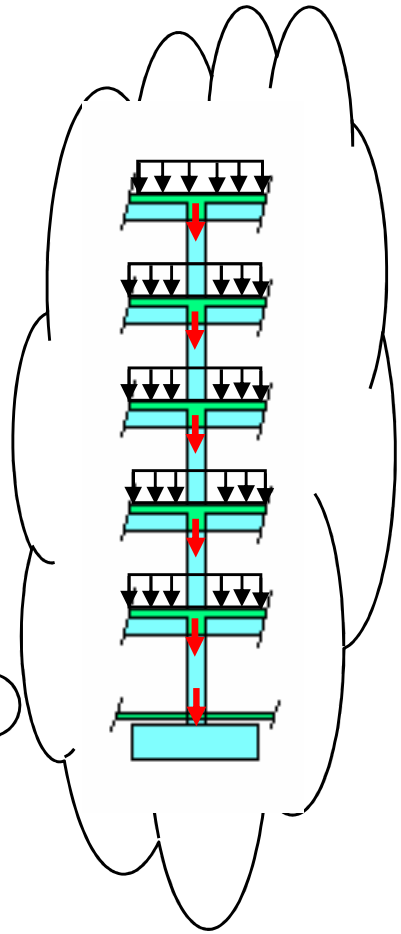
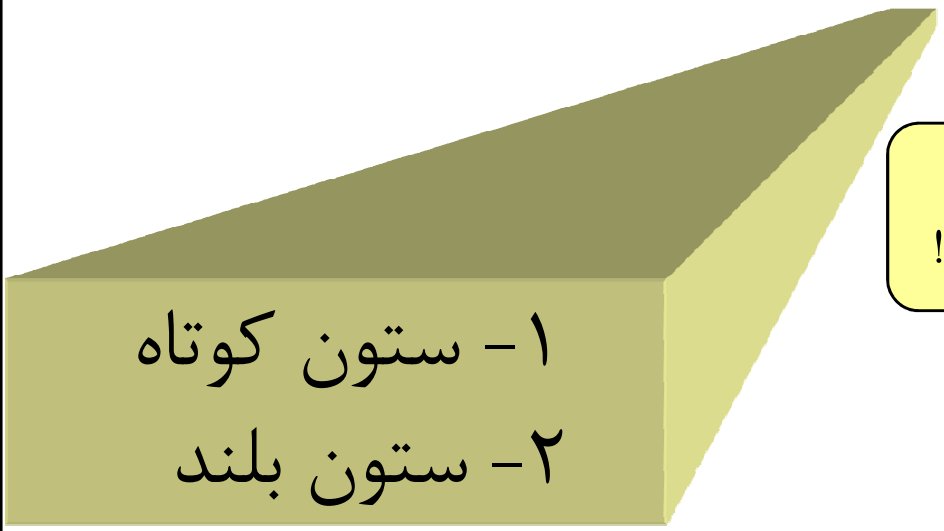
K.N.Toosi
University of Technology

دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

فصل دوم

کنترل و طراحی ستونها





جزوه بتن ۲

تدوین: دکتر سید بهرام بهشتی

۱- ستونهاي كوتاه

مقدمه

ستونها اعضایی از یک سازه می باشند که وظیفه تحمل بارهای اعضای افقی چون تیرها و یا دالها را بصورت فشاری و انتقال آن به فونداسیونها را بعهده دارند.

ستونهای بتنی توسط فولادهای طولی و عرضی مقاوم می گردند. فولادهای عرضی بشکل خاموت، تنگ و یا مارپیچهای با گام کوتاه اجرا میگردند.

انواع ستون:

۱-ستون کوتاه

ظرفیت فشاری ستون با یک خروج از مرکزیت مشخصی توسط مقاومت مصالح و مشخصات مقطع معین می شود.

۲-ستون لاغر

علاوه بر حالت قبل ظرفیت ستون تحت تاثیر لاغری که سبب خمش اضافی در اثر تغییر شکل جانبی است، قرار دارد.

انواع ستون

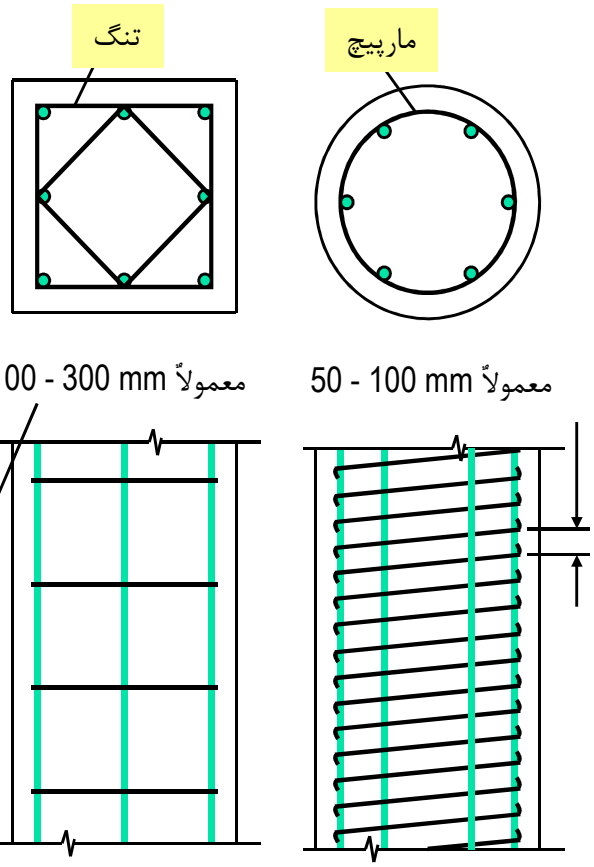
۱- ستون مارپیچی- برای $e/h < 0.1$ بسیار موثر بوده اما قالب بندی و مارپیچ نمودن گران تمام می شود.

۲-ستون تنگدار- حداقل یک میلگرد در هر چهار گوشه قرار دارد و وقتی استفاده می شود که $e/h > 0.1$ بوده و برای خمش دو محوره موثر است.

۳- ستونهای کامپوزیت (مرکب)

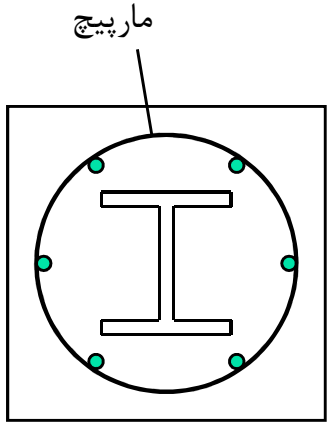
تحت اثر بار محوری با خروج از مرکزیت کم، میلگردهای طولی بطور یکنواخت در محیط ستون پخش می شوند. ولی چنانچه لنگر خمشی وارده قابل ملاحظه باشد. سعی بر آن است که میلگردها در گوشه ها بیشتر متمرکز گردد.

در ستونهای با خروج از مرکزیت کم استفاده از میلگردهای با fy بالا اقتصادی می باشد، زیرا در خروج از مرکزیت بالا میلگردهای میانی به مقاومت تسلیم نمی رسند و کاربرد میلگردهای گران به صرفه نیست.

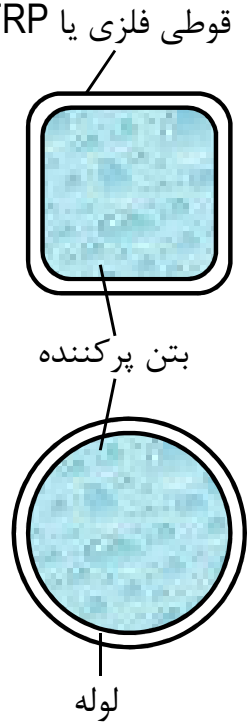


(a)ستون تنگدار

(b)ستون مارپیچ دار



(c)ستون مرکب (مارپیچ پروفیل را محصور نموده است.)



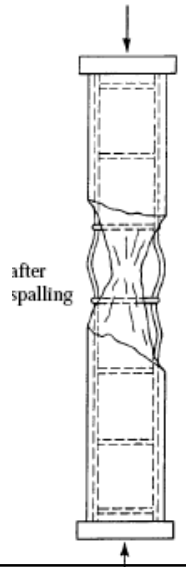
(d)ستون مرکب (قوطی بتن را محصور نموده است.)

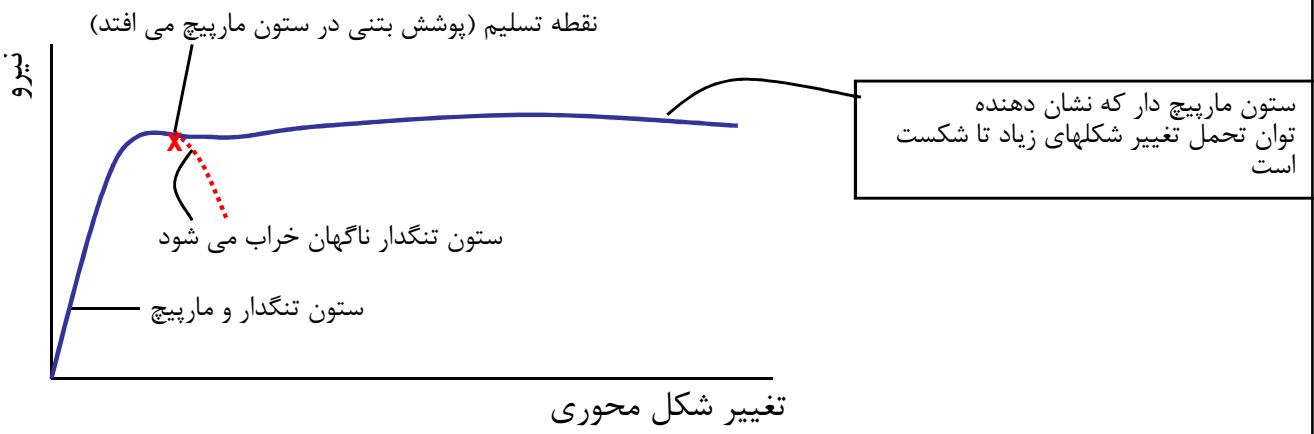
رفتار ستونها ی بتن آرمه تحت بار محوری

$$N_n = k_c f'_c A_c + f_y A_{st} + k_s f_{sy} A_{sp}$$

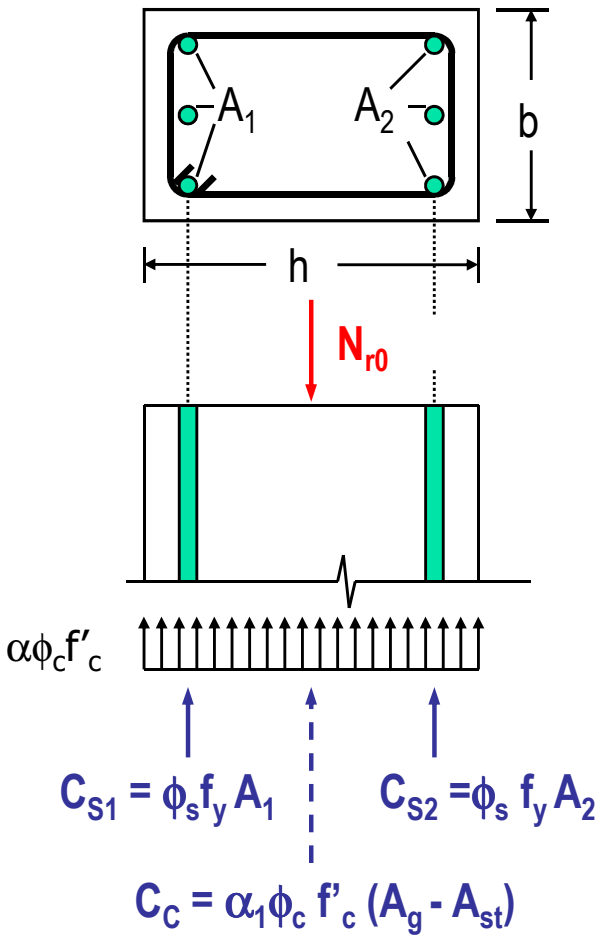
N_n = مقاومت اسمی ستون تنگ دار (جمله سوم در صورت عدم وجود مارپیچ حذف می شود)
k_c = ضریب ۰/۸۵برای به حساب آوردن مقاومت بتن در ستون و نمونه سیلندری
f'_c = مقاومت سیلندری بتن
A_c = سطح خالص بتن
A_{st} = سطح فولاد طولی
f_y = تنش تسلیم فولاد طولی
k_s = ضریبی که بین ۱/۵تا ۲/۵ تغییر می کند (با متوسط ۱/۹۵)
f_{sy} = مقاومت تسلیم فولاد مارپیچ
A_{sp} = حجم فولاد مارپیچ در واحد طول

همانطور که ملاحظه می گردد، خرابی ستون مارپیچ حتی پس از زوال پوسته بسیار شکل پذیر می باشد در حالیکه شکست ستون با تنگ ناگهانی است. به همین علت ACI ضریب ایمنی کاهش ظرفیت ۰/۷را برای مارپیچ و ۰/۶۵را برای تنگ انتخاب می نماید. اگرچه با افزایش خروج از مرکزیت اثر فوق در ستون مارپیچ کم رنگ شده و در این حالت ضریب فوق به سمت ۰/۹ نزدیک می شود.





مقاومت محوری ستون کوتاه تحت بار مرکزی



مبحث ۹ :

$$N_{r0} = \alpha_1 f_{cd} (A_g - A_{st}) + f_{yd} A_{st}$$

ACI:

$$N_{r0} = \Phi[0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

یا:

مبحث ۹ :

$$N_{r0} = A_g [\alpha_1 f_{cd} + \rho_g (f_{yd} - \alpha f_{cd})]$$

ACI:

$$N_{r0} = \Phi A_g [0.85 f'_c + \rho_g (f_y - 0.85 f'_c)]$$

N_{r0} = ماکزیمم مقاومت ستون کوتاه تحت بار مرکزی
f'_c = مقاومت بتن
A_g = سطح ناخالص مقطع = b h
A_{st} = سطح کل فولادهای طولی = $A_1 + A_2$
f_y = مقاومت تسلیم فولاد

$$f_{cd} = \phi_c f'_c = 0.6 f'_c$$
$$f_{yd} = \phi_s f_y = 0.85 f_y$$

نکته:

این معادله متناظر به فرض بلوک مستطیلی تنش است که کل مقطع عرضی تحت کرنش فشاری شکست ۰/۰۰۳۵ قرار گیرد

مقاسیه آیین نامه ایران و ACI در تخمین مقاومت نهایی ستون

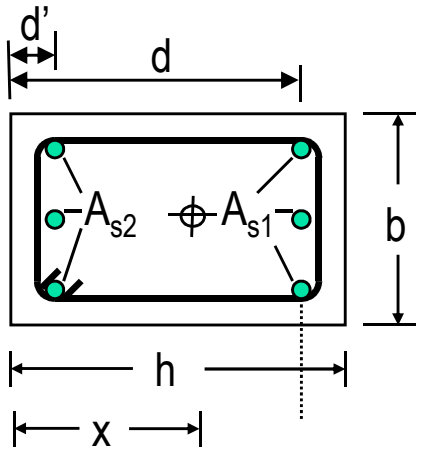
در آیین نامه ایران و ACI برای ستونها کاهش ظرفیت دیده شده است و علت آن را می توان چنین دانست:

۱- مقاومت اعضاء خمشی بسیار بیشتر تحت تاثیر مقاومت میلگردها هستند تا مقاومت بتن در حالیکه در ستونها تحت بارمحوری تحت تاثیر مقاومت بتن می باشند. از آنجاکه مقاومت بتن در شرایط سایت بسیار کنترل ناپذیرتر از مقاومت فولاد می باشد. بخصوص بعلت ریختن بتن از ارتفاع احتمال جدایش دانه ها و عدم ویبره لازم وجود دارد. در حالیکه در تیرها قرار دادن بتن در قالبهای افقی کمتر با مشکلات فوق مواجه می گردد.

۲-بعلت عبور کاندویتها و اجزاء الکتریکی در ستونها سطح مقطع مفید کاهش می یابد.

۳-گسیختگی ستون سبب فروریختن ساختمان می شود در حالیکه فروریختن تیر سبب تخریب محلی می گردد.

مرکز پلاستیک



به نقطه ای اتلاق می گردد که اگر بار محوری در آنجا وارد گردد، می تواند در کرنش نهایی $\varepsilon u=0.0035$ در کل مقطع سبب شکست ستون گردد. در میلگرد گذاری یکنواخت و متقارن، مرکز پلاستیک بر مرکز هندسی مقطع منطبق است.

میلگرد گذاری اکثر مقاطع ستونها نسبت به محور خمش متقارن می باشد. ولی گاهی اوقات مثل ستونها در قابهای پرتال که خروج از مرکزیت بزرگ بوده و بصورت تکمحوری نیز اعمال می شود، بلحاظ اقتصادی می توان میلگردها را در منطقه کششی متمرکز نمود. در این گونه موارد خروج از مرکزیت بار محوری می باید نسبت به محوری که از مرکز پلاستیک بگذرد محاسبه شود.

$$x=\frac{\alpha_1 f_{cd} bh^2/2+A_{s1}f_{yd}d+A_{s2}f_{yd}d'}{\alpha_1 f_{cd} bh+A_{s1}f_{yd}+A_{s2}f_{yd}}$$

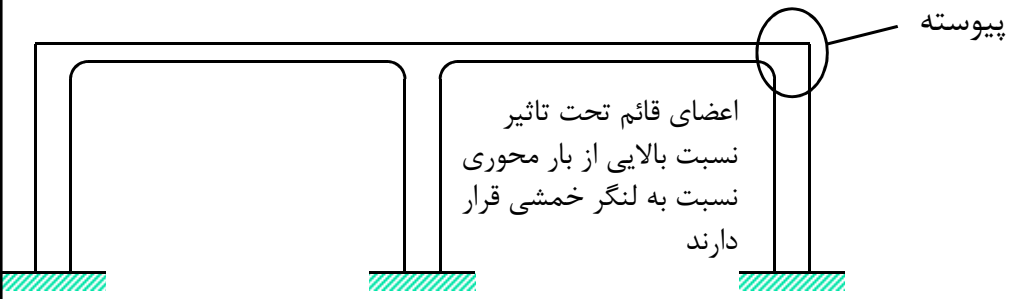
خروج از مرکزیت بار محوری

در ساختمانهای بتن آرمه معمولاً بعلت پیوستگی تیر به ستون لنگرها از تیر به ستون منتقل می شود. این لنگرها ناشی از:

۱- بارهای نامتعادل کفها در ستونهای داخلی و خارجی

۲-بارهای خارج از مرکز مانند بارهای جرثقیل در ساختمانهای صنعتی

۳- بارهای جانبی مانند باد و زلزله



قاب خمشی

چه نوع ستونی می تواند توسط طراح انتخاب گردد؟

نسبت e/h محاسبه می شود

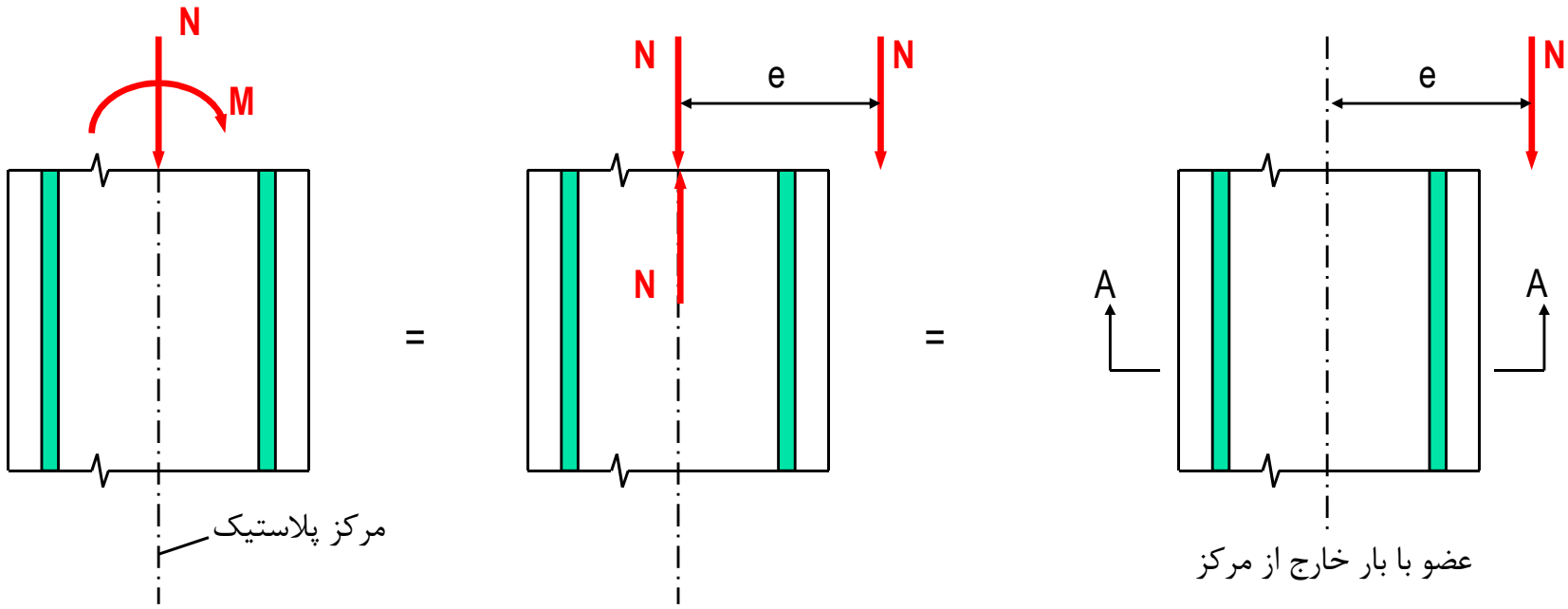
۱- اگر $e/h<0.1$ کاربرد ستون مارپیچ بسیار موثر است.

۲-اگر $e/h>0.2$ باشد، ستون مستطیلی با میلگردهای دو طرفه بهینه است.

۳- اگر $0.1<e/h<0.2$ باشد ستون مربع با میلگردهای چهار طرفه موثر است (بخصوص برای لنگر دو محوره)

۴- هزینه ستونهای مارپیچ معمولاً در مناطق کم خطر زلزله غیر اقتصادی است.

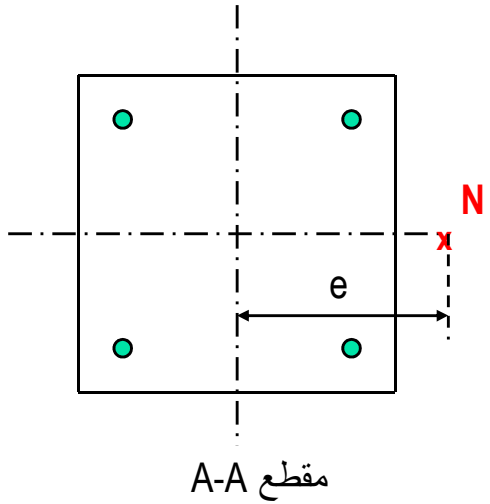
معمولاً لنگربصورت خروج از مرکزیت بار محوری نمایش داده می شود.



نیروی محوری و لنگر خمشی

معادل استاتیکی برای بار خارج از مرکز

$$e = \frac{M}{P}$$



وقتیکه ترکیب بار محوری و لنگر خمشی بر ستون بتن آرمه با لاغری کم اثر می کند (کمانش ستون مود حاکم بر شکست ستون نمی باشد)، مقاومت عضو توسط مقاومت مصالح مقطع تامین می گردد.

در ستون کوتاه، وقتی که کرنش در تار انتهایی به مقدار ۰/۰۰۳۵ برسد به مقاومت نهایی خود می رسد

ستون تحت اثر کشش خالص

مقطع کلاً ترک خورده (بتن تحمل کشش را ندارد)

کرنش یکنواخت $\leq -\varepsilon_y$

$$N_{n(tension)} = \sum_{i=1}^{N} - f_{yd} A_{s_i}$$

کفایت ستون

۹-۱۱-۲-۱-آیین نامه کفایت ستون را بر اساس کنترل روابط زیر کنترل می نماید:

$$M_r \geq M_u$$

$$N_r \geq N_u$$

منحنیهای اندرکنش

بسته به نسبت M_n به N_n، منحنی اثر متقابل دارای دو قسمت مشخص است.

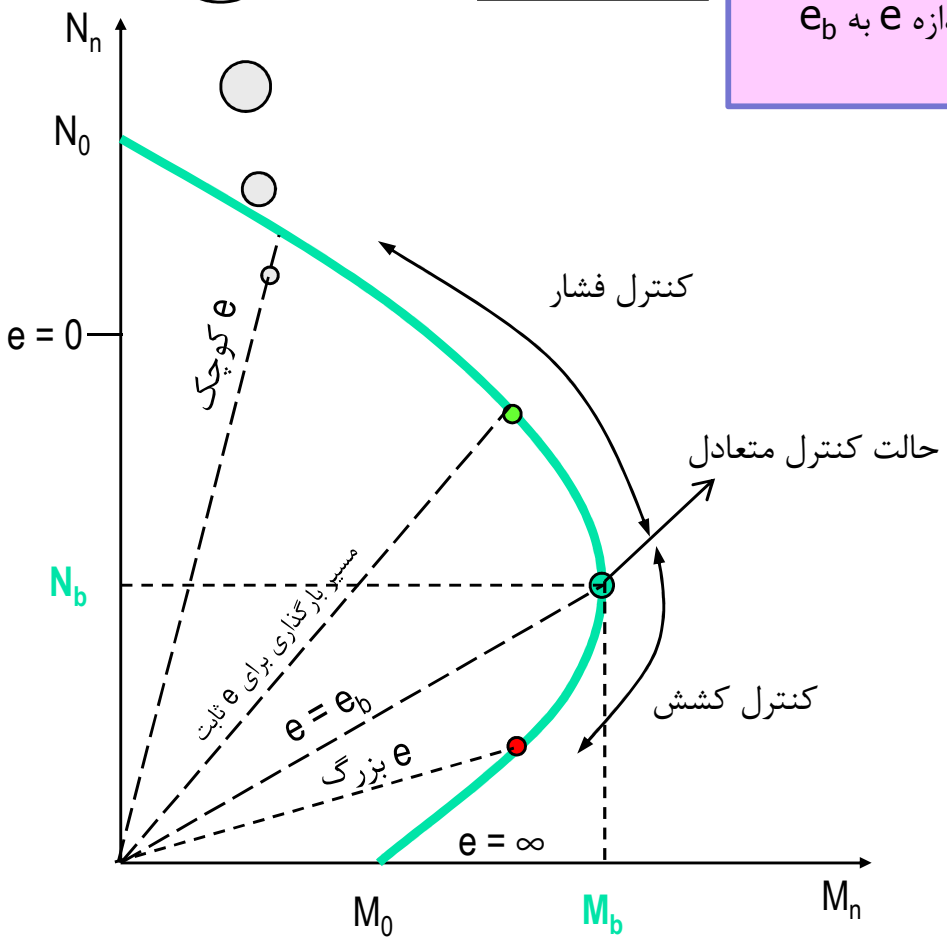
۱-محدوده کنترل فشار

۲- محدوده کنترل کشش

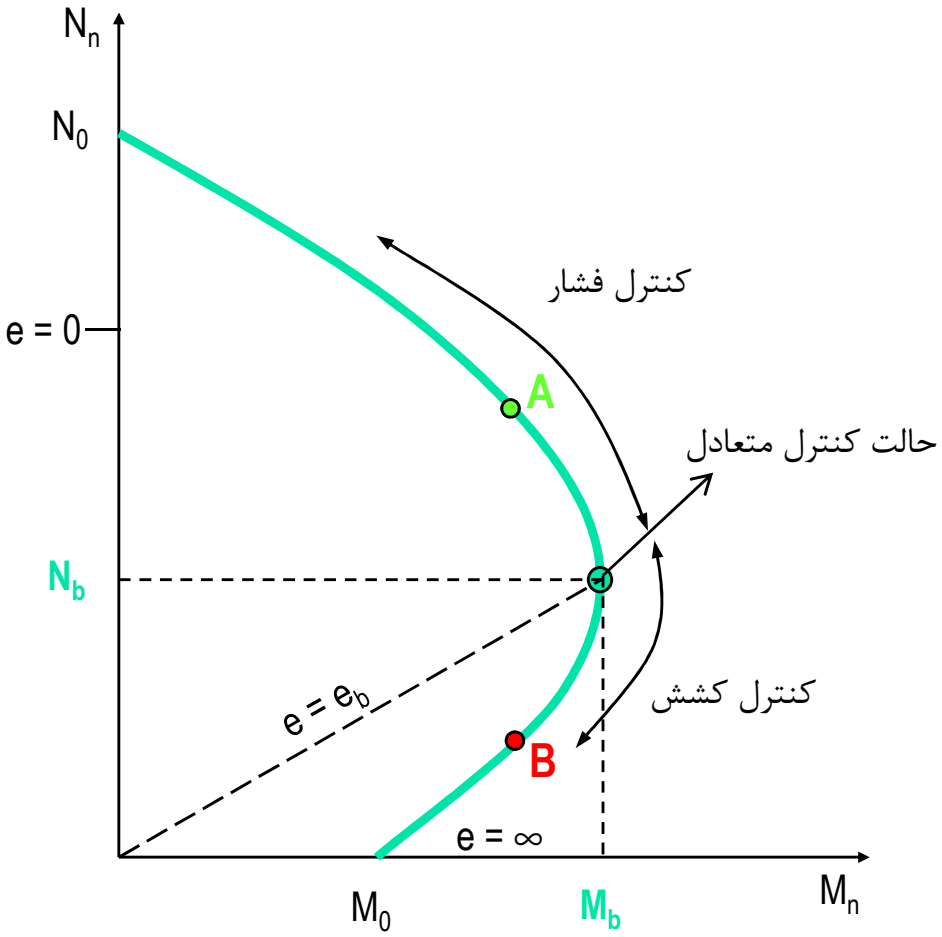
خطوط شعاعی نشان دهنده خروج از مرکزیت ثابت هستند.

