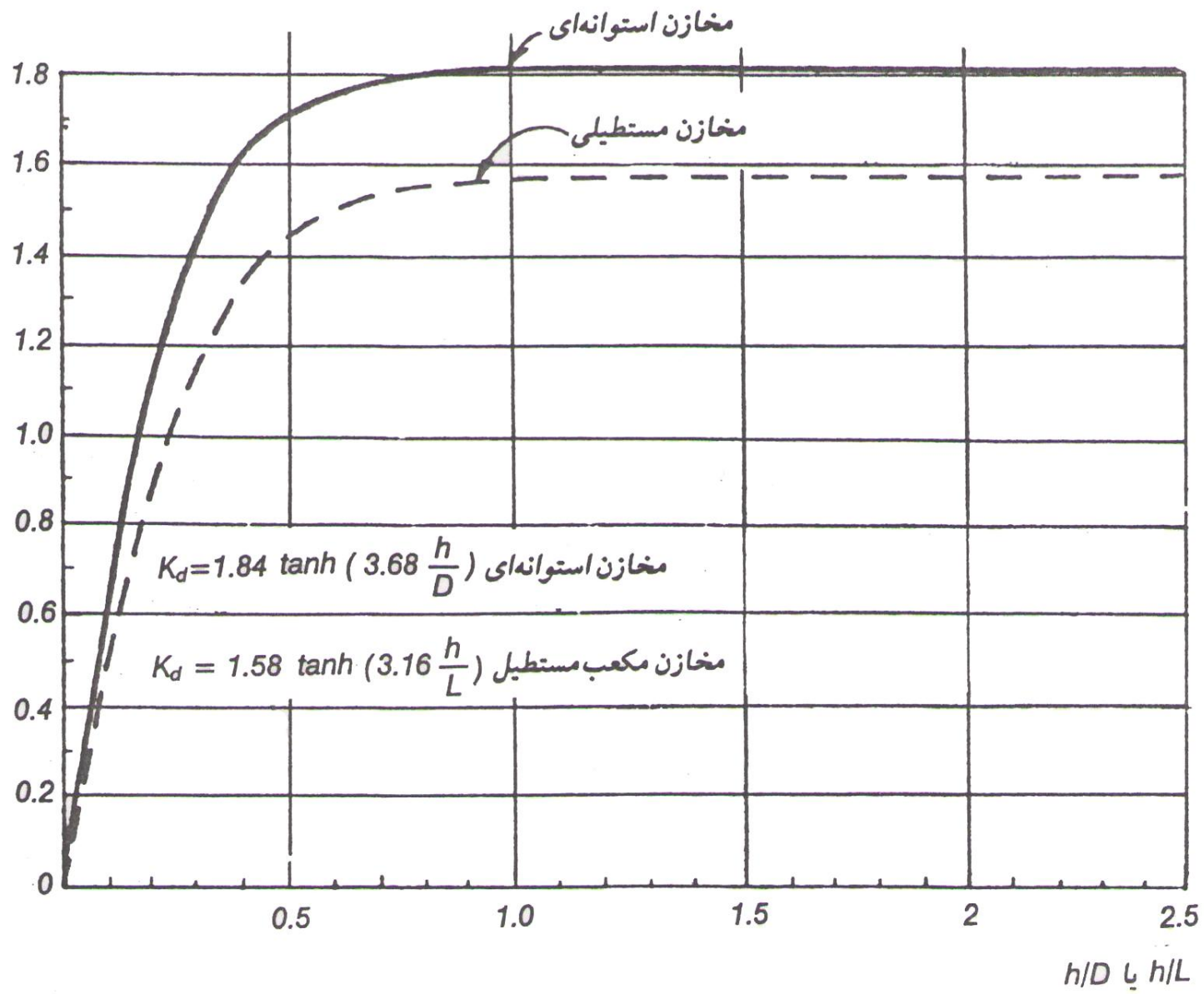
شکل ۱۴- مقادیر W_1 و W_2



شکل ۱۵- مقادیر h'_2, h'_1, h_1, h_2



شکل ۱۶- سختی جرم موج k_T



شکل ۱۷- مقدار k_d

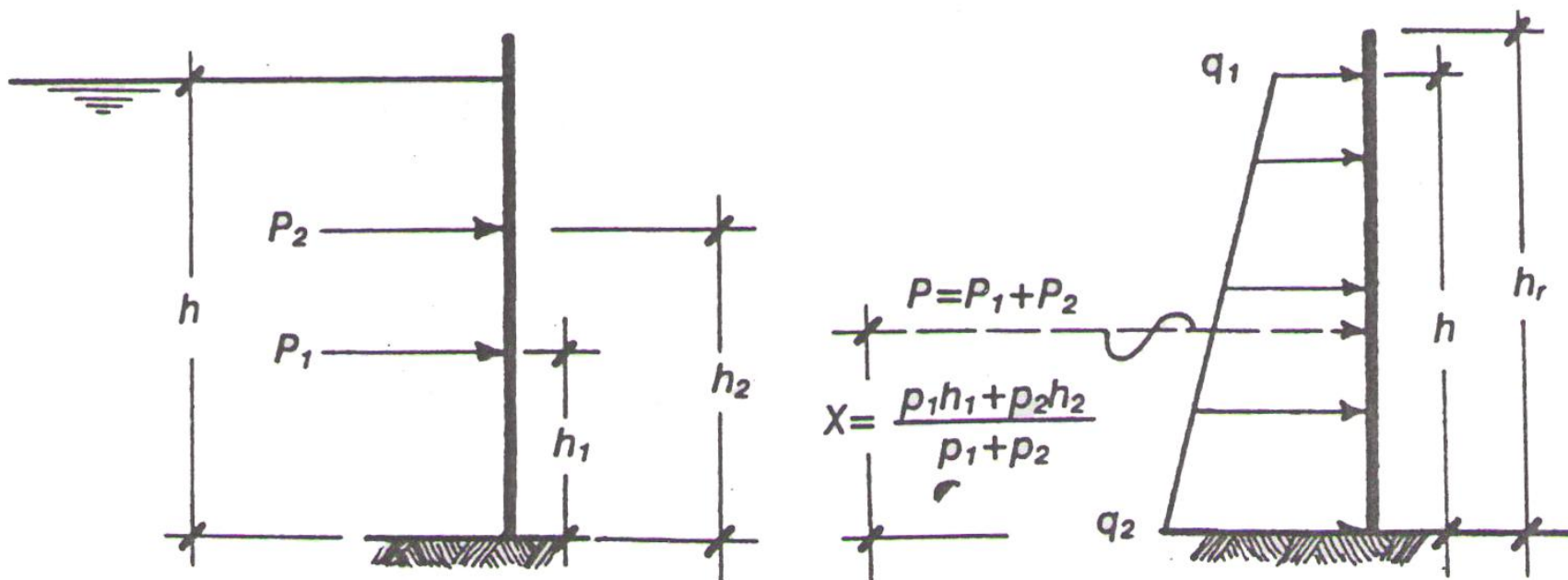
-توزیع فشار جانبی زلزله در مخازن

پس از تعیین برآیند و محل تاثیر نیروی جانبی ناشی از ارتعاش مخزن و مایع درون آن ، این نیروها باید بصورت مناسبی در ارتفاع مخزن توزیع گردد.

بررسیهای تئوریک نشان می دهد که **توزیع فشار جانبی هیدرودینامیک ناشی از زلزله در ارتفاع مخزن سهمی** است، لیکن برای ایجاد سهولت در زمینه تحلیل سازه ، بر حسب شکل هندسی مخزن ، توزیع معادل ساده شده ای بصورتهای زیر در نظر گرفته می شود :

الف - مخازن مستطیلی

پس از محاسبه نیروهای P_1 و P_2 ، محل تاثیر آنها را پیدا نموده و سپس این برآیند را بصورت ذوزنقه در ارتفاع دیوار مطابق شکل ۱۸ توزیع می کنیم . نیروی P_r در بالای دیوار بصورت متمرکز و نیروی P_w بصورت گسترده متناسب با ضخامت دیوار توزیع می کنیم.



