بنام خدا

مهندس اردشیر دیلمی
سازمان نظام مهندسی فارس

بتن با مقاومت بالا (HSC) در سازه های شهری

مقدمه: از اوایل قرن نوزدهم که برای نخستین بار سیمان پرتلند تولید شد تا زمان حاضر در زمینه تکنولوژی تولید واجرای بتن پیشرفت های چشمگیری حاصل شده است.تولید بتن های ویژه واستفاده عملی گسترده از آنها را می توان یکی از این دستاوردها دانست.در میان بتن های ویژه, بتن با مقاومت بالا (HSC) وبتن با عملکرد بالا (HPC) دارای اهمیت بسیار زیادی می باشند. هر چند استفاده از بتن با مقاومت بالا در سازه های بتن آرمه از نیمه دوم قرن بیستم شروع شد, ولی رشد شتابان کاربرد عملی آن به حدود سی وپنج سال پیش باز می گردد. استفاده از این نوع بتن در اعضایی که تنش های فشاری بالای ناشی از بار یا پیش تنیدگی را تحمل می نمایند با موفقیت همراه بوده است. ستون ها, سازه های پوسته ای, شاه تیرخرپاها, پل های پیش تنیده دارای دهانه های زیاد ومقاطع لوله ای را می توان از جمله این موارد دانست.

الف- مزیت های استفاده از بتن با مقاومت بالا

استفاده از بتن با مقاومت بالا بجای بتن معمولی بهره های فنی- اقتصادی زیادی به همراه دارد که مهمترین آنها را می توان به شرح زیر برشمرد:

- افزایش مقاومت وسختی که می تواند باعث کاهش تغییر مکانهای افقی ناخواسته شود.
- بهینه سازی فضای مفید از طریق کاهش ابعاد هندسی اعضای سازه ای
- بالا بردن سرعت اجرا با استفاده همزمان از کاهش حجم عملیات وکوتاه کردن زمان قالب برداری
- کاهش طول مهاری و وصله میلگردها
- کم کردن تغییر طول محوری اعضای فشاری که در سازه های بلند مرتبه اهمیتی ویژه دارد.
- کاهش وزن مرده ساختمان
- بهبود خواص مکانیکی, پایایی, آب بندی وکاهش نفوذ پذیری بتن در برابر سرایت عوامل شیمیایی یا جوی مضر
- امکانپذیر نمودن استفاده از رده های گوناگون بتن متناسب با مقاومت مورد نیاز در ستون های طبقات مختلف ساختمان های بلند مرتبه که این موضوع ثابت ماندن مقطع ستون وابعاد قالب را به همراه دارد.

با وجود امتیازات پیش گفته, نگرانی از ضعف خاصیت شکل پذیری بتن با مقاومت بالا, استفاده عملی گسترده از آن را بویژه برای سازه های واقع در مناطق دارای خطر لرزه خیزی بالا با چالش هایی جدی روبرو ساخته است.

ب- تعریف بتن با مقاومت بالا:

واقعیت آن است که نمی توان تعریف مشخص وثابتی از « بتن با مقاومت بالا» ارائه کرد.مرز بین بتن معمولی (NSC) و بتن با مقاومت بالا(HSC) در طول زمان وپهنه مکان همیشه در حال تغییر است. در دهه ۱۹۵۰ بتن با مقاومت فشاری حدود ۳۵MPa بتن پرمقاومت درنظرگرفته می شد.در دهه ۱۹۶۰ در کشورهای پیشرفته این رقم به 60 MPa افزایش یافت وهم اکنون در کشورهای مختلف دنیا حد پائینی مقاومت این نوع بتن بین ۵۰ تا ۷۰MPa تعریف می شود.کمیته ۴۴۱ مشترک ACI-ASCE حد پایینی HSC را ۷۰ MPa تعیین کرده است.

در ارتباط با حد بالایی مقاومت این نوع بتن ها از دیدگاه نظری وتکنولوژی ساخت هیچ محدودیتی وجود ندارد. امروزه با استفاده از فن آوری های نوین ودر فعالیت های پژوهشی آزمایشگاهی بتن هایی با مقاومت فشاری نزدیک به MPa ۳۰۰ نیز ساخته شده است. دانشجویان کشور خودمان نیز در مسابقاتی که توسط A.C.I برگزار شده با ساخت نمونه بتن های دارای مقاومت فشاری نزدیک به این مقادیر موفق به کسب جایگاه های ممتازی شده اند, ولی در مورد استفاده گسترده عملی از چنین مقاومت هایی حداقل تا نیمه نخست قرن بیست ویکم تردیدهای جدی وجود دارد. مهمترین عوامل محدود کننده حدبالایی مقاومت این نوع بتن در آیین نامه هاموارد زیر است:

۱- با در نظر گرفتن این موضوع که بیشتر روابط وضوابط آیین نامه های کنونی بتن بر مبنای تحقیقات و تجربیات حاصل ازبتن های دارای مقاومت زیر MPa ۴۰ تدوین شده اند, هرچه مقاومت بتن ها بالاتر رود تردید در مورد امکانپذیری تئوریک استفاده از روابط وضوابط پیش گفته در مورد آنها افزایش می یابد. به عنوان نمونه در صورتی که همان روابط طراحی بتن های معمولی را به مکانیزم های ترد شکن بتن های با مقاومت بالا, نظیر گسیختگی های برشی نیز تعمیم دهیم طرح حاصل فاقد حاشیه امنیت سازه ای کافی خواهد بود.

۲- با افزایش مقاومت بتن ها , مشکلات عملی تامین شکل پذیری مطلوب سازه هایی که با آنها ساخته می شوند بیشتر می شود.

۳- هرچند افزایش مقاومت فشاری بتن باعث بالاتر رفتن مقاومت کششی آن نیز می شود, ولی این مقاومت فزونی یافته نیز نمی تواند جایگزینی مطمئن برای میلگرد یا دیگر تسلیح کننده های بتن شود, بویژه اگر این موضوع را در نظر بگیریم که نسبت مقاومت کششی به فشاری بتن های با مقاومت بالا در مقایسه با بتن های معمولی تا حدود پنجاه در صد کاهش می یابد.

۴- با افزایش مقاومت فشاری مشخصه بتن, معمولاً میزان انحراف معیار مقاومت نمونه ها نیز بیشتر می شود واین موضوع فاصله مقاومت فشاری متوسط لازم برای تهیه طرح اختلاط کارگاهی با مقاومت مشخصه طراحی را افزایش خواهد داد.

با توجه به مطالب پیش گفته درشرایط کنونی می توان بتن های دارای مقاومت فشاری بتن ۵۰ تا MPa۱۲۰را به عنوان بتن با مقاومت بالا تعریف کرد.

البته برخی پژوهشگران در مقالات خود از بتن های تا حد مقاومتMPa۱۰۰به عنوان HSC نام برده اند, ضمن آنکه بتن های دارای مقاومت بیش از آن را به عنوان « بتن با مقاومت بسیار بالا» (UHSC) نام گذاری کرده اند.