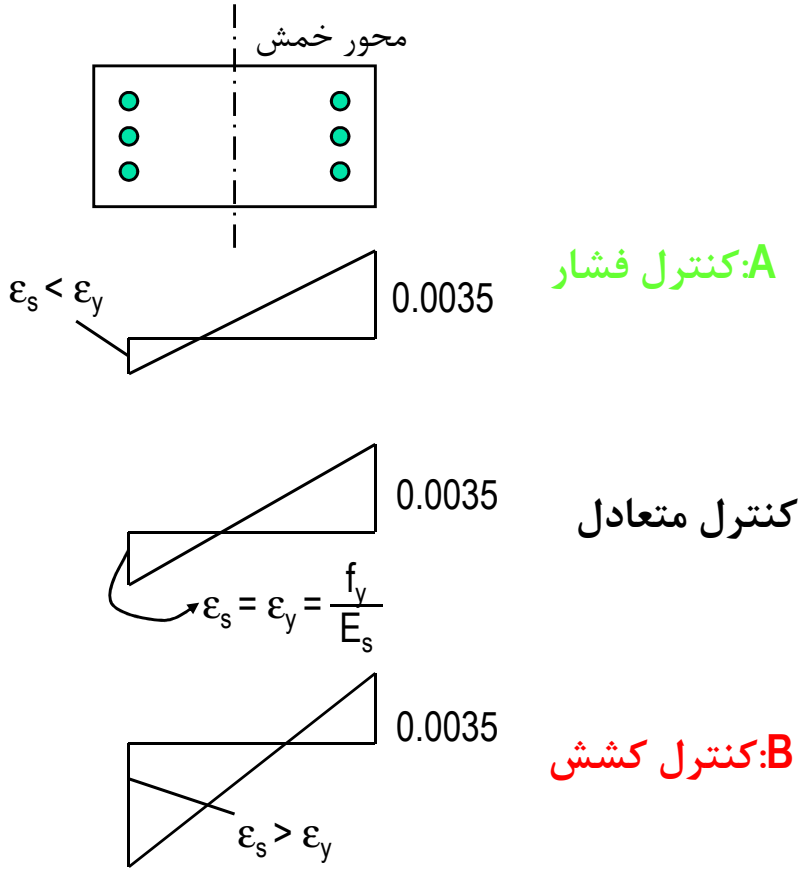
$$e = \frac{M_n}{N_n}$$

نکته قابل ذکر آن است که برخلاف تیرها، در ستونها نمی توان شکست نرم را گارانتی نمود. چراکه نوع شکست بستگی به اندازه e به e_b دارد



ملاحظه می گردد که در ناحیه فشاری با افزایش بارمحوری لنگر قابل تحمل کمتر می شود. چراکه معیار رسیدن سریعتر کرنش فشاری بتن به مقدار نهایی است و هرچه بار بیشتر گردد، لنگر کمتری نیاز است تا کرنش را به مقدار نهایی برساند. برعکس در ناحیه کششی با افزایش نیروی محوری مقدار لنگر بیشتری را مقطع می تواند تحمل نماید. در این ناحیه در ابتدا فولاد جاری می گردد. در این وضعیت فرض نماییم ابتدا لنگر وارد گشته و سبب سیلان فولادهای کششی گردد. اضافه شدن نیروی محوری سبب اعمال کرنشهای فشاری شده و کرنش در فولاد از مقدار حد سیلان کمتر می گردد. لذا باید لنگر بیشتری وارد گردد تا مجدداً فولاد کششی جاری شود.



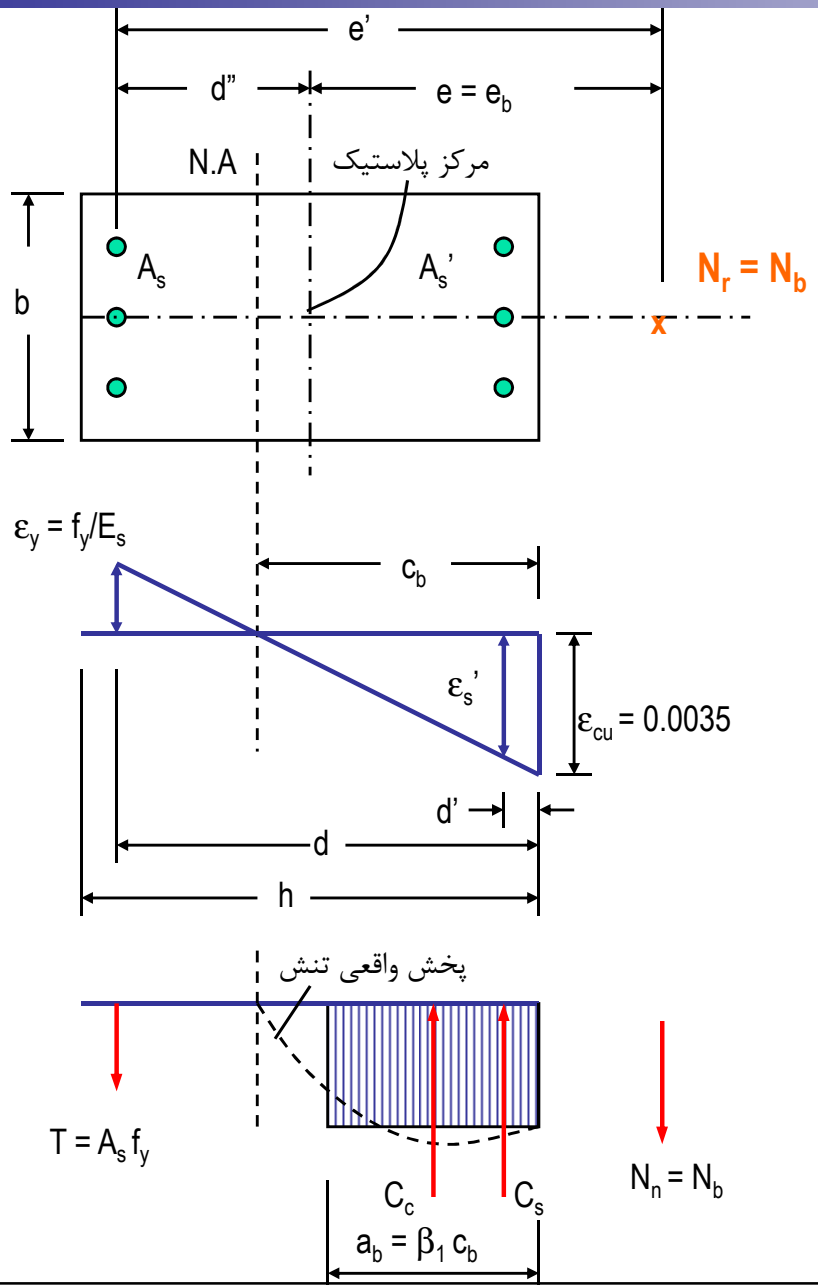


محدوده کنترل فشار (نقطه A)

معمولاً قسمت اعظم سطح مقطع در فشار بوده و در لحظه شکست وقتی کرنش در تار انتهایی به ۰/۰۰۳۵می رسد میلگردهای کششی انتهایی جاری نشده اند.

محدوده کنترل کشش(نقطه B)

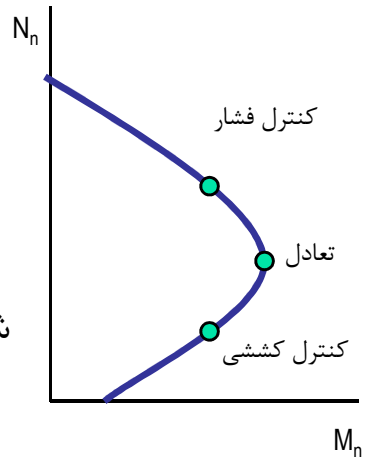
معمولاً قسمت اعظم سطح مقطع در کشش بوده و در لحظه شکست وقتی کرنش در تار انتهایی به ۰/۰۰۳۵ می رسد میلگردهای کششی انتهایی قبلاً جاری شده اند.



شرایط کرنش بالانس در مقاطع مستطیلی

$$\frac{c_b}{d} = \frac{0.0035}{f_y / E_s + 0.0035}$$

$$c_b = \frac{700}{f_y + 700} d$$



شرط تعادل نیرو:

$$N_b = Cc + Cs - T$$

$$C_c = \alpha_1 f_{cd} a_b b = \alpha_1 f_{cd} \beta_1 c_b b$$

$$C_s = A_s' f_{sd}$$

$$T = A_s f_{yd}$$

با لنگر گیری حول محور پلاستیک

$$N_b e_b = C_c(d - a_b/2 - d") + C_s(d - d' - d") + Td"$$

با حل همزمان دو معادله برای N_b و e_b

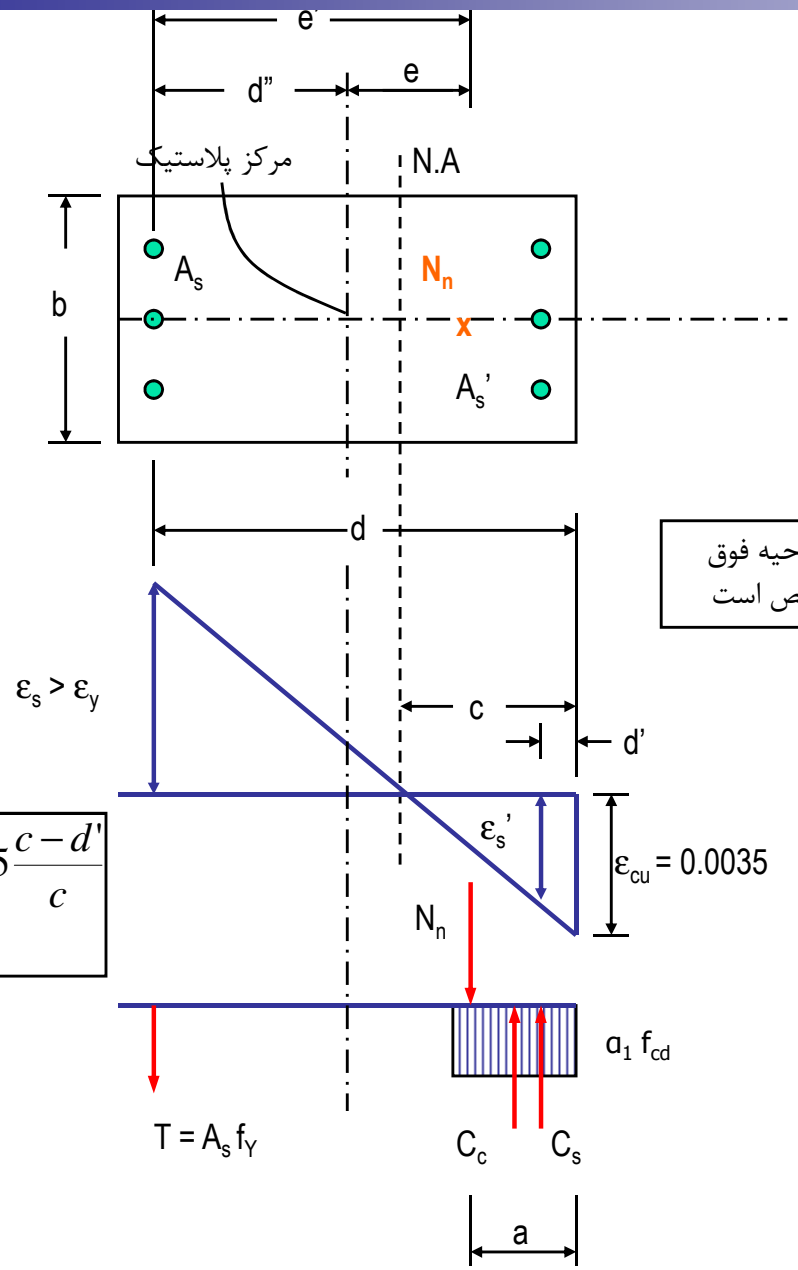
ناحیه کنترل کشش در مقاطع مستطیلی

مسئله شامل یافتن مقاومت فشاری با معلوم بودن مقدار خروج از مرکزیت e.

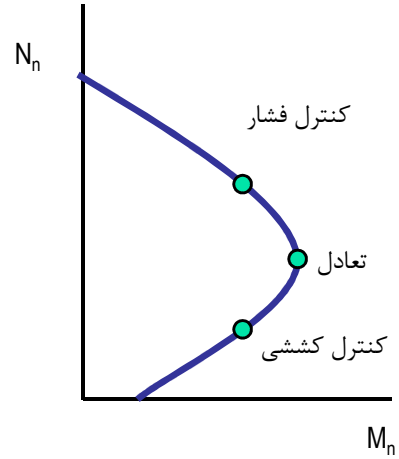
حل: مقدار e_b محاسبه شده با e موجود مقایسه می گردد.

$e => e_b$ ⇨ فولاد کششی جاری می شود

در جهت اطمینان می توان فرض نمود که در ناحیه فوق حداکثر مقاومت مقطع برابر مقاومت خمش خالص است



$$\varepsilon'_s = 0.0035\frac{c-d'}{c}$$
$$f'_s = E_s\varepsilon'_s$$



تعادل نیرو :

$$N_r = C_c + C_s - T$$

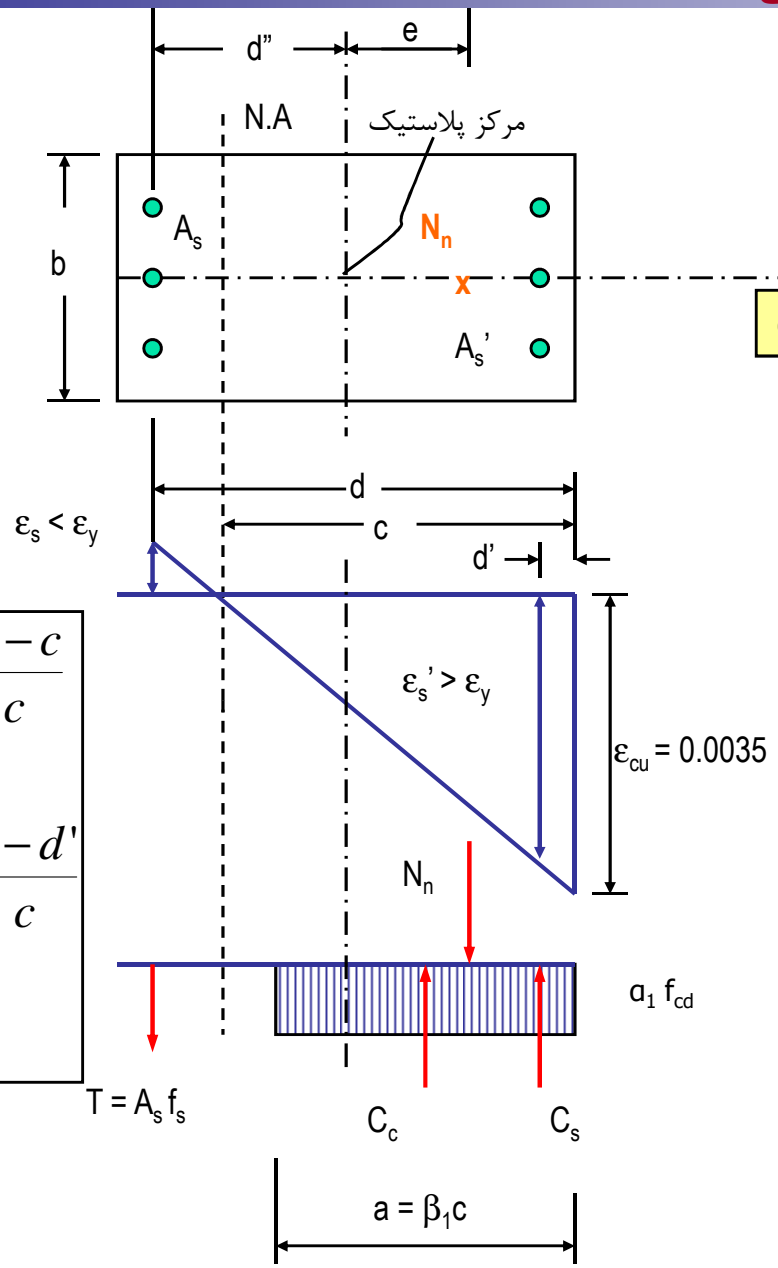
که :

$$C_c = \alpha_1 f_{cd}\, ab = \alpha_1 f_{cd}\, \beta_1\, c\, b$$
$$C_s = A_s' f_{sd}$$
$$T = A_s f_{yd}$$

با گرفتن لنگر حول محور مار بر مرکز پلاستیک

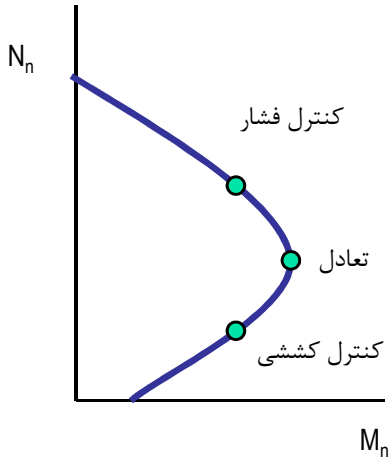
$$N_r\, e = C_c(d-a/2-d") + C_s(d-d'-d") + Td"$$

ناحیه کنترل فشار در مقاطع مستطیلی



$$\varepsilon_s = 0.0035\frac{d-c}{c}$$
$$f_s = E_s\varepsilon_s$$
$$\varepsilon'_s = 0.0035\frac{c-d'}{c}$$
$$f'_s = E_s\varepsilon'_s$$
$$a = \beta_1 c \le h$$

$e < e_b$ ⇒ فولاد کششی جاری نمی شود



تعادل نیرو :

$$N_r = C_c + C_s - T$$

که :

$$C_c = \alpha_1 f_{cd}\, ab = \alpha_1 f_{cd}\, \beta_1\, c\, b$$
$$C_s = A_s' f_{yd}$$
$$T = A_s f_{sd}$$

با گرفتن لنگر حول محور مار بر مرکز پلاستیک

$$N_r e = C_c(d-a/2-d") + C_s(d-d'-d") + Td"$$

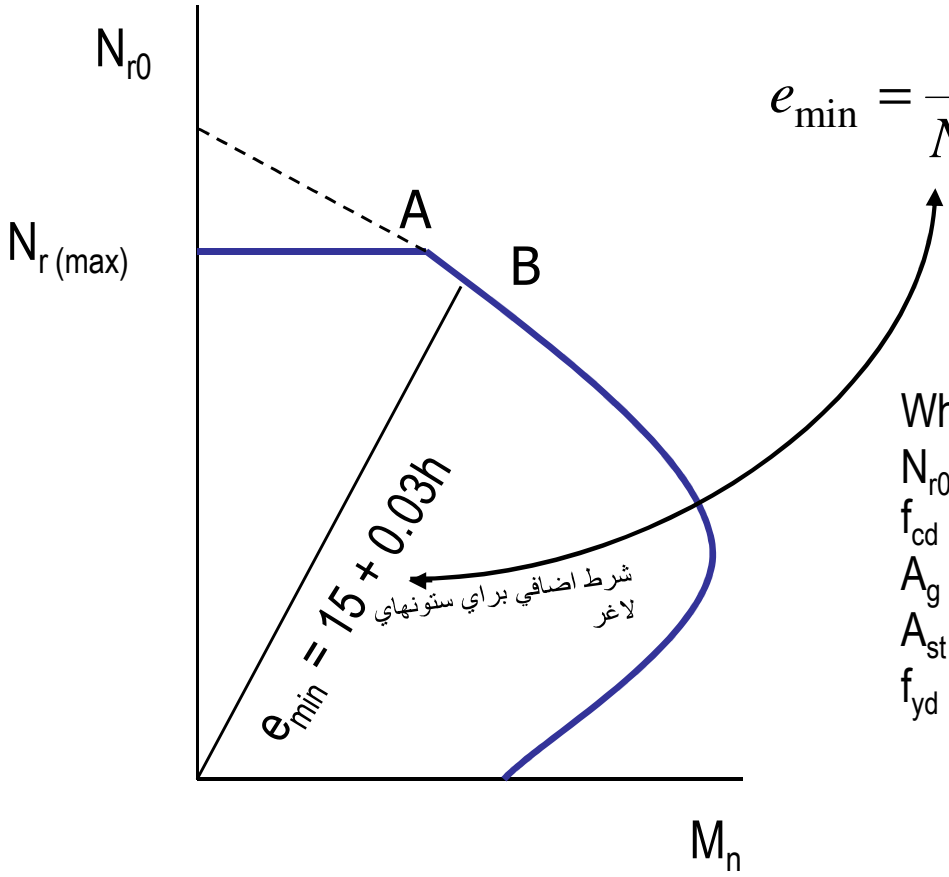
حداکثر مقاومت فشاری و خروج از مرکزیت حداقل

ABA

ACI

$N_{r\,(max)} = (0.85$ مارپیچ $, 0.80$ خاموت$)\ N_{r0}$

بجهت امکان وجود خروج از مرکزیت اتفاقی در بارگذاری و یا عدم انطباقهای اجرایی که در تحلیل در نظر گرفته نمی شود. همواره مقداری خروج از مرکزیت اتفاقی وجود دارد که حداکثر مقاومت محوری ستون را محدود می گرداند



$$e_{min} = \frac{M_A}{N_{r(max)}}$$

Where :

N_{r0} = $\alpha f_{cd} (A_g - A_{st}) + f_{yd} A_{st}$

f_{cd} = مقاومت طراحی بتن

A_g = سطح مقطع ناخالص

A_{st} = کل سطح فولادهای طولی

f_{yd} = مقاومت سیلان فولاد طراحی

روابط تقریبی ویتنی

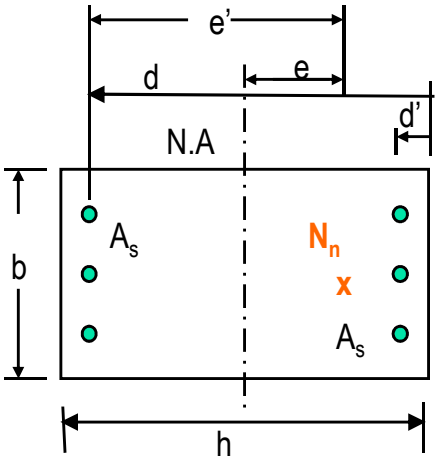
برون محوری متعادل مقطع مستطیلی

$$e_b = (0.20 + 0.77\rho_g m)h$$

برون محوری متعادل مقطع دایره

$$e_b = (0.24 + 0.39\rho_g m)D$$

چنانچه فولادها را بتوان در دو طرف محور خمش بطور مساوی فرض نمود ویتنی روابط ذیل را برای مقاومت محوری ستون چنین تقریب می زند:



کنترل فشار:

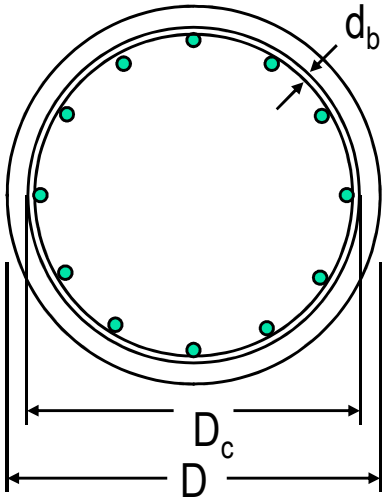
مقطع مستطیلی

$$N_r = \frac{bhf_{cd}}{\frac{3he}{d^2}+1.18} + \frac{A_{st}f_{yd}}{\frac{2e}{d-d'}+1.0} < N_{r\max}$$

مقطع دایره

$$N_r = \frac{A_g f_{cd}}{\frac{9.6De}{(0.8D+0.67D_c)^2}+1.18} + \frac{A_{st}f_{yd}}{\frac{3e}{D_c}+1.0} < N_{r\max}$$

کنترل کشش:



مقطع مستطیلی

$$N_r = \alpha_1 f_{cd} bd\left\{-\rho_g + 1 - \frac{e'}{d} + \sqrt{(1-\frac{e'}{d})^2 + 2\rho\left[(m-1)(1-\frac{d}{d'}) + \frac{e'}{d}\right]}\right\}$$