شکل ۱۸- توزیع نیروی جانبی ناشی از زلزله در ارتفاعی مخزن در مخازن مستطیلی

ب - مخازن استوانه ای یکپارچه

توزیع فشار هیدرودینامیک ناشی از ارتعاش در ارتفاع و پلان مخازن استوانه ای در شکل ۱۹ نشان داده شده است .

پارامترهای لازم برای تعیین توزیع فشار از روابط (۱) و (۲) قابل محاسبه می باشند .

$$P = P_1 + P_2 = \text{فشار هیدرو دینامیک کل}$$

نیروی p_w را می توان به مقدار فشار هیدرودینامیک کل اضافه نمود .

ابتدا با استفاده از رابطه (۱) ثابت K بدست می آید .

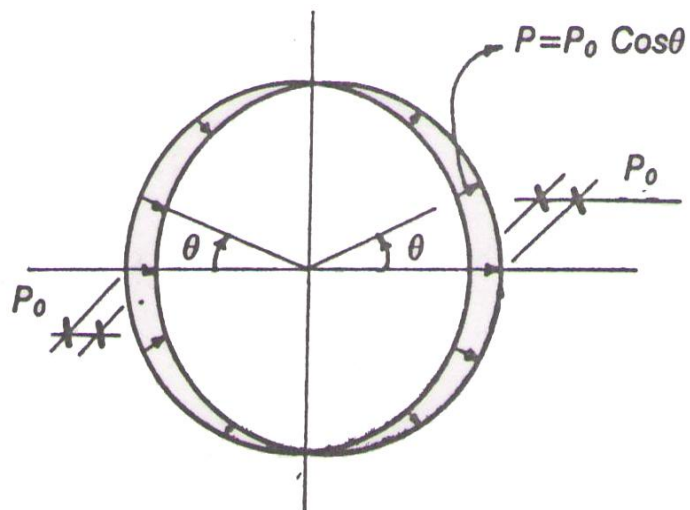
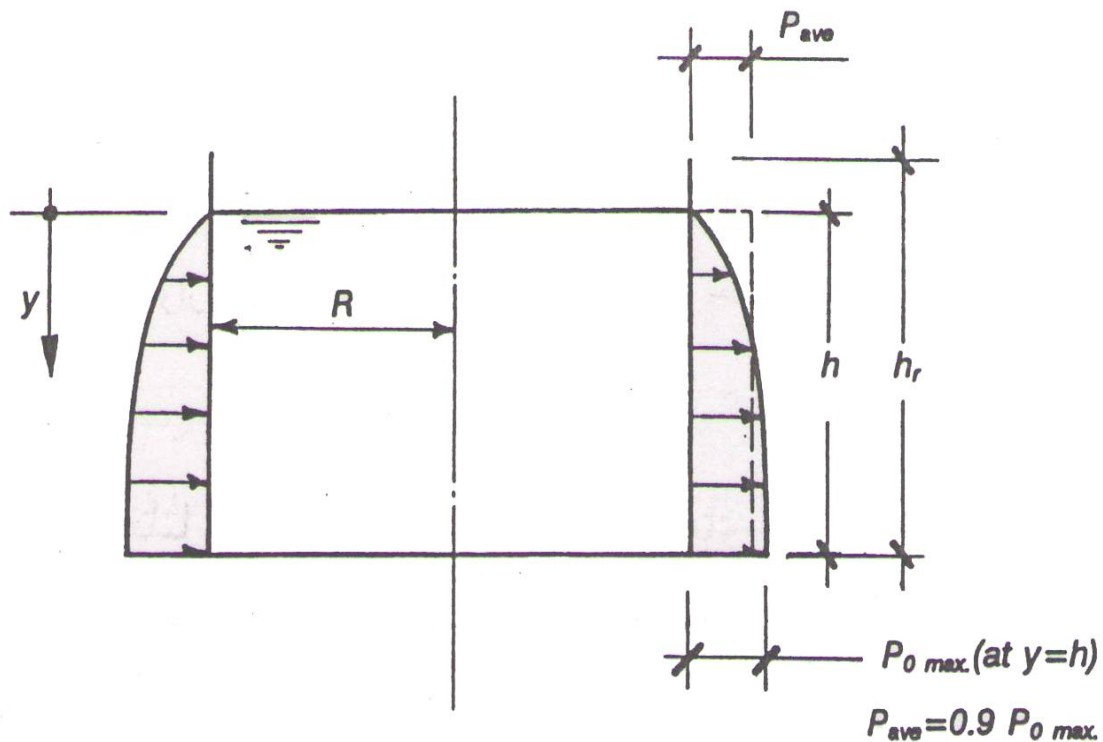
$$p = k \left[1.814 \gamma h^2 R \tanh \left(\sqrt{3} \frac{R}{h} \right) \right] \quad (1)$$

با داشتن مقدار k رابطه توزیع فشار در ارتفاع مطابق رابطه (۲) خواهد بود .

$$p_o = \sqrt{3} k \gamma h \left[\frac{y}{h} - 0.5 \left(\frac{y}{h} \right)^2 \right] \tanh \left(\frac{R}{h} \right) \quad (2)$$

در روابط فوق γ وزن مخصوص مایع ذخیره شده می باشد.

در محاسبات در اغلب موارد فشار یکنواخت در ارتفاع دیوار منظور می گردد. در این حالت فشار متوسطی برابر با $0/9$ فشار حداکثر توصیه می گردد.



شکل ۱۹- توزیع نیروی جانبی ناشی
از زلزله در ارتفاع مخزن در مخازن
استوانه ای

-تحلیل مخازن یکپارچه

الف - مخازن مستطیلی

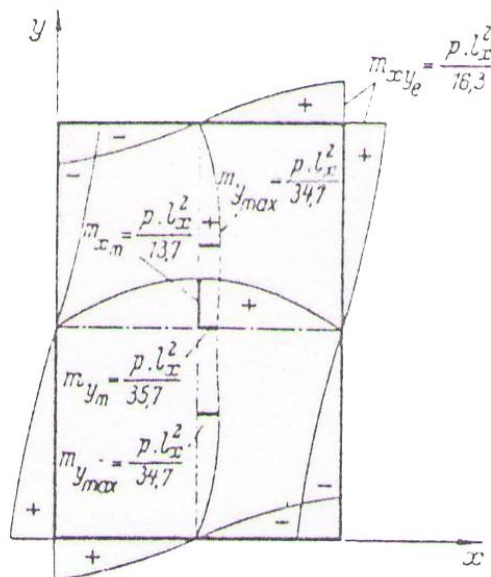
در این حالت تحلیل کل مخزن بصورت یک جسم سه بعدی با استفاده از روش المانهای محدود امکان پذیر میباشد ، در غالب موارد برای تحلیل مخازن یکپارچه ، از جداول دالهای دو طرفه استفاده می شود . تعدادی از این جداول در پیوست ارائه شده است .

در عمل شرایط لبه ها نه گیردار و نه ساده است و حالت بینا بینی دارد . برای رفع این مشکل اینطور میتوان عمل کرد ، که برای تعیین لنگرهای مثبت وسط دهانه ، شرایط لبه ها را ساده و برای تعیین لنگرهای منفی تکیه گاهی شرایط لبه را گیردار فرض نمود . همچنین در محل تقاطع دو لبه ، یک توزیع لنگر در لنگرهای منفی رخ می دهد و حالت تعادل برقرار می شود در چنین حالتی بطور محافظه کارانه میتوان از لنگر منفی بزرگتر بدون هیچگونه توزیع لنگری برای هر دو لبه استفاده کرد .

