



## بررسی مقاومت ستونهای لاغر ساخته شده از بتن با مقاومت بالا (HSC)

علی اکبر مقصودی، استادیار بخش عمران  
ناصر صفی یاری اسکندر، دانشجوی کارشناسی ارشد سازه  
بخش عمران دانشگاه شهید باهنر کرمان

### چکیده

در این مقاله رفتار ستونهای لاغر ساخته شده از بتن با مقاومت بالا تحت ترکیب نیروی محوری و خمش تک محوره مورد بررسی قرار گرفته است. برای محاسبه مقاومت ستون لاغر پس از فرض توزیع مناسب تنش در ناحیه فشاری بتن با مقاومت بالا از روش مبتنی بر آنالیز پایداری ستون استفاده شده است. در روش ارائه شده خیز وسط ستون تحت نیروی محوری خارج از مرکز محاسبه شده و از روی آن لنگر ثانویه موجود در مقطع بدست می آید. خیز ناشی از خزش در اثر بارهای دراز مدت و تاثیر ممانهای ثانویه در اثر تغییر مکان جانبی قاب مهار نشده بعنوان خروج از مرکزیت اضافی در ستون لاغر منظور شده است. بر اساس روش ارائه شده پیشنهاداتی برای طراحی ستونهای لاغر ساخته شده از بتن با مقاومت بالا ارائه شده است.

### مقدمه

با توجه به پیشرفت تکنولوژی بتن و استفاده روز افزون از سازه های بتن آرمه معیار نامگذاری بتن های با مقاومت بالا (*High-Strength Concrete*) با زمان تغییر کرده است. در دهه ۱۹۵۰ بتن با مقاومت مشخصه  $30\text{ Mpa}$  به عنوان بتن با مقاومت بالا (*HSC*) در نظر گرفته می شد حال آنکه در حال حاضر در اکثر کشورهای پیشرفته بتن هایی با مقاومت مشخصه تا حدود  $100\text{ Mpa}$  (بعنوان بتن با مقاومت بالا مورد استفاده قرار گرفته اند. در این مقاله مقدار مقاومت مشخصه حداقلی برابر با  $50\text{ Mpa}$  برای *HSC* در نظر گرفته شده است.

استفاده از *HSC* به طور عمده در اعضای فشاری سودمند بوده است و به همین خاطر کاربرد آن در ستونها و دیوارهای مقاوم ساختمانها در حال افزایش است. استفاده از *HSC* موجب کاهش در اندازه ابعاد ستونها شده و از لحاظ اقتصادی قابل توجه می باشد. باید توجه داشت که کاهش در اندازه ابعاد ستون میتواند منجر به لاغری ستون گردد. بنابراین با تمایلی که به استفاده از *HSC* در ساخت ستونها وجود دارد باید مساله لاغری این ستونها به طور منطقی بررسی گردد. در این مقاله رفتار ستونهای لاغر *HSC* در قاب مهار شده و مهار نشده تحت نیروی محوری با خروج از مرکزیت مورد مطالعه قرار گرفته است. روش ارائه شده مبتنی بر آنالیز پایداری و رابطه تنش - کرنش *HSC* می باشد.

### ویژگیهای HSC

با توجه به اینکه *HSC* دارای خصوصیات متفاوت با بتن معمولی می باشد ابتدا ویژگیهای *HSC* که در این مقاله مورد استفاده قرار خواهند گرفت تشریح می شود. لازم بذکر است که این ویژگیها بر اساس آزمایشات متعدد و گاه محدودی می باشد که بر روی

بتنهای با مقاومت بالا انجام گرفته است.

## مدول الاستیسیته HSC

آزمایشات مختلفی برای محاسبه مدول الاستیسیته HSC انجام گرفته است. نوع مصالح سنگی و میزان بارگذاری و... در مقدار مدول الاستیسیته بتن موثر می‌باشند [2]. از آنجا که رابطه زیر موافقت خوبی با نتایج حاصل از آزمایش دارد [5]، در این مقاله از این رابطه استفاده خواهد شد. ضمناً یادآور می‌گردد رابطه مذکور در مرجع [2] نیز توصیه شده است.

$$E_c = [3320\sqrt{f'_c} + 6900] (\rho / 2300)^{1.5} \quad (1)$$

$\rho$  وزن مخصوص بتن بر حسب  $kg/m^3$  و  $f'_c$  بر حسب  $Mpa$  می‌باشد.