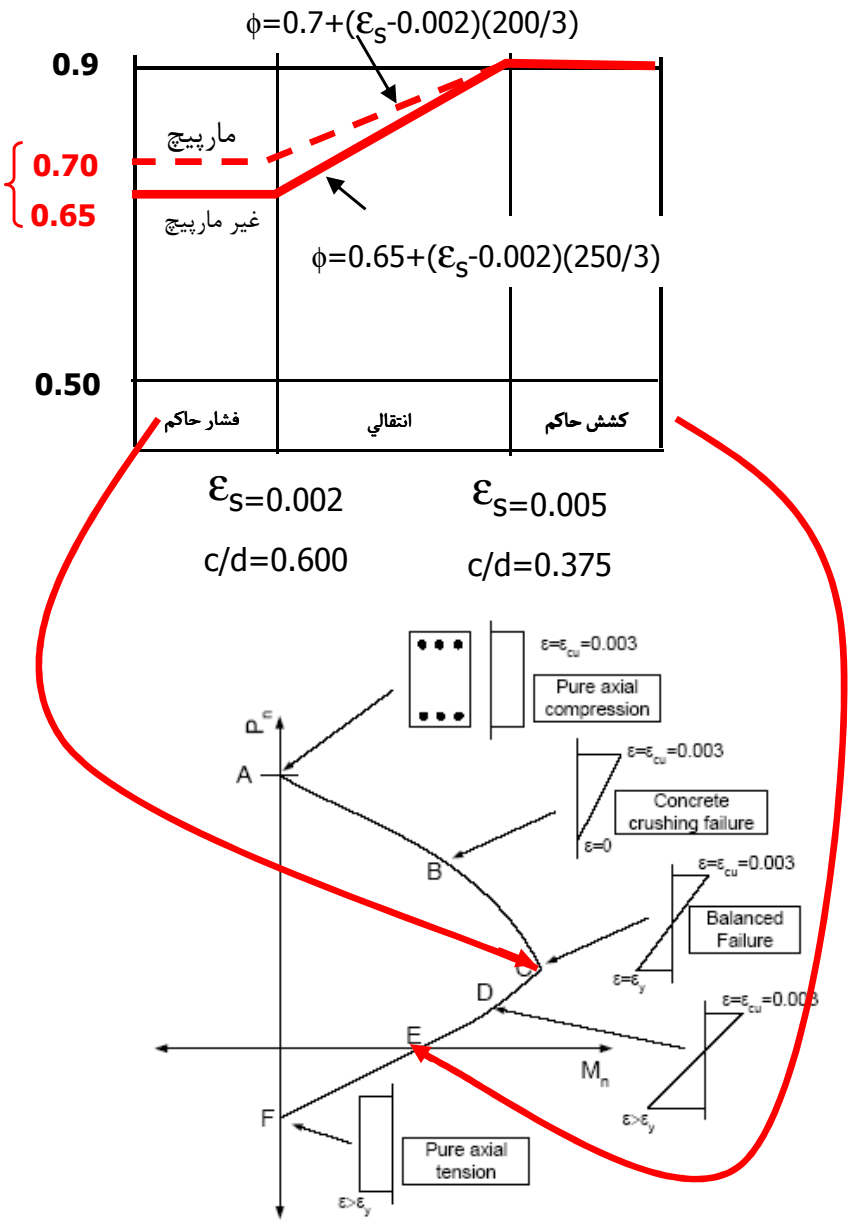
$$m = \frac{f_{yd}}{\alpha_1 f_{cd}} \quad , \quad e' = e + d - \frac{h}{2} \quad , \quad \rho = \frac{A_s}{bd} \quad , \quad A_s = \frac{A_{st}}{2}$$

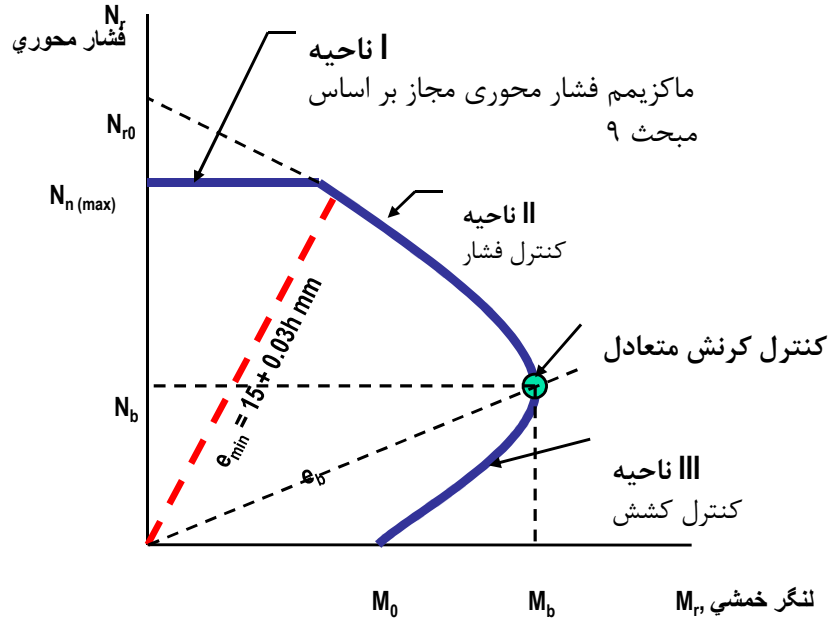
مقطع دایره

$$N_r = \alpha_1 f_{cd} D^2\left\{\sqrt{\left(\frac{0.85e}{D}-0.38\right)^2 \frac{\rho_g m D_c}{2.5D}} - \left(\frac{0.85e}{D}-0.38\right)\right\}$$

$$m = \frac{f_{yd}}{\alpha_1 f_{cd}} \quad , \quad e' = e + \frac{3}{8}D_c \quad , \quad \rho_g = \frac{A_{st}}{A_g}$$

طراحی بر اساس مقاومت



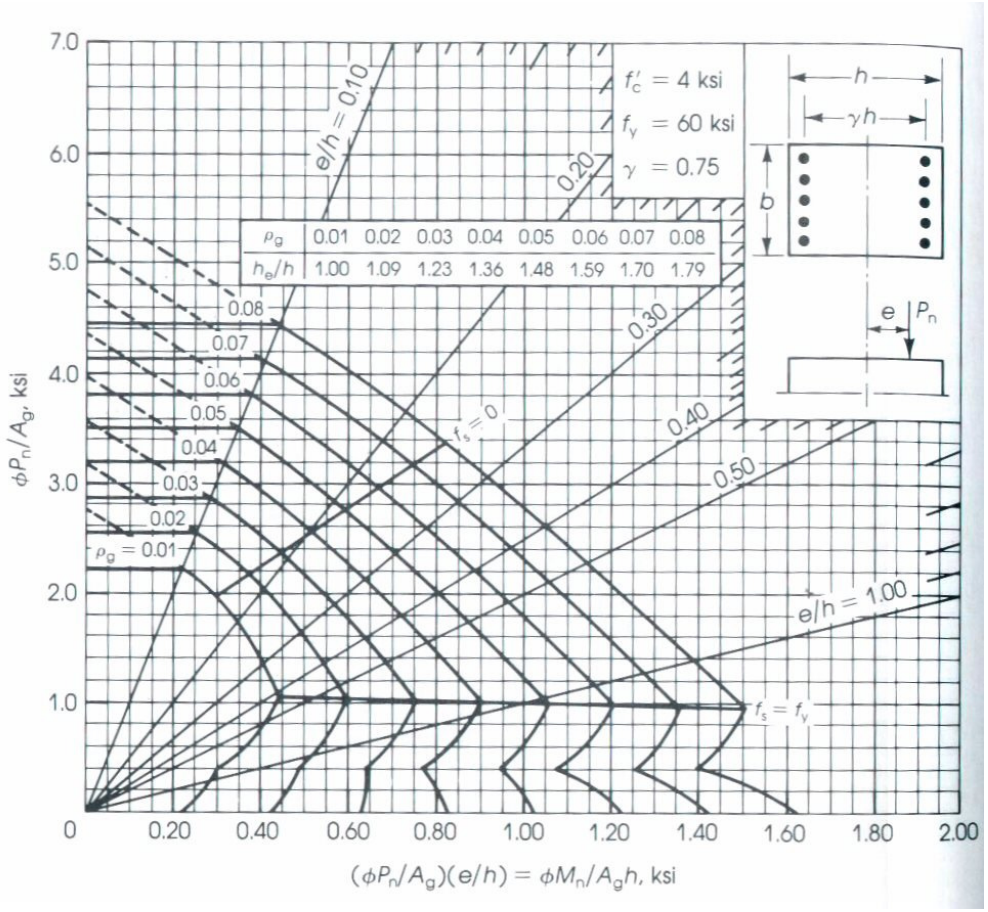


ضریب کاهش ظرفیت در ACI

در ACI مقدار $\Phi=0.70,0.75$ از حالت بالانس در $\varepsilon_s=fy/Es$ بطور خطی تا $\varepsilon_s=0.005$ با $\Phi=0.9$ افزایش می یابد، چراکه رفتار ستون به تیر نزدیک می شود.

نمودارهای طراحی

دیاگرامهای اثر مشترک نیروی محوری و لنگر خمشی



دیاگرام اندرکنش برای یک ستون با استفاده از مجموعه ای از N_r و M_r قابل رسم است. بدین جهت چنین باید عمل نمود.

۱-با محاسبه N_{r0} مقدار N_{rmax} را محاسبه نمایید.

۲-یک مقدار C را انتخاب نمایید (بجای C می توان با تغییر ε_s بطور مستقیم نیز به منحنی معادلی رسید).

۳-تنشها را در میلگردها محاسبه نمایید.

۴-نیروها را در فولاد و بتن (Cs_1, Cc و Ts) محاسبه کنید.

۵- N_r و M_r را محاسبه نمایید.

۶- بازوی خروج از مرکزیت را محاسبه نمایید. $e = M_r / N_r$

۷- برای مقدارهای انتخابی دیگر c بندهای ۳ تا ۶ را تکرار نمایید.

۸- منحنی N_r و M_r را رسم نمایید

$$\varepsilon_s = 0.0035\frac{d-c}{c}$$

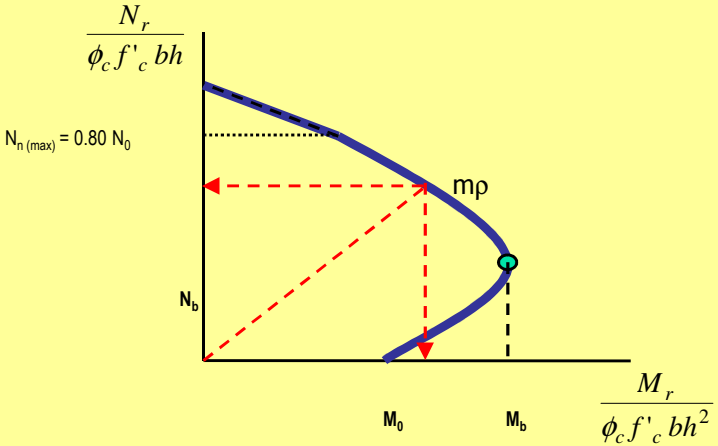
$$f_s = E_s\varepsilon_s$$

$$\varepsilon'_s = 0.0035\frac{c-d'}{c}$$

$$f'_s = E_s\varepsilon'_s$$

$$a = \beta_1 c \le h$$

طراحی با استفاده از منحنی های بدون بعد



برآورد ابعاد

۱-حالات یا حالات حاکم بارگذاری را انتخاب کنید.

۲- بارهای ضریبدار (N_u , M_u) و e برای ترکیب بارگذاری را محاسبه نمایید.

۳-با تخمین h مقدار γh, e/h را برای حالات حاکم فوق محاسبه کنید.

۴- از روی منحنی مناسب بر اساس شکل سطح مقطع و چیدمان میلگردها مقدار $m=f_{yd}/(\alpha_1 f_{cd})$ و انتخاب درصد مناسب میلگرد لذا مقدار mρ را محاسبه نموده و با معلوم بودن e/h مقدار $N_r/(\phi_c f_c A_g)$ را برداشت نمایید.

۵- Ag را محاسبه نموده و از آن bxh را انتخاب مجدد نمایید.

۶- اگر اختلاف زیادی با مقدار تخمینی اولیه مشاهده شد، قدم ۳ تا ۶ را مجدداً تکرار نمایید تا ابعاد همگرا شود.

تعیین فولاد

۷- با ابعاد انتخابی مقادیر $N_r/(\phi_c f_c bh)$ و $M_r/(\phi_c f_c bh^2)$ را محاسبه نمو ده و از روی منحنی مناسب بر اساس شکل سطح مقطع و چیدمان میلگردها مقدار mρ را برداشت نمایید.

۸- $A_{st}=\rho A_g$

۹- شرط N_{r0} $N_{rmax}=(0.8,0.85)$ را کنترل نمایید. چنانچه جواب کنترل منفی بود سطح مقطع را افزایش دهید

۱۰- میلگردهای عرضی را انتخاب نمایید و مقدار γ را حساب نموده و در صورت کمتر شدن منحنی مناسب تر را انتخاب نموده و از قدم ۳ مجدداً تکرار نمایید.

فولاد عرضی

*برای نگهداری میلگردهای طولی در محل خود
•مهار جانبی را برای میلگردهای طولی فراهم نموده بطوریکه فقط تمایل به کمانش در فاصله بین میلگردهای عرضی پیدا می کنند.
*در مقاومت ستون دخالت داده نمی شود
•چنانچه در فاصله نزدیکی قرار داده شوند محصوریت ایجاد شده سبب افزایش کرنش ۰/۰۰۳۵ در لحظه شکست می گردد
•در مناطق پر خطر زلزله چنانچه در فواصل نزدیک قرار گیرند (بخصوص در مارپیچها) سبب محصوریت بالای هسته بتنی شده و مقدار چقرمگی (toughness) راافزایش داده و لذا جذب انرژی و شکل پذیری به مقدار زیادی افزایش می یابد.

ضوابط آیین نامه ایران

۱-تمام میلگردهای طولی ستونها باید توسط خاموتهایی به قطر حداقل یک سوم قطر میلگردهای طولی برای میلگردهای طولی نمره ۳۰ و کمتر و قطر حداقل ۱۰ میلیمتر برای میلگردهای طولی نمره بالاتر دورگیر شوند. قطر خاموتها در هر حال نباید از ۶ میلیمتر کمتر باشد.
۲-فاصله بین خاموتها نباید از ۱۶ برابر قطر کوچکترین میلگردهای طولی، ۴۸ برابر قطر خاموت، ضلع کوچکتر مقطع ستون و ۳۰۰ میلیمتر بزرگتر باشد.
۳-خاموتها باید طوری استقرار یابند که در هر گوشه آنها یک میلگرد قرار گیرد و به علاوه میلگردهای طولی نیز باید یک در میان در گوشه خاموت قرار گیرند، بطویکه زاویه گوشه خاموت از ۱۳۵ درجه تجاوز نکند و فاصله خالص میلگرد گوشه از ۱۵۰ میلیمتر بیشتر نشود.
۴- در هر گام مارپیچ فاصله آزاد بین میلگردها نباید از ۷۵ میلیمتر بیشتر و از ۲۵ میلیمتر کمتر باشد. همچنین گام مارپیچ نباید از قطر هسته بتنی داخل مارپیچ تجاوز کند.

آیین نامه حداقل مقدار آرماتور مارپیچ را بگونه ای در نظر می گیرد که اضافه مقاومت ناشی از آن در هسته بتنی معادل مقاومت از دست رفته در اثر زوال پوشش بتن گردد.

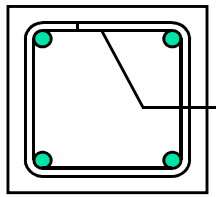
$$f_{cc} = \alpha_1 f'_c + 4 f'_h \rightarrow \alpha_1 f'_c (A_g - A_c) = 4 f'_h A_c$$

$$\rho_s = \frac{A_{sp}}{A_c} = \frac{\text{حجم میلگرد دورپیچ در یک حلقه / s}}{\text{مساحت هسته بتن}}$$

$$A_c = \frac{\pi D_c^2}{4}$$

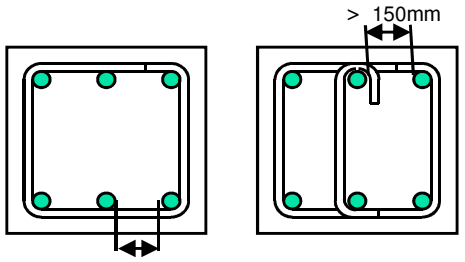
$$A_g = \frac{\pi D^2}{4}$$

4 میلگرد

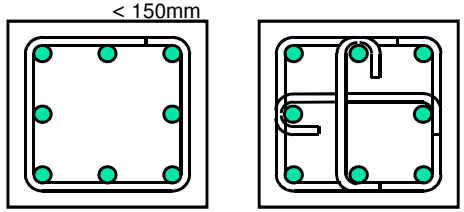


در مقاطع مستطیلی حداقل ۴ میلگرد در هر گوشه و حداقل ۶ میلگرد در مقاطع دورپیچ باید در ستون قرار گیرد.

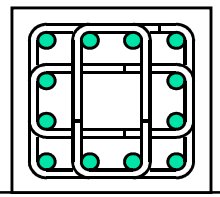
6 میلگرد

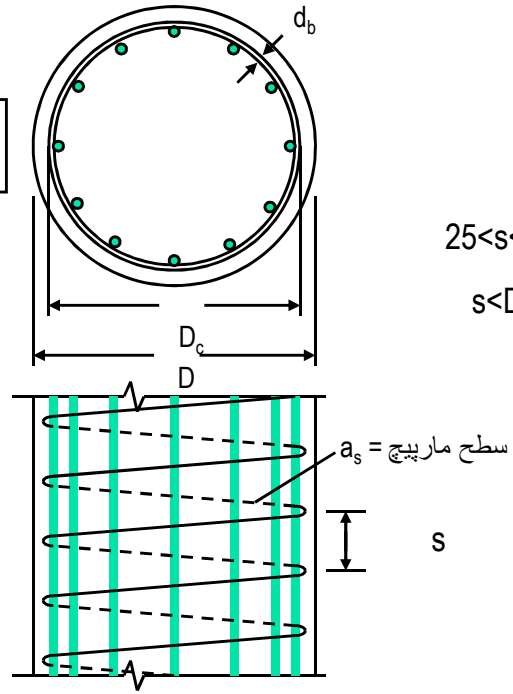


8 میلگرد



12 میلگرد





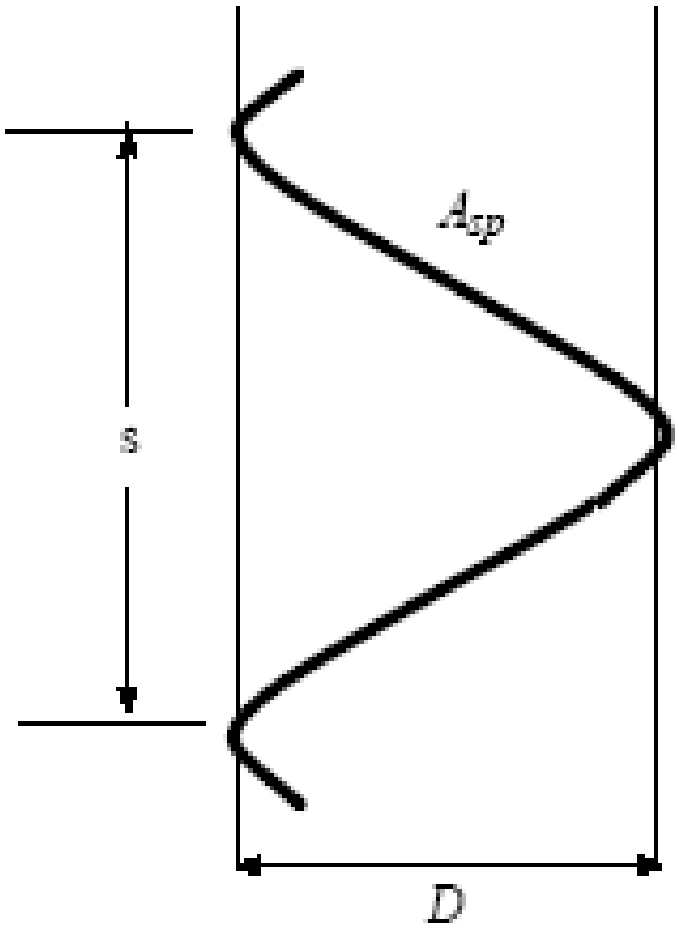
25<s<75

s<D_c/6

$$\rho_{s\,min} = 0.45 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho_s = \frac{a_s \pi (D_c - d_b)}{(\pi D_c^2 / 4)\, s}$$

B. What sort of lateral confinement can a given spiral provide?



Consider a length of a spiral–wrapped circular section:

for a length "S":

volume of spiral = $A_{sp}\pi\ D$ (approximately)

volume of concrete = $(\pi D^2/4)S$

$$Let\ \rho_s = \frac{volume\ of\ spiral}{volume\ of\ concrete} = \frac{4A_{sp}}{DS}$$

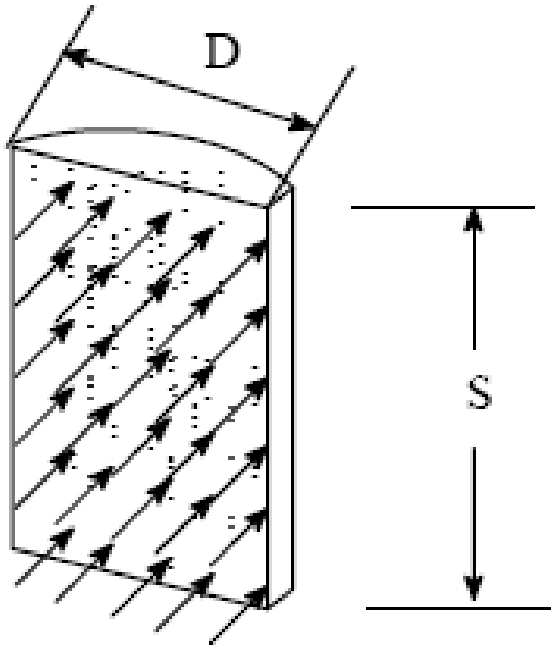
Calculate equivalent confinement:

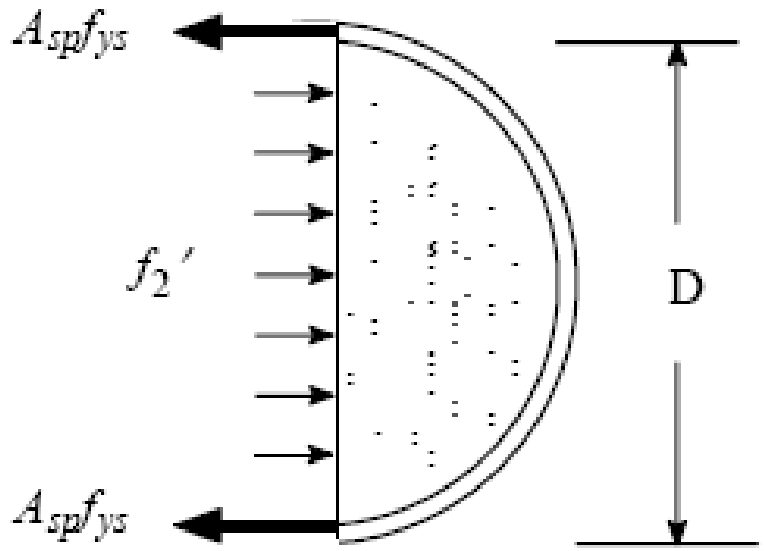
$f'_2 DS = 2\,A_{sp} f_{ys}$ or $f'_2 = (\rho_s f_{ys})/2$

from previous research:

$$f_c^* = 0.85f_c' + 4.0f_2' = 0.85f_c' + 4.0\frac{\rho_s f_{ys}}{2}$$

$$f_c^* = 0.85f_c' + 2.0\rho_s f_{ys}$$





ACI objective is to insure that $P_B > P_N$.

Therefore, make sure spiral increases capacity of core enough to make up for loss of shell.

Before shell spalls: $P_N = A_s f_y + 0.85 f'_c (A_g - A_s)$

After shell spalls: $P_B = A_s f_y + (A_{core} - A_s)(0.85 f'_c + 2\rho_s f_{ys})$

8.5 x 11 in

Set $P_B = P_N$, calculate like terms, expand:

$$A_s f_y + 0.85 f_c' A_g - 0.85 f_c' A_s = A_s f_y + A_{core}(0.85 f_c' + 2\rho_s f_{ys}) - A_s(0.85 f_c') - \underbrace{2A_g \rho_s f_{ys}}_{\text{Small}}$$

Ignore the last term – very small

then;

$$0.85 f_c'(A_g - A_{core}) = A_{core}(2\,\rho_s\, f_{ys})$$

solve for spiral reinforcement ratio we have:

$$\rho_s = \frac{0.85 f_c'(A_g - A_{core})}{A_{core}(2 f_{ys})}$$

or

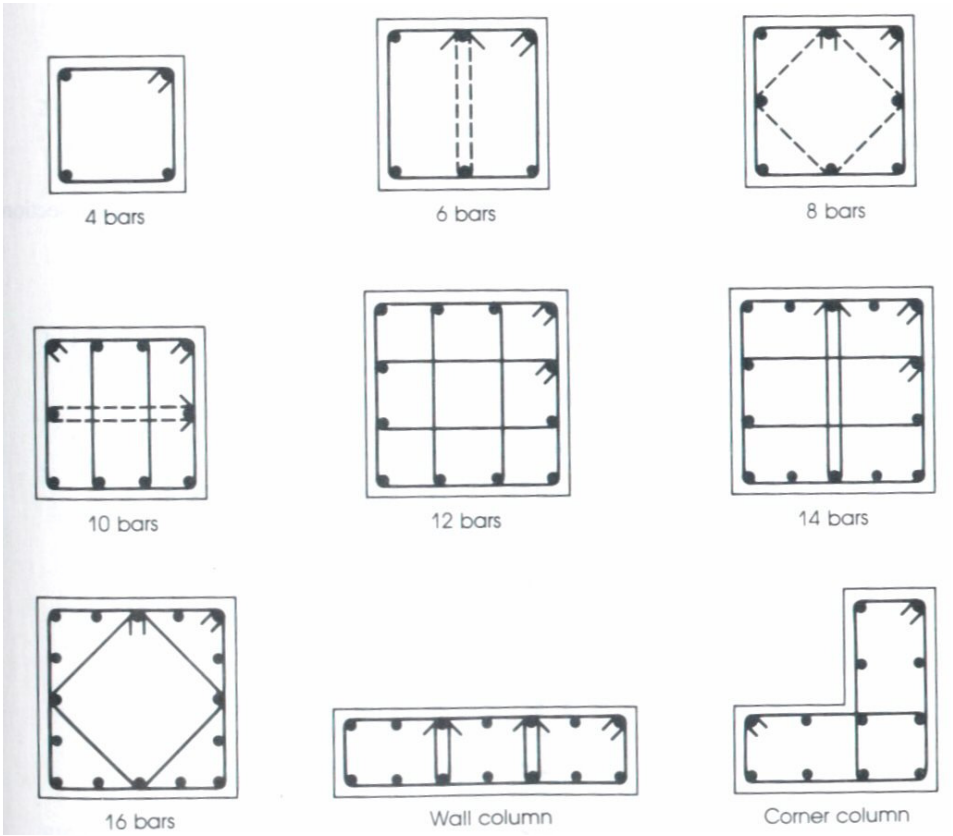
$$\rho_s = \frac{0.425 f_c'}{f_{ys}}\left(\frac{A_g}{A_{core}} - 1\right)$$

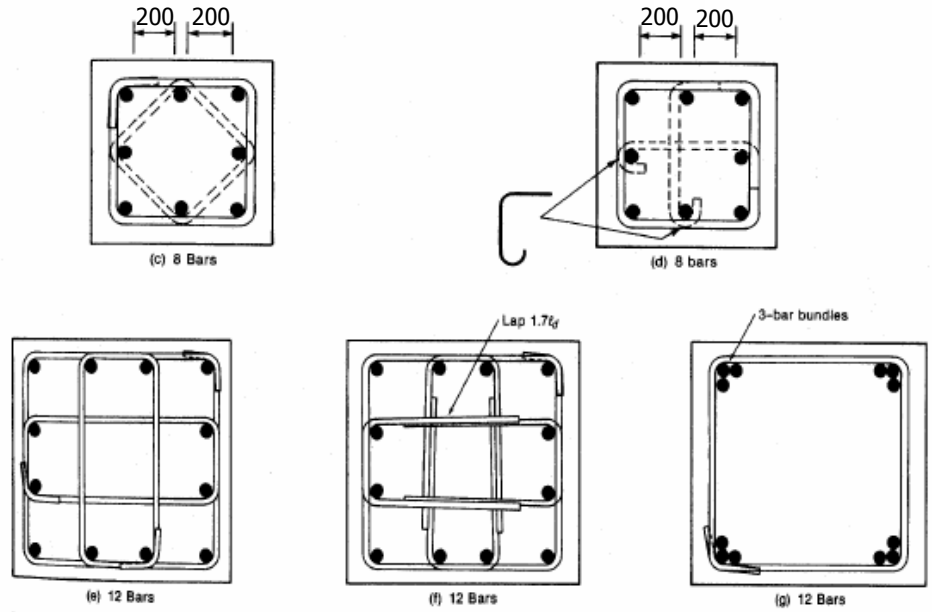
conservatively, change 0.425 to 0.45 to get Eq. 10–6 of **ACI-02**:

$$\rho_s = \frac{0.45 f_c'}{f_{ys}}\left(\frac{A_g}{A_{core}} - 1\right) \qquad \textit{Eq. 10–6}$$

which says that the ratio of spiral reinforcement shall not be less than the value given by the equation above; where f_y is the specified yield strength of spiral reinforcement but not more than 60,000 psi.

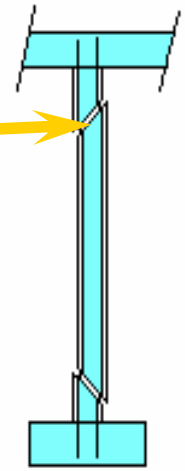
چیدمان آرماتورهای عرضی و طولی





محدودیت مقدار آرماتور

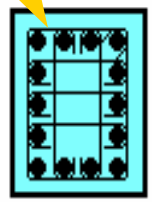
آرماتورها قسمتی از بار را تحمل می نمایند.
اما:
اگر آرماتور کم استفاده شود علاوه بر امکان شکست ناگهانی ستون، در برابر برش ضعیف بوده و لذا در برابر ضربه و انفجار ضعیف است. همچنین برای تحمل لنگرهایی که در تحلیل پیش بینی نشده اند و همچنین کاهش اثرات افت و جمع شدگی تحت نیروی فشاری دائمی می باید حداقل آرماتوری را در مقطع ستون پیش بینی نمود.
اگر فولاد زیادی استفاده شود، علاوه بر غیر اقتصادی بودن جایگیری بتن در محل وصله ها مشکل می باشد لذا باید نسبت مناسبی انتخاب شود.



لذا نسبت آرماتور چنین انتخاب می گردد.

$$1\% < \rho < 6\%$$

$\rho = A_s / A_g$
A_s = سطح کل فولاد طولی
A_g = سطح خالص مقطع



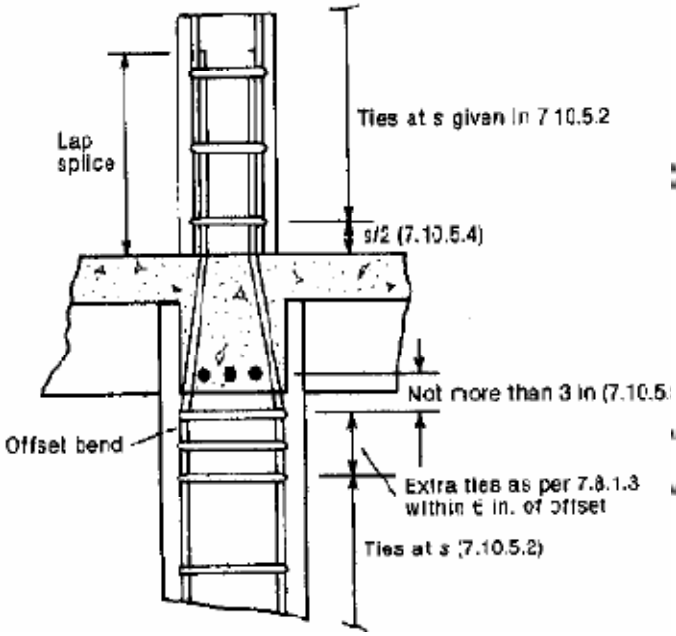
۹-۱۱-۹-۱در صورت استفاده از میلگرد S400 مقدار حداکثر در خارج از محل وصله ها به ۰/۰۴۵ سطح مقطع کل محدود گردد.

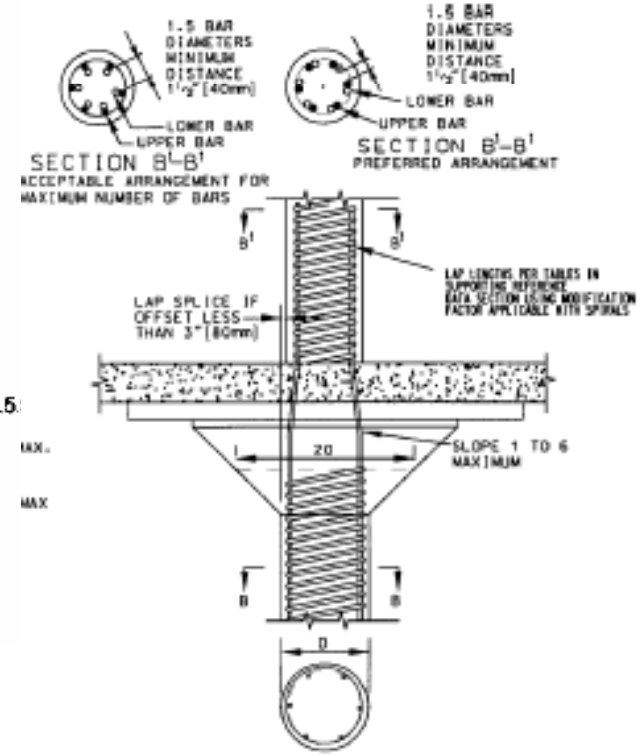
در صورتی که نیروی محوری کمتر از هر دو مقدار $0.15\phi_c f'_c A_g$ و N_{rb} باشد حداکثر مقدار A_s باید:
1) از A_{sb} کمتر باشد (شکست نرم)
2) $\rho \le 0.025$

معمولاً در مقایسه با تیرها از میلگردهای با نمره بالاتر استفاده می شود تا هزینه اجرایی کاهش یافته و فضای کافی لازم جهت قرار گیری بتن مهیا شود. معمولاً درصر انتخاب شده زیر ۴٪ است.

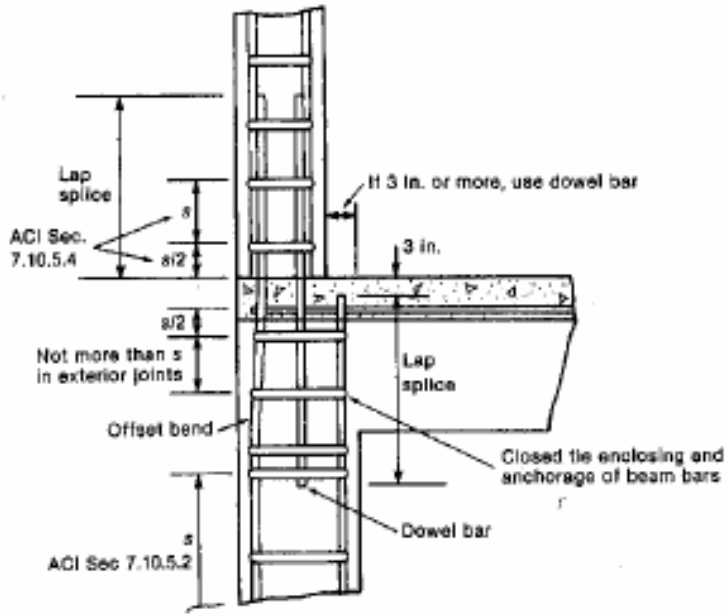
تنگ گذاری در محل اتصال تیر به ستون

خاموت گذاری در ستون داخلی در محل اتصال به تیر



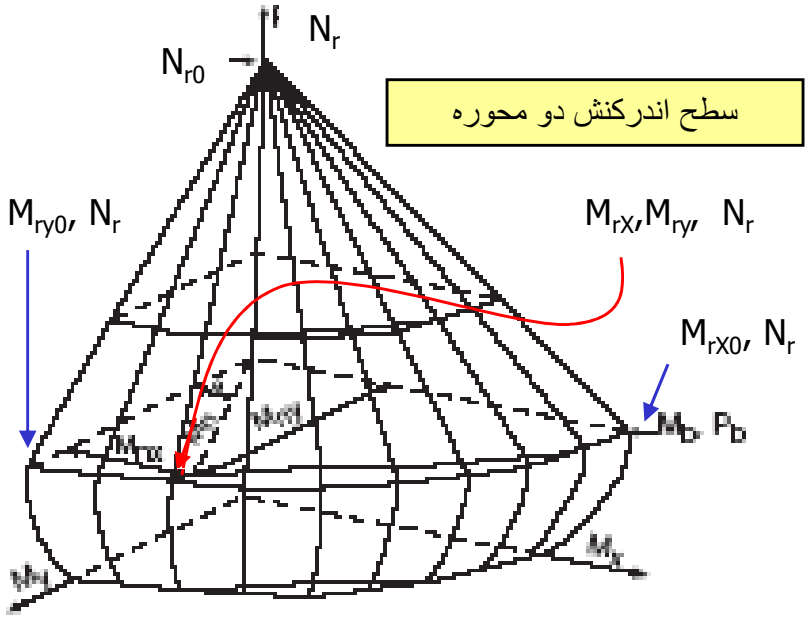


خاموت گذاری در ستون خارجی در محل اتصال به تیر

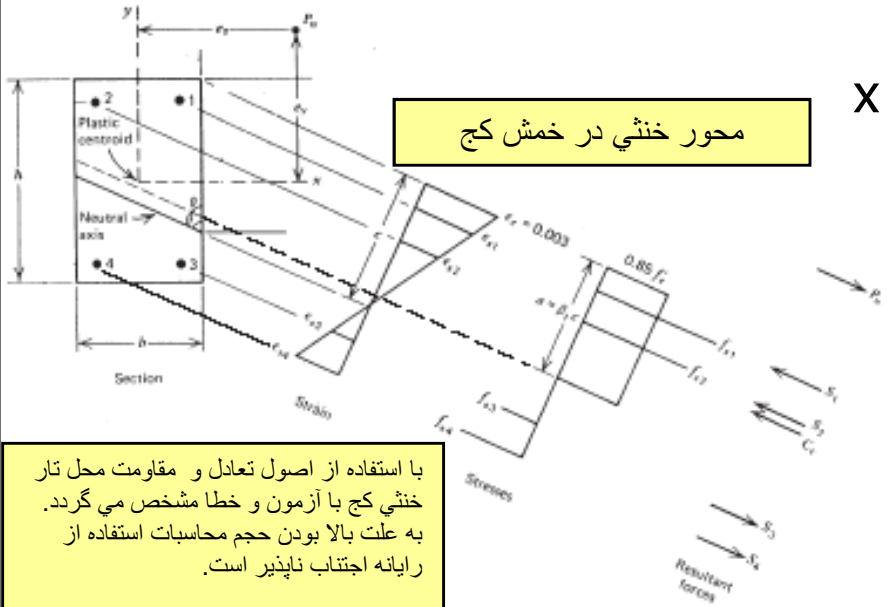


خمش دو محوره همراه با نیروی فشاری

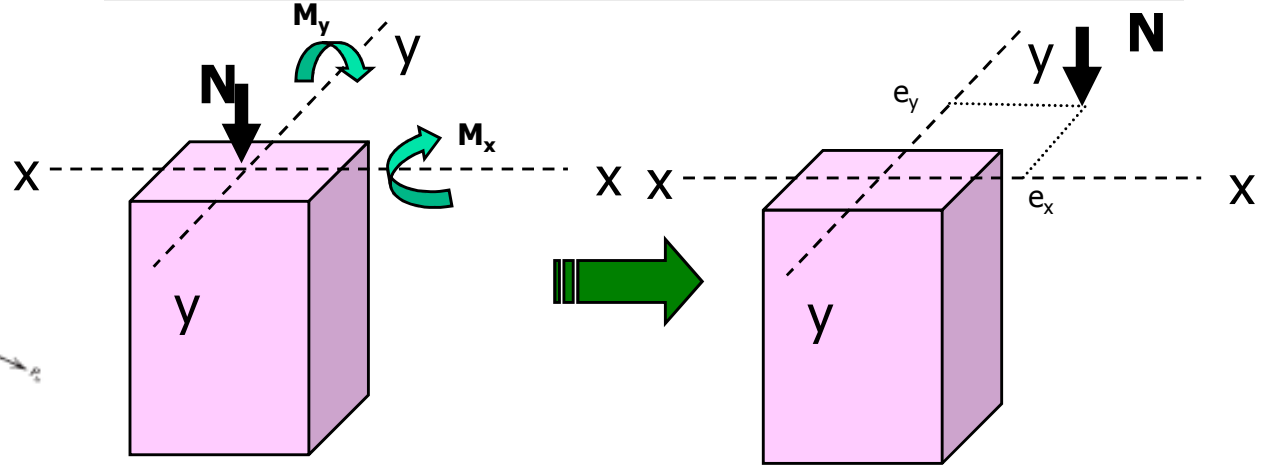
- هنگامي كه بار گذاري به نحوي است كه سبب لنگر حول دو محور اصلي ستون به طور همزمان مي گردد.
- ستونهاي گوشه معمولاً در وضعيت فوق قرار دارند.
- چنانچه ستون دايره اي باشد حالت فوق را مي توان با برآيند لنگرها بشكل خمش تک محوره در نظر گرفت.
- به جهت سادگي طراحي روش بگونه اي اتخاذ مي شود كه مقاومت حول دو محور همزمان را به مقاومت تک محوره تبديل مي شود.



سطح اندركنش دو محوره



محور خنثي در خمش كج

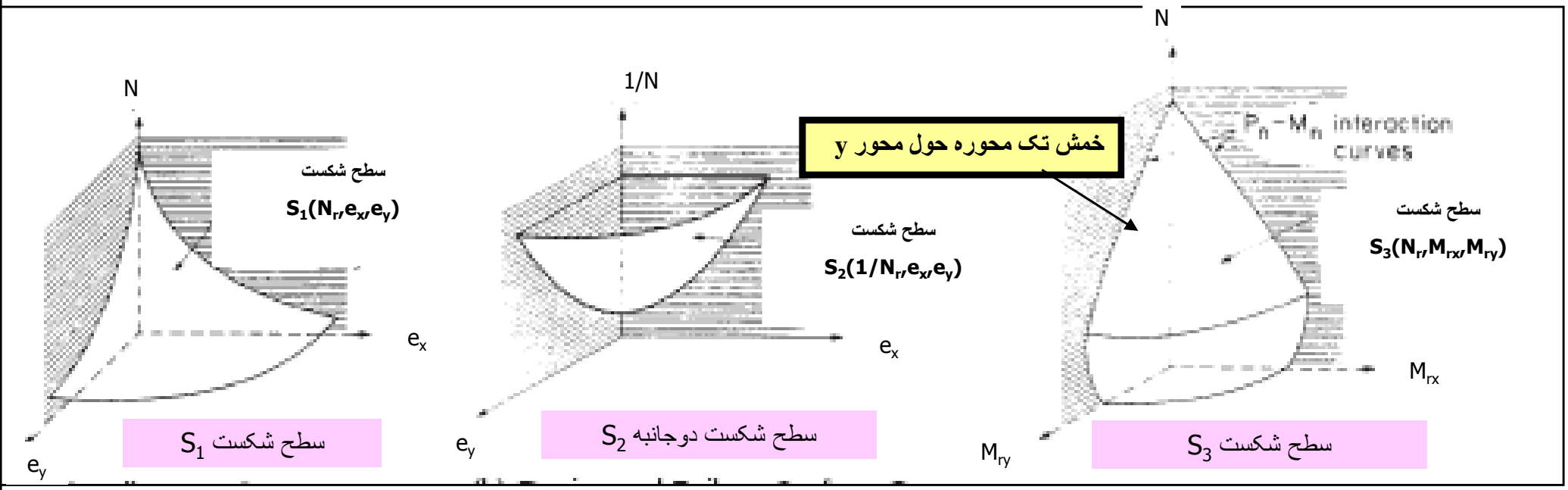


- مقاومت اسمي يک مقطع تحت اثر لنگر دومحوره و فشار تابعي از سه متغير N_r و M_{rx} و M_{ry} است كه مي تواند بشكل تابعي از خروج از مركزيت $e_x=M_{ry}/N_r$ و $e_y=M_{rx}/N_r$ و N_r مطابق شكل مقابل نشان داده شود.

با استفاده از اصول تعادل و مقاومت محل تار خنثي كج با آزمون و خطا مشخص مي گردد. به علت بالا بودن حجم محاسبات استفاده از رايانه اجتناب ناپذير است.

سطوح شکست

مختصات هر نقطه از اين سطح شكست معرف سه مقدار Nr,Mrx,Mry است كه به طور همزمان سبب گسيختگي ستون مي گردد.



دو روش براي بررسي مقاومت ستونها تحت لنگرهاي دو محوره در آيين نامه تصريح گرديده است:

1-روش برسلر: بر مبناء سطح شكست S2 مقاومتهاي تك محوري را بر اساس خروج از مركزيتهاي نيروهاي خارجي محاسبه نموده و با استفاده از روش معكوس بار مقاومت دو محوره را بر اساس مقاومت تك محوره بدست آمده تخمين مي زند.

2- روش منحني هم بار: با مساوي قرار دادن مقاومت محوري مقطع با نيروي محوري مقاوم در هر محور به صورت مجزا، لنگر مقاوم تك محوري را به صورت مجزا محاسبه نموده و در انتها با يك رابطه تداخلي مقاومت دو محوره را بر اساس مقاومت تك محوره با همان بار محوري مي سنجد

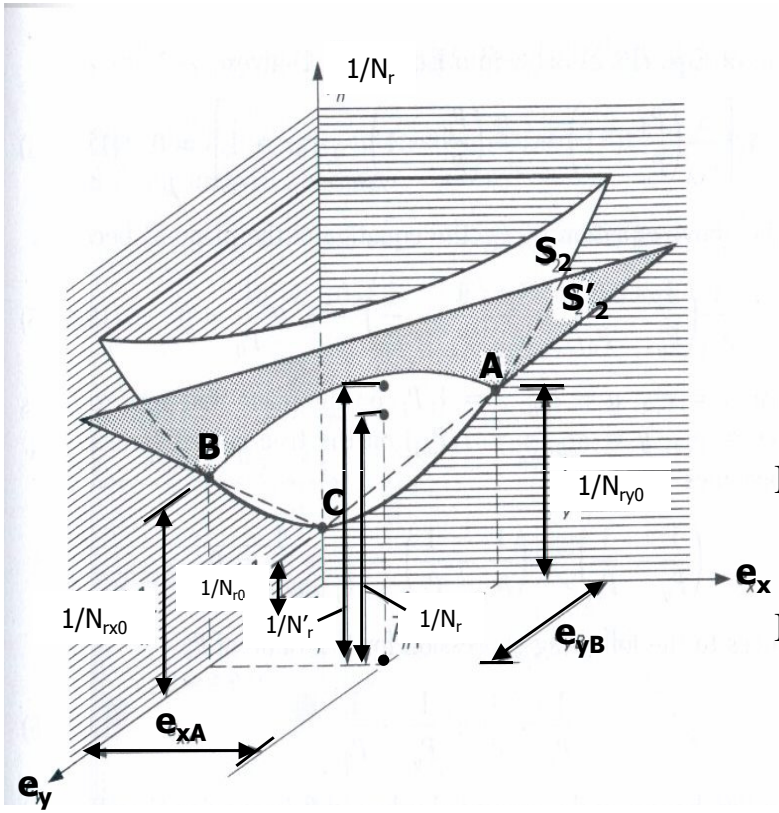
كنترل مقاومت دو محوره بر اساس مقاومت تك محوري ← خروج از مركزيت بار خارجي= خروج از مركزيت مقاومت تك محوره

برسلر

كنترل لنگر دو محوره بر اساس لنگر مقاوم تك محوري ← بار خارجي= بار مقاومت تك محوره

منحني هم بار

روش تقریبی بار دو جانبه برسلر (روش معکوس بار)



در این روش موقعیت نقطه به مختصات $1/N_r$ ، e_{xA} ، e_{yB} بر سطح شکست S_2 توسط نقطه دیگري بر صفحه S'2 با مختصات $1/N'_r$، e_{xA} ، e_{yB} تخمین مي گردد.

$$M_{rx} = M_{ry} = 0$$

$$M_{rx0} = N_{rx0} e_{yB}$$

$$M_{ry0} = N_{ry0} e_{xA}$$

N_{r0}= مقاومت محوري تحت بار خالص فشاري (متناظر به نقطه C)

N_{ryo}= مقاومت محوري تحت بار با خروج از مرکزیت ex (متناظر به نقطه A)

N_{rx0}= مقاومت محوري تحت بار با خروج از مرکزیت ey (متناظر به نقطه B)

N_r= مقاومت محوري تحت خروج از مرکزیت همزمان exA و eyB (متناظر به نقطه C)

$$\frac{1}{N_r} \approx \frac{1}{N'_r} = \frac{1}{N_{rx0}} + \frac{1}{N_{ry0}} - \frac{1}{N_{r0}} \Rightarrow N_r \approx \frac{1}{\frac{1}{N_{rx0}} + \frac{1}{N_{ry0}} - \frac{1}{N_{r0}}}$$

این صفحه از همان سه نقطه بالا مي گذرد كه مي بايد يك سطح شكست مقادير واقعي را تحت اثر لنگر يك جهته و نيروي محوري خالص مهيا نمايد. لذا جايگزين مناسي براي سطح S2 است.

استفاده از این روش وقتي $N_u > 0.1 f_{cd} A_g$ باشد داراي دقت قابل قبول است. در غير اينصورت مي توان از نيروي محوري صرفنظر نموده و مقطع را در جهت اطمينان براي لنگر دو جهته طراحي نماييد.

1- N_{r0} را محاسبه کنید

2- N_{ry0}) N_r براي e = ex, ey = 0) را محاسبه کنید

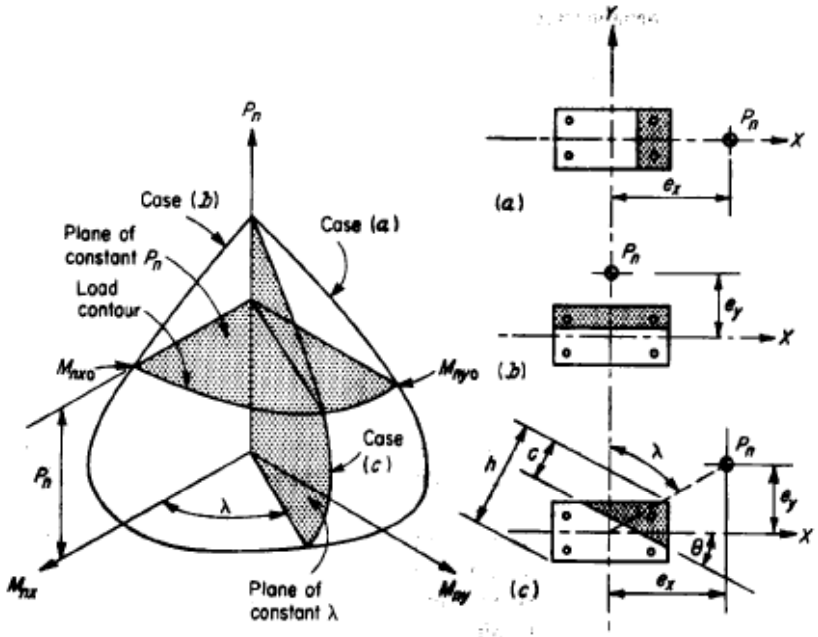
3- N_{rx0}) N_r براي e = ey, ex = 0) را محاسبه کنید

4- N_r را از فرمول برسلر محاسبه کنید

روش کانتور بار برسلر (منحنی هم بار)

با استفاده از سطح S3 منحنيهاي متناظر به Nr ثابت به شکل رابطه اندرکنشي ذيل

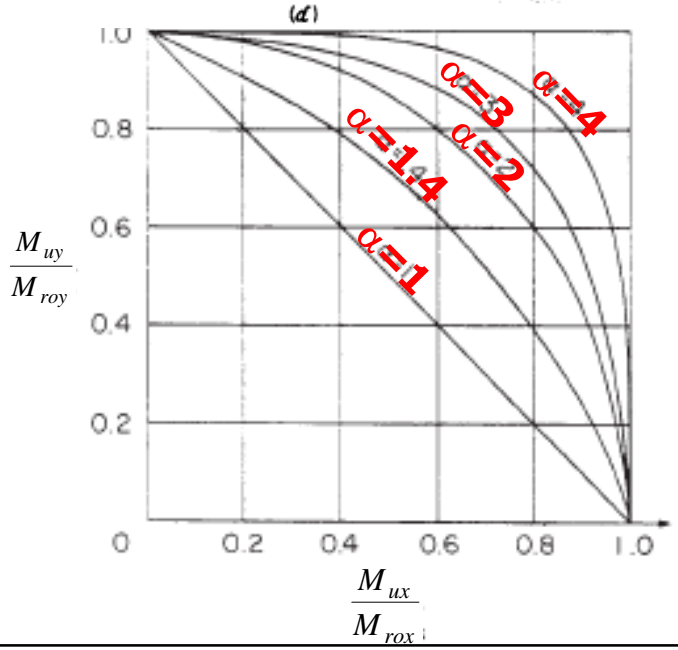
$$\left(\frac{M_{ux}}{M_{rox}}\right)^{\alpha}+\left(\frac{M_{uy}}{M_{roy}}\right)^{\beta}=1.0$$



که Mux و Muy لنگرهاي خمش دو محوره در جهات x و y مي باشند. در واقع لنگرهاي فوق تصوير برداري لنگر Mu مي باشند.

Mrox و Mroy مقاومت خمشي تک محوره حول محور x و y مي باشند. مقدار α و β تابعي از آرايش و مقدار فولاد، ابعاد ستون، مقاومت و مشخصات الاستيک فولاد و بتن مي باشند. اگر α و β مساوي بگيريم منحني فوق براي مقادير مختلف α چنين است.

