www.vepub.com
Publish Your Mind

Subject: ۷۹
Year. Month. Date. ( )

مان ایجاد شده در دیوار به علت بار ثقلی است و بار محوری ناشی از وزن قسمتی از سقف است که به دیوار وارد می‌شود

در دیوارهای برشی کوتاه که بعداً خواهیم دید نیروی محوری قابل ملاحظه در دیوار ایجاد می‌شود که طبعاً باید در

طراحی در نظر گرفته شود.

به هر حال باید توجه داشت که دیوارهای برشی تحت اثر این سه تلاش قرار می‌گیرند و باید برای هر سه طراحی شوند. در

ساختمان‌های بلند معمولاً خمش غالب است و در ساختمان‌های کوتاه ۷ و ۸ طبقه معمولاً برش غالب است اما

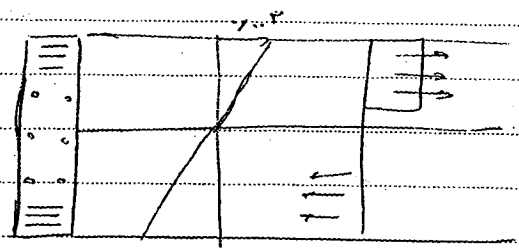
تأثیر خمش نیز ناچیز نیست. اما در هر حال دیوار باید برای این اثرات طراحی شود.

طراحی برای نشار و خمش:

طراحی دیوار برای نشار و خمش درست مانند ستون‌ها انجام می‌شود در اینجا دیوار ما به یک ستون در نظر گرفته

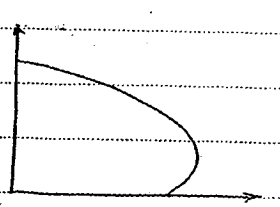
می‌شود همان حرکاتی که در ستون‌ها انجام می‌دهیم در اینجا تکرار می‌کنیم.

Wall plan



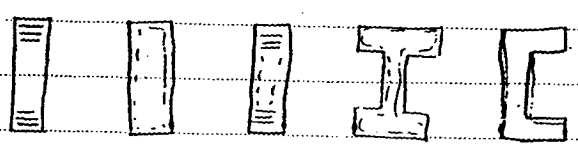
در ست ماند ستون‌ها در حالت حدی نهایی دیاگرام تنش‌ها و کرنش‌ها را رسم کرده و نیروهای داخلی را پیدا می‌کنیم و معادلات

تعادل را نوشته و مجهولات را پیدا می‌کنیم.



در اینجا نیز ما با دیاگرام تداخلی سروکار خواهیم داشت و تغییر شکل‌های دیاگرامی

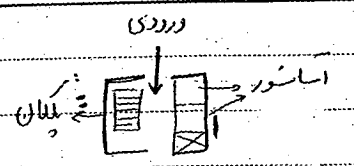
است که در ستون‌ها دیده‌ایم و مقاطع



دیوار می‌تواند به شکل‌های تقابل باشند:

Subject:
Year. Month. Date. ( )

در ساختمانهای بلند معمولاً به صورت

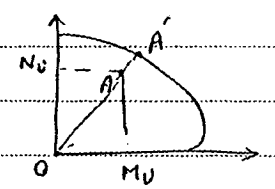


مقابل دیوار برشی را اجرا می دهند.

برای هر مقطع دیوارها دیاگرام تداخلی بصورت بالا است برای پیدا کردن این دیاگرام همان اصولی را در تیرها گفتیم به کار برده می شود. C فرض می شود دیاگرام تنشها و کرنشها ساختمان شود و با استفاده از معادلات تعادل M_r و N_r بدست می آید این یک نقطه از دیاگرام است می توان C را عوض کرد و نقاط دیگری را بدست آورد

امروزه محاسبه این امر انجام می شود. هندسیت ماشین در سرعت آن است و گرنه عملیات یکی است خوشبختانه

فرم اجرا برای دیوارها ساختن دیاگرام تداخلی را پیش بینی کرده است و تعدادی از سطحها را قبول می کند. شکل مستطیل با در فرم آرماتور گذاری و سطحهای T و I و U شکل را نیز می پذیرند. اگر شکل آرماتور گذاری به ماشین داده شود دیاگرام تداخلی را خواهد ساخت بنابراین باید از ماشین سؤال شود آیا دیوار قادر به تحمل بار N_u و M_u هست یا نه. ماشین بار دهان را روی ضلع دیاگرام پیدا می کند و نقطه A را بدست می آورد و بعد با رسم oA نقطه A روی دیاگرام می رسد و بعد نسبت $\frac{OA}{oA'}$ را اطلاع می دهد.



$$\text{SR} = \text{(stress or strain) Ratio} = \frac{OA}{oA'}$$

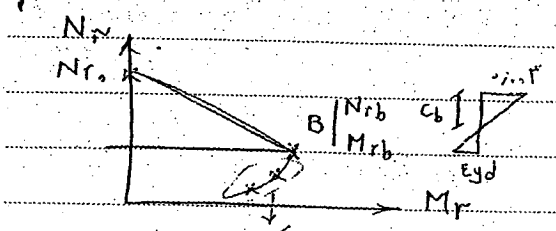
اگر SR<1 باشد نشان آن است که نقطه داخل منحنی است و برای دیوار قابل قبول است و اگر SR>1 باشد نشان آن است که بار برای دیوار قابل قبول نیست

بهرحال با استفاده از ماشین به راحتی می توان مسئله دیوار را حل کرد برنامه نیز مسئله را مشابه تیرها

Subject: ۸۰
Year. Month. Date. ( )

حل کرده و گزارش می دهد. اگر امکانات ماشینی در کار نباشد باید دیاگرامها را برای کنترل با دست ساخت و همانطور

که قبلاً گفته شد عمل کرد. در دیوارهای توان همان ایده



را که در ستونها مطرح شد بکار برد بدین معنا که نقطه B

را بدست آورده و با کمک ۲ یا ۳ نقطه میلگذار را رسم کنیم

اگر در ساختمانهای کوتاه در این ناحیه قرار داریم

با آرماتوربندی کمتر اقتصاد جواب خواهیم گرفت

در مواردی که ارتفاع دیوار زیاد است همان خمش قابل ملاحظه است و معمولاً بارداده به دیوار در مقابل همان

چندان زیاد نیست در این نوع موارد باید لازم نقطه B هستیم و قسمت اعظم دیوار به کشش می افتد. در ساختمانهای

کوتاه اگر آرماتوربندی کمتر است آنهم با درصدهای کم جوابگوی همان قابل ملاحظه ای است و بنابراین در

این دیوارها اگر آرماتور تا ۱٪ آرماتور در دیوارها در حدود هزارم است (۰/۰۰۴ ، ۰/۰۰۶ ، ...) به ندرت آرماتور

آرماتوربندی کمتر است.

در دیوارهای ۱۰ متری می رسد مگر آنکه ساختمان بلند باشد. دیوارها با همین مقدار میلگرد نیز تا دهنه همان قابل

ملاحظه عمل کنند. آرماتورها معمولاً بطور یکنواخت چیده می شوند. در زیر با دیواری با آرماتوربندی یکنواخت مواجه می

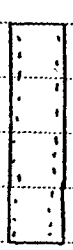
کنیم و رابطه ای بدست می دهیم که براساس آن می توان بار همان مقاوم دیوار را بدست آورد

بار همان مقاوم دیوار در شرایط آرماتوربندی یکنواخت:

در زیر فرض می کنیم با دیواری با مقطع مستطیل با فولادگذاری یکنواخت در طول مقطع دیوار سروکار داریم:

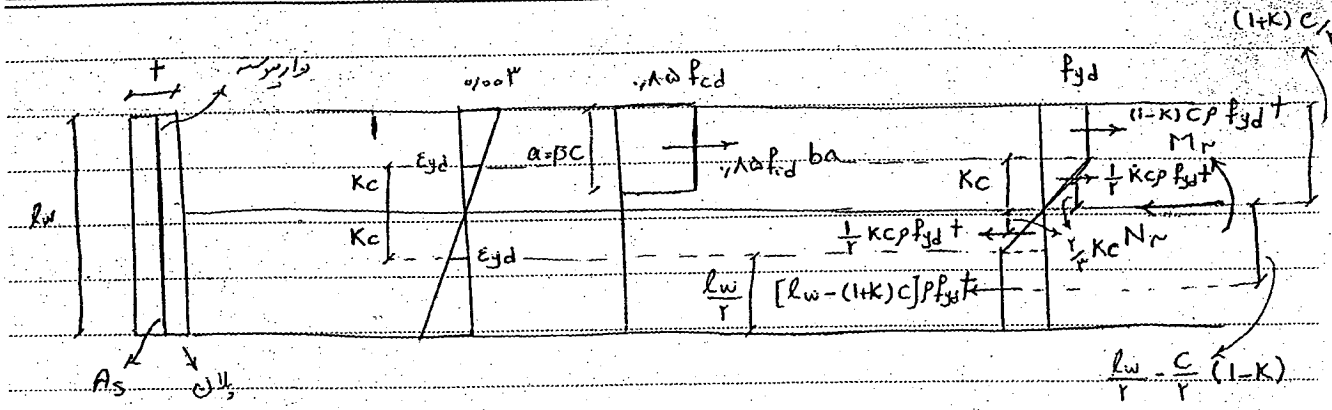
حتی اینجا برای آنکه در کنار میلگردها به صورت جدا جدا فشرده فرض می کنیم فولادها به صورت یک

نوار پیوسته در مقطع گسترده شده باشند حل مسئله به این ترتیب قدری ساده تر خواهد بود:



Subject:

Year. Month. Date. ( )



$$\rho = A_s / l_w t \qquad K = \frac{\varepsilon_{yd}}{0.002} = \frac{f_{yd}}{4200} \qquad a = \beta_1 c$$

معادله اول تعادل

$$0.85 f_{cd}\, t a + \rho f_{yd} t (1-Kc) = N_r + \rho f_{yd} t [l_w - (1+K)c]$$

معادله دوم تعادل

$$0.85 f_{cd}\, t a \left(c - \frac{a}{2}\right) + N_r \left(\frac{l_w}{2} - c\right) + \rho f_{yd} t (1-K)c \frac{(1+K)c}{2} +$$

$$\rho f_{yd} t [l_w - (1+K)c]\left[\frac{l_w - c(1-K)}{2}\right] + 2 \times \frac{1}{2} \rho f_{yd} t$$

با حل این دو معادله به رابطه زیر می‌رسیم:

$$\frac{c}{l_w} = \frac{\alpha + q}{0.85\beta_1 + 2q} \qquad \alpha = \frac{N_r}{f_{cd} l_w \cdot t} \qquad *$$

$$q = \frac{\rho f_{yd}}{f_{cd}} \qquad \rho = \frac{A_s}{l_w t} \qquad C = \frac{4200}{4200 + f_{yd}} \cdot d \ (\text{or } l_w)$$

$$M_r = 0.5 A_s f_{yd} l_w \left[\left(1 + \frac{N_r}{A_s f_{yd}}\right)\left(1 - \frac{\beta_1 c}{l_w}\right) - \frac{2c^2}{l_w^2}\left(1 + \frac{\beta^2}{3} - K_1\right)\right] \qquad *$$

در عبارت فوق جمله‌ای که شامل $\frac{c^2}{l_w^2}$ است نسبتاً کوچک است و با تقریب خوبی می‌توان از آن صرفنظر کرد.

$$\Rightarrow M_r = 0.5 A_s f_{yd} l_w \left(1 + \frac{N_r}{A_s f_{yd}}\right)\left(1 - \frac{c}{l_w}\right)$$

از β نیز صرفنظر شد. رابطه بالا رابطه‌ای بین N_r و M_r بدست می‌دهد. در واقع مفهوم سعی تداخلی است

Subject: ۸۱
Year Month Date ( )

در مقابله نیز N_{rb} .

روش استفاده از این رابطه این است که برای دیوار درصدی فولاد فرض می‌شود بنابراین ρ در دست است و به کمک آن A_s و q_s به دست می‌آید و بعد از رابطه $\frac{c}{l_w}$ مقدار c به دست می‌آید و بعد در رابطه اصلی به جای N_u و N_r (بار محوری وارده به دیوار) قرار داده می‌شود از این رابطه M_r محاسبه می‌شود. M_r باید از M_u بزرگتر باشد اگر چنین شد فولاد فرض شده صحیح است و اگر نشد باید مقدار فولاد را افزایش داد.

قبلاً گفتیم که در دیوارها معمولاً درصد فولاد ρ در حدود هزارم (۰.۰۰۲ ، ۰.۰۰۳ ، ۰.۰۰۴ ، ...) است از اینرو می‌توان در فرض اولیه این عدد را مبنی فرض کرد و عملیات پیش برد.

حل دیوار به کمک المانهای مرزی :

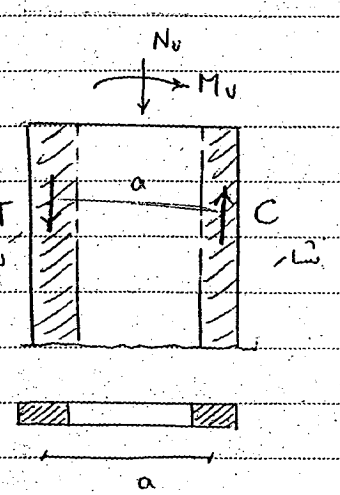
در دیوارهای که زیر اثر بار زلزله قرار می‌گیرند و علاقمندیم در آنها شکل پذیری زیاد داشته باشیم دیوار باید بتواند تغییر شکلهای جانبی زیاد را تحمل کند. دیوارها به علت تیری معمولاً نمی‌توانند تغییر شکلهای زیاد را بپذیرند بنابراین باید مشخصات خاصی را دارا باشند. برای تأمین این منظور تحقیقات حاکی از آن است که اگر در دو انتهای دیوار فولادها را متمرکز کنیم آن ناحیه از دیوار را به صورت ستون در آوریم و در ستونها شرایط محصور شدگی بتن را تأمین نماییم می‌توان به روی شکل پذیری زیاد حساب کنیم.

شرایط محصور شدگی را بعداً در بحث زلزله خواهیم دید و عجالتاً از آن می‌گذریم فعلاً از این روش استفاده می‌کنیم حل عمومی دیوارهای مستطیل شکل را به کمک آن انجام می‌دهیم.

در این روش فرض می‌شود در دو انتهای دیوار دو ستون وجود دارد و خود دیوار مانند یک جسم صلب عمل می‌کند یعنی

Subject:
Year. Month. Date. ( )

بارومان را بدون ایجاد تغییر شکلی در خودش ایجاد شود به دستمان منتقل می نماید.



$$C_u = \frac{N_u}{2} + \frac{M_u}{a}$$

$$T_u = \frac{N_u}{2} - \frac{M_u}{a}$$

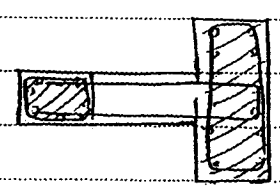
این دو ستون درست مانند دو ستون کوتاه برای فشار C و کشش T طراحی می شوند و درست مانند ستونها خاصیت لنگری می شوند (همان ضوابط طراحی ستونها برای این ستونها صادق است) و خاصیت لنگری در آنها بکرامت خواهد بود.

در این رابطه اعتماد بر آن است که اگر دیوار زیر اثر تغییر شکلهای زیاد قرار گرفت ممکن است ترک بخورد و شکسته شود و نریزد ولی در اینجا این دو ستون کاملاً سالم می مانند چرا که ستونها برای شکل پذیری زیاد طراحی می شوند و شرایط محصور شدگی بتن ایجاد می شود.

در طراحی ستونهای کوتاه با استفاده از $C_u = 0.8\, N_{ro} = 0.8\,(0.85 f_{cd} A_g + A_{sc} f_{yd})$

روابط متقابل فولاد لازم در فشار (A_{sc}) و کشش (A_{st}) محاسبه می شوند. $T_u = A_{st} f_{yd}$

با این ترتیب فولادها پیدا می شوند. انتخاب طول المان بستگی به خود طراح

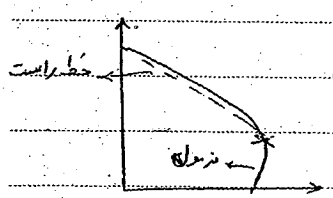


است هرچه ناحیه ها شکننده تر باشد بزرگتر انتخاب می شود فولاد کمتری خواهیم داشت ولی در مقابل خاصیت لنگری بیشتری باید داشته باشیم.

در المانهای مرزی حداقل فولاد برابر ۱٪ رعایت می شود.

Subject: ۸۲
Year. Month. Date. ( )

معمولاً طول اکثر مقاطع برابر عرض آن انتخاب می‌شود ولی محدودیت خاصی در مورد آن وجود ندارد. نواحی میانی دیوار با فولاد جداکل آرماتورگذاری می‌شود. توصیه می‌شود طراحی براساس روش المانهای مرزی انجام شود.



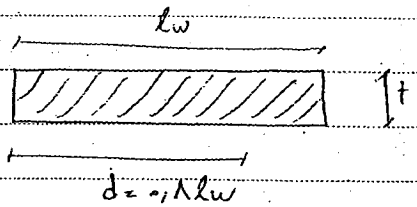
به راحتی می‌توان به کمک این روش دیاگرام تداخلی را ساخت

طراحی برای برش:

طراحی دیوارها برای برش مشابه همان ضوابطی می‌شود که در تیرها دیده‌ایم و عملاً از همان روابط استفاده می‌کنیم. مقاومت برشی یک دیوار از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$V_r = V_{cd} + A_v f_{yd} \frac{d}{s}$$

$$V_{cd} = v_{cd} \cdot t \cdot d$$

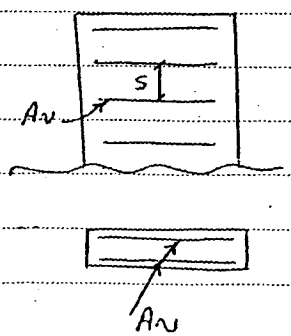


$v_{cd} = \phi_c v_{cc}$ $\quad v_{cc} = 0.93\sqrt{f_{cc}}$

$0.85 \times 8.9 = 5.4\ kg/cm^2$ $\quad 0.93\sqrt{200} = 8.9\ kg/cm^2$

بنابراین در دیوارها نیز مقاومت برشی قسمی توسط بتن و قسمی

توسط فولادها تأمین می‌شود.



درحالتی که d مشخص نیست یعنی فولادها به طور متمرکز در انتها قرار گرفته‌اند، d را می‌توان $0.8l_w$ در نظر گرفت.

در مواردی که دیوار تحت کشش قرار می‌گیرد و یا اساساً بار محوری کوچک است و ممکن است با شناب

قائم زلزله خنثی شود بتن ممکن است کلاً در کشش قرار گیرد و در این صورت بتن مقاومت برشی از خود

Subject:
Year. Month. Date. ( )

نشان خواهد داد. در این موارد سهم برش از مقاومت برشی بتن برابر ۰ در نظر گرفته شده و کل برش

در دیوارها کلا به عهده میلگردها گذاشته میشود.

دیوارها در حالت عادی تحت کشش قرار نمی گیرند چرا که بهرحال قسمتی از بارهای ثقلی را باید تحمل کنند و

بنابراین حتماً در آنها نیروی فشاری وجود خواهد داشت. امّا در دیوارهای کوپله یا هم بند خواهیم دید که

دیوار تحت کشش قرار می گیرد و کشش نیز قابل ملاحظه خواهد بود. در این نوع موارد باید مقاومت برشی

بتن صفر در نظر گرفته شود.

فولاد حداقل در دیوارها:

اگر میزان برش در دیوار کم باشد می توان طراحی دیوار برای برش را نادیده گرفت و دیوار را مانند یک دیوار باربر

طراحی کرد. در اینصورت حداقل های عنوان شده در مورد دیوار باربر در اینجا نیز بکار گرفته می شوند:

تنش برشی

$$v_c = \frac{V_u}{t \cdot d} \leq \frac{1}{2} v_{cd} \Rightarrow \begin{cases} \rho_{h(min)} = 0/0025 & \text{آئین} \\ \rho_{v(min)} = 0/0015 & \text{نامنظم} \end{cases}$$

امّا اگر برش زیاد باشد طراحی برای برش الزامی و حداقل ها بشرح زیر هستند:

$$v_c > \frac{1}{2} v_{cd} \Rightarrow \text{فولاد اجباری} \begin{cases} \rho_{h(min)} = 0/0025 \\ S_{r(max)} \leq \frac{l_w}{5}, 30, 30\ cm \end{cases}$$

$$\text{فولاد نامنظم} \begin{cases} \rho_{v(min)} = \rho_h & \frac{H_w}{l_w} \leq 0/5 \\ \rho_{v(min)} = 0/0015 & \nu > 2/5 \\ S_{max} = \frac{l_w}{3}, 30, 30 \end{cases} \rightarrow \text{اگر این دو باشد}$$

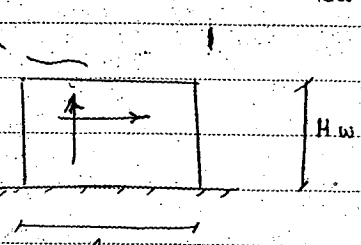
بدون بای خطی

راجع به * بعد

Subject: ۸۴
Year. Month. Date. ( )

* رابطه درونیابی خطی

$\rho_{min} = 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{H_w}{l_w}\right)(\rho_h - 0.0025)$



در دیوارهای با ارتفاع کم یعنی $\frac{H_w}{l_w} < 0.5$ است خمش چندانی

نداریم در مقابل برش عمل است بزرگ باشد و برای تحمل برش آرماتور

زیادی می‌خواهیم ولی برای خمش آرماتور چندانی لازم نیست در این وضعیت باید توجه داشت که آرماتور افقی مورد نیاز

برش برده برش در مقاطع قائم را فقی یکسان نیست بنابراین تنش برشی که در مقطع افقی وجود دارد در مقطع قائم نیز

وجود دارد بنابراین همان اندازه که فولاد در جهت افقی داریم در جهت قائم نیز باید داشته باشیم بنابراین در دیوارهای

کوتاه در دو جهت آرماتور داریم که چرا که هر دو برای برش طراحی می‌شوند و هر دو به یک اندازه می‌خواهند.

در دیوارهای بلند که $\frac{H_w}{l_w} > 2.5$ است تنش خمش ظاهر می‌شود و دیوار بیشتر با خمش کار می‌کند تنش

برش کم رنگ است به همین علت در اینجا می‌توان آرماتور قائم را کمتر کرد. بیخ اما حداقل فولاد قائم برابر

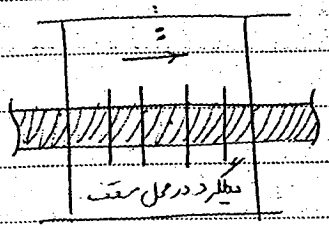
حداقل آرماتور افقی خواهد بود. برای دیوارهای با ارتفاع میانین این دو مقدار هر طور که عنوان شد فولاد

حداقل با درونیابی خطی باید بدست آورده شود.

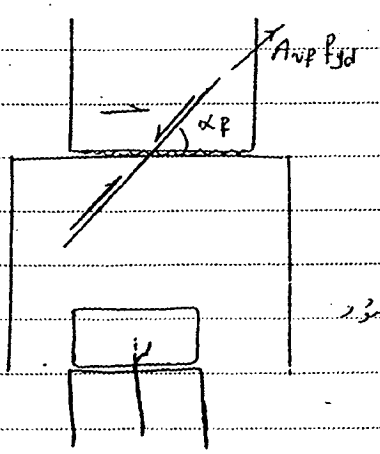
www.vepub.com
Publish Your Mind

Subject:
Year. Month. Date. ( )

دیوارهای برشی ـ درزهای دارنز (cold joints) :



درزهای دارنز در بتن آرمه به محل هایی اطلاق می شود که در آنجا بتن ریزی قطع شده و بعداً دوباره بتن ریخته شده است. معمولاً در این محل ناصله زمانی بین دو مرحله بتن ریزی وجود دارد بطوریکه بتن جدید معمولاً روی بتن سخت شده ریخته می شود به این صورت امکان مخلوط شدن دو بتن وجود ندارد در واقع این بدان معنی است که در هم رفتن سنگ دانه ها که در اصطلاح فنی بتن (Interlocking) نامیده می شود در این محل وجود ندارد این درزها طبیعتاً به برش حساس خواهند بود و در برش مقاومتی کمتر از بتن معمولی دارند انتقال برش در محل این درزها به طریقی که اصطلاحاً برش اصطکاکی نامیده می شود انجام می گردد. انتقال برش از طریق برش اصطکاکی بین دو سطح به این صورت انجام می شود که نرمش می شود بین دو سطح لغزش ایجاد شده و در اثر این لغزش آرماتور مقدری خم شده است و میلگرد تحت کشش قرار گرفته است. کشش ایجاد شده در میلگرد متناسب آن است که آرماتور را به بیش تر پیوسته عمل کرده باشیم یعنی کشش ایجاد شده در میلگرد مطابق آن است که در ناحیه قطع بتن به میلگرد فشرده می شوند. برش به علت اصطکاکی که بین دو قطعه وجود دارد تحمل می شود اگر بخاطر بیاوریم برای اینکه دو قطعه نسبت به هم نلغزند لازم است اصطکاکی بین آنها بوجود آید این نیروی حاصل ضرب ضریب اصطکاک در فشار بوجود بین دو قطعه ایجاد می شود. اصطلاح برش اصطکاکی بدلالت آنست که وضعیت تحمل برش در اینجا با نیروی اصطکاکی دارد. در اینجا میلگردها تحت کشش قرار می گیرند و موجب می شوند دو قطعه بهم فشرده شوند نیروی فشردگی موجب می شود که دو قطعه نتوانند نسبت به هم حرکت کنند یعنی اصطکاک بین این دو سطح حرکت می شود کشش که به این ترتیب در میلگرد ایجاد می شود در اصطلاح بتن آرمه اثر برشی نامیده می شود اثر برشی در حقیقت کج شدن نوک میلگرد است.



Dowel Action

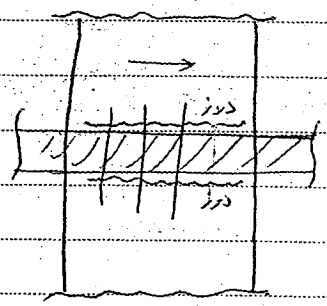
محاسبه مقدار برش این محلها درست از همان رابطه‌ای که نیروی اصطکاک محاسبه می‌شود به دست می‌آید در حالتی که نیلگرد به صورت مورب نسبت به برش قرار گرفته باشد داریم:

$$V_r = A_{vf} f_{yd} (\lambda \sin\alpha_f + \cos\alpha_f)$$

if $\alpha_f = 90^\circ \Rightarrow V_r = \lambda A_{vf} f_{yd}$

λ: ضریب اصطکاک (friction coefit.)

همانطور که ملاحظه می‌شود رابطه مشابه رابطه نیروی اصطکاکی است.



در دیوارهای برشی ما در محل سقفها با دندانه سروکار داریم.

با توجه به آنکه در دیوارهای برشی بتن بر سر محل برش است و

مقدار برش قابل ملاحظه می‌باشد این دندانه‌ها ممکن است خطرناک

باشند بنابراین حتماً باید محل آنها در محل دندانه‌ها کنترل شود که مقاومت برشی دیوار در محل دندانه‌ها با برش

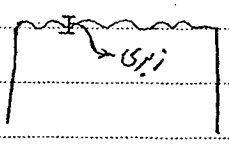
اصطکاکی ایجاد می‌شود که رابطه آن در بالا عنوان شد. مقدار میلگرد در محل دندانه باید به حدی باشد تا رابطه

زیر برقرار باشد:

$$V_u \leq V_{rf}$$

مقدار λ را می‌توان از طریق روابط مقابل محاسبه کرد:

- برای بتن پلیمارچه ریخته شده $\lambda = 1.25$
- برای بتن ریخته شده روی بتن سخت شده با زبری حداقل 5^{mm} $\lambda = 0.9$
- بازبری کمتر از 5^{mm} $\lambda = 0.5$
- برای بتن ریخته شده بر پروفیل‌های فولادی و یا گل میخ‌ها $\lambda = 0.6$



Subject:
Year. Month. Date. ( )

محدودیت‌های مربوط به برش اصطکاکی:

- حداکثر برشی که می‌توان با اصطکاک منتقل نمود:

$$\begin{cases} V_{r(max)} = 0.25 f_{cd} A_{cv} \\ V_{r\,max} = 0.85 \Phi_c A_{cv} \simeq 0.20 A_{cv} \end{cases} \longrightarrow \text{طراحی}$$

$\Phi_c = 0.7$

اگر در محل تماس دو قطعه نیروی کششی وجود داشته باشد می‌توان این نیرو را به نیروی میلگرد اضافه کرد و مقاومت برش اصطکاکی را بیشتر نمود در اینصورت رابطه به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$V_r = (N_u + A_{vf} f_{yd})\lambda$$

$$\text{if } V_r = V_u \Longrightarrow V_u = \lambda(A_{vf} f_{yd} + N_u)$$

معمولاً در آئین‌نامه‌ها توصیه می‌شود که از مقدار بار دائم با اندازه ۲۰٪ کاسته شود. علت این توصیه آن است که اگر در جریان زلزله شتاب قائم در جهت بالا اثر کند وزن بطور اثر آن در کم کردن مقدار N_u ملاحظه شود. رابطه فوق بصورت زیر نوشته می‌شود:

$$V_u = \lambda(A_{vf} f_{yd} + 0.8 N_u)$$

این رابطه اگر به فرم تنش نوشته شود بصورت زیر تبدیل می‌شود:

$$v_c = \frac{V_u}{t \cdot d} = \frac{V_u}{t \times 0.8 \ell_w} \qquad v_c = \frac{\lambda}{0.8 t \ell_w}(A_{vf} f_{yd} + 0.8 N_u)$$

$$\Longrightarrow v_c = \lambda\left(\frac{\rho_{vf}}{0.8} f_{yd} + \frac{N_u}{A_g}\right)$$

$$\Longrightarrow \rho_{vf} = \frac{0.8}{f_{yd}}\left(\frac{v_c}{\lambda} - \frac{N_u}{A_g}\right)$$

این رابطه درصد میلگرد لازم برای انتقال برش N_c را در محل درز بدست می‌دهد به عنوان مثال

Subject: ۸۵
Year. Month. Date. ( )

اگر N_u برابر صفر باشد و مقاومت برشی برابر P باشد داریم: $V_c = 2V_{cd}$.

معمولاً $(2V_{cd} < V_c < 4V_{cd})$ $\xrightarrow{F}$ $\rho_{vp} = \frac{0.8}{3400}\left(\frac{10.4}{0.9}\right) = 0.0033$

یعنی برای تحمل برش به اندازه $2V_{cd}$ درحدود ۰.۰۰۳۳ فولاد لازم داریم. این فولاد اضافه بر فولادی است که ما برای تحمل خمش در محل دهنه لازم داریم. یعنی فولادهای مربوط به برش اصطکاکی باید اضافه بر فولادهای قائم دیوارها در محل دهنه‌ها پیش بینی شوند.

اما آنچه که معمولاً می‌افتد این است که در جریان عملکرد دیوار برشی چون زلزله را دوجهته در نظر می‌گیریم، وقتی زلزله در یک جهت وارد می‌شود جدول آهنی از فولادها در کشش کاری کند و آهنی دیگر در فشار. مثلاً با بتن نیز وجود دارد نمی‌توان گفت که فولاد فشاری تنش زیادی را بازی نمی‌کند بنابراین فولادهایی که در فشار قرار می‌گیرند می‌توانند جزو تنش فولاد اصطکاکی را بازی کنند و دوام این بدان معنی است که اگر حرکتی بین دو سطح ایجاد شود و قرار باشد که کشش در فولاد ایجاد شود در فولاد فشاری از مقدار فشار کم می‌شود. منظور این حرف آنکه در محل دهنه‌ها فولاد اضافی وجود دارد که از عهده برش اصطکاکی برآید ولی بهرحال لازم است کنترل صورت گیرد و اگر میلگرد کافی نبود میلگردهای لازم به همان صورتی که فولاد انتظار را در نظر می‌گیریم پیش بینی شود.

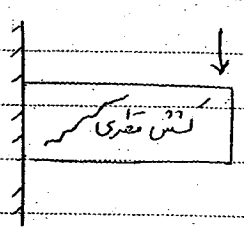
کاربرد برش اصطکاکی:

ایده برش اصطکاکی عمدتاً به همین صورتی که عنوان شد در ادبیات جان شده است. برش قرار است از یک سطح به سطح دیگر منتقل شود و معمولاً بتن در این محل در دو مرحله ریخته شده است. اما

Subject:
Year. Month. Date. ( )

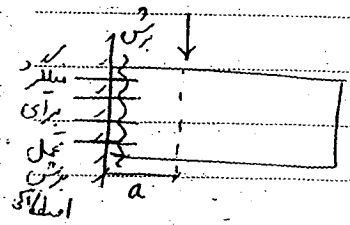
این ایده به سایر موارد نیز توسعه داده شده است.

بطور کلی در حل هایی که در آنها امکان بوجود آمدن ترک های قطری محدود است، انتقال برش به کمک برش اصطکاکی صورت می گیرد. در تیرها دیدیم که ما صحبت از برش عادی می کنیم وضعیت بارگذاری طوری است که امکان بوجود آمدن ترک قطری هست و اساساً ترک های قطری در نزدیکی تکیه گاهها اتفاق می افتد و شکل قطری دارند. این بدان معناست که کل وارد شدن بار تا تکیه گاه، اندازه ای است که



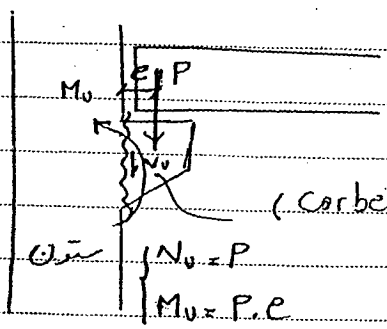
ترک قطری در این فاصله توسعه پیدا کند.

در این حالت چون $a < d$ است بنابراین امکان ترک قطری وجود ندارد.



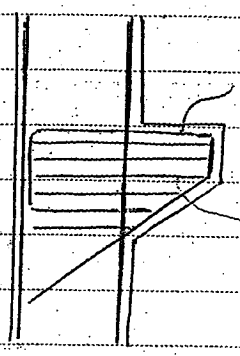
بنابراین برش در محل تکیه گاه از طریق برش اصطکاکی منتقل می شود و در این محل باید میلگرد به اندازه کافی تعبیه شود.

یکی از کاربردهای برش اصطکاکی نشیمن گاههای بتن آرمه است.



برش در محل نشان داده شده بصورت اصطکاکی منتقل می شود.

Subject: ۸۹
Year. Month. Date. ( )



بیشترین کاربرد برش اصطکاکی در وصله‌ها پیش ساخته است.

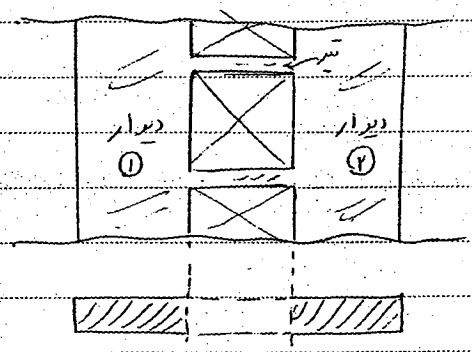
انتقال برش بین دو وصله معمولاً توسط همین برش اصطکاکی صورت می‌گیرد. البته باید برای طراحی وصله‌های پیش ساخته به آیین نامه‌های بتن پیش ساخته مراجعه کرد.

www.vepub.com
Publish Your Mind

Subject:
Year. Month. Date. ( )

"Coupled Shear Walls" دیوارهای کوپله (هم بند):

دو دیوار برشی هم بند یا دو دیواری اطلاق می شود که در واصل معمولی به کمک تیرهای عرضی به یکدیگر بسته شده اند.

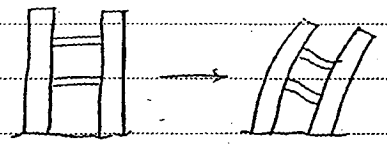


اصطلاح کوپله در سازه دیواری به کار رفته می شود که دو دیوار با یکدیگر کار کنند.

معمولاً اگر دو دیوار در مقابل بارجانبی تراز می کنند بین آن دو نیرو منتقل می شود

همانطور که در شکل ملاحظه می شود زیر اثر بارجانبی دو دیوار خم می شوند. تیرهای رابط تحت خمش و برش

تراز می کنند و در نتیجه بین دو دیوار نیرو منتقل می شود.



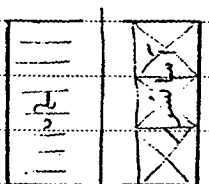
ایده این دیوارها از آنجا ناشی می شود که ما معمولاً در

ساختمانهای بلند یکی از عمل های مناسب در برای دیوارهای برشی داریم اطراف آسانسورها پلکان هاست.

دو دیوار که در ساختمانهای بلند در اکثر ایده آل برای استفاده بعنوان

دیوار برشی هستند. ابعاد آنها نیز مناسب است و تقریباً ابعادی حدود 6 ± 5^{m}

را در هر طرف اشغال می کند. چنین مجموعه ای به راحتی می تواند جواب یک

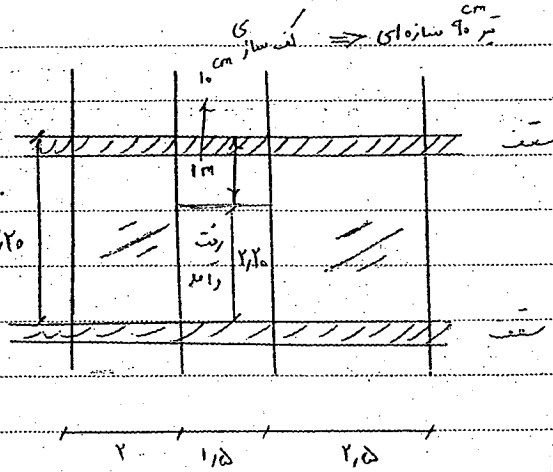


ساختمان ۲۰ طبقه با ابعاد در هر طرف حدود 30^{m} تا 40^{m} را بدهد (حدود 2000^{m^2})

این مجموعه در ادبیات به core (هسته مرکزی) معروف است.

Subject: ۸۷
Year. Month. Date. ( )

در یک چنین مجموعه‌ای در نمای a-a داریم:

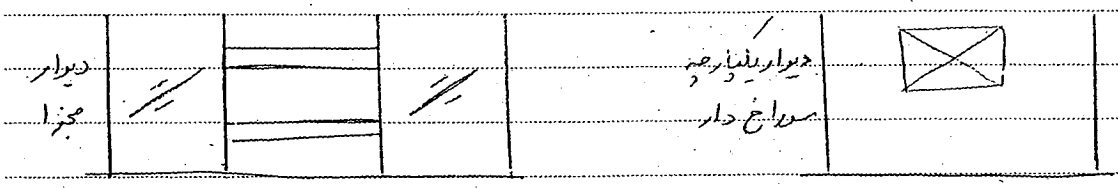


با این ترتیب در محل ورودی می‌توان تیری تا ارتفاع ۱.۱۰ m

۹۰ cm راست. دهانه این تیرها همان طور که ملاحظه می‌شود در حدود (۱٫۵ تا ۲ m) است این تیر

به علت دهانه زیاد و ارتفاع زیاد ظرفیت برشی

قابل ملاحظه‌ای دارد و به راحتی می‌تواند دو دیوار برشی مجاور را به یکدیگر ببندد و آن دو را مجبور کند که با هم کار کنند در واقع مجزا از یکدیگر نباشند. این تیرها موجب می‌شوند که رفتار دو دیوار برشی مجاور یکدیگر به سمت دیوار کاملاً یکپارچه سوراخ دار حرکت کند. تعداد این تیرها به تعداد طبقات ساختمان است.



دیوارهای هم بند یا کوپله رفتاری مابین دو دیوار مجزا از یکدیگر و دو دیوار که عملاً بصورت یکپارچه با یکدیگر کار می‌کنند دارند. در این مبحث می‌خواهیم ببینیم رفتار آنها چگونه است، چگونه آنها را تحلیل کنیم، نیروهای داخلی را بدست آوریم و نکات مربوط به طراحی آنها را بیان کنیم

Page

Subject:

Year. Month. Date. ( )

Subject:
Year. Month. Date. ( )

دو دیوار برشی مجزا از هم

یکی در صفحه سوراخ دار

دیوارهای برشی بتنی ماسن ۲ دیوار مجزا از هم و دو دیوار برشی بطوری که تقارن نسبت به یک محور عمود بر صفحه دیوار باشد را در نظر می گیریم.

۸۵/۹/۲۸

$(NA)_1$ NA $(NA)_2$

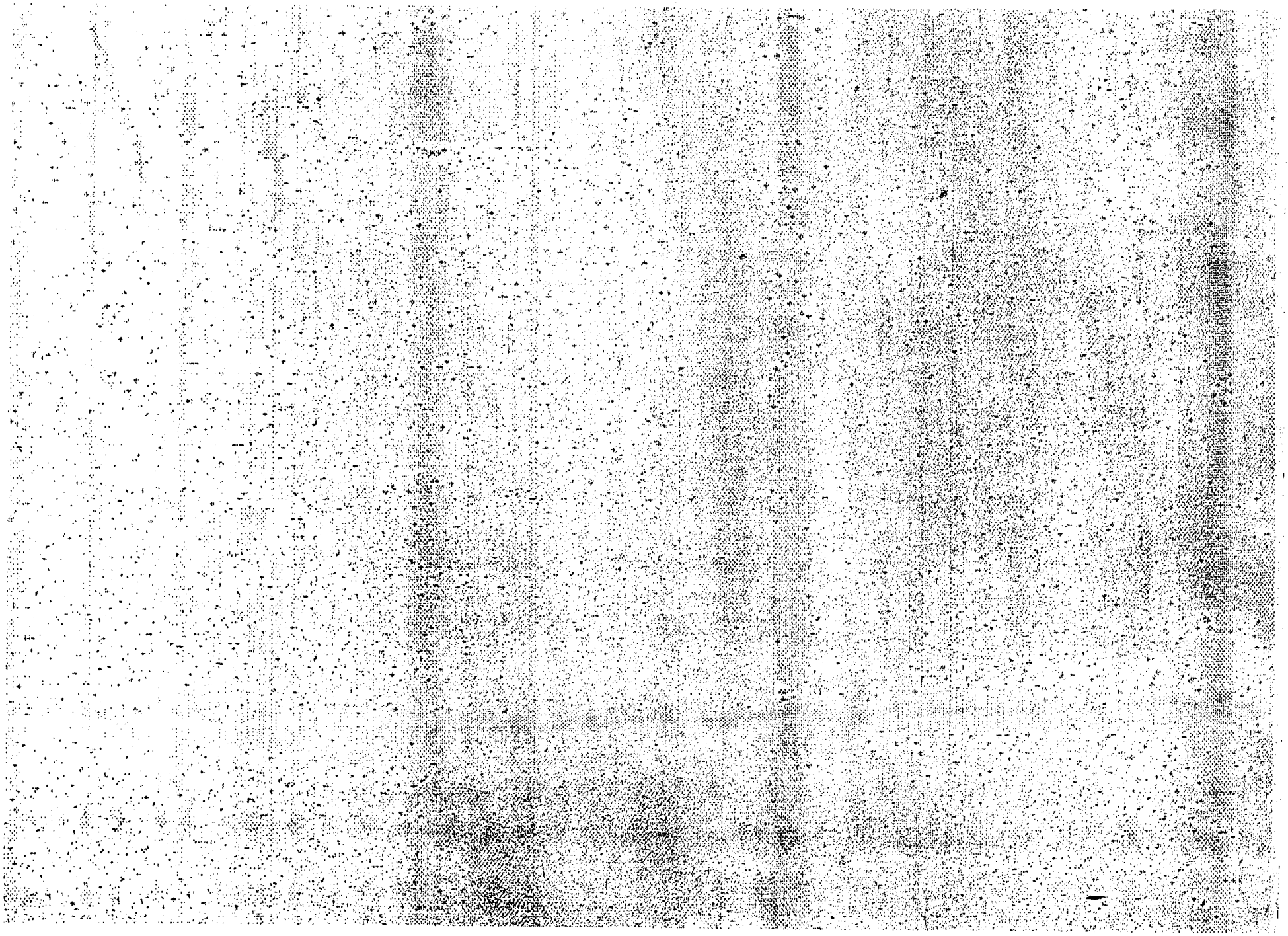
برش تنش در حالت یک دیوار

برش تنش در حالت دیوارهای مجزا

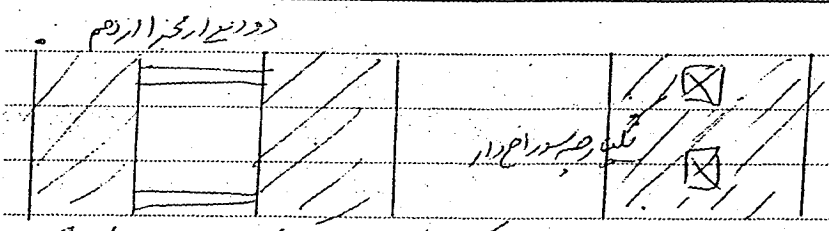
برش تنش در حالت دیوارهای کوپله

نکته اول در مورد این حالت آن است که ۲ دیوار به صورت یک واحد عمل کنند تا اثر برش نیروی زلزله خنثی شود.

نکته دوم در مورد این حالت آن است که ۲ دیوار مجزا از هم کار کنند در این حالت هر یک از دیوارها باید مقاومت جداگانه در برابر نیروی زلزله داشته باشند.

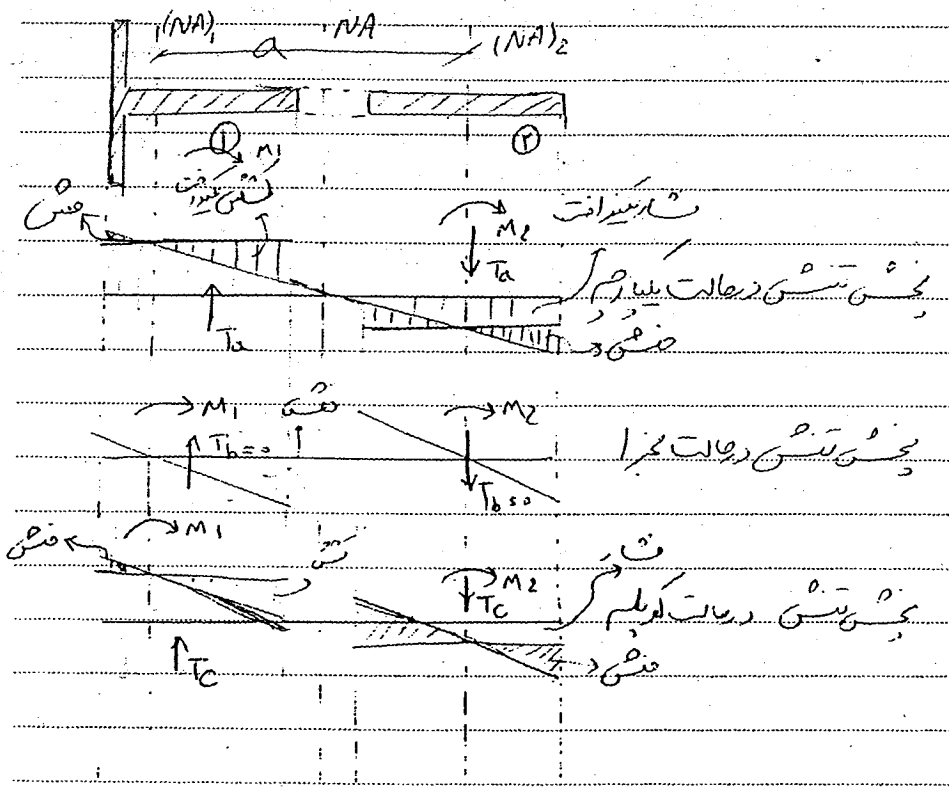


Subject:
Year. Month. Date. ( )



دیوارهای کوپله ساختمانی ۲ دیوار برشی از هم جدا شوند در این حالت هر دیوار مانند یک دیوار جدا عمل می‌کند و در نتیجه
در کل سختی سیستم برابر با مجموع سختی دیوارهای تشکیل دهنده آن خواهد بود.

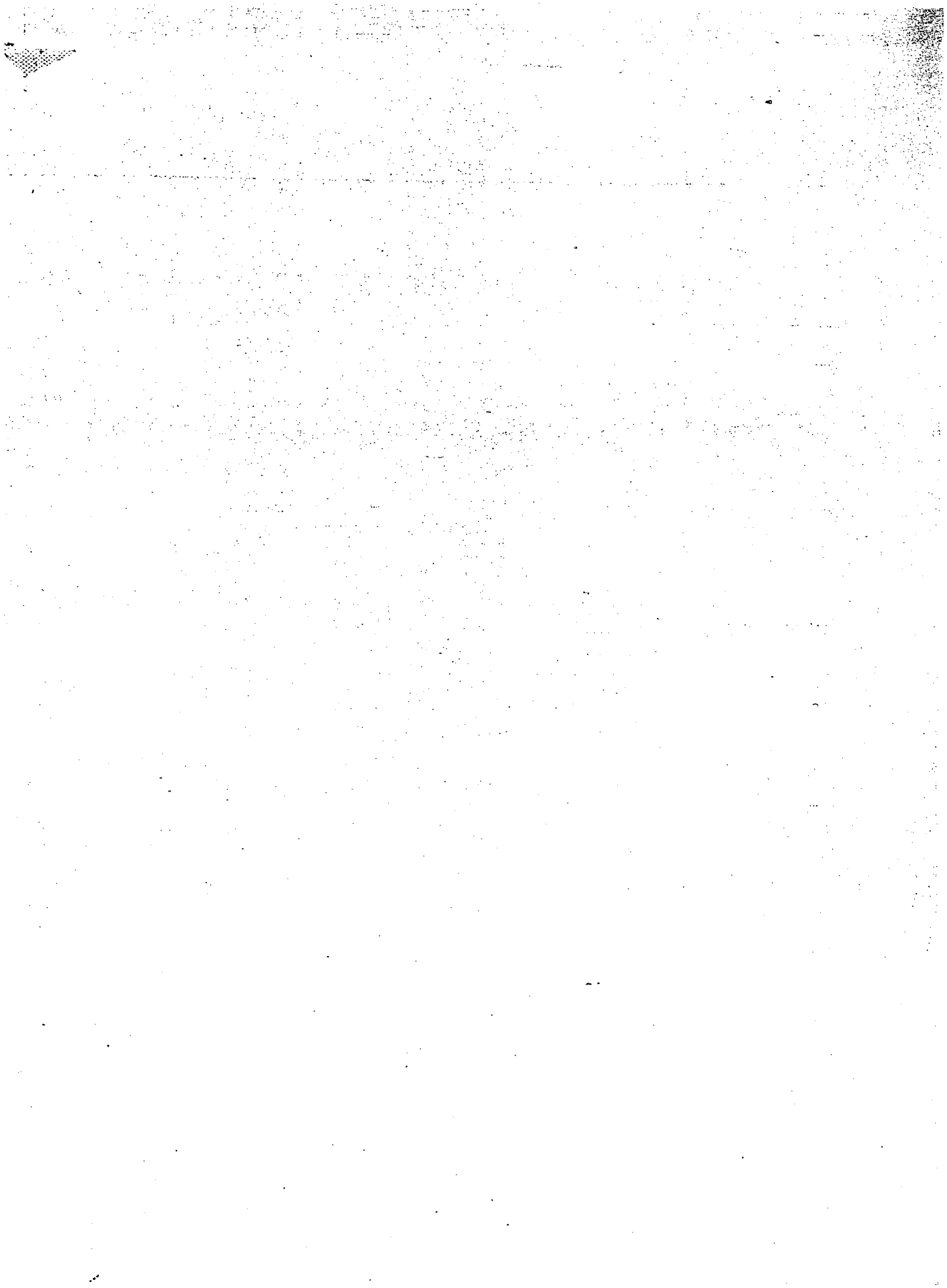
۸۵/۹/۲۸



زیرا از لنگر خمشی جلوگیری

شکل اول زمانی است که ۲ دیوار برشی بطور کامل بهم متصل باشند و در نتیجه تغییر شکل خمشی محور خنثی در
گسترده تنش برروی کل مقطع است و با توجه به شکل توزیع تنش برشی مقدار تنش در نزدیکی لبه‌ها
حداکثر است این بدان معنی است که دیوار در مقطع با آن روبرو شکست خواهد کرد.

شکل ۲ زمانی است که ۲ دیوار برشی از هم جدا شده و در این حالت هر یک از دیوارها مثل حالت خمشی عمل
کرده و توزیع تنش برروی هر یک از آنها خطی است.



Subject:

Year. Month. Date. ( )

شکل ۳ وضعیتی بین این ۲ است تنش در تیرهای ارتباطی بین دو حالت قبل قرار گرفته یعنی از حالتی که دیوار به صورت یکپارچه عمل می‌کند کمتر است ولی از حالتی که ۲ دیوار به صورت جداگانه عمل می‌کنند بیشتر است. این دیاگرام‌ها را می‌توان به صورت دیگر هم نشان داد و هم تجزیه کرد. در شکل ۱ تنش در خط خنثی را در نظر گرفته‌ایم و تنش‌ها با تنش خمشی اضافه [illegible] می‌کنیم که تنش در هر دیوار برابر [illegible] ۲ تنش است یکی تنش یکنواخت که در سراسر مقطع وجود دارد و دیگری تنش‌های خمشی. در شکل ۲ در هر یک از دیوارها که فقط خمش وجود دارد و فشار یا کشش وجود ندارد در شکل ۳ وضع مشابه شکل اول است با این تفاوت که در طول فشار و کشش با هم پیدا کرده است.

حال لنگر خمشی در دو دیوار را با M_1 و M_2 نشان دهیم

در هر یک از این شکل‌ها تعادل را باید برقرار است

$$M = M_1 + M_2 + T.a$$

در این رابطه M_1 و M_2 لنگرهایی هستند که ۲ دیوار به صورت جداگانه تحمل می‌کنند

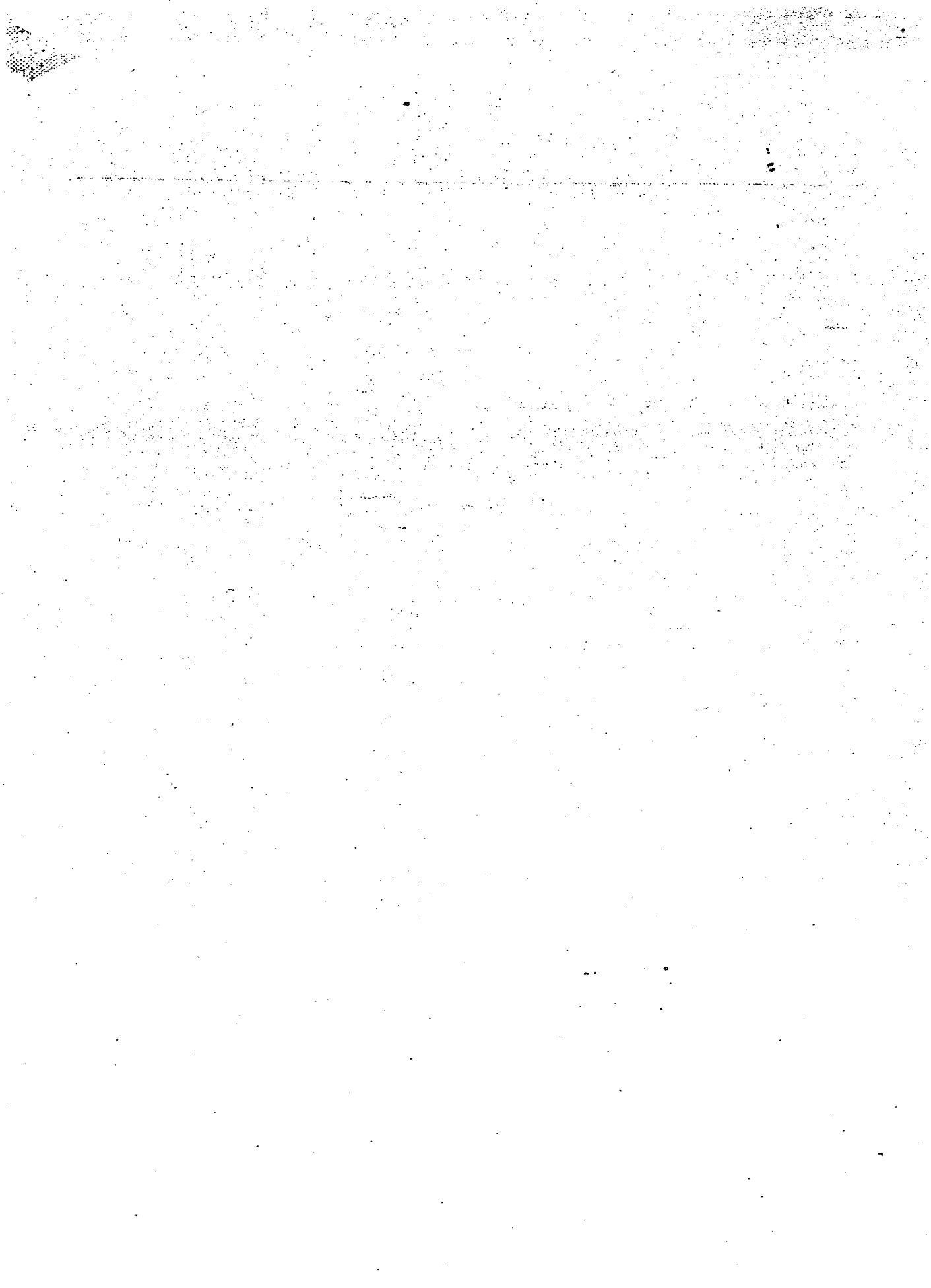
$T.a$ لنگری است که در هر دو دیوار وجود دارد در نتیجه [illegible] کشش در دو دیوار مساوی [illegible] [illegible] با [illegible] شد که دیوارها در برابر خمش تنها عمل کرده است

همانطور که در شکل‌ها دیده می‌شود مقدار T در شکل ۱ زیاد است در شکل ۲ صفر است و در شکل ۳ بین ۲ مقدار بالا قرار گرفته است.

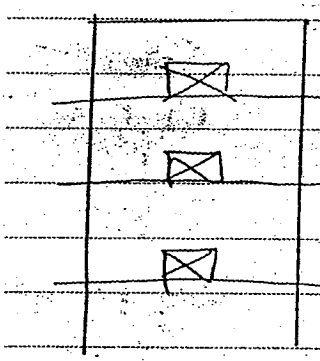
در ۳ شکل دیوار و مقطع را به طوری نشان می‌دهیم که انگار دو دیوار هستند و بین ۲ دیوار با هم کار می‌کنند علاوه بر خمشی که در هر دیوار وجود دارد فشار و کشش هم در هر یک از دیوارها داریم که میزان آن برآیند خمشی دیوار را [illegible] می‌دهند. جدا از خمشی است که فشار و کشش $T.a$ است. میزان $T.a$ در شکل اول حداکثر است و در شکل دوم صفر است و در شکل سوم بین ۲ مقدار قرار گرفته است. کل دیوار و دیوارهای کوپله [illegible] کشش یا فشار T است. میزانی که $T.a$ تحمل می‌کند قابل ملاحظه است اگر فرض کنیم طول دیوار ۲ برابر عرض وضعی است آن می‌ ۳۰ باشد حدوداً آن حدود ۵۰۰ [illegible] است اگر فرض کنیم فشار یکنواخت روی دیوار که T را القا می‌کند حدوداً $\frac{30}{2}$ باشد به طور مثال $T = 270$ خواهد شد اگر فاصله دو دیوار ۵ متر $= a$ در نظر گرفته شود

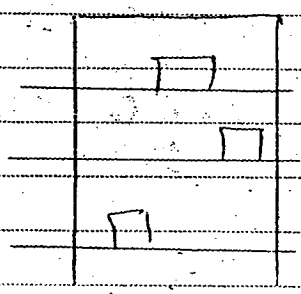
لنگر $T.a = 270 \times 5 = 1350$ خواهد شد یعنی میزانی که فشار و کشش تحمل می‌کنند برابر این مقدار است. میزانی که M_1 و M_2 تحمل می‌شود به حدود 200 است. میزانی که در دیوارها تحمل می‌شود حدود 300 است یعنی ۲ دیوار به تنهایی در حدود 500 تحمل می‌کنند در حالی که جفت کوپله با هم تحمل می‌کنند 1350 افزایش پیدا کرده است که تقریباً حدود 2.7 برابر میزان تحمل است. منظور از این مثال این است که اگر دو دیوار به میزان قابل ملاحظه‌ای با هم کار کنند و اگر بتوان دیوارها را به صورت کوپله ساخت و در میان طبقات آن را به هم وصل کرد بهتر است که در طراحی ساختمان‌ها دو دیوار را در حالتی که از هم جدا هستند قرار داده شوند؛ تیرهای اتصال بین دو دیوار باید طوری طراحی شوند که مقاومت لازم را داشته باشند. یعنی از ابتدا باید تیرها مقاومت و سختی لازم را داشته باشند تا بتوانند ۲ دیوار را به عنوان یک سیستم تحت بار جانبی به هم وصل کنند. [illegible] ۲ دیوار به علت وجود بازشو از یکدیگر جدا شوند دیوار کوپله نامیده می‌شود و با اتصال دو دیوار به هم سیستم کوپله ایجاد می‌گردد.

PAPCO



Subject:
Year. Month. Date. ( )





کد پلیر ت

دانلود جزوات دانشگاهی در تمامی رشته‌ها

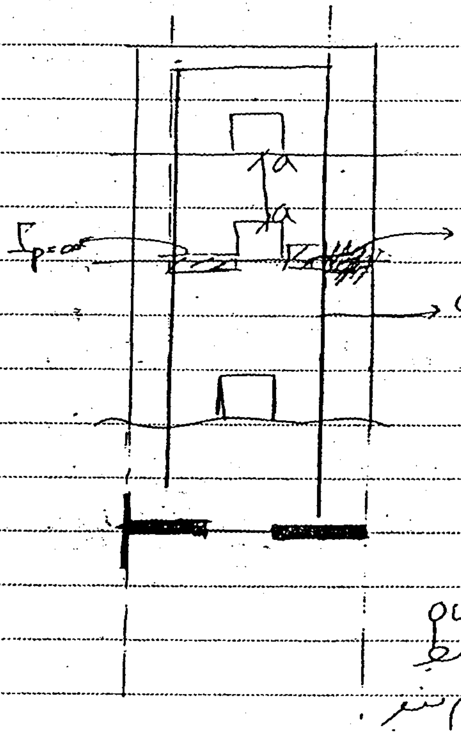
www.vepub.com
Publish Your Mind

Subject:
Year. Month. Date. ( )

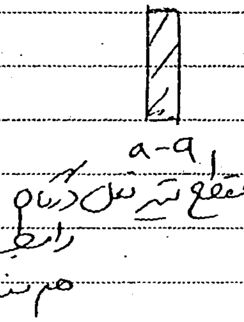
حضور تیرهای همبند که ... به دیوارهای برشی ... عمل آمده ... در
دهه ۷۰ ... مدل ... که با دست ... شده
... دهه ۸۰ ...
... مسائل ... دیگری ... این ...
... است ...
... دهه ۷۰ ... ۸۰ است ...
مسائل را ... کرد

روشهای مدلسازی :

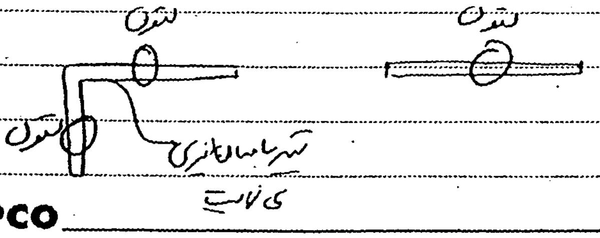
۱) مدل تیر-ستون برای دیوارها



ساده‌ترین مدلی که برای ۲ دیوار برشی می‌توان در نظر گرفت مدل تیر-ستون است. در این مدل هر یک از دیوارها به صورت یک ستون مدل می‌شود و این ستون‌ها با یک تیر که به جای تیر همبند در تراز طبقه ... قرار گرفته ... به هم متصل می‌شوند ... دو ... برابر ... تیر ... این ... افزایش ... می‌شود ... این مدل ... مدل قابی ... در ... دیوارها ... استفاده است. این مدل ... این ... دیوار ... قرار می‌گیرد ... ۲ دیوار ... ۲ دیوار ... شکل ...



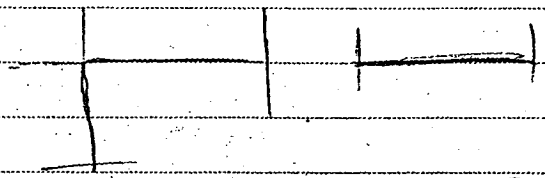
این مدل کاربرد ... دارد ولی اگر دیوار به صورت ... شکل باشد ... خارج ... شود

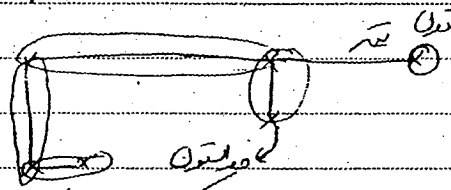


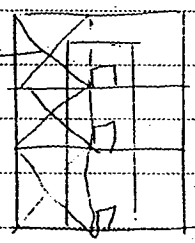
برنامه SAP که ... این مدل را ... اشکالات ایجاد شده ... تدوین کنندگان برنامه SAP ...

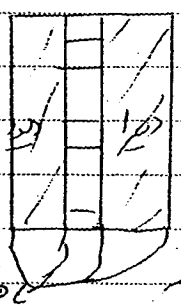
PAPCO

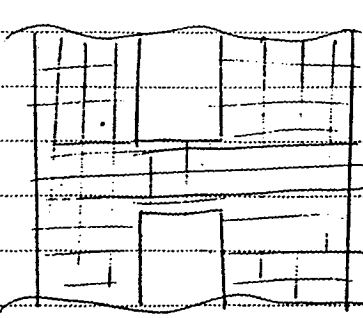
Subject:
Year. Month. Date. ( )



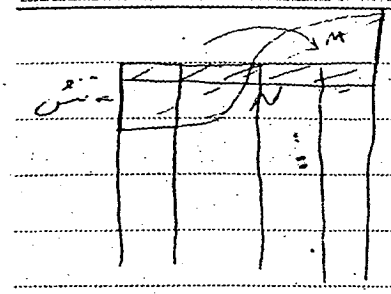








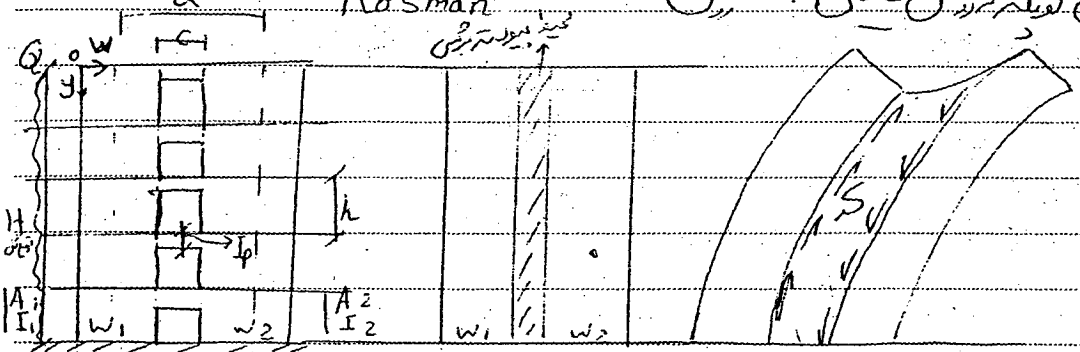
Subject:
Year Month Date ( )

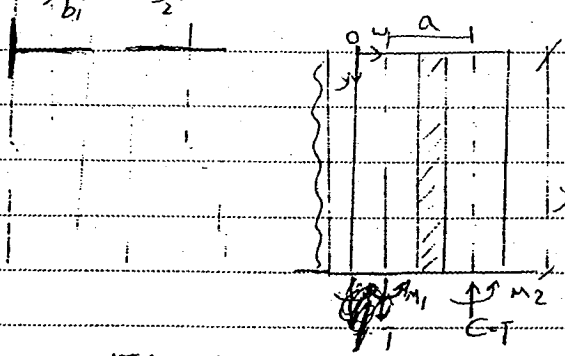


www.vepub.com
Publish Your Mind

۱۵/۱۰/۲۰۰۴

حل دیوارهای برشی کوپله به روش کانتی. روش Rasman





روش اعمال برش پیوسته:

در این شیوه‌ی ساده‌ی ساختمان دیوارهای برشی با سوراخ‌های منظم، مقادیر برش عمل بر هر یک از دیوارها به ترتیب از سه شیوه‌ی پیوسته مستقیماً از روابط تئوری به دست آمده است. شیوه‌ی پیوسته نیز با استفاده از روابط تقریبی به دست می‌آید. در این شیوه با نوشتن معادلات مختلف آورده می‌شود.

ابعاد روابط تعادل:

در وضعیتی که سیستم تحت اثر نیروی خارجی قرار دارد، مجموع گشتاورهای وارده بر دیوار برابر M_e است. این گشتاور توسط دیوارها M_1 و M_2 و دیوارهای داخلی تحمل می‌شود که باعث می‌شود تعادل برقرار شود.

$$M_e = M_1 + M_2 + T.a \quad (1)$$

P4PCO

Subject:
Year. Month. Date. ( )

T.a حال اگر دیوار مقطع ثابتی داشته باشد با کاهش تنش ۲ دیوار با افزایش ضخامت دیوار ۲ تنش کمتری تحمل می‌کند و هر دیوار سهم کمتری از لنگر خمشی را تحمل می‌کند. هر چقدر ضخامت دیوار ۲ افزایش یابد از لنگر خمشی کاسته می‌شود و این روند تا جایی ادامه پیدا می‌کند که دیوار ۲ تمام لنگر خمشی را تحمل کند و دیوار ۱ هیچ لنگر خمشی را تحمل نکند. در این حالت دیوار ۱ مانند یک تیر ساده عمل می‌کند و دیوار ۲ مانند یک تیر طره عمل می‌کند.

$$T = \int_0^y S\,dy \quad \rightarrow \quad S = \frac{dT}{dy}$$

حال برای دیوار ۱ می‌توان معادله‌ی تغییر شکل‌های دیوار را با استفاده از خمش استاتیکی به صورت زیر نوشت:

$$M_1 = EI_1 \frac{d^2w}{dy^2} \quad (2) \qquad M_2 = EI_2 \frac{d^2w}{dy^2}$$

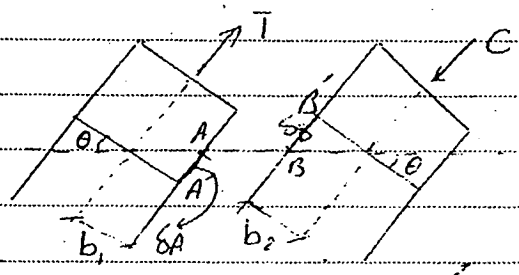
$$M_1 = \frac{I_1}{I} M_b \qquad M_2 = \frac{I_2}{I} M_b$$

$$M_b = M_1 + M_2 \quad (3) \qquad I = I_1 + I_2$$

این روابط با استفاده از معادله‌ی تغییر شکل‌های دیوار به دست آمده‌اند. حال با ترکیب این معادلات به رابطه‌ی زیر می‌رسیم:

$$\frac{d^2w}{dy^2} = (M_e - T.a)/EI \quad (4)$$

۲) معادلات سازگاری:



در نقطه‌ی A در دیوار ۱ نیروی T و در دیوار ۲ نیروی C وارد می‌شود. در اثر این نیروها نقطه‌ی A به A' و نقطه‌ی B به B' منتقل می‌شود. با توجه به شکل و تغییر شکل آمده در اثر این نیروها می‌توان نوشت که مقدار تغییر مکان نقطه‌ی A برابر است با مجموع تغییر مکان نقطه‌ی B و مقدار دوران زاویه‌ای که در اثر دوران نقطه‌ی B ایجاد می‌شود.

$$AA' = \delta A \qquad BB' = \delta B$$

Subject:
Year. Month. Date. ( )

$$\delta_A = \delta_A' + \delta_A'' \qquad \delta_A' = \int_y^H \frac{T}{EA_1}\,dy = \frac{1}{EA_1}\int_y^H T\,dy$$

$$\delta_A'' = -b_1\theta = b_1\frac{dw}{dy}$$

$$\delta_A = \delta_A' + \delta_A'' = \frac{1}{EA_1}\int_y^H T\,dy + b_1\frac{dw}{dy} \qquad (5)$$

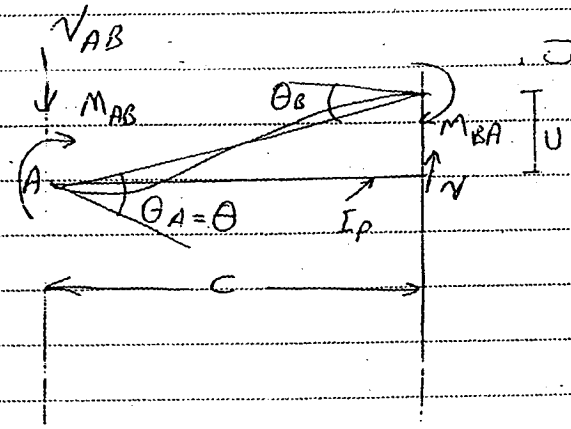
$$\delta_B = \delta_B' + \delta_B'' = \frac{1}{EA_2}\int_y^H T\,dy + b_2\frac{dw}{dy} \qquad (6)$$

حال با توجه به سازگاری تغییر مکان A و B نسبت به هم می‌توان δ_A و δ_B را جمع کنیم

$$\delta_{AB} = \delta_A + \delta_B = \frac{1}{E}\left(\frac{1}{A_1}+\frac{1}{A_2}\right)\int_y^H T\,dy + \underbrace{(b_1+b_2)}_{=a-c}\frac{dw}{dy}$$

$$\delta_{AB} = \frac{1}{E}\sum\left(\frac{1}{A}\right)\int_y^H T\,dy + (a-c)\frac{dw}{dy} \qquad (7)$$

حال سیستم دیستروایت گیرداری تحت تغییر مکان زاویه‌ای



می‌توان نوشت

$$M_{AB} = \frac{2EI_p}{c}(2\theta_A + \theta_B - 3\psi) = \frac{6EI_p}{c}\left(\theta + \frac{U}{c}\right)$$

$$M_{BA} = \frac{6EI_p}{c}\left(\theta + \frac{U}{c}\right)$$

$$V = \frac{M_{AB}+M_{BA}}{c} = \frac{12EI_p}{c^2}\left(\theta + \frac{U}{c}\right)$$

Subject:
Year. Month. Date. ( )

$$U = \frac{VC^3}{12EI_p} \theta C$$

$$V = S.h \qquad U = \frac{Shc^3}{12EI_p} + c\frac{dw}{dy} \quad (8)$$

در معادله آن چه در مورد دیوارت تم بالا گفتیم در مورد تیر راه اندیشیم می توان راه حل را نوشت

$$\delta_{AB} = -U$$

اثر تغییر دما و شیب گیری نمودار به جای $\frac{dT}{dy}$ را در نظر بگیرید که تغییرات زیر را دارد:

$$a\frac{d^2w}{dy^2} + \frac{c^3h}{12EI_p}\frac{d^2T}{dy^2} - \frac{1}{E}\frac{1}{A}T = 0 \quad (9)$$

از جای $\frac{d^2w}{dy^2}$ در معادله 4 در معادله و مقدار در هم آنید:

$$\frac{d^2T}{dy^2} - \alpha^2 T = -\gamma M_e \quad (10)$$

* $\alpha^2 = \frac{12I_p}{c^3h}\left[\frac{a^2}{I_1+I_2} + \left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}\right)\right]$ در این رابطه

$$\gamma = \frac{12aI_p}{c^3h(I_1 - I_2)}$$

از این رابطه نیز می توان نتیجه گرفت

$$\frac{\gamma \cdot a}{\alpha^2} = \frac{1}{k} \qquad k = 1 + \frac{I_1 + I_2}{a^2} = \frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}$$

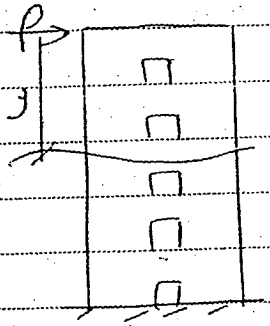
بعد

α^2 $\quad l^{-2}$

γ $\quad l^{-3}$ $\Rightarrow \alpha$ H بعد

k بی بعد

Subject:
Year. Month. Date. ( )



$$M_e = P\,y$$

$$\frac{d^2T}{dy^2} - \alpha^2 T = -\gamma M_e = -\gamma P y$$

$$T = -\frac{\gamma P}{\alpha^3 \cosh \alpha H} \sinh \alpha y + \frac{\gamma P}{\alpha^2} y$$

$$T = \frac{PH}{100\,KG}\,\bar{K}_1 \qquad \bar{K}_1 = 100\,K_1$$

$$K_1 = \frac{y}{H}\left[1 - \frac{1}{\cosh \alpha H} \cdot \frac{\sinh \alpha y}{\alpha y}\right]$$

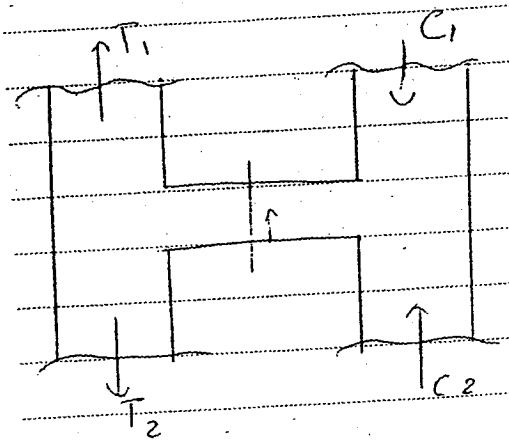
$$\alpha y = \alpha H \frac{y}{H}$$

$$\eta = \frac{Ph}{KG}\,K_3 \qquad K_3 = 1 - \frac{\cosh \alpha y}{\cosh \alpha H}$$

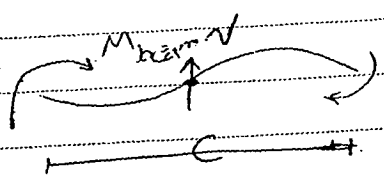
K_3 برای $1 - \frac{y}{H}$ ترسیم شده $\bar{K}_3 = 100\,K_3$ در جدول پیوست آمده است

$W_{max} = \frac{PH^3}{3EI}\,K_4$ تغییر مکان بالای تیر $\qquad K_4 = 1 - \frac{3}{K}\left[\frac{1}{3} + \frac{\sinh \alpha H}{(\alpha H)^3 \cosh \alpha H} - \frac{1}{(\alpha H)^2}\right]$

Subject:
Year. Month. Date. ( )



$$V = T_2 - T_1$$



$$M_{beam} = V \cdot C/2$$

$$T = \frac{Py}{ka}\left[1 - \frac{1}{\cosh \alpha H} \cdot \frac{\sinh(\alpha H \cdot y/H)}{\alpha H \cdot y/H}\right] = \frac{PH}{ka} \cdot \frac{y}{H}\left[\right.$$

Subject:
Year. Month. Date. ( )

جدول ضرایب توزیع برای مقادیر αH از 1.5 تا 15 برای یک دهانه برای طبقات مختلف

رابطه بالا $\alpha H = 15$ می‌گذاریم و مقدار ضرایب توزیع برای مقادیر مختلف αy محاسبه می‌کنیم

$\alpha H = 15$

$\frac{y}{H}$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	1
αy		1.5	3	4.5	6	7.5	9	10.5	12	13.5	1
[ ]	1	1	1	1	1	1	1	1	99%	98%	9

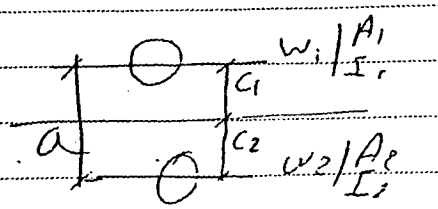
طبقات را تک تک عملاً از بالا به ترتیب جدول می‌گیریم آن را از بالا به پایین آورده و ضرب می‌کنیم

$$T = \frac{Py}{Ka} \qquad P.y = M_e$$

که شامل مجموعه تغییرات T در ارتفاع دیوار خطی است

حال بیایید اگر 2 دیوار داشته باشیم و این 2 دیوار صلب باشند بدانیم با هم چه مقدار آجر تحمل می‌کنند

اگر دیوارها 2 تا باشند به همین صورت عمل می‌کنیم فقط آن را در ابعادی که می‌دانیم تقسیم می‌کنیم به نسبت سختی‌ها و سختی‌ها را هم از روی ممان اینرسی محاسبه می‌کنیم



$$C_1 = \frac{A_2}{A_1 + A_2} a \qquad C_2 = \frac{A_1}{A_1 + A_2} a$$

$$I_g = I_1 + I_2 + \frac{A_1 A_2}{A_1 + A_2} \cdot a^2$$

Subject:
Year. Month. Date. ( )

اگر بخواهیم نیروی محوری در دیوار برشی نیز محاسبه شود کافیست تنش را از روی کد دیوار از حاصلضرب تنش در مساحت دیوار بدست آوریم.

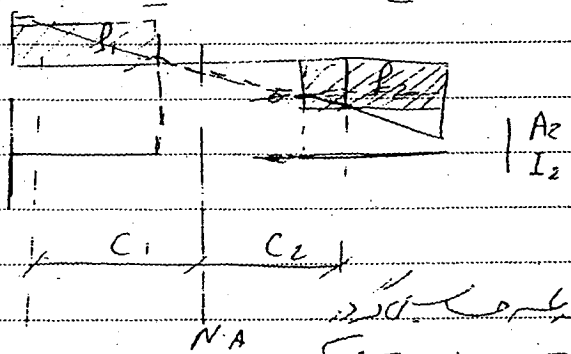
$$T = \frac{M \cdot C_1}{I_g} \cdot A_1$$

$$\frac{I_g}{C_1 A_1 a} = \frac{I_1 + I_2 + I_1 I_2 + \frac{A_1 A_2}{A_1 + A_2} a^2}{a^2 \frac{A_1 A_2}{A_1 + A_2}} = 1 + (I_1 + I_2)\left(\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}\right) \frac{1}{a^2}$$

$$= k$$

$$T = \frac{MC_1}{I_g} \cdot A_1 = \frac{M}{ka} = \frac{Py}{ka}$$

نتیجه گیری: اگر برای کاهش αH علاوه دیوار برشی مانند ۲ دیوار دیگر عمل نماید یعنی برای نیروی T نیز دیوار مساوی داشته باشیم (با فرض صلبیت سقف) هر کدام از دیوارها به میزان $\frac{1}{3}$ عمل خواهند کرد.



استاد: حداقل مدت زمان دیگر بدست آوردن انرژی کرنشی محاسبه کردن.

بود T و بعد T از حاصلضرب تنش در مساحت دیوار بدست می‌آید

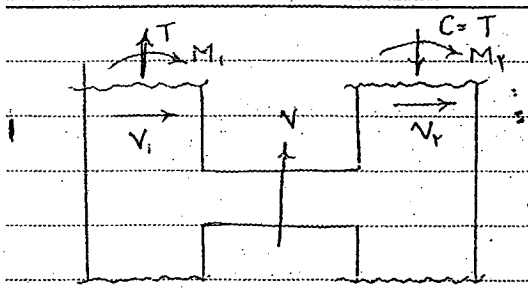
$$f = \frac{M \cdot C}{I_g}$$

$$T = 1 \cdot A_1$$

۸۵/۱۰/۵

Subject:
Year Month Date ( )

طراحی دیوارهای برشی کوپله:



از تکابل دیوارهای برشی کوپله سرانجام به این وضعیت می رسیم که هریک از دیوارها زیر اثر بارگذاری T و همان جمش M_1 یا M_2 قرار دارند. این نکته چه راه حل عددی باشد چه کابلی باشد یکسان است. میزان برش که در هریک از دیوارها ایجاد می شود به نسبت مان هایی است که در آنها ظاهر شده است. بنابراین اگر برش کل وارده به دیوار معلوم باشد می توان آنرا به نسبت M_1 و M_2 تقسیم کرد و سهم برش ها را بدست آورد.

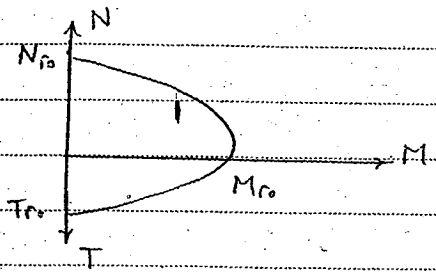
سرانجام ما در هریک از دیوارها با همان وضعیت کلی که در دیوارهای برشی کنت شد روبرو خواهیم بود. دیوار زیر اثر بارگذاری و لنگر جمشی از یک سمت تلاش برشی از سمت دیگر قرار می گیرد. با این ترتیب روش طراحی ما شبه قابل است. هریک از دیوارها باید برای بارگذاری جمشی و برای برش طراحی شوند. جزئیات امر عیناً مانند قبل است.

تنها مطلبی که در دیوارهای برشی کوپله باید به آن توجه داشت این است که در این دیوارها زیر اثر زلزله کششی ایجاد می شود. این کشش همواره با بارهای ثقلی خنثی نمی شود. بنابراین دیوار تحت کشش و جمش قرار خواهد داشت. طراحی دیوار برای کشش و جمش را قبلاً دیدیم. در دیاگرام اندرکنش داخلی بار و مان وقتی دیوار تحت کشش قرار می گیرد، دیاگرام خطی در نظر گرفته می شود. وقتی بار کششی و مان T_u و M_u برای دیوار قابل تحمل است که رابطه زیر برقرار باشد:

$$\frac{M_u}{M_{ro}} + \frac{T_u}{T_{ro}} \leq 1$$

Subject:
Year. Month. Date. ( )

M_{r0} اگر مقاومت خمشی دیوار به تنهایی و T_{r0} نیروی کششی



مقاوم دیوار به تنهایی است. این مطلب را قبلاً دیده‌ایم

و حرف خاصی در این رابطه وجود ندارد.

مثلی که علامت‌مند به اشاره آن هستیم این که وقتی دیوار تحت کشش قرار می‌گیرد، بتن در برش مقاومتی

از خود نشان نمی‌دهد بنابراین در طراحی دیوار برای برش مقاومت برشی بتن (V_{cd}) را برابر صفر در نظر

می‌گیریم. اگر کشش وجود داشته باشد $V_r = V_{cd} + A_v f_{yd} d/s$

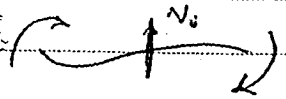
در موردی که کشش وجود ندارد ولی نیروی محوری در دیوار کم است قبلاً در حدود $0.1 f_{cd} A_g$ بوده است

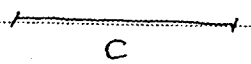
بهتر است باز از مقاومت برشی بتن صرف‌نظر شود.

طراحی تیر رابط:

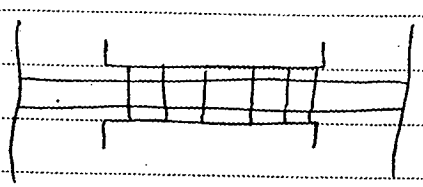
طراحی تیر رابط در دیوارهای کوپله از اهمیت خاصی برخوردار است. این تیر تحت اثر برش و خمش قرار می‌گیرد

برش در آن یکنواخت است و خمش به صورت خمش دو سر بسته است.

$M_u = \frac{V_u C}{2}$ 



طراحی تیر به روال عادی مسئله خاصی ندارد. تیرهای تراز برای خمش



طراحی کرد که قاعدتاً خرپاها در بالا و پایین یکسان خواهند بود.

و سپس برای برش طراحی و خاموت گذاری نمود.

اگر به تیر به صورت عادی نگاه شود برای طراحی آن مسئله خاصی که قابل بحث باشد وجود ندارد. اما این

تیر در عمل مسئله دارد. در جریان زلزله این تیر تحت تأثیر ممان شدیدی در دو انتها قرار می‌گیرد. اگر ممان

Subject:
Year. Month. Date. ( )

زیاد شود ترک خوردگی در تیر وسیع خواهد بود و ایراد بعدی آنکه با عوض شدن جهت عمل، ترک خوردگی

از بالا به پایین منتقل می شود و این بار پایین ترک می خورد

و بعد با تغییر جهت عمل به ترتیب بالا و پایین و چار ترک خوردگی

شدیدی گردند. به راحتی می توان دید اگر بارگذاری ادامه یابد سرانجام

شکست برشی رو برو خواهیم شد چرا که ترک از بالا و از پایین

گسترش پیدا می کند و سرانجام برش غالب می شود.

شکست این تیرها در آزمایشگاه معمولاً به همین صورت دیده می شود.

در این تیرها برش قابل ملاحظه ایجاد می شود و تیر برای برش آسیب پذیر است.

از طرف دیگر ترک خوردگی های شدید در انتهای تیر موجب می شود تا عمل این تیر کاهش پیدا کند.

در نتیجه عمل اینرسی که در محاسبات مربوط به کوپله شدن دیوار به کار برده شد کاهش پیدا می کند. با کاهش

این عمل اینرسی کوپله بودن در دیوار کاهش پیدا می کند. به راحتی می توان دید اگر این کاهش زیاد شود

و عمل اینرسی به سمت صفر میل کند عملاً دیوار در دیوار به سمت دو دیوار مجزا میل می کند بنابراین این

سؤال مطرح می شود که با توجه به آنکه مادر جریان زلزله های شدید با ترک خوردگی های قطعی مواجه

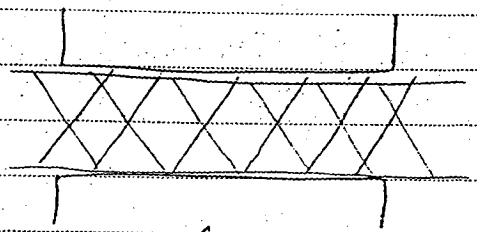
هستیم آیا معنی دارد که بر روی کوپله بودن در دیوار حساب کنیم؟ آیا این محاسبه کار است که برای

دیوار مقاومتی در نظر بگیریم که در صورت ترک خوردگی شدید این مقاومت از بین می رود و کوپله شدن

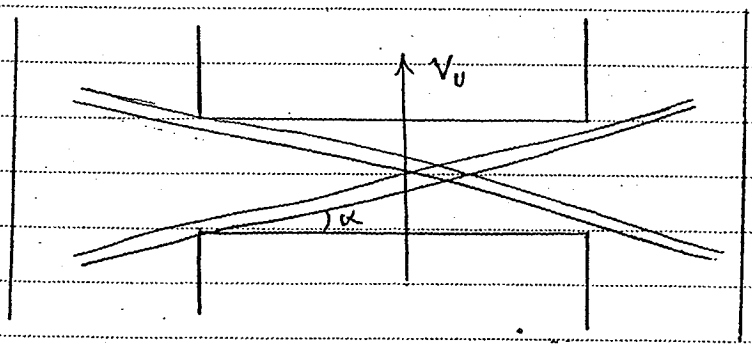
دیوار از بین می رود؟

Subject:
Year. Month. Date. ( )

خاصیت گذاری پرستش مکانیک در اینجا کاربرد چندانی ندارد. مخصوصاً خاصیتهای تانسور اصلاً کاربردی ندارند. ما در اینجا سعی میکنیم راه حلی بیابیم و خاصیت ها را مورد بحث قرار دهیم که جزء خالی از اشکال نیست چرا که جهت بررسی عرض می شود. پس جهت تحلیل خاصیتها عرض جواهد شد، یعنی ما در هر مقطع باید خاصیت به صورت ضربدری داشته باشیم که اجرای آن کار ساده ای نیست.



این موضوع مورد توجه خاص قرار گرفته است و آزمایشات آنها ستدی در مورد اجرا شده است. تیر به شکلهای مختلف خاصیت گذاری شده و زیر بار جانبی قرار داده شده است و در مقابل رفت و برگشتی آنها مورد بررسی قرار گرفته است. نتیجه ای که تا امروز رضایت بخش بوده و تراست جزء را داخل این نابه ها بکند. کاربردی نوعی آرماتور مرسوم است که عملاً یک حالت بادبندی در دیوار ایجاد می کند.

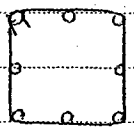


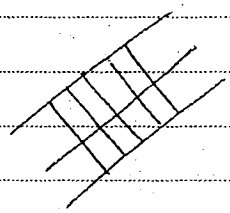
مثلاً گفته شد که عملکرد دیوارهای کوتاه بیشتر در حالتهایی است که دهانه دیوار برشی ما باز شود داریم عرض این بازشوها از دو متر معمولاً بیشتر نیست ارتفاع تیر در حدود ۸۰ تا ۹۰ cm است بنابراین نسبت ارتفاع به دهانه حدود ۱ به ۲ است در چنین وضعیتی می توان به راحتی این حالت بادبندی را ایجاد کرد. آیا عنوان می کند تا نسبت ۱ به ۳ بادبندی اجرا شود حتی تا ۱ به ۴ نیز می توانند بیشتر

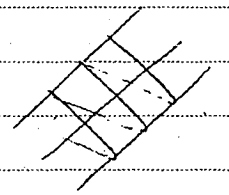
Subject:
Year. Month. Date. ( )

برود ولی نسبت به ۴ خیلی افتاده خواهد شد و معمولاً با اعضای با دهنه بزرگ مواجه خواهیم شد. می‌دانیم که $\sin x$ دارد عمل می‌کند و اگر x کوچک باشد نیروی ایجاد شده در با دهنه خیلی بزرگ خواهد شد. این است که در تیرهای راحط باید سعی کرد نسبت $\frac{l}{h}$ یا حدوداً آن به ۲ است.

هریک از این اعضای تقویتی میلگرد هستند که به صورت یک تنسه در آورده می‌شوند و تنسه داخل میلگردهای عرضی یا دورپیچ می‌شود و به صورت عادی خاموت گذاری می‌شود. مقطع یکی از این اعضا به صورت زیر است:







خاموت عادی

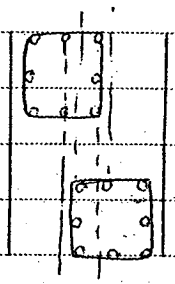
دورپیچ

در با دهنه‌ها یکی از اعضا کششی و دیگری فشاری است. نیروی فشاری در با دهنه بسیار زیاد است و مقطع میلگردها را تا حدی کاهش می‌دهیم و اندازه می‌دهیم تا دعاها در حدهای جاری شوند. بنابراین امکان کم کردن حدی است. برای جلوگیری از کمانه کردن خاموت گذاری با فاصله‌ای حدود 10^{cm} انجام می‌شود. اگر دورپیچ باشد گام دورپیچ در همین حدود است. خاموت‌ها معمولاً با قطر $6mm$ هستند و با فاصله حدود 10^{cm} میلگردها را محاصره می‌کنند. کارگیری ۱۰ میلگرد به قطر 25^{mm} در هریک از این اعضای تقویتی در ساختمان‌های ۱۵ تا ۲۵ طبقه امری عادی است. یعنی میزان میلگرد لازم زیاد است و به چنین میلگردهای با قطر زیاد نیاز خواهد بود.

با توجه داشت که میلگردهای قطری در ناحیه میانی تیر باید از روی هم عبور کنند. بنابراین در جاگذاری آنها

Subject:
Year. Month. Date. ( )

با به این علت توجه داشت و کل آنها را در مقطع چپ و راست در نظر گرفت.



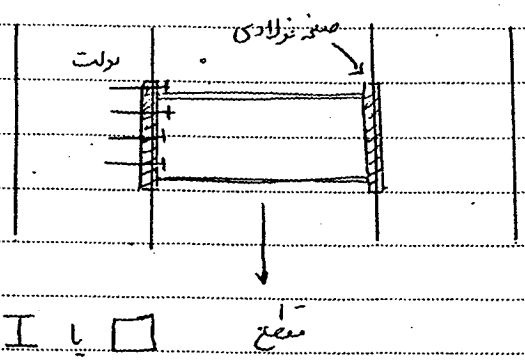
طراحی اعضا مقاوم دست باشد بازبینی ها انجام می شود اگر برش وارد به

تیر V_u باشد برش $\frac{V_u}{2}$ به هر بازبینی می رسد و میزان نیروی کوپل F است.

$$F = \frac{V_u}{2\sin\alpha}$$

بنابراین سطح مقطع لازم (پیشنهادی این نام) است. $A_v = \frac{V_u}{2 f_{yd} \sin\alpha}$

اگر $\sin\alpha$ کوچک باشد نیروی F در تنگ A_v بالایی رود و مشکل اجرایی خواهیم داشت. بنابراین اجرای بازبینی ها در صورتی امکان خواهد داشت که نسبت ارتفاع به ۲ یا کمتر در ارتفاع به دهانه وجود داشته باشد. به هرحال توصیه برای تیرهای دیپ همین است راه حل های دیگری از جمله استفاده از تیر فولادی به جای تیر بتنی پیشنهاد شده است که راه حل خوبی است و با مشکل ترک خوردن و شکست در برش نیستیم. راحتی می توان تیر مرکب با ارتفاع ۸۰ تا ۹۰ cm اخیرا ساخت. به دلیل بالا بودن برش و کشش ارتفاع تیر مرکب زیاد خواهد بود. مشکلی که در این ارتباط پیش می آید اتصال تیر مرکب به دیوارهاست.



برای اتصال ورق فولادی به دیوار ناگزیریم از bolt استفاده کنیم. با توجه به آنکه کشش قابل ملاحظه است تعداد بولتها زیاد است.

برای جا دادن بولت ها معمولا دو ردیف می زنیم. توجه شود که محل اتصال تیر رابط به دیوار درست در جای

Subject:
Year. Month. Date. ( )

است که امکان عبوری وجود دارد. در حدود امکان صرفی شکل فولادها زیاد است. کار مشکل است ولی

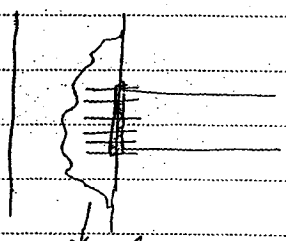
سودی است. به کار گیری تیرها و یا خرپاهای فولادی یکی از گزینه‌هاست که می‌توان روی آن حساب

کرد. در صورتی که بررسی این گزینه مد نظر شود باید در اتصال صفحه اتصال به دیوار دقت زیادی به کار برده

شود. باید توان برشت‌ها را جاداد و طول آن‌ها را به اندازه کافی بزرگ انتخاب کرد تا در محل اتصال با ملوکن بتن

مواجه نشویم. این است که به طور خلاصه تیرهای رابط خرد دیوارهای برشی

کوپله شده دارند و در طراحی آنها باید دقت کافی را به کار برد.



ملوکن بتن

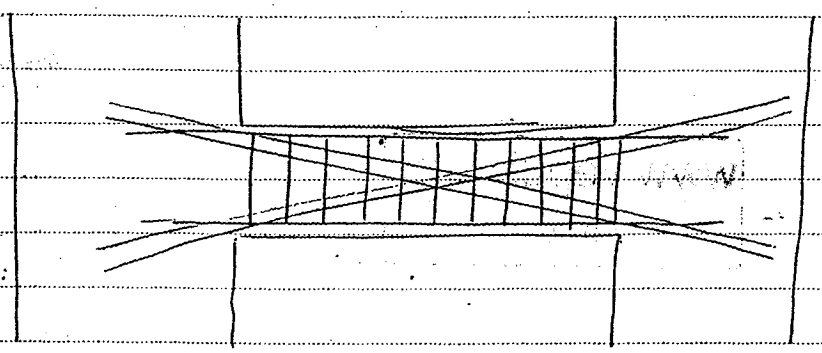
در حال حاضر ساده‌ترین راه حل همان آرماتورهای است که در

اکثر پروژه‌ها از این راه حل استفاده می‌شود. در صورت استفاده از آرماتورهای قطری نیازی به کارگیری

آرماتورهای غیر از این آرماتورها نیست به لحاظ مقاومت مسئله‌ای در تیر وجود ندارد ولی به لحاظ جلوگیری از

گسترش ترک‌ها معمولاً در تیر آرماتورگذاری به روش عادی صورت می‌پذیرد و تعدادی میلگرد طولی هم

به کار برده می‌شود.



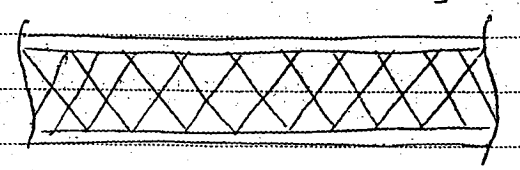
شکل نهایی آرماتورگذاری

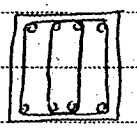
برای آرماتورگذاری معمولاً از آرماتورهای اسمی استفاده می‌شود. مقاومت آرماتور اسمی

Subject:
Year. Month. Date. ( )

میلگردهای عمودی باید به اندازه کافی در دیوار فرو برده شوند و کاملاً مهار شوند و در محل تیر و لاداها بهتر است به حد جاری شدن برسند.

در مواردی که دهانه تیر مابط بزرگ است و بیشتر از ۳ یا ۴ متر است این کار صلاح بر آن است که دو دیوار به صورت مجزا طراحی شوند. این امر به هر دلیلی تصمیم گرفته شد که دیوار به صورت کوپله باشد آن گاه توصیه می شود که خابت گذاری مایل به طوری که قبلاً اشاره شد به کار گرفته شود.





طراحی برج تهران ←

ستون مقرات اصلی بنا و دیوارهای فرعی

www.vepub.com
Publish Your Mind

Subject:
Year Month Date ( )

تداخل قاب ها با دیوارهای برشی : سیستم ترکیبی قاب با دیوار برشی

سازه هایی که از سیستم دوگانه برای گرفتن بارهای جانبی استفاده می شود مجموعه ای از قاب ها را داریم که در جهت دیوارهای برشی قرار دارند بار جانبی را مشترکاً تحمل می کنند. برای حل سیستم های که در آنها تنها سیستم قاب عمل می کند از روش های ساده شده راه حل های ساده شده خاصی داریم که معمولاً در طراحی از آنها استفاده می کنیم. مثلاً اگر کلسرتر در دسترس ما نباشد برای پیدا کردن نیروهای داخلی ما از روش تقریبی پرتال استفاده کرده و بارهای جانبی را بین ستون ها توزیع می کنیم و نیروهای داخلی اعضا را پیدا می کنیم. به عبارت دیگر برای حل سیستم قاب راه حل های ساده ای اندیشیده شده است. همچنین رسم قرار است بار جانبی توسط دیوارها تحمل شود راه حل دقیقی در دست است. بارهای جانبی به نسبت سختی دیوارها بین آنها تقسیم شده و هر دیوار به عنوان کنسول در نظر گرفته شده طراحی می شود.

آنالیزهایی که دیوارها و قاب ها با هم ترکیب می شوند روش کار به این سادگی نیست. اولین سوالی که مطرح می شود اینکه هریک از این دو سیستم چه سهمی از بار جانبی را تحمل می کنند. یک توزیع بار جانبی بین قاب ها و دیوارها در ادبیات بتن آرمه به نام کنش تداخل قاب ها و دیوارها معروف شده است:

(Intraction of frams and walls)

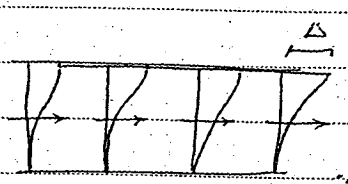
توزیع بار بین این دو به راحتی جواب داده می شود. دلیل اصلی آن هم این است که مدل تغییر شکل ها در قاب ها و در دیوارها با یکدیگر متفاوت است. در زیر به این دو مدل اشاره می کنیم:

Subject:
Year. Month. Date. ( )

الف) تغییر شکلهای برشی: رفتار قابها در مقابل بارجانبی بصورتی است که تغییر شکل ایجاد شده در قاب عمدتاً برشی است

و منظور در این جا آن است که برش بین ستونها توزیع می شود، ستونها خم می شوند و نسبت

به هم حرکت می کنند.



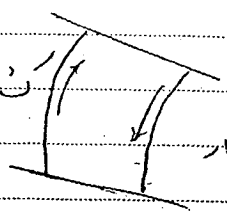
مشخصهٔ این نوع تغییر شکل آن است که گرهها تقریباً افقی باقی می مانند.

البته اینجا در ستونها هم بارهای محوری ایجاد می شود و ستونها کوتاه و بلند می شوند. اما تغییری محوری در یک

تیر کوتاه و بلند شدن ستونها ناچیز است و در افقی ماندن گرهها تأثیری ندارد.

ب) تغییر شکلهای خمشی: منظور از تغییر شکل خمشی که در دیوارها وجود دارد آن است که

قسمتی از آرماتورها کوتاه و قسمتی از آرماتورها بلندی می شوند و در نتیجه دیوار خم می شود



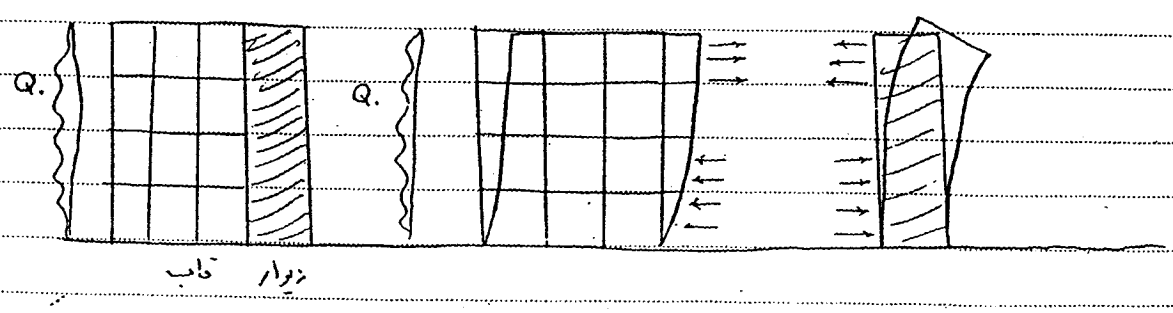
مشخصهٔ این نوع تغییر شکل آن است که گرهها دوران پیدا می کنند و از حالت افقی

خارج می شوند و دوران پیدا می کنند. توجه به این نکته ضروری است که ما در

دیوارها امکان صفحه ای داریم و در امکان صفحه ای تغییر شکل برشی وجود دارد.

یعنی هر دو دیوارها هم تغییر شکلهای برشی می دهند ولی این تغییر شکلها در مقابل تغییر شکلهای

خمشی ناچیز است و معمولاً در دیوارهای بلند تغییر شکلهای خمشی حاکم است.



Subject:
Year. Month. Date. ( )

در اشکال قبل، تغییر شکل های جانبی تاب ها و دیوارها به طور جداگانه نشان داده شده است. یکی تغییر شکل برشی دارد و دیگری خمشی. حرکت مربوط به تداخل تاب ها و دیوارها می خواهیم این دو را با هم جمع کنیم و ببینیم

که مجموع چگونه رفتار می کند و توزیع بارها چگونه است؟

رفتار در سیستم (تاب و دیوار) در حالت کلی:

در جلسه پیش با کلیات رفتار برشی و خمشی سازه ها آشنا شدیم. دیدیم رفتار قاب ها در برابر بار جانبی

عمدتاً برشی و رفتار دیوارها عمدتاً خمشی است. حال این دو مجموعه را با یکدیگر قرار می دهیم و می بینیم چه اتفاقی

می افتد. در شکل صفحه قبل برخورد این دو با یکدیگر دیده می شود. سیستم قاب نسبت به برش حساس است

بنابراین در پایین قاب تغییر شکل های زیادی داریم و به تدریج با بالا رفتن و در نتیجه کاهش اثر برش رشد

تغییر شکلها نیز کاهش پیدا می کند.

در مقابل دیوارها رفتاری مشابه یک تیر کنسول را دارند در پایین تغییر شکل چندانی ندارند اما در بالا

تغییر شکلها زیاد است. به یاد داشته باشیم در یک کنسول تغییر مکان جانبی (Δ) با توان سوم ارتفاع

متناسب است. بنابراین تغییر شکلها در ارتفاع به طور قابل ملاحظه خود را نشان می دهد.

ضرورتی این دو باعث می شود دیوار در پایین مانعی برای تغییر شکل جانبی قاب باشد، یعنی از تغییر شکل جانبی

جلوگیری می کند. از اینرو وجود دیوار در پایین نیروی در خلاف جهت بار جانبی به دیوار وارد می کند و نیز از

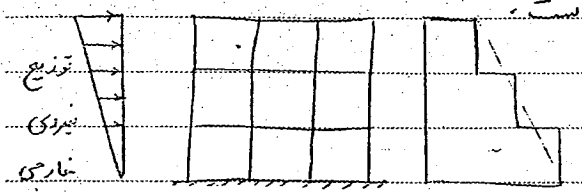
برش در قاب را کاهش می دهد. در بالا وضعیت برعکس این موضوع است. در بالا دیوار تغییر شکل زیادی

می دهد و قاب را به همراه خود می کشد. در بالا سیستم دیوار نیروی در جهت بار خارجی به قاب وارد می کند.

Subject:
Year. Month. Date. ( )

همانطور که در شکل می بینیم نیرو از سمت دیوار برتاب در جهت بارجانبی است. در اینجا عملاً تاب است که رفتار دیوار را کنترل می کند و مانع از حرکت جانبی بیشتر از حد دیواری شود. وجود این دو سیستم در کنار یکدیگر رفتار همدیگر را متعادل می کند.

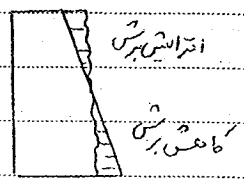
نتیجه آنکه در ترکیب دیوارها با تاب نمی توان پیش بینی کرد که توزیع بار جانبی در ارتفاع برای هریک از سیستم ها چگونه است. در تاب ها توزیع برش در ارتفاع مثلثی است.



توزیع برش

درحالی که در یک دیوار برشی قرار می گیرد توزیع چنین نیست

علت این است که دیوار برشی در بالا مقداری انعطاف پذیری دارد و در پایین



کاهش می یابد. خلاصه آنکه این دو سیستم در ارتفاع هم رفتار یکدیگر را متعادل کرده و توزیع برش به گونه مناسبتری انجام می شود. در روی هم رفته مجموعه تغییر شکل کمتری را متحمل می شود. در کنار تداخل دیوار و تاب هدف بررسی رفتار این دو و توزیع برش به صورت جداگانه بررسی هر یک از سیستم ها است. آنگاه چگونگی برش هر کدام از این عوامل و کیفیت آنها همانطور که قبلاً نیز دیده شد به چه صورت خواهد بود. منظور آنکه اگر ما کل برش تابها را به تنهایی بدانیم، باید این برش را به نسبت سختی خمشی ستونها توزیع نماییم. همچنین در دیوارها با رجانبی به نسبت همان (نیز) دیوارها توزیع می گردد. در زیر راه حل ارائه شده برای پاسخ به این سؤال را خواهیم دید.

قبل از آنکه به کیفیت چگونگی توزیع بپردازیم، با توجه به شکل دیوارها در بالا نه تنها تابها کمک نمی دهند بلکه در جهت نیروی خارجی به تاب نیرو وارد می کنند. اگر در حالت ستونها انتظار داریم (بعد) تیرها از ستونها در ارتفاع

Subject:
Year. Month. Date. ( )

کاهش یابد. در این مجموعه وضع چنین نیست. در بالا نیز تیرها و ستونها ابعاد بزرگتری نسبت به قبل طلب می کنند. این ملاحظات این فکر را ایجاد کرده که شاید بهتر باشد دیوار را در ارتفاع قطع کنیم. مثلاً در یک ساختمان ۲۰ طبقه عنوان می شود در ۵ طبقه بالا دیوارها قطع شوند. باید توجه داشت اگر چنین حرکتی پیش بیاید ۵ طبقه فوقانی دیوارهای ۱۵ طبقه پایینی می شوند و بار باد نیروی خارجی وارد می کنند. بعبارت دیگر این طور نیست که قطع دیوار در ارتفاع موجب عدم وارد شدن نیروی جانبی باد شود. در ساختمانهای بلند عملاً دیوار در بالای سازه چنین حرکتی را ایجاد نمی کند، ولی صرفنظر از این موضوع قطع دیوار در ارتفاع بطور کلی صلاح نیست.

دیوارها بعنوان تابش ملاحظه دارند و وقتی در داخل سیستم قابها قرار می گیرند عملاً حدود ۶۰ - ۷۰ ٪ نیرو را به خود جذب می کنند. قطع دیوار در ارتفاع بطور ناگهانی موجب تغییر سختی تابش ملاحظه می شود و تمرکز فشاری بدون دیوار، به صورت یک سازه نرم روی سازه زیرین خود عمل می کند، و این موضوع موجب می شود که تمرکز برش نسبتاً زیادی در این سازه نرم بوجود آید که خطرناک است. اگر بخواهیم اثر دیوار را کاهش دهیم یا باید دیوار را به تدریج قطع کنیم مثلاً اگر ۴ دیوار در یک جهت وجود دارند ابتدا یک دیوار، بعد دیگری و... قطع شود. راه دوم که مناسبتر است اینکه ضخامت دیوار به تدریج تا بالا کاهش داده شود. دیوارها معمولاً جاهایی هستند که برای تقسیم فضا استفاده می شوند اگر دیوار بتن آرمه نباشد، آجری یا مصالح دیگری است. به هرحال هزینه دارد. وقتی ضخامت دیوار کاهش داده می شود، در هزینه ساخت بتن آرمه تخفیف داده می شود و ممکن است در هزینه ساخت دیوار آجری تردید شود. خلاصه آنکه حذف دیوار در کاهش سازه ای خطرناک

Subject:
Year. Month. Date. ( )

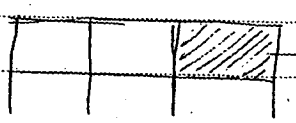
است و بهتر است انجام شود و تنها ضخامت ها کاهش داده شود.

راه حل تقسیم تداخل تاب و دیوار.

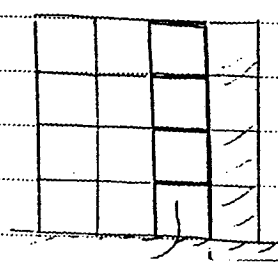
برای تقسیم کردن توزیع بار جانبی بین دیوارها و تابها امروزه از راه حل های عددی استفاده می شود چرا که امکانات ماشین استفاده از این راه حل ها را ساده کرده است. امّا راه حل های کلیلی نیز وجود دارد که مربوط به قبل از پیدایش کامپیوتر است و برای کنترل استفاده می شود.

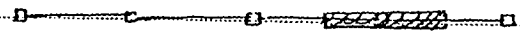
۱- راه حل های عددی:

راه حل مناسب حل مجموعه دیوار و تاب همان است که در برنامه Etabs مورد استفاده قرار می گیرد. دیوارها به کمک المان های بزرگ به صورت یک پنل مبنای مطرح می شوند. در این برنامه براحتی می توان سیستم دیوار و تاب را مدل کرد. تابها با المان های خطی (Frame) مدل می شوند و دیوارها با المان های صفحه ای (Shell) تنها به صورت المان های بزرگ که منظور Etabs است مدل می شوند. به کمک این برنامه براحتی مدل حل می شود.



برای حالاتی که دیوارها به صورت منطبق هستند و تابها در یک صفحه مشترک قرار می گیرند حل مجموعه به کمک برنامه Sap هم امکان پذیر است. در این برنامه دیوار به صورت یک ستون معادل مدل شده و تنها از تیرهای رابط که بیشتر تاب اصلی و ستون معادل قرار می گیرند برای بار جانبی استفاده خواهد شد. به این ترتیب می توان مجموعه را با استفاده از یک برنامه المان خطی به راحتی مدل کرد.





Subject:
Year. Month. Date. ( )

و با اجزه همواره راه حل المان های محدود بهتر دیوار را می توان با این تکنیک به صورت المانهای کوچک

در آورد و حل کرد. امروزه امکان مدل کردن سیستم در کامپیوتر وجود دارد و مسئله را می توان به راحتی حل کرد

۲ـ راه حل های کلاسیک:

یک مدل فیزیکی تقریبی از ساخت ماشین بازی کردند و دران زمان ساخت ساختمانهای

بلند در کلانشهرهای پیشرفته به طور جدی مطرح بود و سعی شد راه حل هایی برای آنها پیشنهاد شود. در اینجا به

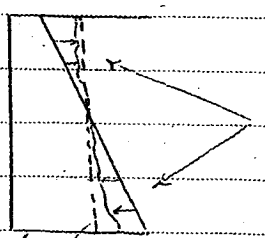
دو روش از این نوع اشاره می شود و کاربرد این روشها این روزها بیشتر برای انتقال عملیات ماشین و یا در

موارد استثنای حل مسئله بادست است.

الف) راه حل مدل سختی: (Component stiffness method)

برطبق آنچه در یکی از پاراگرافها در قبل نشان دادیم، اثر دیوار روی تاب به این صورت است که برش موجود در تاب

در بالا افزایش پیدا می کند و در پایین کاهش می یابد.



ملاحظه می کنیم وقتی دیوار در مجموعه وجود دارد برش موجود

در تاب به سمت یکنواختی پیش می رود در روش مدل سختی

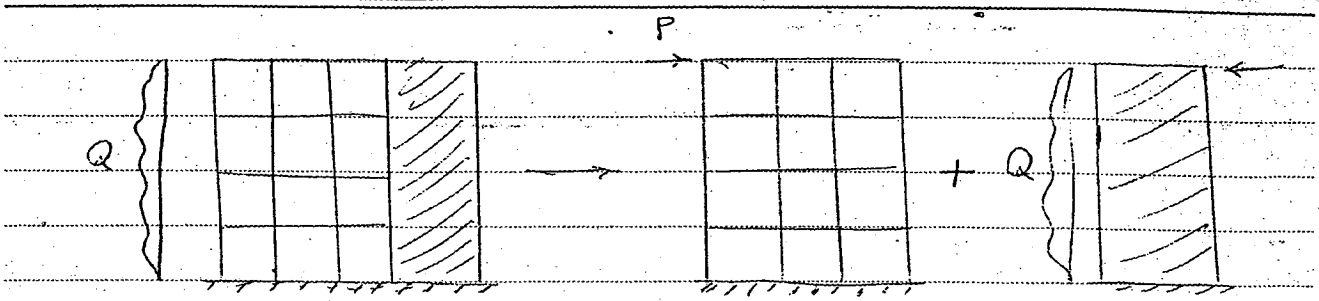
فرض می شود برش در تاب یکنواخت است (خط نقطه چین).

از اینرو نتیجه آنکه در مجموعه تاب و دیوار اثر دیوارها روی تاب چنان است که مثل آنکه بار جانبی که به تابها می رسد به

صورت یک نیروی متمرکز در بالای تابها متجلی می شود. بنابراین براساس این فرض توزیع بار به صورت زیر

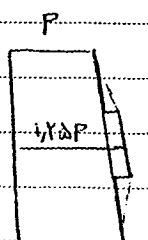
خواهد بود.

Subject:
Year. Month. Date. ( )



در عمل نشان داده می شود که این فرض زیاد هم با واقعیت اختلاف ندارد. تقریباً این فرض صحیح است که تا بها تحت اثر نیروی جانبی زیر اثر برش یکنواخت قرار می گیرند. به همین علت است که در سیستم های دوگانه ابعاد تیرها تقریباً از پایین تا بالا یکسان است مثلاً در دهانه ۶ متری ابعاد تیرها از پایین تا بالا ۴۰×۵۰ cm است و فولادها تغییر چندانی ندارند.

ابعاد ستونها نیز تقریباً به یکسان می برد اما به علت اثر این بار محوری ابعاد در پایین بالاتر می رود. روش مولفه سختی با تقریبی در حدود ٪ ۲۰ تا ۳۰ مناسب است. توصیه آن است که سعی دستی با روش مولفه سختی حل می شود و بار متمرکز P به سقف آورده می شود، میزان برش در تمام میانی تا بها بین ۲۰ تا ۳۰ ٪ افزایش داده شود.



حاصل نیروی P در روش مولفه سختی چنان مطلوب نیست، کاهش ما عمومی تا ب راحتا گانه و دیوار جدا گانه در نظر بگیریم و سختی های برشی و خمشی این دو را به طور جداگانه حساب کنیم و بعد بیایم نیم بار P به اندازه ای است که تغییر مکان تا ب در بالا برابر تغییر مکان دیوار در بالا است. این تساوی ما را به مقدار P می رساند.

دیاگرام یکپارچه

Subject:
Year. Month. Date. ( )

مجموعه زیر اثر بار یکنواخت:

تغییر مکان بالای دیوار

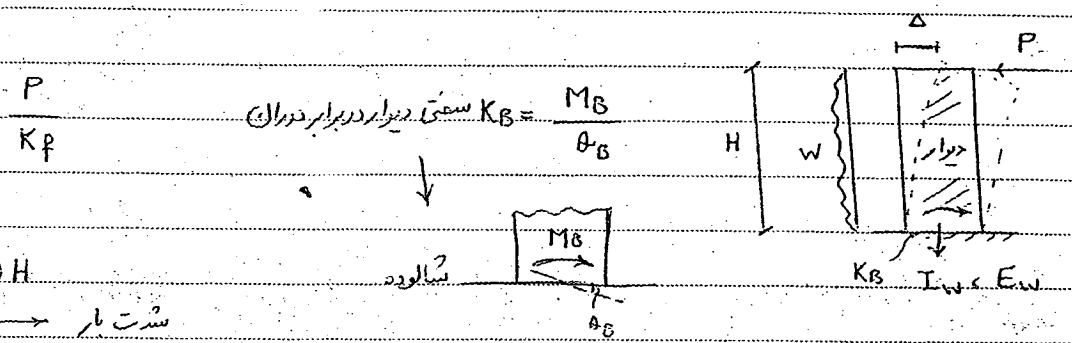
$$\Delta_w = \frac{wH^4}{8E_w I_w} + \frac{wH^2}{2K_\beta} - \left(\frac{PH^3}{3E_w I_w} + \frac{PH^2}{K_\beta}\right)$$

$$\Delta_f = \frac{P}{K_f}$$

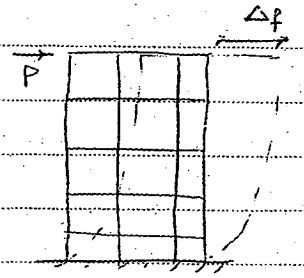
K_β سختی دیوار در برابر دوران $= \frac{M_\beta}{\theta_\beta}$

$W = wH$ ← کل بار

شدت بار ←



تغییر مکان بالای تاب



عللی که در ارابط فوق به کار برده شده عبارات اضافی هستند و در تحلیل ساده دیده شدند. تغییر مکان جانبی دیوار زیر اثر بار یکنواخت و زیر اثر بار متمرکز در رأس است علاوه بر K_β دوران است، در برگیرنده تغییر مکانی است که به علت دوران دیوار روی شالوده به دست آمده است.

در دیوارهای برشی چون مان برروی شالوده قابل ملاحظه است، شالوده دوران می کند. دوران دیوار در محل شالوده برروی توزیع تنش زیر آن تأثیر می گذارد. این اثر را ما معمولاً در مجموعه دیوار و تاب در نظر نمی گیریم. به علت اینکه مدل کردن شالوده ما را دچار مشکل می کند، تعداد پارامترها را افزایش می دهد و تحلیل مسئله را با دشواری زیادی روبرو می کند. این است که در موارد معمولی ما دیوارها را برروی شالوده گیردار فرض می کنیم، و قبل از شالوده نیز اساسی استفاده می کنیم معمولاً صلبیت شالوده زیاد است مثلاً در یک

Subject:
Year. Month. Date. ( )

ساختمان ۲۵ و ۲۶ طبقه صلبیت شالوده ۲ متر است و حرکت عل می کند و دوران چندانی ندارد. اما اگر عان ها در دیوار برش باشند و یا از هسته های مقاوم استفاده کنیم ممان قابل ملاحظه است و دوران نسبتی در شالوده داریم. همچنان اگر بتوان شالوده را با ساره مدل کرد تغییر و تغییری داریم. این موضوع به تماس سازه و خاک بستگی دارد. در ساختمانهای کم این موضوع انجام می شود.

همچنان اگر فرض کنیم دیوار برروی شالوده دوران لنگر شالوده در برابر بهران را K_B در نظر بگیریم

رابطه بصورت بالا ارائه می شود، حل این رابطه ما را به عبارت زیر می رساند:

$$\frac{P}{W} = \frac{\frac{3}{8}\left(1+\frac{1}{2\gamma_w}\right)}{1+\frac{3}{4\gamma_w}+\frac{K_w}{K_f}} \qquad \gamma_w = \frac{K_B \cdot H}{4E_w I_w}$$

$$K_w = \frac{3E_w \cdot I_w}{H^3}$$

سختی تاب برای بار متمرکز در بالا: $K_f = \frac{P}{\Delta}$

γ_w مطابق رابطه ای که نوشتیم در واقع نسبت دوران جسمی دیوار زیر اثر بار لنگر است به دوران پای آن است.

K_B در این رابطه سختی دورانی پای دیوار است.

اگر دیوار برروی شالوده گیردار فرض شود و از دوران شالوده صرفنظر شود، $\gamma_w \to 0$ داریم:

$$\frac{P}{W} = \frac{\frac{3}{8}K_f}{(K_f+K_w)} \longrightarrow P\checkmark$$

در حالتی که دیوار زیر اثر بار متمرکز قرار دارد می توان نشان داد:

$$\frac{P}{W} = \frac{1+\frac{3}{2\gamma_w}}{1+\frac{3}{4\gamma_w}+\frac{K_w}{K_f}} \longrightarrow \square$$

$$\because K_B \to \infty \qquad \frac{P}{W} = \frac{K_f}{K_f+K_w}$$

www.vepub.com
Publish Your Mind

Subject: خلاصه ۱
Year. Month. Date. ( )

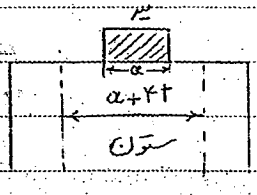
دیوارهای باربر (۷۵.۱): $N_R = 0.55 f_{cd} A_g \left[1 - \left(\frac{K l_c}{32t}\right)^2\right]$ $e = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{t}{6}$

A_g: مساحت کل ($100^{cm} \times t$) ← ۱

l_c: ارتفاع آزاد دیوار

$K \rightarrow$ ضریب ۷۶.۵

ضوابط طراحی مربوط به ضخامت حداقل و فولاد حداقل در ضعف ۷۷ جزوه رعایت شود.



ضخامت دیوار $t = t$ $\quad b = (a + 2t)$

$a_b \rightarrow N_{rb} \rightarrow N_u, N_{rb}$ مقایسه $\rightarrow A_s$

$\hookrightarrow A_{st} = 2A_s$

دیوارهای برشی:

الف) تحلیل (رسم دیاگرام تداخلی): ضریب کردن C

پیدا کردن نیروهای ناشی از فولادهای برشی ← $\Sigma S + \Sigma C$ $\quad \hookrightarrow N_R = \Sigma S + \Sigma C$ و M_R

درصورت گسترده بودن آرماتور، در متن می‌توان از روابط ضعف ۸۰.۵ برای پیدا کردن N_{rb} و M_{rb} استفاده کرد:

$C_b = \frac{4300}{4300 + f_{yd}} l_w$ $\quad \alpha = \frac{c}{l_w}(0.85\beta_1 + 2q_v) - q_v$ ← بدست می‌آید ($0.85\beta_1 \rightarrow 0.85$)

$N_R = \alpha f_{cd} l_w t$ ← بدست می‌آید N_{rb} ← M_{rb} بدست می‌آید

اگر آرماتور گسترده باشد (ضعف ۲۵ جزوه): $C_b \rightarrow N_{rb} \rightarrow e'_b \rightarrow e_b \rightarrow M_{rb}$

$N_{r0} = 0.85 f_{cd}(A_g - A_{st}) + f_{yd} A_{st}$ $\quad T_{r0} = f_{yd} \cdot A_{st}$

پیدا کردن M_{r0}: $N_R = 0 \rightarrow \alpha = 0 \rightarrow \frac{c}{l_w}$ ✓ $\rightarrow C$ ✓ $\rightarrow M_R$

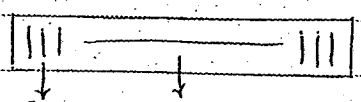
رابطه ضعف ۸۰.۵

در اینجا رسم دیاگرام تداخلی به کمک نقاط بدست آمده.

Page:

Subject: ۲
Year. Month. Date. ( )

تحلیل دیوار برشی (بار و عایی که دیوار در برابر خمش e تحمل می کند):



الف) میلادها در دو انتها متمرکزند:

A_{s1} A_{sm} $A_s = A_s' = A_{s1} + \frac{1}{2} \times \alpha \times A_{sm}$

↳ درصد تأثیر آرماتور میانی

$a_b = \frac{۶۳۰۰}{۶۳۰۰ + f_{yd}} \beta_1 d$

↳ N_{rb} ← $e_b = (۰/۸ + ۰/۷۷ \rho_t m) t$ (صفحه ۲۵ فرمول)

↳ $M_{rb} = N_{rb} \cdot e_b$

← مقایسه e با e_b و پیدا کردن N_r و M_r با استفاده از روابط یا دیاگرام:

A_s ↓ ✓ → c_b → q_b

ب) میلادها بطور یکنواخت گسترده شده اند:

→ α → N_{rb} → M_{rb} (صفحه ۵/۸۰ جزوه) → e_b

$e < e_b$ ⇒ $N_r > N_{rb}$ → ($N_r = \frac{\quad}{1+\quad}$ رابطه خطی صفحه ۲۶ فرمول)

$e > e_b$ ⇒ ρ و q_b ✓ → $\alpha = \frac{N_r}{\sim}$ و رابطه ای برحسب $\alpha = \frac{c}{l}$

$M_r = N_r \times e = $ (پایین ترین رابطه ۵/۸۰) → N_r → α → $\frac{c}{l}$ → M_r → e

طراحی دیوار برشی:

الف) طراحی برای بار و خمش:

الف-۱) آرماتور متمرکز:

$a_b = \frac{۶۳۰۰}{۶۳۰۰ + f_{yd}} \beta_1 d$

$N_{rb} = ۰/۸۵ f_{cd} b a_b$ → N_u, N_{rb} مقایسه → M_{rb} پیدا کردن از روی رابطه یا گراف

← مثلاً $N_u > N_{rb}$ ← رابطه یک لربلو در صفحه ۲۶ فرمول ← A_s' ← $A_{s1} = ۲A_s$ ← ۲

مثال ۳

Subject:
Year. Month. Date. ( )

الف-۲) آرماتور کشیده (حل مسئله به روش آزمون و خطا): ρ فرض (ρ_{min} ، ۰٫۰۰۲ ، ۰٫۰۰۴ ، ۰٫۰۰۷)

$\downarrow A_s$; $C_b \rightarrow \frac{C_b}{l_w} \rightarrow q \rightarrow \alpha \rightarrow N_{rb}$

$\rightarrow M_{rb}$; $N_{r_0} = 0.85 f_{cd}(A_g - A_{st}) + f_{yd} A_{st}$

$\rightarrow e$ با توجه به مقدار $\rightarrow N_r =$ رابطه خطی $\rightarrow$ مقایسه N_u با N_r

فرض کردن مناسب $\rho \rightarrow A_s \rightarrow q \rightarrow \alpha \rightarrow N_{rb} \rightarrow M_{rb} \rightarrow e_{rb} \rightarrow N_{r_0}$

$e = \frac{M_u}{N_u}$ $\rightarrow$ N_r خطی $\rightarrow$ مقایسه N_r و N_u $\rightarrow$ پیدا کردن A_s با درونیابی

الف-۳) اعلان میزی:

$$\begin{cases} C = \frac{N_u}{2} + \frac{M_u}{a} \\ T = \frac{N_u}{2} - \frac{M_u}{a} \end{cases} \qquad \begin{cases} T_u = A_{st} f_{yd} \\ C_u = 0.8 N_{r_0} = 0.8 (0.85 f_{cd} A_g + A_{sc} f_{yd}) \end{cases}$$

$\rho = \frac{A_{sc}}{A_g}$ ✓ $\leftarrow$ مساحت یک اعلان میزی $\rightarrow A_g$

می توان عرض اعلان میزی را زیاد کرد در صورتی که اعلان های میزی حداقل فولاد برابر ۱٪ رعایت شود.

ب) طراحی برای برش:

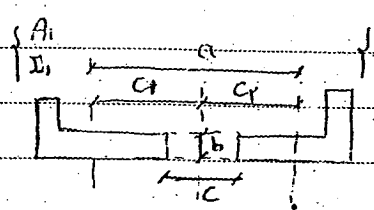
$$V_u = V_{cd} + A_v f_{yd} d/s$$

$$V_{cd} = \phi_c \, 0.43 \sqrt{f_{cc}} \, t_w d = 0.3 \times t_w d = 0.3 \times t \times (0.8 l_w)$$

$\rightarrow A_v$ ✓ $\leftarrow$ ضوابط فولاد حداقل صفحه ۸۲٫۵ جزوه

Subject:
Year. Month. Date. ( )

دیوارهای برشی:



الف) تحلیل دیوارهای برشی:

پیدا کردن ← A، $\bar{x}$، کل ارتفاع، I، a، C_1، C_2

استفاده از روش مقاومت مصالح ← $C_1 = \frac{A_2}{A_1+A_2}a$ ، $C_2 = \frac{A_1}{A_1+A_2}a$

b، t ← برحسب $I_p = \frac{1}{12} \times b t^3$

$\alpha^2 = \frac{12 I_p}{C^3 h}\left[\frac{a^2}{I_1+I_2} + \left(\frac{1}{A_1}+\frac{1}{A_2}\right)\right]$ ✓ $\propto H$ ✓ H ارتفاع کل

$\gamma = \frac{12 a I_p}{C^3 h (I_1+I_2)}$ m^{-3} ° $\frac{1}{K} = \frac{2a}{\alpha^2}$ ← K ✓

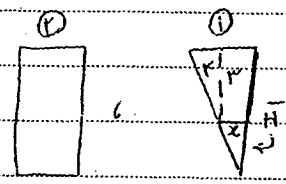
پیدا کردن N در تراز $\bar{H}$:

$\bar{H}$ ✓ ← $y = H - \bar{H}$ ✓ ← $\frac{y}{H}$ ✓ ← $\propto y$ ، $\propto H$ ✓

← پیدا کردن T از جدول یا رابطه مربوطه

پیدا کردن Me در تراز $\bar{H}$:

1) $\omega_H = \alpha$ با استفاده از آنالیز



Me $\bar{H}$ تقریباً از ۲/۳ در ارتفاع ، با توجه به شکل نمودار برید

$Me = M_1 + M_2 + T\alpha$ ، $M_1 = \frac{I_1}{I_1+I_2}(Me - Ta)$ ، $M_2 = \frac{I_2}{I_1+I_2}(Me - Ta)$

برش در تیر هم تراز $\bar{H}$: $\bar{H}$ ، y، $\frac{y}{H}$، $\propto y$ ✓

← N نمودار یا جدول یا رابطه $N = T_{n+1} - T_n$

طراحی دیوارها برای تنش و جابجایی درست مانند دیوار برشی است. هر دیوار برای نیروی مخصوص به خود طرح می‌شود

خلاصه ۵

Subject:

Year. Month. Date. ( )

طراحی دیوار برای برش:

V_u برش کل = نیروی T

برش کل وارده (V_u) به نسبت M_1 و M_2 بین دیوارهای I شکل پخش می‌شود ← V_1 و V_2

l_w ، t ، $d = 0.8\, l_w$ $\qquad V_{cd} = v_{cd} \cdot b \cdot d = 0.3 \times t \times d$

$\frac{V_u \text{ هر دیوار}}{V_{cd}} < 5$ ایمن است ، V_u هر دیوار $= V_{cd} + A_v f_{yd} \cdot d/s$

← $\frac{A_v}{s}$ ← $s = 20\,cm$ (مثلاً) ← A_v ✓

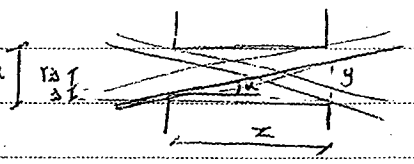
طراحی تیر هم بند:

V_u تیر ✓ $\qquad$ تیر $b \times t$ ✓ $\qquad V_{cd} = 0.3 \times b \times t$

$\frac{V_u}{V_{cd}} < 5$ ← آیا برش شکست قطری می‌شود اگر نشود عیب ندارد طراحی می‌کنیم

$\frac{V_u}{V_{cd}} < 5$ ، V_u ✓ ← $\alpha H, y/H$ ← α ✓ ← I_p جدید ✓ : تغییر مقطع

طراحی

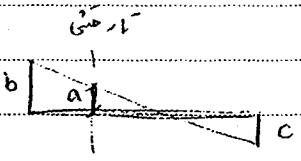


$y = x - 25 - 2 \times 5$ $\qquad tg\alpha = \frac{y}{z}$

α ✓ ← $\sin\alpha$ ✓ $\qquad A_v = \frac{V_u}{1 \sin\alpha} \cdot f_{yd}$ $\qquad A_v$ ✓

تنش مجاز برای دیوار:

W_{max} ✓ ← K ✓



دیوار $\begin{cases} A \\ I \end{cases}$

$T = f \cdot A = a \cdot A$ $\qquad a + \frac{M_1}{I} = b$ ← M_1 ✓ ، T ✓

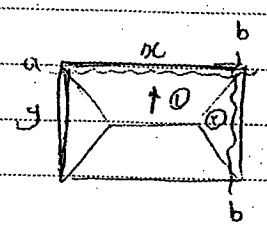
Page 5

Subject:
Year. Month. Date. ( )

حل دال به روش تسلیم:

کنترل ضخامت $\frac{h}{160}$ ، $\frac{h}{140}$

الف چهار طرف پیوسته



کنترل برش

$D \rightarrow 0.2 \times 2500 \rightarrow$ خودمیزان کردم

$L \qquad w_u = 1.25D + 1.5L$

$V_u = w_u (A_{①}) \quad (a-a) \quad , \quad V_u (b-b) = w_u (A_{②})$

$V_c = \frac{V_u \text{ بحرانی}}{y \text{ or } x} < 3.3 \rightarrow$ O.K.

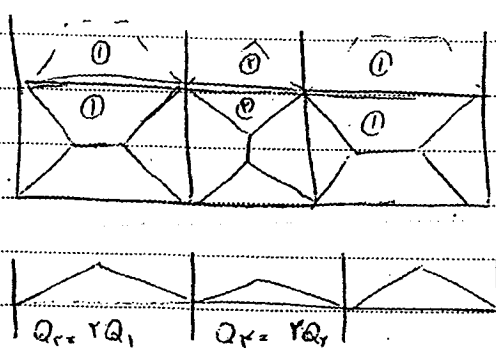
کنترل مشروط روش میتم ، انتخاب نوار مربوطه

$M_0 \rightarrow$ سهم نوارها و توزیع بار

	ستون کناری	ستون میانی
نوار طراحی		
نوار ستونی	نوار	
	میز	
	دال میز	
نوار میانی		

توزیع عمان طراحی $\rightarrow$.

برش دارد به سمت



$Q_1 = w_u (A_1)$

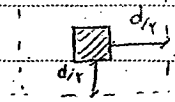
$Q_2 = w_u (A_2$

$Q_{22} = 2Q_1 \quad Q_{24} = 2Q_2$

Subject: خلاصه ۷

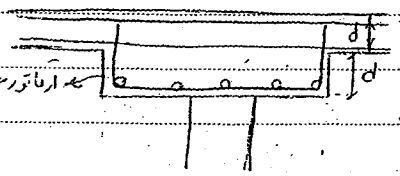
Year. Month. Date. ( )

کنترل برش پانچ در دالهای تخت : پیدا کردن V_u در سطح b_0



مقایسه V_u با V_{cdp} (min) (مقدار از رابطه صفحه ۹۸ جزوه)

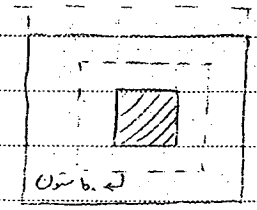
۱) کلیه :



ابعاد کلیه بین ۲۰ تا ۲۵٪ طول دهانه جرهت انتخاب می‌شود

هم مقطع بحرانی در کلیه و هم مقطع بحرانی دیستان برای

کنترل برش بررسی می‌شوند البته هرکدام با d مخصوص



به خودشان

۲) خاصیت کلاری : کنترل مقطع برای برش در b_0 اولیه . البته برش برای مقطع جدا شده $3V_c$ محدودی‌شود :

$V_u \leq 3V_c b_0 d$ ← استفاده از رابطه و بدست آوردن A_v

فرض x برابر قرار دادن $V_c b_0 d$ با V_u و پیدا کردن x .

۳) کلاهک برشی : ۵٪ بعد مقطع بحرانی ← $V_{cp} = \frac{V_u}{b_0 d} \leq 2V_c$

کنترل ارتفاع ← کنترل Mp ← l_d ✓ ← b_0 ✓

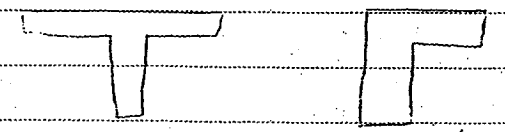
	w (cm^3)	t_p (Cm)
IPE : 14	۸۸,۳	۰,۶۹
16	۱۲۴	۰,۷۴
18	۱۶۶	۰,۸
20	۲۲۱	۰,۸۵
22	۲۸۵	۰,۹۲

www.vepub.com
Publish Your Mind

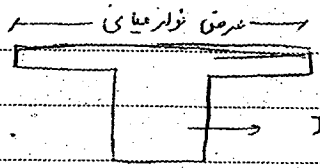
Subject:
Year. Month. Date. ( )

روش تاب متقابل:

ضابطه α برای تیرها روی اضلاع پیرسته و غیرپیرسته



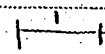
نوار میانی نوار کناری



مشخصات خمشی تیرها و دستهها

$$K_{sb1} = \frac{4EI}{l_1}$$
$$K_{sb2} = \frac{4EI}{l_2}$$

} دردهانه‌های مختلف

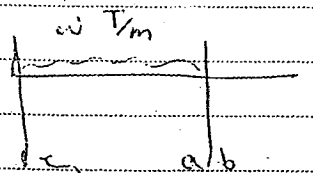


مشخصات تیرهای پشت:

C ، K_t ، K'_t

مشخصات خمشی ستونهای معادل

۲ EC



$M_{ab} = -$ $M_{ab} = a + b$

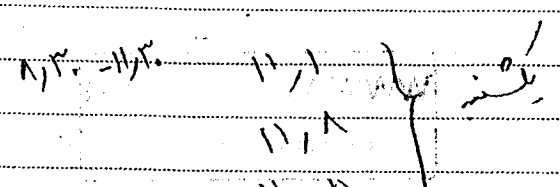
روش ماتریس سختی

R_1 R_2 ΣR

$$X_{mom^t} = \frac{R_1}{\omega}$$

M_{mom^t} m_{om^t}

بخش مازادها به پی گردد ابتدا و انتها

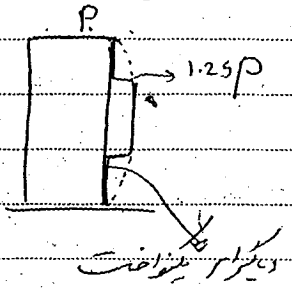


Subject:
Year. Month. Date. ( )

- در ستون هم مقاومت با برش کمتر می‌شود. دلیل افزایش اثر نظری در برش بیشتر می‌شود.

- برش فولاد سختی با تقریبی حدود 20 تا 30 درصد مناسب است.

توجه کرانی است که سنگ دقیق با برش فولاد سختی حل می‌شود با تمرکز P بیشتر آمده می‌شود. میزان برش در نزدیک سایش حدود 20 تا 30 درصد افزایش داده شود.



- می‌سنجیم برش فولاد سختی با تقریبی کمتر از P شد. میزان شکل بیشتر، کاهش با مجموعه مقاومت راحت‌کننده مجموعه راحت‌کننده در نظر گیریم. سختی‌های برشی و خمشی راحت‌کننده جدا بهم و بهم بیان تغییر بار P، اندازه‌ای است که تغییر مکان قائم در بالا، برابر با تغییر مکان دیوار در بالاست. این تساوی با مقدار P برابر است.

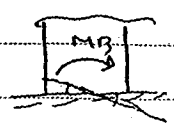
* سند: در مورد مجموعه‌ای که زیر آن با مخلوط تزریق کرده، چیست زیر است:

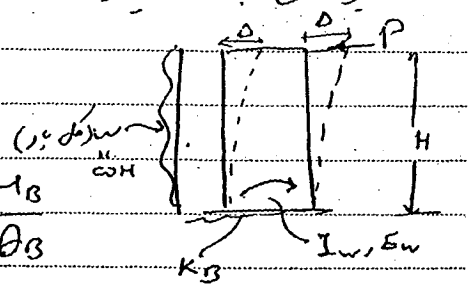
- تغییر شکل بالای دیوار:

$$\Delta_w = \frac{wH^3}{8E_w I_w} + \frac{wH^2}{2K_B} - \left(\frac{PH^3}{3E_w I_w} + \frac{PH^2}{K_B}\right)$$

$$\Delta_f = P/K_f$$

$$K_B = \frac{M_B}{\theta_B}$$





سختی شالوده در مقابل دوران

حالتی که در رابطه فوق بکار رفته، در مقابل سازه‌ها بر تغییر مکان جانبی دیوار بر اثر بار یکنواخت و نیز اثر بار متمرکز در راس است. جمله‌ای که K_B در آن است، در برگیرنده تغییر مکان است که علت دوران دیوار روی شالوده است. توضیح آنکه در دیوارهای برشی با توجه به گیرداری روی شالوده قابل ملاحظه‌ای شالوده دوران می‌کند. دوران دیوار روی شالوده، روی توزیع فشار زیر شالوده تأثیر می‌گذارد. این اثر را معمولاً در کنترل دیوار و شالوده نمی‌کنیم. بهتر است در تحلیل کردن شالوده منظور شود. تمام اثر طرح را با لایه‌ای بر روی تحلیل را با شکل ساده‌تر می‌کند. این است که در روش تحلیل معمول دیوار، اثر شالوده گیردار در نظر گرفته می‌شود. معمولاً مناسب شالوده زیاد است. مثلاً در یک ساختمان ۲۰ - ۲۵ طبقه حدود ۲ درجه است و سبب تحلیل می‌شود.

Subject:
Year. Month. Date. ( )

$$\frac{P}{W} = \frac{3/8\,(1+1/\gamma_w)}{1+\frac{3}{4\gamma_w}+\frac{k_w}{k_f}} \qquad \gamma_w = \frac{K_B \cdot H}{4E_w \cdot I_w}$$

$$K_w = \frac{3E_w \cdot I_w}{H^3}$$

$K_f = P/\Delta$ سختی قاب برای بار متمرکز در بالا

γ_w مطابق رابطه‌ای که نوشتیم، درواقع نسبت دوران عمقی دیوار برشی با برشی‌خالص دوران بالا آن است.

K_B در این رابطه، سختی دورانی پی دیوار است.

- اگر دیوار روی شالوده گیردار فرض شود و لذا دوران دیوار روی شالوده صفر تلقی شود:

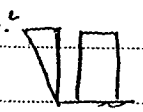
$\gamma_w \to \infty$: $\frac{P}{W} = \frac{3/8\,K_f}{K_f+K_w}$ ... P ✓

- حل سئوال دهم که دیوار برشی تحت بار متمرکز قرار دارد:

در این حالت می‌توان نشان داد:

$$\frac{P}{W} = \frac{1+\frac{3}{4\gamma_w}}{1+\frac{3}{4\gamma_w}+\frac{k_w}{k_f}} \qquad K_B \to \infty : \frac{P}{W} = \frac{K_f}{K_f+K_w}$$

- حالت بار مثلثی:


بار مثلثی ذوزنقه

$$\frac{P}{W} = \frac{11/20 + \frac{1}{2\gamma_w}}{1+\frac{3}{4\gamma_w}+\frac{k_w}{K_f}}$$

$K_B \to \infty$ $P_{\cdot}$ $11/\cdots$

Subject:
Year. Month. Date. ( )

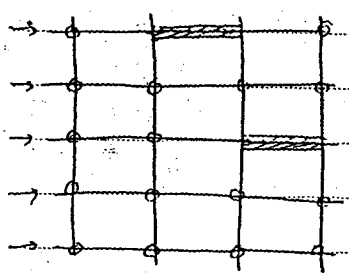
γ_w در مقدار این موارد یک تعریف دارد و آن این است که در صورت زیانبار محاسبه می‌شود

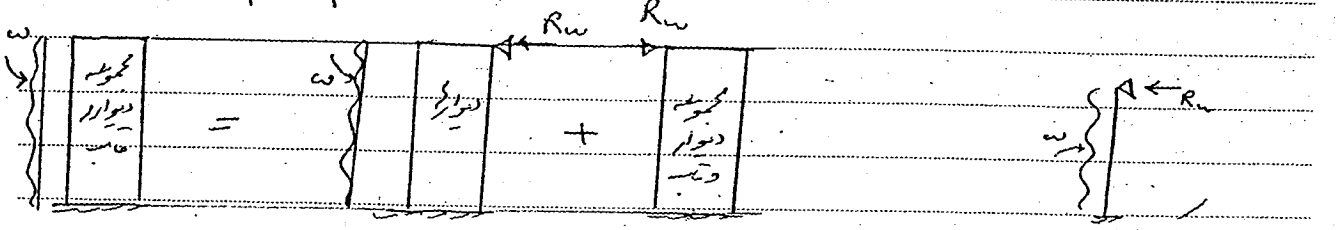
* روش مؤلف: تنش در حالتی که در سیستم پیچش وجود دارد:

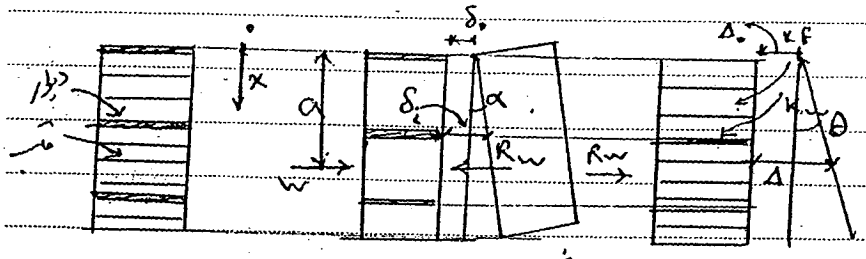
با توجه به این که در روش مؤلف تنش وجود دارد، می‌توان مسئله مجموعه‌ای که پایه‌ها پیچش دارند را به این صورت حل کرد.

(البته منظور که تا مقداری پیچش وجود دارد)

روش کار به صورتی است که در زیر توضیح داده شده است.







برای حل مسئله در این مورد، مسئله در دو مرحله حل می‌شود:

مرحله اول: تنها سیستم دیوار که در تقریب گرفته شده و در برابر بار جانبی قرار داده می‌شود و سؤال می‌شود چه نیروی باید در راس دیوار وارد کرد تا جلوی حرکت آن را در راس بگیرد. اگر تنها ستون را در نظر بگیریم که مجموعه در تقریب گرفته شود، وضعیت آن مثل یک ستون است که یک سر آن گیردار و راس آن آزاد است که یک نیروی R_w در آن اثر می‌کند. این ستون را می‌توان حل نمود و عکس العمل را در راس به دست آورد. با استفاده از قضیه بتی می‌توان گفت که اگر بار جانبی یکنواخت باشد، عکس العمل در راس این ستون $R_w = \frac{3}{8} w$ خواهد بود. منظور آن است که عکس العمل کل R_w روی مجموعه دیوار است. سؤال این است که این نیرو چگونه بین دیوارهای مختلف توزیع می‌شود.

Subject:
Year. / Month. Date. ( )

توزیع بار در این دیافراگم صلب با سختی دیوارها که مقادیر ثابت هر دیوار را بیان کند.
سختی دیوار i ام K_{wi} در دست است. برای تغییر مکان راس دیوار i ام می‌توان تصور کرد
مجموعه دیوار یک حرکت انتقالی به اندازه δ_0 دارد و همچنین به اندازه α دارد.
می‌توان تغییر مکان هر دیوار i ام را بر حسب این دو پارامتر نوشت و سپس معادلات تعادل را
نوشت و حل کرد و در پایان δ_0 و α بدست آمده و سپس مربوط به هر دیوار را پیدا کرد.
ابتدا عملیات را دنبال می‌نمیم.

$\delta_i = \delta_0 + x_i \cdot \alpha$ تغییر شکل راس دیوار i

$R_{wi} = K_{wi} \cdot \delta_i = K_{wi}(\delta_0 + x_i \cdot \alpha)$ عکس العمل راس دیوار i

$R_w = \sum R_{wi} = \delta_0 \sum K_{wi} + \alpha \sum K_{wi} x_i$ ①

معادله دوم: ممان ها

$R_w \cdot a = \sum R_{wi} x_i = \delta_0 \sum K_{wi} x_i + \alpha \sum K_{wi} x_i^2$ ②

از حل این دو معادله δ_0 و α بدست آورده می‌شود.

$\delta_0, \alpha \longrightarrow R_{wi}$ برگشت

R_{wi} از این نیرو را توزیع می‌شود.

عملیات مرحله دوم: در این مرحله مجموعه دیافراگم تحت اثر نیروی R_{wi} قرار گرفته می‌شود و سعی می‌شود
که بیشتر در راس قرار گیرد. بین این دو توزیع شود. عملیات عیناً مانند قبل
است با این تفاوت که علاوه بر دیافراگم، قاب هم وجود دارد. در اینجا هم معادلات زیر
را می‌نویسیم:

$\Delta_i = \Delta_0 + x_i \cdot \theta$ تغییر مکان راس قاب یا دیوار i

$P_i = K_i(\Delta_0 + x_i \cdot \theta)$ نیروی راس قاب یا دیوار i

$K_i = K_f$ برای قاب

$K_i = K_w$ برای دیوار

عملیات عیناً مانند قبل است.

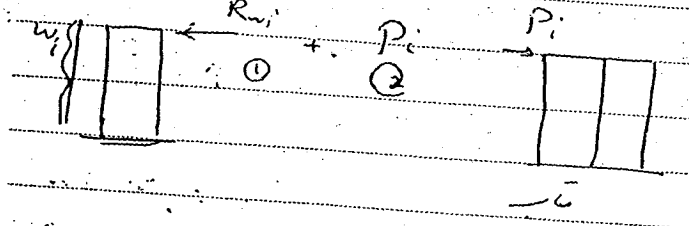
$\rightarrow R_w = \sum P \quad \cdot\cdot \Delta \sum K \quad \cdot\cdot \theta \sum K \cdot x_i$

Subject:
Year. Month. Date. ( )

$R_w \cdot a = \Delta_0 \sum K_i x_i + \theta \sum K_i x_i^2 \longrightarrow \Delta_0, \theta \longrightarrow P_i$

نسبت کمان P_i نزدیک پاسخ دیوار که باید بدست می‌آید، P_i مربوط به تنه‌ی مختص خودشان است و نیروی که بدست تنه‌ها به دیوار آن وارد می‌شود. دوستان نوشتن P_i مربوط به تنه‌ی که با دیوار در تماس است. اما P_i مربوط به دیوار با R_w بیشتر است. در حل تنه‌ی نیروی مقرر است. اما P_i مربوط به دیوار با R_w بیشتر است. در حل مجموع نیروهای وارد بر دیوار را محاسبه می‌کنیم و دیوار بعد برای هر جایی که نیاز به بدست آمده دیوار به اضافه P_{iw} وارد می‌شود

$P_{wi} = P_i - R_{wi}$



ب)

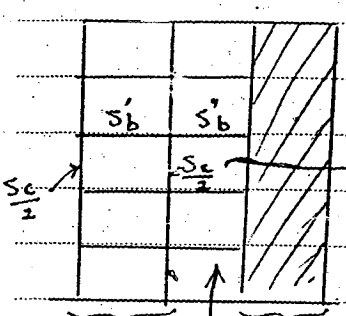
روش "خان" Khan

روشی که در زیر معرفی می‌شود روش ابداعی یک نفر پاکستانی است که در یکی از نشریات معتبر دنیا (مجله ASCE، سال 1964) منتشر شده است. این روش در بسیاری از آیین‌نامه‌های دنیا مورد استفاده قرار گرفته و به عنوان یک روش تقریبی مناسب شناخته شده است. روش بسیار ساده‌ای است که در برخی موارد نتایج قابل قبولی ارائه می‌دهد. در مواردی که سازه نامنظم است یا دقت بالایی مورد نیاز است، استفاده از این روش توصیه نمی‌شود. در این روش ابتدا سختی هر طبقه به صورت مستقل محاسبه می‌شود و سپس با توجه به ارتفاع طبقات، برش طبقات محاسبه می‌گردد. در نهایت با توجه به سختی و برش هر طبقه، جابجایی نسبی طبقات محاسبه می‌شود. این روش برای سازه‌های با ارتفاع متوسط و با نامنظمی کم مناسب است. در سازه‌های بلند یا با نامنظمی زیاد، نتایج این روش ممکن است دقیق نباشد. در این موارد توصیه می‌شود از روش‌های دقیق‌تر مانند تحلیل دینامیکی استفاده شود. با این حال، این روش به دلیل سادگی و سرعت در محاسبات، برای طراحی اولیه بسیار مفید است. در ادامه، مراحل اجرای این روش به تفصیل توضیح داده می‌شود.

روش "خان" برای حل این مسئله، ابتدا از شکل هندسی قاب و دیوار برشی، سختی جانبی هر طبقه را محاسبه می‌کند. سپس با توجه به ارتفاع طبقات، برش طبقات را محاسبه می‌کند. در نهایت با توجه به سختی و برش هر طبقه، جابجایی نسبی طبقات را محاسبه می‌کند. این روش برای سازه‌های با ارتفاع متوسط و با نامنظمی کم مناسب است. در سازه‌های بلند یا با نامنظمی زیاد، نتایج این روش ممکن است دقیق نباشد. در این موارد توصیه می‌شود از روش‌های دقیق‌تر مانند تحلیل دینامیکی استفاده شود. با این حال، این روش به دلیل سادگی و سرعت در محاسبات، برای طراحی اولیه بسیار مفید است. در ادامه، مراحل اجرای این روش به تفصیل توضیح داده می‌شود.

Subject:
Year. Month. Date. ( )

در این مجموعه (تاب و دیوار معادل) مشخصات تیرها و ستونها و دیوارها به شرح زیر است:



$S_b = S'_b + S''_b$ برآیند تیرهای رابط متصل شده

- در هر طبقه سختی کلیه ستونها جمع می‌شود: S_c محاسبه کرده: $\bar{S}_c$ سختی آنها را می‌توان:

در هر طبقه سختی کلیه تیرها (I/L) هم جمع می‌شود و سپس سختی تیرهای رابط S_b در تاب معادل قرار داده می‌شود.

- باز در هر طبقه سختی کلیه تیرهای رابط یعنی تیرهای که تاب را به دیوار وصل می‌کند با یکدیگر جمع شده و حاصل آن S''_b در مجموعه‌شان داده می‌شود.

- همین عملیات سختی همه دیوارها (I/L) هم با یکدیگر جمع شده و سختی دیوار در اختیار قرار داده می‌شود. به طور خلاصه مدل سازی ساختمان که شامل از تعدادی تاب و دیوار است به صورت زیر مدل می‌شود. آقای خان سئوال می‌کند که در مدل کردن تاب و دیوار چگونه آنها را به این صورت در آورد.

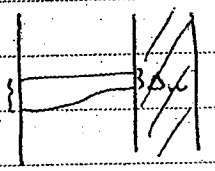
با این ترتیب دیگر خان آکرا این سیستم سازه‌ای تاب و دیوار به راحتی حل شوند. مسئله کلی به چندین حل شده است و هم تاب و هم دیوار به دست آمده است. وقتی سیستم تاب و دیوار از مجموعه سیستم سازه جدا شد، می‌توان هم هر تاب را جداگانه حل کرد و نیروهای داخلی به دست آمده را در مرحله بعد توزیع کرد و مشکل حل می‌شود.

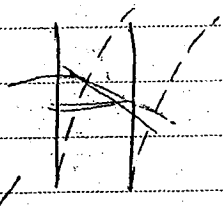
اما نکته کوچک ماشین در دست است. دقت کار آقای خان را می‌توان مورد ارزیابی قرار داد. شاهدات حاکی از آن است که اگر به خان چشمان بیشتری نداشته باشد، وجود آنها باید. جواب به این سئوال از طریق مدت داده می‌شود. دارای دقت خوبی است و می‌تواند در مدتی استفاده کرد.

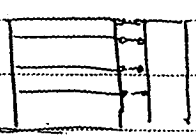
آقای خان با توصیه آنها می‌خواهد سئوال را با دقت حل کند. برای حل دستی تاب دیوار برش تکراری زیر را اعلان کرده است. قبل از آنکه وارد بحث راجع به حل شویم لازم است قدری راجع به تیرهای رابط صحبت کنیم.

تیرهای رابط در ساختمانهای بلند وظایف مختلفی دارند. به دست آوردن این تیرها مشکل دیوار دارای اتصالات پیوسته است، یعنی تیرهای رابط نمی‌شود. ولی موقعیت آنها نشان می‌دهد که در چنین حالتی وضعیت سخت دشواری پیدا می‌کند. در ساختمانهای بلند

Subject:
Year. Month. Date. ( )







Subject:
Year. Month. Date. ( )

تمامی ملاحظاتی که در این مطلب درباره حرکت جسم صلب گفته شد، در مورد حرکت انتقالی جسم نیز صادق است. به عبارت دیگر، در حرکت انتقالی، جسم صلب هیچ دورانی ندارد و تمام نقاط آن مسیرهای یکسان را طی می‌کنند.

حرکت انتقالی

حرکت انتقالی جسم صلب به دو نوع تقسیم می‌شود:

- **حرکت انتقالی مستقیم‌الخط**: در این حالت، مسیر حرکت تمام نقاط جسم خطوط راست موازی است.
- **حرکت انتقالی منحنی‌الخط**: در این حالت، مسیر حرکت تمام نقاط جسم منحنی‌هایی با شکل یکسان است.

ویژگی‌های حرکت انتقالی

در حرکت انتقالی، تمام نقاط جسم در هر لحظه دارای:

- سرعت یکسان
- شتاب یکسان

هستند. بنابراین، برای تحلیل حرکت کافی است حرکت یک نقطه از جسم را بررسی کنیم.

مثال

یک جعبه به جرم m روی سطح افقی بدون اصطکاک تحت اثر نیروی ثابت F حرکت می‌کند. شتاب جعبه برابر است با:

$$a = \frac{F}{m}$$

اگر جعبه از حال سکون شروع به حرکت کند، پس از مدت زمان t سرعت آن برابر است با:

$$v = at = \frac{F}{m}t$$

و جابه‌جایی آن در این مدت برابر است با:

$$x = \frac{1}{2}at^2 = \frac{1}{2}\frac{F}{m}t^2$$

نتیجه‌گیری

حرکت انتقالی ساده‌ترین نوع حرکت جسم صلب است و تحلیل آن با استفاده از قوانین نیوتن به راحتی انجام می‌شود.

Subject:
Year. Month. Date. ( )

که کنترل بهتر شکل می شود و حاشیه راحت تأثیر گذاری دهد. مدل سه آقای خان پیشنهاد می شد که در محل اتصال تیر با دیوار این پارامتر برای سه گام فرض می شود. در این پارامتر محدود می شود تا از اثر خارجی جلوگیری شود. برای این سه پارامتر دو روش وجود دارد که با توجه به شرایط و اهدافی که دنبال می کنیم می توان از آن استفاده کرد. برای این پارامترها حل می شود. برای حل مسائل می توان از معادلات تفاضل استفاده کرد. از آنجا که این پارامترها به صورت دستی محاسبه می شوند، حل معادلات تفاضل راحت تر خواهد بود. به هر حال ما از هر دو روش برای حل معادلات استفاده می کنیم که به حل شود. روش اول از روش کراس برای حل استفاده می شود. در این روش حل می شود. به هر حال ما یک تابع ارزیابی تعریف می کنیم که با توجه به آن می توانیم تغییر شکل را کنترل کنیم. این تابع ارزیابی تابعی است که با توجه به آن می توانیم تغییر شکل را کنترل کنیم. این تابع ارزیابی تابعی است که با توجه به آن می توانیم تغییر شکل را کنترل کنیم.

بعد از حل مسئله به دو روش فوق، نوبت به آن می رسد که دو سر انجام را به یکدیگر متصل کنیم. برای این کار از یک المان خاص استفاده می کنیم که در نقطه ای که دو سر انجام به هم متصل می شوند، قرار می گیرد. این المان خاص را المان اتصال می نامیم. این المان خاص را المان اتصال می نامیم. این المان خاص را المان اتصال می نامیم.

بعد از آنکه این عناصر المان بندی شدند، این عناصر المان بندی را به دیوار انتقال می دهیم و تغییر شکل دیوار محاسبه می شود و در محل اتصال تیر به دیوار تغییر شکل مطابق آنچه در ابتدا فرض کردیم، دست یابیم. فقط می خواهیم توجه شود که در حل مسئله جهت پارامترها را فرض کردیم. آقای خان یک رابطه را فرض می کند که چگونه می توان جهت پارامترها را فرض کرد. ما نیز در این مقاله از رابطه ای که آقای خان فرض می کند استفاده می کنیم.

$$\Delta_{(n+1)} = \Delta_{(n)} + \frac{\Delta e(n) - \Delta(n.)}{1 + \frac{\Delta f - \Delta e(n)}{\Delta(n.)}}$$

جدید ← قدیم ← بهبود داده شده ← رابطه دیوار آزاد

در این رابطه $\Delta_{(n)}$ ، Δ ای است که در ابتدای کار برای تیرهای تیر رابطه فرض شد. Δe ، Δ ای است که در تیرهای حل شده از تغییر شکل دیوار به دست آمده است. $\Delta_{(n+1)}$ ، Δ ای است که با توجه به این رابطه جدید به عنوان Δ اولیه فرض شود. پارامتر Δf که در این رابطه مورد استفاده قرار گرفته، Δ ای است که دیوار تیرهای آزاد را تحت اثر محاسبه می کند. به عبارت دیگر آقای خان ابتدا دیوار را از اثر کل بار جانبی آزاد می کند و تغییر شکل دیوار را محاسبه می کند و در محل اتصال تیر به دیوار، پارامتر Δ را تعیین می کند. این پارامتر Δf نام دارد.

Subject:
Year. Month. Date. ( )

www.vepub.com
Publish Your Mind

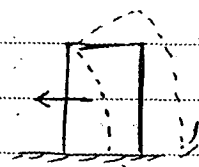
Subject:
Year. Month. Date. ( )

معنی پارامتری که برای Δ در بالا نوشته شده، برای Δ_x و Δ_0 نوشته می‌شود، این تریت را با استفاده از اطلاعاتی که در طبیعت قبل بدست آوردیم. اطلاعات جدید را برای بقیه محاسبات را از نو تکرار می‌کنیم. معمولاً با سه تا پنج بار تکرار نتایج همگرا می‌شوند.

نیروی زلزله را چگونه باید حساب کرد؟ آنگاه که شروع به محاسبات کردیم گفتیم که از اطلاعاتی در دست نیست، پارامتری اولیه را حدس زدیم و جلو آمدیم. اما این حدس چگونه انجام می‌شود؟ برای اطلاعات اولیه، همان Δ_0، یعنی پارامتری که از دیوار برشت آغاز شده بکار گرفته می‌شود.

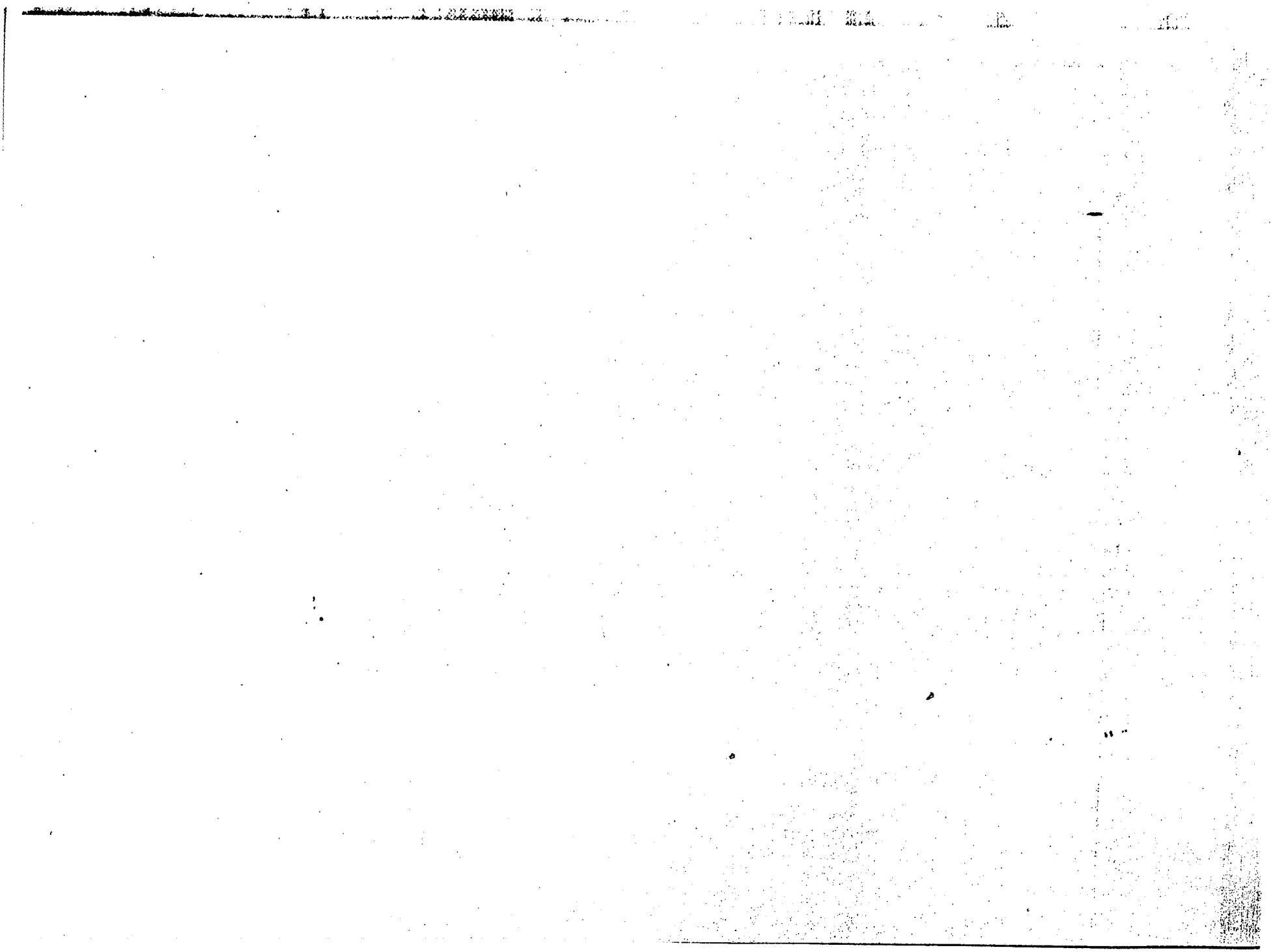
طراحی سازه‌ای متحمل زلزله

مقدمه: در این فصل می‌خواهیم ببینیم در سازه‌ای که می‌خواهیم در مقابل زلزله مقاوم باشد چه مکان‌هایی را باید مراعات کنیم. به عبارت دیگر چه تفاوتی بین یک ساختمان طراحی شده برای زلزله با طراحی نشده وجود دارد. لازم است توجه شود که در اینجا منظور ما تنها ارائه یک روش برای ساختمانی است که در مقابل زلزله مقاوم باشد، بلکه منظور ما ارائه یک روش برای ساختمانی است که در مقابل زلزله مقاوم باشد و همچنین اثر داشته باشد. ساختمان برای آن طراحی گردد. عملیات کلی سازه طراحی سازه در ارتباط با این سه چیز صحبت خواهد شد. سازه در مقابل نیروهای داخلی در قطع مختلف اعضا محاسبه می‌گردد. سپس در مقابل آخر در دو مرحله طراحی می‌گردد. سازه تنها در مقابل قوانین خودش و نیروهای در مقابل قوانین خودش ... دقت صحبت از طراحی سازه برای زلزله می‌کنیم. نقطه نظرات خاصی را پیش ذهن داریم. آنچه در این کتاب بیان می‌کنیم همین نقطه نظرات خاص است. خواهیم دید که چه فلسفه‌ای جدید در طراحی سازه‌ای برای زلزله است.



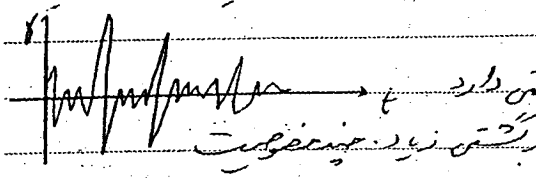
فلسفه طراحی:

۱- نیروی زلزله: در جریان زلزله شتاب زمین مرتب ارتعاش شدیدی می‌کند و ساختمان را می‌لرزاند. همانطور که در شکل نشان داده‌ایم در لحظه‌ای پای ساختمان به سمت چپ حرکت می‌کند و طبیعت سعی دارد خود ساختمان را در جای خود نگه دارد و در مقابل حرکت پای ساختمان به سمت راست حرکت می‌کند. خود ساختمان به سمت چپ تحت اثر نیرو قرار می‌گیرد. آنچه در این جریان اتفاق می‌افتد آن است که زمین در لحظه کوتاهی شتاب قابل ملاحظه‌ای به پای ساختمان وارد می‌کند. در علم مکانیک نشان داده می‌شود که این شتاب بر روی ساختمان اثر کرده و نیروی F را ایجاد می‌نماید. نیروی F به ساختمان وارد می‌آید و سازه باید آن را تحمل نماید. در ارتباط با نیروی زلزله باید توجه داشت که زلزله به زمین شتاب وارد می‌کند نه نیرو. این شتاب است که اثر کرده و نیرو ایجاد می‌کند. در واقع جرم موجود در خود ساختمان است که از زمین شتاب گرفته و آن را به نیرو تبدیل می‌کند. یعنی خود ساختمان در مقدار نیرو سهم دارد. هر چه جرم بیشتر باشد، نیرو بیشتر است و سازه قوی‌تری نیاز است تا بتواند آن را تحمل نماید. این نکته در ارتباط با زلزله همیشه موضوع است. هر جرمی که در ساختمان موجود است، تولید نیرو می‌کند. این نیرو باید به نحوی منتقل شود و بالاخره در زمین تخلیه گردد. مثلاً دیواری که بین کلاس و راهرو وجود دارد،



Subject:

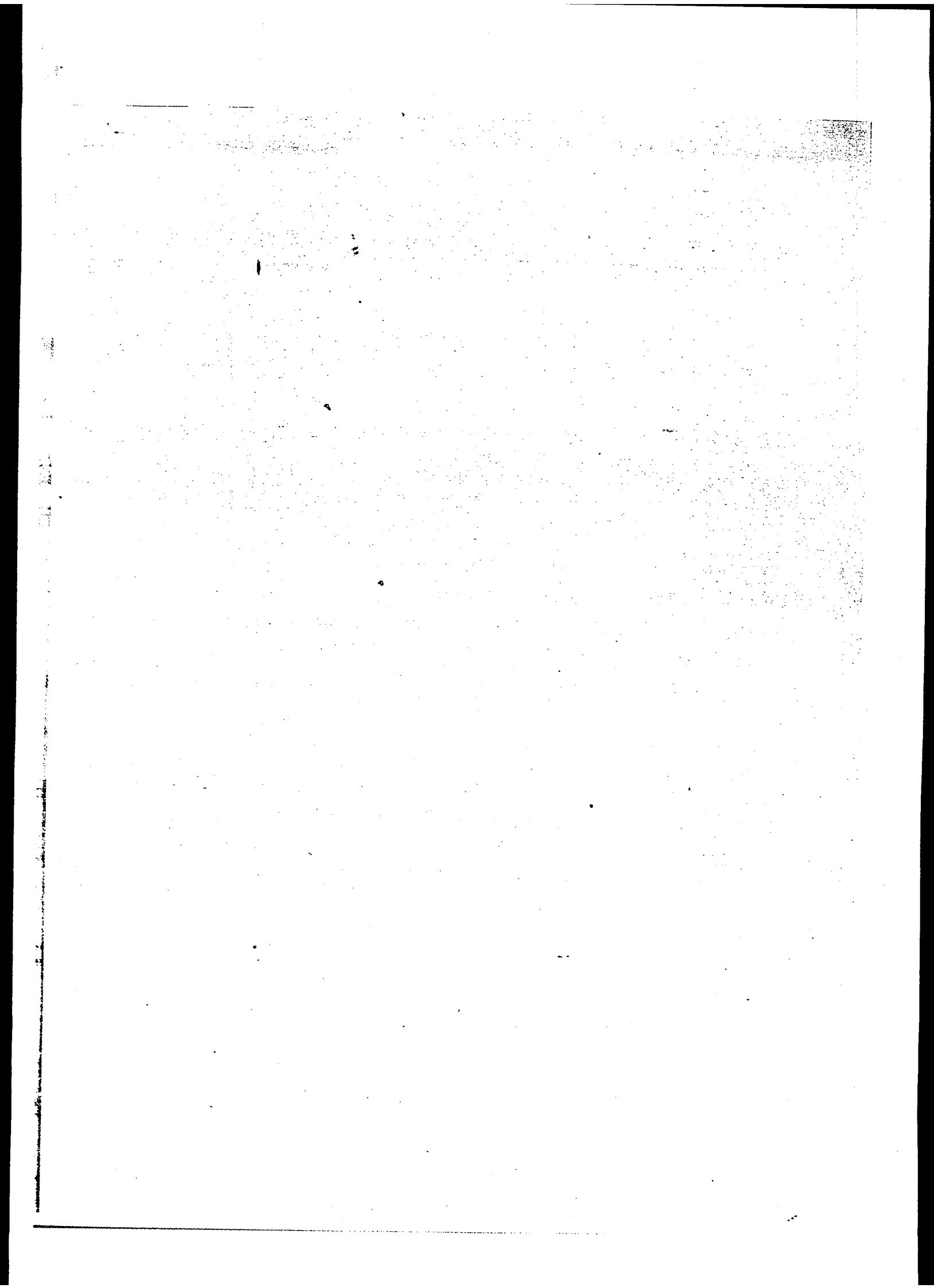
Year Month Date



① تغییرات شتاب در طول زمان به صورت است که هیچ گونه قانون مشخصی در رابطه با نحوه تغییرات این شتاب وجود ندارد. به همین دلیل است که در طراحی سازه ها از شتاب زلزله های گذشته استفاده می کنند.

② تغییرات مدت زمان زلزله نیز به همین صورت است که هیچ گونه قانونی بر آن حاکم نیست.

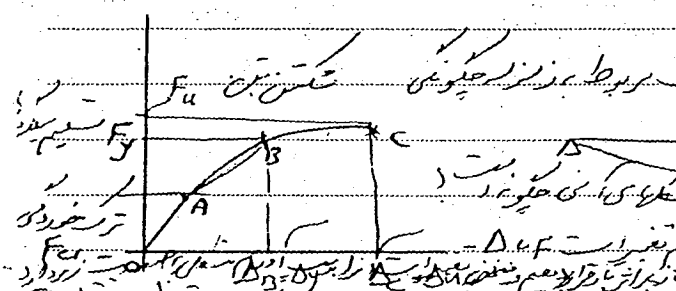
③ مدت زمان زلزله معمولا از چند ثانیه تا حداکثر ۱۰ ثانیه است.



Subject:
Year. Month. Date. ( )

④ حرکت شتاب زلزله که در کوردهای ثبت شده کمتر از ۰.۵g است. مواد ساختمانی بیشتر از g هم شده است
تا حدود ۲۵ سال قبل شتاب بیشتر از ۰.۵g اتفاقی نمی افتاد ولی به تدریج در کوردها
ولی شتاب ماکزیمم کوردها ملاک عمل نیست، چرا که ممکن است در یک لحظه کوتاه شتاب بسیار زیاد
دیگر علت که هم زمان تأثیر چندانی نداشته باشد شتابی که جایز است است و روی سازه اثر زیادی است
آن را به عنوان ماکزیمم تلقی کرده و از آن برای طراحی استفاده می کنند. این شتاب معمولاً در کوردها
اتفاق می افتد و به شتاب ماکزیمم در زمین های سخت معروف است. شتاب حرکت را g۳۰٪ استاندارد کنیم، در ایران حدود g۴۰٪، در ژاپن g۵۰٪. شتاب ماکزیمم ۱۲۸۰ سد هنر
شتاب است این شتاب برای سنگ است، برای زمین سست که زلزله ها بیشتر می شود معمولاً آخری
کمتر گاهی اوقات بیشتر می شود.

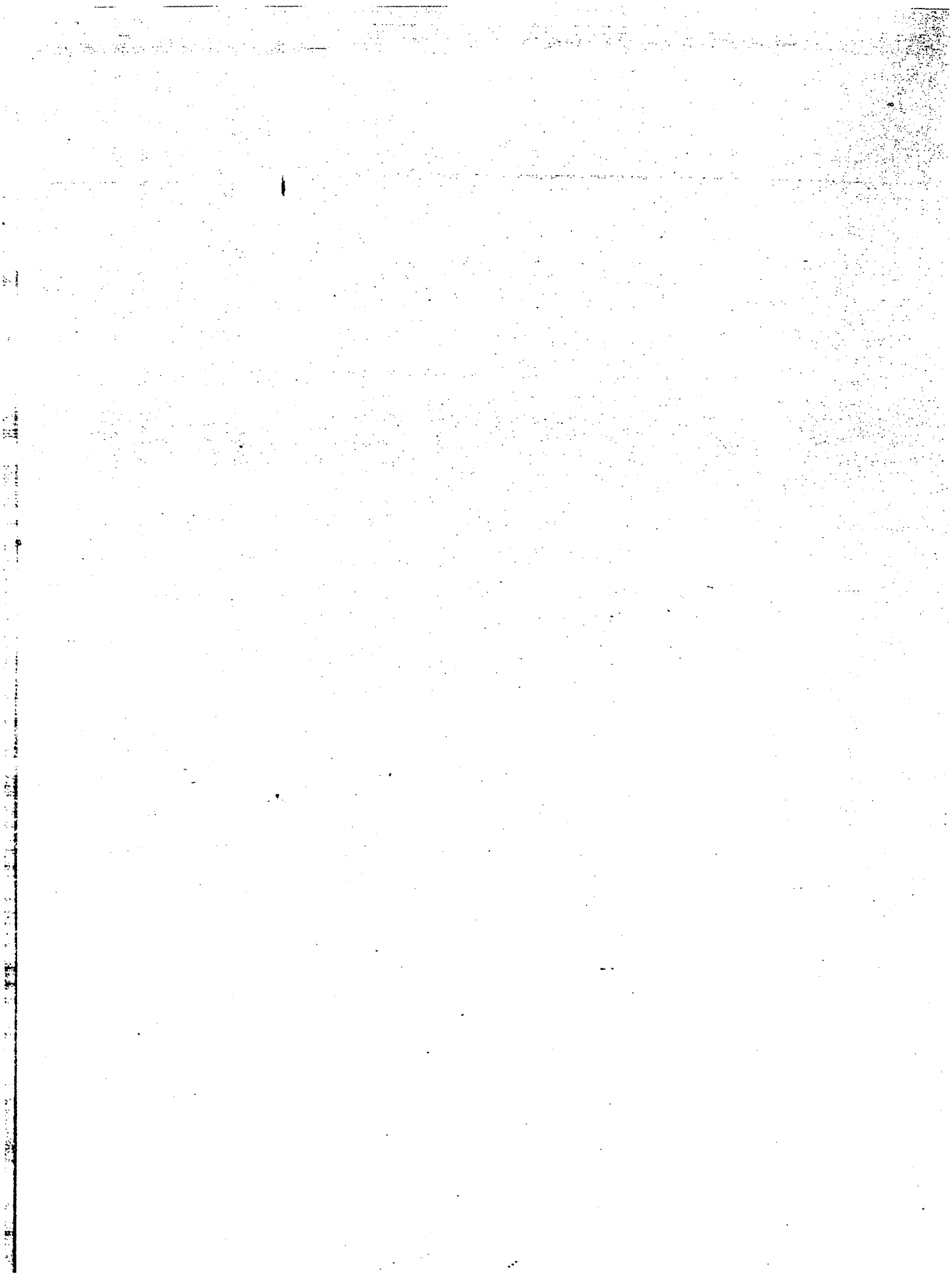
۲) رفتار سازه در اثر بار جانبی: نظر آنالیز ریخت پرطاق زلزله چگونه



تغییر شکل پذیری یک اعضای سازه و کل سازه
سطح می گیرد. حال خواهیم بدانیم رفتار سازه های تغییر شکل پذیری آن چگونه است
برای اینکار از ساده ترین سازه شروع می کنیم می خواهیم بدانیم تغییرات Δ و F
در نمودار زیر داده شده، چنین است تا نقطه A رابطه خطی است، بعد از A تغییرات
در A عمراً باید شکست در عمل رخ دهد، ولی در نقطه B تغییرات کاهش است
تراست. نقطه B نقطه ای است که فولاد شروع به جاری می شود. در بعد BC تغییرات بار
چندان زیاد نیست تغییر شکل زیاد چرا که فولاد در بعد پلاستیک تغییر شکل می دهد
تغییر طول آن زیاد است و در این بعد عضو ترک خوردگی بسیار دارد و ترک ها مقدار
قابل ملاحظه ای باز می شود در نقطه C بتن شکسته می شود و تراز بتن می رود
فاصله نقاط B تا C که در آن تغییر شکل پلاستیک در فولاد اتفاق می افتد از نظر زلزله ای
دیگر بسیار حائز اهمیت است و در این رابطه تندی تأمل می کنیم. بعداً
خواهیم دید که هر اندازه طول BC بیشتر باشد سازه از لحاظ خصوصیت بهتری برخوردار
مقابله با زلزله است. ناحیه BC را تحت عنوان کردم ناحیه ای است که تغییر شکل های
پلاستیک در فولاد پدید می آید. برای که طول BC را تحوی مشخص نام پارامتری
بنام شکل پذیری تعریف می کنیم طول BC را با طول OB در نظر می گیریم. در واقع طول ناحیه
پلاستیک را با طول ناحیه الاستیک مقایسه می کنیم و می سنجیم. مثلاً می گوییم طول BC
در برابر OB است یعنی تا چه اندازه می توانیم تغییر شکل بدهیم، خوب است که ناحیه پلاستیک
در برابر الاستیک تغییر طول داشته باشد. در حال ملاحظه شده به سنجیدن طول $\frac{BC}{OB}$ تندی
شکل است. حال این سنجش را بصورت زیر انجام می دهیم $\frac{OC}{OB}$ را می سنجیم.

Ductility Factor ضریب شکل پذیری $= \frac{OC}{OB} = \frac{\Delta c}{\Delta B} = \frac{\Delta u}{\Delta y} = \lambda$

بنابراین اگر گفته شود ضریب شکل پذیری این تیر ۲ است، منظور این است که تغییر شکل پذیری این تیر



Subject:
Year. Month. Date. ( )

تغییر شکل دائمی که پس از برداشتن نیرو باقی می‌ماند، تغییر شکل پلاستیک نامیده می‌شود. به عبارت دیگر، اندازه‌ی تغییر شکل پلاستیک نشان‌دهنده‌ی میزان تغییر شکل پلاستیک دائمی است که در ماده ایجاد شده است. هرچه این مقدار بیشتر باشد، ماده شکل‌پذیری بیشتری دارد و می‌تواند انرژی بیشتری را جذب کند.

همان‌طور که در بالا اشاره کردیم، در شکل‌دهی می‌توانیم از این ویژگی استفاده کنیم و در دیواره‌ی ظروف، شیارهایی ایجاد کنیم تا در صورت برخورد، ظرف در این نقاط تغییر شکل دهد و انرژی ضربه را جذب کند. این تغییر شکل‌ها باعث می‌شوند که ظرف نشکند. وقتی نمودار شروع به جاری شدن می‌کند، تغییر شکل‌ها زیاد می‌شوند و ظرف از حالت اولیه خارج می‌شود. هرچه این تغییر شکل‌ها بیشتر باشد، ظرف شکل‌پذیرتر است و احتمال شکستن آن کمتر می‌شود. ظرفی که دارای شکل‌پذیری زیاد است، مقدار λ زیاد است. وقتی گفته می‌شود شکل‌پذیری متوسط است یعنی λ متوسط است و شکل‌پذیری کم یعنی λ کوچک است. $\lambda = 1$ یعنی هیچ شکل‌پذیری ندارد، یعنی به محض آنکه نمونه در کشش جاری شد دچار شکست می‌شود و این حالتی است که نمونه‌ی تغییر شکل پلاستیک ندهد.

$\lambda = 1.0$ شکل‌پذیری ندارد ناحیه‌ی IBC=0

$\lambda = 1-2$ شکل‌پذیری کم

$\lambda = 2-4$ " متوسط

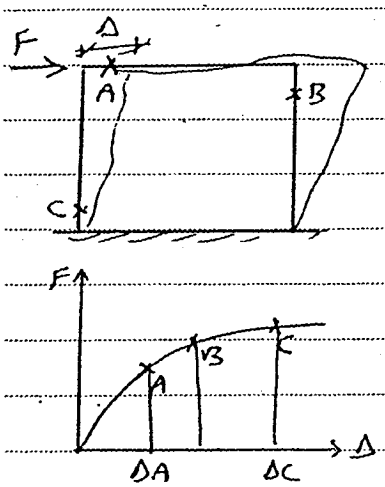
$\lambda = 4-8$ " زیاد

- آنچه در مقابل با تغییر شکل بالا ملاحظه کردیم که بیشتر در فلزها و در برخی سازه‌ها وجود دارد و به آن نشان داده شد، وقتی تنش نیروی اثر می‌کرد، تغییر شکل خاصی می‌دهد و همین ساختار کار را بسیار ایده‌آل می‌کند. یک ماده‌ی سخت ظرف دیده بدون آنکه تغییر شکل محسوسی بدهد، ناگهان می‌شکند. در این حالت نمودار پیش‌بینی شده است که در نقطه‌ی A ماده اولین تغییر شکل دائمی خود را نشان می‌دهد و بعد از آن تغییر شکل‌ها شروع به جاری شدن می‌کند و بعد از نقطه‌ی B ماده شکست می‌دهد. در این حالت نمودار بعد از نقطه‌ی A به حالت B این انحراف می‌یابد و بعد در نقطه‌ی C ماده این انحراف پیش می‌کند. حالت نشان داده شده 3 درجه نامیده است و می‌توان 3 ناحیه پلاستیک داشته باشد. بعد از نقطه‌ی C علاقه از بین می‌رود. در این حالت می‌توانیم شکل‌پذیری یعنی λ را به صورت زیر تعریف کنیم.

$$\lambda = \frac{\Delta_c}{\Delta_A} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

Δ_y برابر طول اولین ناحیه پلاستیک است.

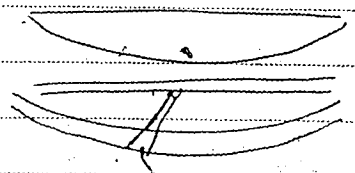
در اینجا هم می‌توانیم حالت شکل‌پذیری برابر $\frac{\Delta_c}{\Delta_A}$ داشته باشد.



PAPCO

Subject:
Year Month Date ( )

چیزی از این ضریب بزرگ باشد. این تابع دارای شکل پذیری زیادی نمی‌شود.
در این جا توجه داشته باشیم که تابع مثالی داده شده توانایی تشکیل 3 مفصل پلاستیک را دارد ولی
الزاماً نمی‌تواند این 3 مفصل را داشته باشد، چرا که ممکن است بعد از تشکیل مفصل A
مفصل از کنار C سر بخورد نزدیک A شکست شده و از بین برود و تابع دیگر توان باربری
اگر نخواهد تابع C پیش بینی نشده. دو مفصل A و B به ظرفیت کافی داشته باشند.

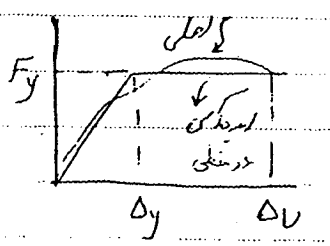


شکل پذیری عبارت است از توانایی یک سازه برای تحمل تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی بدون
از دست دادن مقاومت خود. شکل پذیری یک تابع را می‌توان به صورت $\frac{\Delta_c}{\Delta_A}$ بیان کرد که هر کدام از مفاصل تشکیل شده شکل پذیری خود را
دارا باشند. یعنی شکل پذیری یک تابع به شکل پذیری اعضا و اتصالات هم بستگی دارد. هم چنین باید شکل پذیری کافی
داشته باشند. طوری که بتوانند تا زمانی که همه مفاصل تشکیل شوند، ظرفیت خود را حفظ کنند
و شکست نشوند.

در مقاطعی که فولاد جاری شده اند اصطلاحاً مفصل پلاستیک را تشکیل می‌دهیم.
Plastic Hing

وقتی مفصل تشکیل می‌شود، برای آن دوران خاصی مفصل آن یک هزینه کرنش دوران
نیاز خواهد داشت. یعنی دوران خاصی که فولاد بدون آنکه تنزلی در باربری بیابد، تحمل
خواهد کرد. در مفصل پلاستیک هم همین اتفاق می‌افتد با این تفاوت که در مفصل
پلاستیک دوران نامحدود تحمل می‌شود. در یک مفصل پلاستیک با ظرفیت ± 20 مفصل
در حالی که دوران 20 را تحمل می‌کند، دوران نامحدود را دارد.
و مفصل پلاستیک همان حالتی است که در مفصل پلاستیک می‌گوییم ظرفیت دارد
این در مفصل است. ولی در هر دوران نامحدودی داریم.

ما معمولاً در تابع‌ها برای آنکه بتوانیم راحت‌تر کار کنیم، همین تغییر شکل‌های غیر ارتجاعی را به تغییر شکل
تابع ربط می‌دهیم. یک دیاگرام در حالت ایده‌آلی می‌کشیم.

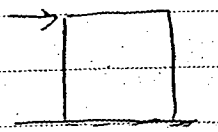


حالت ایده‌آلی هم به صورت دو خط راست کرد و هم در حالت اصلی
همین حالت خود را به صورتی نشان می‌دهد که دو خط راست می‌کشیم. ولی همه جا به طور
کلی اصل است وقتی حرف از یک دیاگرام یا منحنی دو خطی می‌زنیم
دیاگرام یا منحنی اصلی هم صادق است.

Subject:
Year. Month. Date. ( )

۴ـ اثر زلزله بر سازه :

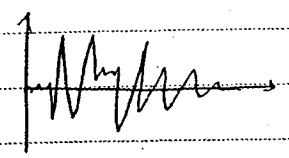
حال قاب مورد نظر را در نظر می‌گیریم که از اثر زلزله قرار می‌دهیم. با این عمل زمین را با شتاب ناشی از زلزله می‌لرزانیم. بنابراین چه اتفاقی می‌افتد. ما تنها اثر زلزله را روی قاب بررسی می‌کنیم. بدین معنی که در شروع کار ما شتاب مختص زمین داده می‌شود، یعنی زمین دارای شتاب می‌شود و شروع به حرکت می‌کند. بعد از آن شتاب تغییر علامت می‌دهد، یعنی این بار برای کف بعد تکیه داده می‌شود. سپس این عمل تکرار می‌شود و همین طور ادامه می‌یابد.



برای بررسی شدن موضوع سه نوع حالت در قاب در نظر می‌گیریم

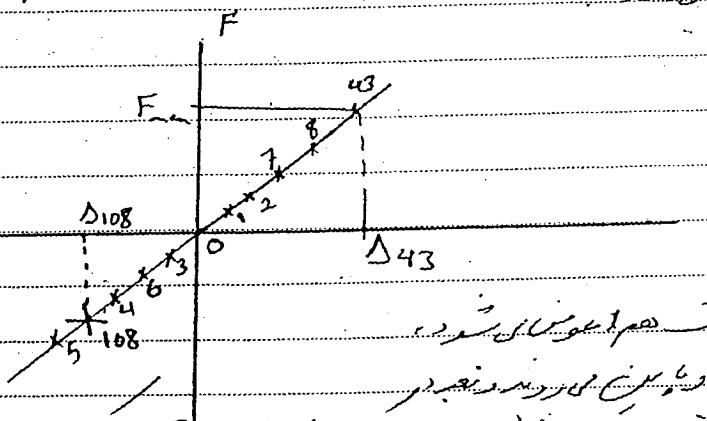
حالت اول : قاب به طور کامل رفتار خطی دارد.

حالت دوم : حالتی که قاب رفتار الاستیک پلاستیک دارد.



حالت سوم : حالتی که قاب رفتار الاستیک پلاستیک دارد.

بنابراین در این دو حالت چه اتفاقی می‌افتد.

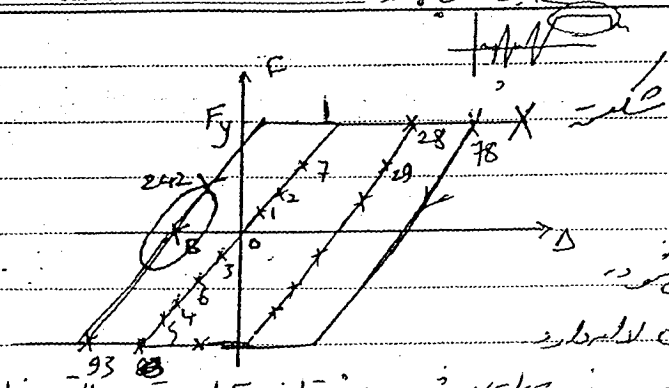


حالت اول :

همانطور که در شکل دیده می‌شود با تغییر شتاب در زمان، جهت حرکت هم عوض می‌شود. نقطه ۱ سمت راست نمودار F-Δ بالاترین می‌رود و نقطه ۲ کمتر از زمان مثلاً ۱۵ ام قاب در نقطه 43 بیشترین نیرو را تحمل می‌کند. حرکت هم چنان ادامه دارد تا مثلاً در نقطه 108 زلزله متوقف شده و زمین ساکت می‌شود و تغییر شتابی به قاب داده نمی‌شود. در نقطه 108 تغییر مکان در قاب وجود دارد. قاب هنوز رفتار الاستیک دارد بنابراین در این حالت مثل آن است که ما قاب را به اندازه Δ_{108} تغییر شکل داده‌ایم و رها کرده‌ایم. قاب شروع به نوسان آزاد می‌کند و بعد از مدتی به علت میرایی که دارد انرژی مستهلک شده و قاب متوقف می‌شود و سرانجام قاب در نقطه ۵ متوقف می‌شود و هیچ گونه تغییر شکلی در قاب نمی‌ماند. این قاب با رفتار خطی زلزله را تحمل کرده، حرکات زیاد و شدیدی را کشیده و بیشترین نیروی که تحمل کرده مربوط به نقطه 43 است که همراه با Δ_{43} می‌باشد.

Subject:
Year. Month. Date. ( )

حالت ۵: رفتار نرم‌شونده



شکسته

$F_y < F_{43}$

در این حالت عملیات عیناً مانند حالت قبل انجام می‌شود.
حرکت بعد از برگشتن روی ناحیه الاستیک ادامه دارد
تا جایی که نقطه‌ی شدن می‌رسد نیروی ایجاد شده بیشتر از F_y است و علامت مماسیت
آن و F_y یکی نیست، لذا نمی‌تواند، مثلاً در نقطه 28 وارد ناحیه پلاستیک می‌شود.

در نقطه 28 که وارد ناحیه پلاستیک شده حرکت متوقف می‌شود و با شیب
روی همین مسیر حرکت می‌کند و به نقطه 29 می‌رسد و ادامه‌ی مسیر همین‌طور پیش می‌رود

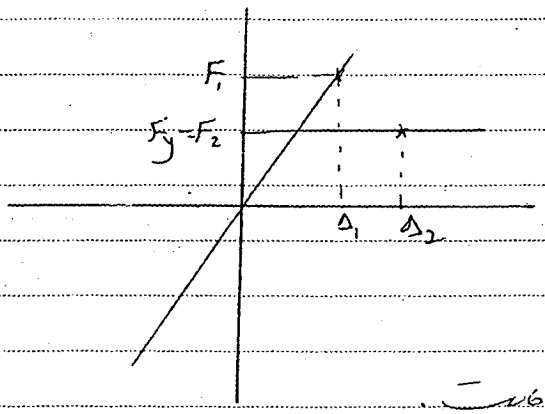
همانطور که در شکل دیده می‌شود خصوصیت نرم‌شوندگی برگشتی را وجود دارد
سازه بعضی بستگی را پیدا می‌کند، وارد ناحیه پلاستیک می‌شود و بعد دوباره وارد ناحیه الاستیک
می‌شود و الی آخر. این ادامه پیدا می‌کند. خصوصیت باقی‌ماندگی نیز همین‌جا است که این اتفاق
می‌افتد. سرعت تغییرات بحرانی است که تقریباً این رفتار را سازه دنبال می‌کند. تقریباً
آخرین نیروی که از آن عبور می‌کند سازه در ناحیه پلاستیک حرکت خود را ادامه می‌دهد. سازه دوام
زیادی پیدا می‌کند. در ناحیه پلاستیک هیچ‌وقت به حالت شکست نمی‌رسد و دوباره وارد ناحیه الاستیک
می‌شود. در زلزله‌های اخیر که تعداد چرخه‌ها خیلی زیاد است، این اتفاق را داریم. زلزله‌ی گذشته این را
نشان داده است. این خصوصیت است که اجازه می‌دهد وارد ناحیه
پلاستیک شویم و وارد ناحیه پلاستیک هیچ‌وقت از دست ندهیم
و سازه اجازه می‌دهد وارد ناحیه پلاستیک شویم، چرخه‌ها تداوم پیدا می‌کند و سازه
رفتار خوبی می‌کند. ولی در چه زمانی سرعت تغییرات زیاد است که این حالت
رفتار در شکل سریعاً اتفاق می‌افتد و این اجازه را سازه نمی‌دهد.

- زلزله در نقطه‌ای مانند 242 متوقف می‌شود، در این حالت تغییر شکل الاستیک اندازه‌ای
نشان داده و هم وجود دارد. سازه شروع به بیرون آمدن می‌کند، حرکتی که تغییر شکل مثبت هم آن
را دنبال می‌کند. تغییر شکل 242 باشد و بعد در نقطه‌ای مثلاً B متوقف می‌شود. تغییر شکل پلاستیک
OB در سازه باقی می‌ماند. سازه کج شده است. OB تغییر شکل دائمی است و سازه
کج شده است و باید کار کرد که بعد از زلزله اگر OB مشهود نباشد
استفاده کردن آن را نمی‌کنند و دیگر استفاده نمی‌شود. آن کاری که باید
این تغییر شکل دائمی را مرتب از بین ببرد تغییر شکل‌های دیگر جمع می‌شود و سازه تا حالتی خواهد رفت

Subject:
Year. Month. Date. ( )

همانطور که ملاحظه می‌شود سازه رفتار الاستوپلاستیک توانسته است زلزله را تحمل کند و حداکثر نیروی که ملاحظه شود نیروی ماکزیمم ایجاد شده در آن همان F_y است و لذا این سازه با این توانایی تغییر شکل نقطه 2 را داشته باشد، دیگر نمی‌تواند زلزله را تحمل نماید.

۳. نتیجه‌گیری: حال این دو سیستم را با هم مقایسه می‌کنیم.

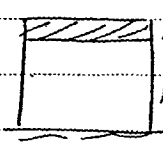


مقایسه این دو سیستم نشان می‌دهد که ما می‌توانیم نیروی زلزله را در نقطه‌ای خطی تحمل کنیم به شرطی که سازه با حداکثر تحمل نیم که قادر به تحمل نیروی F_1 باشد. F_1 همان نیروی نقطه 43 است. ما می‌توانیم سازه را با مقاومت خطی طراحی کنیم به طوری که سازه قادر باشد نیروی F_2 را تحمل نماید در مقابل تغییر مکان Δ_2 باشد. این انتخاب خاصی است. یا باید برای سازه قادر به تحمل نیروی بزرگ باشد: F_1.

هر چه قدر به تحمل نیروی کمتر و تغییر شکل بزرگتر باشد Δ_2 حال باید به این مطلب توجه کنیم که ما استان بر روی آن است که هر چه قدر برای سازه تحمل نیروی بیشتر است هزینه ساخت سازه می‌تواند زلزله را تحمل کند بیشتر می‌گردد. حال بنابراین مطالب توجیه

۴. فلسفه طراحی سازه‌ها:

در کلیه کدهای مربوط به زلزه در دنیا همه ساله زلزله‌های ساختمان وارد می‌کند بین g (50٪ تا 30٪) است. این شتاب‌ها باعث ساختمان ایجاد می‌کند. حرکت دادن پی‌های ساختمان موجب می‌شود ساختمان به لرزه درآید. همین حرکت دینامیک در ساختمان ایجاد می‌کند. در دینامیک سازه‌ها نشان داده می‌شود که اگر شتاب حرکت زمین را مطابق شکل تحریک زلزله فرض کنیم و جرم M ساختمان را در نظر بگیریم، مقدار این شتاب در مقایسه با شتاب که به پایه ساختمان وارد می‌شود بزرگتر است. در بعضی حالات بزرگتر از شتاب زمین است و در بعضی حالات کمتر است. بزرگی یا کوچکی بستگی به پارامتری بنام پریود ارتعاشات ساختمان دارد. که از رابطه زیر بدست می‌آید.

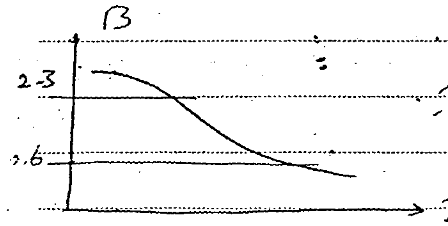


$$\omega = \sqrt{\frac{K}{M}} \qquad \omega = \frac{2\pi}{T}$$

T پریود ارتعاشات سازه

می‌توان نشان داد که نیروی برشی پایه ساختمان مطابق شکل زیر است.

Subject:
Year. Month. Date. ( )



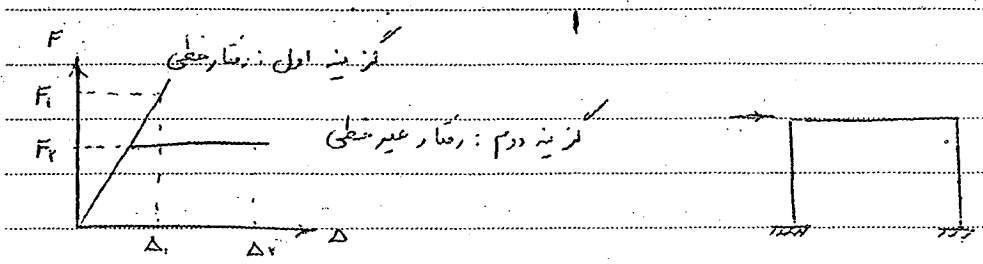
در T های کوچک شتاب افزایش می‌یابد به حدود 2 تا 3 برابر می‌شود.
در T های بزرگ شتاب کاهش می‌یابد و تا حدود 0.6 ـ 0.7 پایین می‌آید.

این بدان معناست که اگر دیدیم که $B = 2$ باشد
و شتاب زمین 0.3g باشد شتابی که در جرم ایجاد می‌شود 0.6g است.
این بدان معناست که شتاب تحت نیرویی جانبی معادل برابر 0.6g به او وارد می‌کند.
این بزرگ شدن به دلیل وارد شدن خود سازه در جریان زلزله است و به دلیل خصوصیت ذاتی
خود زلزله است و ربطی به سازه ندارد.
در دینامیک سازه‌ها بحث فوری فراتر می‌رود. بدین معنا نشان داده می‌شود در ساختمان‌های بلند
در طبقات بالاتر شتاب بیشتری نسبت به متوسط ایجاد می‌شود. این شتاب ممکن است تا
دو برابر هم بالا برود. اگر فرض کنیم در طبقه 10ام این نسبت 2.1 باشد این بدان مفهوم است
که طبقه 10ام تحت شتابی برابر 0.99 قرار می‌گیرد. حال تصور پیش آمد. براساس آنچه
گفتیم شتاب‌های ایجاد شده در خیلی از ساختمان‌ها فوق‌العاده بزرگ است. اگر قرار باشد سازه‌ها
در حالت الاستیک بخواهند این نیروها را تحمل کنند غیرممکن است. این اعداد فوق‌العاده بزرگ هستند.
ما در حال حاضر ساختمان‌ها را برای نیرویی حدود 10 درصد وزن سازه طراحی می‌کنیم. اگر قرار باشد
این اعداد به 90 درصد برسد ابعاد وحشتناک بزرگ خواهد شد. منتها آنچه امکان دارد
بتوان سازه را برای نیروی زلزله با رفتار خطی طراحی کرد و نیروهای ناشی از رفتار خطی را در نظر گذاشت
ما اجازه می‌دهیم برای سازه رفتار غیرخطی ببینیم و سازه را در آن حال طراحی کنیم. به عبارت دیگر
فلسفه طراحی برای زلزله آن است که سازه وارد رفتار غیرخطی شود تحقق آنچه در بالا
گفتیم طراحی کنیم. اساس کار برای طراحی زلزله همین است. ما اجازه می‌دهیم سازه وارد رفتار غیرخطی
شده طراحی کنیم که تعریف آن اعضا قادر به تغییرشکل بزرگ باشند یعنی Δz. هرچه سازه بتواند
شکل‌پذیری بیشتری داشته باشد ما می‌توانیم آن را برای نیروی کمتری طراحی کنیم. در آیین‌نامه
۲۸۰۰ برای قاب‌های بتن آرمه معمولی $R = 11$ و برای شکل‌پذیری زیاد $R = 5$ در نظر گرفته شده است
این بدان معناست که اگر ما شکل‌پذیری زیاد را بپذیریم سطح نیرو را می‌توانیم به یک
کاهش دهیم. این در حالیست که ما ضریب رفتار کمتر گفتیم که تعداد اعضای آن
زیاد است و نامعین زیاد است ولی اگر تنها یک ستون بتن آرمه سر و کار داشتیم
مثلاً برج آب در روی ستون بود $R = 2.5$ در نظر گرفته شده که در مقابل قاب نیرو آن 4 برابر است
همه اینها نشان می‌دهند که برای طراحی سازه در مقابل زلزله ما اگر بخواهیم ظرفیت تغییرشکل سازه
تغییرشکل‌های زیاد را تحمل کند
بحث ما در طراحی سازه‌ها برای زلزله همین است که ما می‌گوییم سازه باید بتواند
تغییرشکل‌های بزرگ را تحمل کند. این سؤال را در ادامه دنبال می‌کنیم در مقابل بارگذاری تغییر در
... بارگذاری ... سازه‌ها از نگاه ...

Subject: ۱۵/۱۰/۸

Year. Month. Date. ( )

چگونگی تأمین شکل پذیری در سازه‌های بتن آرمه:

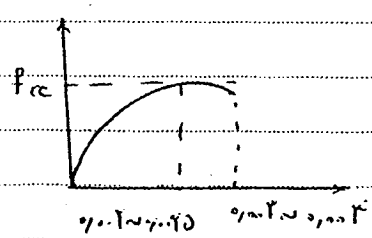


برای طراحی در برابر زلزله ناچاریم از گزینه دوم استفاده کنیم چون گزینه اول ابعاد را خیلی بالا می برد.

خلاصه بحث ما در جلسه گذشته: اینجا رسیدیم که ما در طراحی سازه‌ها در برابر زلزله یکی از گزینه‌های یک یا دو را انتخاب می‌کنیم. در اولی رفتار سازه خطی است و تا پایان کار خطی باقی می‌ماند و در دومی سازه در مرحله‌ای وارد حالت پلاستیک شده و مفاصل پلاستیک در نقاطی تشکیل می‌شوند. مزایای سطح بیشتر است اما در دومی ظرفیت تغییر شکل بیشتر است. ما در ارتباط با زلزله ناگزیریم گزینه دوم را انتخاب کنیم تا سازه‌ها ظرفیت پذیرش تغییر شکل‌های زیاد را داشته باشند.

شکل پذیری ماده:

اگر بخواهیم به تغییر شکل‌های زیاد صحبت کنیم ابتدا باید رفتار ماده را بررسی کنیم. ابتدا راجع به بتن صحبت می‌کنیم. بتن ماده‌ای ترد و شکننده است و ظرفیت تغییر شکل زیاد ندارد. دیاگرام تنش کرنش بتن به صورت مقابل است:



حداکثر کرنش بتن در فشار ناشی از تنش در حدود ۰,۰۰۲ تا ۰,۰۰۲۵ است. این حد کرنش برای تغییر شکل‌های زیاد در سازه کافی نیست.

بنابراین اولین نکته‌ای که در ارتباط با زلزله باید بگوییم این است که چه عملی باید انجام دهیم تا ظرفیت

Subject:
Year. Month. Date. ( )

شکل پذیری بتن را بالا ببریم.

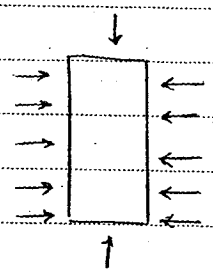
تردیکترین راه حل موفقیت آمیزی که اندیشیده شده تزریم کردن بتن است (محصورکردن confine)

همزاد این سؤال در بتن آرمه مطرح بوده که وقتی بتن با فشردگی های تردیک هم محصور می شود

چه اثری بر روی مقاومت بتن ایجاد می شود. آیا مقاومت بالا می رود یا نه و چه اندازه؟

برای رسیدن به پاسخ این سؤال از قدیم الایام آزمایش به صورت زیر انجام می گرفته است. بتن را از

اطراف تحت فشار قرار داده و در حالی که زیر فشار است فشاری از بالا و پایین توسط ماشین فشار



وارد می شود. این آزمایش نشان می دهد که با افزایش فشار

جانبی P، مقاومت فشاری بتن بالا می رود.

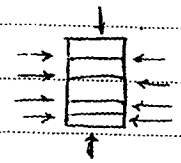
اگر مقاومت اولیه f_{co} باشد مقاومت بتن تحت فشار جانبی از رابطه زیر بدست می آید:

$$f_{cc} = f_{co} + 4.1P$$

این رابطه نشان می دهد که اگر بتن از اطراف تحت فشار ۵۰ کیلو گرم بر سانتیمتر مربع

مقاومت آن ۲۰۰ کیلو افزایش می یابد. توضیح آنکه وقتی ما بتن را از اطراف تحت فشار قرار می دهیم مانع از آن

می شویم که بتن تحت فشار عادی از اطراف تحت کشش قرار گرفته و گسیخته شود. فشار جانبی مثل شده



در آزمایش مشابه عملکرد خاموت است.

این روزها در کنار زلزله با این آزمایش زیاد برخورد می کنیم اما علاقه ما در اینجا شکل پذیری بتن است و بررسی حوزه

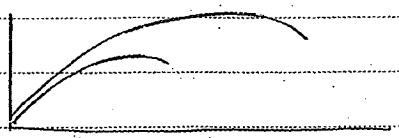
مشکل داریم. آزمایشات حاکی از آن است که با محصور کردن بتن نه تنها مقاومت فشاری آن بلکه

شکل پذیری آن هم افزایش پیدا می کند. به راحتی می توانیم شکل پذیری بتن را با محصور کردن مقرب

www.vepub.com
Publish Your Mind

Subject:
Year. Month. Date. ( )

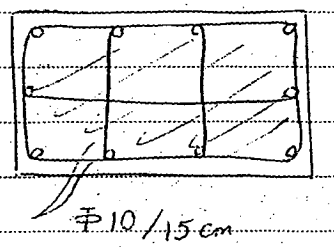
۳ تا ۴ برابر افزایش دهیم. اگر محصور کردن را بیشتر



کنیم این حد بالاتر نیز خواهد رفت.

در یک ستون ۵۰×۴۰ که به صورت زیر خاصیت گذاری شده باشد می توان نشان داد بتنی که در هسته

قرار گرفته افزایش مقاومتی در حدود ۲۵٪ از خود نشان می دهد



و حد نهایی کرنش بتن به ۰٫۰۲۲ می رسد یعنی ۵ برابر می گردد.

مقاومت بتن f'_c ۳۰۰ kg/cm^2 در نظر گرفته شده است.

برروی خصوصیت محصور شدگی بتن مطالعات زیادی انجام

$\bar{f}_{cc} = 1.25 f_{cc}$

شده و آزمایشات زیادی انجام شده است.

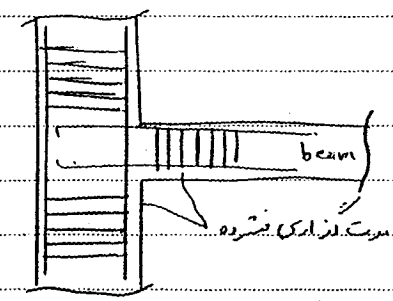
$\bar{\varepsilon}_{cu} = 0.022 \sim 5 \varepsilon_{cu}$

در ادبیات سالهای ۸۰ و ۹۰ شرح این آزمایشات بطور مفصل وجود دارد. امروزه تقریباً جا افتاده

است که برای افزایش شکل پذیری بتن باید خاصیت گذاری با تیرها و ستونها افزایش دهیم. این است

که در مکیه قطعات بتن آرمه در مقاطع حساس که احتمال تنشهای زیاد و تشکیل مفصل پلاستیک وجود دارد

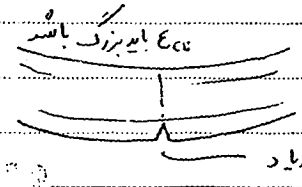
برای افزایش شکل پذیری بتن خاصیت گذاری شدیدتر خواهد برد.



تواصل خاصیت گذاری در تیرها و ستونها در این نواحی بین ۱۵ cm تا ۱۰

است که کاملاً مشخص شده است. برخی از آیین نامه ها (تیرها و ستونها)

تقریباً دقیقاً می گیرند که مقدار خاصیت گذاری از حدی کمتر نشود.



و تمامی این امور برای شکل پذیر کردن بتن است.

Subject:
Year. Month. Date. ( )

برای شکل پذیری بالا بتن Δ باید فولاد بتواند کش بیاید و بتن کرنش زیادی را تحمل کند.

نتیجه آنکه باید مقدارات بتن آرمه کمتر است در برابر زلزله مقاومت کند با خاصیت کشاورزی های

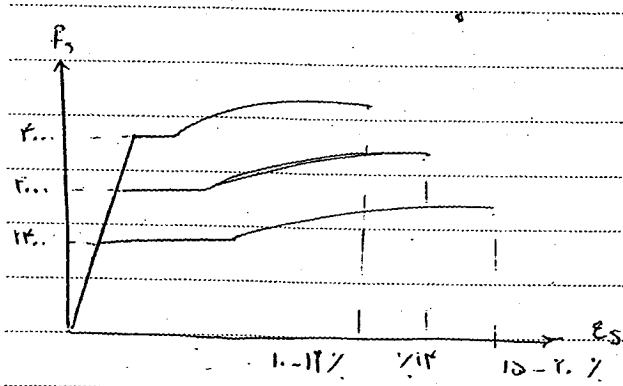
فشرده سرد کار داریم و باید جزئیات را برای آن آماده کنیم. شرح محصور شدگی بتن بطور مفصل

در ادبیات موجود است. به کتاب طراحی سازه های برای زلزله پرست Park and pauly می توان

مراجعه کرد.

فولاد: در ارتباط با فولاد خوشبختانه مشکل وجود ندارد و فولادها دارای شکل پذیری کافی هستند

تقریباً نیاز به عملیات خاصی نیست.



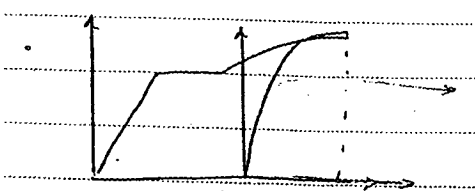
حد کرنش ۱۰٪ برای فولاد عدد زیادی است و فولاد در

راحتی کشته می شود.

در این ارتباط تنها باید دقت کرد تا فولاد

استاندارد باشد و یا فولاد را به طریق سرد (cold work) نکشیده باشند تا مقاومت آن بالا

برود و کرنش آن پایین آمده باشد.



فولادهای ساخت ایران مناسب هستند

و مشکلی ندارند. اما در مورد فولادهای خارجی باید دقت کرد.

(با نورد سرد مقاومت فولاد بالاتر می رود اما حد کرنش آن کاهش پیدا می کند)

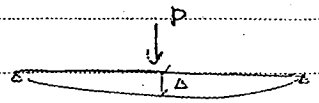
Subject:
Year. Month. Date. ( )

شکل پذیر کردن مقطعات:

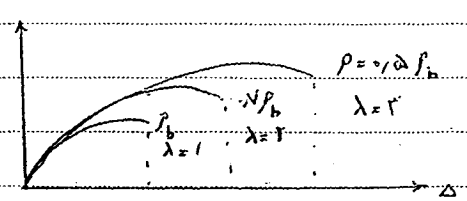
تیرها: شکل پذیری در تیرها بستگی به مقدار فولاد کششی دارد اگر $\rho = \rho_b$ باشد در همه‌ی فولاد به نقطه جاری شدن می‌رسد یعنی همزمان با وقتی که مفصل در حال تشکیل است، بتن خرد می‌شود یعنی مفصل دوران چندانی ندارد اگر $\rho < \rho_b$ باشد، تیر قبل از آنکه بتن به کرنش ۰٫۰۰۳ برسد، فولاد امکان تغییر شکل پلاستیک پیدا کرده و مفصل می‌تواند دوران کند.

نتیجه آنکه در تیرها برای داشتن شکل پذیری باید مقدار فولاد کششی را پایین بیاوریم $\rho < \rho_b$ هرچه‌قدر که فاصله ρ را از ρ_b بیشتر کنیم انتظار شکل پذیری بیشتری داریم.

درصد فولاد پایین تر برای تیرها مفهوم آن است که ابعاد مقطع



باید بزرگ باشد در تیرها ابعاد مقطع می‌تواند از مقداری کمتر باشد



ارتفاع کمی مانند ۲۵ یا ۳۰ cm که تیر در سقف کم می‌بود

اصلاً قابل قبول نیست. ارتفاع تیر باید به حدی باشد

که بار کمتر بتواند مقاومت مورد نیاز را تأمین کند. آنگاه می‌توان اطمینان پیدا کرد که شکل پذیری تأمین شده است. در مواردی که ناگزیریم آرماتور فشاری بکار ببریم نقشی که به عهده ρ' است بر روی $\rho - \rho'$ قرار می‌گیرد یعنی برای داشتن شکل پذیری باید $\rho - \rho' < \rho_b$

ما معمولاً در شکل پذیری های زلزله سعی می‌کنیم ρ یا $\rho - \rho'$ در حدود $(0.4 \sim 0.7)\rho_b$ باشد در آیین های قبلی آیین نامه عنوان کرده بود ρ نباید ۷۵٪ ρ_b باشد. این روزها

Subject:
Year. Month. Date. ( )

طور غیر مستقیم این شرط در کاسبات اعمال داده می‌شود. بنابراین پارامتر تعیین کننده شکل پذیری تیر

دراست.

ستون‌ها: در ستون‌ها آرماتورگذاری معمولاً متقارن است، بنابراین درصد فولاد کل چندانی در

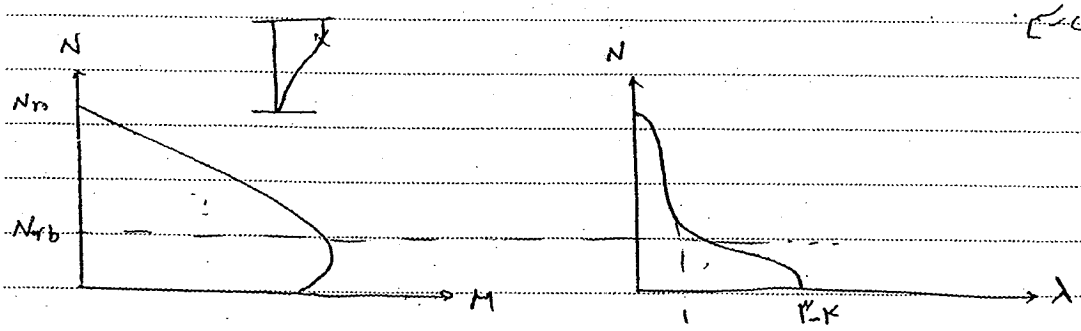
شکل پذیری بازی نمی‌کند. پارامتر اصلی بارمحوری است. هرچه بارمحوری بیشتر باشد ستون ظرفیت

دورانی کمتری دارد. اگر بار ستون $N=N_{P_0}$ باشد یعنی ستون زیر این بار جاری می‌شود و توانایی

پذیرش هیچ دورانی ندارد هرچه N کاهش یابد ظرفیت پذیرش سان بالا رفته و امکان دوران در

ستون بیشتر می‌شود. طوری که در دیاگرام تداخلی اگر λ در سطح جرای ستون را برای بارهای مختلف

رسم کنیم به سختی زیری رسم:



در بارگذاری‌های زیاد تا حد N_{P_b}، λ برابر 1 است ولی از حد پایین تر از N_{P_b} الزام آرماتور ستون

شکل پذیرتر می‌شود. طوری که اگر N برابر صفر شود ستون به تیر تبدیل می‌شود و با توجه به تقارن فولادها

شکل پذیری زیاد خواهد بود. در آیین‌نامه‌های بتن آرمه این مرزها تعیین گشته که در تا بها سعی شود

مفصل‌های پلاستیک در تیرها بوجود آیند و ستون‌ها طوری طراحی شوند که در آنها تا حد امکان مفصل

تشکیل نشود. بنابراین محدودیت چندانی در مورد بارمحوری اعمال نشده است. اما اگر روزی قرار باشد

بر روی مفصل تشکیل شده در ستون‌ها حساب باز کنیم آنگاه باید بر روی بارمحوری حساب باز کنیم.

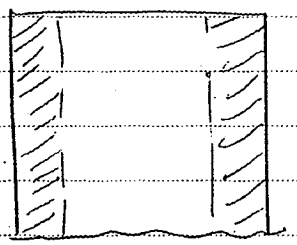
Subject:
Year. Month. Date. (:)

در اینصورت بکارگیری بار محوری بیشتر از N_{cb} صحیح نیست. درحال حاضر هم با توجه به ضرایب اطمینانی که بکارگیریم و نیز میزان بارگذاری زیاد با N_{cb} تفاوتی ندارد و در هر حال باید توجه داشت که درستی ها شکل پذیری بار محوری دارایت است و شکل پذیری های زیاد تنها در بارهای محوری کم تأمین می گردد.

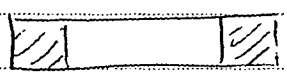
اما این بدان مفهوم نیست که ستون ها در چرخه های بارهایی در نواحی بحرانی تحت فشار زیاد قرار نمی گیرند. بلکه یک ستون به علت میان قابل ملاحظه ای که در آن ایجاد می شود تحت فشار زیاد قرار می گیرد و نیاز زیادی با تکمیل مفصل ندارد و بتن تحت فشار زیاد قرار گرفته است. بنابراین خاصیت فشردگی بتن در ستون ها به صورت محصور مورد نیاز است.

دیوارها: دیوارهای برشی معمولاً به علت درصد کمی که آرماتورهای طولی دارند، شکل پذیری خوبی دارند ولی در ساختمانهای بلند این شکل پذیری ممکن است کافی نباشد به همین علت آزمایشهای زیادی صورت گرفته و سعی شده تا دیوارها بتوانند شکل پذیری های زیاد را بپذیرند.

نتیجه این تحقیقات بوجود آوردن المانهای مرزی در دوانتها بوده که قبلاً در یک دیوار ها گفته شده است



المانهای مرزی در اتصال همزمان مطرح می شود اول آنکه



فولادها در دوانتها فشرده می شوند و بنابراین دقت جاری شوند

هم قابل ملاحظه ای از فولاد تحت تأثیر قرار گیرد و اضافه طول

می دهند و در نتیجه ترک در دیوار بالای رود بنابراین اگر قرار باشد

در دیوار مفصل تشکیل شود و تمام آرماتورها متمرکز شوند ظرفیت شکل پذیری بیشتری می توان انتظار داشت.

www.vepub.com
Publish Your Mind

Subject:
Year. Month. Date. ( )

هدف بدین که دنبال می شود آنکه المان مدری به صورت یک ستون دیده می شود و بعد مواهم دید این ستون

بدین خاصیت گذاری می شود بطوری که مصرف شدگی بتن را به طور کامل تأمین نماید. میزان مصرف شدگی

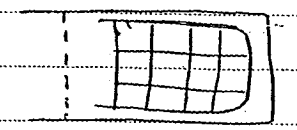
در المانهای مدری معمولاً از ۱٪ بالاتر است یعنی خاصیت مصرفی نسبت به حجم بتن از ۱٪ بیشتر است

این هم مصرف شدگی را جبران می توانند کرنش در حدود ۰.۰۲٪ را تحمل کند. در مثالی که برای ستون

۴۰×۵۰ در بالا عنوان شد درصد خاصیت ها ۱٪ بود دیدیم که میزان کرنش به ۰.۲۲٪ رسید.

تنها آنکه در دیوارهای برشی که باید در برابر زلزله قرار گیرند. عمداً باید المان مدری به کار گرفته شود و

المانهای مدری به شدت خاصیت گذاری می شوند.



عملیات احتیاطی:

تا اینجا نتیجه گیری کلی ما برای رفتار مناسب سازه در برابر زلزله این بود که سازه حتما باید بتواند

در مقاطعی از جزء مفصل پلاستیک تشکیل داده و این مفصل ها ظرفیت دورانی کافی داشته باشند.

این اصل تشکیل مفصل و تأمین ظرفیت دورانی آن می باشد، برای تأمین ظرفیت

تدبیرهای اندیشیده شد. هم بتن محصور می شود و هم در مقطعات ترتیباتی برای تأمین ظرفیت

دورانی بوجود آوردیم.

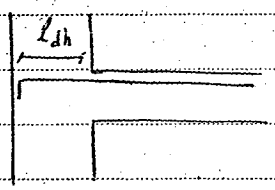
در طراحی سازه ها برای زلزله از آنجا که هدف بر تشکیل مفصل ها قرار داده شده باید سعی کرد هرگونه

مزاحمتی که ممکن است بر سر راه تشکیل مفصل بوجود آید رفع گردد

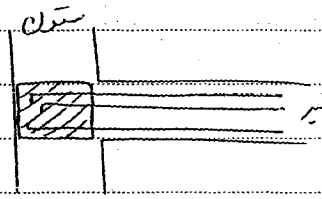
Subject:
Year Month Date ( )

از جمله این مزاحمها عوامل زیر هستند:

۱- پیوستگی بتن با فولاد: در کتب مربوط به پیوستگی دیده شده که برای جذب کار کردن بتن و فولاد باید این دو هم چسبند. کمک به اینجا رسید که میلگردها باید در طول گیرای در داخل بتن بمانند تا بتوانند از راه بتن منتقل نمایند. در سازه‌های مقاوم در برابر زلزله شبیت به مهار میلگردها ترجمه خاصی پیدا کرده است:



در مورد میلگردهای قلابدار توصیه اصلی آن است که تا حد امکان میلگردها داخل ناحیه محصورشدگی بتن برده شوند و در آنجا مهار گردند.



این بدان معناست که عرض تیر خیلی نمی‌تواند از عرض ستون بیشتر باشد. آرماتورهایی که در بیرون از ناحیه محصور شده ستون قرار دارند وضعیت خوبی ندارند. چون در غیر اینصورت ممکن است در جریان تغییر شکل‌های زیاد بتن جرکه بیندد.

در ارتباط با پیوستگی توصیه دیگر آن است که در نواحی که احتمال تشکیل مفصل پلاستیک است از وصله میلگردها صرف‌نظر شود. مهمترین ناحیه‌ای که در آنها باید تشکیل مفصل داد در تیرها و نواحی برستونهاست. آیین‌نامه مقرر می‌دارد در فاصله $2h$ از بر ستون نیز نباید وصله کاری صورت گیرد. همچنین در ستونها در شرایط خاصی اجازه داده شده وصله در ناحیه میان ارتفاع انجام شود. با توجه به آنکه قرار است در ستونها مفصل پلاستیک ایجاد شود آیین‌نامه دقت کمتری بکار برده است.

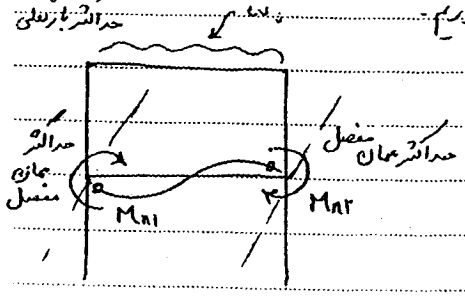
Subject:
Year. Month. Date. ( )

۲) مقاومت در برابر برش:

مهمترین عاملی که یک مفصل را ممکن است با بحران روبرو کند برش است. یک مفصل در حالیکه باید لنگر خمشی تحمل نماید و دوران نماید باید برش را نیز تحمل کند و توانایی خود را جهت در برابر برش نشان دهد. در روابط نسبت داده ها برای زلزله تدبیری می اندیشیم که برش در نواحی مفصل دها مشکلی ایجاد نکند. مقاومت برشی مفصل از بار وارده بر آن بیشتر باشد تا مفصل دچار بحران نشود.

سؤالی که در اینجا مطرح می شود و راحتی می توان پاسخ گفت آنکه چه برشی به تیر وارد می شود؟ آیا این همان برشی است که از تحلیل بدست آورده ایم و ما شروع کرد ارش می دهد یا نه؟ در نگاه اول به نظر می رسد برش همان است که تحلیل نشان می دهد اما در نهایت این اعتماد به روش تحلیل های خطی بوده تحلیل مفصل ها را می بینیم. ترک خوردگی های تیرها دست ما را نیز تا حدی که هست می بینیم تنها آنکه مطمئن نیستیم برشی که در تیر ایجاد می شود همان است که تحلیل نشان می دهد. پس مشکل را چگونه باید حل کرد؟

ما مطمئنیم که در عملکرد مفصل مانعی ایجاد نشود. تدبیر اینکه سؤال می کنیم حداکثر برشی که می تواند به یک تیر در جریان زلزله وارد شود چه اندازه است. ما تحلیل را مرتبش کرده و برای تیری با مشخصات معلوم و آرماتور معلوم حداکثر برش وارده را بدست می آوریم.



در جریان زلزله ترکیب به صورت زیر است:

V_e زلزله + V ثقلی

$V_{\text{حداکثر برش}} = \frac{w_u \cdot l}{2} + \frac{M_{n1} + M_{n2}}{l}$

Subject:
Year. Month. Date. ( )

که در آن w_u از ترکیب دوم است یعنی برابر $0.8(1.25D+1.5L)$

M_{n1} و M_{n2} ظرفیت خمشی منفی است. این ظرفیتها، ظرفیتهای واقعی هستند و هیچ ضریبی ندارند و حداکثر همان قابل تحمل توسط مقطع هستند. این همان عاملی است که قبلاً گفتیم در کدیم. در همان تمام اسمی P_n و P_s برابر ۱ هستند.

یعنی خلاصه عامل M_n حداکثر همان واقعی است. آیین نامه یک قدم فراتری رفته و می گوید ممکن است فولاد وارد مرحله سخت شدگی مجدد گردد و f_y افزایش پیدا کند. این است که آیین نامه مقدری دارد حدجاری شدن فولاد در این ترکیب ۲۵٪ افزایش داده شود.

$$M_{Probable} = M_n\ (f_y \rightarrow 1.25 f_y)$$

یعنی اگر فولاد از نوع AIII است، f_y به جای ۴۰۰۰ عدد ۵۰۰۰ در نظر گرفته شود و اجازه داده می شود فولاد تا حد کشش برسد و در نتیجه بیشترین نیروی که در فولاد ایجاد می شود برابر $1.25 f_y$ است تحت این شرایط عاملها تعیین می شوند.

$$V_u = \frac{w_u \cdot l}{2} + \frac{M_{Pr1} + M_{Pr2}}{l}$$

این برش بیشترین مقداری است که در تیر ممکن است ایجاد شود و تیر برای این برش طراحی می شود و خاموتها بدست آورده می شوند.

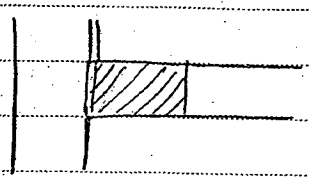
بازهم آیین نامه یک قدم فراتر رفته است و آن اینکه اگر برش زلزله زیاد باشد ممکن است مفصل در جریان دوران پلاستیک دچار این شکل شود که بتن برای حرکت دورانی از بین برود بنابراین تکیه بر مقاومت برشی بتن بیهوده است. اگر برش ناشی از زلزله زیاد بود آیین نامه مقدری دارد از مقاومت

Subject:
Year. Month. Date. ( )

بتن مسلح فرض کرده و مقاومت برش و شکل پذیری خمشی بهتر لحاظ می شود.

$V_e \gg \frac{1}{2} V_u$ ⟵ برش زلزله زیاد است ⟵ $V_{cd}=0$ $V_{cr}=0$

این محدودیت فقط در ناحیه مفصل پلاستیک اعمال می شود و در خارج از این ناحیه (منطقه ۲۲)



مقاومت برشی این مقطع را رعایت نمی کند و در برنامه هایی نظیر Sap این مقطع را رعایت می کند و در برنامه هایی نظیر

نیز آرماتور زیادی دهد که درست نیست و غیر اقتصادی است.

۳) حال که قرار بر آن است که در سازه ها مفصل تشکیل شود با بررسی تشکیل آن حساب بازی کنیم

و نیروی زلزله را متناسب با شکل پذیری موجود در سازه محاسبه می کنیم این سؤال پیش می آید که آیا می توان

چارچوبی برای تشکیل مفصل درست یا نه؟ آیا می توان اجازه داد مفصل ها در هر جایی که می خواهند

تشکیل شوند و یا می توان محل آنها را انتخاب کرد؟

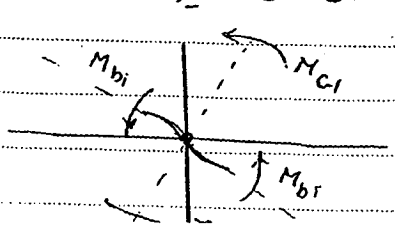
فلسفه طراحی امروز بر آن است که مفصل ها در تیرها تشکیل شوند و در ستونها تشکیل نشوند. تعداد تیرها

به اندازه ای است که شکل پذیری کافی در مقابل ایجاد شود. بنابراین نیازی به تشکیل مفصل در ستونها نیست. اگر

چنین است کجا چاره کرد تا اطمینان حاصل شود که مفصل در تیرها تشکیل شود.

راه حل اندیشیده شده آن است که ستونها برای عامل ضریب از آنچه به آنها وارد می شود طراحی شوند

و اطمینان حاصل شود که ظرفیت تحمل ممان در ستونها بیشتر از ظرفیت تحمل ممان در تیرها است.



ممانهای وارده $M_{bl} + M_{br} = M_{cl} + M_{cr}$

Subject:
Year. Month. Date. ( )

در هر لحظه به علت تعادل مجموع ممان وارده به تیرها برابر مجموع ممان وارده به ستونهاست. اینها ممانهای وارده هستند. ما معمولاً تیرها و ستونها را برای این ممانها طراحی می‌کنیم و فولاد را بر همین مبنا به دست می‌آوریم. بنابراین اگر تیرها و ستونها درست طراحی شده باشند ظرفیت ممان تیرها و ظرفیت ممان ستونها باید در این رابطه صدق کنند:

$$M_{nc_1} + M_{nc_2} = M_{nb_1} + M_{nb_2}$$

این نامه می‌گوید ظرفیت ممان پذیری ستون را با اثر این فولاد ستون بالا بریم به طوری که رابطه به صورت مقابل درآید:

$$M_{nc_1} + M_{nc_2} \geq 1.2(M_{nb_1} + M_{nb_2})$$

یعنی ظرفیت ممان بری ستونها ۲۰٪ بیشتر از ظرفیت ممان بری تیرها شوند یعنی ستونها باید برای ممانی به اندازه ۲۰٪ بیشتر از ممان بدست آورده شده از تحلیل، طراحی شوند.

ظرفیت ممان بری تیرها و ستونها در رابطه فوق براساس آنچه به طور واقعی در مقطعات بکار برده شده سنجیده می‌شود. یعنی فولادهایی که به طور واقعی در تیرها و ستونها بکار برده شده‌اند. پس بحث بر سر این نیست که تیر و ستون چه ممانی قادر گرفته‌اند بحث بر سر این موضوع است که چه ممانی می‌توانند تحمل کنند. یعنی این رابطه زمانی کنترل می‌شود که همه تصمیمات گرفته شده، مقاطع تعیین شوند، آرماتورها بدست آورده شده و کار در مرحله اجرا است و در مرحله اجرا این رابطه باید کنترل شود.

نکته‌ای که در ارتباط با ستونها در کنترل این رابطه پیش می‌آید آنکه توان تحمل ممان ستون بستگی به بارهایی که در ارتباط با ستون ترکیبات بارگذاری مختلف است، باید در ترکیبات مختلف دید کمترین ظرفیت ممان ستون چه اندازه است. ستون در حالتی که کمترین ظرفیت را دارد باید از تیر قویتر باشد و رابطه فوق

Subject:
Year. Month. Date. ( )

برقرار باشد. کمترین عنان رنایی برجسته می آید که بیشترین بارگذری در ستون باشد.

رعایت بیشتر بودن نسبت عنان بری یکی ستونها به تیرها در ادبیات زلزله پسند توی تیر ضعیف

معروف است. رعایت رابطه مزبور معمولاً در ستونهای طبقه آخر و یا در دهانه های بزرگ و مثلاً در

آنها تیرهای جزیی یا با ارتفاع بزرگ بکار برده مشکل است. این است که در این نوع سازه ها رعایت این

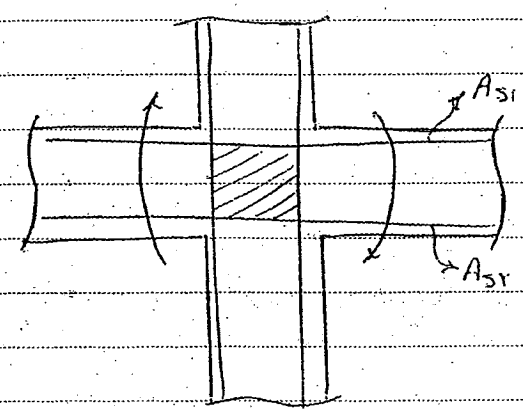
مطلب اقتصادی نیست و آیین نامه اجازه می دهد در این قسمتها مفصل در ستون ایجاد شود.

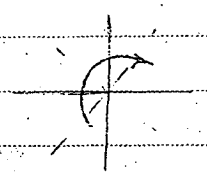
www.vepub.com
Publish Your Mind

Subject:
Year. Month. Date. ( )

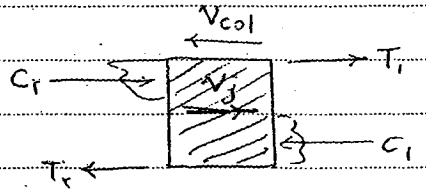
اتصالات:

اتصال تیر به ستون در سازه‌های تحت نیروی زلزله بسیار زیر بررسی قرار دارند و باید برای برش طراحی شوند. در جریان زلزله نیروهای وارد به یک اتصال به شرح زیر هستند:





$$\begin{cases} T_1 = A_{S1} f_y \\ T_2 = A_{S2} f_y \end{cases}$$



ناحیه هاشور خورده

$C_2 = T_2$

برش منطقه اتصال $V_j = T_1 + C_2 - V_{col}$

$V_j = T_1 + T_2 - V_{col}$

همانطور که در بالا ملاحظه می‌شود اتصال باید برای برش V_j طراحی شود. طراحی این اتصال را می‌توان مطابق تیرها انجام داد اگرچه در اینجا طول ناحیه اتصال محدود است و شاید نتوان روابط مربوط به تیرها را کاملاً به کار برد. ولی اگر بخواهیم از این روابط استفاده کنیم دو نکته باید رعایت شود:

۱- اتصال نیز اثر بارهای ستون را دارد و تحت این شرایط مقاومت برشی آن بیشتر از بتن در حالت عادی است یعنی دیگر نمی‌توان برای بتن مقاومت V_{cd} معمولی را به کار برد.

Subject:
Year. Month. Date. ( )

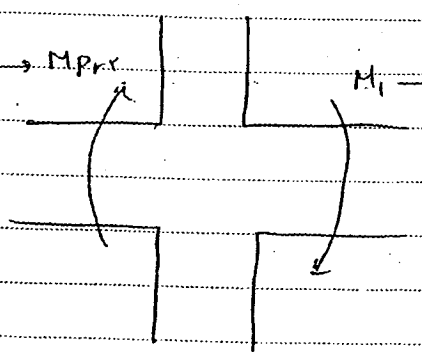
۲- بتن در ناحیه اتصال بشدیداً محصور شده است چرا که تیرهای طرفین آنرا احاطه کرده‌اند در این شرایط باز مقاومت بتن افزایش می‌یابد و اگر بخواهیم از رابطه اصلی تیرها استفاده کنیم افزایش مقاومت بتن در این وضعیت را باید رعایت کنیم.

به طور کلی مقاومت برشی بتن در ناحیه اتصال قدری پیچیده است و بدون کمک آزمایشگاه نمی‌توان اظهار نظر کرد به این علت آزمایشگاه دخالت کرده و برای بتن در ناحیه اتصال تراز دارد مقاومت برشی حامی پیشنهاد کرده است که بین ۱۲ و ۷٫۵ برابر مقاومت برشی در حالت عادی است. آیین‌نامه کار را راحت کرده و عنوان می‌کند مقاومت در یک اتصال را از حاصلضرب مقاومت برشی بتن در اتصال در سطح برشی بدست آورید.

V_c که مقاومت برشی اتصال است رابطه‌ای است که در یادداشت‌ها کاربرده شده است (page 9)

برش وارده به اتصال از رابطه‌ای که نوشته شد محاسبه می‌شود: $V_j = T_1 + T_2 - V_{col}$

با این تفاوت که در اینجا آیین‌نامه می‌خواهد بیشترین برش ممکن را به اتصال وارد کند. برای زمانی است که T_1 و T_2 ماکزیمم باشند یعنی N_1 و N_2 حداکثر باشند.



$$V_j = 1.25 A_{s1} f_y + 1.25 A_{s1} f_y - V_{col}$$

این برش بیشترین برش وارده به اتصال است باید از مقدار V_j کمتر باشد. اگر این رابطه برقرار نبود اتصال ناامن است و باید بزرگ شود.

Subject:
Year. Month. Date. ( )

معمولاً در ساختمانهای بلند که از سیستم قاب استفاده می‌شود یکی از پارامترهای مهم تعیین میزان A_f است که مشکل ایجاد کرده و نمی‌گذارد ابعاد ستون از یک حدی کاهش یابد.

مثلاً در ساختمانهای بلند ابعاد در پایین ۱۲۰×۱۲۰ است و در بالا ۵۰×۵۰ است و از ۵۰ سانتی متر

www.vepub.com
Publish Your Mind

۱۱/۱۵

Subject:
Year. Month. Date. ( )

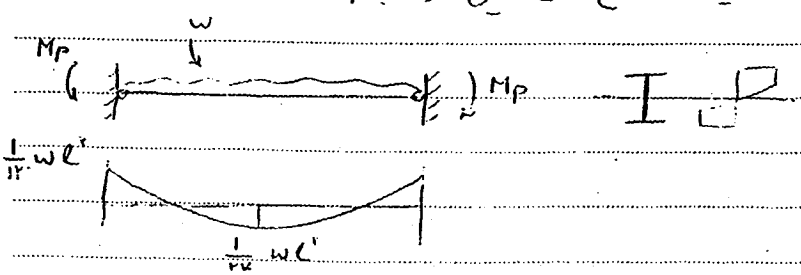
Yeild line Theary — تئوری لولاهای گسیختگی

تئوری لولاها درسال ۱۹۲۱ توسط دانشمندی دانمارکی (Inger Slen) پیشنهاد شد و از سال ۱۹۳۰ به بعد توسط دانشمند دیگری (Johansen) از دانمارک دنبال شد. سخن اخیر در تدریس این تئوری تمرکز می داشته و تألیفات چندی در این ارتباط دارد. به طوری که غالباً موضوع تئوری لولاها با نام ایشان شناخته می شود (تئوری یوهانسون).

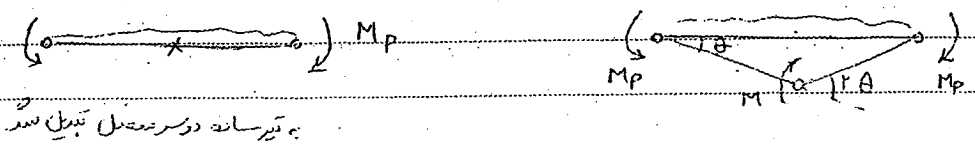
این تئوری دنباله بحثی است که در تابهای پیوسته بتنی مطرح شد و دران صحبت از تشکیل مفصل های پلاستیک در مقاطع مختلف تاب شد و رفته رفته به یک روش تحلیل و طراحی تبدیل گردید. این روش امروزه نام طراحی پلاستیک تابها به خود گرفته است. در واقع بیشتر منظور تحلیل پلاستیک تابهاست.

موضوع به این صورت پیش می رود که فرض می شود در مقاطعی از تاب مفصل های پلاستیک تشکیل می شود در این مفصل ها فولاد جاری شده و امکان تغییر شکل های زیاد بوجود می آید بطوریکه مفصل می تواند دوران زیاد داشته باشد. بنابراین عضو مزبور دوران می کند و تغییر شکل ها موجب می شوند در بقیه نیروها توزیع مجددی صورت گیرد و یا لازم عان عوض شود و در صورت امر این بار به سمت تشکیل مفصل دوم دیگری پیش رود تا اینکه عضو تبدیل به نوعی مکانیزم گردد. در چنین شرایطی می توان با استفاده از معادلات تعادل نیروهای داخلی را پیدا کرد، یعنی در واقع عمل تحلیل را انجام داد.

تیر دوسر گیردار زیر را در نظر گیرید:



Subject:
Year. Month. Date. ( )

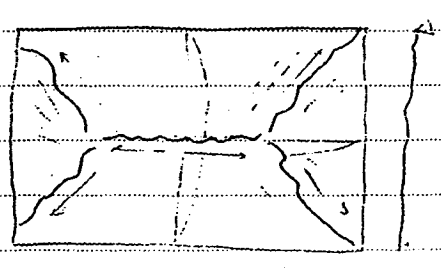


به تیر ساده دو سر معمل تبدیل شد

در این تیر می توان معادلات تعادل با خارجی و ماهای پلاستیک را نوشت و مقدار حداکثر بار گسترده Mp است را پیدا کرد و شکل احتمالی مفصل ها در آن پیدا کرد. تغییر شکل ایجاد شده در تیر به علت دوران مفصل ها اتفاق می افتد و این است که می توانیم از تغییر شکل های ارتجاعی جزء مقاومت تیر صرف نظر کنیم. بنابراین ما با تقاطع مفصل پلاستیک سروکار داریم که بر اساس تعادلی مفصل پلاستیک شده اند. در تیری پلاستیک تا بار گسیختگی تشکیل این مفصل ها و رابطه میان مقادیر آنها با بارهای وارده است.

اگر بتوان مسئله را به این صورت حل کرد تحلیل سازه ها ساده تر می شود. این روش تحلیل در سازه ها در تحلیل از جنگ جهانی دوم شروع شد و امید آن می رفت تا جایگزین روشهای الاستیک موجود شود. پیدایش کامپیوتر و سرعت آن مسئله را به هم زد و سیستم تحلیل بر مبنای تئوری های ارتجاعی به صورت جدی درآورده شد و جا افتاد و موضوع تحلیل پلاستیک تا بار مکروت کنار گذاشته شد.

تئوری لولاها ادامه این بحث در صفحات است. صفحه ساده زیر را در نظر بگیرید و آن را زیر اثر بار قرار دهید. این صفحه ها نظیر آنچه داریم در جهت خم می شود و بار تحمل می کند. معمولاً در جهت کوچکتر خمش بیشتر است و حال بیشتری به صفحه وارد می شود. اگر بار را بیشتر کنید



رشته رشته به جایی می رسیم که لولاها در جهت کوچکتر صفحه جاری می شوند یا جاری شدن لولاها تغییر شکل ها زیاد می شوند و

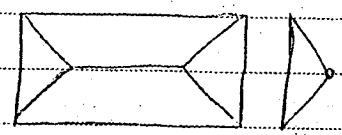
Subject:
Year. Month. Date. ( )

سقف تشکیل می شود. سقف از تعدادی خط ادامه دارد و لوله تشکیل می شود. لوله استاد حتی

معضل است. اگر بارگذاری ادامه یابد، انگاه ترکها به سمت بالا داده شده و این باعث ریزش

جاری شدن به سمت گودتر حاصل روند این بارگذاری اگر به جای برسد که صفحه گسیخته گشوده شود لوله صورت

زیر تشکیل شده است. صفحه به ۲ قسمت تقسیم می شود که این قطعات



در لوله ها به هم متصل و در اطراف روی تکیه گاهها نشسته اند.

از این لوله ها همان عمل می شود و ستاران ۷ همان مقادیر مقطع است. این صفحه با این وضعیت عمل بار که در لوله ها

وجود دارد می تواند بار عمل کند. کاست با بررسی رابطه تعادل بین بارهای وارده و نیروهای که در مقطع ها

وجود دارند را بنویسیم و رابطه بار و همان ایجاد شده را به دست آوریم. در واقع در اینجا همان همان مقادیر

است و مقادیر شکل است و چیزی که به دست آورده می شود با برنامه با همان مقاومت است یعنی

حداکثر باری که می تواند به صفحه وارد کند.

در تئوری لوله ها روشی به دست داده می شود که بتوان این حداکثر بار را به دست آورد. همانطور که ملاحظه

می شود این روش حل مسئله در مقابل به حل معادله دیفرانسیل درجه ۴ که قبلاً در صفحات عنوان شد بسیار

ساده تر است. این روش تحلیلی تر است به صورت یک روش حتماً قوی در مهندسی مطرح شود و همانطور

که عنوان شد اگر توسعه نرم افزاری مطرح نشده بود، امید زیادی به آن می رفت چون همه تلاش ها

در این سمت متمرکز بود. توسعه تئوری لوله ها تا چند سالهای ۸۰ ادامه دارد. این زمان با معرفی

روش المان های محدود و پیدایش کامپیوترهای شخصی متداول است.

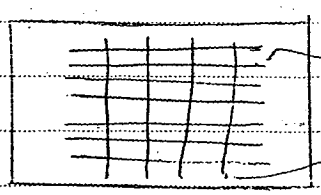
Subject:
Year. Month. Date. ( )

در تئوری لوله‌ها تمرکز اصلی بررسی تشکیل لوله‌ها و مواردی است که در آنها تحمل می‌شود. در این قابل ملاحظه‌ای در لوله‌ها وجود می‌آید. این در این در اندازه‌ای است که ما می‌توانیم تغییر شکل‌های ایجاد شده در صفحات را نادیده بگیریم. بنابراین در این تئوری با یک دسته صفحات صلب سروکار داریم که در مرزها با یکدیگر پیوسته لوله‌ها متصل شده‌اند. تنها در این لوله‌ها دوران ایجاد می‌شود. بقیه صفحه صلب است و تغییر شکلی ندارد.

روش لوله‌ها:

تئوری لوله‌ها با در نظر گرفتن مواردی که در زیر عنوان می‌شود پیاده می‌گردد:

۱) آرماتوربندی: در این تئوری فرض بر آن است که آرماتوربندی در دال بصورت یکنواخت است و در سراسر دال در هر جهت آرماتورها بصورت یکنواخت چیده شده‌اند و حال ستادم سطح در همه جا یکسان است. آرماتوربندی در دو جهت می‌تواند متفاوت باشد. تئوری در حال حاضر برای آرماتورهایی که در دو جهت عمود بر یکدیگرند توسعه پیدا کرده است. برای حالتی که آرماتورها عمود بر هم نیستند پیچیدگی‌های زیادی وجود دارد که خیلی مورد نیست.



۲) شکل پذیری: اساس تئوری لوله‌ها بر دوران موجود در لوله‌ها متمرکز است. یعنی لوله‌ها باید بتوانند به اندازه کافی دوران داشته باشند. اگر بخواهیم چنین وضعیتی موجود باشد باید آرماتوربندی دال بصورتی باشد که شکل پذیری کافی دوران موجود باشد. اگر یادداشت داشته باشیم در تیرها عنوان شد که برای شکل پذیری زیاد در حد لوله باید

Subject:
Year. Month. Date. ( )

از P_b کمتر باشد. خزشهای در دالها همواره درصد تولاد کم است و این وضعیت موجود است

در یک آزمایش که بروی دالها صورت گرفته با فولاد $P_b = 2800\ Kg/cm^2$ برای درصدهای مختلف فولاد

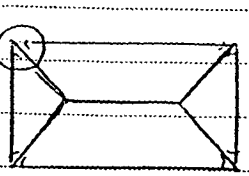
مقادیر گل پذیری بصورت زیر است.

ρ	۰/۰۲	۰/۰۱۵	۰/۰۱	۰/۰۰۵
	۸	۴	۹۶	۱۰	۲۳

حتی برای درصد فولاد بالا نیز گل پذیری خوبی در دال موجود است. در دالها با معمولاً درصد فولاد کمتر از ۱٪ داریم بنابراین می توان انتظار داشت گل پذیری از ۱۰ بیشتر خواهد بود. با این ترتیب می توان نتیجه گیری کرد که در دالها برای سنه گل پذیری در دران فولادها گل خاصی نداریم.

۳) خطوط فولادها بصورت مستقیم فرض می شوند در دالی که عنوان مثال بیان شد نوع تشکیل فولادها دیده شد. در محل هایی که عمان حداکثر است در دال ترک ایجاد شده و این ترکها گسترش می یابد و جایی می رسیم که فولاد جاری می شود و بعد ترکها گسترش بیشتری یافته و جاری شدن فولاد به مقاطع دیگری می رسد. شکل تقریبی تراهی عدالتر عمان در جایی که

در تیری فولادها فرض بر این است که این خطوط شاقولی و خطوط مستقیم اند. در واقع طبیعی ترین مدل همین خط مستقیم است چرا که در قطعه دال با بتن هم در دران کشش این بدان طبعاً حول یک خط مستقیم



راستر انجام خواهد شد.

مستقیم بودن این خطوط بوسیله آزمایشگاه مورد تأیید است

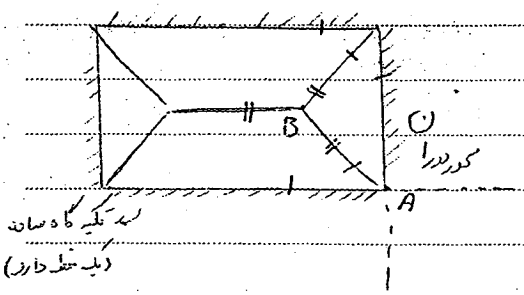
تنها نکته ای که در این مورد وجود دارد که اینکه خطوط در گوشه ها تا چه حدی گسترش پیدا می کنند این اثر بر اثر

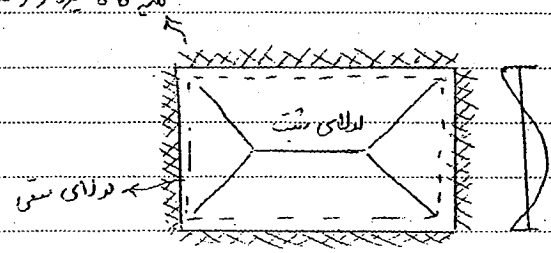
Subject:
Year. Month. Date. ( )

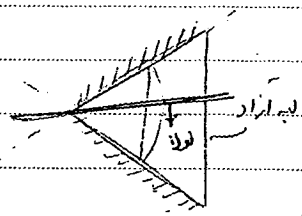
گره ها معروف است و سعی می شود بطور جدا گانه بررسی شود.

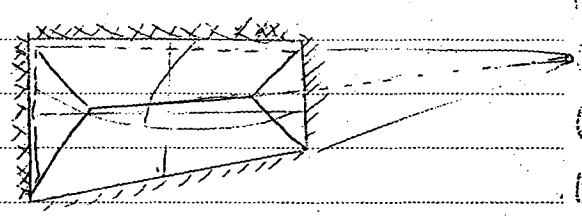
۴) تشکیل شبکه لولاها در دال باید به صورتی باشد که امکان دوران نقطات نسبت به یکدیگر را فراهم کند.

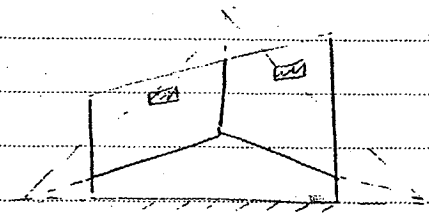
برای این منظور لازم است استاد لولاها و خطوط دورانی که در یک گام وجود دارند از یک نقطه یکدیگر عبارت دیگر استاد لولاها با یکدیگر و همچنین استاد لولاها با محورهای دوران تکیه گاهها باید متقاطع باشد در اشکال زیر مطلب نمایش داده شده است.

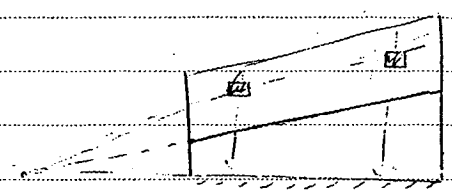




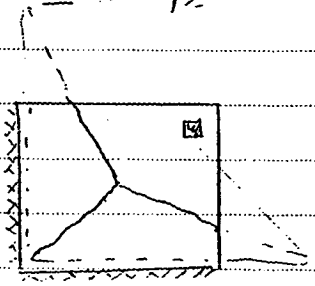








مکانیزم شماره ۱



مکانیزم شماره ۲

Subject:
Year. Month. Date. ( )

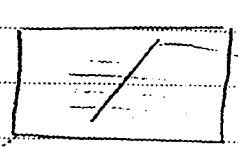
۵) در بسیاری از لوله‌ها از ابتدا می‌توان شکل لوله‌های گسیختگی را تعیین نمود و موقعیت لوله‌ها در صفحه روشن نیست و بستگی به مشخصات هندسی صفحه، شرایط مرزی و نوع بارگذاری دارد. روش کار در این صورت است که باید برای یک صفحه شکل لوله‌ای در نظر گرفت و مسئله را حل کرد و حداکثر باری را که می‌توان به دال وارد کرد تعیین کرد. سپس باید شکل لوله‌ها را عوض کرد و شکل دیگری در نظر گرفت و دوباره بار را تعیین کرد. این کار را چندین بار تکرار کرد تا به این نتیجه رسید که امکان مکانیزم دیگری وجود نیست. حال از بین مکانیزم‌های مختلف حداکثر باری که کمترین مقدار را دارد جواب مسئله است. می‌توان به کار خود اطمینان بیشتری داشت اگر که بارهایی که به این ترتیب به دست آورده می‌شوند همواره بیشتر از مقاومت واقعی باشند. به این علت به این روش حل کران بالایی گفته می‌شود. (upper bound)

مقاومت یک لوله‌ای گسیختگی:

معمولاً در تعیین مقاومت یک مقطع، مقطع را در شرایطی در نظر می‌گیریم که آرماتورها عمود بر آن هستند. در تیرها که این وضعیت درست است دال‌ها نیز عموماً آرماتورهایی را در نظر می‌گیریم که عمود بر یکدیگر دهانه در جهت مقاومت آرماتورها عمود از رابطه زیر به دست آورده می‌شد:

$$\begin{cases} a = \dfrac{A_s \cdot f_y}{0.85 f_{cc} \cdot b} \\ M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \end{cases}$$

حال می‌خواهیم ببینیم اگر آرماتورها با آرماتورها یکدیگر عمود برهم نباشند چگونه باید مقاومت را پیدا کرد؟



خط لوله

$M_n = ?$

Subject:
Year. Month. Date. ( )

تعیین مان مقاوم مدار یک فولادی مرکب براساس فرضیات زیر تعیین می‌گردد، این فرضیات ابتدا توسط پرهانرن معرفی شد و در ادبیات نیز گاهی بنام فرضیات پرهانرن نام برده می‌شود در ادبیات علم این فرضیات ضوابط گسیختگی (ضوابط تسلیم yield Criterion) نام برده می‌شود:

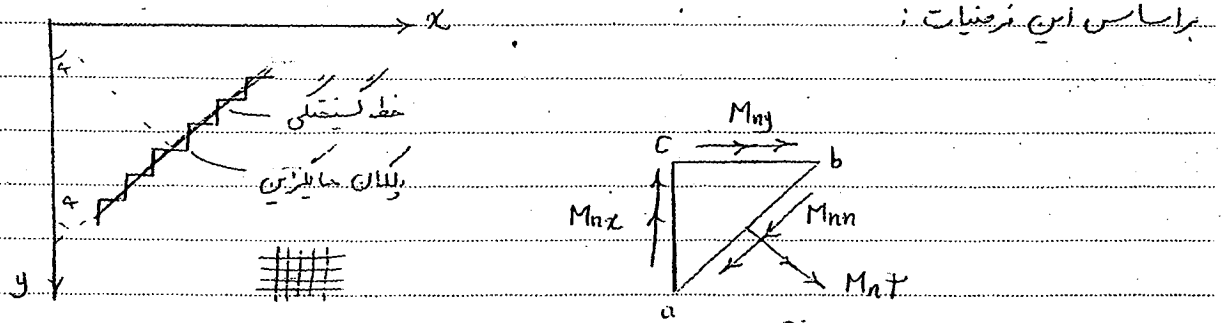
۱- خط فولادی تحت یک خط یکنواخت عرضی کرنش اضلاع این یکان در امتداد محورهای x و y قرار دارند که خود در امتداد شبکه ارماتور است.

۲- برروی فولادی که در یکان ها قرار گرفته لنگر پیش تنشی مقاومت نمی‌شود، به عبارت دیگر برروی یکانها پیش فشرده تحت امتداد است.

۳- میلگردها در جهت جاری می‌شوند.

۴- مقاومت مقطع در امتداد x و y با حجم شدن کمتر فولاد در جهت فولادها تغییر پیدا نمی‌کند.

براساس این فرضیات:



برروی شکل نشان داده شده Mnx مان مقاوم میلگردهای جهت x است که خود به صورت برداری در جهت y نشان داده شده است و Mny مان مقاوم میلگردهای جهت y است که خود بصورت برداری در جهت x نشان داده شده است. Mnn و Mnt مان مقاوم عمق و مان مقاوم پیش برروی فولادی گسیختگی است. از تعادل نیروها در شکل می‌توان رابطه Mnn و Mnt را پیدا کرد.

Subject:
Year. Month. Date. ( )

$M_{nn}.ab = M_{nx}.ac.\cos\alpha + M_{ny}.cb.\sin\alpha$

با یک این دو رابطه می توان عان مقادیر عمق و

$$\begin{cases} M_{nn} = M_{nx}\cos^2\alpha + M_{ny}\sin^2\alpha \\ M_{nt} = (M_{nx} - M_{ny})\sin\alpha\cos\alpha \end{cases}$$

بحثی در استدار لولا را حساب کرد.

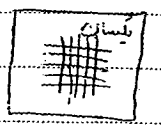
$M_{nt} = M_{nx}\, ac \sin\alpha - M_{ny}\, cb \cos\alpha$

یک لولا هم لنگر عمق مقادیر و هم لنگر پیچش مقادیر دارد.

حالت خاص: آرماتوربندی یکسان در دو جهت داریم بنابراین دال ایزوتروپ است.

Isotrop

$$\begin{cases} M_{nn} = M_{nx} = M_{ny} \\ M_{nt} = 0 \end{cases}$$



روش حل دالها:

دو روش برای حل دالها در تئوری لولاها پیشنهاد شده است، اینها عبارتند از ۱) روش کارمجازی

۲) روش تعادل نیروها.

این دو روش را به ترتیب بررسی می کنیم.

۱) روش کارمجازی:

مبنای روش کارمجازی در تحلیل سازه ها است که به صورت زیر بیان می شد:

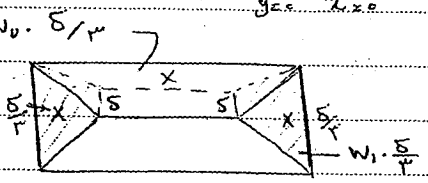
اگر یک سازه که در زیر اثر یک سیستم بار در حال تعادل است تغییر شکل مجازی کوچکی اعمال شود مجموع کل کار انجام شده توسط کل نیروها صفر است. این اصل به این جای رسد که کل کاری که توسط نیروهای خارجی انجام می شود

Subject:
Year. Month. Date. ( )

برابر کل کاری خواهد بود که توسط نیروهای داخلی انجام می شود. این اصل ها منظور که می دانیم در حل سازه‌های نامعین کاربرد دارد. با این اصل در تحلیل سازه‌ها آشنا هستیم حال کاربرد آنرا در اینجا بینیم:

a) کار انجام شده توسط نیروهای خارجی: اگر به دال تغییر شکل مختصری در جهت تأثیر داده شود نیروهای تأثیر که به دال وارد می شوند کار انجام می دهند. کافی است مقدار نیرو را در هر نقطه در تغییر مکان بر روی همه ضرب کنیم و همه را با هم جمع نماییم. اگر قطعه کوچکی با ابعاد Δx و Δy در نظر گرفته شود مقدار بار وارده بر آن $w_0 . dx . dy$ است. کافی است این بار را در تغییر مکان نقطه ضرب کرده و همه را با هم جمع کنیم:

$$\text{کار خارجی } W_E = \int_{y=0}^{b} \int_{x=0}^{a} \delta(x,y) . w_0 . dx . dy = \sum w_0 . \Delta$$



معمولاً نیازی به انتگرال گیری نیست. w_0 کل باری است که به یک قطعه دال وارد می شود و Δ تغییر مکان مرکز ثقل آن است.

b) کار نیروهای داخلی: همانطور که قبلاً عنوان شد در این تئوری فرض بر آن است که ما قطعه در حال تغییر شکل داریم که به صورت دوران هستند. بنابراین تنها نیروی داخلی که کاری انجام می دهد همان است و این همان لنگر خمشی است چرا که ما قطعه با دوران حول لولا سروکار داریم. در لولا دورانی غیر از امتداد لولا نداریم، از اینرو تنها کاری انجام می دهد همین برش موجود در لولا نیز کاری انجام می دهد چون در جهت لولا نسبت به هم جابجایی ندارند پس نیروی داخلی بکار افتاده در تغییر شکل مجازی کاری است که در لولا انجام می شود.

کار داخلی از حاصل ضرب لنگر در دوران بدست می آید:

(لنگر ما تمام خمشی در واحد عرض) (طول لولا)

$$W_i = \sum \underbrace{M_{nn}}_{\text{لنگر}} . l . \underbrace{\theta_n}_{\text{دوران}}$$

(کل لنگر)

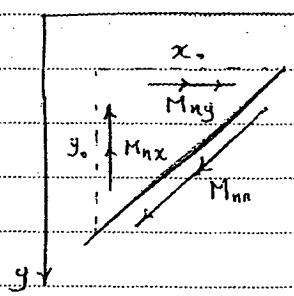
Subject:
Year. Month. Date. ( )

بنابراین اصل کار مجازی بصورت زیر است:

$$\sum W_0 \cdot \Delta = \sum M_{nn} \cdot l_0 \cdot \theta_n$$

کار داخلی انجام شده در لولا ها برحسب مؤلفه های آن در امتداد محورها:

برای تعیین کار داخلی لولا ها می بایستی عمان تقارم لولا را در میزان دورانی که حول لولا ایجاد می شود ضرب کنیم و بعد این حاصل ضرب را در همه لولا ها با هم جمع نماییم. در عمل پیدا کردن دوران نزدیکترین حول یک لولا مشکل است و به یک سری عملیات هندسی برخورد می کنیم که معمولاً ساده نیست. این است که سعی شده کار انجام شده حول لولا بصورت مؤلفه های آن در امتداد محورهای x و y نوشته شود. بعد از پیدا کردن دوران حول محورهای x و y کار ساده تری است:



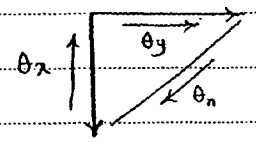
$$M_{nn} = M_{nx} \cos^2\alpha + M_{ny} \sin^2\alpha$$

کار داخلی لولا $M_{nn} \, l_0 \, \theta_n = (M_{nx} \cos^2\alpha + M_{ny} \sin^2\alpha) \, l \theta$

$$= M_{nx} \, y_0 \cos\alpha \, \theta_n + M_{ny} \cdot x_0 \cdot \sin\alpha \cdot \theta_n$$

$$\text{کار انجام شده (داخلی)} = M_{nx} \, y_0 \, \theta_x + M_{ny} \, x_0 \cdot \theta_y$$

$$\begin{cases} \theta_x = \theta_n \cos\alpha \\ \theta_y = \theta_n \sin\alpha \end{cases}$$



به این ترتیب ها بطور کلی حظه می شود برای آنکه کار داخلی در امتداد یک لولا محاسبه شود می توان لولا را بردی دو کور x و y تصویر کرد و کار داخلی حول دو کور x و y را پیدا کرد. بدین معنا که عمان تقارم حول x در تصویر لولا حول محور x و در دوران حول محور x ضرب شود و به همین ترتیب روی محور y و این کارهای

Subject:
Year. Month. Date. ( )

داخلی با هم جمع می شوند. بنابراین محاسبه کار داخلی به راحتی سرعت انجام شده می توان مولفه ها را نوشت.

1

به مثال ها مراجعه شود.

۲) روش تعادل نیروها:

در این روش هر قطعه از دال که توسط شبکه لوله ها جدا شده را می توان به صورت جداگانه در نظر گرفت

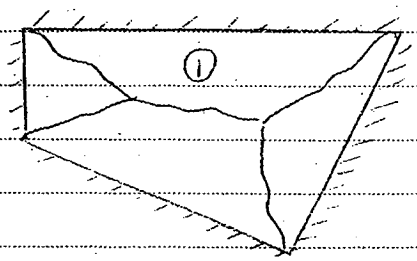
و رابطه تعادل بین نیروهایی که به آن وارد می شود را نوشت. با نوشتن روابط تعادل برای همه قطعات

می توان مجهولات از جمله حداکثر باری که به دال وارد می شود را محاسبه کرد.

در دال ساده متقارن فرض می کنیم شبکه لوله

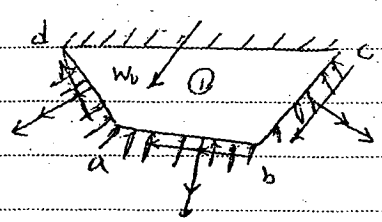
به صورت نشان داده شده باشد در رابطه تعادل،

هریک از قطعات جداگانه در نظر گرفته می شوند



و نیروهای وارد شده به اضلاع وارد می شود بررسی

آنها انجام داده شده و بعد رابطه تعادل برای این



نیروها نوشته می شود. ببینیم نیروهایی که به یک قطعه وارد می شوند چگونه اند؟

نیروهای یک قطعه شامل ