ج ۱ بتن آرمه بنام خدا ۸۴/۱۱/۷

طراحی سازه های بتن آرمه ۵

در درس های طراحی ما می توانیم پروژه ها را هم انجام دهیم .

بین آنالیز و طراحی تفاوت بسیار وجود دارد در آنالیز مدل های ریاضی هستند که پاسخ دقیق دارند قضاوت مهندسی ندارد ابعاد اعضای دخالت چندانی ندارد تصمیم گیری موجود نیست اما در درس های طراحی همه این ها وجود دارد

در آنالیز جواب ها منحصر به فرد بود اما در طراحی جواب های متفاوت اند درس های آنالیز بدنبال حل مسائل عددی است یک مهندس ابزارهای متعددی را بکار می گیرد که یکی از آنها آنالیز است ......

اولین مهندسین بشر در ساختمان و ... انسان بود که به سال ها دور بر می گردد. مطالعات روی سازه های دوره هخامنشی انجام شده نشانه ای از وجود مهندس هاست که انتخاب محل بندها با توجه به مطالعات امروزی با دقت انجام شده است

کمری بند و بند در دوره اسلامی هم ساخته شده که بار هم متوجه شدند که بهترین مشخصات و مختصات برای این بندها انتخاب شده است

دیدگاه مهندسی مراتب از فیزیک تا آنالیز است

در طراحی تیر از تئوری های مقاومت مصالح استفاده می کنیم فقط در طراحی خمشی اما در طراحی برشی از مدل خرپایی استفاده می کنیم

در بتن ۲ مدل ها را به روش هایی طراحی می کنیم که با مبانی آنالیز بوجود نیامده است و مبنای آن مهندسی است

سازه های ساختمان ، پل و ..... وجود دارد .

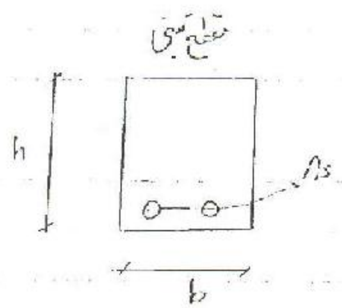
سازه‌های موجود در ساختمان‌ها، انواع اسکلت‌ها ۴ نوع اند

بتنی فلزی چوبی آجری

- نوع چوبی در ایران خیلی کم استفاده می‌شود اما در امریکای شمالی خیلی متداول است چون جنگل زیاد است و توجیه اقتصادی دارد

- آجری در ایران هست اما مهندسی نیست در کشورهای پیشرفته تا ۱۲ طبقه آجری مهندسی وجود دارد

- سازه بتنی حتماً مسلح اند ترکیبی هستند از فولاد و بتن !



دلیل استفاده از بتن به‌همراه فولاد سیستم نقش فولاد تحمل مقاومت کششی است. امروزه از فولاد فشاری در بتن هم استفاده می‌شود

به جز در موارد خیلی خاص مثل پی‌های حجیم یا دیوارهای وزنی)

فقط از بتن استفاده می‌شود

امروزه به جای میلگرد فولادی از میلگردهای FRP (فایبر پلیمر) استفاده می‌کنند

جنس‌های پلیمری انواع دارند مثل glass و carbon که رواج بیشتری دارند

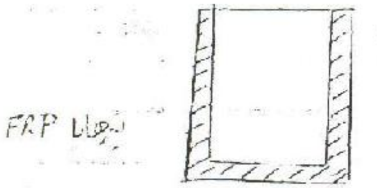
- آیین نامه ACI هایی طراحی را برای میلگردهای FRP ارائه کردند

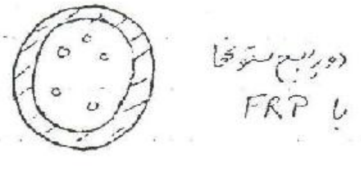
البته FRP هنوز نتوانسته‌اند جایگزین میلگردهای فولادی شوند در مواردی از FRP استفاده می‌کنند مثلاً اگر که هم در برابر خوردگی مقاومت را لازم داریم یا عایق بودن از امواج الکترومغناطیسی مطرح باشد

در مورد FRP علاوه بر هلیگرد از نوع شیت به صورت رول یا صفحه‌ای استفاده می‌شود که حدود انواع دارد

نرم و سخت که برای مقاوم سازی دارای مزیت اند در ساختمانهای بتنی که می‌خواهند ان کافی نیست قابل توجه‌ای

با صفحات FRP





CFRP * carbon Faiber Reinforce Polymer :

لیمه هزینه آن به دلیل اینکه plate به ضخامت ۵ mm را به جای ده mm قابل با پهنای قابل اجرا در ستون است

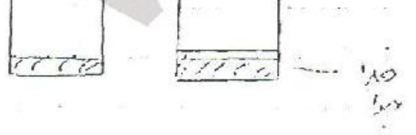
پس علاوه بر هلیگرد فولادی در سازه های بتنی از موارد بالا استفاده می‌شود

— هلیگرد فولادی 8

در اتصالات صفحات مسلح بعد از این هلیگرد ها ساده بودن ناچار بودند قبل ساختمان را تخریب کنند :

هلیگرد ساده در اثر تکرار بارگذاری در هر دو حالت کششی و فشاری دچار لغزش می‌شود و در نتیجه باعث جدا شدن تش با هلیگرد

را از بین می‌برد حال اگر یک مقطع مرکب به صورت یکپارچه رفتار کند تنش ها در آن مقطع بیشتر است از وقتی که جدا



در تجربه ملاحظه شد هیچ دالی طراحی نشده که امروزه تمام آیین نامه های دنیا استفاده از حداقل آرماتور برشی را اجباری کرده اند

* استفاده از فقط خاموت هست تا شماره ۱۰ عوض آن توانایی پیوستگی با بتن را با قفل و بست مکانیکی ایجاد کنند

البته تا شماره ۱۰ ؟

. خاموت برای تحمل برش در مقطع بتنی استفاده می شود ؟

- مراجع درس 8

1- Reinforced concrete: a Fundamental Approach
"EDward G. Nawy", 'Prentice Hall' 2003
چاپ پنجم
مبنای آیین نامه ACI (۲۰۰۲)

۲ _ طراحی سازه های بتن آرمه [illegible] ج ۱و۲

۳ _ سازه های بتن آرمه دکتر داوود مستوفی نژاد ۱۳۸۴ مبنای ACI(۲۰۰۲)

در طراحی یک عضو همیشه آیین نامه است استفاده از آیین نامه الزامی است آیین نامه ها را این کلاس آیین نامه

کانادا استرالیا A۲۳۰.۳ - M ۸۴ که عنوان آیین نامه آنها است ؟

که به آیین نامه ACI - ۹۹ نزدیک است

فقط تفاوت در ضرایب اطمینان این دو است

آیین‌نامه جدید کانادا دارد ۲۰۰۴ است ، ACI هم ۲۰۰۴ است

آخرین آیین‌نامه آبا جوابگوی ACI ۲۰۰۴ است ؟

ارزیابی =

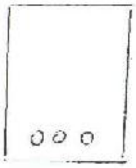
- ۲ نمره حضور در کلاس و تکالیف
- ۲ یا ۳ امتحان داخل ترم ۸ نمره
- پایان ترم ۱۰ نمره

به نام خدا

۸۴/۱۱/۱۱

اجزای بتن مسلح :

عضو بتن مسلح از دو جزء اصلی تشکیل شده : بتن - میلگرد



برای این که مقطع به طور یکپارچه عمل کند باید بتن و میلگرد با هم کار کنند

پس خواص بتن و میلگرد تأثیر زیادی روی بتن مسلح دارد

* خواص بتن :

— مهمترین عاملی که روی خواص بتن اثر میگذارد نسبت w/c است

برای کارهای معمولی w/c = ۰/۵ اگر کمتر از ۰/۵ شود بتن سفت می شود
زیر ۰/۴ اجرا مشکل می شود
بالاتر از ۰/۶ مقاومت خیلی پایین می آید

* از نظر اجرا در کارگاه تمایل بر این است که آب بتن زیاد شود چون بتن روان تر می شود و تراکم آن راحت تر می شود

اما ما به عنوان مهندس مایلیم که آب بتن کم شود

تراکم زیاد برای بتن ضرر دارد ارتعاش زیاد باعث جدا شدگی دانه های شود شیره سیمان بالا می زند و درشت دانه از هم جدا می شوند

از نظر ترکیب شیمیایی حداقل مقدار آب به سیمان ۰/۲ است

اگر در عمل ۰/۵ استفاده کنیم بیش از ۱/۲ آب مصرف شده اضافی است که این آب اضافی به صورت قطرات

در داخل بتن حرکت می کنند و ایجاد حفره و ترک می کنند ؛

آب آزاد عامل رفتار نامطلوب بتن است از جمله جمع شدگی ؛ که باعث ترک خوردگی بتن شده و باعث ایجاد تنش های

نامطلوب در اجزای سازه ای می شود ؛

به عنوان راه حل مهندسی می توان w/c را کم کرد به کمک روان کننده ها ؛

سوپر پلاستیسایزرها در بازار موجود در می توان نسبت w/c را به ۳۰% رساند ؛

روان کننده ها مشکل روانی بتن را حل می کنند ؛

امروزه روان کننده هایی می توانند به اسلامپ ۲۰ هم برسند ؛

در کارگاه های اسلامپ مورد استفاده ۵ cm است اما به کمک روان کننده ها می توان به اسلامپ ۲۰ رسید که خیلی

روان است ؛

مثلاً در برج های دوقلوی مالزی بتن مورد استفاده مثل آب روان بود که هرچه بتن روانتر باشد نیاز به تراکم کمتری شود

تا جایی که بتن خود تراکم SCC حاصل می شود ؛

لازم به ذکر است که در کارگاه های ایران خطری که وجود دارد آب زیادی است که به بتن می ریزند به ویژه بتن های

پیش ساخته

* در کارگاه های ساختمانی فعلی در ایران مهمترین روش بتن ریزی چیست ؟

باکت یا پمپ ؛ استفاده از پمپ راحت است اما کیفیت آن نامطلوب است حمل با پمپ به ما امکان می دو

که آب کمتری مصرف کرد و روانی مورد نظر را داشته باشیم از فوق باید بتن آن روانی زیاد داشته باشد و سرعت عمل با نصب بیشتر است. اما آب زیاد شود کیفیت آن به میزان مطلوب نخواهد ولی اگر دقت شود اشکالی ندارد ؛

ـ سیمان :

سیمان های پوزولان برای ساختمان های معمولی معمولاً خوب است ؛

اگر بخواهیم از سیمان با کیفیت بهتر استفاده کنیم تیپ ۲ بهتر از ۱ است ؛ تیپ ۲ پوزولان ندارد

ـ سنگدانه ها :

عامل اصلی در مشخصات بتن سنگدانه هاست در ایران

* ریزدانه ـ ماسه
* درشت دانه ـ شن
یا
* شکسته
* رودخانه ای

سنگدانه باید دانه بندی مناسب داشته باشد در ایران درشت دانه ها مشکلات کمتری دارند تا ماسه ها ؛

مشکل درشت دانه ها کثیف بودن آنها است ؛

مشکل ریزدانه ها ۲ تا است :
ـ دانه بندی نامناسب
ـ تمیز نبودن ریزدانه ها

در ایران هم اخیراً به دلیل استفاده کردن و کنترل کیفیت بیشتر انجام می شود

- نحوه ساختن بتن :

توسط دستگاه های سانترال در کارگاه های بزرگ انجام می شود

بتن کوچک در کارگاه های کوچک با دستگاه کوچک ۰/۵ تا ۱ m³ است

عموماً بتنی که با تسبیر کوچک ساخته می شود کیفیت بهتری دارد

ساختن بتن به کمک دست یا بیل اشتباه است روش گران در می آید اما توان بتنی با کیفیت خوب هم ساختن
بتن با اضافه هوا در خارج متداول شده است که در ادامه بتن خیلی خوب است اما در ایران هنوز متداول نشده است -

- مقاومت فشاری :

مهمترین خاصیت بتن مقاومت فشاری آن است عمده خواص به کار رفته در سازه ها مقاومت فشاری بتن است.

سپس سایر خواص بتن بیشتر می باشد ؟

- بتن از نظر رده به ۳ دسته کلی تقسیم می کنند :

— معمولی ۱۵ MP تا ۴۵ MP ۱۵ حداقل قابل قبول است در آیین نامه ایران ولی بتن ۱۲ مازاد استفاده می شود
— مقاومت بالا بتن آماده در بازار که رده آن ۱۶ است .

* مقاومتی که در کارگاه های معمولی متداول است (در همه جای دنیا مشابه است) :

۲۰ MPa ← پی ۲۵ MPa ← تیرها و دال ها ۳۰ MPa ← ستون

(یعنی حالتی که نمی توان این اعداد را تغییر داد)

[illegible]

افزایش مقاومت روی ابعاد ستون خیلی اثری ندارد چون در ستون های فشاری نیروی محوری خیلی زیاد است

- مثلاً مقاومت ستون ۲۰ باشد ابعاد آن ۸۰×۸۰ cm باشد اگر مقاومت را ۴۰ کنیم ابعاد ستون چقدر تغییر می کند؟

حدود ۳/۴ برابر کوچک می شود مثلاً ۶۰×۶۰

- اگر به جای ۲۰ مقاومت را ۸۰ کنیم؟

ابعاد ۲ برابر کوچکتر می شود؟

مثلاً برج میلان ۶۰ طبقه با مقاومت ۸۰ ابعاد تا ۲×۲ m هم می شود

ستون ۲×۲ اجرای آن به خوبی انجام نمی شود

مقاومت روی ابعاد تیر و دال خیلی مؤثر نیست.

بتن ها با افزایش مقاومت مصرف سیمان به طور قابل توجهی افزایش می یابد

* مقاومت بالا

با نسبت آب به سیمان کم درست می آید

- دو عامل اساسی کمک کرده است:
- روان کننده ها باعث کاهش نسبت آب/س می شود
- سیلیکا فیوم؛ دوده سیلیسی باعث می شود تا ترکیبات آهکی آزاد به ترکیبات سازه ای کریستالی تبدیل شود

مقاومت بالا تا ۳۴۰ MPa هم رسیده اند

مقاومت بالا تا 800^{MPa} هم می توان رسید که به آن بتن سرامیکی می گویند که اجزای سنگی را خرد می کند و با کیفیت بالا

بتن را مخلوط می کند. بتن امروزه در کارگاه ها بتن با مقاومت بالا تا ۱۲۰MPa در حال اجرا است

* فرض هم مقاومت بالا در ستون های ساختمان های بلند است.

در ایران 72^{MPa} اجرا شده و وجود دارد

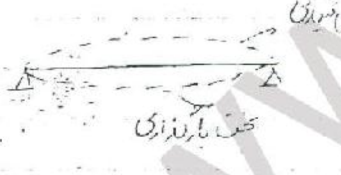
* سازه های بتن آرمه از نظر تکنیک ساخت به ۳ دسته تبدیل می شوند. 8

۱- بتن آرمه معمولی Reinforce concrete

۲- پیش تنیده Prestress concrete

۳- پیش تنیده جزئی Partial " "

۲- در عضو سازه ای پیش تنیده از داخل عضو تیر به وسیله کابل ها یا کابل های پیش تنیدگی را می کشند و رد می کنند
این عمل باعث می شود که تیر خیزی پیدا کند و وقتی تحت اثر بار قرار می گیرد می خواهد خیز پایین پیدا کند که خیزها خنثی
می شود در نتیجه کمترین خیز به وجود می آید



خاصیت هم پیش تنیدگی به ما امکان می دهد سازه را سبک کنیم و دهانه را افزایش دهیم

در ایران امروزه برای پل ها زیاد استفاده می شود. برای اعضای افقی و تیرها استفاده می شود

اگر از پیش تنیدگی استفاده نکنیم تا دهانه های ۱۲ ایجاد تیرهای طولی صرفه نمی شود

در پیش تنیدگی کامل کل مقطع در حالت پیش تنیدگی است

در پیش تنیدگی جزئی یک قسمت کامل پیش تنیده داریم یک قسمت دیگر غیر پیش تنیده

پیش تنیدگی مانع ترک خوردگی می شود

در ساختمان بتن معمولی اجازه ترک خوردن می دهیم

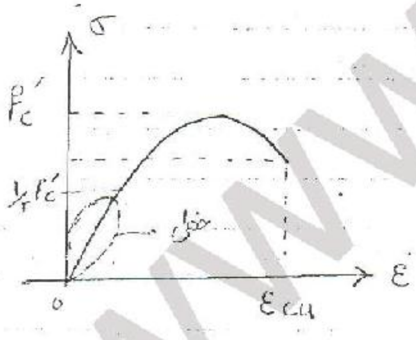
در پیش تنیده مقاومت بتن روی اعضاء اثر زیادی دارد

در پیش تنیدگی معمولاً برای تیرها و دهانه های وسیع بکار می رود

پیش تنیدگی جزئی مثلاً ستون های وسط در ساختمان های بلند است در این نوع سازه ها روی طبقه اول یک کف محکم [illegible]

پس تنیده ستون های سایر طبقات را روی آن نصب می کنند

cu concrete Ultimate ε_{cu} , ε_{cu} –



اگر منحنی تنش - کرنش بتن را رسم کنیم

ε_{cu} کرنش نظیر تخریب را گویند که تنش آن از مقاومت
نهایی کمتر است

سطح تنش ها در سازه ها معمولا تحت اثر بار سرویس (بهره برداری)

از $\frac{1}{2} f'_c$ کمتر است

رفتار کلی بتن را با یک معادله درجه ۲ می شود بیان کرد ولی بخش اولیه آن به خط خیلی نزدیک است

خرابی بتن را کرنش تعیین می‌شود نه تنش. آزمایش‌ها نشان داد که : $0/003 < \varepsilon < 0/005$ ۰/۰۰۳

آیین‌نامه‌ها عدد ۰/۰۰۳ را که محافظه‌کارانه است پیشنهاد می‌کنند مثل ACI 2002 - از

آیین‌نامه جدید کانادا ۰/۰۰۳۵ پیشنهاد داده است

سطح تنش در حالت سرویس از این جهت اهمیت دارد که می‌توان رفتار سازه را در حالت سرویس خطی فرض کرد

– E_{cu} :

$$E_c = 5000\sqrt{f'_c}$$

– آیین‌نامه جدید کانادا آن را $4500\sqrt{f'_c}$ برده است !

– E_c را می‌توان از طریق آزمایش تعیین کرد که دقت بیشتری دارد تا فرمول

– ضریب انبساط حرارتی بتن :

بتن $\alpha = 10\times10^{-6}\ \frac{mm}{mm/^\circ C}$

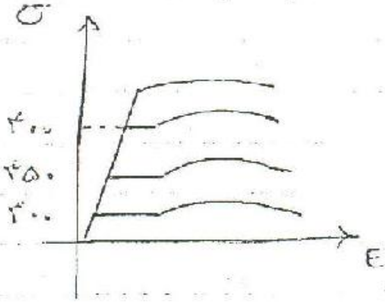
فولاد $\alpha = 12\times10^{-6}\ \frac{mm}{mm/^\circ C}$

α_c و α_s خیلی به هم نزدیک است
که در نتیجه یکپارچگی بتن و فولاد خیلی به ما کمک می‌کند

* فولاد نرمش :

میلگردها عمدتاً (از نیروهای کششی اندک) برای جبران ضعف مقاومت کششی بتن به کار می روند

بتن مسلح مقطعی است که با میلگرد کششی بکار می رود اگر چه میلگردهای فشاری و برشی هم کاربرد دارند



ابتدا منحنی خطی است تا به حد تسلیم برسد
در حد تسلیم منحنی افقی می شود و فقط مقاومت باقی می ماند
ثابت می ماند
بعد از یک مقدار تغییر شکل یک کرنش سخت شونده ظاهر می شود

منحنی های اولیه رده های مختلف میلگرد چندان فرقی با هم ندارند

E ۲۰۰ GPa

E همان شیب منحنی تنش - کرنش است

با افزایش مقاومت تسلیم مقدار تغییر شکل و شکل پذیری و بزرگی ناحیه افقی منحنی کاهش می یابد

— به طور کلی میلگردها در سطح دنیا براساس آیین نامه‌ها به ۳ دسته تقسیم می شوند :

۳۰۰
۳۵۰
۴۰۰

معمولاً میلگردهای پیش تنیدگی مقاومت خیلی بالاتری دارند چون در سازه پیش تنیده رفتار الاستیک است

آیین نامه بتن ایران (آبا) میلگردها را به ۴ دسته تقسیم می کند ؟

S ۲۲۰ –
S ۳۰۰ –
S ۴۰۰ –
S ۵۰۰ –

F_y حد تسلیم

* در بازار ایران تحت عنوان A1 ، A2 ، A3 ، A4 عرضه می شود ؟

در واقع میلگردها را با حد تسلیم دسته بندی می کنند

تقسیم بندی خارجی A1 ، A2 ، A3 همان ۳۰۰۰ و ۲۵۰۰ ، ۴۰۰۰ است

مهندس بتن یک تقاضا کند ، نوعی از میلگرد را اجرا کند [illegible] مسئولین کارخانه‌ای [illegible]

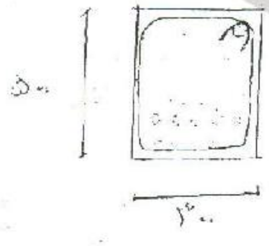
معمولاً S۴۰۰ بیشتر ترجیح داده می شود A3

در ایران تا ۱۰ سال پیش بیشتر از A2 استفاده می کنند زیرا [illegible] بودند که اگر A3 بگذارند مطمئناً A3 خواهد بود یا نه

– چه مزیتی A3 دارد ؟

* میلگرد هر چه [illegible] با مقاومت کششی آن استفاده می شود مثلاً اگر ۲۰٪ مقاومت کششی پایین بیاید ۲۰٪ مصرف میلگرد کم می شود .

در سازه های بتنی هرچه تراکم میلگرد در مقطع کمتر باشد بتن بهتر مصرف می شود



تراکم زیاد میلگرد باعث می شود تا امکان تراکم بتن در جای مناسب فراهم نشود .

اگر فرض کنیم بتن هر کدام را [illegible] قطر ببریم [illegible] این تراکم در حجم [illegible] جای بود

اگر بتوان تراکم ملات را کاهش داد طراحی از نظر اقتصادی و کیفیت بالاتر است

— نرم ترین A3 :

هرچه Fy بالاتر مورد سختی بیشتر است اما صلبی هم نیست ؟
اما به نظر می‌رسد که شکل پذیری کم می‌شود ما برای طرح مقاوم در برابر زلزله ما تسلیم شکل پذیری کم باشد
اگر این طور باشد پس بهتر است A1 را نخواهیم اما این کار اشتباه است A1 , A2 برای زلزله بهتر است

چون شکل پذیری زیادی هم ضرر دارد تخریب در سازه‌ها در اثر تغییر شکل‌های بزرگ غیر خطی اتفاق می‌افتد سازه اگر

در برابر زلزله کاملاً در سختی بمانند اصلاً خراب نمی‌شود اما اگر به تسلیم برسد باید شکل پذیری کافی داشته باشد اما شکل

پذیری زیادی یعنی تغییر شکل‌های بزرگ در سازه به همین دلیل آیین نامه‌های طرح زلزله یک max تغییر شکل مجاز را اعلام کردند

پس این طور نیست که هر چه میلگرد شکل پذیرتر باشد ؟

* در طراحی سازه‌ای دو نوع شکل پذیری داریم :

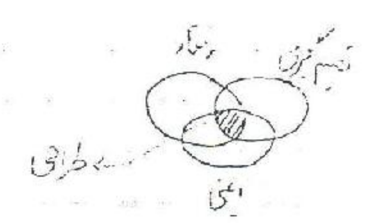
— شکل پذیری کامل با ضریب ۸

— شکل پذیری متوسط با 〃 ۳٫۵

۲۰۰ ≤ بیشتر برای ساختمان‌ها بکار می‌رود

* ایمنی :

ما در بخش طراحی ۳ مطلب اساسی داریم :



- رفتار
- تصمیم گیری
- ایمنی

اگر فقط رفتار را بررسی کنیم می شود علوم مکانیکی که داریم که سازه را به طور فیزیکی مطالعه می شود ← فیزیک

اگر فقط تصمیم گیری مطرح باشد می شود مدیریت

اگر فقط ایمنی را در نظر بگیریم : حفظ جان جلوگیری از خسارت بیمه ... در اینجا مقوله می گنجد

* طراحی در محل تلاقی این ۳ بحث است یک مهندس فقط مسئله فیزیکی حل نمی کند بلکه ایمنی را هم تعیین می کند .

در مطالعات ریاضی تصمیم گیری هیچ نقشی ندارد . در طراحی ساختمان ما تصمیم می گیریم که ابعاد سازه چه باشد چه نوع مصالح و یا چه نوع تیپ را استفاده کنیم از طرفی ما در طراحی که انجام می دهیم باید حاشیه ایمنی لازم را تعیین کنیم
ما همیشه مسئله را این طور حل نمی کنیم $* \; Cap = Dem$

$$\frac{Cap}{Dem} \geq S.F$$: بلکه می نویسیم

S.F همان ایمنی است .

* چه ضرورتی دارد که ما یک حاشیه ایمنی در طراحی ها اعمال کنیم مثلاً در مدول E یا در مقاومت و .... ؟

– علت آن وجود عدم قطعیت است : به علت کمبود و نبودن اطلاعات ما از واقعیات است

– وقتی یک سازه را طراحی می کنیم نمی دانیم دقیقاً چه بارهایی بر این سازه اعمال می شود مثلاً یا زلزله چه قدر است که اتفاق می افتد چه اثری روی ساختمان دارد . در مرحله طراحی هنوز اعضا ساخته نشده اند و نمی توانیم دقیق بگوییم خواص اعضا چه خواهد بود ، مواردی که اجرا می شود کیفیت اجرا ، نحوه بهره برداری ، زمان اجرا ، بارهایی که بر سازه اعمال می شود چه خواهد بود .

* هدف ۴ مهمترین دستاوردی که آگاهی از عدم قطعیت است :

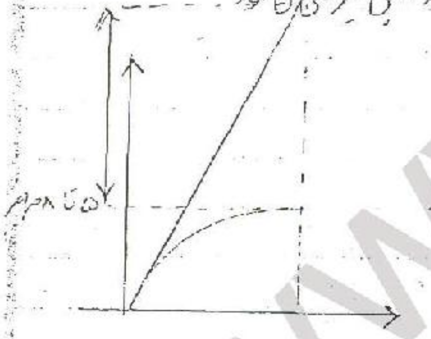
این را ما بدانیم چه حد ایمنی را در طراحی دخالت دهیم تا ایمنی کافی در طراحی ما دخالت دهد

چطور باید ایمنی را در طراحی دخالت دهیم و سطح ایمنی را چطور بالا ببریم

مثلاً می‌خواهید یک سد مخزن آب طراحی کنید و می‌خواهید ظرفیت آن را تعیین کنید یک آمار را دارید از مصرف آب که مثلاً بین ۱۰۰ تا ۸۰۰ متر متغیر است ۲۰ آمار ۱۰ ساله به ظرفیت را چطور باید بگیرید آیا ۱۰۰ بگیریم یا ۸۰۰ معلوم است که هرچه ایمنی بالاتری بخواهید یعنی عدم شکست در تأمین آب باید عدد بالاتری را بگیرید اگر بخواهید ریسک طراحی را صفر بگیرید با این فرض که آمار قطعی است می‌بایست ظرفیت را ۸۰۰ بگیرید با ریسک ۵۰٪ ظرفیت مثلاً می‌شود ۲۵۰
هرچه ریسک طراحی را کاهش می‌دهید هزینه بالا می‌رود هرچه هزینه را کاهش دهید ریسک طراحی بالا می‌رود
در سیستم جمع‌آوری آب شهرها اگر بخواهید سیستم را برای ماکزیمم بارش طراحی کنید باید کانال‌هایی با قطرهای زیاد در نظر بگیرید که هزینه سنگینی است چون احتمال بارش فراوان کم است

اگر بخواهیم ساختمان در برابر زلزله هیچ آسیبی نبیند نمی‌توانیم برای این منظور باید رفتار سازه در اثر زلزله خطی باشد می‌توان طوری

طراحی کرد که خسارت‌های جزئی قابل قبول باشد که باید سازه را شکل‌پذیر طراحی کرد پس نیرو کم می‌شود



سطح نیروی طراحی ۵ تا ۸ برابر کم می‌شود

R ضریب رفتار سازه

برای رفتار شکل‌پذیر اگر دیوار ستون ۱×۱ باشد برای سازه خطی
حدود ۲٫۵ × ۲٫۵ می‌شود

حاشیه ایمنی را آیین‌نامه‌ها طراحی می‌کنند

Euro code - ۲٫۸ برای آیین‌نامه‌ها

$\beta = ۳٫۵ - ۴٫۵$ شاخص ایمنی طراحی

www.tinar.ir

این ضرایب ایمنی برای میزان عدم قطعیت هایی است که در طراحی ما رخ می دهد

مقاومتی که ما در طراحی استفاده می کنیم چه مقداری دارد ؟

— مثلاً مقاومت بتن را ۲۰ MPa می گیریم این مقاومت آیا max است یا min یا متوسط ؟

* آیین نامه‌ها می گویند این مقادیر مقادیر اسمی اند که مقدار اسمی نه max نه min و نه متوسط بلکه مقداری است که با احتمال تعریف شده ای رخ می دهد آیین نامه Eurocode آن را specified value و نیز مقدار مشخصه می گویند

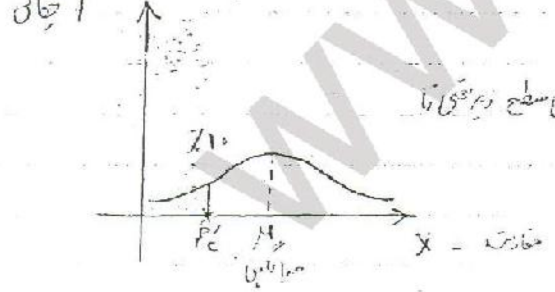
* برای مقاومت این احتمال ۹۰ ٪ گرفته می شود ؛

* یعنی ۹۰ ٪ احتمال دارد که بتنی که در سازه استفاده می شود از ۲۰ MPa بیشتر است

* شاید برای فولاد ممکن است حاشیه ایمنی را بالاتر ببرند احتمال ۹۵ ٪ ذکر کنند ؛

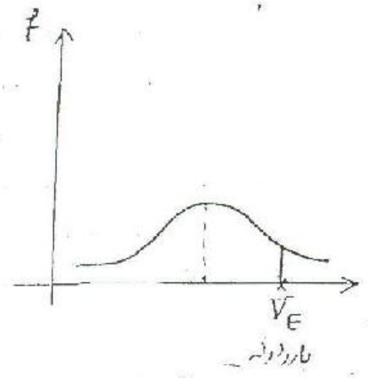
در مورد بارها هم به همین صورت است معمولاً بارها را با احتمال مشخص برای دوره مشخص تعیین می کنند مثلاً برای زلزله

آیین نامه ۲۸۰۰ UBC IBC زلزله ای با دوره بازگشت ۴۷۵ سال را در نظر می گیرد که برابر است با احتمال وقوع زلزله ای با احتمال ۹۰ ٪ که در طول ۵۰ سال رخ نمی دهد



* احتمال ۹۰ ٪ یعنی سطح زیر منحنی تا f'_c ۱۰ ٪ است

دوره بازگشت 9
متوسط وقوع در سال



* با احتمال ۹۰٪ یعنی مساحت راست
تا V_E ۱۰٪ است
بیشتر ۱۰٪ احتمال دارد که بار
زلزله ای که وارد می‌شود
از بار اسمی بیشتر   بار $x =$
باشد:

در طراحی یک شاخص ایمنی عمده ۵ تا ۲ بکار می‌برند

نحوه اعمال شاخص ایمنی و ضرایب ایمنی

مدرس کوراشی   حل تمرین   دانشجوی دکتری سازه

* ایمنی در طراحی سازه   3

مهندسین در طراحی ساختمان علاوه بر رفتار فیزیکی، مکانیکی حاکم بر سیستم به ایمنی و حفظ جان انسان‌ها در طراحی توجه می‌کنند

که طراحی سازه کلاً با تغییر ایمنی تفاوت می‌کند

ایمنی از گذشته به صورت قضاوت مهندسی به حساب می‌آمد اما امروزه به صورت تحلیل قابلیت اطمینان اجرا می‌شود.

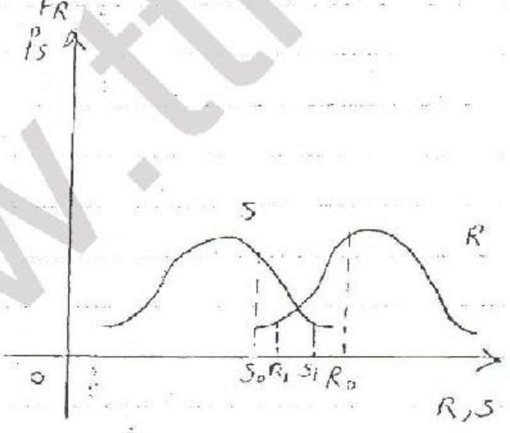
شرط ایمنی 8 $\underbrace{R}_{\text{مقاومت}} - \underbrace{S}_{\text{بار وارده بر اجزا}} \geq 0$ معادله طراحی

R Resistance

S

S و R یک متغیر تصادفی است نمی‌توان با قطعیت تعیین کرد

شرط ایمنی با احتمال خاصی رخ می‌دهد هرچه بالاتر باشد Reliability سازه بیشتر است



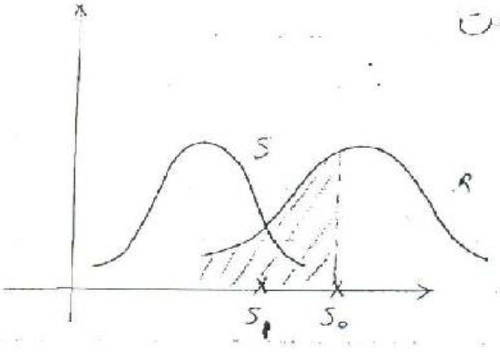
✓ بار یک متغیر تصادفی است که هر مقداری را می‌تواند اختیار کند مقادیر نزدیک قله احتمال بیشتری دارند

در عمل یک مقدار خاصی ممکن است برای مقاومت و بار رخ دهد اگر $S_0 < R_0$ باشد شکست رخ نمی‌دهد

اما $R_1 < S_1$ است پس شکست اتفاق می‌افتد

* در منطقه هم پوشی دو منحنی احتمال شکست صفر نیست اما در خارج این منطقه احتمال شکست صفر است

احتمال شکست ناشی از سطح هم پوشی دو منحنی بار و مقاومت است



اگر مقدار بار به صورت قطعی معلوم
باشد دیگر متغیر تصادفی نیست
اما R هم چنان متغیر تصادفی است

$$\underset{\text{یعنی احتمال}}{P_F}(R < S_0) = \int_{-\infty}^{S_0} f_R(r)\,dr$$

اما چون خود S متغیر تصادفی است و مقدار آن معلوم نیست
احتمال کلی شکست می شود :

$$* \quad P_F(R < S) = \int_{-\infty}^{\infty} f_S(s) \left[\int_{-\infty}^{S_0} f_R(r)\,dr \right] ds$$

✓ حاشیه اطمینان : یعنی احتمال شکست از حد معینی نباید بیشتر باشد

مثلاً ۰/۰۰۱

* مثلاً اگر تعداد خانه های ایران ۱ میلیون باشد با احتمال شکست ۰/۰۰۱ ، طول عمر ۵۰ سال باید انتظار داشته باشیم هر سال ۵۰۰۰۰ خانه خراب شود

معمولاً این انتگرال ها قابل انجام نیستند به دلیل پیچیدگی توابع به همین دلیل انجام آن از نظر ریسک برای طراحی معمول نیست . از مورد آنچه در ریاضیات سعی می کنند اندازه گیری ها را با تحلیل قابلیت اطمینان انجام دهند

روش تحلیل قابلیت اطمینان www . JCSS . ethz . ch

* برای نیروگاه‌های اتمی استفاده از روش مستقیم قابلیت اطمینان و آنالیز ریسک اجباری است

– آیین‌نامه‌های ACI 2002 مبنایی بود که می‌توان با روش مستقیم محاسبه اطمینان را تعیین کرد
– اما برای ساختمان‌های معمولی از روش ضرایب اطمینان استفاده می‌کنند.

$$R - S \geq 0 \qquad (1)$$

$$\Rightarrow \quad \alpha R_n - \gamma S_n \geq 0 \qquad (۲)$$

بار واقعی که رخ می‌دهد را نمی‌توان تعیین کرد
اما بار اسمی را می‌توان تعیین کرد ← مقاومت اسمی
که آیین‌نامه‌ها مقادیر اسمی را تعیین می‌کنند

* α ضریب کاهش مقاومت — مقاومت اسمی را به شکل محافظه‌کارانه کاهش می‌دهیم

* روش‌های موجود آیین‌نامه‌ای روش‌های نیمه احتمالاتی ساخته می‌شوند چون احتمالات را به کار می‌گیرند اما نه به طور کامل

– ضرایب α, γ را از خود آیین‌نامه می‌گیریم؟

ACI آیین‌نامه کانادا آ : $\Phi R_n \geq \alpha S_n$ (۳)

$$R_n \cdot \frac{1}{S.F} = \frac{\Phi}{\alpha} \cdot R_n \geq S_n \qquad (۴)$$

روش تنش مجاز
ضرایب را فقط برای مقاومت در نظر می‌گیریم

S.F = Factor safety [illegible]

در گذشته کلیه روشهای طراحی بر مبنای ASD بود در حال حاضر روش غالب در فولاد روش ASD است

در طراحی پل ها هنوز این روش غالب است اگرچه روش حالت های حدی بکار می رود .

* $R_n \geqslant \frac{(\alpha)}{\boxed{\varphi}} S_n$ —— X (۵۱ روش بار مجاز
یا روش ضریب بار

این روش برای طراحی پلاستیک یا خمیری کاربرد دارد

طرح خمیری روشی است که سازه را در حالت کاملاً خمیری در نظر گیرد و رفتار سازه را الاستوپلاستیک در نظر گیرد

در طراحی دال ها به روش خطوط تسلیم و نیز روشهای طراحی حدی کاربرد دارد

حالت های مختلف را از هم تفکیک می کند روش حالت های حدی $\Phi\ (\Phi_1, \Phi_2, \ldots)$ روش سوم
$\alpha\ (\alpha_1, \alpha_2, \ldots)$

مقاومت ذاتاً در این روش را جدا از هم می گیرد

مقاومت اعتبار دارد و عملاً از مقاومت مقطع استفاده می کنیم مثلاً مقطع یک تیر بتنی تابعی از ابعاد مقطع تعداد میلگردها است پس مقاومتی که نوشته می شود یک معادله است که تابعی از عوامل مختلفی است

در روش حالت های حدی دو نوع روش وجود دارد برای اعمال ضریب :

فرق این دو روش در ضریب مقاومت است که به دو گونه اعمال می شود

آیین نامه ACI از یک ضریب ایمنی مقطع استفاده می کند برای مقاومت و برای هر یک ضریب بکار می برد

هم فولاد هم بتن

www.ttmar.ir

سایر آیین نامه ها از جمله کانادا در این قسمت متفاوت عمل می کنند و برای اجزای مختلف مقطع ضرایب مختلفی را اعمال می کنند عدم قطعیت موجود در بتن نسبت به فولاد خیلی بیشتر است و بنابراین مقاومت در فولاد کمتر از بتن است پس ضریب اطمینان (بتن) باید بزرگتر باشد تا نسبت به فولاد ؛

تفکر آیین نامه های امروزی این است که استفاده از ضرایب جزئی مقاومت به طرح بهینه تری می انجامد تا بدون این که ریسک را کاهش دهد

مطالعات نشان داده که اگر با آیین نامه آبا کار کنید یا ACI تفاوت ها زیاد نیست اما در مورد ستونها ممکن است ۳۰ تا ۴۰ ٪ تفاوت در مصرف فولاد داشته باشید

ضرایب آیین نامه کانادا : $\alpha_D = ۱/۲۵$ بار مرده

$\alpha_L = ۱/۵$ بار زنده

ضریب اطمینان بار مرده کمتر از زنده است

آیین نامه ACI 99 $\alpha_D = ۱/۴$

$\alpha_L = ۱/۷$

ACI 02 $\alpha_D = ۱/۲$ ACI سعی کرده به کانادا نزدیک شده است

$\alpha_L = ۱/۶$

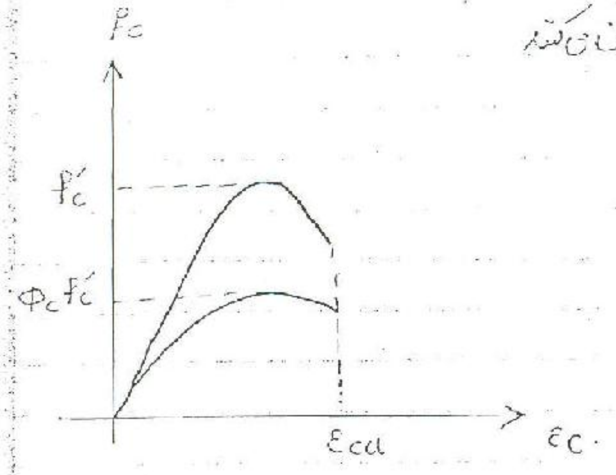
ضرایب تأمین کانادا $\overset{\text{بتن}}{\Phi_c} = ۰/۶$ ، $\overset{\text{فولاد}}{\Phi_s} = ۰/۸۵$

ACI یک ضریب دارد خمش $\Phi = ۰/۹$

روشی که ما در طراحی سازه های بتن آرمه استفاده می کنیم روش جدیدی است که به سبک کانادا است

تفاوت کانادا با ACI نحوه اعمال ضرایب اطمینان است. اگر ضرایب را حذف کنیم این دو یک آیین نامه می شوند

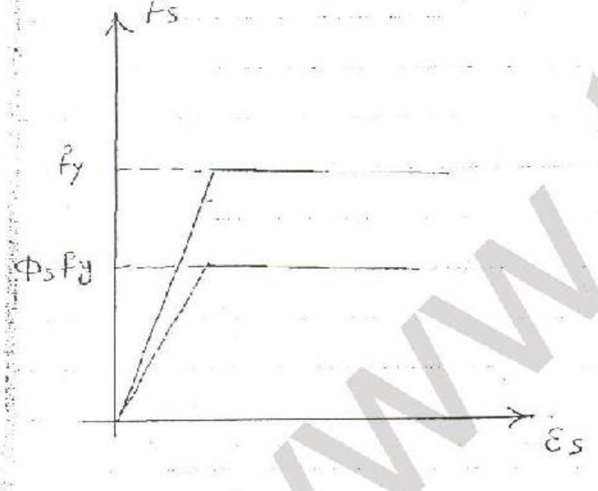
آیین نامه ACI به طور متوسط ١٠ ٪ بیشتر فولاد مصرف می کند



بتن $\varepsilon-\sigma$

این منحنی ، منحنی اصلی است

در طراحی مقدار ضریب دار را به کار می بریم

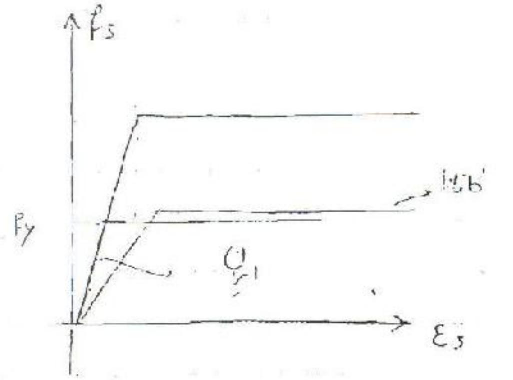


فولاد

به جای منحنی اصلی از منحنی با ضریب استفاده می کنیم

تفاوت ایران با کانادا ؟

آنها همه موارد را از کانادا آورده اند با این تفاوت که چیزهایی اضافه کرده اند



روی قسمت ضریب را در نظر بگیرند

* آیا استفاده عینی از ضرایب کانادا در ایران به سطح اطمینان مورد نظر می‌انجامد ؟

جواب: نه، چون سطح اطمینان با توجه به شرایط کارگاه‌های تأمین می‌شود. در کانادا چون وضع شرایط کارگاه‌ها خیلی بهتر از ایران است مثلاً استفاده از سنگدانه‌های بهتر

کارگاه‌ها را از نظر کنترل کیفیت ضریب تغییرات کامل تقسیم به ۳ دسته‌اند

ضعیف
متوسط
عالی

اما همین کارگاه‌های عالی مربوط به کشورهایی است که ضریب تغییرات آن‌ها پایین است یا میزان ضریب تغییرات کارگاه‌های عالی متوسط شده زیرا این کارگاه‌ها نیز شرایط خوبی ندارند

شاخص اطمینان در طراحی سازه‌های بتن آرمه حداقل ۳٫۵ است اما در کارگاه‌های ایران به ۲٫۸ می‌رسد

پس باید ضرایب اصلاح شود :

α

ϕ_c = ۰/۵۵
ϕ_s = ۰/۷۵
α_D = ۱/۲۵
α_L = ۱/۷

ج ۵ بنام خدا ۸۴/۱۱/۲۶

رفتار خمشی ۵

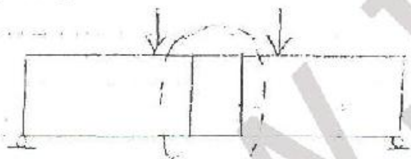
مهمترین حالات عمومی از رفتارها رفتارهای اعضای سازه تحمیل می‌شود تا بتوانند نیروهایی که به سازه تحمیل می‌شود را به تکیه‌گاه منتقل کنند شامل خمش، برش، پیچش، محوری و ترکیب آنها

اجزا عمده رفتارهایی اندکه عضو تیر در حین خمش آن است ؟

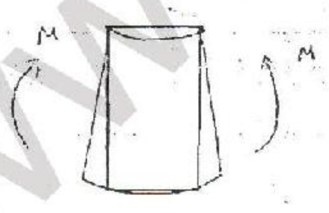
اصول اساسی حاکم بر رفتار خمشی همانند مقاومت مصالح است ؟

- سازه الاستیک است
- " همگن است
- در محدوده الاستیک رفتار خطی دارد

* مهمترین فرض در این مسئله این است که مقاطع تحت خمش دچار اعوجاج نمی‌شود یعنی توزیع کرنش خطی است



در این محدوده خمش خالص داریم



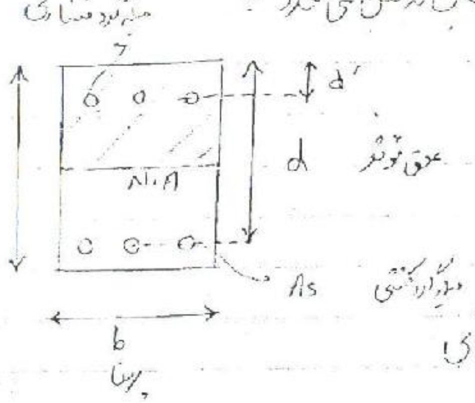
تنش تغییر شکل خطی است

البته سازه بعد از ترک خوردن، وارد فاز غیرخطی می‌شود

و در حالت حدی نهایی رفتاری کاملاً غیرخطی خواهد داشت

مقطع یک عضو بتن مسلح یک مقطع مرکب است از میلگرد و بتن

فرض این است که میلگرد و بتن یک مقطع یکپارچه دارند میلگرد در بتن نمی لغزد ؟



عمق مقطع تا مرکز هندسی میلگردها را با d نمایش داده
عمق موثر می گویند

چون وقتی مقطع ترک می خورد بتن فشاری موثر است و میلگردهای

کششی به عبارتی بتن زیر تار خنثی به حساب نمی آید و فقط مقاومت کششی میلگردها به حساب می آید

در طراحی خمشی ما اکثراً با d کار می کنیم تا h ؟

As	مساحت میلگردها
A's	مساحت میلگرد فشاری
d'	عمق میلگرد فشاری

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

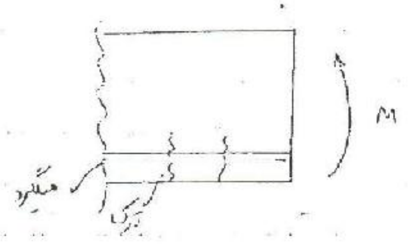
* ρ نسبت فولاد
منظور نسبت فولاد کششی است

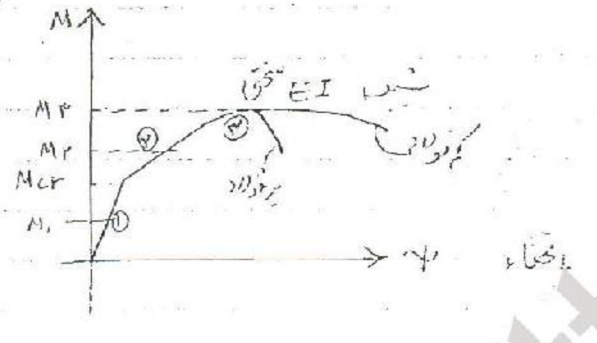
* بتن کششی از مقاومتش صرفنظر می شود آیا نادیده گرفته می شود ؟

خیر فقط از مقاومت کششی آن صرفنظر می کنیم ولی دارای خواص مهمی است ، میلگردها را از زنگ زدگی حفظ نماید

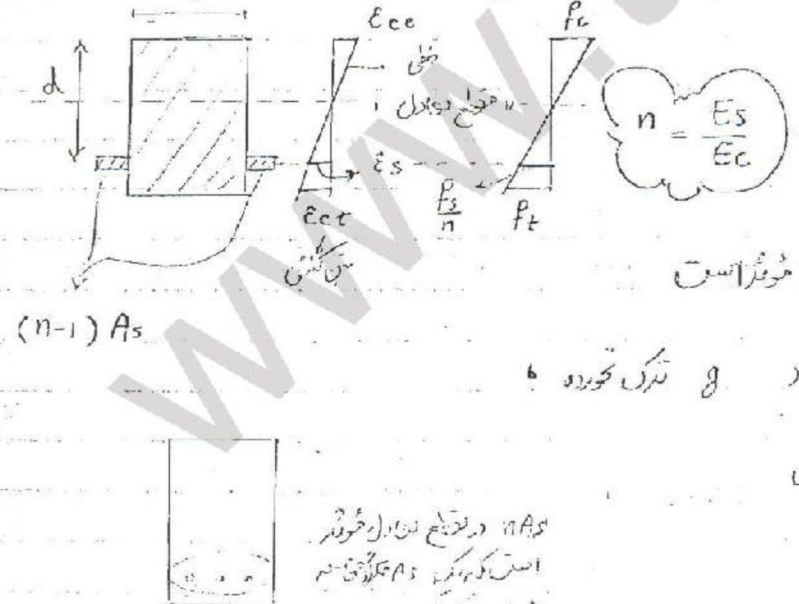
چون دارد از ترک زیادی جلوگیری می‌کند که آرماتور سوزنی

* رفتار خمشی :


M
میلگرد
ترک



1- $M_1 < M_{crack}$: مقدار لنگر کم است به طوری که مقطع ترک نخورده :


b
d
εcc
خطی
محور خنثی
εs
εct
بتن کششی
fs/n
fc
ft
(n-1) As

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

چون ترک نخورده است کل مقطع موثر است

— پس Ig می‌سنجیم g ترک نخورده :

— رفتار خطی است و الاستیک

nAs در مقطع تبدیل موثر است که چون As هم اکنون هم حساب شده پس (n-1)As بصورت [illegible] دادیم .

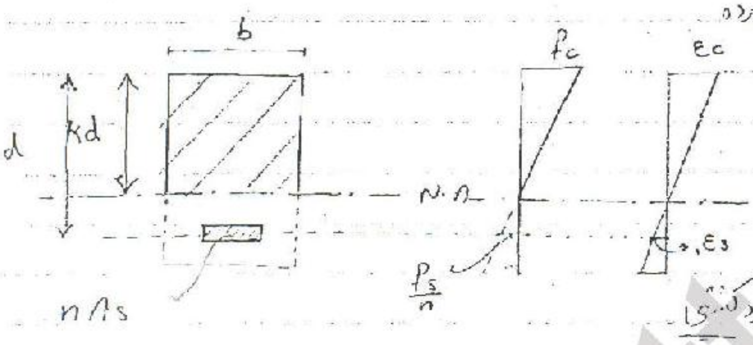
برای بتن و دو میلگرد چون سطح n برابر عرض دارد n برابر است

دیاگرام حالت آن است ؛

② - در صورتی مقطع ترک خورده که تنش کششی برابر مقاومت کششی بتن شود پس بتن زود ترک می‌خورد

یعنی منظور این است که f_t با مقاومت برابر شد ترک کششی سریع ایجاد می‌شود و گسترش پیدا می‌کند تا به تعادل برسد

$M_2 > M_{cr}$ خطی - ترک خورده



بتن زیر تار خنثی از مقاومت کششی آن صرف‌نظر می‌شود

- مقطع ترک‌خورده بتن فرضی است و میلگرد کششی

- I_{cr} محاسبه می‌شود $I_{cr} << I_g$.

- توزیع تنش و کرنش خطی است

- f_s را باید تقسیم بر n کرد چون سطح میلگرد n برابر سطح بتن است

* رفتار سازه در حالت خطی ترک خورده از اهمیت بالایی برخوردار است

تیر در حالت سرویس و بهره‌برداری رفتارش به این صورت است

- در سازه‌های بتن آرمه ما به این گونه طراحی می‌کنیم که در حالت سرویس ترک نخورد یا جدا

اگر سازه ترک نخورد ما می‌رسیم که سطح تنش بالا از مقاومت کششی فراتر نرود تنش کششی بتن ۰/۱ فشاری است پس ترک خورده

مقاومت مبنایی می‌توان استفاده کرد و اگر مقطع ترک نخورد از طرفی مقدار تنش در میلگردهای کششی بسیار پایین خواهد بود

چون تغییر شکل اعمال شده به آنها باید در حد بتن باشد در نتیجه تنش ایجاد شده در آنها خیلی کمتر خواهد بود !

- اما مقاومت فولاد نسبت به بتن حدود ۱۰ برابر بیشتر است اگر مقطع تنش حداکثر مقاومت کششی بتن را تحمل کند تنش فولاد

حدود $\frac{1}{20}$ مقاومت آن خواهد بود. از مقاومت کششی فولاد هم می‌توان استفاده کرد. ولی استفاده از میلگرد بی‌فایده خواهد بود

* اما اگر اجازه دهیم مقطع ترک بخورد با مقاومت کششی بتن را از دست می‌دهیم در عوض اجازه می‌دهیم مقاومت کششی آن را بالا

ببریم و بتوانیم از تمام ظرفیت (۹۰٪) مقاومت فولاد استفاده کنیم !

- از طرفی تنش در میلگردها متناسب با کرنش است وقتی تیر ترک می‌خورد مقدار کرنش‌ها زیاد می‌شود در نتیجه سطح تنش در فولاد هم حد

ظرفیت خود می‌رسد و می‌توانیم از تمام ظرفیت فولاد استفاده کنیم زیرا در ابتدا مقطع خطی است و حالت قبل کوچک می‌شود

پس اگر بخواهیم به طور بهینه از فولاد و بتن استفاده کنیم طوری طراحی می‌کنیم که مقطع ترک بخورد !

ترک در اینجا ترک بخشی سازه‌ای است ولی پهنای ترک را کنترل می‌کنیم که از حد مجاز بیشتر نشود ؟

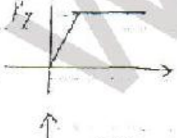
قطعه‌های داخل ساختمان	۰/۴ mm
قطعه‌های بیرون "	۰/۳۳ mm

- ترک‌ها با یک خمش بخش اند ؟

رفتار بتن هنوز خطی است ولی شیب رفتار کاهش می‌یابد شکستگی در شیب

ایجاد می‌شود چون I کاهش یافته

ولی شیب کاهش یافته است



- ترک‌های خمشی در $0/1\,f'_c$ اتفاق می‌افتد

نقطه ترک خورد که به صورت نقطه تیز در شیب است

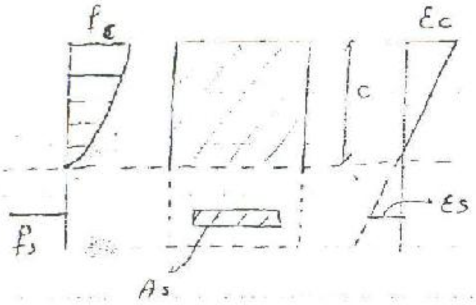
که رفتار خطی است چون سطح تنش‌ها در حد

خطی است.

www.ftnar.ir

$M_4 < M_3$ -۳ *

وارد فاز غیرخطی می شود
بتن ترک خورده - غیرخطی



چون رفتار غیرخطی است
از معادلات الاستیک نمی توان
استفاده کرد و As را بنویسیم

توزیع کرنش همیشه خطی است   توزیع تنش غیرخطی است

عمق تار خنثی در حالت های ۱ تا ۳ متفاوت است به ترتیب کم می شود

نیرو وارده فاز غیرخطی می شود تا به حالت ۴ که حدی است می رسیم

B. $M_4 > M_3$ -۴ *

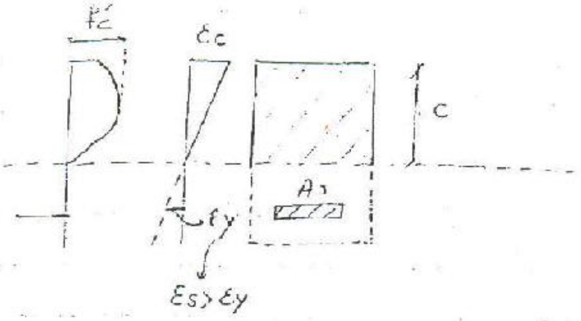
حالت حدی یک مقطع بتن آرمه وقتی است که یا میلگرد خراب شود یا بتن فشاری

تخریب بتن با کرنش ماکزیمم یعنی ε_{cu} اتفاق می افتد و تخریب میلگرد با تنش ماکزیمم f_y

در حالت ۴ داریم :

- اول میلگرد به حد تسلیم می رسد بعد بتن به حد نهایی می رسد
- اول بتن به حد نهایی می رسد سپس میلگرد به حد تسلیم می رسد
- همزمان اتفاق بیفتد

الف ـ اول میلگرد به حد تسلیم می‌رسد سپس بتن به حد نهایی می‌رسد



حداکثر تنش f'_c در دورترین تار اتفاق می‌افتد

جائیکه max تنش داریم max کرنش نداریم

وقتی میلگرد تسلیم رسید بتن به ε_{cu} نرسیده است [illegible] فولاد

تحت اثر بارهای ثابت تغییر شکل می‌دهد تا جایی که ε_c به ε_{cu} می‌رسد که در نتیجه تخریب می‌شود .

* فاصله آن که حد تسلیم فولاد رسید تا جایی که بتن به حد نهایی می‌رسد را شکل‌پذیری می‌گویند

چون میلگرد که به تسلیم رسید تغییر شکل اضافی در سازه رخ می‌دهد تا بتن تخریب شود

هنگامی که این فاصله زیاد است تغییر شکل‌ها اضافه می‌شود و ترک‌های جدید فرم ایجاد می‌شود یعنی سازه هشدار می‌دهد که خراب می‌شود تغییر شکل‌ها دیده می‌شود

* این حالت مقطع را کم فولاد گویند .

چون قطعاً اول به تسلیم می‌رسد که فولاد زیاد نداشته باشیم اگر فولاد زیاد داشته باشیم

شکل‌پذیری از بین می‌رود

ε_{cu}

ب ـ اول بتن به حد نهایی می‌رسد سپس فولاد تخریب می‌شود ε_{cu} , $\varepsilon_s < \varepsilon_y$

تغییر شکل بزرگی اتفاق می‌افتد و مقطع خیلی سریع تخریب می‌شود

- اگر مقطع پرفولاد باشد اول بتن به حد نهایی می‌رسد قبل از این که فولاد به تسلیم برسد ۲

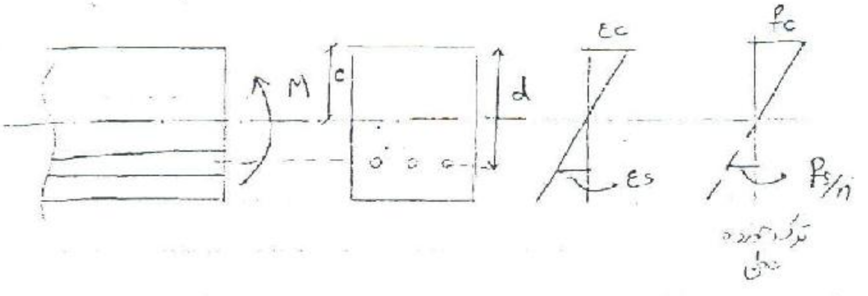
۳ ج - باهم به حد نهایی خود برسند به این حالت حالت متعادل گویند balance

یعنی ε_{cu} با f_y باهم رخ می‌دهد

آیین نامه‌ها استفاده از مقطع پرفولاد را ممنوع کرده‌اند در مقطع پرفولاد و متعادل شکل پذیری تقریباً وجود ندارد
سازه ناگهان خراب می‌شود و علائم نمی‌دهد

تنش‌ها در کرد فشاری مثل خودش است

ج ۶ بنام خدا ۸۶/۱۱/۳۰



چه رفتار مصالح خطی باشد یا نباشد چه مقطع ترک خورده باشد یا نه کرنش همواره خطی است

همچنین توزیع خطی تنش تا حد سرویس - بهره‌برداری است ولی از آن به بعد توزیع غیرخطی خواهد بود

* آیا ما از ترک خوردن مقطع باید جلوگیری کنیم یا نه ؟

- ترک بخورد ؛ چون اگر ترک نخورد طراحی غیراقتصادی و مقطع حجیم خواهد بود از طرفی نمی‌توان استفاده کرد
از ظرفیت فشاری بتن و کششی فولاد

هرچه مقدار d بیشتر باشد عمق تار خنثی بیشتر است .

* در طراحی d عمق مؤثر را بکار می‌بریم چون از مقاومت کششی بتن ترک خورده صرفنظر می‌کنیم

چنانچه چند ردیف لایه میلگرد داشته باشیم d تا مرکز سطح میلگردها حساب می‌شود

آیین نامه اجازه می‌دهد که از ابعاد میلگردها صرفنظر کنیم و فقط مرکز آن را در نظر بگیریم

* منظور از حالت حدی نهایی حالتی است که مقطع ترک می‌خورد

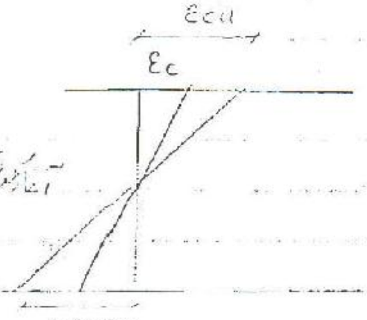
- اول میلگرد تسلیم شود سپس بتن تخریب شکل پذیر است $\varepsilon_s = \varepsilon_y$

www.ttmar.ir

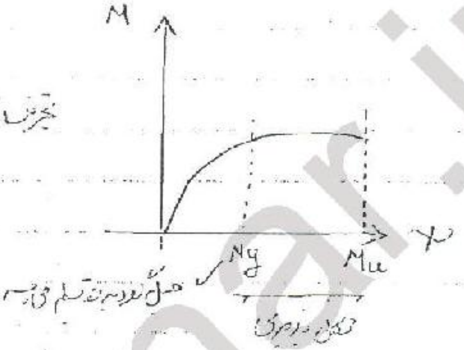
اگر در شروع تغییر شکل بزرگ می شود
بدون افزایش نیرو .
در این کرنش در بتن بالا می رود تا
جایی که $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ شود دیگر در این
حالت تخریب اتفاق می افتد که $\varepsilon_s \gg \varepsilon_y$

$F_s = F_y$ تخریب حاصل گردد

* $\varepsilon_{cu} \simeq ۰/۰۰۳$ قرارداد



تخریب شکل پذیر

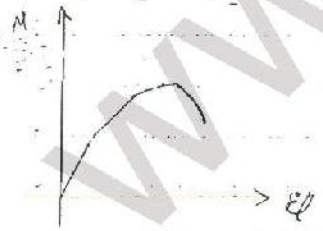


* مقدار تغییر شکل غیرخطی که در مقطع می تواند اتفاق بیفتد 6

— در صورتی شکل پذیر است که ابتدا فولاد به حد تسلیم برسد بعد بتن « کم فولاد باشد »

اگر مقدار میلگرد در حالت متعادل باشد My و Mu بر هم منطبق اند یعنی شکل پذیری وجود ندارد

اگر فولاد از حد متعادل بیشتر باشد تخریب کاملاً ترد خواهد بود چون ابتدا بتن به تسلیم یا حد نهایی می رسد و بعد میلگردها .



« مقطع پر فولاد »

— آیین نامه ها این مقدار مقطع پر فولاد را ممنوع کرده اند

* سوالات تکمیلی 8

۱ - حداکثر فولاد مجاز :

درصد متعادل یا balance

— در آیین نامه ACI چون ضرایب جزئی بکار نمی‌برد [illegible] حد متعادل [illegible] می‌شود :

$$ACI : 0/75 \rho_{balance}$$

— آیین نامه کانادا و آبا همان حد متعادل را در نظر می‌گیرند چون در محاسبه حد متعادل ضرایب اطمینان اعمال خواهد شد و مقدار فولاد با حد مجاز فاصله دارد

۲ - حداقل فولاد مجاز :

چرا هرچه فولاد کمتر بگذاریم شکل پذیرتر می‌شود اما تا چه حدی ؟

✓ * عبارتست از حداقل فولادی که وقتی مقطع ترک خورد بتواند در برابر لنگر ترک خوردگی مقاومت کند

آیین نامه کانادا : $M_r \geq 1/2 \, M_{crack}$

حداقل فولاد مجاز را
۲۰٪ بیشتر از مقدار لازم برای
لنگر ترک خوردگی می‌گیرند
بعضی آیین نامه‌ها ۱/۳ می‌گیرند

ACI ، ایران : $\rho_{min} = Max\left(\frac{1/4}{f_y}, \frac{0/25\sqrt{f'_c}}{f_y}\right)$

[illegible]

فقط رابطه اول برای بتن‌های ۳۰ MPa [illegible] بیشتر می‌شود .

min یعنی کمترین فولادی است که ما [illegible]

- توانیم کنترل ضوابط تنظیم و ضعیف min فرد را ؟ نتیجه باشد ؟

همان اساس رابطه ② شده است اما رابطه ① تجربی

* هرگاه میلگرد موجود در مقطع لااقل ۳۰ % از مقدار لازم سازه‌ای بیشتر باشد کنترل min لازم نیست ؟

این روابط برای میلگرد کششی است در حالت فشاری باید چک شود.

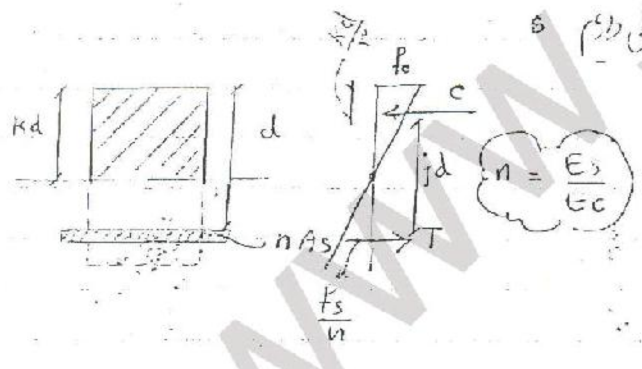
* حالت بهره برداری «سرویس»

می‌خواهیم سازه به نحو مطلوب رفتار کند خیز و ترک کم باشد...

* علاوه بر این حالت یک حالت حدی نهایی داریم که می‌گوید وقتی بارها ضریب نخورند با یک حداقل مقاومتی داشته باشیم

که بارهای لازم را در آن حالت نیز داشته باشند

- در حالت بهره برداری با مدل ترک خورده خطی داریم :



$n = \frac{E_s}{E_c}$

* $E_s =$ ۲۰۰۰۰۰ MPa
* $E_c =$ ۵۰۰۰ $\sqrt{f'_c}$
* E_c جدید ۴۷۰۰ $\sqrt{f'_c}$

- n معمولاً بین ۱۰ تا ۷ است

نیروی کششی در مرکز سطح میلگردها اثر می‌کند و برآیند نیروی فشاری در مرکز حجم آمد تنش اثر می‌کند

منحنی تنش‌ها مساحت

$$* \quad C = kd \cdot b \cdot \frac{f_c}{2}$$

کل از c $\frac{kd}{2}$

در مرکز میلگردها به عمق d $\quad * \quad T = A_s \cdot f_s$

$$* \quad \text{بازوی لنگر} = d - \frac{kd}{3} = jd$$

محاسبه تار خنثی ε

لنگر سطح را حساب می‌کنیم

$$\frac{b\cdot(kd)^2}{2} = nA_s\,(d-kd)$$

$$+\ A'_s(n-1)(kd-d')$$

اگر فولاد فشاری داشتیم

از تعادل نیروها و لنگرها برای بدست آوردن مجهولات حساب می‌کنیم.

$$* \begin{cases} M = C \cdot jd \\ \text{یا} \quad M = T \cdot jd \end{cases}$$

$$* \begin{cases} M = b \cdot kd \cdot \frac{f_c}{2} \cdot jd \\ M = A_s \cdot f_s \cdot jd \end{cases}$$

اگر تمام تنش‌ها معلوم باشند لنگر مقاوم
خواهد بود در هر مقطع.

(۲) $\Rightarrow \begin{cases} f_c = \dfrac{M}{\frac{1}{2}(kd)\cdot b(jd)} \\ f_s = \dfrac{M}{A_s\cdot(jd)} \end{cases}$

راه دوم - از روی kd می‌توانیم Icr را حساب کنیم:

$$I_{cr} = \frac{b(kd)^3}{3} + nA_s(d-kd)^2 + \underbrace{(n-1)A'_s(kd-d')^2}_{\text{فولاد فشاری}}$$

با داشتن I داریم

$$* \quad f = \frac{My}{I_{cr}}$$

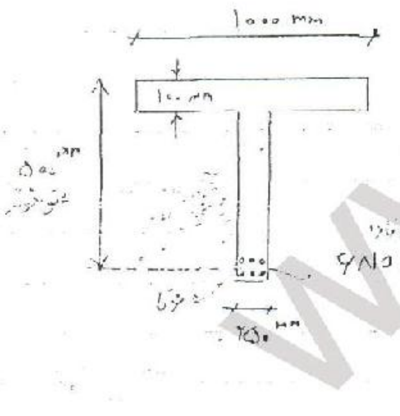
- از نظر سرعت راه اول بهتر است

مثال: $f'_c = 20$ MPa

$f_y = 400$ MPa

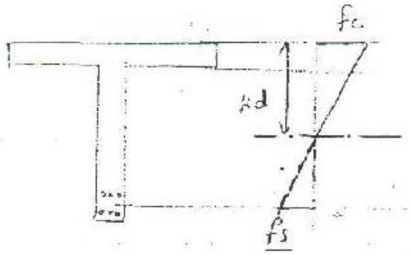
اگر $M = 250$ kN.m اثر کند

- max تنش در فولاد و بتن چقدر است؟



6No.30 = 6 × 700 = 4200 mm²

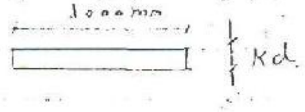
- ما فرض می‌کنیم که حالت ترک‌خورده هستیم:



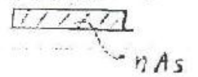
گام اول -

تعیین تار خنثی kd :

الف- فرض می‌کنیم که محور خنثی از درون بال می‌گذرد



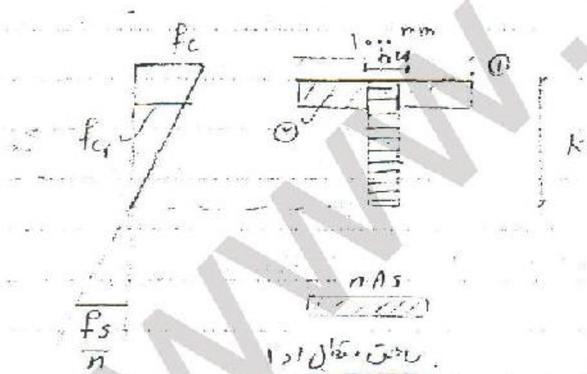
$n = \frac{E_s}{E_c} \cong 6$



$b\,\frac{(kd)^2}{2} = nA_s(d-kd) \rightarrow kd = 120^{mm} > 100^{mm}$ غ ق ق

یعنی فرض اولیه ما نادرست است !

ب- فرض کنیم محور خنثی از داخل جان می‌گذرد :


fc
fc1
1000 mm
hf
①
②
kd
nAs
fs
n

مقطع بال را به دو مقطع تبدیل
می‌کنیم مستطیل

ممان مقابل ۱ و ۱

$b_w\,\frac{(kd)^2}{2} + \underbrace{(b-b_w)h_f\left(kd-\frac{h_f}{2}\right)} = nA_s(d-kd)$

[illegible]

$\Rightarrow kd = 129^{mm} > 100$ ق ق

۲۰) ۲b – f_s ، f_c می‌خواهیم مقادیر تحت اثر لنگر داده شده ترکیبی تنش چقدر است ؟

$$* \quad M = b(kd)\left(\frac{f_c}{2}\right)\left(d-\frac{kd}{3}\right)-(b-b_w)(kd-h_f)\left(\frac{f_{c1}}{2}\right)\left(d-h_f-\frac{(kd-h_f)}{3}\right)$$

$$; \quad f_{c1} = f_c\,\frac{kd-h_f}{kd}$$

$$\Rightarrow \boxed{f_c = ۷٫۴۶ \text{ MPa}}$$

$$\frac{\frac{f_s}{n}}{f_c} = \frac{d-kd}{kd} \Rightarrow f_s = n f_s\,\frac{d-kd}{kd}$$

$$\Rightarrow f_s = ۱۲۱ \text{ MPa}$$

می‌خواهیم ببینیم آیا فرض درست صحیح است یا نه ؟ f_s که در حالت خطی است اما f_c هم کمتر از $\frac{1}{2} f'_c$ است پس دو فرض خطی بودن صحیح است چون به ۵۰٪ f'_c نرسیده است.

فرض ترک خورده هم صحیح است ؟ چون اگر ترک نمی‌خورد حداکثر تنش بتن ۲ MPa بود ؟

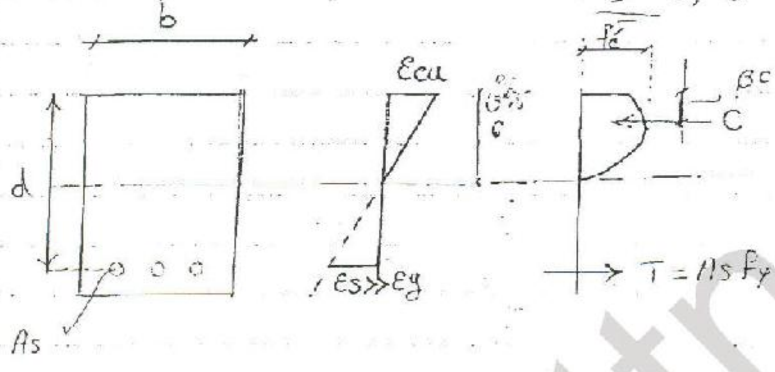
می‌توانستیم فرض کنیم ترک نخورده و بعد کنترل کنیم . اگر ترک نمی‌خورد حداکثر تنش کششی ۰/۱ f'_c می‌شد (۱۰)

چون در حالیکه ۷٫۴۶ مقداری است که با دست آوردیم برای تنش بتن که از ۲٫۵ بیشتر است :

ـ حالت [illegible] :

اگر مقطع کم فولاد باشد در حالت حدی بتن با افزایش بار ترک‌ها افزوده خواهند شد و از خرابی رفتار غیرخطی است. چون مقطع کم فولاد است کرنش در فولاد خیلی بیشتر از ε_y است و بتن به ε_{cu} رسیده است

در مقاطع خمشی اگر فولاد را کاهش دهیم شکل پذیری زیاد می‌شود :


b
d
As
ε_{cu}
c
$\varepsilon_s >> \varepsilon_y$
f'_c
βc
C
$T = A_s f_y$

با ترسیم تنش در بتن با کاربرد کرنش یکی منتج حول محور خنثی c به بتن حالت فشاری دارد :

kd عمق تار خنثی در حالت سرویس

* M_n nominal مقاومت خمشی اسمی :

$$C = T$$

$$\alpha f'_c \cdot bc = A_s f_y$$

تنش متوسط معادل
تنش غیرخطی
$\alpha < 1$

$$* \quad c = \frac{A_s f_y}{\alpha f'_c \cdot b}$$

α ضریبی از f'_c برای تبدیل تنش است که با آزمایش تعیین می‌شود

$$* \quad M_n = C \cdot jd = \alpha f'_c \cdot bc \cdot (d - \beta c)$$

بازو - jd
لنگر

β را توسط آزمایش تعیین می‌شود

$$* \quad M_n = T \cdot jd = A_s f_y (d - \beta c)$$

c جاگذاری $* \quad M_n = A_s f_y \left(d - \frac{\beta A_s f_y}{\alpha \cdot f'_c b} \right)$

– مقادیر بدست آمده β و α توسط آزمایش نشان داده که مقدار تقریباً با f'_c تغییری نکرده و نسبت $\frac{\beta}{\alpha}$ تقریباً ثابت است.

$$* \quad \frac{\beta}{\alpha} = \frac{1}{۱/۷} = ۰/۵۸۸$$

$$\boxed{M_n = A_s f_y \left(d - \frac{A_s f_y}{۱/۷ f'_c b} \right)}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$\boxed{M_n = \rho f_y \left(1 - \frac{\beta}{\alpha} \frac{\rho \cdot f_y}{f'_c} \right) b d^۲}$$

* $\omega = \frac{A_s}{bd} \cdot \frac{f_y}{f'_c}$ * درصد آرماتور معادل

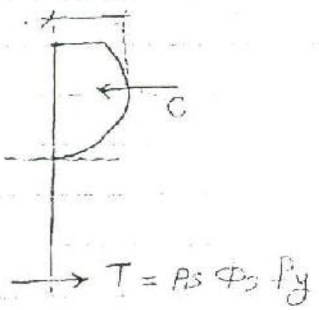
$$M_n = \omega\left(1 - \frac{\beta}{\alpha}\omega\right) f'_c b d^2$$

فقط مقطع مستطیلی

$\frac{\beta}{\alpha}$ مربوط به مقطع شکل است

آنچه که در آیین نامه نگاشته بود مقاومت با ضریب است

* M_r مقاومت با اعمال ضریب اطمینان ؟



$C = T$

$\alpha \phi_c f'_c \, b c = A_s f_y \phi_s$

$\phi_c = ۰/۶$ ضریب جزئی مقاومت بتن

که ۴۰٪ مقاومت بتن را کاهش می دهیم

$\phi_s = ۰/۸۵$ ضریب اطمینان جزئی مقاومت میلگرد

« ضرایب جزئی »

* $M_r = A_s \phi_s f_y \left(d - \frac{A_s \phi_s f_y}{1/7 \, \phi_c f'_c \cdot b}\right)$ * آبا، کانادا

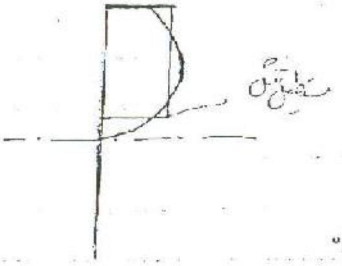
ACI از یک ضریب کلی استفاده می‌کند ؟

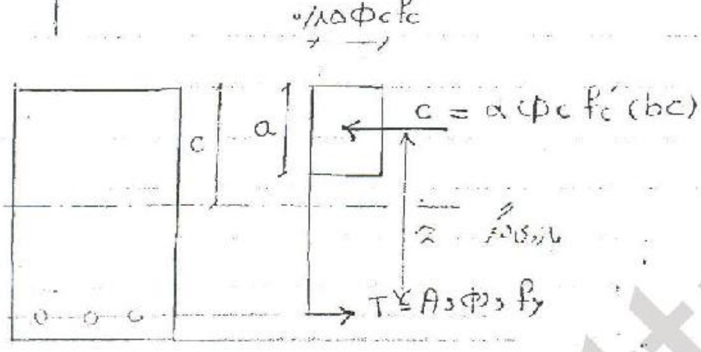
$$M_r = \phi M_n$$

ضریب روی هر دو اثر می‌کند یعنی از حالت ساده استفاده می‌کنیم و در یک ضریب ضرب می‌کنیم $\phi = ۰/۹$

برای طراحی باید ضریب اطمینان اعمال شود

برای ساده کردن محاسبات آیین نامه اجازه داده در محاسبات به جای توزیع سهمی تنش از مستطیل تنش معادل استفاده کنیم :




$0.85\phi_c f'_c$
c
a
$C = \alpha\phi_c f'_c (bc)$
z بازوی لنگر
$T \leq A_s\phi_s f_y$

C در مرکز مستطیل اثر می کند

$a = \beta_1 c$

این مستطیل تنش معادل را در حالتی نشان می دهد که C را در وسط آن نشان می دهد

با توجه به مستطیل $C = 0.85\phi_c f'_c (ab)$

$C = T$

$$0.85\phi_c f'_c\, ba = A_s\phi_s f_y \rightarrow a = \frac{A_s\phi_s f_y}{0.85\phi_c f'_c \cdot b}$$

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

$$M_r = \rho\phi_s f_y \left(1 - \frac{\rho\phi_s f_y}{1.7\phi_c f'_c}\right) bd^2$$

* $f'_c \rightarrow$ ۳۰ MPa $\longrightarrow$ $\beta_1 =$ ۰/۸۵ $\quad \beta_1 =$ ۲β

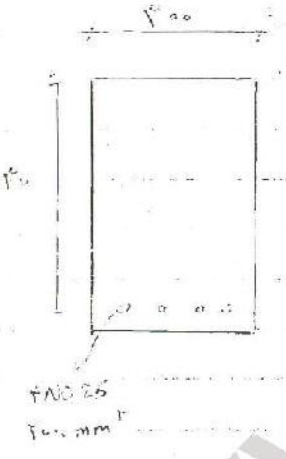
$f'_c >$ ۳۰ MPa — β_1 به ازای هر ۱۰ ^{MPa} اضافه ۰/۰۸ از مقدارش
کاسته می‌شود

β_1 حداقل $=$ ۰/۶۵

ضریب مقاومت $K_r = \rho \Phi_s f_y \left(1 - \frac{\rho \Phi_s f_y}{۱/۷ \Phi_c f'_c} \right) \cancel{bd^2}$ [illegible]

$M_r = k_r\, bd^2 \times 10^{-6}$ kN.m

K_r را از روی جدول ۱-۴ کتاب می‌خوانیم.



مثال: $f'_c =$ ۳۰ MPa
$f_y =$ ۴۰۰ MPa
$M_r =$?

$$۰/۸۵ \Phi_c f'_c (ba) = A_s \Phi_s f_y$$

$\Rightarrow \quad a =$ ۰/۱۴۸ m $=$ ۱۴۸ mm

[illegible]

$\rightarrow \quad M_r = A_s \Phi_s f_y (d - a/2) \times 10^{-6} =$ ۳۱۰ kN.m

استفاده از جدول ۴-۱ - راه دوم

از طرفی $\rho = \frac{As}{bd} = ۰/۰۱۲۶$

محدوده بین این دو است

$\rho = ۰/۵\,\rho_{max}$ $\qquad Kr = ۳/۴$

$\rho = ۰/۵۵\,\rho_{max}$ $\qquad Kr = ۳/۶۹$ MPa

$\Rightarrow \rho_{max}$ جدول $= ۰/۰۲۳۰$

$* \quad \frac{\rho}{\rho_{max}} = ۰/۵۴۸ \Longrightarrow kr = ۳/۶۸$ با درون‌یابی خطی

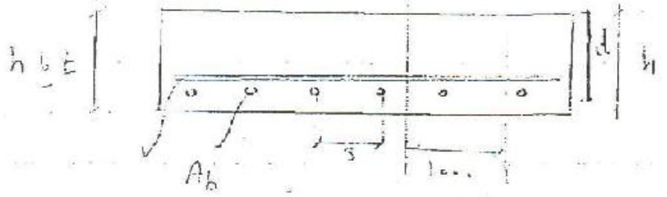
$\Rightarrow Mr = ۳/۶۸ \times ۳۰۰ \times (۵۳۰)^۲ \times ۱۰^{-۶} = ۳۱۰$ kN.m

۸۶،۱۲،۷

بنام خدا

دال یکطرفه مستطیلی

نیروها را از یک طرف منتقل می‌کنند



دال یکطرفه حالتی تیری است که خیلی پهن است. عمق دال بین ۱۰ تا ۲۰ cm است. دهانه آن تا ۸ متر می‌تواند باشد

معمولاً دال‌ها را در یک پهنای ۱۰۰۰ mm طراحی می‌کنند و به کل دال تعمیم می‌دهند

طراحی دال عبارتست از طراحی در یک متر.

در یک متر پهنا $A_s = \frac{1000}{s} \cdot A_b$

تعداد میلگردها

A_b مساحت یک میلگرد

— تفاوت مهم دال با تیر:

در حداقل فولاد است

دال $\Rightarrow A_{s_{min}} = 0/0018 A_g$

این مقدار از مقدار تیرها کمتر است

A_g کل سطح مقطع برای یک متر $= 1 \times h$

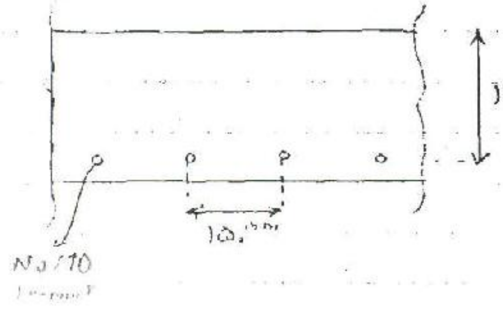
در حداقل فولاد دال اصطلاحاً فولاد حرارتی می‌گویند البته فقط نقش حرارتی ندارد نقش‌های دیگری مانند کنترل ترک و جلوگیری در برابر تغییر شکل‌های ناشی از خزش و جمع شدگی را دارد
حداقل حرارتی هم است

— نوع دیگر دال ها تیر : در هر دو حال حداقل فولاد را در هر دو جهت باید قرار داد
یکی در جهت اصلی در جهت دهانه
در جهت عمود بر دهانه نیز باید حداقل را قرار داد چون با توجه به تغییرات زیاد دما [illegible] نوسان
دما دارد و حتی در جهت طولی کارکرد [illegible] می شود ترک های [illegible] ایجاد می شود و برعکس
و اگر [illegible] با توجه به [illegible] زیاد دال قابل توجه است و [illegible] در جهت عمود شکل گیرد

— حداقل حرارتی اصطلاحاً گفته می شود ولی عملاً وقتی مربوط می شود این آرماتور فقط حرارتی نیست !

مثال ۸ : $M_r = ?$ ، $f_y = ۳۰۰$ ، $f'_c = ۲۰$

دال را با آرماتورهای شماره میلگرد [illegible] فاصله
می کنند ، $\Phi ۱۰$ یعنی قطر ۱۰mm
N ۱۰ شماره میلگرد
اگر آیین نامه آمریکا باشد ضرب در
$\frac{1}{8}$ in استفاده



$* \quad A_b = ۱۰۰\ mm^2$

$* \quad A_s = \frac{۱۰۰۰}{۱۵۰}(۱۰۰) = ۶۶۷\ mm^2/m$ پهنا

$* \quad \rho = \frac{۶۶۷}{(۱۰۰۰)(۱۲۵)} = ۰/۰۰۵$ نسبت فولاد

$* \quad \rho_{max} = ۰/۰۲۲۷$

$\rho_{min} = ۰/۰۰۲$

ولی A_c از A_g [illegible] ← در محاسبه ρ ، bd را [illegible]
[illegible] A_g از A_t [illegible]
[illegible]

$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$

فاصله میلگردها باید از ۲ برابر ضخامت دال کمتر باشد که هست .

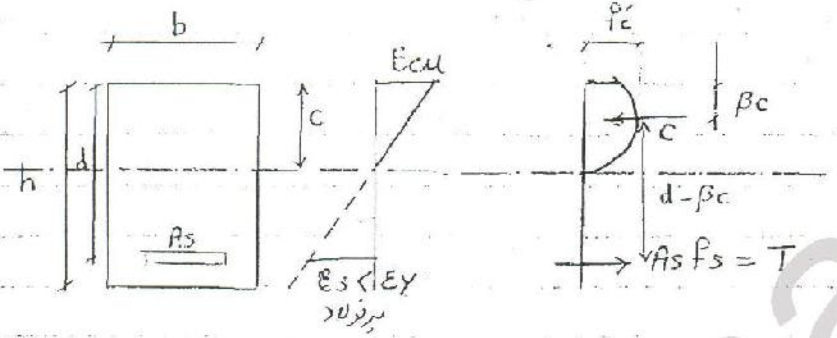
$C = T \Rightarrow ۰/۸۵\,\phi_c f'_c b a = A_s \phi_s f_y$

$\Rightarrow \boxed{a = ۱۶/۷\ mm}$

$$\Rightarrow \quad M_r = A_s \Phi_s f_y (d - a/2) \times 10^{-6} = 11.8 \quad kN.m/m$$

اگر ρ بین max , min نبود آنالیز را انجام می‌دادیم اما می‌گفتیم که غیرقابل قبول است :

* M_n برای مقطع پر فولاد 8 حالت مجهولی



به تعادل این مقطع توجه کنید

$C \quad \alpha f'_c b c$

[illegible]

$M_n = A_s f_s (d - \beta c)$ $\quad$ fs.c مجهول‌اند در مقطع کم فولاد fy داشتیم

$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{d-c}{c}$ $\quad$ آشنا

$f_s = \varepsilon_s . E_s = E_s . \varepsilon_{cu} . \frac{d-c}{c}$

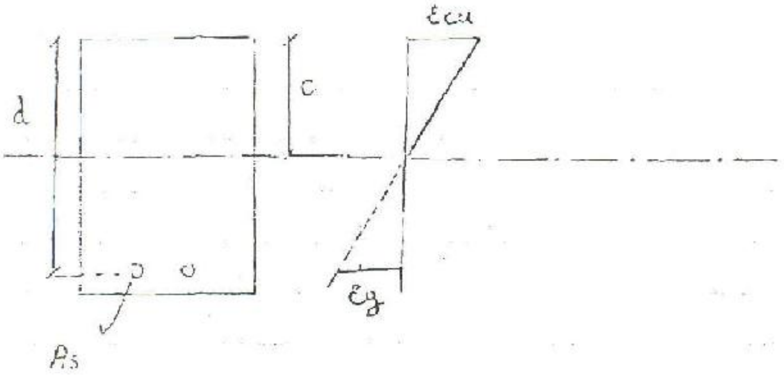
$\Rightarrow \alpha f'_c b c = A_s E_s \varepsilon_{cu} \frac{d-c}{c}$ $\quad$ c با ارائه جبری از آن مجهول به دست می‌آید

c را می‌یابیم → fs به دست می‌آید ⟶ Mn به دست می‌آید

برای به دست آوردن Mr حتماً fs را هم بنویسیم $\Phi_s f_s$ ، حتماً f'_c را هم Φ_c را بنویسیم البته Mr
بر حسب [illegible] است و کاربرد ندارد

* کرنش متعادل :

در حالت متعادل



$$\left(\frac{c}{d}\right)_{\underset{\text{متعادل}}{b}} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu}+\varepsilon_y} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu}+\frac{F_y}{E_y}}$$

$$\underset{E_s}{\text{صورت و مخرج ضربدر}} \Rightarrow \frac{E_s\,\varepsilon_{cu}}{E_s\,\varepsilon_{cu}+F_y} = \frac{(۲۰۰۰۰۰۰)(۰/۰۰۳)}{۶۰۰۰+F_y}$$

$$\text{متعادل}\left\{\boxed{\left(\frac{c}{d}\right)_b = \frac{۶۰۰}{۶۰۰+F_y}}\right.$$

در این شرایط به شکل کاری نداریم
برای هر شکلی برقرار است و به d هم کاری نداریم

اگر فولاد را زیاد کنیم c پایین می‌آید پس عمق تار خنثی مقطع متعادل

max عمق است برای این که پرفولاد بودن یا کم بودن فولاد را بررسی کنیم c را با c_b مقایسه می‌کنیم که اگر

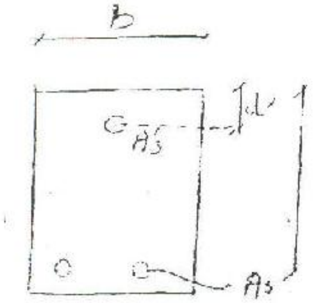
$$\boxed{C_{max} = C_b}$$

بیشتر بود مقطع پرفولاد و در غیر این صورت کم‌فولاد است .

در آیین نامه بتن ایران و ACI02 همین است .

در آیین نامه ساختمان ایران ρ_{max} را حساب می‌کنند

آیین‌نامه حداکثر ۰/۰۰۳۵ = ε_{cu} گرفته و رابطه بصورت $\frac{700}{700 + f_y}$ درآید ؛



— تیر مستطیلی با فولاد فشاری : 8

— فولاد فشاری به ما امکان می‌دهد ابعاد مقطع را کوچک‌تر کنیم

* فولاد فشاری در برابر زلزله جزو فولادهای اجباری است .

چون بار زلزله رفت و برگشتی است یعنی اگر معکوس می‌شود پس در هر دو

طرف فولاد گذاشته شود زیرا این فولاد یک بار کششی می‌شود یک بار فشاری . ✓

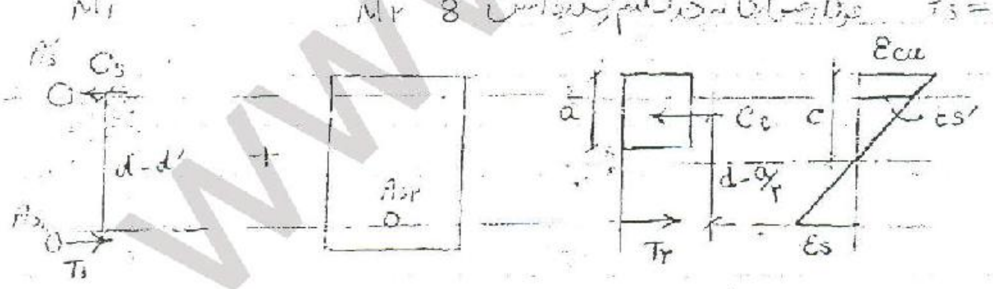
می‌دانیم در حالت حدی فولاد فشاری که هنوز تسلیم نشده است یا نه ؟

ولی فولاد کششی را می‌دانیم که تسلیم شده است .

فولاد فشاری داخل بتن است

ما هر دو حالت را باید در نظر بگیریم

* $f'_s = f_y$ فولاد فشاری هم تسلیم شده است 8


M۱
M۲
A'_s
C_s
d-d'
A_{s_1}
T_1
+
A_{s_2}
a
C_c
d-a/۲
$T_۲$
c
ε_{cu}
ε_s'
ε_s

[illegible] A_s و f'_s در حالت کلی است [illegible]

[illegible]

$$\Rightarrow \quad A_{s1}\,\Phi_s f_y = A'_s(\Phi_s f'_y - ۰/۸۵\,\Phi_c f'_c)$$

$$* \quad A_{s1} = \frac{A'_s(\Phi_s f'_y - ۰/۸۵\,\Phi_c f'_c)}{\Phi_s f_y}$$

[illegible] $M_1 = C_s(d-d')$

$$* \quad C_s = A'_s(\Phi_s f'_y - ۰/۸۵\,\Phi_c f'_c)$$

$$* \quad T_1 = A_{s1}\,\Phi_s f_y$$

$M_۲$ [illegible] $A_{s۲} = A_s - A_{s1}$

$$C_c = T_۲$$

$$\Rightarrow \quad a = \frac{A_{s۲}\,\Phi_s f_y}{۰/۸۵\,\Phi_c f'_c\, b}$$

[illegible] $C = \dfrac{a}{\beta_1}$ $\overset{U}{۲/۱}$

$$* \quad \varepsilon'_s = \frac{۰/۰۰۳}{C}(C-d')$$

$$* \quad \varepsilon'_y = \frac{f'_y}{E_s}$$

$\beta_1 \Rightarrow \varepsilon'_s >\!> \varepsilon'_y$ [illegible]

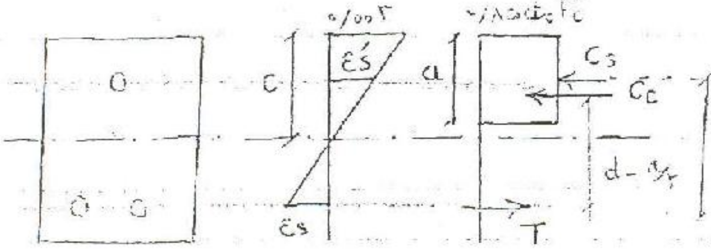
[illegible] $\boxed{M_r = M_1 + M_۲}$

کماکان فرض ما درست است :

* اگر $\varepsilon'_s < \varepsilon_y$ ؛

- پس $f'_s < f_y$ خواهد بود یعنی فرض ما نادرست است و باید مقطع را دوباره آنالیز

کنیم و فرض جدید را بکار ببریم :


۰/۰۰۳
۰/۸۵$\phi_c f'_c$
ε'_s
c
a
C_s
C_c
$d-d'$
$d-\frac{a}{2}$
ε_s
T

محل ۲ فولاد

C_c مجهول و دارای c بود

تشابه مثلث $f'_s = E_s\varepsilon'_s = E_s\frac{۰/۰۰۳}{c}(c-d')$

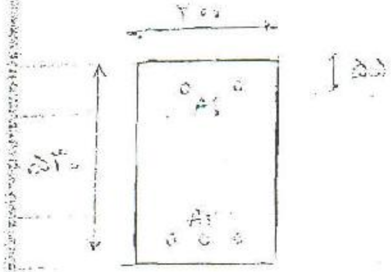
$T = C$ بنابراین یک معادله با یک مجهول c داریم

$A_s\phi_s f_y = A'_s f'_s\phi_s + ۰/۸۵\phi_c f'_c b\cdot\beta_1 c$

$A_s\phi_s f_y = \underbrace{A'_s\left(\phi_s E_s\cdot\frac{3\times10^{-3}}{c}(c-d') - ۰/۸۵\phi_c f'_c\right)}_{C_s} + \underbrace{۰/۸۵\phi_c f'_c b\cdot\beta_1 c}_{C_c}$

T

لنگر مقاوم مقطع * $M_r = C_s(d-d') + C_c(d-\frac{a}{2})$



مثال ۸ :

A'_s = ۲Φ۲۵ = ۱۰۰۰ mm²

A_s = ۴Φ۳۰ = ۳۰۰۰ mm²

f'_c = ۲۰ MPa

f_y = ۴۰۰ MPa

f'_y = ۳۵۰ MPa

مطلوبست Mr ؟

الف_ کنترل مقدار فولاد : مقطع نباید پرفولاد باشد : «حالت متعادل» :

$*\quad C_{max}$ = As تا زمانی که max باشد ! $= \dfrac{۶۰۰}{۶۰۰ + f_y}\, d$ = ۳۱۸ mm

کرنش در فولاد فشاری اگر C ماکزیمم باشد :

$\varepsilon'_s = \dfrac{۰/۰۰۳\,(C - d')}{C}$ = ۰/۰۰۲۵

$\varepsilon'_y = \dfrac{۳۵۰}{۲۰۰۰۰۰}$ = ۰/۰۰۱۷۵ $\Rightarrow \varepsilon'_s > \varepsilon'_y$

در حالت متعادل فولاد فشاری هم جاری شده است ،
می‌خواهیم با حالت موجود مقایسه کنیم :

$*\quad C_{max} = C_s + C_c$

$C_s = A'_s(f'_s \phi_s - ۰/۸۵\, \phi_c f'_c)$

$C_c = ۰/۸۵\, f'_c\, \phi_c\, \beta_1\, C_{max}$

$\Rightarrow$ Cs، Cc حاصل شد

$\Rightarrow C$ = ۱/۵۲ × ۱۰⁶ N   نیروی فشاری در حالت متعادل .

T = C

$\Rightarrow A_{s\,max} = \dfrac{C_{max}}{\phi_s f_y} \Rightarrow A_{s\,max}$ = ۴۴۷۵ mm²

As موجود = ۳۰۰۰ < As max ✓   ok

ج - طبق آئین‌نامه باید کنترل کنیم حتماً از ρ_{max} کمتر است :

$$\rho_{min} = \frac{۱/۴}{f_y} = ۰/۰۰۳۵$$

$$\rho_{موجود} = \frac{A_{s\,موجود}}{bd} = ۰/۰۱۸۸ > \rho_{min}$$

پس حداقل کم فولاد اصلی برقرار است :

ب - محاسبه M_2 : در این قسمت فولاد فشاری را که به حد تسلیم رسیده است :

$$A_{s1} = \frac{A'_s\,(\Phi_s f'_y - ۰/۸۵ f'_c \Phi_c)}{\Phi_s f_y}$$

$$= ۸۳۰ \ mm^2$$

$$A_{s2} = A_s - A_{s1}$$

$$= ۲۱۷۰ \ mm^2$$

$$a = \frac{A_{s2}\,\Phi_s f_y}{۰/۸۵\,\Phi_c f'_c b}$$

$$= ۰/۱۶۱ \ m = ۱۶۱ \ mm$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = ۱۸۹ \ mm \qquad \beta_1 = ۰/۸۵$$

$$\varepsilon'_s = \frac{۳\times۱۰^{-۳}(c-d')}{c} = ۰/۰۰۲۱۳ > \varepsilon'_y = ۰/۰۰۱۷۵$$

پس فرض ما درست بود

پس در حالت حدی نهایی فولاد فشاری به حد تسلیم رسیده است :

$$* \ M_1 = A'_s(\Phi_s f'_y - ۰/۸۵\,\Phi_c f'_c)(d-d')(۱۰^{-۶})$$

$$\Rightarrow \boxed{M_1 = ۱۴۴ \ KN.m}$$

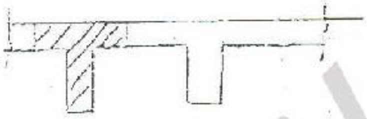
$$* \quad M_۲ = A_{s۲}\varphi_s f_y (d - a/۲)$$

$$\Rightarrow \boxed{M_۲ = ۳۲۲ \ KN.m}$$

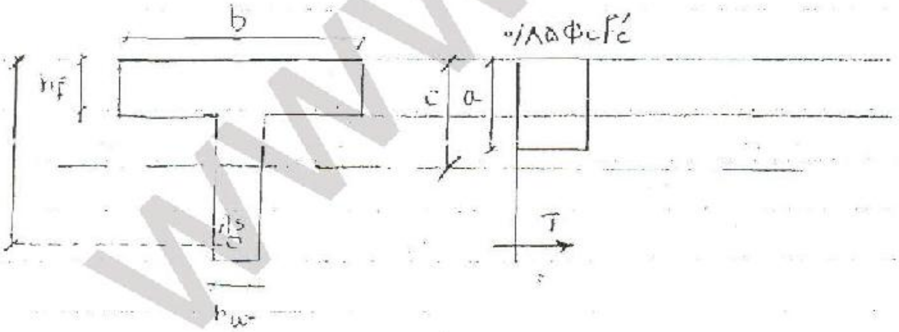
$$\Rightarrow M_r = M_1 + M_۲ \Longrightarrow \boxed{M_r = ۴۶۶ \ KN.m}$$

* آنالیز تیرهای T 8

اگر به صورت یکی پارچه اجرا شود ممکن است در دال ها دیده شود بنابر این در سیستم های تیر - دال دیده می شود



بخشی از دال همراه
با تیر T عمل می کند

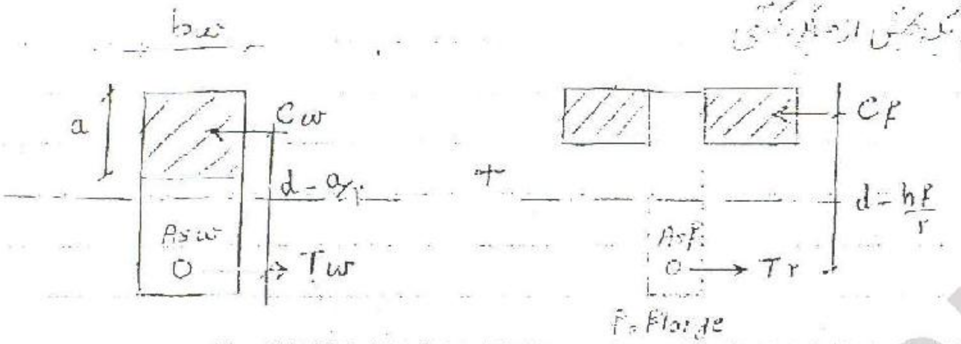


— روش آنالیز تیرهای 8

الف ـ $a < h_f$ تیر T مثل تیر با پهنای b عمل می‌کند یعنی تیر مستطیلی با پهنای b داریم

ب ـ $a > h_f$ ناحیه فشاری به شکل T در می‌آید

تیر را تجزیه می‌کنیم به بخش جان و بال


bw
a
Cw
d - a/۲
Asw
Tw
+
Cf
d - hf/۲
Asf
T۲
f: Flange

$C = T$

$C_w + C_f = A_s \phi_s f_y$

$C_w = ۰/۸۵\, \phi_c f'_c b_w \cdot a$

$C_f = ۰/۸۵\, \phi_c f'_c \cdot (b - b_w) \cdot h_f$

از تعادل بالا، a بدست می‌آید (از آن) M_r می‌شود

$$M_r = C_f \left(d - \frac{h_f}{۲}\right) + C_w \left(d - \frac{a}{۲}\right)$$

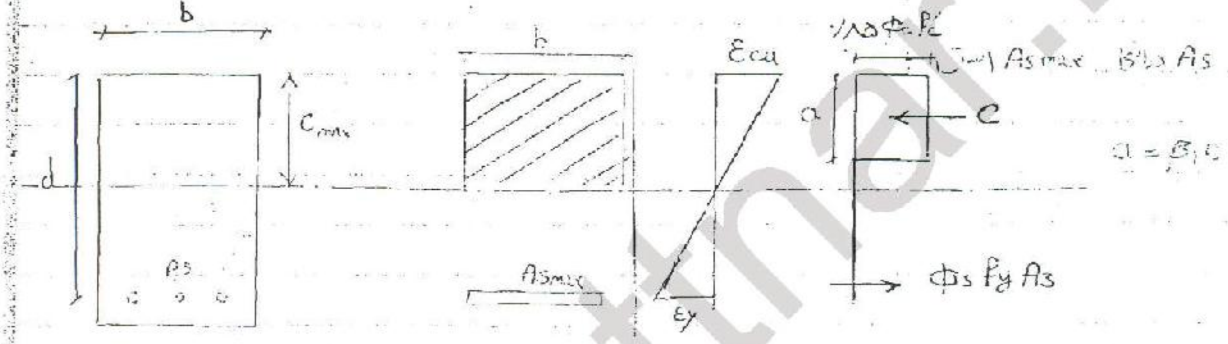
* محاسبه ρ_{max} : برای مقطع مستطیلی با فولاد کششی

همه آیین نامه ها مقدار فولاد کششی را محدود کرده اند [illegible]

- ضوابط اصلی [illegible] حداکثر مقدار نسبت c/d بود :

$$\left(\frac{c}{d}\right)_{max} = \frac{600}{600 + f_y}$$

این ضوابط بر اساس [illegible] مقطع


b
C_{max}
d
As
b
Asmax
ε_{cu}
ε_y
$0.85\phi_c f'_c$
a
C
[illegible] As max [illegible] As
$a = \beta_1 c$
$\phi_s f_y A_s$

[illegible] As [illegible]

$$C = T$$

$$0.85 \phi_c f'_c b . \beta_1 c = \phi_s f_y A_s$$

$$\Rightarrow \quad c = \frac{A_s \phi_s f_y}{0.85 \phi_c f'_c . b . \beta_1}$$

$$; \quad \left(\frac{c}{d}\right)_{max} = \frac{A_s \phi_s f_y}{0.85 \phi_c f'_c . b . \beta_1 d} = \frac{600}{600 + f_y}$$

$$; \quad \frac{(A_s)^{max}}{bd} = \rho_{max} = \bar{\rho} = \left(\frac{0.85 \phi_c f'_c \beta_1}{\phi_s f_y}\right)\left(\frac{600}{600 + f_y}\right)$$

– $\bar{\rho}$ مقطع – [illegible] مستطیل است :

مثال : $f'_c = 30\ MPa$

$f_y = 400\ MPa$ — A3

$\beta_1 = 0/85$

$\phi_c = 0/6$

$\phi_s = 0/85$

مطلوبست محاسبه ρ_{max} برای یک مقطع مستطیلی ؟

حل – $\rho_{max} = \left(\frac{0/85 \times 0/6 \times 30 \times 0/85}{0/85 \times 400}\right)\left(\frac{600}{600+400}\right)$

$\Rightarrow \rho_{max} = 0/0230 = 2/3\ \%$

در تیرهای مقاوم [illegible] از قرار دادن آرماتور [illegible] کششی استفاده [illegible] باید توانایی [illegible] داشت

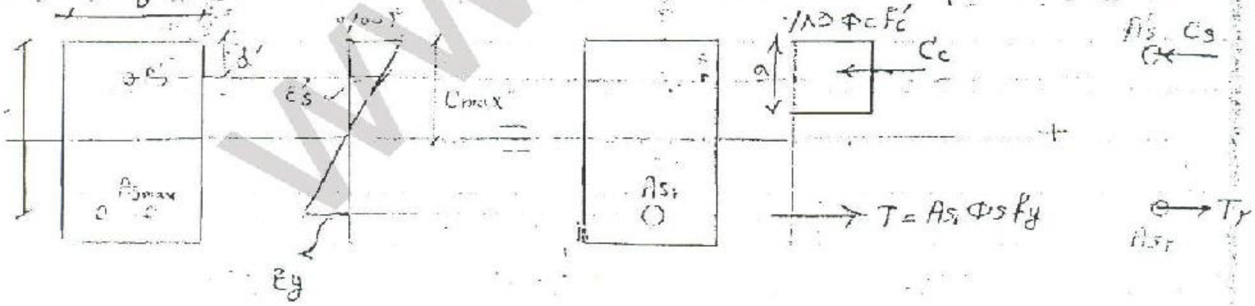
* ρ_{max} برای مقطع مستطیلی با فولاد کششی و فشاری :

در مقاطع با فولاد [illegible] C_{max} [illegible]
[illegible] اضافه شود

– هرچه فولاد کششی بیشتر شود شکل پذیری کمتر می شود :

– افزودن فولاد فشاری [illegible] افزودن فولاد کششی با [illegible] افزایش شکل پذیری می شود : چون [illegible] ε_{cu} [illegible]
برای اینکه [illegible]
[illegible] شکل پذیری [illegible]

– [illegible] مقطع [illegible] :



b
d'
A'_s
$A_{s\,max}$
ε'_s
0/003
C_{max}
ε_y
=
A_{s1}
$0/85\,\phi_c f'_c$
a
C_c
$T = A_{s1}\phi_s f_y$
+
A'_s
C_s
T_2
A_{s2}

$$C_s = A'_s(\phi_s f'_s - 0.85\,\phi_c f'_c)$$

$$T_2 = A_{s2}\,\phi_s f_y$$

- f'_s می‌دانیم برابر است :

$$\varepsilon'_s = \frac{0.003}{c}(c-d')$$

$$f'_s = E_s\varepsilon'_s = 600\left(1-\frac{d'}{c_{max}}\right) \leqslant f_y$$

- f'_s همچنین ممکن است کوچکتر از f_y باشد که نمی‌توانیم بجای f'_s همیشه f_y بگذاریم :

$$T_2 = C_s \qquad A_{s2}\,\phi_s f_y = A'_s(\phi_s f'_s - 0.85\,\phi_c f'_c)$$

$$\frac{A_{s2}}{bd} = \frac{A'_s}{bd} * \frac{\phi_s f'_s - 0.85\,\phi_c f'_c}{\phi_s f_y}$$

$$\rho_{max} = \frac{A_s}{bd} = \frac{A_{s1}}{bd} + \frac{A_{s2}}{bd}$$

فولاد کششی max

$$\rho_{max} = \bar{\rho} + \rho' \cdot \frac{\phi_s f'_s - 0.85\,\phi_c f'_c}{\phi_s f_y}$$

- اگر فولاد فشاری جاری شود ρ_{max} کششی اینطور بود :

رابطه‌ی بالا می‌شود

$$\rho_{max} = \bar{\rho} + \rho' \frac{f'_s}{f_y}$$

در طراحی اگر [illegible] فشاری [illegible] فولاد کششی [illegible].

مثال ۸:
$f'_c = ۳۰\ MPa$
$f_y = ۴۰۰\ MPa$
$f'_y = ۳۵۰\ MPa \to A'_s$
$\frac{d'}{d} = ۰/۱۵$

$\rho' = \frac{A'_s}{bd} = ۰/۰۱۲$ — ρ_{max} مطلوبست؟

$$* \quad f'_s = E_s \varepsilon'_s = ۶۰۰\left(1 - \frac{d'}{c}\right) = ۴۵۰ > f'_y \Rightarrow f'_s = ۳۵۰$$

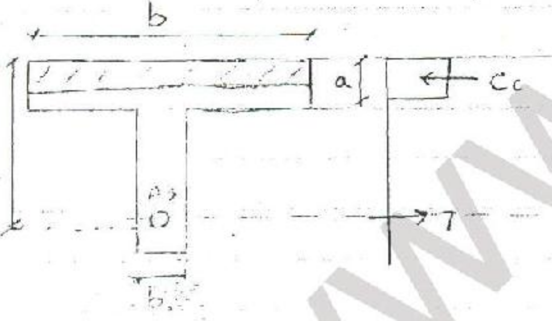
$$* \quad \rho_{max} = \bar{\rho} + ۰/۰۱۲ \times \frac{۰/۸۵(۳۵۰) - (۰/۸۵)(۰/۸۵)(۳۰)}{۰/۸۵ \times ۴۰۰} = ۰/۰۳۲۴$$

– اگر بخواهیم مقطع [illegible] تا [illegible] مقاومت را بالا ببریم. (M_r)

اگر [illegible] $c < c_{max}$ کم خواهد شد

* ρ_{max} برای مقطع T شکل 8

الف – $a < h_f$

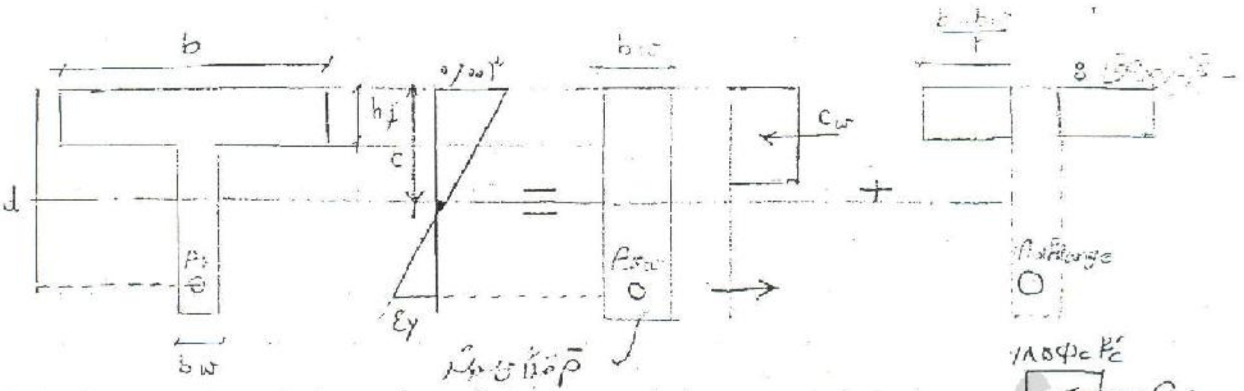


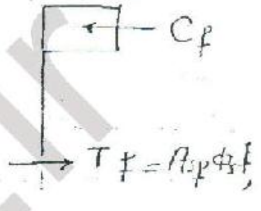
$$\boxed{\rho_{max} = \bar{\rho}}$$

* مقطع مستطیلی
به عرض b
چون بتن کششی را در مقاومت نادیده
می‌گیریم

$$\boxed{\rho = \frac{A_s}{b_w d}}$$

ب – $a > h_f$ مقطع T است


b
h_f
c
d
A_s
b_w
۰/۰۰۳
ε_y
b_w
A_{sw}
$\bar{\rho}$
C_w
$\frac{b-b_w}{2}$
$A_{s\,flange}$


۰/۸۵$\Phi_c F'_c$
C_f
$T_f = A_{sf}\Phi_s f_y$

$C_f = T_f$

; $A_{sf}\Phi_s F_y = ۰/۸۵\,\Phi_c F'_c (b-b_w) h_f$

$$A_{sf} = \frac{۰/۸۵\,\Phi_c F'_c}{\Phi_s F_y}(b-b_w)\,h_f$$

$$* \quad \rho_f = \frac{A_{sf}}{b_w \cdot d} = \frac{۰/۸۵\,\Phi_c F'_c}{\Phi_s F_y}\cdot\frac{b-b_w}{b_w}\cdot\frac{h_f}{d}$$

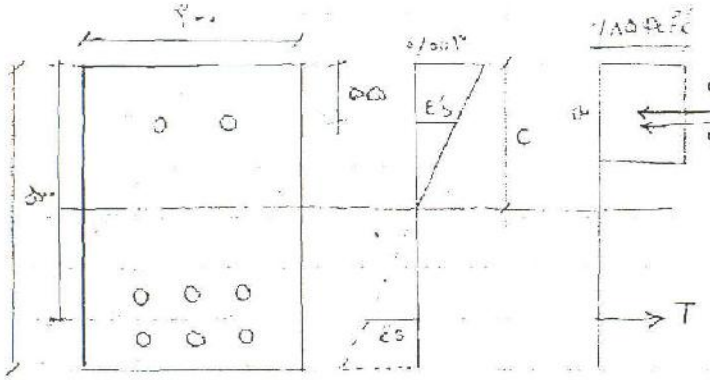
$$\rho_{max} = \frac{A_{sw}+A_{sf}}{b_w \cdot d} = \bar{\rho} + \rho_f$$

ج ۱۰ سازه‌های بتنی ۲، ۱۲، ۲۰

مثال : $f'_c = ۲۰$ MPa

A3 $f_y = f'_y = ۴۰۰$ MPa

خواص مقطع را بیابید ؟



$A_s = ۶۰۰۰ \ mm^۲$

$A'_s = ۱۴۰۰ \ mm^۲$

الف - باید فولاد را کنترل کنیم :

$$* \quad f'_s = ۶۰۰\left(۱ - \frac{۴۰۰ + ۶۰۰}{۶۰۰} \times \frac{۵۵}{۵۰۰}\right) = ۴۹۰ > f'_y \rightarrow \boxed{f'_s = ۴۰۰ \ MPa}$$

در حالت مکانیسم فولاد کششی

از جدول ۱-۲ $\longrightarrow \bar{\rho} = ۰/۰۱۵۲$ فقط فولاد (کششی)

$$* \quad \rho_{max} = \bar{\rho} + \rho' \cdot \frac{\phi_s f'_s - ۰/۸۵\phi_c f'_c}{\phi_s f_y}$$

$$= ۰/۰۲۴۴$$

$$* \quad \rho_{موجود} = \frac{۶۰۰۰}{(۳۰۰)(۵۰۰)} = ۰/۰۴ > \rho_{max}$$

* پس مقطع پرفولاد است
استفاده از آن مجاز نیست :

ب - محاسبه M_r :

$$* \quad f_s = (۲۰۰۰۰۰)(۰/۰۰۳)\frac{(d - c)}{c} = \frac{۶۰۰}{c}(۵۰۰ - c)$$

$$C = T \Rightarrow ۰/۸۵(۰/۶)(۲۰)(۳۰۰)(۰/۸۵)c + ۱۴۰۰\left[(۰/۸۵)(۴۰۰) - ۰/۸۵(۰/۶)(۲۰)\right]$$
$$= ۶۰۰۰(۰/۸۵)(۶۰۰)\frac{(۵۰۰ - c)}{c}$$

$\Rightarrow c = ۳۴۶ \text{ mm} \longrightarrow a = ۲۹۴ \text{ mm}$

مشاهده می‌شود که c افزایش یافت

$\Rightarrow f_s = ۲۶۷ \text{ MPa} < f_y$ درست است

چون به حد تسلیم نرسید

$\varepsilon'_s = ۰/۰۰۵۲ > \varepsilon_y \longrightarrow f'_s = f_y$ ✓

بعد فرض ما درست
است چون فولاد فشاری
به حد تسلیم رسیده است.

$$* \quad M_r = \left[۰/۸۵ \times ۰/۶ \times ۲۰ \times ۴۰۰ \left(۵۰۰ - \frac{۲۹۴}{۲} \right) + \right.$$

$$\left. + ۱۴۰۰ (۰/۸۵ \times ۴۰۰ - ۰/۸۵ \times ۰/۶ \times ۲۰)(۵۰۰ - ۵۵) \right] (10^{-6})$$

$$= \boxed{۵۱۳ \text{ kN.m}}$$

* فصل پنجم

طراحی خمشی

در طراحی خمشی رابطه $\overset{\text{مقاومت با ضریب}}{M_r} \geq \overset{\text{بار با ضریب}}{M_f}$ باید ارضا شود

M_f از آنالیز به دست می‌آید، M_r هم ارائه شد

آیین نامه ایران ، ACI به M_f ، M_u می‌گوید

$M_r = M_f \longrightarrow$ برای بهینه طراحی می‌نویسیم

در مستطیلی ساده

$$\Rightarrow \rho \phi_s f_y \left[1-\frac{\rho \phi_s f_y}{1.7 \phi_c f'_c}\right] bd^2 = M_r$$

طراحی عبارتست از تعیین Mr به گونه‌ای که لااقل برابر Mf باشد

یک معادله داریم با ۵ تا مجهول : ρ , f'_c , f_y , b , d ؛

درحالیکه آنالیز ما فقط Mr را تعیین می‌کردیم در بخش طراحی Mf داده می‌شود و این ۵ تا خواسته می‌شود

* در یک مسئله طراحی چند جواب وجود دارد ؟

— بی شمار جواب وجود دارد هر هندسی می‌تواند به یک جواب برسد می‌تواند پهنا را تغییر دهد یا عمق را تغییر دهد یا ...

به عبارتی ۴ درجه آزادی داریم که باید تصمیم گیری لازم را اتخاذ شود

پس در طراحی باید تصمیم گیری کنیم ؛

نکات :

۱ - اندازه‌های مقاطع اعضا ؛

در بسیاری از موارد این ابعاد توسط معماری گرفته می‌شود اما بدیهی است که معمار طراحی سازه‌ای انجام نمی‌دهد

— معمولاً برای دال‌ها ابعاد یا ضخامت را مضربی از ۵mm می‌گیرند مثلاً دال‌ها با ضخامت ۹۵mm , ۱۰۰mm , ۱۰۵mm

— برای تیرها عمق را مضربی از ۱۰mm و پهنای آن را هم مضربی از ۱۰mm می‌گیرند ۱۲۰ , ۱۳۰

— برای تیرهای بزرگ مضرب ۲۰mm را در نظر می‌گیرند مثلاً عمق ۶۲۰mm

— ضخامت پوشش جدول ۱-۵ کتاب