رابطه بالا در جهت اطمينان با فرض α=1 چنين است:



$$\frac{M_{ux}}{M_{rox}}+\frac{M_{uy}}{M_{roy}}=1.0$$

با فرض: $N_u < 0.1 f_{cd} A_g$

1- طراحي مستقيم ميلگردها تحت لنگر دو محوره ممكن نبوده و بايد ابتدا حدس زده شده و سپس تحت لنگرهاي وارده كنترل گردد

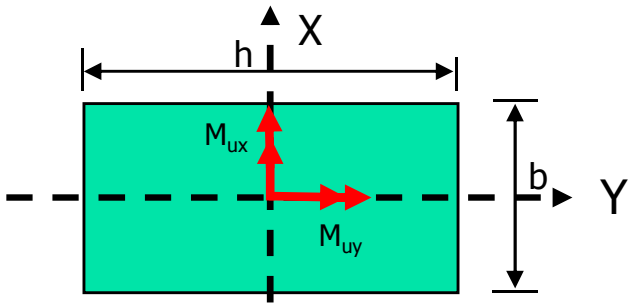
2-چنانچه لنگرهاي Mx و My نزديك به يكديگر باشد انتخاب مقطع مربع و دايره با توزيع يكنواخت ميلگردهامناسب مي باشد. در غير اين صورت نسبت ابعاد بر حسب Mx/My انتخاب مي گردد.

3-معمولاً تحت اثر باد يا زلزله ستونها تحت اثر لنگر يك محوره قرار مي گيرند مگر آنكه به علت عدم نامنظمي در پلان پيچش وارده سبب ايجاد لنگر دو محوره شود.

4-براي طرح اوليه ميلگردها مي توان از روابط تقريبي زير جهت محاسبه لنگر معادل تك محوره ذيل استفاده نمود.

$$\frac{M_{ux}}{h} \geq \frac{M_{uy}}{b} \rightarrow M'_{ux} = M_{ux} + \kappa \frac{h}{b} M_{uy}$$

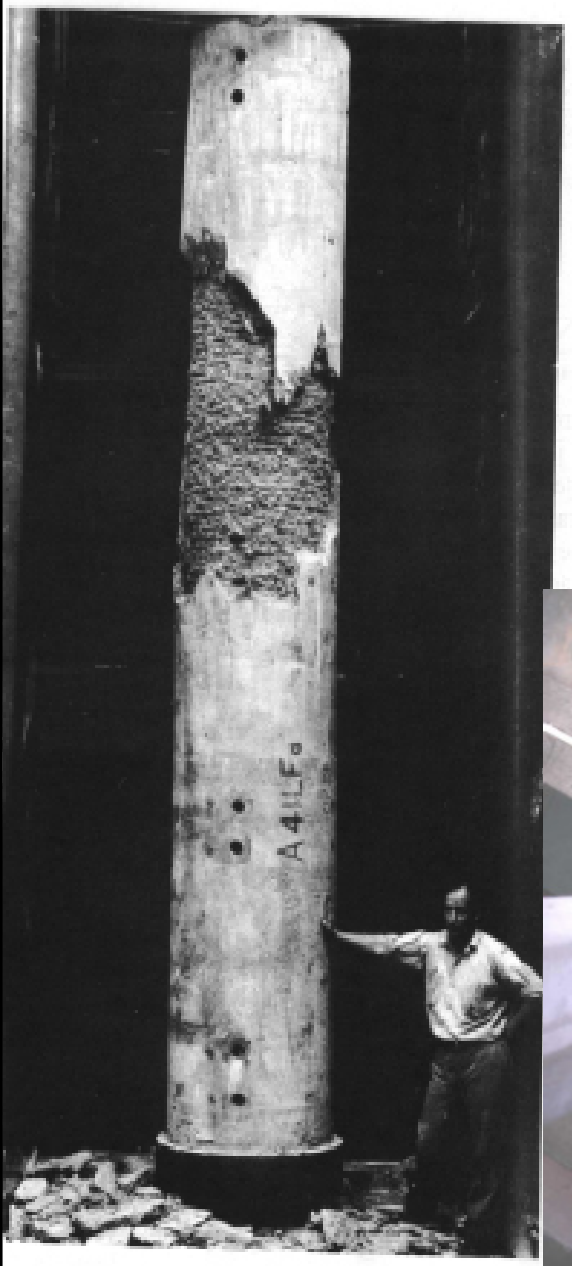
$$\frac{M_{ux}}{h} \leq \frac{M_{uy}}{b} \rightarrow M'_{uy} = M_{uy} + \kappa \frac{b}{h} M_{ux}$$

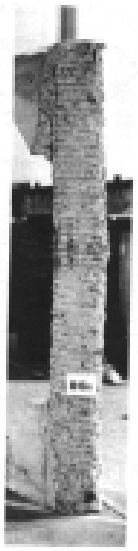


در يك مسئله طراحي چنانچه ابعاد مشخص نباشد مي توان از مقدار k=0.55 به عنوان تقريب مناسبي استفاده نمود.

$\frac{N_u}{bhf'_c}$	κ
0.000	0.50
.075	0.60
.150	.70
.250	.70
.300	0.65
.400	.53
.500	0.42
>0.600	0.30

روش معكوس بار براي آناليز مقاطع مناسب مي باشد . روش مناسب يراي مقاصد طراحي روش **منحني هم بار** مي باشد.



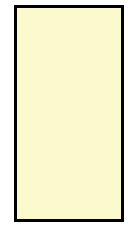


2- ستونهاي بلند

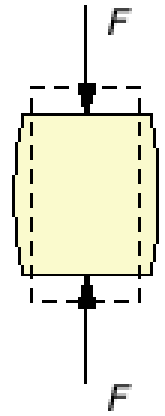
مقدمه:

استفاده از روش مقاومت نهایی و کاربرد بتن و فولاد با مقاومت بالا سبب کاربرد روز افزون ستونهای لاغر گشته است.

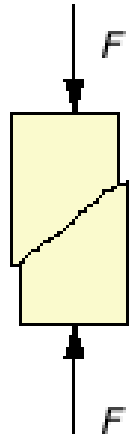
شکست ستونهای لاغر بسیار متفاوت تر از ستونهای کوتاه است. در این حال سختی (مدول یانگ) و هندسه ستون در برآورد مقاومت ستون بسیار مهم خواهند بود. زوال ستون قبل از آنکه مقطع به مقاومت مصالح خود برسد تحت اثر کمانش خواهد بود. چنین حالتی را با فشار دادن یک کارت شناسایی، خود می توانید تجربه کنید.



ستون کوتاه

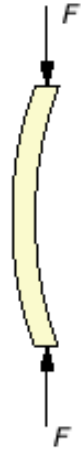


مصالح شکل پذیر

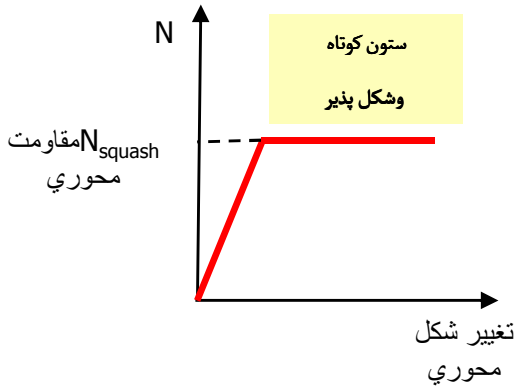


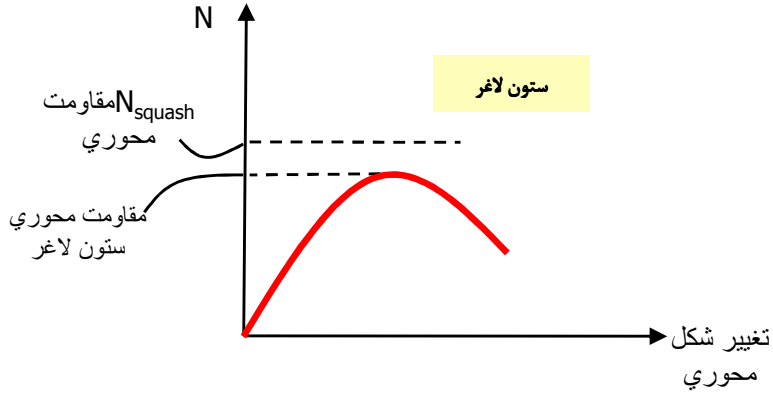
مصالح ترد

ستون بلند



کمانش





لاغری به عنوان معیاری برای شناسایی ستون لاغر

براي اعضاي بلند، نسبت L_u/r (نسبت طول مهار نشده Lu به شعاع ژيراسيون) پارامتر معرف لاغري معرفي شده است. براي اين اعضاء، كمانش كنترل كننده مقاومت است.

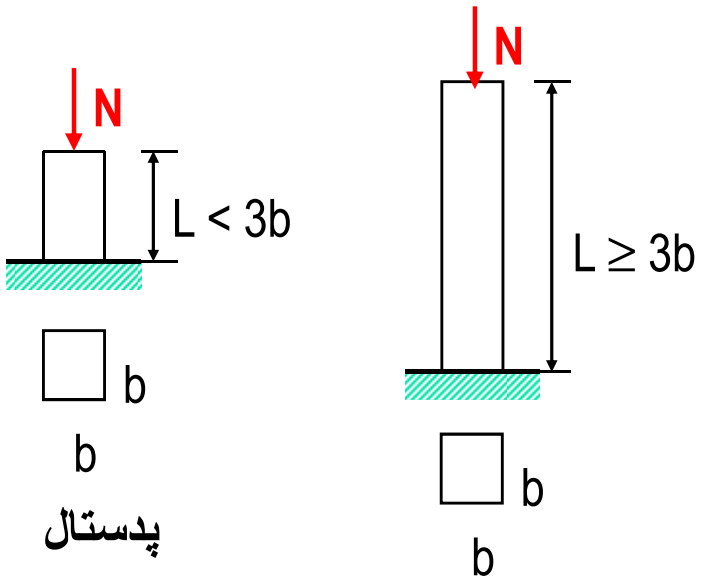
Note : $r = \sqrt{(I/A)}$

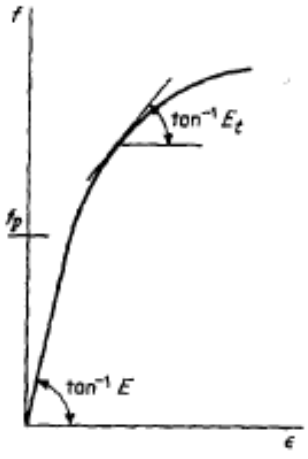
مسائل پايداري كه در اثر لنگرهاي ثانويه مي باشند روز به روز در مكانيک سازه ها مهم تر مي گردند.

كمانش ستونها را مي توان به دو محدوده الاستيك و غير الاستيك تقسيم بندي نمود. در كمانش الاستيك، در لحظه ناپايدتري تنش در مقاطع در محدوده الاستيك بوده و در اثر حذف بار ستون به حالت اوليه بدون بار بر مي گردد. در اين حال استفاده از رابطه اويلر جهت تخمين بار كمانشي بر اساس مدول ارتجاعي اوليه قابل استفاده است. اگر منحني تنش-كرنش ستون بتن آرمه را مطابق شكل (الف) در نظر بگيريم، چنانچه سطح تنشهاي وارده بيشتر از حد تناسب f_p باشد، مدول مماسي E_t جايگزين مدول ارتجاعي مي شود. اگر در اثر افزايش بار محوري كمانش اتفاق افتد و تنش از حد تناسب بيشتر شود، به آن كمانش غير ارتجاعي گويند و در فرمول اويلر مي بايد بجاي مدول ارتجاعي، مدول مماسي را جايگزين نمود. با افزايش تنش E_t كاهش مي يابد. منحني تغيير بار كمانشي بر اساس لاغري را اصطلاحاً منحني ستون گويند كه نشان دهنده كاهش ظرفيت ستون در اثر افزايش لاغري است (منحني ب). آزمايشات نشان داده اند:

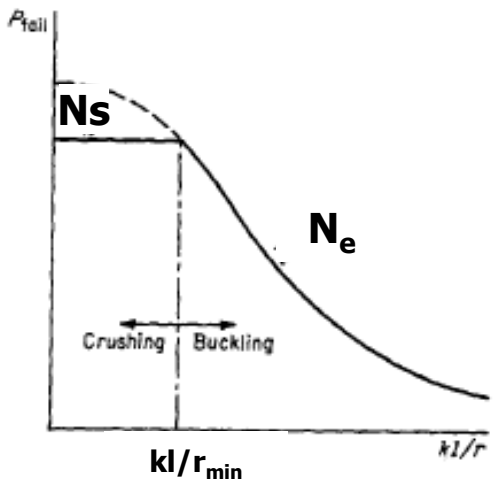
1- اگر لاغري كمتر از يک مقدار kl/r_{min} گردد شكست بتن در اثر شكست مقطع است و در اين حال نمي توان از رابطه اويلر استفاده نمود.

2- اگر لاغري بيشتر از يک مقدار kl/r_{min} گردد شكست ستون در اثر كمانش اتفاق افتاده و مقاومت ستون با افزايش لاغري كاهش مي يابد.





(الف)



(ب)

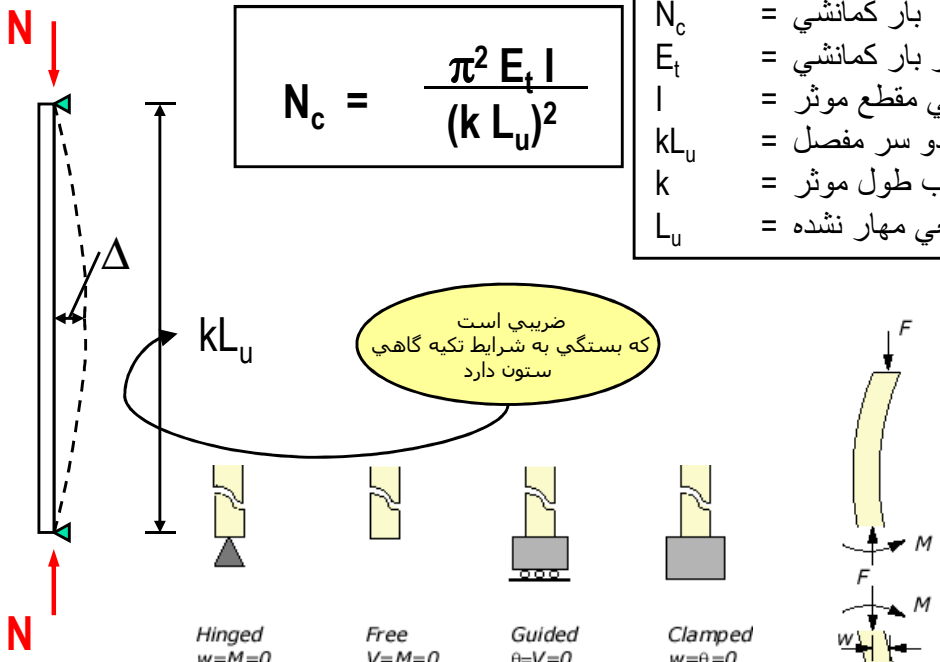
فرمول اویلر

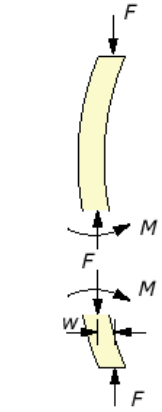
کمانش ستون تحت بار هم مرکز

$$N_c = \frac{\pi^2 E_t I}{(k L_u)^2}$$

N_c	=	بار کمانشي
E_t	=	مدول مماسي در بار کمانشي
I	=	ممان اينرسي مقطع موثر
kL_u	=	طول معادل دو سر مفصل
k	=	ضريب طول موثر
L_u	=	طول واقعي مهار نشده

کاهش مقاومت توسط نسبت لاغري کنترل مي گردد. معيار محاسبه لاغري بر اساس طول يک ستون دو سر مفصل مي باشد. طول معادل دو سر مفصل ستون با قيد در انتها توسط رابطه KL_u اندازه گيري مي شود که K ضريب طول موثر و L_u طول مهار نشده است.





Free body diagram

فاکتور بسيار مهم در محاسبه طول دو سر مفصل معادل سيستم سازه اي است که ستون بخشي از آن مي باشد.

مهار شده: از تغيير مکان جانبي دو انتهاي عضو تحت فشار ممانعت به عمل آمده است.

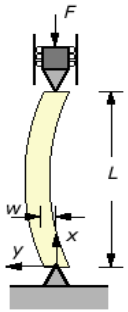
مهار نشده: از جابجايي جانبي نسبي دو سر ستون ممانعت به عمل نيآمده است.

$$Fw - M = 0$$

$$M = EI\frac{d\chi}{dx} = -EI\frac{d\theta}{dx}$$

$$= -EI\frac{d^2w}{dx^2}$$

$$\frac{d^2w}{dx^2} + \frac{F}{EI}w = 0$$



Simply supported column subjected to axial load F

$$w'' + k^2 w = 0 \ , \ k^2 = \frac{F}{EI}$$

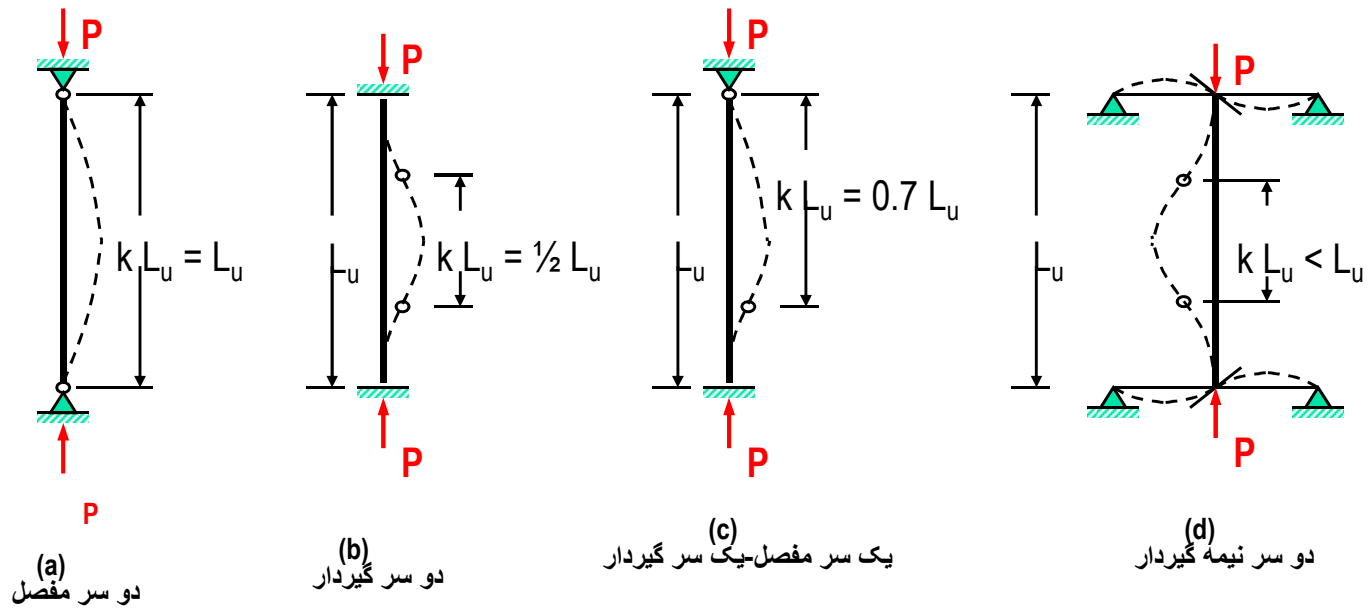
$$w = ASin(kw) + BCos(kw)$$

$$x = 0, w = 0 \rightarrow B = 0$$

$$x = L, w = 0 \rightarrow ASin(kL) = 0 \rightarrow kL = n\pi \rightarrow k = \frac{n\pi}{L} \Rightarrow \frac{F}{EI} = \frac{N^2\pi^2}{L^2}$$

$$n = 1 \rightarrow F = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

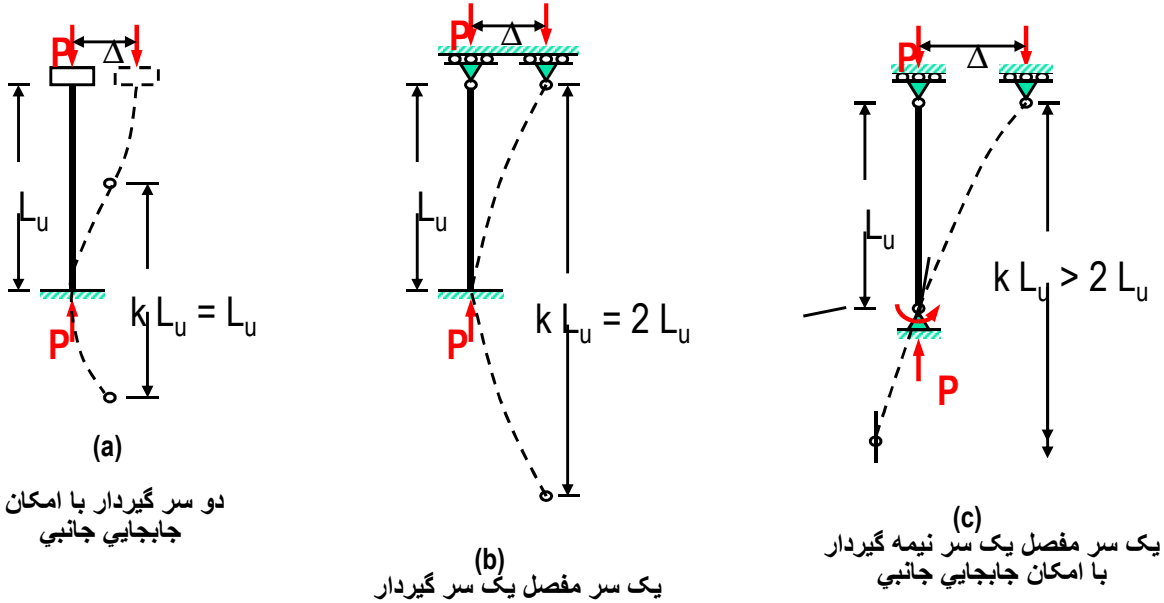
طول معادل دو سر مفصل



(a) دو سر مفصل
(b) دو سر گیردار
(c) یک سر مفصل-یک سر گیردار
(d) دو سر نیمه گیردار

براي سيستم مهار شده $k \leq 1.0$

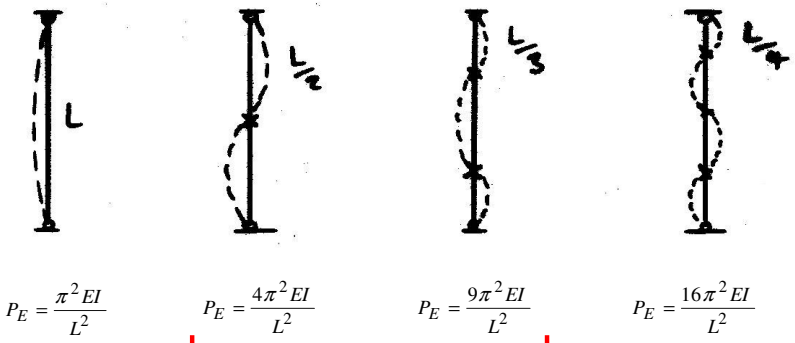
طول موثر L_e از فاصله دو نقطه عطف مشخص در شكل كمانش يافته اندازه گيري مي شود.

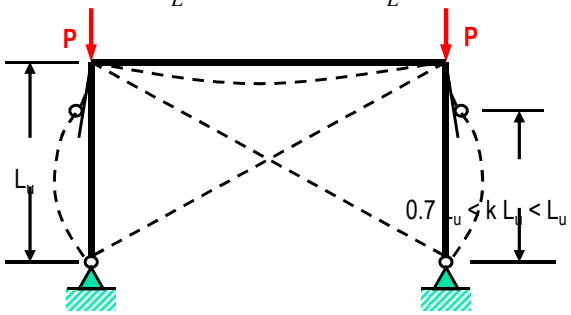


(a) دو سر گيردار با امكان جابجايي جانبي
(b) يک سر مفصل يک سر گيردار با امكان جابجايي جانبي
(c) يک سر مفصل يک سر نيمه گيردار با امكان جابجايي جانبي

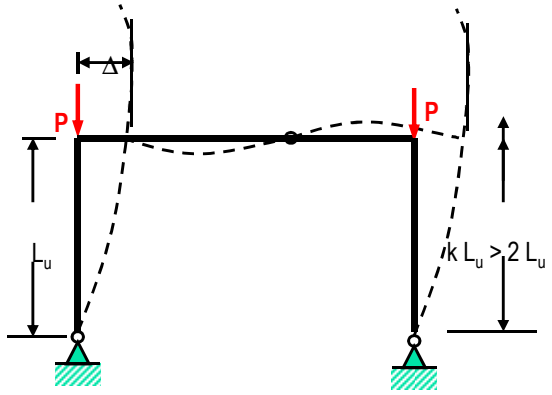
براي سيستم مهار نشده $k > 1.0$

طول موثر قابها

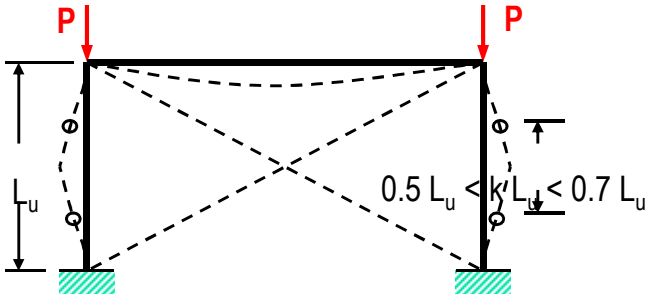




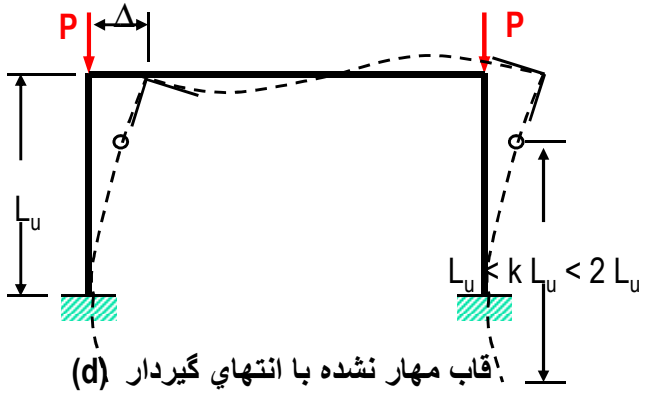
(a) قاب مهار شده با انتهاي مفصلي



(b) قاب مهار نشده با انتهاي مفصلي



(c) قاب مهار شده با انتهاي گيردار

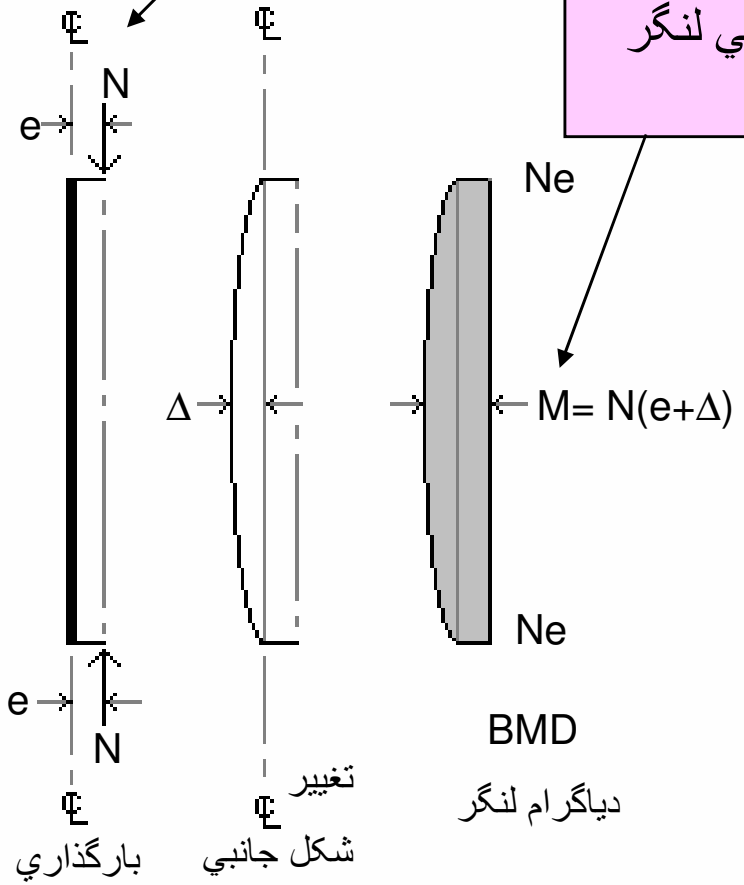


(d) قاب مهار نشده با انتهاي گيردار

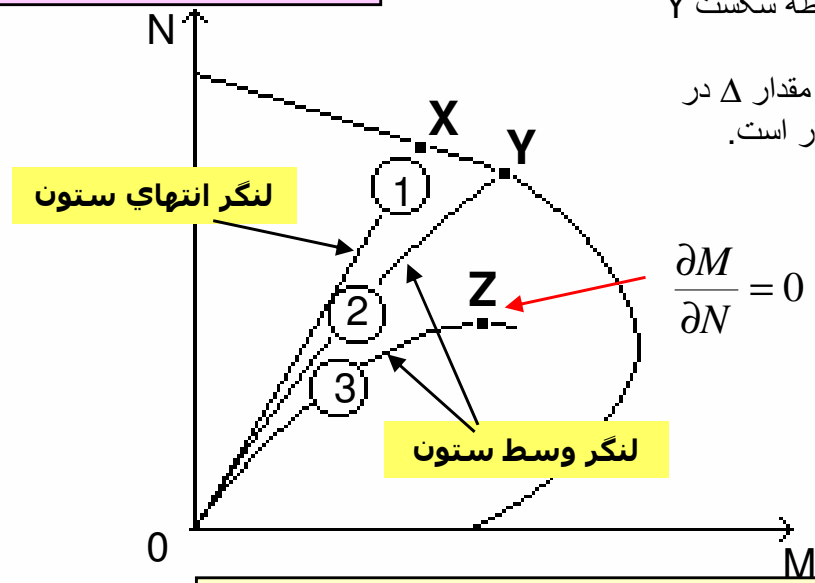
مقاومت ستونهای لاغر

ستون دو سر مفصل رابا خروج از مرکزیت اولیه e

در اثر تغییر شکل جانبي لنگر افزايش مي يابد

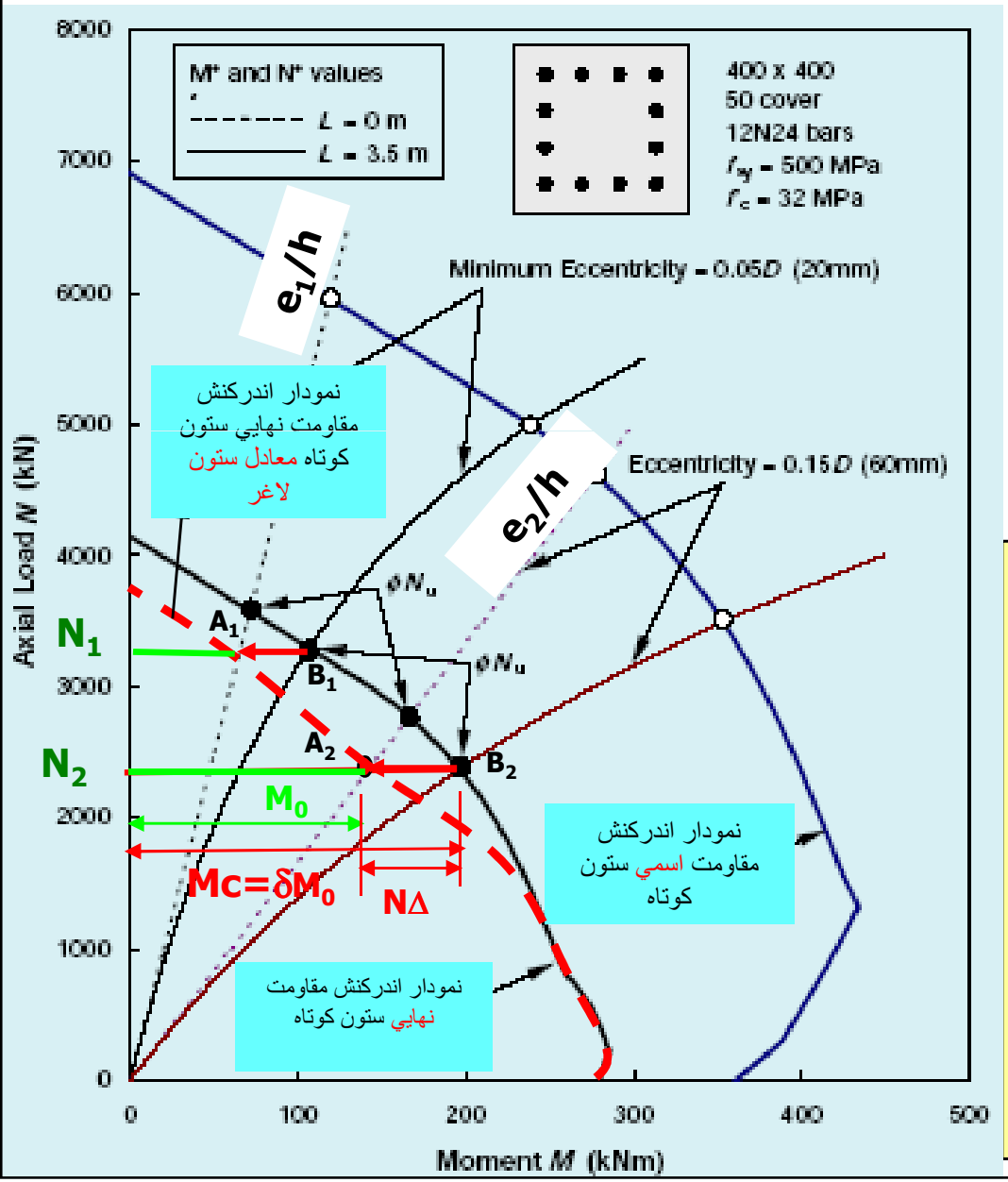


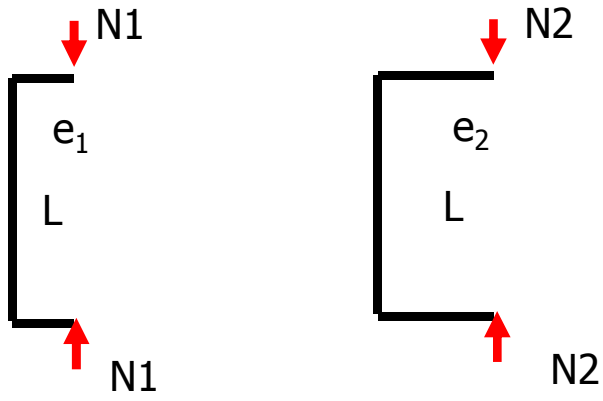
اگر ستون به اندازه كافي كوتاه باشد، Δ در نقطه شكست X بسيار كم است.
اگر ستون لاغر باشد، در نقطه شكست Y مقدار Δ كم است.
اگر ستون خيلي لاغر باشد، مقدار Δ در نقطه شكست Z حاكم بر رفتار است.



ستون كوتاه : 1
ستون لاغر (خرابي مصالح) : 2
ستون خيلي لاغر (خرابي پايداري) : 3

چگونگی اثر لاغری درمقاومت ستون



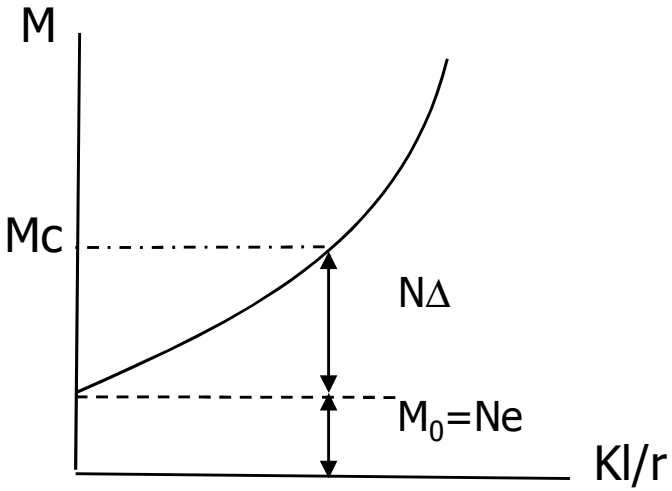


ستون لاغر با مقطع نشان داده شده در شكل مقابل را كه تحت بار محوري با دو خروج از مركزيت e1 و e2 قرار گرفته و تا شكست ستون در محل وسط آن ميزان بار محوري به N1 و N2 مي رسد را در نظر بگيريد. بطور مثال براي ستون e2 وقتي به بار N2 مي رسد نيرو لنگر در وسط آن مسير منحني O-B2 و بالاي ستون مسير مستقيم O-A2 را مي پيمايد. مشخص است كه وسط ستون به علت لنگر اضافي ناشي از خروج مركزيت اضاي ناشي از شكم ستون ND زودتر به منحني شكست مقطع ستون مي رسد در حاليكه بالاي ستون سالم مي ماند. از آنجا كه ما در محاسبات درجه اول نيروهاي گرهي را داريم بايد ستون بتواند لنگر وسط ستون را تحول نمايد نه لنگر بالاي ستون لذا بايد با اعمال ضريبي لنگر بالاي ستون را به لنگر افزايش داده تبديل كنيم و ستون بتواند چنيني لنگر افزايش داده شده اي را با اين بار تحمل كند. به طريقي ديگر نيز مي توان عمل نمود، بدين ترتيب كه چنانچه ستون به اين بار محوري N2 و لنگر N2e2 رسيد نشان دهنده شكست ستون باشد. جواب چنين خواهد بود كه نقطه A2 نشان دهنده نقطه شكست ستون كوتاه معادل است و لذا با اتصال نقاط A2 و A1 كه براي خروج از مركزيت ديگر e1 بدست آمده منحني شكست ستون معدل كوتاه ستون لاغر اصلي را بدست آورد. لذا بطور خلاصه طراحي ستون لاغر چنين است:

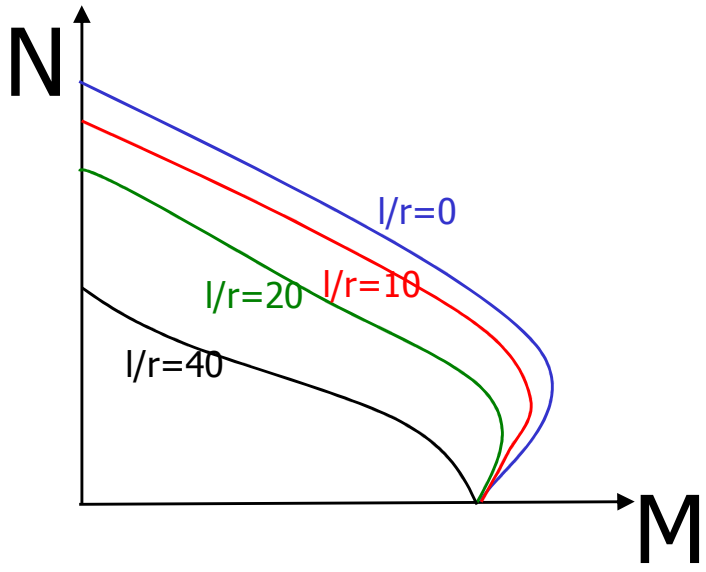
1- افزايش لنگر بالاي ستون در لحظه رسيدن ستون به بار محوري N2 و شرط خرابي بر اساس همان منحني مقاومت مقطع ستون واقعي

2-تهيه منحني كاهش يافته مقاومت ستون كوتاه معادل به شكل منحني خط چين. اين منحني براي ستون فوق با خروج از مركزيتهاي متفاوت براي يك لاغري مشخص و مجدداً براي لاغريهاي مختلف در يك N-M رسم نمود..

چگونگی اثر لاغری درمقاومت ستون



ملاحظه مي گردد كه با افزايش نيروي محوري و مهمتر شدن ميزان لنگرهاي درجه دوم، منحني شكست ستون لاغر از ستون كوتا دور مي گردد.. بطوريكه هرچه لاغري بيشتر باشد اين جدايش بيشتر است.



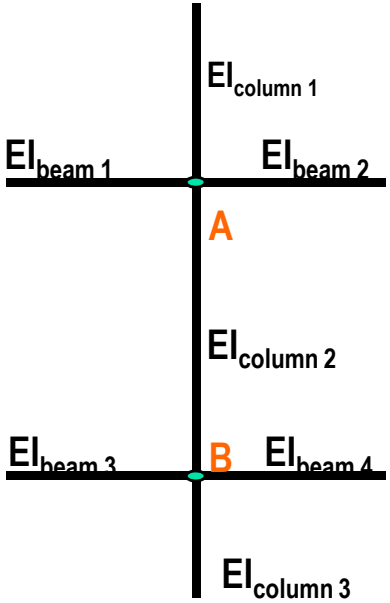
در ACI و آبا، لاغري در كاهش مقاومت با استفاده از روش تشديد لنگر اثر داده مي شود. بدين معني كه مطابق شكل مقابل جمع اثر لنگر خمشي اوليه و ثانويه توسط ضرب مقدار خمش اوليه در ضريب δ بدست مي آيد.

تعیین ضریب طول موثر برای قابهای صلب

ضریب طول موثر K تابعي از ضرايب گيرداري ψ_A و ψ_B در دو گره انتهايي است.

$$\psi = \frac{\Sigma\, EI / L \quad (\text{براي ستونها})}{\Sigma\, EI / L \quad (\text{براي تيرها})}$$

$\psi = 0$ (انتهاي گيردار)
$\psi = 10$ (انتهاي مفصلي)
$\psi = \infty$ (انتهاي مفصلي -تئوري)



$I_{beam}=0.35\ I_{gb}$

$I_{coulmn}=0.7I_{gc}$

ضريب طول موثر بر اساس منحنيهاي صفحه بعد و يا روش تقريبي زير قابل محاسبه مي باشد (اين مقادير حد بالايي مي باشند).

1- قاب مهار شده: از كوچكترين مقدار حاصل از دو رابطه زير:

$$k=0.7+0.1\Psi_m \le 1 \quad , \quad k=0.85+0.05\Psi_{min} \le 1$$

Ψ_m= متوسط Ψ دو انتهاي عضو فشاري

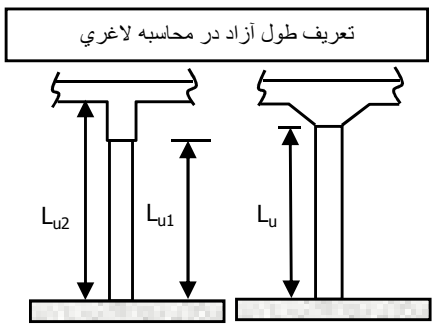
Ψ_{min}=كوچكترين مقدار Ψ دو انتهاي عضو فشاري

در جهت اطمينان مي توان مقدار k را برابر 1 فرض نمود.

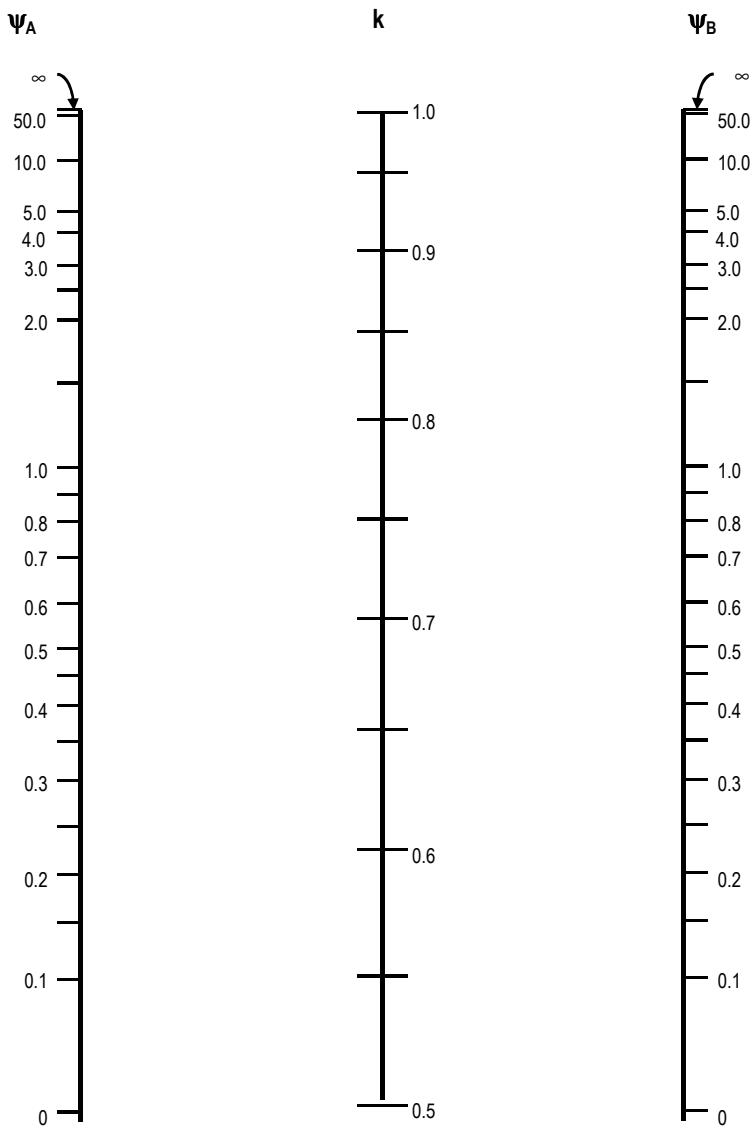
2- قاب مهار نشده: از كوچكترين مقدار حاصل از دو رابطه زير:

$$\psi_m \prec 2 \rightarrow k = (1-0.05\psi_m)\sqrt{1+\psi_m}$$

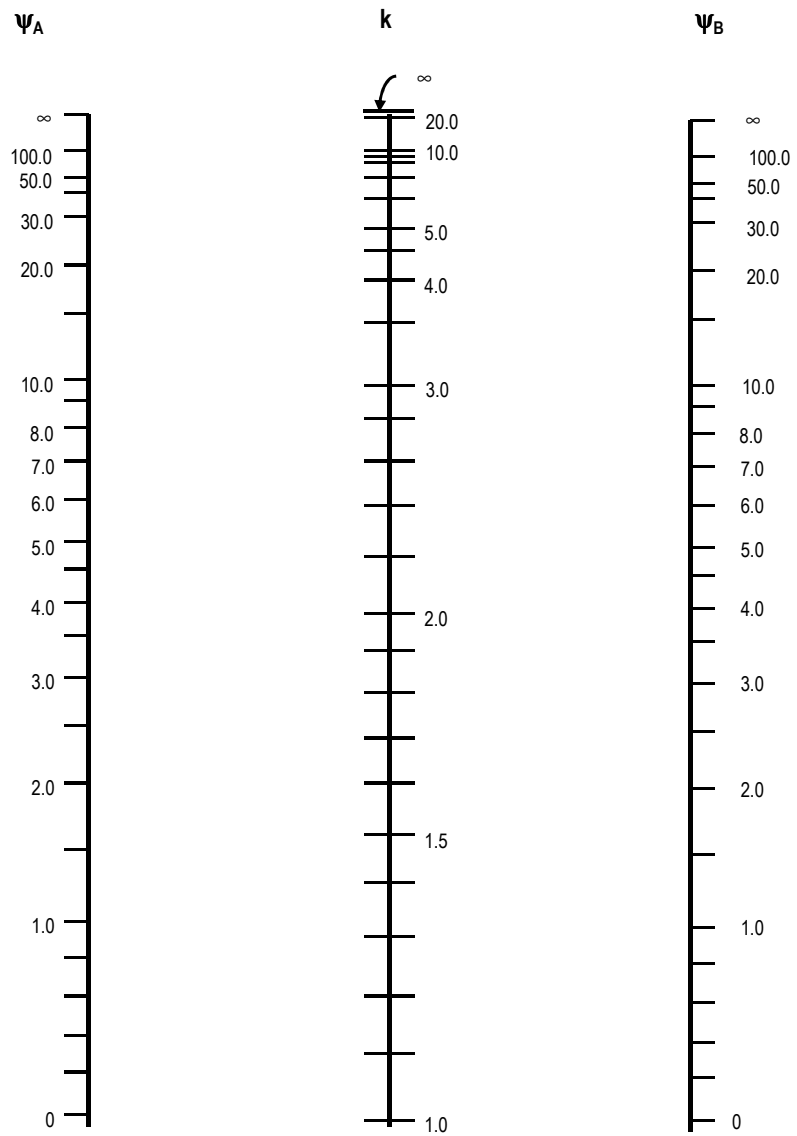
$$\psi_m \ge 2 \rightarrow k = 0.9\sqrt{1+\psi_m}$$



ALIGNMENT CHARTS FOR EFFECTIVE LENGTH FACTOR, k



(a) مهار شده



(b) مهار نشده

نسبت لنگر دو انتها

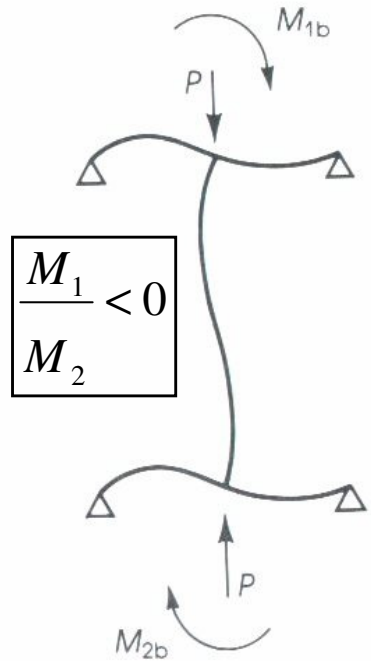
نسبت لنگر در دو انتهاي عضو $M_2 > M_1$ (بين 1- و 1) $M_1/M_2 =$

$|M_{1b}| < |M_{2b}|$;

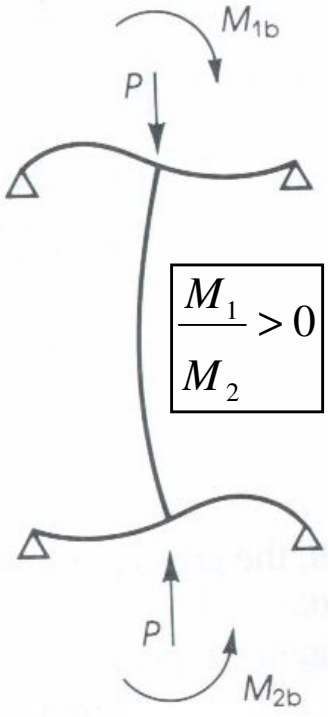
مقدار تقريبي r

براي ستون مستطيلي: r = 0.3h

براي ستون دايره اي: r = 0.25D



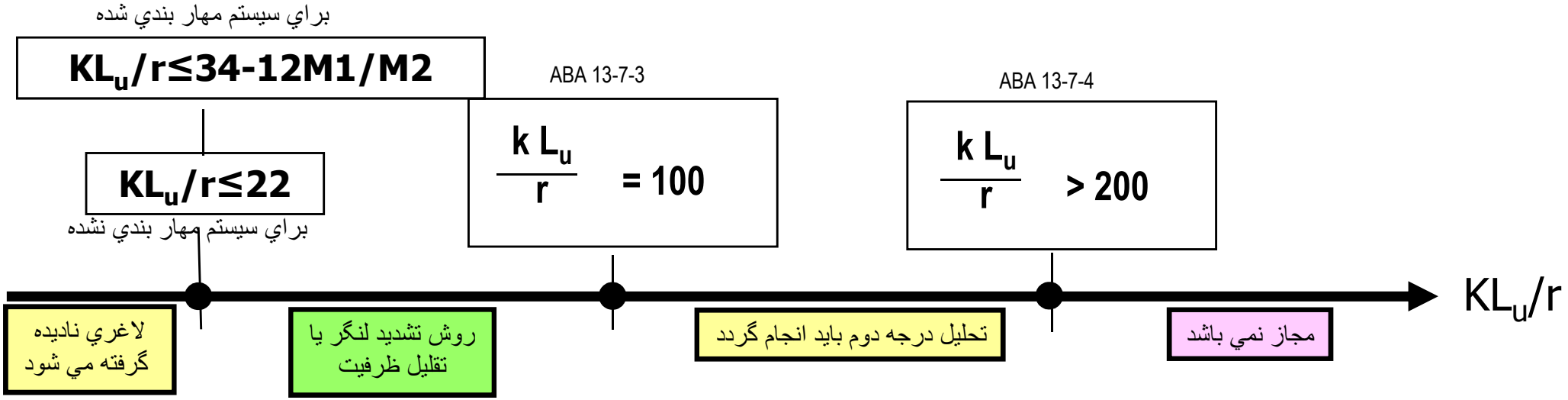
انحناي دو طرفه



انحناي يک طرفه

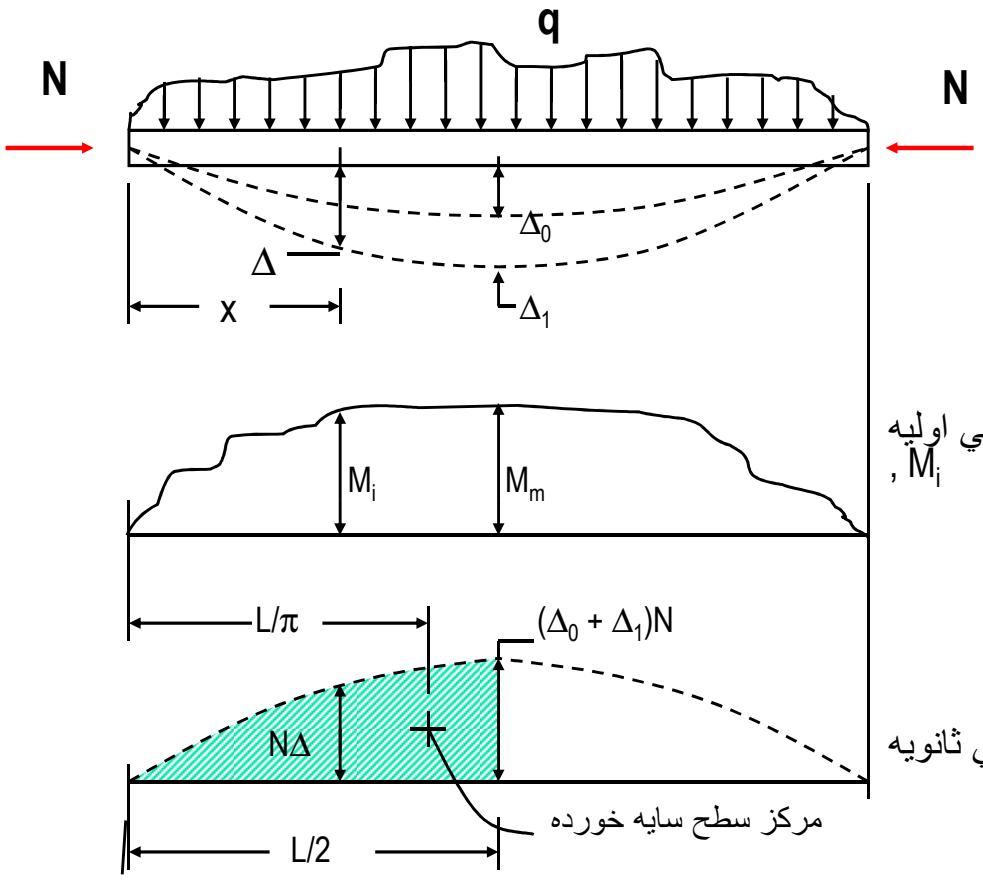
اثر لاغری در طراحی ستون

k	=	ضريب طول موثر	I	=	ممان اينرسي مقطع
L_u	=	طول مهار نشده	A	=	سطح ناخالص مقطع
r	=	شعاع ژيراسيون = $\sqrt{(I/A)}$	M_1	=	لنگر خمشي كوچكتر انتهاي عضو
			M_2	=	لنگر خمشي بزرگتر انتهاي عضو



ضریب تشدید لنگر برای اعضاء با انحناء یکطرفه بدون جابجایی جانبی

بر اساس روش لنگر سطح، خیز وسط دهانه Δ_1 برابر لنگر دیاگرام M/EI میان تکیه گاه و نقطه وسط تیر نسبت به تکیه گاه مي باشد



لنگر خمشي اوليه M_i ,

لنگر خمشي ثانويه, NΔ

$$\Delta_1 = \frac{N(\Delta_0 + \Delta_1)}{EI}\left[\frac{L}{2} \times \frac{2}{\pi} \times \frac{L}{\pi}\right]$$

$$\Delta_1 = \frac{NL^2(\Delta_0 + \Delta_1)}{\pi^2 EI}$$

که:

Δ_0 = خيز ناشي از لنگر اوليه

Δ_1 = خيز اضافي ناشي از لنگر ثانويه

و لذا

$$\Delta_1 = \Delta_0\left[\frac{\frac{NL^2}{\pi^2 EI}}{1-\frac{NL^2}{\pi^2 EI}}\right] = \Delta_0\left[\frac{\alpha}{1-\alpha}\right]$$

که $\alpha = NL^2/(\pi^2 EI) = N/N_c$

از آنجا که Δ_{max} جمع Δ_0 و Δ_1 است

$$\Delta_{\max} = \Delta_0 + \Delta_1 = \Delta_0 + \Delta_0\left[\frac{\alpha}{1-\alpha}\right] = \left[\frac{\Delta_0}{1-\alpha}\right]$$

لنگر خمشي ماكزيمم به همراه اثر بار محوري

$$M_{\max} = M_m + N\Delta_{\max} = M_m\left[\frac{C_m}{1-\alpha}\right] = M_m\delta$$

$$\delta = \frac{C_m}{1-\alpha}$$ ضريب تشديد=

$$C_m = 1+\left(\frac{\pi^2 EI\Delta_0}{M_m L^2}-1\right)\alpha$$

$$C_m = 1+\left(\frac{N_c\Delta_0}{M_m}-1\right)\alpha = 1+\left(\frac{M_c}{M_m}-1\right)\alpha$$

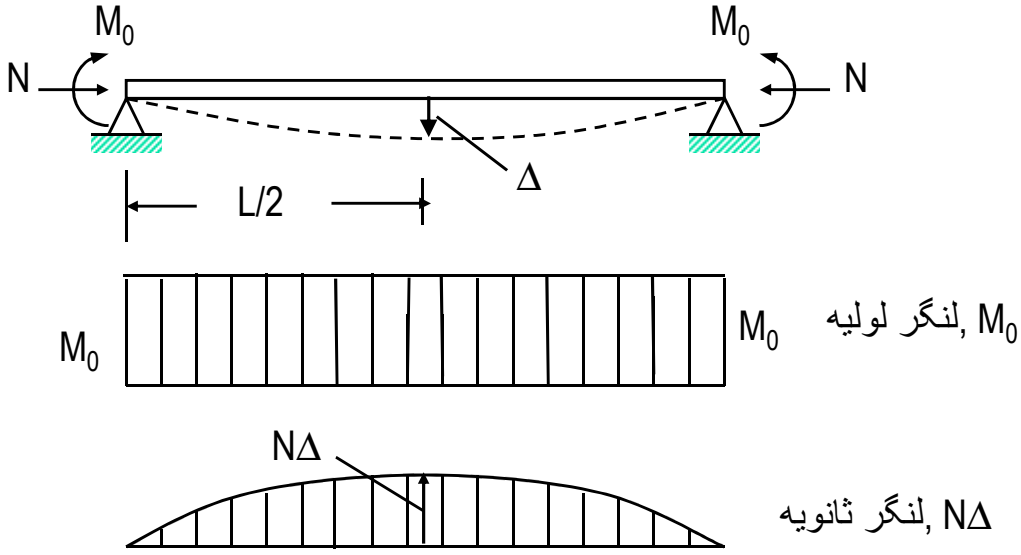
در مثال مقابل فرض گرديده است كه لنگر حاكثرM2 كه لازم است به علت لاغري تشديد گردد در ميانه ستون اتفاق مي افتد. در مواقع ديگ ممكن است اين لنگر در نزديك دو انتها و يا در انتهاي ستون باشد. لازم به توضيح است كه ضريب تشديد لنگر در واقع همان $\frac{1}{1-\alpha}$ است و C_m كه در (M_m) M_2 ضرب مي گردد اين معني را مي دهد كه فرض مي شود كه لنگر واقعي به لنگر يكنواختي معادل C_mM_2 در سرتاسر طول ستون تبديل مي شود (چرا كه ممكن است حاصل فوق كمتر از M2 شود). همانطور كه از محاسبات مقابل ديده شد در بدست آوردن تشديد كننده لنگر فرض مي شود كه حداكثر لنگر در ميانه ستون وجود دارد. چنانچه لنگر حداكثر در يكي از دو انتهاي ستون بوجود آيد، طراحي مي بايست بر مبناي يك لنگر يكنواخت معادل C_mM_2 باشد كه منجر به همان لنگر حداكثر پس از تشديد شود. از مثال حل شده مقابل مشخص است كه در مواردي كه اعضاي فشاري تحت بارهاي عرضي بين تكيه گاهي قرار گيرد، لنگر حداكثر مي تواند در مقطعي دور از انتهاي عضو بوجود آيد. در اين حالت مقدار بزرگترين لنگر محاسبه شده كه ممكن است در هر نقطه اي از طول بوجود آيد بايد براي مقدار M_2 مورد استفاده قرار گيرد.

مقدار C_m براي انواع بارگذاري در جدول صفحه بعد بطور تقريب محاسبه شده است. ملاحظه مي گردد كه در حاليكه لنگر اوليه مثبت است، حداكثر تغيير شكل جانبي بر حداكثر لنگر اوليه منطبق است. در حاليكه وقتي لنگر منفي در تكيه گاه وجود دارد، احتمال انطباق كاهش مي يابد .

در آيين نامه به علت احتمال زياد انطباق محل حداكثر لنگر خمشي اوليه و تغيير شكل در جهت اطمينان مقدار $C_m=1$ فرض مي گردد.

با افزايش لاغري ضريب تشديد لنگر افزايش مي يابد.

بطور مثال براي ستون با لنگرهاي مساوي در دو انتها كه خمش تك جهته ايجاد نمايند مقدار Cm را محاسبه مي نماييم



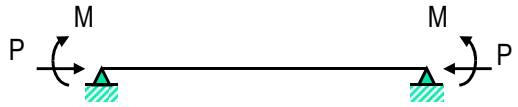
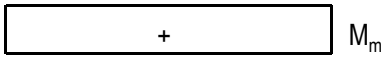
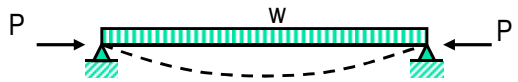
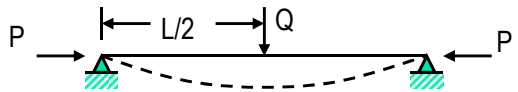
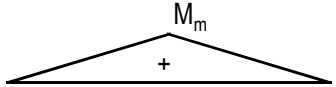
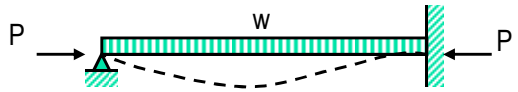
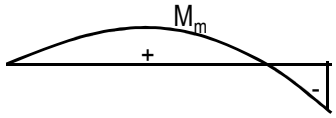
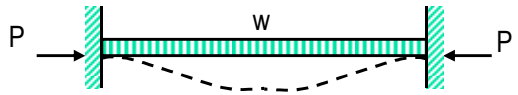
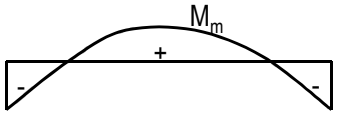
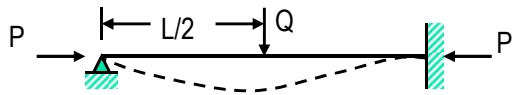
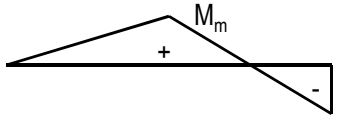
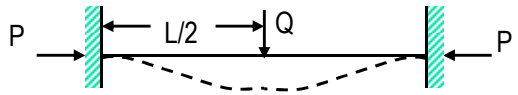
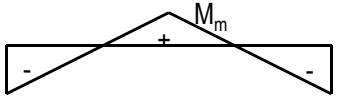
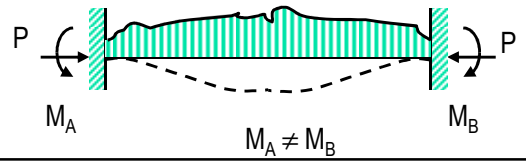
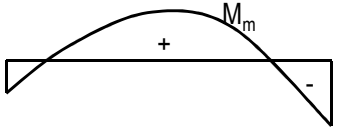
$$C_m = 1 + \left(\frac{N_c \Delta_0}{M_0} - 1 \right) \alpha$$

با جايگزيني زير خواهيم داشت:

$$\Delta_0 = \frac{M_0 L^2}{8EI} \quad , \quad N_c = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$$

$$C_m = 1 + 0.23\alpha$$

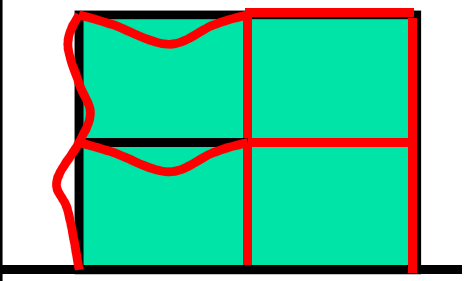
مقدار ضریب Cm برای اعضای مهار شده

حالت	C_m (M+)	C_m (M-)	لنگر اوليه خمشي
	$1.0 + 0.2\alpha$	-	
	1.0	-	
	$1.0 - 0.2\alpha$	-	
	$1.0 - 0.3\alpha$	$1.0 - 0.4\alpha$	
	$1.0 - 0.4\alpha$	$1.0 - 0.4\alpha$	
	$1.0 - 0.4\alpha$	$1.0 - 0.3\alpha$	
	$1.0 - 0.6\alpha$	$1.0 - 0.2\alpha$	
	فرمول كلي صفحه قبل	موجود نيست	

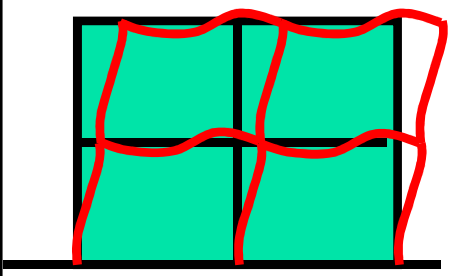
روش آیین نامه ای طراحی ستونهای لاغر

در آیین نامه آبا دو روش براي اثر لاغري در طراحي ستونها در نظر گرفته شده است

۱- روش تشدید لنگر



قاب مهار شده



قاب مهار نشده

چنانچه اشاره گرديد، با ثابت نگه داشتن بار محوري لنگرهاي وارده توسط ضريب تشديد كه نشان دهنده اثر لاغري است افزوده مي گردد و سپس ستون مطابق ستون كوتاه طراحي مي گردد. به علت اختلاف طبيعت كمانش تحت بارهايي كه جابجايي جانبي كمي ايجاد مي نمايند (بارهاي ثقلي-M_{2b}) و بارها يي كه تغيير مكان جانبي زيادي ايجاد مي نمايند (بارهاي جانبي-M_{2s})، آيين نامه ها ضرايب تشديد را براي لنگرهاي حاصله از دو بارگذاري فوق مجزا حساب نموده و در لنگرهاي متناظر ضرب مي كنند و سپس اثرات دو بارگذاري جهت طراحي مطابق رابطه مقابل با هم جمع مي گردند.

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_S M_{2S}$$

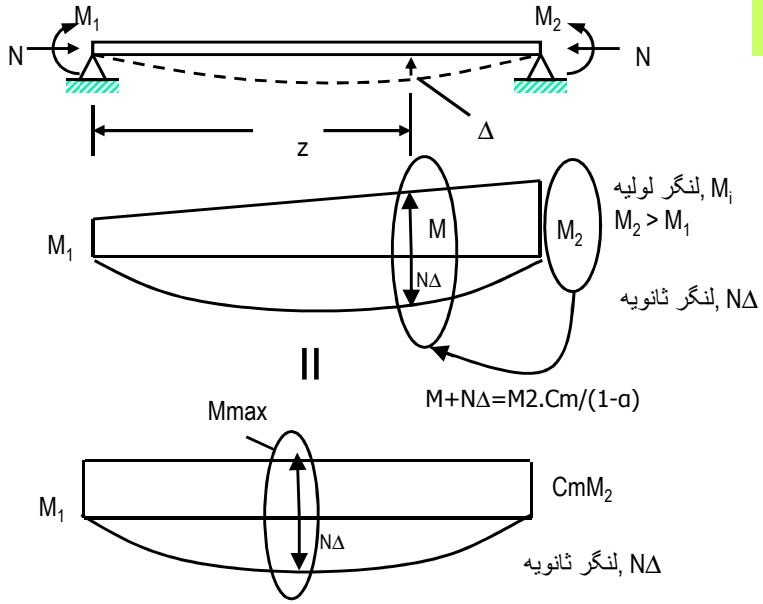
علت اين امر آن است كه كمانش ستون در يك قاب با امكان جابجايي جانبي نمي تواند مستقل از سختي ديگر ستونهاي طبقه مورد نظر باشد و لذا بايد در محاسبه بار كمانشي توجه نمود كه در چنين مواقعي كل ستونهاي طبقه با يكدگر به بار كمانشي مي رسند . در حاليكه در قابهاي مهار شده كمانش ستونها ناشي از دوران گره هاي دو انتها بوده و مي توانند مستقل از ديگر ستونهاي طبقه به بار كمانشي برسند.

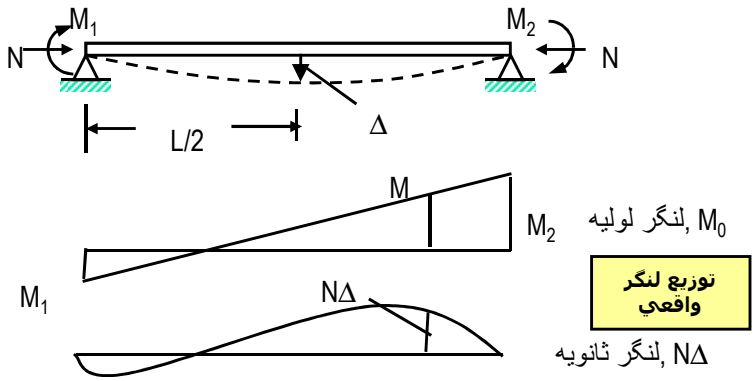
۲- روش تقلیل ظرفیت باربری

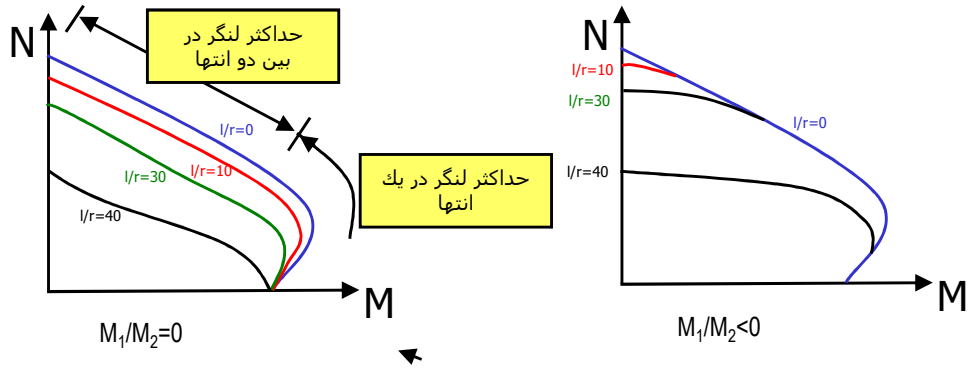
در اين روش اثر لاغري به صورت كاهش ظرفيت باربري مقاوم قطعه فشاري منظور مي شود. براي اطلاعات بيشتر مي توان به بند 13-9 آبا مراجعه نمود. استفاده از اين روش براي ساختمانهاي كوتاه متعارف تا چهار طبقه مجاز است.

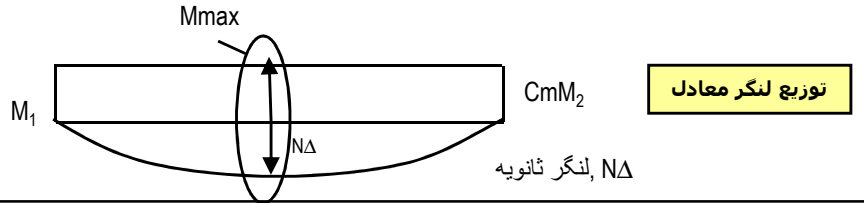
ضریب تشدید لنگر برای اعضاء با لنگر انتهایی بدون جابجایی جانبی

همانطور که ملاحظه شد وقتي لنگر اوليه در طول تير ثابت باشد، حداكثر لنگر درجه اول و دوم در يك مقطع و وسط ستون اتفاق مي افتد. لذا لنگر كل از جمع مقادير بصورت مستقيم بدست مي آيد. حال اگر لنگر دو سر عضو بايكديگر مساوي نباشد، ديگر نمي توان حداكثرهاي دو لنگر اوليه و ثانويه را مستقيماً با هم جمع زد. حداكثر لنگر كل در وسط ستون اتفاق نمي افتاد و جايي بين وسط و حداكثر لنگر انتهايي قرار دارد. چنانچه لنگر كوچكتر انتهايي خيلي كوچك باشد (مثلاً صفر) لنگر حداكثر كل در محل لنگر حداكثر انتهايي است . به زبان ديگر وقتي e1/e2=0 باشد اگر خروج از مركزيت كم باشد حداكثر لنگر كل در بين دو انتها و اگر خروج از مركزيت زياد باشد حداكثر لنگر كل در انتها اتفاق مي افتد. در واقع در حالت دوم مثل اينست كه بگوييم ستون لاغر فوق مانند ستون كوتاه عمل نموده است.
در وضعيتي كه لنگرهاي دو سر سبب انحناي دو طرفه گردند (M1/M2<0) در لاغري هاي كم يا بار كم انحناي ستون S شكل بوده، اثر لاغري در اكثر خروج از مركزيتها مي تواند ناديده گرفته شود (مگر در خروج از مركزيتهاي كم). با افزايش لاغري و يا افزايش بار نزديك به شكست انحناي دو طرفه تبديل به انهاي يكطرفه مي شود و لذا لاغري سبب كاهش مقاومت مي شود.









... روش آئین نامه ای

که:

$$C_m = 0.6 + 0.4\frac{M_{1b}}{M_{2b}} \geq 0.4$$

زیر نویس b مربوط به عضو مهار شده است.

در این حالت چنانچه لنگر دو سر ستون مساوي و هم علامت باشد، حداکثر Cm=1 بدست مي آيد که البته از ۱/۲ مقدار تئوري کمتر است

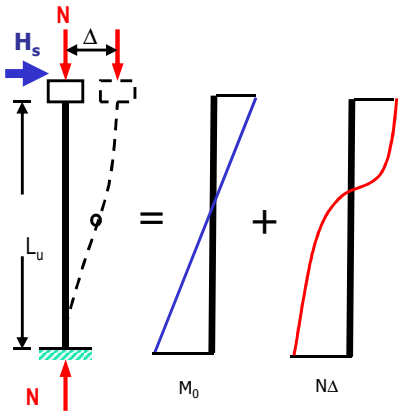
$$M_{\max} = M_2\left[\frac{C_m}{1-\alpha}\right]$$

$$\delta = \frac{C_m}{1-\alpha}$$ ضریب تشدید=

ضریب تشدید لنگر برای اعضاء با امکان جابجایی جانبی

در این حالت محل حداکثر لنگر ناشي از بارخارجي بسيار نزديك به حداکثر تغييرمکان است لذا مي توان $C_m=1$ فرض نمود

$$M_{\max} = M_m\left[\frac{C_m}{1-\alpha}\right]$$



$C_m / (1-\alpha)$ = ضریب تشدید

$C_m \approx 1$

M_m = لنگر حداکثر در تیر

چگونگی انتخاب ضریب Cm در آیین نامه

قاب مهار شده :

* بارگذاري جانبي, فقط لنگر انتهايي,

$$C_m = 1.0$$

$$C_m = 0.6 + 0.4\frac{M_{1b}}{M_{2b}} \geq 0.4$$

$|M_{1b}| < |M_{2b}|$;

M_{1b}/M_{2b} مثبت براي انحناي يكطرفه

قاب مهار نشده :

$C_m = 1.0$

حداقل برون محوری در ستونهای لاغر

در آيين نامه لاغري توسط روش تشديد لنگرهاي انتهايي ستون در نظر گرفته مي شود. چنانچه لنگرهاي ضريبدار ستون بسيار كوچك باشند، طراحي ستونهاي لاغر مي بايست بر اساس حداقل خروج از مركزيت انجام شود. اين به مفهوم اعمال همزمان خروج از مركزيت حداقل حول هر دو محور است. همانطور كه پيشتر عنوان گرديد حداقل برون محوري ستونهاي لاغر طبق رابطه زير مي باشد.

$$e_{min}=15+0.03h$$

اين برون محوري بايد براي خمش حول هر دو محور اصلي مقطع، بطور جداگانه به كار گرفته شود. **بايد توجه داشت كه جهت اطمينان حداقل خروج از مركزيت بر لنگر كل Mc اثر نمي گذارد بلكه** در صورت حاكم شدن برون محوري حداقل، لنگر خمشي محاسبه شده بر اساس e_{min} در عضو فشاري مهار شده به جاي M_{2b} و در عضو فشاري مهار نشده به جاي M_{2s} در روابط قرار مي گيرد (مگر آنكه در عضو مهار نشده تحت اثر بارقائم تغيير شكل جانبي كمي دهد كه در آن صورت e_{min} بر M_{2b} اثر داده مي شود). نسبت M_{1b}/M_{2b} نيز چنين محاسبه مي شود:

1-چنانچه برون محوري بار در دو انتهاي عضو فشاري مساوي صفر نباشد، نسبت M_{1b}/M_{2b} از روي مقادير واقعي آنها محاسبه مي شود.

2-اگر محاسبات نشان دهد كه هيچ لنگري در دو انتهاي عضو فشاري موجود نيست، انحناي ساده فرض شده و نسبت M_{1b}/M_{2b} و C_m يك فرض مي گردد.

شرط مهار بودن طبقه

در ساختمانهای واقعی، قابها بندرت بطور کامل مهار شده یا مهار نشده می باشند. لذا لازم است میزان کفایت عناصر مقاوم جانبی در میزان مهار جانبی قابها بررسی شود. راه اول آنستکه قاب مهار شده بحساب می آید که لنگرهای ثانوی نباید بیشتر از ۵٪ لنگرهای اولیه انتهایی گردند. طبقه مهار شده به طبقه ای گفته می شود که تغییر مکان جانبی نسبی آن ناچیز باشد. چنانچه ضریب پایداری طبقه بر اساس رابطه زیر کوچکتر از ۰/۵ باشد، طبقه مهار شده جانبی تلقی می شود. در این حالت تمامی قطعات فشاری واقع در این طبقه اصطلاحاً مهار شده نامیده می شوند.

شاخص پايداري Q_u = **: قاب مهار شده**

$$Q_u = \Sigma N_u \Delta_u / (H_u h_s) \leq 0.05$$

ΣN_u= مجموع بار محوري فشاري نهايي ستون كه بر اساس تركيب بارگذاري قائم و جانبي كه بيشترين مقدار را بدهد محاسبه مي شود

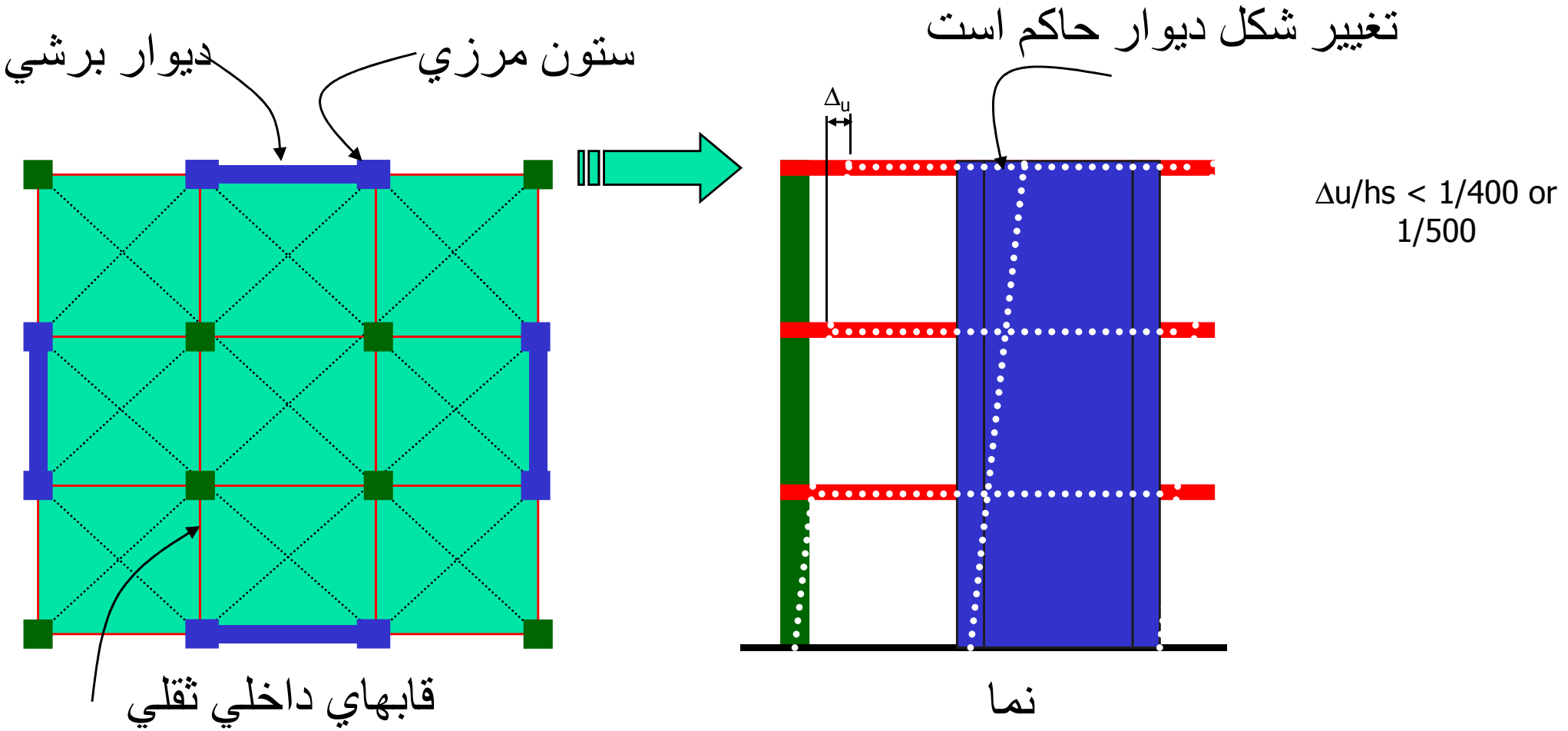
H_u= برش نهايي طبقه

Δ_u= تغيير مكان نسبي جانبي تراز فوقاني نسبت به تراز تحتاني طبقه تحت نيروهاي فوق

h_s= ارتفاع طبقه (مركز به مركز طبقه)

شرط مهاری در ساختمانهای کوتاه

در ساختمانهاي كوتاه متعارف در صورتيكه مجموع سختيهاي جانبي اعضاء مهاركننده طبقه، مانند ديوارهاي برشي و بادبنديها، مساوي يا بزرگتر از شش برابر مجموع سختيهاي جانبي ستونهاي طبقه باشد، آن طبقه را مي توان مهار شده تلقي نمود.



روش تشدید لنگر درقابهای مهار شده

$$M_c = \delta_b M_{2b} \qquad M_{2b} > M_{1b}$$

که :

δ_b = ضریب تشدید لنگر = $\dfrac{C_m}{1 - \dfrac{N_U}{\phi N_c}} \geq 1.0$

C_m = 1.0 (با بارگذاري جانبي)

$= 0.6 + 0.4\dfrac{M_{1b}}{M_{2b}} \geq 0.4$ (فقط لنگر انتهايي) - M_{1b}/M_{2b} مثبت است اگر عضو داراي انحناي يكطرفه باشد

$$N_c = \frac{\pi^2 EI}{(k L_u)^2}$$

Nu =نيروي محوري نهايي ستون

$$EI = \frac{0.2 E_c I_g + E_s I_s}{1 + \beta_d}$$

E_c = مدول ارتجاعي بتن $\approx 5000 \sqrt{f_c'}$ MPa

E_s = مدول الاستيسيته فولاد = 2.10^5 MPa

I_g = ممان اينرسي مقطع ناخالص بدون در نظر گرفتن فولاد

I_s = ممان اينرسي فولاد

$$\beta_d = \frac{\text{قدر مطلق حداكثر بار ضريبدار ماندگار}}{\text{قدر مطلق حداكثر كل بار ضريبدار}}$$

ضريب تقليل ظرفيت ABA : ϕ=0.65

ضريب تقليل ظرفيت ACI: ϕ=0.75

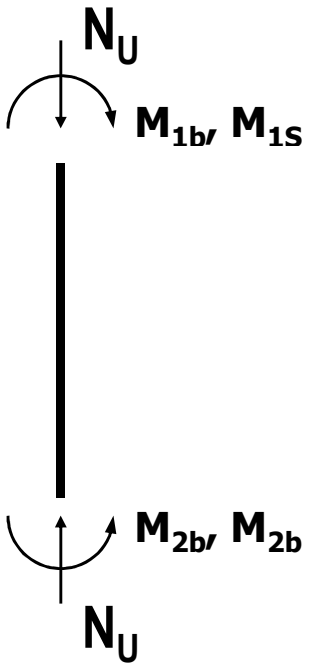
دقت گردد كه براي قابهاي مهار شده β_d نسبت بار محوري مرده نهايي به بار محوري نهايي كل بوده در حاليكه براي قابهاي مهار نشده، β_d نسبت برش نهايي دائمي يك طبقه به برش نهايي كل آن طبقه است.

روش تشدید لنگر درقابهای مهار نشده

ACI: $M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_S M_{2S}$

ABA:
$$\begin{cases} M_1 = M_{1b} + \delta_S M_{1S} \\ M_2 = M_{2b} + \delta_S M_{2S} \end{cases}$$

که :



δ_b = ضريب تشديد لنگر قابهاي مهار شده جهت نشان دادن اثر انحناء بين دو انتهاي عضو

$$= \frac{C_m}{1 - \frac{N_U}{\phi N_c}} \geq 1.0$$

ضريب تقليل ظرفيت $\phi = 65/0$

δ_s = ضريب تشديد لنگر قابهاي مهار نشده در برابر بار جانبي جهت اثر دادن تغيير شكل جانبي ناشي از بارهاي جانبي و ثقلي

$$= \frac{1}{1 - \frac{\Sigma N_U}{\phi \Sigma N_c}} \geq 1.0$$

ΣN_u=مجموع بارنهايي ستونهاي طبقه

ΣN_c=مجموع بار بحراني كمانش براي ستونهاي طبقه

M_{2b} = مقدار بزرگتر لنگر ضريب دار انتهايي عضو فشاري در اثر بارهايي كه تغيير شكل جانبي زيادي ايجاد نمي نمايند

$M_{2b} > M_{1b}$

M_{2s} = مقدار بزرگتر لنگر ضريب دار انتهايي عضو فشاري در اثر بارهايي كه تغيير شكل جانبي زيادي ايجاد مي نمايند

بعهده دانشجو بسیار محترم:
ميزان دقت تقريب فوق را براي يك ستون دو سر گيردار بررسي كنيد.

روش تشديد لنگر درقابهای مهار نشده (ادامه...)

- لنگرهاي تشديد يافته $\delta_s M_s$ همان لنگرهاي تشديد يافته مي باشند كه از تحليل درجه 2 مي توانند بدست آيند. در اين تحليل اثر N-Δ در محاسبات تحليلي وارد مي گردند. در اين تحليل چنانچه بارهاي دراز مدت نيز وارد گردند، سختي خمشي EI بر $1+\beta_d$ تقسيم مي گردد.
- روشهاي ديگري براي محاسبه δsM2s توسط آبا پيشنهاد شده كه شامل استفاده از تحليل درجه 2 و يا ضريب پايداري است. بدين صورت كه چنانچه $Q_u<0.3$ باشد مي توان از رابطه $\delta s = 1 / (1 - Q_u)$ براي محاسبه لنگر تشديد يافته استفاده نمود . مقدار ضريب پايداري را نيز مي توان معادل N_u/N_c دانست.

- بايد توجه داشت كه ضريب δ_s با استفاده از ΣN_u و ΣN_c متناظر با بارهاي ثقلي نهايي محاسبه گرديده است بايد مثبت باشد و از 5/2 تجاوز ننمايد.
- در صورتيكه در يك عضو فشاري رابطه مقابل برقرار باشد

$$\frac{L_u}{r} \succ \frac{35}{\sqrt{\frac{N_u}{f'_c A_g}}}$$

آن عضو بايد بر مبناي بار محوري نهايي وارده و لنگر خمشي بحراني Mc هر يك از دو انتهاي عضو فشاري كه از رابطه زير محاسبه مي گردد طراحي شود.

$$M_c = \delta_b \left(M_b + \delta_s M_s \right)$$

لاغری در خمش دو محوره

اثر لاغري به شكل مجزا براي دو محور اثر داده مي شود و سپس عضو تحت لنگرهاي دو محوره تشديد يافته مورد تحليل قرار مي گيرد.

ترکیب بارگذاری

1- بارهاي قائم

$N_u=1.25D+1.5L$

$M_{1b}=1.25D+1.5L$

$M_{2b}=1.25D+1.5L$

$M_{2b}\geq N_u(15+0.03h)$

2- بارهاي قائم+جانبي

$N_u=0.8(1.25D+1.5L+1.5E)$

$M_{2b}=0.8(1.25D+1.5L)$

$M_{2s}=0.8(1.5E)$

$N_u=0.85D+1.2E$

$M_{2b}=0.85D$

$M_{2s}=1.2E$

1- در صورتيكه لنگر ناشي از بارهاي جانبي توسط قاب نيز تحمل گردد. (حداقل خروج از مركزيت بر M_{2b} اعمال مي گردد).

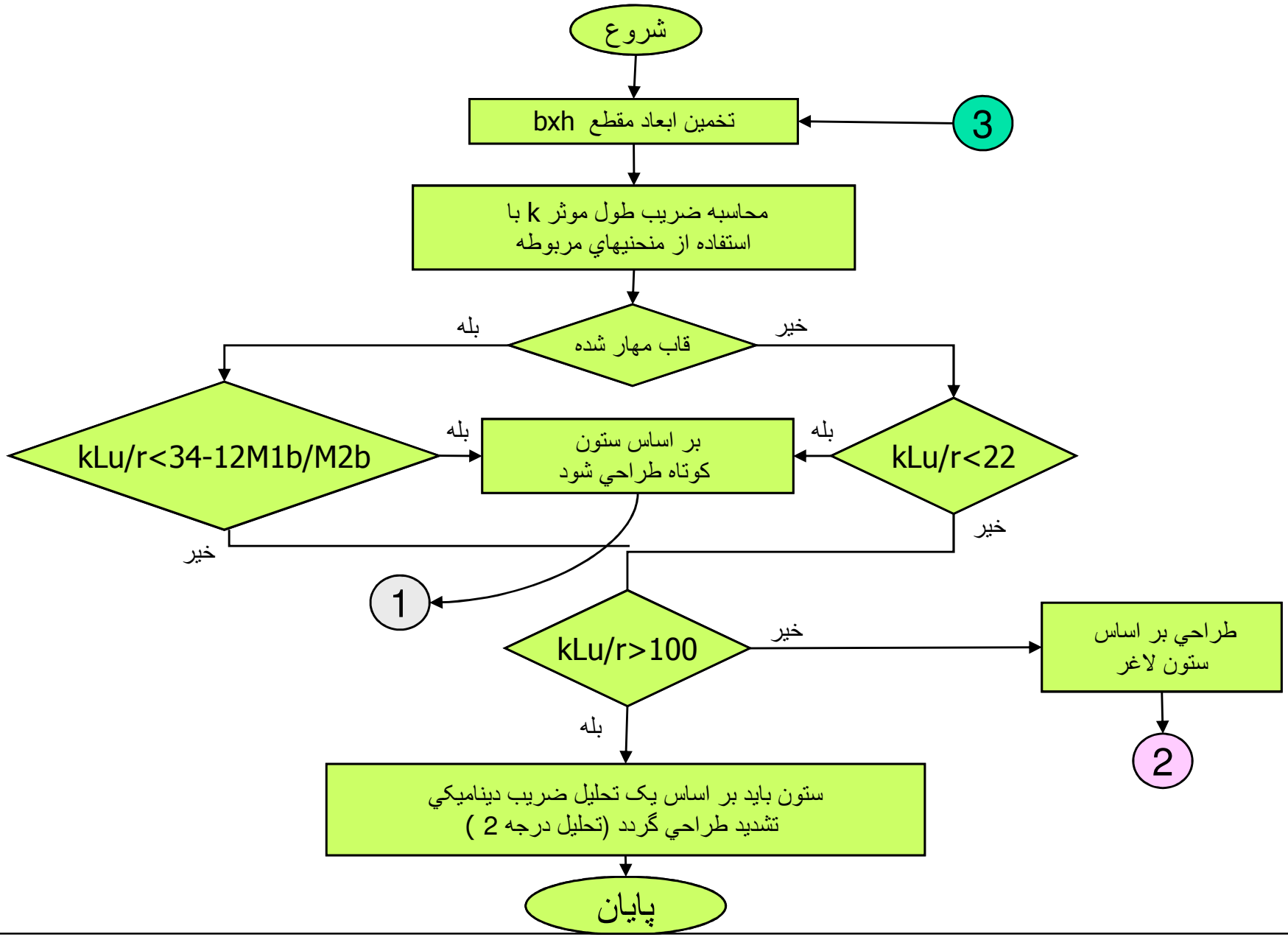
2-در صورتيكه كليه بارهاي جانبي توسط اعضائ مهاري تحمل گردد. (حداقل خروج از مركزيت بر M_{2b} اعمال مي گردد $M_{2b}=N_u\, e_{min}$).

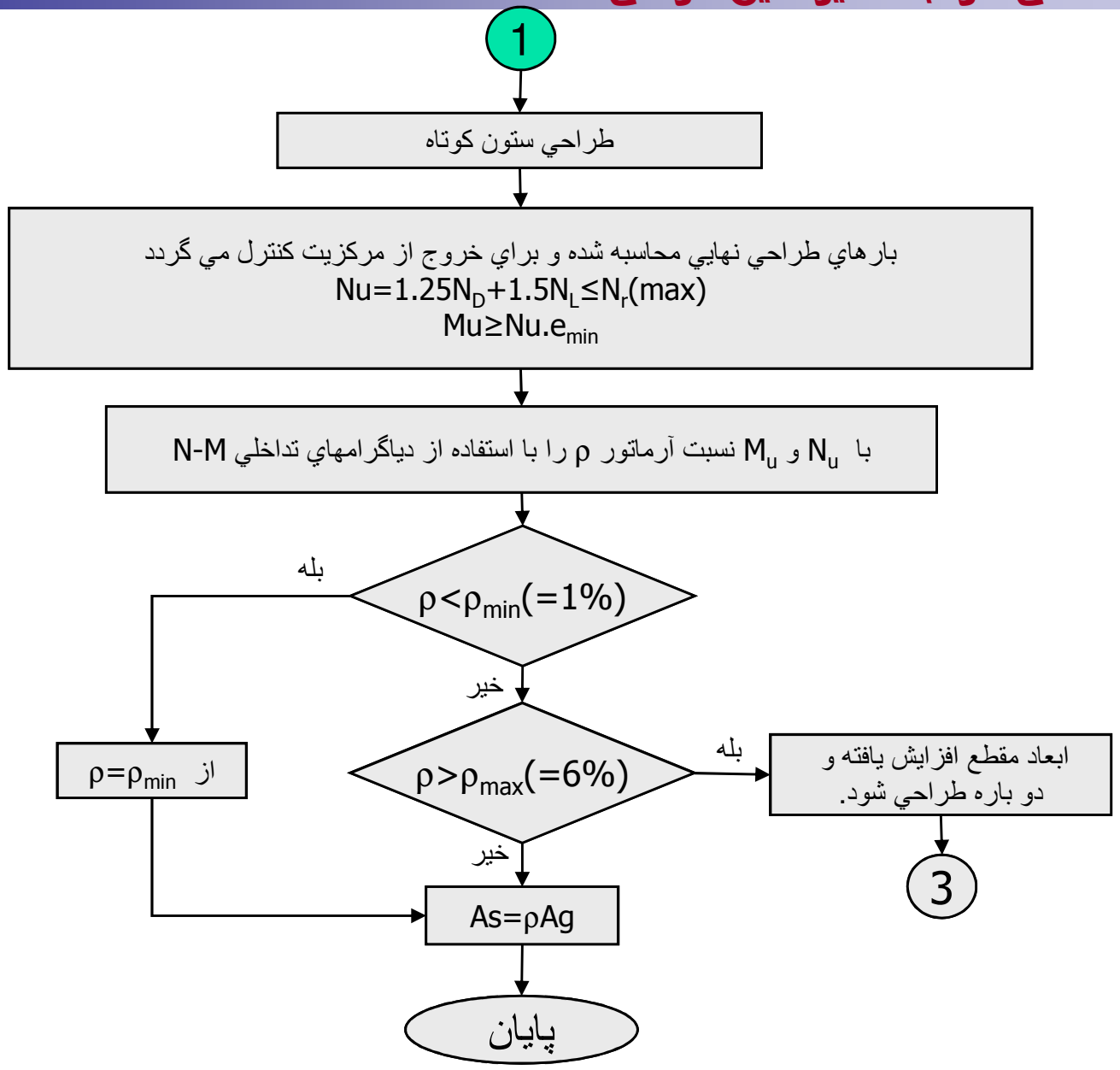
3-چنانچه بارگذاري قائم تغيير مكان جانبي كمي ايجاد نمايد(حداقل خروج از مركزيت بر M_{2b} اعمال مي گردد).

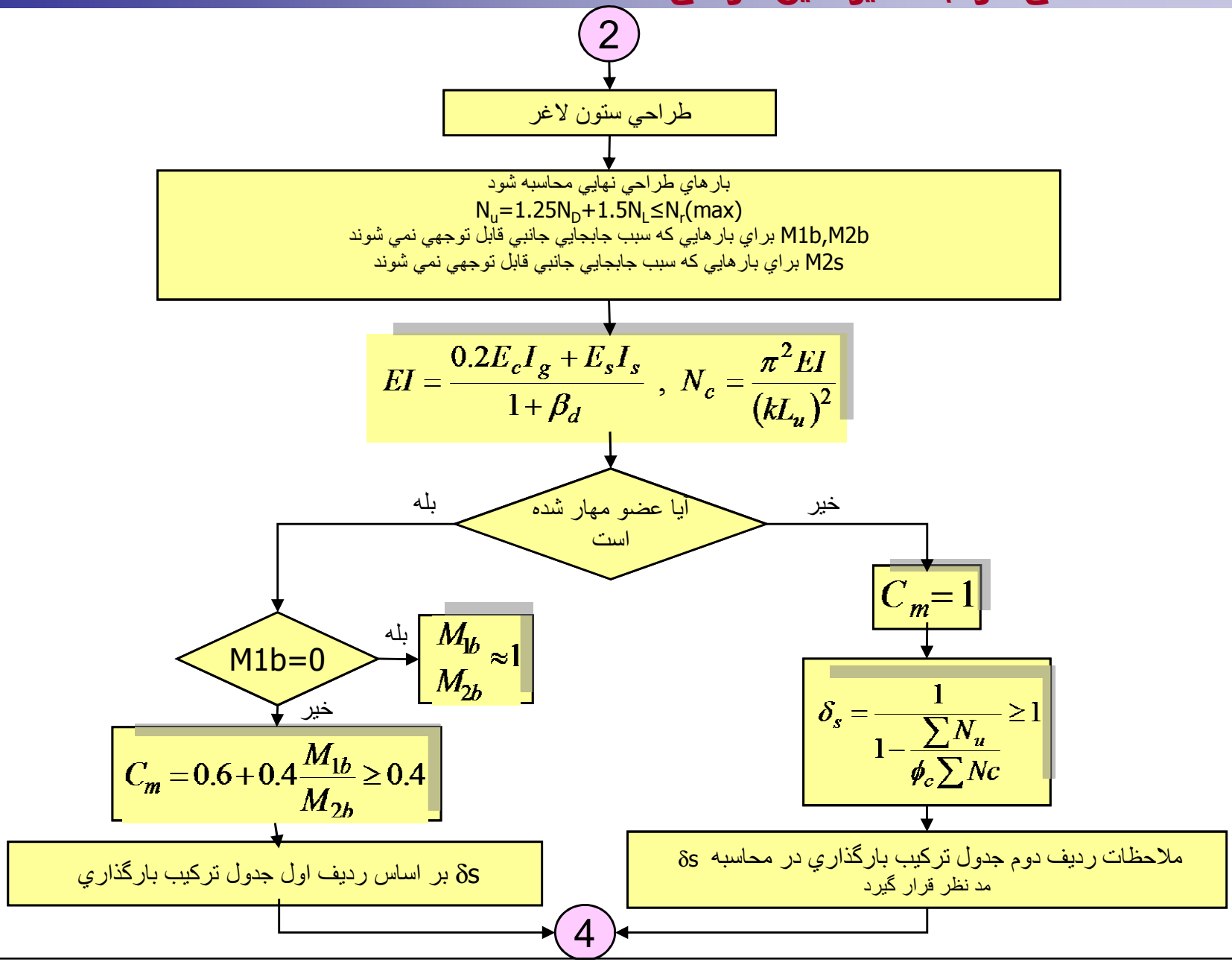
	بارهاي قائم	بارهاي قائم+جانبي
قاب مهار شده	$M_c = \delta_b M_{2b}$	$M_c = \delta_b M_{2b} + M_{2S}$ (1) $M_c = \delta_b M_{2b}$ (2)
قاب مهارنشده	$M_c = \delta_b M_{2b}$ (3) $M_c = \delta_s M_{2s}$ (4)	$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_S M_{2S}$ $M_c = M_{2b} + \delta_S M_{2S}$ (5)

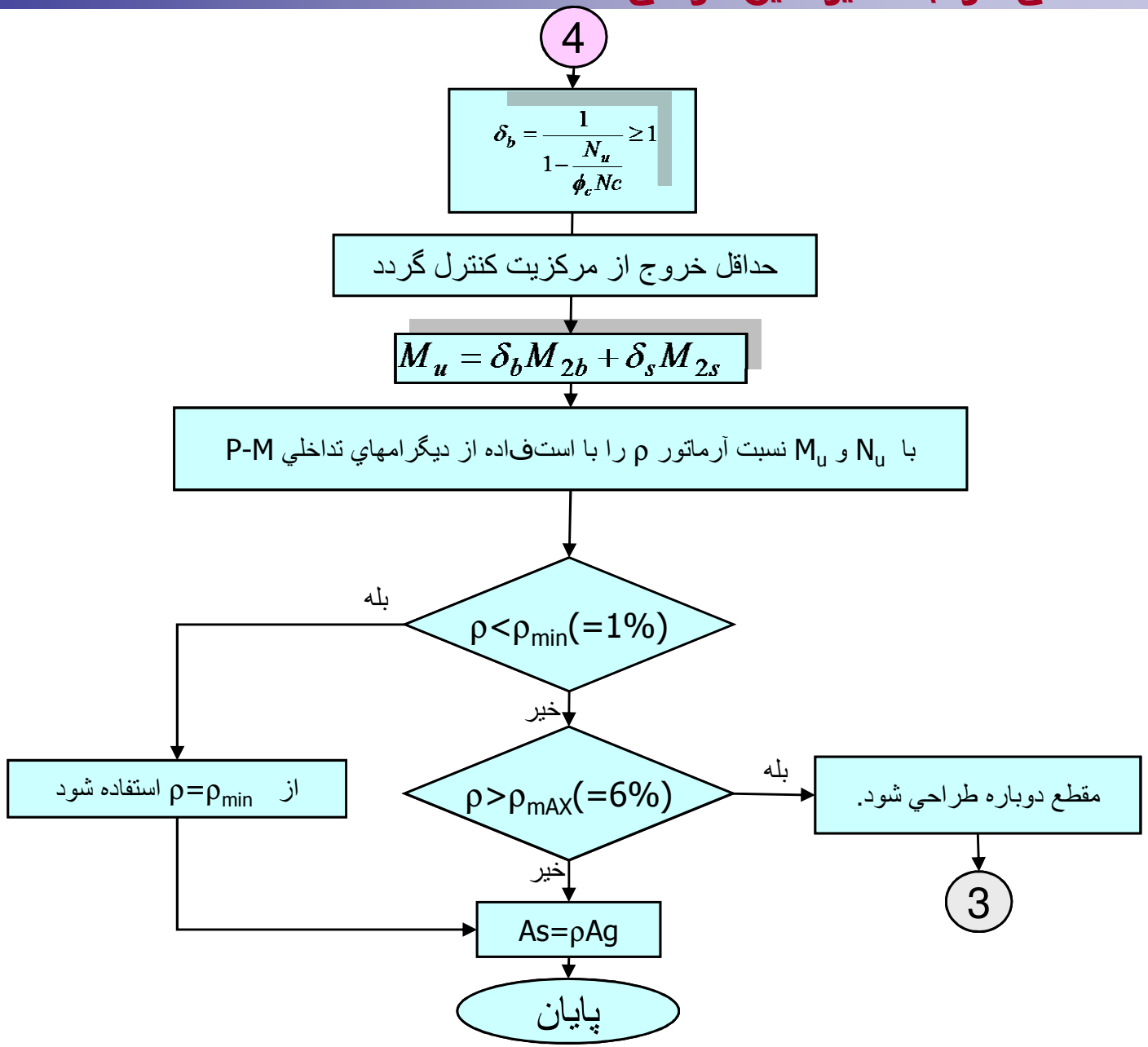
4-چنانچه بارگذاري قائم تغيير مكان جانبي زيادي ايجاد نمايد. (حداقل خروج از مركزيت بر M_{2s} اعمال مي گردد $M_{2s}=N_u\, e_{min}$).

5-بر اساس آبا $\delta_b=1$ فرض مي گردد. حداقل خروج از مركزيت بر M_{2s} اعمال مي گردد.


شروع
تخمین ابعاد مقطع bxh
3
محاسبه ضریب طول موثر k با
استفاده از منحنیهاي مربوطه
قاب مهار شده
بله
خیر
kLu/r<34-12M1b/M2b
بله
بر اساس ستون
کوتاه طراحي شود
kLu/r<22
بله
خیر
خیر
1
kLu/r>100
خیر
طراحي بر اساس
ستون لاغر
2
بله
ستون باید بر اساس یک تحلیل ضریب دینامیکي
تشدید طراحي گردد (تحلیل درجه 2)
پایان


1
طراحي ستون كوتاه
بارهاي طراحي نهايي محاسبه شده و براي خروج از مركزيت كنترل مي گردد
$Nu=1.25N_D+1.5N_L \le N_r(max)$
$Mu \ge Nu.e_{min}$
با N_u و M_u نسبت آرماتور ρ را با استفاده از دياگرامهاي تداخلي N-M
$\rho<\rho_{min}(=1\%)$
بله
خير
$\rho=\rho_{min}$ از
$\rho>\rho_{max}(=6\%)$
بله
ابعاد مقطع افزايش يافته و دو باره طراحي شود.
3
خير
$As=\rho Ag$
پايان


2
طراحي ستون لاغر
بارهاي طراحي نهايي محاسبه شود
$N_u=1.25N_D+1.5N_L \le N_r(max)$
براي بارهايي كه سبب جابجايي جانبي قابل توجهي نمي شوند M1b,M2b
براي بارهايي كه سبب جابجايي جانبي قابل توجهي نمي شوند M2s
$EI=\frac{0.2E_cI_g+E_sI_s}{1+\beta_d}$, $N_c=\frac{\pi^2EI}{(kL_u)^2}$
آيا عضو مهار شده است
بله
خير
M1b=0
بله
$\frac{M_{1b}}{M_{2b}} \approx 1$
خير
$C_m=0.6+0.4\frac{M_{1b}}{M_{2b}} \ge 0.4$
$C_m=1$
$\delta_s=\frac{1}{1-\frac{\sum N_u}{\phi_c \sum Nc}} \ge 1$
δs بر اساس رديف اول جدول تركيب بارگذاري
ملاحظات رديف دوم جدول تركيب بارگذاري در محاسبه δs مد نظر قرار گيرد
4


4
$\delta_b = \frac{1}{1-\frac{N_u}{\phi_c Nc}} \geq 1$
حداقل خروج از مرکزیت کنترل گردد
$M_u = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s}$
با N_u و M_u نسبت آرماتور ρ را با استفاده از دیگرامهاي تداخلي P-M
بله
$\rho<\rho_{min}(=1\%)$
خیر
از $\rho=\rho_{min}$ استفاده شود
$\rho>\rho_{mAX}(=6\%)$
بله
مقطع دوباره طراحي شود.
3
خیر
As=ρAg
پایان