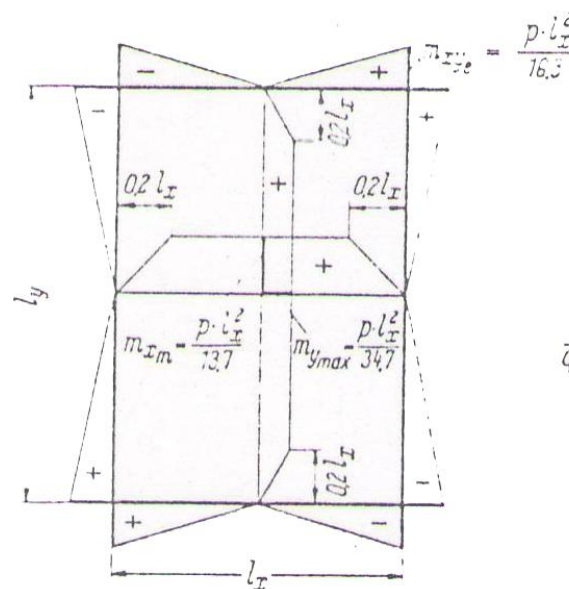
جدول ۱-۱ دال با چهار لبه ساده تحت بار گسترده یکنواخت

$l_y:l_x$	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45	1,50
$m_{x_{rm}} =$	27,2	24,5	22,4	20,7	19,1	17,8	16,8	15,8	15,0	14,3	13,7
$m_{y_{max}} =$	27,2	27,5	27,9	28,4	29,1	29,9	30,9	31,8	32,8	33,8	34,7
$m_{x_{ve}} = \pm$	21,6	20,6	19,7	19,0	18,4	17,9	17,5	17,1	16,8	16,5	16,3
$R_s =$	10,8	10,3	9,85	9,5	9,2	8,95	8,75	8,55	8,4	8,25	8,15
$q_{x_{rm}} = \pm$	2,96	2,87	2,78	2,71	2,64	2,58	2,52	2,47	2,43	2,39	2,36
$\bar{q}_{x_{rm}} =$	2,19	2,15	2,11	2,07	2,04	2,02	2,00	1,98	1,97	1,96	1,95
$q_{y_{rm}} = \pm$	2,96	2,92	2,89	2,86	2,84	2,82	2,80	2,78	2,76	2,75	2,75
$\bar{q}_{y_{rm}} =$	2,19	2,14	2,09	2,05	2,02	1,99	1,96	1,94	1,92	1,90	1,89
$f_m = \frac{p \cdot l_x^4}{E \cdot d^3}$	0,0487	0,0536	0,0584	0,0631	0,0678	0,0728	0,0767	0,0809	0,0850	0,0890	0,0927

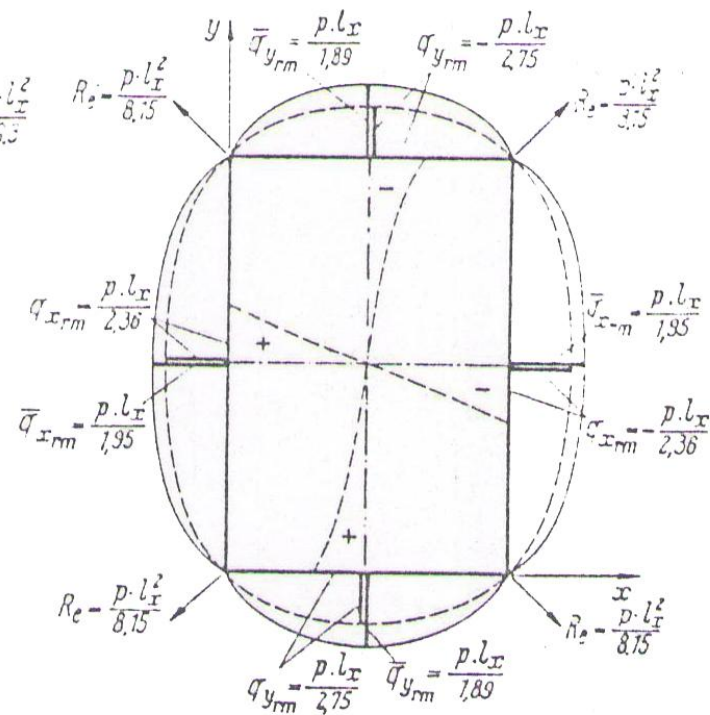
$l_y:l_x$	1,50	1,55	1,60	1,65	1,70	1,75	1,80	1,85	1,90	1,95	2,00
$m_{x_{rm}} =$	13,7	13,2	12,7	12,3	11,9	11,5	11,3	11,0	10,8	10,6	10,4
$m_{y_{max}} =$	34,7	35,4	36,1	36,7	37,3	37,9	38,5	38,9	39,4	39,8	40,3
$m_{x_{ve}} = \pm$	16,3	16,1	15,9	15,7	15,6	15,5	15,4	15,3	15,3	15,2	15,1
$R_s =$	8,15	8,05	7,95	7,85	7,8	7,75	7,7	7,65	7,65	7,6	7,55
$q_{x_{rm}} = \pm$	2,36	2,33	2,30	2,27	2,25	2,23	2,21	2,19	2,18	2,16	2,15
$\bar{q}_{x_{rm}} =$	1,95	1,94	1,93	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92	1,92
$q_{y_{rm}} = \pm$	2,75	2,74	2,73	2,73	2,73	2,72	2,72	2,71	2,71	2,70	2,70
$\bar{q}_{y_{rm}} =$	1,89	1,88	1,87	1,86	1,85	1,84	1,83	1,82	1,82	1,82	1,82
$f_m = \frac{p \cdot l_x^4}{E \cdot d^3}$	0,0927	0,0963	0,0997	0,1029	0,1060	0,1093	0,1118	0,1145	0,1169	0,1195	0,1215



نمودار لنگر
(توزیع واقعی)



نمودار لنگر
(توزیع قراردادی)



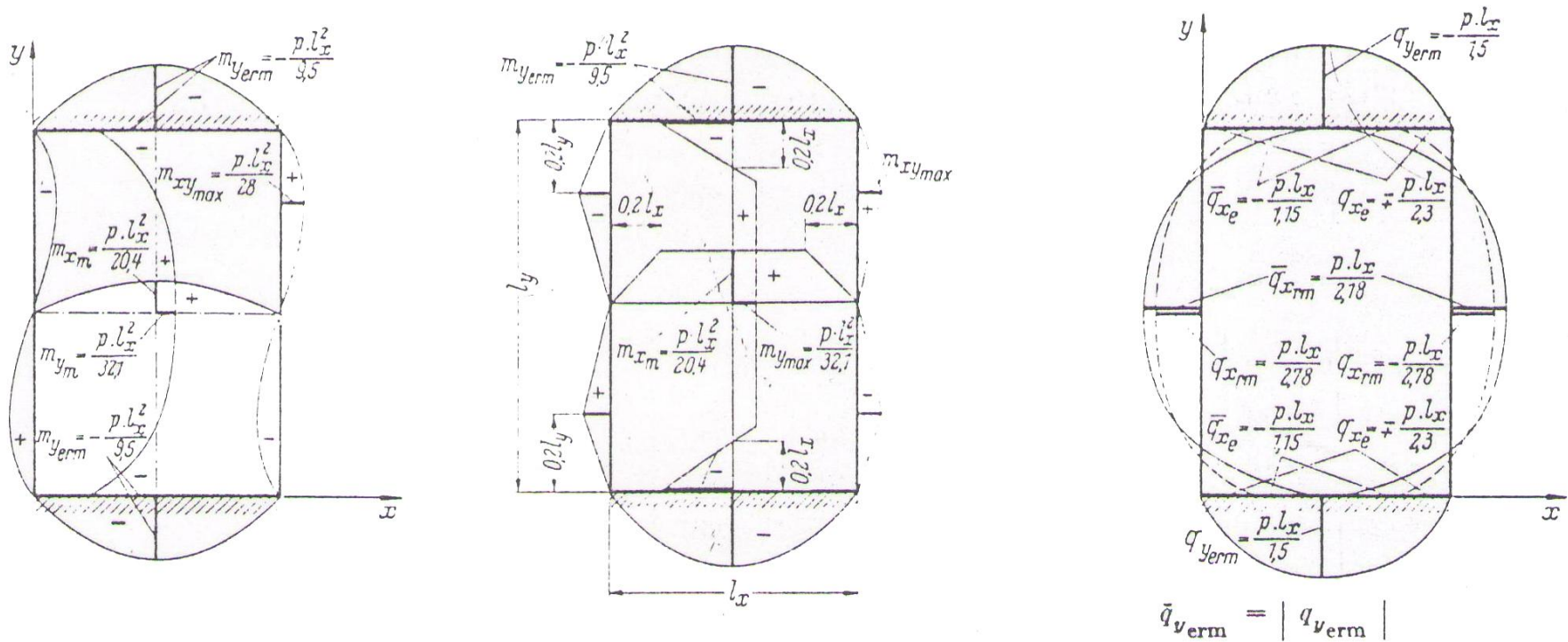
نمودار برش

شکل ۲۰- تغییرات لنگر خمشی و نیروی برشی در دالهای با چهار لبه ساده تحت بار گسترده یکنواخت

جدول ۴ - دال با دو لبه ساده و دو لبه گیردار تحت بار گسترده یکنواخت

$l_y:l_x$	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45	1,50
$m_{x_{\text{rm}}} =$	63,3	52,2	46,1	39,8	35,5	31,5	28,5	25,8	23,7	22,0	20,4
$m_{y_{\text{erm}}} = -$	14,3	13,4	12,7	12,0	11,5	11,1	10,7	10,3	10,0	9,75	9,5
$m_{y_{\text{max}}} =$	35,1	33,7	32,9	32,2	31,7	31,3	31,2	31,2	31,4	31,7	32,1
$q_{x_{\text{rm}}} = \pm$	4,09	3,87	3,70	3,54	3,39	3,27	3,15	3,05	2,95	2,86	2,78
$\bar{q}_{x_{\text{rm}}} =$	2,95	2,82	2,71	2,60	2,52	2,44	2,38	2,32	2,27	2,22	2,18
$q_{y_{\text{erm}}} = \pm$	1,94	1,86	1,80	1,74	1,69	1,65	1,61	1,58	1,55	1,52	1,50
$f_m = \frac{p \cdot l_x^4}{E \cdot d^3}$	0,0230	0,0266	0,0303	0,0343	0,0383	0,0425	0,0467	0,0510	0,0553	0,0596	0,0639

$l_y:l_x$	1,50	1,55	1,60	1,65	1,70	1,75	1,80	1,85	1,90	1,95	2,00
$m_{x_{\text{rm}}} =$	20,4	19,0	17,9	16,9	16,0	15,2	14,6	13,9	13,4	12,9	12,5
$m_{y_{\text{erm}}} = -$	9,5	9,3	9,2	9,05	8,9	8,8	8,7	8,6	8,5	8,4	8,4
$m_{y_{\text{max}}} =$	32,1	32,7	33,3	34,0	34,9	35,9	37,1	38,3	39,7	41,1	42,4
$q_{x_{\text{rm}}} = \pm$	2,78	2,71	2,65	2,59	2,54	2,49	2,45	2,41	2,38	2,35	2,32
$\bar{q}_{x_{\text{rm}}} =$	2,18	2,14	2,11	2,09	2,07	2,05	2,03	2,01	2,00	1,99	1,98
$q_{y_{\text{erm}}} = \pm$	1,50	1,47	1,46	1,44	1,43	1,42	1,41	1,40	1,40	1,39	1,39
$f_m = \frac{p \cdot l_x^4}{E \cdot d^3}$	0,0639	0,0681	0,0722	0,0762	0,0802	0,0840	0,0878	0,0914	0,0949	0,0982	0,1013

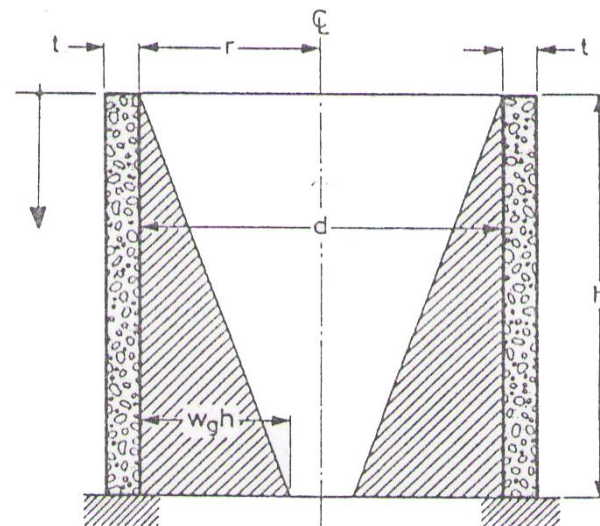


شکل ۲۰- تغییرات لنگر خمشی و نیروی برشی در دالهای با دو لبه ساده و دو لبه گیردار تحت بار گسترده یکنواخت

ب - مخازن استوانه ای

از نقطه نظر طراحی در یک مخزن استوانه ای یکپارچه ، مهمترین نیروی داخلی ، کشش حلقوی میباشد . برای مقابله با این نیرو ، میلگردهائی بصورت حلقوی در محیط مخازن استوانه ای قرارداده می شود . لنگر خمشی در نوارهای قائم مخزن ، نیروی داخلی دیگری می باشد که برای مقابله با آن ، میلگردهائی بصورت قائم تعبیه می گردد . در پیوست جزوه ، جداولی برای محاسبه نیروهای داخلی فوق الذکر ارائه شده است که از آنها میتوان در تحلیل مخازن استوانه ای استفاده کرد . (جداول توسط موسسه P.C.A تهیه شده است .)

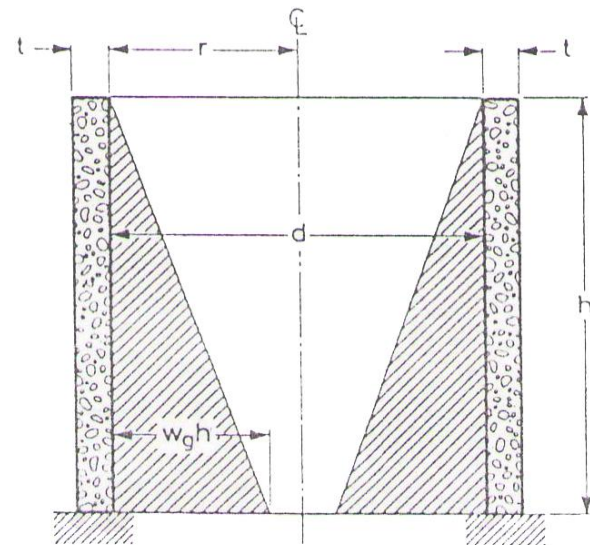
کشش حلقوی F_r به علت بارگذاری مثلی
پای گیردار، بالای آزاد
 $F_r = W_{flr} \times \text{ضریب}$
علامت مثبت نشان دهنده کشش است



$\frac{h^2}{dt}$	ضرایب در نقاطی از بالا									
	0.0 h	0.1 h	0.2 h	0.3 h	0.4 h	0.5 h	0.6 h	0.7 h	0.8 h	0.9 h
0.4	+0.149	+0.134	+0.120	+0.101	+0.082	+0.066	+0.049	+0.029	+0.014	+0.004
0.8	+0.263	+0.239	+0.215	+0.190	+0.160	+0.130	+0.096	+0.063	+0.034	+0.010
1.2	+0.283	+0.271	+0.254	+0.234	+0.209	+0.180	+0.142	+0.099	+0.054	+0.016
1.6	+0.265	+0.268	+0.268	+0.266	+0.250	+0.226	+0.185	+0.134	+0.075	+0.023
2.0	+0.234	+0.251	+0.273	+0.285	+0.285	+0.274	+0.232	+0.172	+0.104	+0.031
3.0	+0.134	+0.203	+0.267	+0.322	+0.357	+0.362	+0.330	+0.262	+0.157	+0.052
4.0	+0.067	+0.164	+0.256	+0.339	+0.403	+0.429	+0.409	+0.334	+0.210	+0.073
5.0	+0.025	+0.137	+0.245	+0.346	+0.428	+0.477	+0.469	+0.398	+0.259	+0.092
6.0	+0.018	+0.119	+0.234	+0.344	+0.441	+0.504	+0.514	+0.447	+0.301	+0.112
8.0	-0.011	+0.104	+0.218	+0.335	+0.443	+0.534	+0.575	+0.530	+0.381	+0.151
10.0	-0.011	+0.098	+0.208	+0.323	+0.437	+0.542	+0.608	+0.589	+0.440	+0.179
12.0	-0.005	+0.097	+0.202	+0.312	+0.429	+0.543	+0.628	+0.633	+0.494	+0.211
14.0	-0.002	+0.098	+0.200	+0.306	+0.420	+0.539	+0.639	+0.666	+0.541	+0.241
16.0	0.000	+0.099	+0.199	+0.304	+0.412	+0.531	+0.641	+0.687	+0.582	+0.265

شکل ۲۱- کشش حلقوی در دیوارهای مخزن استوانه ای در اثر بارگذاری مثلی

لنگر خمشی M به علت بارگذاری مثلی
پای گیردار - بالای آزاد
 $M = W_p l^3 \times \text{ضریب}$
علامت مثبت نشان دهنده کشش در سطح خارجی است



$\frac{h^2}{dt}$	ضرایب در نقاطی از بالا									
	0.1 h	0.2 h	0.3 h	0.4 h	0.5 h	0.6 h	0.7 h	0.8 h	0.9 h	1.0 h
0.4	+0.0005	+0.0014	+0.0021	+0.0007	-0.0042	-0.0150	-0.0302	-0.0529	-0.0816	-0.1205
0.8	+0.0011	+0.0037	+0.0063	+0.0080	+0.0070	+0.0023	-0.0068	-0.0224	-0.0465	-0.0795
1.2	+0.0012	+0.0042	+0.0077	+0.0103	+0.0112	+0.0090	+0.0022	-0.0108	-0.0311	-0.0602
1.6	+0.0011	+0.0041	+0.0075	+0.0107	+0.0121	+0.0111	+0.0058	-0.0051	-0.0232	-0.0505
2.0	+0.0010	+0.0035	+0.0068	+0.0099	+0.0120	+0.0115	+0.0075	-0.0021	-0.0185	-0.0436
3.0	+0.0006	+0.0024	+0.0047	+0.0071	+0.0090	+0.0097	+0.0077	+0.0012	-0.0119	-0.0333
4.0	+0.0003	+0.0015	+0.0028	+0.0047	+0.0066	+0.0077	+0.0069	+0.0023	-0.0080	-0.0268
5.0	+0.0002	+0.0008	+0.0016	+0.0029	+0.0046	+0.0059	+0.0059	+0.0028	-0.0058	-0.0222
6.0	+0.0001	+0.0003	+0.0008	+0.0019	+0.0032	+0.0046	+0.0051	+0.0029	-0.0041	-0.0187
8.0	.0000	+0.0001	+0.0002	+0.0008	+0.0016	+0.0028	+0.0038	+0.0029	-0.0022	-0.0146
10.0	.0000	.0000	+0.0001	+0.0004	+0.0007	+0.0019	+0.0029	+0.0028	-0.0012	-0.0122
12.0	.0000	-0.0001	+0.0001	+0.0002	+0.0003	+0.0013	+0.0023	+0.0026	-0.0005	-0.0104
14.0	.0000	.0000	.0000	.0000	+0.0001	+0.0008	+0.0019	+0.0023	-0.0001	-0.0090
16.0	.0000	.0000	-0.0001	-0.0002	-0.0001	+0.0004	+0.0013	+0.0019	+0.0001	-0.0079

شکل ۲۲- لنگر خمشی در دیوارهای مخزن استوانه ای در اثر بارگذاری مثلی

-طراحی مخازن

-

سازه مخازن مایعات ، متشکل از اجزای صفحه ای (دال یا دیوار) و یا پوسته ای می باشد . این اجزا باید برای دو حالت زیر طراحی شوند .

۱- طراحی در مقابل نیروهای خارجی (بارهای ثقلی و بارهای جانبی)

۲- طراحی در مقابل آثار حرارتی در صفحه دال یا دیوار

منظور از بند ۲ ، آن دسته از آثار ناشی از تغییرات درجه حرارت می باشند که باعث ایجاد تنش های صفحه ای در دال یا دیوار می شوند . به عنوان مثال ، تغییر درجه حرارت باعث ایجاد تغییر طول در دال سقف یک مخزن میگردد . اگر به عللی از این تغییر طول ممانعت گردد . یک سری تنش های صفحه ای در خود دال سقف ایجاد میگردد که بررسی آثار آن در رده بند ۲ قرار میگیرد.

اما همین تغییر طول سقف ، باعث تغییر مکان انتهای فوقانی دیوار در امتدادی عمودی بر صفحه آن میشود که به علت آن ، در دیوار نیروی برشی و لنگر خمشی ایجاد می شود . مطالعه این اثر در رده بند ۱ قرار می گیرد .

۱-۴- طراحی در مقابل نیروهای خارجی

برای طراحی در مقابل نیروهای خارجی از روشهای تنش مجاز (A.S.D) و مقاومت نهائی (U.S.D) و یا حالات حدی (L.S.D) میتوان استفاده نمود . در هر س روش تامین نیازهای بهره برداری (کنترل عرض ترکها) در کنار تامین نیازهای مقاومت ضروری است .

۲-۴- طراحی به روش تنش های مجاز

فرضیات اساسی در طراحی به روش تنش مجاز ، خطی بودن تغییرات کرنش در ارتفاع مقطع و تناسب تنش با کرنش میباشد . طراحی بر مبنای تامین محدودیت عرض ترک و تامین مقاومت لازم در مقاطع انجام می شود .

-طراحی برای کنترل عرض ترک

برای کنترل عرض ترک در طراحی بروش تنش مجاز ، تنش کششی مجاز بتن در مقطع ترک نخورده همگن شده طبق جدول ۴ توصیه می شود . این کنترل فقط برای شرایط محیطی A و B لازم است .

جدول ۴- تنش کششی مجاز بتن در طراحی به روش تنش مجاز

کشش مستقیم	$f_{td} = 0.45 \sqrt{f'_c}$
کشش ناشی از خمش	$f_{tb} = 0.65 \sqrt{f'_c}$

f'_c مقاومت مشخصه نمونه استوانه ای استاندارد ۲۸ روزه برحسب Mpa
با صرفنظر کردن از اثر آرماتورها، با توجه به همگن بودن بتن ، ضخامت حداقل لازم
را میتوان از روابط زیر بدست آورد .

$$h = \frac{T}{bf_{td}} \quad (\text{کشش مستقیم})$$

$$h = \sqrt{\frac{6M}{bf_{tb}}} \quad (\text{خمش})$$

T = نیروی کششی بدون ضریب (N)

M = لنگر خمشی بدون ضریب (N.mm)

b = عرض مقطع (mm)

f_{td} و f_{tb} = تنش کششی مجاز بتن بترتیب

در کشش مستقیم و خمش برحسب Mpa

در صورتیکه اثر توام نیروی کششی و لنگر خمشی داشته باشیم بایستی رابطه زیر کنترل شود .

$$\frac{f_d}{f_{td}} + \frac{f_b}{f_{tb}} \leq 1$$

f_d تنش کشش در اثر نیروی کششی مستقیم و f_b تنش کششی در اثر لنگر خمشی میباشد .

بر مبنای رابطه فوق ضخامت حداقل لازم می تواند با رابطه زیر تعیین گردد .

$$h = \frac{\alpha \pm \sqrt{\alpha^2 + 4\beta}}{2}$$

$$\alpha = \frac{T}{bf_{td}} \quad , \quad \beta = \frac{6M}{bf_{tb}}$$

-شرایط محیطی

در طراحی اعضای مخازن ، هر عضوی تحت یکی از شرایط محیطی زیر در نظر گرفته می شود :

شرایط محیطی A : شرایط محیطی بسیار سخت که در آن عضو تحت تاثیر آب و هوای مرطوب یا خورنده یا حالت متناوب مرطوب و خشک شدن قرار دارد .

شرایط محیطی B : شرایط محیطی سخت که در آن عضو تحت تاثیر رطوبت دائم و یا تقریباً دائم قرار دارد .

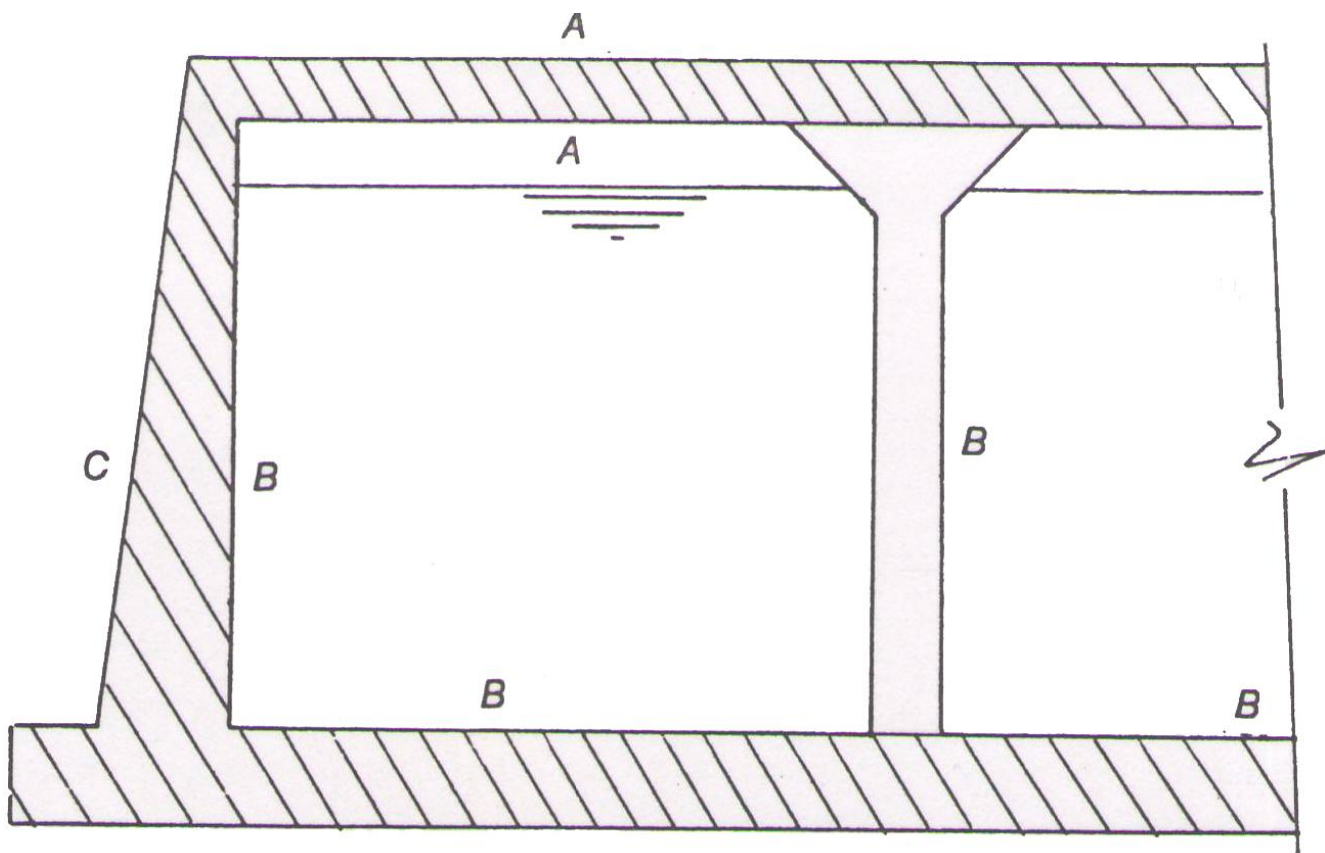
شرایط محیطی C : شرایط محیطی عادی که در آن عضو تحت شرایط خورنده و مرطوب نیست .

در شکل ۲۳ طبقه بندی قسمتهای مختلف یک مخزن از نظر شرایط محیطی نشان داده شده است .

همانطوریکه از روی این شکل پیداست ، قسمت تحتانی از سطوح داخلی دیوار در محیط B و قسمت فوقانی آن در شرایط A قرار دارد علت این امر تغییرات متناوب سطح آب مخزن می باشد که باعث ایجاد شرایط محیط A برای قسمت فوقانی دیوار می گردد . اما از آنجائیکه مقدار لنگر خمشی در بالای دیوار ناچیز است ، تنش های موجود در میلگردهای این ناحیه بسیار پائین است و در نتیجه در طراحی عملاً تمام سطح داخلی دیوار در محیط B در نظر گرفته می شود .

در صورتیکه ضخامت دیوار و دال کمتر از ۲۲۵ میلیمتر باشد ، شرایط محیطی دو طرف آن مشابه و برای بدترین حالت فرض میشود .

با توجه به لحظه ای بودن نیروهای زلزله ، طراحی سازه برای کلیه ترکیبات بارگذاری که در آنها نیروی زلزله وجود دارد در محیط C در نظر گرفته میشود .



شکل ۲۳- شرایط محیطی در قسمتهای مختلف مخزن

طراحی برای تامین مقاومت

در این قسمت با در نظر گرفتن مقطع ترک خورده همگن شده ، سطح مقطع فولاد کششی تعیین شده و تنش های فشاری و برشی در بتن کنترل میگردد . تنش های مجاز بتن طبق جدول ۵ و تنش های مجاز فولاد طبق جدول ۶ در نظر گرفته می شوند .

جدول ۵- تنش های مجاز بتن در طراحی به روش تنش مجاز

تنش مجاز	علامت	شرح
$\frac{43}{\sqrt{f'_c}} > 9$	n	نسبت ضریب ارتجاعی فولاد به بتن
$0.45 f'_c < 9$	f_{cc}	تنش فشاری ناشی از خمش مجاز در تارهای انتهائی
$0.09 \sqrt{f'_c} < 0.42$ $0.4 \sqrt{f'_c}$	V_c $V_{c \max}$	برش خمشی : تنش برشی مجاز قابل حمل توسط بتن حداکثر تنش برشی مجاز با وجود فولاد برشی
$0.18 \sqrt{f'_c} < 0.84$ $0.8 \sqrt{f'_c}$	V_c $V_{c \max}$	برش سوراخ کننده : تنش برشی مجاز قابل حمل توسط بتن حداکثر تنش برشی مجاز با وجود فولاد برشی
$0.3 \sqrt{f'_c}$	f_b	تنش فشاری مستقیم

در کنترل برش خمشی در صورتیکه واکنش تکیه گاهی اثر فشاری بر تیر داشته باشد ، مقطع بحرانی برای کنترل برش خمشی ، مقطعی به فاصله d از لبه تکیه گاه خواهد بود. در غیر اینصورت مقطع بحرانی در لبه تکیه گاه در نظر گرفته میشود .

مقطع بحرانی برای کنترل تنش برشی سوراخ کننده مقطعی به فاصله $d/2$ از محیط ستون خواهد بود .

جدول ۶- تنش های مجاز فولاد در طراحی به روش تنش مجاز

حالت	محیط	$f_s = \text{تنش کششی مجاز (Mpa)}$
کشش ناشی از خمش یا برش	A	$0.4F_y \leq 140$
	B	$0.475F_y \leq 165$
	C	$0.55F_y \leq 210$
کشش مستقیم	A	$0.32F_y \leq 120$
	B	$0.375F_y \leq 150$
	C	$0.45F_y \leq 180$
فشار		در تمام محیط ها ، مساوی $2n$ برابر تنش فشاری بتن همتراز در نظر گرفته میشود که نباید از تنش کششی مجاز مربوط بزرگتر شود .

-روابط طراحی در طراحی به روش تنش مجاز

الف- نیروی محوری کششی

$$A_{s,req.} = \frac{T}{f_s} \quad (۱)$$

ب- لنگر خمشی

$$A_{s,req.} = \frac{M}{f_s Jd} \neq \frac{M}{f_s \left(\frac{7}{8}\right)d} \quad (۲)$$

پ- اثر مشترک نیروی محوری کششی و لنگر خمشی

در این روش سطح مقطع فولاد کششی برای لنگر خمشی از رابطه (۲) و سطح مقطع فولاد کششی برای نیروی محوری کششی از رابطه (۱) محاسبه میشوند ، سطح مقطع فولاد بدست آمده برای نیروی کششی نصف شده و در یک طرف با فولاد خمشی جمع می شود و در طرف دیگر بصورت تنها قرار داده می شود .

ت - اثر مشترک نیروی محوری فشاری و لنگر خمشی
 هر گاه نیروی محوری P به همراه لنگر خمشی M به عضوی وارد شوند ، میتوان فرض کرد که عضو تحت تاثیر نیروی خارج از محور P قرار گرفته است مقدار خارج از مرکزیت از رابطه $e = M/P$ بدست می آید .
 طبق روابط مقاومت مصالح ، تنشهای حداکثر و حداقل ایجاد شده در مقطع توسط رابطه (۳) محاسبه می گردد .

$$f_{c\left(\frac{\max}{\min}\right)} = \frac{P}{A} \pm \frac{MC}{I} \quad (۳)$$

A سطح مقطع عضو و I/C اساس مقطع عضو می باشد . از رابطه (۳) میتوان نتیجه گرفت که تنش حداکثر همیشه فشاری است در حالی که تنش حداقل ممکن است فشاری یا کششی باشد . با ازدیاد مقدار خروج از مرکزیت (e) و در نتیجه ازدیاد لنگر $M=p.e$ جمله دوم سمت راست رابطه (۳) بزرگتر شده و در نتیجه تنش حداقل کششی می گردد . با ایجاد تنش کششی در مقطع ، بتن ترک خورده و فولادهای یک طرف مقطع تحت کشش قرار می گیرند .

با بالا رفتن تنش کششی در فولاد حالتی رخ می دهد که به جای اینکه مقاومت مقطع توسط بتن فشاری کنترل شود ، توسط فولاد کششی کنترل می شود . خروج از مرکزیت مرز بین این دو حالت به خروج از مرکزیت متعادل (e_b) معروف است . بنابراین در محاسبات اعضای تحت فشار و خمش دو حالت زیر را خواهیم داشت :

۱- خروج از مرکزیت کوچک ($e < e_b$) در این حالت شکست عضو در اثر شکست بتن فشاری رخ می دهد.

۲- خروج از مرکزیت بزرگ ($e > e_b$) در این حالت شکست عضو در اثر جاری شدن فولادهای کششی رخ می دهد.

آزمایشات متعدد نشان داده اند که رفتار ستونهای بتن مسلح (اعضای تحت فشار توام با خمش) را نمیتوان باتئوری کلاسیک خطی پیش بینی نمود . زیرا به علت پدیده خزش در بتن ، پس از گذشت مدتی بتن رفته رفته تنش های خود را به فولاد می دهد و توزیع تنش در مقطع از حالت خطی خارج می شود . به همین علت کلیه آئین نامه ها در طراحی ستونها به مقاومت نهائی مقطع توجه میکنند .

طراحی ستونهای تحت فشار و خمش در روش تنش مجاز کنترل دو رابطه زیر خواهد بود .

طراحی ستونهای تحت فشار و خمش در روش تنش مجاز کنترل دو رابطه زیر خواهد بود .

$$P_n \geq \frac{P}{\phi}$$

$$M_n \geq \frac{M}{\phi}$$

P و M بترتیب نیروی محوری و لنگر خمشی ناشی از بارهای سرویسی و P_n و M_n بترتیب ظرفیت فشاری اسمی و ظرفیت خمشی اسمی توأم مقطع عضو میباشد و ϕ بر اساس آئین نامه ACI برابر 0.4 می باشد .

P_n و M_n را از روابط تعادل در شروع شکست و یا نمودارهای اثر متقابل ستونها میتوان بدست آورد . (Interaction Diagrams)

– ترکیب بارها در طراحی به روش تنش مجاز

در جدول ۷ ترکیبات بارگذاری در طراحی به روش تنش مجاز به همراه تنش مجاز مربوطه ارائه شده است .

جدول ۷ – ترکیبات بار در طراحی به روش تنش مجاز

نسبت تنش مجاز به تنش مجاز پایه	ترکیب بار	گروه
1	$D+L+F_s$	1
1	$D+L+E_s$	2
1.33	$T \pm \text{گروه 1}$	3
1.33	$T \pm \text{گروه 2}$	4
1.33	$F_d + EQ + \text{گروه 1}$	5
1.33	$F_d + EQ + \text{گروه 2}$	6
1	$D+UP$	7

D = بار مرده (شامل وزن سازه ، وزن مایع ، وزن خاک)

L = بار زنده

F_s = فشار جانبی استاتیک سیال

E_s = فشار جانبی استاتیک خاک

T = نیروهای ناشی از تغییرات دما

F_d = فشار جانبی دینامیک سیال در هنگام زلزله

E_d = فشار جانبی دینامیک خاک در هنگام زلزله

EQ = نیروهای زلزله به علت ارتعاش قسمتهای مختلف

UP = زیر فشار

- طراحی بروش مقاومت نهائی

فرض اساسی در طراحی به روش مقاومت نهائی ، خطی بودن تغییرات کرنش در ارتفاع مقطع میباشد . البته در کنترل حالت حدی بهره برداری فرض مربوط به متناسب بودن تنش با کرنش نیز صادق میباشد .

طراحی بر مبنای تامین محدودیتهای عرض ترک و تامین مقاومت لازم انجام میشود .

-طراحی برای کنترل عرض ترک

کنترل عرض ترک در طراحی به روش مقاومت نهائی ، بصورتهای زیر انجام می شود .

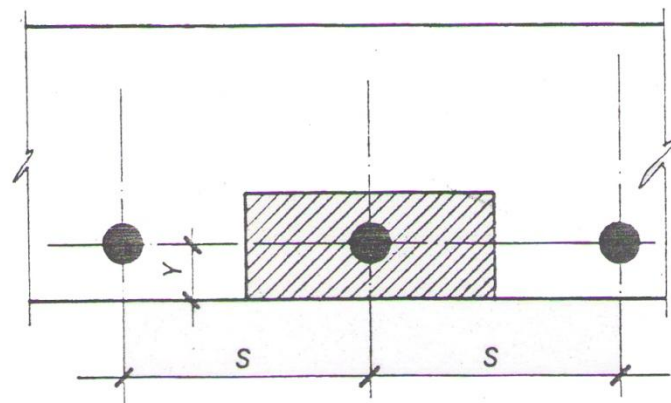
الف - کنترل عرض ترک برای اثر خمش

در آئین نامه ACI جهت کنترل عرض ترکهای ناشی از خمش ضریبی بنام ضریب ترک (Z) در نظر میگیرد .

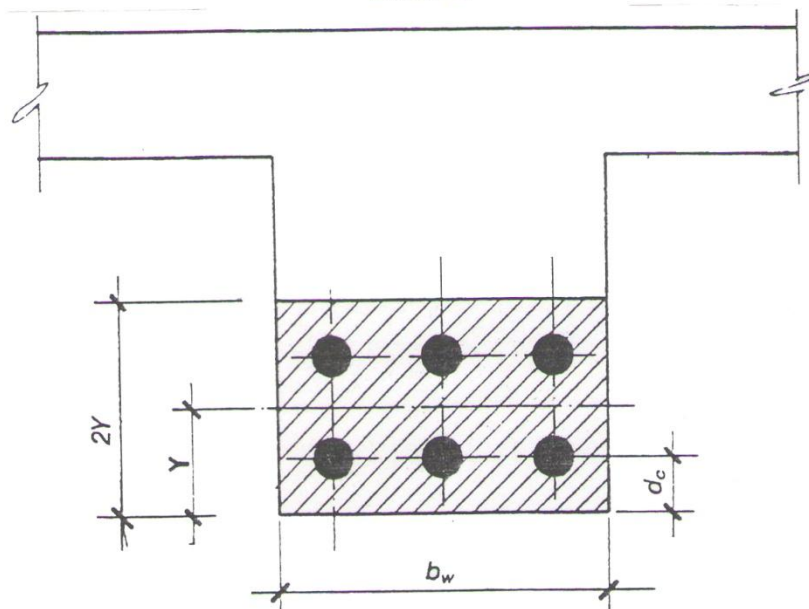
ضریب ترک را از روابط ۴ و ۵ میتوان محاسبه نمود .

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c A} \quad (۴) \quad \text{برای تیرها}$$

$$Z = f_s \sqrt[3]{2Y^2 S} \Rightarrow S_{\max} = \frac{0.5}{Y^2} \left(\frac{Z}{f_s} \right)^3 \quad (۵) \quad \text{برای دالها}$$



الف: دال‌ها



$$A = 2yb_w / (\text{تعداد میلگردها})$$

ب: تیرها (تمام ابعاد بر حسب میلیمتر محاسبه می‌شود)

شکل ۲۴- پارامترهای رابطه Z

S و d_c و $y =$ ابعاد بر حسب mm طبق شکل ۲۴ و $A = \frac{2yb_w}{\text{تعداد میلگردها}}$ می باشد.

$f_s =$ تنش در فولاد تحت بارهای سرویس f_s را میتوان با استفاده از مشخصات هندسی مقطع ترک خورده و لنگر خمشی ناشی از بارهای سرویسی محاسبه نمود.

$$f_s = \frac{M}{A_s jd} \neq \frac{M}{A_s \left(\frac{7}{8} \right) d} \quad (۶)$$

$M =$ لنگر خمشی ناشی از بارهای سرویسی (N.mm)

$A_s =$ سطح مقطع فولاد کششی (mm²)

$d =$ ارتفاع متر (mm)

$Jd =$ وی مقاوم داخلی mm

اگر Z محاسبه شده از روابط ۴ و ۵ کوچکتر از مقادیر مندرج در جدول ۸ باشد عرض ترک رضائت بخش تلقی می شود.

جدول ۸- حداکثر عرض ترک و حداکثر ضریب ترک

حداکثر ضریب ترک Z (Mpa)		حداکثر عرض ترک (mm)	شرایط محیطی
دالها	تیرها		
۱۷۰۰۰	۱۹۰۰۰	۰/۱	A
۲۰۰۰۰	۲۲۵۰۰	۰/۲	B
۲۳۵۰۰	۲۵۰۰۰	۰/۳	C

ترکهای ناشی از خمش را با کنترل تنش در فولاد کششی نیز میتوان کنترل کرد اگر تنش در فولاد کششی (f_s) در اثر بارهای سرویسی کوچکتر از تنش های مجاز مندرج در جدول ۶ باشد (کشش ناشی از خمش) عرض ترک رضایت بخش تلقی میشود .

ب - کنترل عرض ترک برای اثر نیروی محوری کششی

محاسبه عرض ترک برای نیروی محوری خالص ، با همان دقت محاسبه عرض ترک برای لنگر خمشی فعلا امکان پذیر نیست .

برای کنترل عرض ترک ناشی از نیروی محوری کششی ، مقادیر تنش فولادی کششی را به مقادیر مندرج در جدول ۶ محدود می کنیم . (کشش مستقیم)

پ- کنترل عرض ترک برای اثر توام نیروی محور کششی و لنگر خمشی

در این حالت نیز برای کنترل عرض ترک ، مقادیر تنش در فولاد کششی را به مقادیر جدول ۶ محدود می نمائیم با توجه به اختلاف تنش های مجاز مربوط به حالت نیروی محور کششی و لنگر خمشی ، برای کنترل تنش از رابطه اثر متقابل زیر استفاده میکنیم .

$$\frac{f_{st}}{F_{st}} + \frac{f_{sb}}{F_{sb}} \leq 1 \quad (۷)$$

$$f_{st} = \text{تنش کششی در فولاد در اثر نیروی محوری کششی}$$

$$F_{st} = \text{تنش کششی مجاز فولاد در حالت کشش مستقیم (جدول ۶)}$$

$$f_{sb} = \text{تنش کششی در فولاد در اثر لنگر خمشی}$$

$$F_{sb} = \text{تنش کششی مجاز فولاد در حالت خمش (جدول ۶)}$$

—طراحی برای تامین مقاومت نهائی

در روش مقاومت نهائی بارها یا اثر بارها در ضرابی بزرگتر از یک ضرب میشوند ، نیروهای داخلی ناشی از بارهای ضریبدار به نیروهای داخلی نهائی یا نیروهای داخلی با ضریب معروفند ، ظرفیت باربری قطعات با نوشتن معادلات تعادل در شروع شکست مقطع بدست می آید این ظرفیت باربری با ضریب کاهنده مقاومت مقداری کاهش میابد و باید نشان داده شود .

$$\phi R \geq \gamma L$$

(۸)

R ظرفیت باربری قطعه یا مقاومت نهائی مقطع که از روابط تعادل در شروع شکست محاسبه می گردد . ϕ ضریب کاهنده مقاومت که طبق آئین نامه ACI در جدول ۱۰ آمده است ، L اثر بارها یا نیروهای داخلی ناشی از بارهای سرویسی و γ ضریب بار یا ضریب اثر بار میباشد که طبق آئین نامه ACI در جدول (۹) داده شده است .
رابطه (۸) برای مقاومت خمشی بصورت زیر خواهد شد:

$$\phi M_n \geq M_u \quad (9)$$

که M_n ظرفیت خمشی اسمی مقطع M_u لنگر خمشی نهائی وارد شده به مقطع در اثر بارهای نهایی و ϕ ضریب کاهنده مقاومت خمشی که برابر ۰/۹ میباشد .

جدول ۹- ضرایب بارها طبق آیین نامه ACI

ضریب بار	بار
۱/۴	بارهای مرده D.L.
۱/۷	بارهای زنده L.L.
۱/۷	فشار جانبی استاتیک سیال
۱/۷	نیروهای ناشی از تغییرات دما
۱/۸۷	فشار جانبی دینامیک سیال
۱/۸۷	فشار جانبی دینامیک خاک
۱/۸۷	نیروی زلزله در اثر ارتعاش سازه
۱/۷	زیر فشار ناشی از آب زیرزمینی

جدول ۱۰- ضرایب کاهنده مقاومت طبق آیین نامه ACI

خمش و کشش و یا اثر توام آنها	۹/۰
برشی	۸۵/۰
فشار خالص	(برای ستونهای دور پیچ شده) ۰/۷۵ و (برای ستون تنگدار ساده) ۰/۷
فشار توام با خمش	برای ستون تنگدار ساده $\phi = 0.9 - \frac{2P_u}{f'_c A_g} \geq 0.7$ برای ستون دور پیچ شده $\phi = 0.9 - \frac{1.5P_u}{f'_c A_g} \geq 0.75$ A_g سطح مقطع کل بر حسب mm^2 و P_u نیروی فشاری نهائی بر حسب N و f'_c مقاومت مشخصه نمونه استوانه بتن در سن ۲۸ روزه بر حسب Mpa

–ضرایب پایائی

تجربه نشان می دهد که در طراحی قسمتهای مختلف مخازن در محیطهای A و B به روش مقاومت نهائی ، اگر بارهای ضریبدار را مجددا در ضرایب بزرگتر از واحدی بنام ضرایب پایانی ضرب نماییم ،مقادیر فولادهای محاسبه شده با احتمال بیشتری جوابگوی حالت بهره برداری خواهند بود . ضرایب پایانی طبق جدول ۱۱ در طراحی در نظر گرفته می شود .

در ترکیباتی از بارگذاری که در آنها نیروی زلزله و فشار دینامیکی سیال وجود دارد . اعمال ضرایب پایانی لازم نیست .

جدول ۱۱– ضرایب پایائی طبق آیین نامه ACI

حالت	ضریب پایانی
خمش	۱/۳
کشش مستقیم	۱/۶۵
برش *	۱/۳
فشار و اثر توام فشار و خمش	۱

*در مورد نیروی برشی ، ضریب $1/3$ به تفاضل نیروی برشی نهائی و نیروی برشی مقاوم بتن اعمال می شود . به عبارت دیگر :

$$1/3 (V_u - V_c)$$