## رابطه تنش - کرنش فشاری HSC

منحنی‌های تنش - کرنش برای بتن‌های با مقاومت مشخصه تا  $80\text{ Mpa}$  در شکل (۱) نشان داده شده است [2] برای بتن‌های با مقاومت بالا قسمت صعودی منحنی خطی‌تر بوده و شیب آن نیز زیاد می‌باشد، این در حالی است که شیب قسمت نزولی منحنی تنش - کرنش نیز زیاد می‌باشد. روابط مختلفی برای بیان رابطه تنش - کرنش HSC ارائه شده که رابطه زیر [3]، از اعتبار قابل توجهی برخوردار بوده و در این مقاله مورد استفاده قرار گرفته است.

$$\sigma_c = K_3 f'_c (\epsilon / \epsilon'_c)^{\frac{n}{n-1 + (\epsilon / \epsilon'_c)^{nk}}} \quad (2)$$

در رابطه فوق  $K_3$  ضریب کاهش مقاومت بتن به دلیل اختلاف بین مقاومت نمونه استوانه‌ای ( $f'_c$ ) و مقاومت ستون واقعی می‌باشد و از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$K_3 = 0.6 + (10/f'_c) \leq 0.85 \quad (3)$$

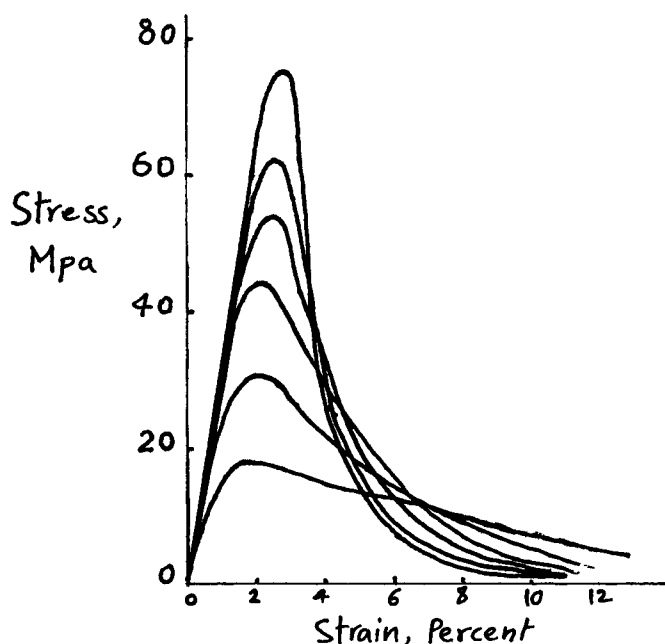
در رابطه (۲) داریم :

$$n = 0.8 + (f'_c / 17) \quad (4)$$

$$K = 0.67 + (f'_c / 62) \quad \text{اگر } \epsilon / \epsilon'_c > 1 \quad (5)$$

$$= 1 \quad \text{اگر } \epsilon / \epsilon'_c \leq 1$$

$$\epsilon'_c = (f'_c / E_c) \frac{n}{n-1} \quad (6)$$



شکل ۱- منحنی‌های تنش - کرنش فشاری بتن با مقاومت بالا [2]

## توزیع تنش فشاری HSC

توزیع تنش فشاری در مقطع ستون تحت خمش و فشار مستقیماً به شکل منحنی تنش - کرنش فشاری بتن بستگی دارد. بنابراین برای اعضای ساخته شده از HSC تغییراتی در توزیع تنش، مخصوصاً در بارهای نزدیک به بار نهایی وجود خواهد داشت. در طراحی‌های روزمره بر اساس حالت نهایی، از بلوک تنش مستطیلی معادل بجای توزیع تنش واقعی در مقطع استفاده می‌شود. برای HSC ارتفاع و عرض این بلوک تنش معادل متفاوت با بتن معمولی می‌باشد [6,2]. روابط مختلفی برای عرض  $(\alpha f'_c)$  و ارتفاع  $(\beta x)$  بلوک تنش مستطیل HSC ارائه شده است که از بین آنها مناسب‌ترین رابطه از لحاظ سازگاری با نتایج آزمایشگاهی [6] در این مقاله مورد استفاده قرار می‌گیرد. این مقادیر در مرجع [11] نیز توصیه شده است.

$$\alpha = 0.85 - 0.004(f'_c - 55) \quad 0.75 \leq \alpha \leq 0.85 \quad (7)$$

توجه گردد  $\alpha = 0.85$  وقتی که  $f'_c \leq 55 \text{ Mpa}$  و  $\alpha = 0.75$  وقتی که  $f'_c \geq 80 \text{ Mpa}$

$$\beta = 0.85 - 0.008(f'_c - 30) \quad 0.65 \leq \beta \leq 0.85 \quad (8)$$

لازم به ذکر است که در استاندارد کانادا [7] مقادیر مزبور عبارتند از:

$$\alpha = 0.85 - 0.0015 f'_c \geq 0.67$$

$$\beta = 0.97 - 0.0025 f'_c \geq 0.67$$

## کرنش فشاری نهایی HSC

کرنش فشاری نهایی ( $\epsilon_{cu}$ ) برای بتنهای با مقاومت بالا هم در آزمایش فشار تک محوره و هم در آزمایش تیر کمتر از بتنهای معمولی بدست آمده است [2]. بنظر می‌رسد مقدار  $\epsilon_{cu} = 0.003$  که توسط آئین نامه ACI و همچنین آئین نامه بتن ایران برای بتنهای کم مقاومت پیشنهاد شده است برای HSC نیز علیرغم اینکه دارای حاشیه اطمینان کمتری می‌باشد بکار برود. البته با توجه به اینکه ستونهای بتن معمولی دارای حداقل فولاد طولی و عرضی بسته می‌باشند در این صورت ستون عملاً به یک عضو محصور شده تبدیل می‌گردد و نوعی بار سه محوره و نه تک محوره بر آن اثر می‌گذارد. نتایج آزمایشگاهی بر روی ستونهای بتنی مسلح معمولی گویای کرنشهای نهایی حتی چند برابر بیشتر از مقدار  $0.003$  می‌باشند [10]. بنابراین برای ستونهای HSC نیز با توجه به اینکه از حداقل فولاد طولی و خاموت بسته استفاده می‌گردد میتوان از همان مقدار  $\epsilon_{cu} = 0.003$  استفاده کرد، این در حالیست که استاندارد کانادا [7] مقداری برابر با  $\epsilon_{cu} = 0.0035$  را برای HSC بکار گرفته است.

## آنالیز پایداری ستون لاغر

برای محاسبه ظرفیت نهایی ستون لاغر جدا شده از یک قاب می‌توان از روش آنالیز پایداری ستون دو سرمفصلی استاندارد استفاده کرد. این روش برای ستونهای لاغر مهار شده در مرجع [4] توضیح داده شده است و در اینجا به پیشنهادات مربوط به قابهای مهار نشده پرداخته می‌شود. بحث مزبور در مراجع [8] و [9] توسط نویسندگان این مقاله بطور کامل ارائه شده است.

شکل ۲- الف یک قاب ساده پرتال را نشان می‌دهد. در این قاب مهار نشده ممانهای ثانویه ستون لاغر نه تنها در اثر خیز جانبی در طول ستون بلکه بدلیل تغییر مکان نسبی دو انتهای ستون بوجود می‌آیند. این دو ممان ثانویه در شکل ۲- ج نشان داده شده‌اند. در قاب مهار نشده شکل ۲ انتهای بالایی ستون سمت راست به اندازه نهایی  $\Delta_2(L)$  تغییر مکان پیدا کرده است. در فاصله  $x$  از پایین ستون خیز جانبی برابر  $\Delta_1(x) + \Delta_2(x)$  می‌باشد و داریم:

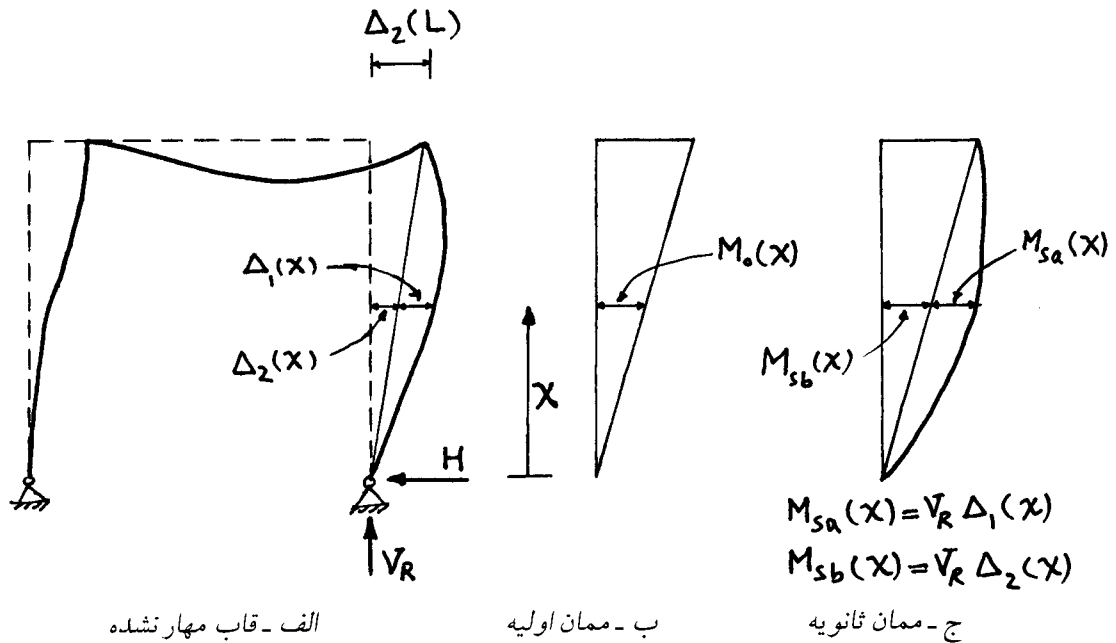
$$\Delta_2(x) = \Delta_2(L).x/L \quad (9)$$

$\Delta_1(x)$  تغییر شکل ستون بر اثر خارج شدن محور آن از امتداد مستقیم می‌باشد. بنابراین ممان ثانویه ایجاد شده در ستون

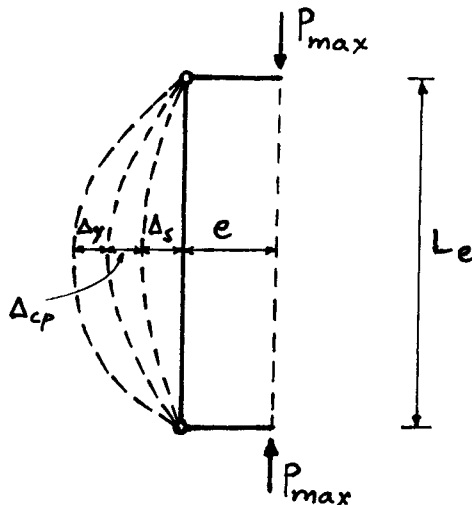
برابر است با

$$M_s(x) = V_R \Delta_1(x) + V_R \Delta_2(x) \quad (10)$$

مؤلفه اول لنگر ثانویه در قابهای مهار شده نیز وجود دارد ولی مؤلفه دوم آن فقط در قابهای مهار نشده بوجود می‌آید. با فرض اینکه وسط ستون مقطع بحرانی آن می‌باشد، می‌توان ستون مورد نظر را معادل ستونی با طول مؤثر  $L_e$  تحت نیروی محوری  $P$  با خروج از مرکز  $e$  مطابق شکل (۳) در نظر گرفت. در این شکل برای اعمال اثر ممان ثانویه ستون در اثر انتقال جانبی گرهها از خیز اضافی  $\Delta_s$  در وسط ستون استفاده شده است. سهم خیزناشی از خزش تحت بار ماندگار ( $P_s$  Sustained load) می‌باشد که بدین طریق سهمی از بار نهائی  $P_{max}$  است.  $\Delta_y$  خیز کوتاه مدت در لحظه شکست ستون می‌باشد.



شکل ۲- لنگر خمشی ثانویه در قاب مهار نشده



شکل ۳- ستون دو سرمفصلی استاندارد.

برای انجام آنالیز پایداری ستون باید روابط لنگر خمشی - نیروی محوری - انحنا برای مقطع ستون مشخص باشند. با فرض یک تابع ریاضی مناسب برای شکل خیز جانبی ستون بر حسب انحنای آن، روابط لنگر خمشی - نیروی محوری - انحنا روابط لنگر خمشی - خیز جانبی برای یک مقدار مشخص نیروی محوری تبدیل می‌شوند. این روابط اساس آنالیز پایداری ستون را تشکیل می‌دهند. در مرجع [۸] نحوه انجام محاسبات فوق به شکل گرافیکی تشریح شده است. روند محاسبات مربوط به آنالیز پایداری مقطع ستون روش تکرار بوده و به کمک کامپیوتر قابل اجرا می‌باشد.

زمانی که نیروی ستون به مقدار نهایی اش می‌رسد رابطه لنگر خمشی - انحنا را می‌توان با دو رفتار الاستیک - پلاستیک (وقتی که  $P_{\max} < \phi P_b$ ) و الاستیک - ترد (وقتی که  $P_{\max} \geq \phi P_b$ ) در نظر گرفت. یک تابع سینوسی برای خیز جانبی ستون در نظر می‌گیریم. (۱۱)

$v(x) = \Delta \sin(\pi x / L_e)$

$\Delta$  خیز در وسط ستون و  $L_e$  طول مؤثر ستون می‌باشد. انحنا با استفاده از رابطه زیر بیان می‌شود.

$$\kappa(x) = d^2v/dx^2 = \pi^2/L_e^2 \Delta \sin(\pi x/L_e) \quad (12)$$

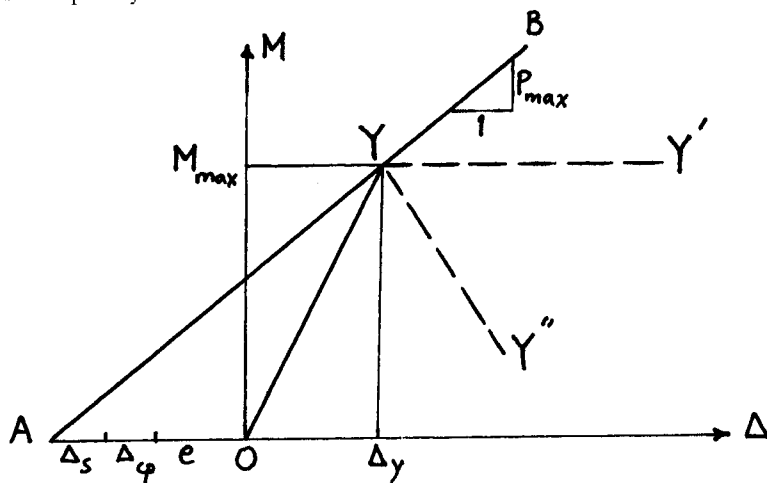
در وسط ستون که  $x = L_e/2$ ، انحنا برابر است با

$$\kappa = (\pi^2 / L_e^2) \Delta \quad (13)$$

برای یک ستون تحت نیروی محوری مشخص، ابتدا منحنی لنگر خمشی - انحنا با استفاده از رابطه (۱۳) به منحنی لنگر خمشی - خیز تبدیل می‌شود. وقتی که نیروی محوری برابر ظرفیت ستون ( $P_{\max}$ ) باشد منحنی ممان - خیز معادل  $OYY'$  (برای  $P_{\max} < \phi P_b$ ) یا  $OYY''$  (برای  $P_{\max} \geq \phi P_b$ ) خواهد بود. به شکل ۴ مراجعه شود.

فرض می‌شود شکست ستون زمانی فرا می‌رسد که خیز جانبی آن به  $\Delta_y$  (خیز تسلیم) برسد. زمانی حاکم است که فولادهای کششی به حد تسلیم برسند (حالت الاستیک - پلاستیک) و یا کرنش در دورترین تار فشاری بتن به مقدار حداکثر خود یعنی ۰/۰۰۳ برسد (حالت الاستیک - ترد). در شکل ۴ منحنی‌های  $OYY'$ ، روابط لنگر داخلی ستون را نشان می‌دهند. لنگر خارجی ستون که معادل  $P(e + \Delta)$  می‌باشد با یک خط مستقیم بر حسب  $\Delta$  قابل رسم است که شیب این خط برابر  $P$  می‌باشد. بیشترین مقدار  $P$  به شرطی که منحنی‌های لنگر داخلی و لنگر خارجی یکدیگر را قطع کنند یعنی تعادل برقرار باشد در شکل ۴ با شیب خط  $AYB$  نشان داده شده است. اگر نیروی محوری کوچکتر از  $P_{\max}$  باشد منحنی، لنگر داخلی را در دو نقطه قطع خواهد کرد. اولی که در آن  $\Delta < \Delta_y$  است حالت پایدار و دیگری حالت ناپایدار می‌باشد. بنابراین ظرفیت بار محوری ستون با استفاده از رابطه زیر قابل بیان است.

$$P_{\max} = M_{\max} / (L_e + \Delta_s + \Delta_{cp} + \Delta_y) \quad (14)$$



شکل ۴- آنالیز پایداری ساده شده

## خیز ناشی از خزش

برای تکمیل آنالیز پایداری باید روش مناسبی برای محاسبه  $\Delta_{cp}$  ارائه شود. محدود تحقیقات انجام شده جهت بررسی خزش برای HSC گویای ناچیز بودن خزش نسبت به بتن‌های معمولی است [2,5] و نیاز فوری نسبت به مطالعات مربوط به خزش در HSC ضروری است لیکن در اینجا از یک رابطه ساده که موافقت خوبی با نتایج حاصل از آزمایش بر روی بتن‌های معمولی دارد [4]، استفاده می‌شود. از آنجا که روابط ارائه شده بر حسب ضریب خزش می‌باشند و نتایج آزمایشگاهی بیانگر ضریب خزش HSC

کمتری نسبت به ضریب خزش بتن‌های معمولی می‌باشد لذا تا گزارش بیشتر نتایج تحقیقاتی می‌توان با اعمال ضریب خزش  $NSC$  در فرمولهای ارائه شده بحث مورد نظر را برای بتن‌های با مقاومت بالا ( $HSC$ ) تعمیم داد. مطابق این روش خیز کل ستون تحت بار نگهداری شده  $P_s$  با رابطه زیر بیان می‌شود.

$$\Delta_{tot} = e / [(P_c / P_s) - 1] \quad (15)$$

که در آن :

$$P_c = \pi^2 EI / L_e^2 \quad (16)$$

$$EI = \lambda E_c I_g / (1 + 0.8 \phi_{cc}) \quad (17)$$

$$\lambda = [0.6 + (e_b / 8e)] \leq 1.0 \quad (18)$$

در روابط فوق  $\phi_{cc}$  ضریب خزش و  $e_b$  مقدار خروج از مرکزیت بار در حالت شکست بالانس بوده و برابر  $M_b / P_b$  می‌باشد. توجه شود که  $e_b$  به شکل مقطع ستون بستگی دارد و با استفاده از روابط معمول محاسبه مقاومت مقطع بدست می‌آید. خیز کلی ستون مجموع خیز الاستیک و خیز ناشی از خزش می‌باشد. بنابراین برای محاسبه  $\Delta_{cp}$  باید خیز الاستیک محاسبه شده و از خیز کل کم شود.

$$\Delta_e = e / [(P_{co} / P_s) - 1] \quad (19)$$

$$P_{co} = \lambda \pi^2 E_c I_g / L_e^2 \quad (20)$$

$\Delta_e$  حالت خاصی از  $\Delta_{tot}$  است که در آن  $\phi_{cc}$  مساوی صفر می‌باشد. بنابراین

$$\Delta_{cp} = \Delta_{tot} - \Delta_e \quad (21)$$

از خیز ناشی از انقباض صرفنظر شده است و در صورتیکه خیز مورد نظر قابل توجه باشد باید محاسبه شده و به  $\Delta_{cp}$  اضافه شود.

## روند محاسبات

برای یک ستون جدا شده از قاب که به شکل دو سر مفصلی استاندارد در آمده باشد محاسبات طبق روال زیر انجام می‌پذیرد [4].

۱. مقدار مناسبی برای  $P_{max}$ ، در نظر گرفته می‌شود.

۲. اگر  $P_{max} \geq \phi P_b$ ، در آن صورت  $\phi P_n$  را مساوی  $P_{max}$  در نظر گرفته و مقدار  $\phi M_n (= M_{max})$  از روی محاسبات معمول مقاومت مقطع ستون بدست می‌آید. لازم بذکر است که در محاسبات مقاومت مقطع از بلوک تنش مستطیلی معادل مربوط به  $HSC$  استفاده می‌شود. این محاسبات عمق تار خنثی ( $d_n$ ) را بدست می‌دهد. در این حالت منحنی ممان - انحنا، الاستیک - ترد فرض می‌شود و برای انحنا داریم:  $K_y = 0.003 / d_n$

۳. اگر  $P_{max} < \phi P_b$ ، در آن صورت  $\phi P_y$  مساوی  $P_{max}$  در نظر گرفته می‌شود. مقدار نیروی محوری است که در آن کرنش در تار به فاصله  $d$  از وجه فشاری مقطع به مقدار  $\epsilon_y$  می‌رسد (فولادهای کششی به حد تسلیم می‌رسند). لنگر خمشی موجود مقطع ( $\phi M_y$ ) برابر  $M_{max}$  خواهد بود. مقدار  $\phi M_y$  با استفاده از فرض توزیع تنش طبق رابطه (۲) در منطقه فشاری بتن و معادلات تعادل مقطع بدست می‌آید. در این حالت منحنی ممان - انحنا، الاستیک - پلاستیک بوده و برای انحنا داریم:

$$K_y = \epsilon_y / (d - d_n)$$

۴. مقدار  $\Delta_y$  با استفاده از رابطه (۱۳) بدست می‌آید.

۵. برای مقدار مشخص  $P_s$ ، با استفاده از روابط (۱۵) و (۱۹) و (۲۱)،  $\Delta_{cp}$  محاسبه می‌شود.

۶. در صورتیکه قاب مهار نشده باشد مقدار  $\Delta_s$  از رابطه (۹) با توجه به معلوم بودن مقدار  $\Delta_2(L)$  از آنالیز اولیه سازه بدست می‌آید.  $\Delta_s$  معادل  $\Delta_2(x)$  در وسط ستون ( $x=L/2$ ) می‌باشد.

۷. برای مقادیر  $M_{max}$ ،  $\Delta_y$ ،  $\Delta_{cp}$  و  $\Delta_s$  مقدار  $P_{max}$  با استفاده از رابطه (۱۴) بدست می‌آید. مقدار اخیر  $P_{max}$  در گام اول

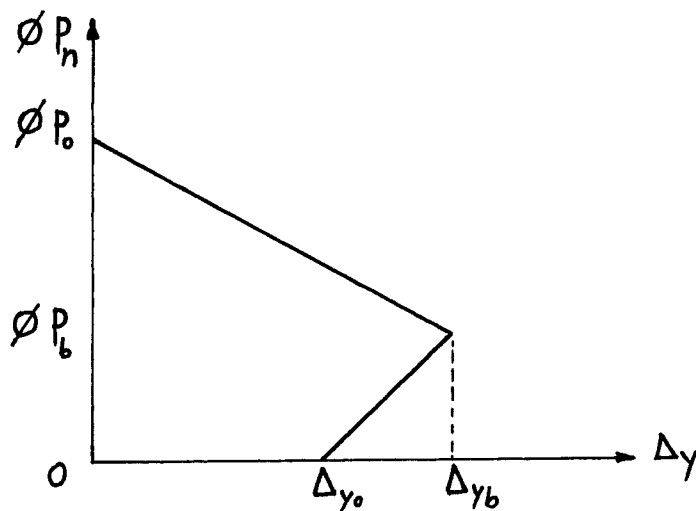
جاگذاری شده و مراحل (۲) تا (۷) تکرار می‌شوند تا جاییکه نتایج همگرا شوند. بدین ترتیب ظرفیت نیروی محوری ستون لاغر تحت خروج از مرکز مشخص  $e$  بدست می‌آید.

## ملاحظات طراحی

برای طراحی ستونهای لاغر HSC تحت نیروی محوری ضریبدار  $P_u$  با خروج از مرکزیت معادل  $e$ ، در رابطه (۱۴) نیروی محوری  $P_u$  بجای  $P_{max}$  جاگذاری می‌شود. بنابراین  $M_{max}$  همان لنگر تشدید یافته ( $M_c$ ) خواهد بود که باید مقطع برای ترکیب این ممان و نیروی محوری طراحی گردد. به عبارت دیگر رابطه (۱۴) را می‌توان به شکل زیر نوشت:

$$M_c = P_u(e + \Delta_s + \Delta_{cp} + \Delta_y) \quad (22)$$

در رابطه فوق  $\Delta_s$  با استفاده از رابطه (۹) در وسط ستون و  $\Delta_{cp}$  با استفاده از روابط (۱۵) و (۱۹) و (۲۱) بدست می‌آیند. با توجه به تجزیه و تحلیل هایی که بر روی نتایج آزمایشگاهی انجام گرفته، مشاهده شده است که رابطه  $\phi P_n$  با  $\Delta_y$  را می‌توان با دو خط مستقیم نشان داد [4]. این دو خط مستقیم که در شکل ۵ نشان داده شده است عبارتند از: خط بین دو نقطه  $(\phi P_n = \phi P_o, \Delta_y = 0)$  و  $(\phi P_n = \phi P_b, \Delta_y = \Delta_{yb})$  و خط بین دو نقطه  $(\phi P_n = \phi P_b, \Delta_y = \Delta_{yb})$  و  $(\phi P_n = 0, \Delta_y = \Delta_{yo})$ .



شکل ۵- رابطه نیروی محوری و خیز جانبی

$P_o$  ظرفیت نیروی محوری محض ستون،  $\Delta_{yb}$  خیز ستون در حالت شکست بالانس و  $\Delta_{yo}$  خیز ستون در حالت خمش خالص وقتی که آرماتورهای کششی شروع به تسلیم می‌نمایند می‌باشد.

در شرایط شکست بالانس انحنا برابر است با  $\kappa_y = (0.003 + \epsilon_y) / d$  با استفاده از رابطه (۱۳)، بدست می‌آید:

$$\Delta_{yb} = (0.003 + \epsilon_y) L_e^2 / \pi^2 d \quad (23)$$

برای مقاطع مستطیل شکل در خمش خالص زمانی که فولادهای کششی به حد تسلیم می‌رسند توزیع تنش در منطقه فشاری بتن را می‌توان خطی در نظر گرفت [4]. با فرض فاصله بین برآیند نیروهای فشاری بتن و نیروی کششی فولادها برابر با  $0.1875d$ ، با استفاده از تئوری الاستیک خطی می‌توان عمق محور خنثی را برابر  $0.375d$  بدست آورد. بنابراین برای انحنا داریم:

$$\kappa_y = \epsilon_y / (d - 0.375 d) \quad \text{و بنابراین با استفاده از رابطه (۱۳)، بدست می‌آید:}$$

$$\Delta_{yo} = 1.6 \epsilon_y L_e^2 / \pi^2 d \quad (24)$$

اگر رابطه بین  $\phi P_n$  و  $\Delta_y$  را به صورت دو خط مستقیم گفته شده فرض کنیم و بجای عبارت  $P_u$  بگذاریم برای محاسبه  $\Delta_y$  عبارات زیر بدست می‌آیند.

$$P_u \geq \phi P_b :$$

$$\Delta_y = \Delta_{yb} (\phi P_0 - P_u) / (\phi P_0 - \phi P_b) \quad (25)$$

برای  $P_u \leq \phi P_b$ :

$$\Delta_y = \Delta_{yo} + (\Delta_{yb} - \Delta_{yo}) (P_u / \phi P_b) \quad (26)$$

با توجه به مطالب گفته شده برای طراحی ستونهای لاغر HSC می توان روند زیر را دنبال کرد.

۱- مقطع فرضی برای ستون در نظر گرفته می شود. طول موثر ستون ( $L_e$ ) با استفاده از بند 10-11-12 آئین نامه ACI [1] بدست می آید.

۲- خروج از مرکزیت  $e$  برای ستون مورد نظر با استفاده از رابطه زیر بدست می آید.

$$e = C_m (M_{2b} / P_u) \quad (27)$$

که  $C_m$  در آئین نامه ACI [1] با معادله (۱۰-۱۲) داده شده است و با توجه به اینکه قاب مهار نشده است مقدار  $C_m$  برابر با ۱ منظور می شود.  $M_{2b}$  مقدار بزرگترین ممان انتهائی ستون می باشد.

۳- مقادیر  $\Delta_s$  و  $\Delta_{cp}$  با استفاده از روابط ذکر شده و مقدار  $\Delta_y$  با استفاده از روابط (۲۵) یا (۲۶) بدست می آیند. برای این مقادیر  $e$ ،  $\Delta_s$ ،  $\Delta_{cp}$ ،  $\Delta_y$  و مقدار مشخص  $P_u$  با استفاده از رابطه (۲۲) مقدار  $M_c$  بدست می آید. حال کنترل می شود که آیا مقطع مورد نظر برای تحمل ترکیب نیروی محوری  $P_u$  و لنگر خمشی تشدید یافته  $M_c$  کافی است یا نه. در صورتیکه مقطع کافی نباشد آنرا تغییر داده و محاسبات تکرار می شود.

## نتیجه گیری

در این مقاله ابتدا با توجه به نتایج موجود آزمایشگاهی خصوصیات مربوط به بتن های با مقاومت بالا از قبیل مدول الاستیسیته، رابطه تنش - کرنش، بلوک تنش مستطیلی معادل و کرنش نهایی مورد بررسی قرار گرفته و بنا به دلایل ارائه شده انتخابی مناسب برای هر یک از آنها صورت گرفت. سپس برای محاسبه ظرفیت نیروی محوری ستون لاغر HSC جدا شده از قاب از روشی براساس آنالیز پایداری ستون دو سر مفصلی استاندارد استفاده شد. خیز ناشی از خزش بتن و اثر انتقال جانبی نسبی دو انتهای ستون به عنوان خروج از مرکزیت اضافی در نظر گرفته شد. بر اساس روش ارائه شده پیشنهاداتی برای طراحی ستونهای لاغر ارائه شد. بنظر می رسد این پیشنهادات طراحی نسبت به روابط پیشنهادی آئین نامه ACI منطقی تر بوده و همچنین برای استفاده در محاسبات روزمره ساده باشند.



## مراجع

1. ACI Committee 318-1995 " Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-95)", American Concrete Institute, Detroit.
2. ACI 363, "State of the art report on high - strength concrete" ACI Journal, Proceedings, V.81, No.4, pp. 364-411, (1984).
3. Collins, M.P., Mitchel, D., and Mc Gregore, J. G., "Structural design considerations for high - strength concrete" Concrete International : Design and Construction, V.15, No.5, pp. 27-34, (1993)
4. Rangan, B.V., " Strength of reinforced concrete slender columns", ACI Structural Journal, V.87, No.1, pp. 32-38, (1990)
5. Carrasquillo, R.L., Nilson, A.H., and Slate, F.O., " Properties of high - strength concrete subject to short - term loads", ACI Journal, Proceedings, V. 78 , No. 3 , pp. 171-178, (1981)
6. Attard, M.M., and Stewart, M.G. "A two parameter stress block for high - strength concrete", ACI Structural Journal, V. 95, No.3, pp. 305-317, (1998)
7. CSA94 , CSA Technical Committee, "Design of concrete structures for buildings", CAN3- A23.3- M94, Canadian Standard Association, Rexdale , Toronto , (1994)
۸. صفی یاری اسکندر، ناصر " بررسی رفتار ستونهای کوتاه و لاغر ساخته شده از بتن با مقاومت بالا"، پایان نامه کارشناسی ارشد، در دست تهیه
۹. صفی یاری اسکندر، ناصر و مقصودی، علی اکبر، "بررسی مقاومت ستونهای لاغر بتن آرمه با بتن معمولی (NSC)" مقاله آماده چاپ در کنفرانس بین المللی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، (۱۳۷۹).
۱۰. مقصودی، علی اکبر، "شکل پذیری سازه های بتن آرمه ویژه مناطق زلزله خیز"، انتشارات دانشگاه شهید باهنر کرمان ، (۱۳۷۵).
11. Standards Association of New Zealand , "Concrete Structures NZS 3101 -Part 1 : Design " , (1995)