از دیگر موارد استفاده عملی این نوع بتن می توان از « بتن سبک با مقاومت بالا» (HSLAC) نام برد که بویژه در دال ها به صورت موثر مورد استفاده قرار گرفته است.

ج- محدودیت های آیین نامه ای استفاده از بتن با مقاومت بالا

همانگونه که پیشتر نیز گفته شد بیشتر روابط وضوابط موجود در ایین نامه های فعلی بتن برمبنای تحقیقات وتجربیات حاصل از بتن های معمولی که مقاومت آنها کمتر ازMPa ۴۰ بوده تدوین شده اند. این موضوع به همراه کاهش خاصیت شکل پذیری بتن های دارای مقاومت بالا باعث شده که بسیاری از ایین نامه های معتبر دنیا حد بالایی مقاومت بتن را به مقادیر مشخصی محدود نمایند.

در جدول شماره (۱) ضوابط چند آیین نامه معتبر در مورد حداکثر مقاومت فشاری مجاز بتن وابعاد و نوع نمونه های آزمایشگاهی مبنای تعیین مقاومت های مربوطه ذکر شده است.

جدول شماره (۱) حدبالایی مقاومت فشاری مشخصه مجاز بتن وابعاد نمونه های استاندارد آزمایشگاهی

کشور/منطقه	آیین نامه	تاریخ	حداکثر مقاومت فشاری مقرریامشخصه بتن MPa	ابعادنمونه,استاندارد آزمایشگاهی(میلیمتر)	ملاحظات
اروپا	CEB-FIPMC-90	1993	80	استوانه ۳۰۰*۱۵۰ مکعب ۲۰۰*۲۰۰	
اروپا	EC-2-02	2002	90	استوانه ۳۰۰*۱۵۰ مکعب ۲۰۰*۲۰۰	
کانادا	CSA A23.3-94	1994	80 برای قابهای معمولی و55 برای طراحی لرزه ای قابهای شکل پذیر	استوانه ۳۰۰*۱۵۰ استوانه ۲۰۰*۱۰۰	
آمریکا	ACI318-02 ACI318-05	2002	بدون محدودیت	استوانه ۳۰۴*۱۵۲	در برخی روابط, نظیرمحاسبه طول مهاری ومقاومت برشی محدودیت هایی برای حداکثر مقاومت بتن منظور شده است.
ایران	آبا	۱۳۸۲	بدون محدودیت (باتوجه به بند ۶-۴-۲)	استوانه ۳۰۰*۱۵۰ طبق (بند ۶-۱-۳)	طول گیرایی نهایی میلگرد درفشار (۱۸-۲-۳-۲)
نیوزیلند	NZS3101-95	1995	100 برای قابهای معمولی و70 برای طراحی لرزه ای قابهای شکل پذیر	استوانه ۳۰۴*۱۵۲	
استرالیا	AS3600		60		بتن های تا حد مقاومت 90MPa اجرا شده اند.

د- روش های تولید HSC:

روش های تولید بتن با مقاومت بالا نیز در طول زمان با تغییراتی همراه بوده است. دردهه ۱۹۵۰ در چین بتن HSC با استفاده از سیمان های اعلا که مقاومت های فشاری بسیار بالایی داشتند تولید می شد. با توجه به تولید محدود واندک سیمان های اعلا این روش جوابگوی نیازهای مربوطه نبود وتولید بتن با سیمان های معمولی خیلی سریع جایگزین آن گشت. پایه نظری تولید HSC با استفاده از سیمان های معمولی بر کاربرد عملی رابطه شناخته شده مقاومت ونسبت آب به سیمان ($\frac{W}{C}$) قرار دارد.

در سال ۱۸۹۲, فرت فرانسوی برای نخستین باررابطه بین مقاومت ومواد غیرجامد تشکیل دهنده بتن را به صورت زیر تعریف نمود.

$$f'_c = kc^2/(C+W+A)^2 \qquad (۱)$$

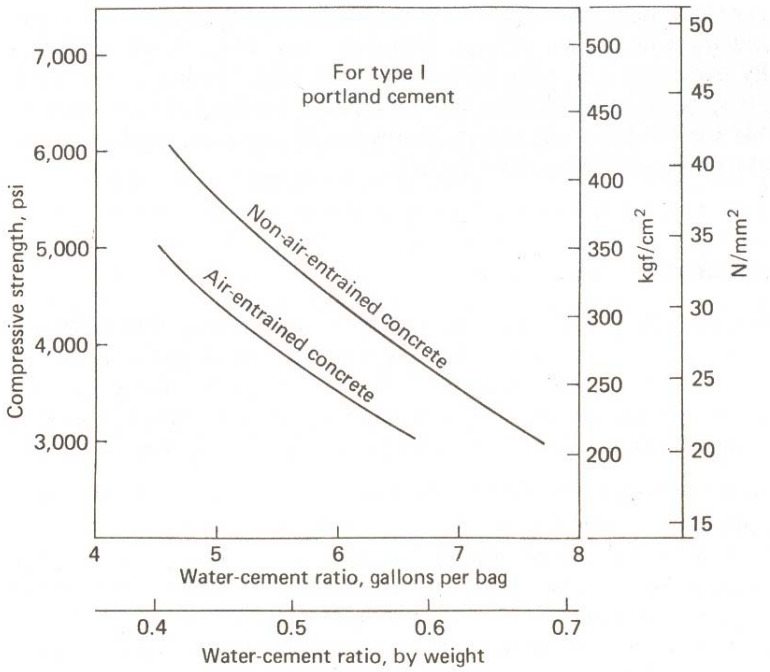
در رابطه پیش گفته A,W,C به ترتیب بیانگر حجم سیمان, آب وهوای محبوس داخل بتن می باشند. رابطه مذکور در کاربرد عملی طرح اختلاط توسط نویل وبرخی پژوهشگران دیگر به صورت زیر پیشنهاد شده است.

$$f'_c = k[1+W/C]^2 \qquad (۲)$$

رابطه دیگری نیز در سال ۱۹۲۴ توسط آبرام در ایالات متحده ارائه گردید که فرم کلی آن به صورت زیر است.

$$f'c = \frac{A}{B^{w/c}} \qquad (۳)$$

در این رابطه $\frac{W}{C}$ به صورت حجمی بیان می گردد وA,B ضرایبی هستند که به شرایط خاص, نظیر نوع سیمان, روش عمل آوری وسن اندازه گیری مقاومت نسبت داده می شوند. روابط پیش گفته و نیز تصویر شماره یک نقش تعیین کننده نسبت آب به سیمان را بر مقاومت بتن به خوبی نشان می دهد.



شکل شماره (۱):رابطه مقاومت فشاری بتن با:w/c

برای آنکه بتوان از روابط پیش گفته برای تولید HSC استفاده نمود باید نخست به دو پرسش اساسی زیر پاسخ داد:

۱- نسبت $\frac{W}{C}$ چگونه وتوسط چه مکانیزم هایی بر مقاومت بتن تاثیر می گذارد؟

۲- با توجه به مقدار آب مورد نیاز جهت تکمیل واکنش های ضروری هیدراسیون سیمان, کاهش آن تا چه میزان امکانپذیر است؟

در پاسخ به نخستین پرسش, بسیاری از پژوهشگران کاهش مقاومت بتن در اثر افزایش $\frac{W}{C}$ رابه ایجاد حفره هایی در خمیر سیمان نسبت می دهند که در اثر تبخیر بخشی از آب ایجاد می شود, به همین دلیل آنها واژه « نسبت آب به سیمان» را مترادف با « نسبت فضای خالی به فضای اشغال شده توسط سیمان » می دانند و آنها را به صورت یکسان استفاده می کنند.پژوهشگران دیگری کاهش پیوستگی وچسبندگی درونی خمیر سیمان هیدارته دراثر افزایش $\frac{W}{C}$ را علت اصلی کم شدن مقاومت بتن می دانندکه در حقیقت مکانیزم جامع تری می باشد.در ارتباط با بهینه یابی نسبت آب به سیمان نیز مطالعات بسیار گسترده ای انجام شده است همانگونه که می دانیم مقدار آب مورد نیاز برای ترکیب کامل با یک گرم C_3S یا C_2S که مجموعاً حدود ۷۵ درصد سیمان را تشکیل می دهند نزدیک به ۰/۲۲گرم است, اما حجم ترکیبات حاصل از هیدراسیون سیمان بیش از مجموع

حجم آب وسیمانی است که در واکنش شیمیایی مشارکت داشته اند. به عنوان نمونه خمیر سیمان هیدراته حاوی حدود سی درصد خلل وفرج بسیار ریز می باشد که به آنها حفره های ژلاتینی گفته می شود وتوسط آب پر می شوند. از این موضوع نتیجه گیری می شود که در ترکیبی با نسبت آب به سیمان 0.22 واکنش های هیدراسیون به صورت کامل انجام نمی شود. نویل معتقد است که در غیاب افزودنی های کاهش دهنده آب برای آنکه عمل هیدراسیون کامل شود رعایت نسبت آب به سیمانی حدود ۰/۴۲ ضروری می باشد. البته تامین شرایط کارایی مطلوب بتن استفاده از نسبت های آب به سیمان بالاتری را ضروری می سازد. نویل با تقسیم آب اضافه شونده به بتن به دو بخش W_h (آب لازم جهت هیدراسیون کامل) و W_P (آب اضافی تامین کننده کارآیی لازم) ومنظور نمودن $\frac{W_h}{C} = 0.42$ رابطه (۲) را به صورت زیر نیز باز تعریف نموده است.

$$f'c = k'/(0.74+W_p/c)^2 \qquad (۴)$$

این رابطه ارتباط بین مقاومت ومیزان تخلخل موجود در خمیر سیمان هیدراته را مشخص می نماید.
با این مقدمه پارامترهای موثر برای تولید بتن با مقاومت بالا را می توان به شرح زیر بر شمرد:

د-۱- **نقش نوع سیمان:** تحقیقات انجام شده در این مورد بیانگر آن است که در بیشتر موارد سیمان پرتلند معمولی (تیپ یک) امکان دستیابی به مقاومت مورد نظر را تامین می نماید. البته با توجه به عیار بالای سیمان HSC, استفاده از سیمان نوع II با حرارت هیدراسیون کم می تواند باعث کاهش ترک های ناشی از حرارت توسعه یافته در اثر هیدراسیون سیمان شود, ولی برای آنکه مقاومت مورد نظر حاصل شود,در صورت استفاده از سیمان نوع II سطح مخصوص آن نباید از $320\ m^2/kg$ کمتر باشد.

د-۲- نقش سنگدانه ها: کیفیت, دانه بندی وبزرگترین اندازه ذرات سنگدانه تاثیر عمده ای برمقاومت HSC دارد. دربتن های معمولی **مقاومت** سنگدانه ها تاثیر زیادی برمقاومت کلی بتن ندارد, زیرا این مشخصه عمدتاً توسط مقاومت خمیر سیمان هیدراته کنترل می گردد وهمین موضوع نیز علت اساسی نقش بارز $\frac{W}{C}$ برمقاومت فشاری NSC می باشد. در بتن های HSC موضوع کاملاً متفاوت است.

در این نوع بتن ها چسبندگی واتصال بین سنگدانه ها وخمیر سیمان تا بدان حدقوی است که این موضوع انتقال تنش های قابل ملاحظه ای را درسطح تماس آنها امکانپذیر می نماید. به علاوه مقاومت خمیر سیمان بسیار بالا وحتی در مواردی ممکن است بیش از مقاومت سنگدانه ها باشد.

با توجه به موارد پیش گفته مشخص می شود که مشخصات سنگدانه ها وبویژه شن مصرفی نقش بارزی در تامین مقاومت HSC دارد.مطالعات انجام شده در مورد تاثیر اندازه شن نشان دهنده آن است که بزرگترین اندازه قطر شن بین ۱۰ تا ۱۲ میلیمتر بهترین نتیجه را برای تولید HSC به همراه دارد.

در ارتباط با ماسه مصرفی نیز عمده توجه پیرامون نقش آن بر مقدار آب لازم برای ساخت HSC متمرکز می باشد.بیشتر تحقیقات انجام شده در این مورد استفاده از ماسه دارای مدول نرمی نزدیک به ۳ را مناسب ترین سنگدانه ریزدانه برای تولید HSC می دانند.

د-۳- نقش مواد افزودنی:

امروزه استفاده از افزودنی ها جهت تامین بهتر مشخصات مورد نظر بتن بسیار فراگیر شده است. از بین مواد افزودنی, مواد کاهش دهنده آب, روان کننده وبویژه فوق روان کننده ها بیش از دیگران در HSC کاربرد دارند. مصرف این مواد در آلمان وژاپن از اواخر دهده ۱۹۶۰, در اروپا از سال ۱۹۷۲ ودر ایالات متحده بین سالهای ۱۹۷۴ تا ۱۹۸۱ رایج شد. نخستین رده افزودنی های کاهش دهنده آب که در ضمن خاصیت دیرگیر کنندگی نیز دارند لیگنو سولفات ها می باشند. استفاده از آنها حجم هوای داخل بتن را به میزان تقریبی ۲ تا ۶ درصد افزایش ومیزان آب مورد نیاز را بین پنج تا ده درصد کاهش می دهد.مقاومت نهایی بتن هایی که با این افزودنی ساخته می شوند بین ده تا بیست درصد بالاتر از بتن مشابه بدون افزودنی می باشد. بیشتر فوق روان کننده هایی که فعلاً در بازار موجود می باشند و در بتن سازی مورد استفاده قرار می گیرند ترکیبات نفتالین وملامین سولفونه شده می باشند. تولید کنندگان این محصولات معتقدند که با استفاده صحیح از آنها می توان میزان آب بتن را تا حدود بیست درصد کاهش داد.

نسل سوم فوق روان کننده هاکه بویژه برای بتن های خودتراکم (.SELF COMPACTING CONC) کاربرد وسیعی دارد بیشتر بر پایه پلی کربکسیلاتهای اصلاح شده قرار دارند. تولید کنندگان این مواد اظهار می نمایند که با مصرف آنها میزان آب بتن را حتی می توان تا حدود سی درصد کاهش داد.

واقعیت آن است که استفاده از فوق روان کننده ها به عنوان یکی از مواد ضروری برای تولید HSC روز به روز گسترده تر می شود.البته استفاده از این مواد باید با شناخت کامل کلیه تاثیرات آنها همراه باشد.سازگاری عملکردی فوق روان کننده با نوع سیمان مصرف شده یکی از این ملاحظات است.موضوع دیگری که باید مورد توجه قرار گیرد آن است که هر چند فوق روان کننده می تواند اسلامپ بتن را برای ۵ تا ده دقیقه پس از افزایش به میزان قابل توجهی بالا برد, ولی پس از این زمان با سرعت بسیاری اسلامپ را کاهش می دهد. معمولاً سرعت کاهش اسلامپ بتن در مورد ترکیبات ملامین بیشتر است.

د-٤- نقش مواد جایگزین سیمان:

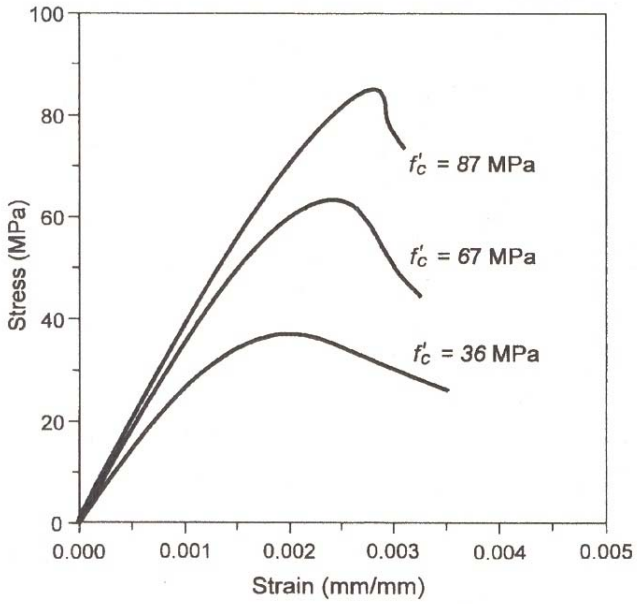
پوزولان ها مواد سیلیسی یا سیلیسی آلومیناتی هستند که به خودی خود ارزش چسبندگی ندارند, اما به شکل ذرات بسیار ریز ودر مجاورت رطوبت با درجات حرارت معمولی با هیدروکسیدکلسیم واکنش شیمیائی داشته وترکیباتی را به وجود می آورند که خاصیت سیمانی وچسبندگی دارد. بیشترین موادجایگزینی که در ساخت HSC کاربرد دارند میکروسیلیس وخاکستر بادی می باشند. خاکستر بادی ماده ای است که از سوختن زغال سنگ در نیروگاهها ودر فیلترها به صورت غبار تهیه می شود. ذرات ریز خاکستر بادی از گاز حاصل از سوختن قبل از اینکه وارد هوا شود جدا می گردند. قطر این ذرات بین ۰/۱ تا ۱۵۰ میکرون می باشد و اضافه نمودن آن به بتن معمولاً افزایش کارآیی ومقاومت نهایی بتن را به همراه دارد. استفاده از میکروسیلیس به تنهایی ویا به همراه خاکستر بادی به عنوان ماده جایگزین سیمان در تولید بتن های با مقاومت بالا بسیار معمول است. برخی پژوهش ها نشان می دهد که مصرف جهانی این ماده در ساخت بتن از صد هزارتن در سال نیز بیشتر است. نرمی زیاد ذرات میکروسیلیس که تقریباً ۱۰۰ برابر نرمتر از سیمان می باشد وخاصیت سوپرپوزولانی اش این ماده را تبدیل به بهترین جایگزین مکمل سیمان در تولید HSC نموده است . مطالعات انجام شده نشان دهنده آن است که نسبت بهینه مصرف میکروسیلیس حدود ده درصد وزن سیمان می باشد.

ه- ملاحظات سازه ای بتن با مقاومت بالا

همانگونه که در بخش های پیش گفته شد بیشتر روابط وضوابط موجود در آیین نامه های کنونی برمبنای تجربیات بدست آمده از بتن هایی با مقاومت کمتر از MPa ۴۰ حاصل شده اند.در سالهای گذشته همزمان با گسترش استفاده از بتن های با مقاومت بالا تحقیقات زیادی در مورد چگونگی استفاده از روابط وضوابط بتن های معمولی برای بتن های پرمقاومت انجام شده است که فشرده ای از آنها در زیر بیان می گردد.

ه-۱- روابط تنش-کرنش و ضرائب بلوک مستطیلی تنش در HSC

رفتار هر سازه یا عضوی تحت اثر هر نوع بارگذاری تا حدود زیادی به رابطه تنش – کرنش مواد یا ماده سازنده آن بستگی دارد که این رابطه نیز از نوع تنش وارده متاثر می شود. با توجه به این موضوع که بتن بیشتر در نواحی تنش های فشاری مورد استفاده قرار می گیرد,معمولاً منحنی تنش – کرنش فشاری آن مورد توجه می باشد. در شکل شماره (۲) نمونه ای از منحنی های تنش – کرنش بتن های دارای مقاومت های مختلف نشان داده شده است.



شکل شماره (۲):منحنی های تنش-کرنش بتن با مقاومت های فشاری مختلف

بررسی این نمودارها بیانگر موارد زیر است:

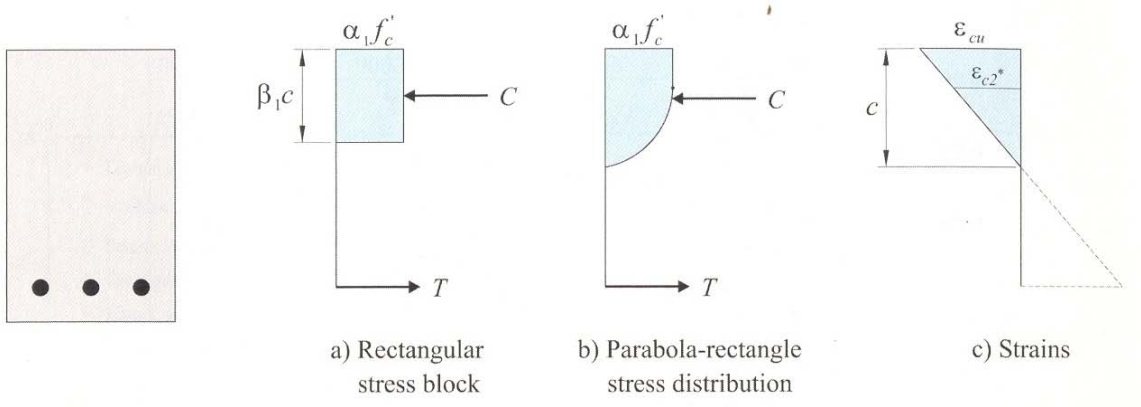
۱- با افزایش مقاومت بتن شیب شاخه صعودی نمودار ودر نتیجه ضریب ارتجاعی (E) بتن بیشتر می شود وشکل آن از یک منحنی نزدیک به سهمی درجه دو برای بتن معمولی به یک رابطه تقریباً خطی برای بتن پرمقاومت تغییر می کند.

۲- با افزایش مقاومت بتن, مقدار کرنش متناظر با تنش حداکثر (.€) بیشتر می شود, ولی کرنش نهایی ($€_u$) کاهش می یابد. به عنوان نمونه طبق منحنی پیشنهادی آیین نامه نروژ در صورتی که مقاومت بتن (نمونه استوانه ای) از ۲۰ به ۹۴ مگاپاسکال فزونی یابد مقدار .€ از 0.00197 به 0.00215 افزایش می یابد ولی $€_u$ از0.00384 به 0.00268 کاهش پیدا می کند.

۳- شکل پذیری بتن های پرمقاومت غیر مسلح کمتر از بتن های دارای مقاومت پایین تر است.

رابطه تنش – کرنش بتن نقش مهمی در طراحی سازه ای اعضای بتنی دارد. با تعریف کرنش نهایی بتن می توان ظرفیت مقطع را با محاسبه نیروهای داخلی واز جمله نیروی فشاری بتن محاسبه کرد. نیروی فشاری بتن نیز با بدست

آوردن سطح زیر منحنی توزیع تنش فشاری تاحد کرنش نهایی قابل محاسبه می باشد. ازآنجا که محاسبه سطح زیر یک منحنی غیر خطی تنش – کرنش پر دردسر می باشد بیشتر آیین نامه ها برای سهولت محاسبات طراحی از بلوک های تنش استفاده می نمایند. این بلوک های تنش به گونه ای تعیین می گردند که حتی الامکان سطح زیر منحنی واقعی توزیع تنش ومرکز سطح مربوطه به پارامترهای نظیر در بلوک تنش نزدیک باشد. بین سالهای ۱۹۳۰تا ۱۹۵۰ پژوهشگران زیادی با انجام آزمایش های گوناگون وتحلیل نتایج آنها بلوک های تنش متعددی برای حالت های مختلف بارگذاری پیشنهاد دادند که مبنای طراحی اعضای بتن آرمه در بیشتر آیین نامه های بتن می باشد. مبنای تهیه این مدل ها نتایج بدست آمده از آزمایشات انجام شده برروی NSC می باشد واستفاده از آنها برای HSC ممکن است به نتایجی منجر شود که در خلاف جهت اطمینان باشد. استفاده از بلوک تنش مسطیلی به دلیل ساده تر نمودن محاسبات, ضمن ارائه نتایج نزدیک به واقعیت مهندسی بیشترین استفاده را در آیین نامه های مختلف به خود اختصاص داده است. میزان قابلیت استفاده مطمئن بلوک های تنش مستطیلی پیشنهادی آیین نامه های مختلف برای HSC موضوعی است که حجم زیادی از مطالعات سالهای گذشته را به خود اختصاص داده است. در شکل شماره۳ بلوک تنش پیشنهادی آیین نامه ها نشان داده شده است .



شکل شماره (۳)بلوک تنش مستطیلی

روابط آن آیین نامه ها ونیز پیشنهادات ارائه شده توسط برخی محققان هم در جدول شماره ۲ ذکر گردیده است:

جدول شماره (۲) ضرائب بلوک مستطیلی تنش

ردیف	مرجع	α1	β1	€cu
1	ACI 318-02 ACI318-05	0.85	0.85 for $f^1c \leq 30$ MPa $0.85-0.008(f^1c-30) \geq 0.65$ for $f^1c > 30$MPa	0.003
2	آبا	0.85 φc	0.85 for $f^1c \leq 30$ MPa $0.85-0.008(f^1c-30) \geq 0.65$ for $f^1c > 30$MPa	0.003
3	CAN3-A23.3M944 آیین نامه کانادا	$0.85-0.0015\ f^1c \geq 0.67$	$0.97-0.0025\ f^1c \geq 0.67$	0.0035
4	آیین نامه نیوزیلند	$0.85-0.004(f^1c-55) \geq 0.75$ for $f^1c > 55$ MPa 0.85 for $f'c \leq 55$ MPa	0.85for $f^1c \leq 30$ MPa $0.85-0.008(f^1c-30) \geq 0.65$for $f^1c > 30$ MPa	0.003
5	CEB-FIP 1910 اروپا	$0.85(1-f^1c/250)$	1	$0.004-0.002\ f^1c/100$
6	Ibrahim Macgregor	$0.85-\frac{f^1c}{800} \geq 0.725$	$0.95-\frac{f^1c}{400} \geq 0.70$	0.003
7	EC2-02 Rectangular stress block	$\alpha_{cc}^{\dagger}$ for $f_{ck} \leq 50$ MPa $\alpha_{cc}^{\dagger}(1.0-\frac{f_{ck}-50}{200})$ for 50 MPa< $f_{ck} \leq 90$ MPa	$0.80 For f_{ck} \leq 50 MPa$ $0.80-\frac{f_{ck}-50}{400} For 50MPa\ \pi\ f_{ck} \leq 90MPa$	0.0035for $f_{ck} \leq 50$ MPa $0.0026+0.035[\frac{90-f_{ck}}{100}]$ for 50 MPa < $f_{ck} \leq 90$ MPa
8	Bae$ Bayrak	$0.85-0.004(f^1c-70)$ $0.67 \leq \alpha_1 \leq 0.85$	$0.85-0.004(f^1c-30)$ $0.67 \leq \beta_1 \leq 0.85$	€cu=0.003 for NSC €cu=0.0025 for HSC
9	Ozbakkaloglu saatcioglu	$0.85-0.0014(f^1c-30) \geq 0.72$	$0.85-0.0020(f^1c-30) \geq 0.67$	$0.0036 \leq €u=0.0036-(f^1c-30)*10-5 \leq 0.0027$
10	AZI Zinami	$-0.85-0.00725(f^1c\ 64) 0.85 \geq \alpha_1 \geq 0.60$	$1.09-0.008(f^1c-30) 0.85 \geq \beta_1 \geq 0.65$	0.003
11	Li ,park &Tanaka	$0.85-0.004(f^1c-55) \geq 0.75$ for $f^1c > 55$ MPa $0.85 \geq \alpha_1 \geq 0.75$	0.85for $f^1c \leq 30$ MPa $0.85-0.008(f^1c-30) \geq 0.65$for $f^1c > 30$ MPa	0.003

تذکر چند نکته در مورد جدول شماره ۲:

– بررسی های انجام شده توسط محققان مختلف نشان دهنده این موضوع است که استفاده از بلوک تنش مستطیلی پیشنهادی آیین نامه ACIبرای محاسبه ظرفیت باربری فشاری با خروج از مرکزیت کم می تواند تا حد دوازده درصد برخلاف جهت اطمینان باشد.

– آیین نامه آبا در بند ۱۱–۳–۵ اظهار می نماید که:« نمودار تنش فشاری بتن وتغییر شکل نسبی نظیر آن را می توان به شکل مستطیل, ذوزنقه, سهمی یا هر شکل دیگری که پیش بینی مقاومت براساس آن با نتایج آزمایش های جامع تطابق قابل قبولی داشته باشد, در نظر گرفت:

بدیهی است چنین نحوه بیانی که در حقیقت ترجمه ای گنگ از بند ۶–۲–۱۰ آیین نامه ACI می باشد جزایجاد سردرگمی وابهام برای خواننده آن هیچ دستاوردی در برندارد.

– آیین نامه نیوزیلند ضرائب بلوک تنش مستطیلی پیشنهاد شده توسط لی, پارک وتاناکا را پذیرفته است وآیین نامه کانادا ضرائب پیشنهادی ابراهیم ومک گریگور رابا تغییراتی اندک مبنای روابط خود قرارداده است.

ه-۲- مدول ارتجاعی: روابط محاسبه مدول ارتجاعی بتن آیین نامه های مختلف در جدول شماره (۳) ذکر گردیده است.

جدول شماره (۳): مدول ارتجاعی بتن در آیین نامه های مختلف

شماره ردیف	مرجع	رابطه مدول ارتجاعی MPa
۱	ACI 318-02 شزه۳۱۸-۰۵	$E_c = 0.043 W_c^{1.5} \sqrt{f'c}(MPa)$ $E_c = 4700\sqrt{f'c} For N.W.C$
2	آبا	$E_c = 5000\sqrt{f'c} For N.W.C$
3	EC[1]2-02	$E_{CM} = 22000\left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3}$
4	CSA A23.3-94 NZS 3101-95 کانادا ونیوزیلند	$Ec = \left(3320\sqrt{f'c} + 6900\right)\left(\frac{W_C}{2300}\right)^{1.5}$

نمودار مقایسه ای روابط مذکور بیانگر موارد زیر است:

۱- مدول ارتجاعی بتن طبق رابطه آیین نامه ACI برای بتن های با مقاومت پایین کمترین مقدار وبرای بتن های پرمقاومت بیشترین مقدار را در میان آیین نامه های خارجی نتیجه می دهد. با توجه به این موضوع که مدول ارتجاعی بتن های پرمقاومت طبق آیین نامه آبا حتی از مقدار متناظر آیین نامه ACI نیز بیشتر می باشد, بنظر می رسد تجدید نظر در تعمیم این رابطه به بتن های پرمقاومت قابل تامل می باشد.

۲- تحقیقات انجام شده توسط Rangam نشان دهنده آن است که روابط آیین نامه های نیوزیلند وکانادا مقادیر واقع بینانه تری برای مدول ارتجاعی بتن های پرمقاومت نتیجه می دهند.

ه-۳- مقاومت کششی: مقاومت کششی بتن پارامتر مهمی است که در محاسبات مربوطه به ترک خوردگی بتن وتعیین حداقل میلگرد مورد نیاز کاربرد دارد.

آیین نامه های مختلف روابط گوناگونی برای محاسبه مدول گسیختگی (Modulus of rupture) بتن ارائه نموده اند که در جدول شماره (۴) جمع اوری شده است.

جدول شماره (۴) مدول گسیختگی بتن در ایین نامه ها ومراجع مختلف

شماره ردیف	مرجع	رابطه مدول گسیختگی (MPa)
1	ACI 318-02	$fr = 0.6\sqrt{f'c}$
2	آبا	$fr = 0.6\sqrt{f'c}$
3	NZS-3101-95	$fr = 0.8\sqrt{f'c}$
4	Carrasquillo Nilson,slate	$fr = 0.94\sqrt{f'c}$

به نظر می رسد روابط ارائه شده در ایین نامه های ACI-02 و آبا به عنوان یک حد پایین مدول گسیختگی بتن های پرمقاومت محافظه کارانه می باشند.

ه-٤-حداقل میلگرد خمشی: مهمترین وظیفه میلگرد خمشی حداقل تامین شرایط مقاومتی مناسب بعد از ترک خوردگی وجلوگیری از گسیختگی ترد شکن خمشی می باشد. روابطی که آیین نامه های گوناگون برای کمینه میلگرد خمشی لازم ارائه داده اند در جدول شماره (۵) ذکر شده است.

جدول شماره (۵) حداقل میلگرد خمشی مورد نیاز

شماره ردیف	مرجع	حداقل میلگرد خمشی مورد نیاز
۱	ACI-05,ACI 318-02 NZS 3101-95 وآبا	$AS_{\min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4f_y} b_w d \geq \frac{1.4}{f_y} b_w d \left(mm^2\right)$
۲	CSA A23.3-94	$AS_{\min} = \frac{\sqrt{f'c}}{5f_y} b_w h$
۳	E C 2-02	$AS_{\min} \geq 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0.0013 b_t d$

نگاهی گذرا به جدول بالا بیانگر موارد زیر است:

۱- آیین نامه های A.C.I, آبا ونیوزیلند برای حداقل میلگرد کششی یک عضو خمشی بیشترین مقدار وآیین نامه اروپا کمترین مقدار را بدست می دهند.

۲- در آیین نامه آبا هیچ تعریف مشخصی از b_w برای حالتی که بال مقطع در کشش قراردارد ارائه نشده است, ولی آیین نامه ACI در بند 2-5-10 مقرر می دارد که برای تیرهای T شکل از لحاظ استاتیکی معین که بال آنها در کشش قرار میگیرد در رابطه مذکور بجای b_w باید کمترین مقدار از بین $2b_w$ یا عرض بال قرار داده شود.

ه-۵- مقاومت برشی HSC:

ارائه تحلیلی واقع بینانه از مقاومت برشی وحداقل میلگردبرشی مورد نیاز HSC یکی از مهمترین وجوه کاربرد این نوع بتن می باشد. در جدول شماره (۶) فشرده ای از ضوابط ایین نامه های مختلف ونیز پیشنهادات تعدادی از پژوهشگران در مورد مقاومت برشی بتن ذکر شده است.

جدول شماره (۶) مقاومت برشی بتن

شماره ردیف	مرجع	مقاومت برشی بتن	ملاحظات
۱	ACI 318-02 ACI318-05	$V_c = \frac{\sqrt{f'c}}{6} b_w d$	حداکثر مقدار $f'c$ به $\frac{25}{3}$(MPa) محدود می باشد مگر انکه حداقل میلگرد برشی مورد نیاز تامین شود.
۲	آبا	$V_c = 0.2\varphi_c \sqrt{fc} b_w d$	
۳	CSA A23.3-94	$Vc = \frac{\sqrt{f'c}}{6} b_w d \;\; For \;\; d \le 300mmor A_v \; \phi \; A_{v\min}$ $V_c = \left[\frac{217}{1000+d}\right]\sqrt{f'c} b_w d \ge 0.083\sqrt{f'c} b_w d$ $Ford \; \phi \; 300mmand A_v \; \pi \; A_{v\min}$	
۴	EC2-02	$Vc = \left[0.18K(100\rho f_{ck}\;)^{1/3}\right] b_w d \ge 1.5 v_{\min} b_w d \;\; , where$ $K = 1 + \sqrt{200/d} \le 2.0 v_{\min} = 0.035 K^{3/2} f_{ck}^{\;1/2}$	

حداقل میلگرد برشی مورد نیاز پیشنهادی آیین نامه های مختلف نیز در جدول شماره (۷) گردآوری شده است.

جدول شماره(۷) حداقل میلگرد مورد نیاز برشی

شماره ردیف	مرجع	حداقل میلگرد مورد نیاز	ملاحظارت
۱	ACI 318-02 ACI-318-05	$Av_{\min} = \frac{1}{16}\sqrt{f'c}\frac{b_w s}{f_y} \geq 0.35\frac{b_w s}{f_y}$	Min.shear reinf. Needed if Vu>φvc,except for slabs and footings joists and Beams $With\ h\ \pi \begin{cases} 250 \\ 2.5 * Flange \\ 0.5bw \end{cases}$
۲	آبا	$Av_{\min} = 0.35\frac{b_w s}{f_y}$	Min.shear reinf.Requied بجزبرای $V_u > V_c$ - دالها وشالوده ها - سقف های ساخته شده با سیستم تیرچه های بتنی - تیرهایی که ارتفاع آنها کمتر از ۲۵۰ میلیمتر است - تیرهایی که به صورت یکپارچه بادال ریخته شده وارتفاع کل آنها کمتر از دو ونیم برابر ضخامت دال, نصف پهنای جان و۶۰۰میلیمتر باشد.
۳	EC2-02	$A_{v,\min} = 0.08\sqrt{f_{ck}}\frac{b_w s}{f_{yk}}$	استفاده از حداقل میلگرد برشی برای کلیه اعضاء لازم است, مگر در مورد: - اعضایی که باز توزیع جانبی بارامکانپذیر است(دال ها) – اعضای دارای اهمیت درجه دوم(نعل درگاهها)
۴	CS A.A23.3-94	$A_{v\min} = 0.06\sqrt{f'c}\frac{b_w s}{f_y}$	شبیه به ACI
۵	TS 500-83 آیین نامه ترکیه	$A_{v\min} = 0.0805\sqrt{f'c}\frac{b_w s}{f_y}$	استفاده از حداقل میلگرد برشی در تمام حالات لازم است.

بررسی مختصر جدول پیش گفته بیانگر آن است که:

۱- با توجه به این موضوع که حداقل میلگرد برشی مورد نیاز مشخص شده توسط آیین نامه آبا به مقاومت بتن ارتباط ندارد, استفاده از رابطه پیش گفته برای HSC در خلاف جهت اطمینان بوده وباید مورد تجدید نظر قرارگیرد.

۲- حداقل میلگرد برشی ارائه شده توسط ایین نامه های ترکیه واروپا برای کلیه محدوده مقاومتی بتن بیش از ایین نامه های امریکا, ایران وکانادا می باشد.

ه-٦-ظرفیت ستونهای HSC تحت تاثیر نیروهای محوری خالص:

یکی از بیشترین موارد کاربرد عملی HSC در سازه های شهری, استفاده از آن در ستونهای بتنی ساختمانهای بلند مرتبه می باشد. تحقیقات انجام شده بیانگر این موضوع است که عوامل زیر بیشترین تاثیر گذاری را بر مقاومت ستونهای HSC تحت تاثیر نیروهای خالص محوری دارند.

- رابطه تنش-کرنش بتن پرمقاومت
- نقش بتن پوششی
- پارامترهای موثر برعملکرد میلگردهای محصور کننده

در بخش های پیش تاثیر رابطه تنش- کرنش بتن مورد بررسی فشرده قرار گرفت.

تقریباً در تمام آزمایشات انجام شده برروی ستونهای HSC قبل از حصول مقاومت محوری مشخص شده توسط آیین نامه ACI که در زیر نقل می گردد بتن پوششی قلوه کن شده است.

$$P_{.}=0.85f'c(A_g-A_{st})+A_{st}\,fy \qquad (۵)$$

علت بروز این پدیده که در NSC مشاهده نمی شود به عوامل زیر ارتباط داده شده است,

- پایین بودن خاصیت نفوذپذیری قسمت پوشش بتنی دچارافت ناشی از خشک شدگی سریعتر شده واین موضوع منجر به بروز تنش های کششی در قسمت پوسته می گردد.به علاوه وجود میلگردهای قائم که مانع افت آزاد بتن ناحیه پوششی می شوند باعث بروز ترکهایی در وجوه تماس آنها با بتن می گردد.
- وجود قفسه میلگردهای نزدیک به هم باعث جداشدگی نسبی هسته وپوسته بتن می شود. برخی پژوهشگران علت اصلی قلوه کن شدن پوسته بتن را تشکیل صفحات تضعیف کننده یکپارچگی بتن می دانند که در محل قفسه های میلگرد وپرتراکم تشکیل می شوند.

Saatcioglv and Razvi با انجام آزمایشات متعددی نشان دادند که قلوه کن شدن بتن پوششی در ستونهای بتنی کاملاً مسلح در تنش هایی پایین تر از تنش شکستگی ستونهای بتنی مشابه غیرمسلح اتفاق می افتد.

این پدیده باعث شده که بسیاری محققان استفاده از رابطه پیش گفته آیین نامه ACI در مورد ستونهای HSC را در خلاف جهت اطمینان بدانند.

آیین نامه کانادا بجای 0.85ضریب ثابت رابطه مذکور پارامتر α_1 را قرارداده است که طبق فرمول زیر محاسبه می شود.

$$\alpha_{1=}(0.85-0.0015\ f'c)\geq 0.67 \qquad (۶)$$

ظرفیت محوری ستونهای HSC طبق آیین نامه های نیوزیلند واروپا نیز کمتر از مقادیر مشابه آیین نامه ACI می باشد.

در ارتباط با نقش میلگردهای ستون وپارامترهای تاثیرگذار برعملکرد آنها نیز تحقیقات وسیعی انجام شده است. نتیجه این بررسی ها نشان دهنده آن است که:

- کلیه آیین نامه ها به این موضوع توجه دارند که با بیشترشدن مقدار میلگردهای عرضی, مقاومت وشکل پذیری ستونهای NSC افزایش می یابد.همین موضوع در مورد ستونهای HSC نیز صادق می باشد. تحقیقات انجام شده بیانگر آن است که حصول مقاومت محاسباتی در ستونهای دارای نسبت حجمی میلگردهای عرضی اندک ممکن است امکانپذیر نگردد, در حالیکه ستونهای دارای نسبت حجمی میلگردهای بالا می توانند به مقاومت هایی

فراتر از مقادیر محاسباتی برسند.تاثیر میلگردهای عرضی محصور کننده در افزایش خواص شکل پذیری ستون های HSC از این هم با اهمیت تر می باشد.فشار محصور کنندگی جانبی مورد نیاز در ستون های HSC به مراتب بیش از NSC می باشد.این فشارجانبی را می توان از طریق بالا بردن نسبت حجمی میلگردهای عرضی یا افزایش میلگرد محصور کننده ویا ترکیب آنها تامین نمود.البته استفاده بهینه از میلگردهای عرضی دارای مقاومت های بالاتر تنها زمانی امکان پذیر می شود که محصور کنندگی ستون کامل باشد.

- توزیع مناسب میلگردهای طولی وعرضی ستون باعث افزایش درجه محصور شدگی هسته ستون وتوزیع یکنواخت تر فشار می شود, که این موضوع عملکرد موثرتر میلگردهای محصور کننده را به همراه دارد. در ستونهای HSC نیز مشابه NSC افزایش تعداد میلگردهای طولی(ضمن حفظ سطح مقطع مورد نیاز) وکاهش فاصله میلگردهای عرضی باعث افزایش خواص مقاومت وشکل پذیری ستون می گردد.استفاده از میلگردی حلقه ای پیرامونی تک تاثیر ضعیفی در افزایش مقاومت وشکل پذیری ستون دارند.

ه-۷-شکل پذیری ستونهای HSC:

با توجه به این موضوع که قرار است «شکل پذیری سازه های بتن آرمه» به عنوان بحثی جداگانه توسط استاد ارجمند, جناب آقای دکترانوار ارائه گردد. در این بخش تنها به ذکر مطالب مختصری در ارتباط با شکل پذیری ستونهای HSC بسنده می شود.همانگونه که در بخش های پیش گفته شد برخی آیین نامه ها جهت طراحی واجرای قابهای بتنی شکل پذیر واقع در مناطق زلزله خیز برای مقاومت مشخصه بتن یک سقف کمی مطرح نموده اند.علت اصلی این موضوع نگرانی از تامین عملی شرایط شکل پذیری مطلوب برای HSC می باشد. تحقیقات انجام شده بیانگر آن است که ستونهای HSC, حتی اگر طبق ضوابط ویژه لرزه ای NSC آیین نامه های کنونی طراحی شوند رفتار شکل پذیرمطلوبی در مناطق تشکیل مفصل های پلاستیک نخواهند داشت.نتایج آزمایشات وتحقیقات انجام شده در این مورد بیانگر آن است که:

۱- ستونهای با مقاومت فشاری بتن کمتر از 55MPa , حتی در محدوده نیروهای محوری فشاری بالا رفتار شکل پذیر مطلوبی از خود نشان داده اند.
۲- ستون هایی که مقاومت فشاری بتن آنها حدود 100MPa بوده ونیروی محوری فشاری وارده برانها کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت باربری محوری شان باشد, در صورتی که طبق ضوابط لرزه خیزی آیین نامه ها طراحی شده باشند شکل پذیری قابل قبولی نشان می دهند.
۳- برای ارزیابی میزان شکل پذیری ستون های HSC با بار محوری فشاری بین ۲۰ تا ۳۰ درصد ظرفیت های باربری محوری مربوطه آمار واطلاعات موجود کافی نمی باشد.
۴- ستون هایی که مقاومت فشاری بتن آنها حدود 100MPa بوده ونیروی محوری فشاری وارده بر آنها بیش از سی درصد ظرفیت باربری محوری شان باشد, در صورتی رفتار شکل پذیر قابل قبول نشان می دهند که میلگردهای عرضی تامین شده برای آنها بیش از مقادیر قیدشده در ضوابط لرزه خیزی آیین نامه ها باشد. در چنین مواردی ممکن است استفاده از میلگردهای عرضی دارای مقاومت های جاری شدن بالا مورد نیاز باشد.

و- HSC درآیین نامه ایران:

هرچند استفاده از ازHSC در برخی سازه های شهری وساختمان های بلند مرتبه شهرهای بزرگ نیزگزارش شده است, با این وجود تاکنون بیشترین موارد کاربردآن در پروژه های سیویل ونفتی کشور بوده است. متاسفانه در همان موارد انگشت شماری نیز که HSC در ساختمانهای بلندمرتبه استفاده شده است استفاده از آن بدون توجه به ضرورت رعایت ضوابط ویژگی های فنی این محصول انجام شده است. گسترش روند ساخت وساز وبلند مرتبه سازی, بویژه در شهرهای بزرگ کشور, زمینه ساز استفاده وسیع از HSC در سازه های شهری بلند مرتبه ای می باشد که بزودی در این مناطق ساخته خواهند شد.این موضوع ایجاب می نماید که در ویرایش جدید آیین نامه «آبا» ویژگی های فنی بتن های پرمقاومت جایگاه خاص خود را بیابد.بدین منظور ضروری است از هم اکنون کمیته ای برای تدوین ضوابط ومعیارهای استفاده از HSC ئر مناطق مختلف کشورمان تعیین گردد بهتر است این کمیته در کناراستفاده از دستاوردهای دیگر کشورها در این زمینه, آزمایشات وتحقیقات ویژه ای نیز با استفاده از مصالح,امکانات و روش های داخلی انجام دهد.حضور موفق دانشجویان کشورمان در مسابقه هایی که توسط ACI برگزار شده زمینه های نرم افزاری لازم برای این پژوهش مستقل را فراهم ساخته است. نباید تصور کنیم که پژوهش های مستقل ما در این زمینه همانند تلاش در جهت اختراع دوباره چرخ می باشد.انجام تحقیقات ومطالعات آزمایشگاهی محلی, علاوه برآنکه می تواند ضوابط و روابط ارائه شده در مقررات ملی وآیین نامه های ما را از فیلتر مجموعه عوامل و ویژگی های موثر بر سیستم ساخت وساز کشورمان عبور دهد, تاثیر به سزایی در عمیق تر شدن ذهنیت فنی- مهندسی تدوین کنندگان آیین نامه های مان دارد. فرهنگ کهن مهندسی ما ایجاب می نماید که جایگاه خود را در عرصه دانش فنی-مهندسی بهبود بخشیم واز حالت بهره برداری کننده صرف دانش وفن مهندسی به درآییم.

مراجع

۱- دفتر امورفنی وتدوین معیارهای سازمان مدیریت وبرنامه ریزی, نشریه شماره ۱۲۰- آیین نامه بتن ایران «آبا» (تجدید نظر اول) .۱۳۸۲

۲- وادل- دوبرولسکی- دستنامه اجرای بتن- ترجمه رمضانپور-طاحونی- پیدایش-۱۳۸۲

۳- مرکز تحقیقات ساختمان ومسکن- مجموعه مقالات سمیناربین المللی کاربرد میکروسیلیس در ایران-۱۳۷۶

4- ACI 318R-02

5- ACI 318R-05

6- TROXELL,DAVIS,KELLY,” COMPOSITION AND PROPERTIES OF CONCRETE”

7- ACI STRUCTURAL JOURNALS

8- ACI CONCRETE INTERNATIONAL JOURNALS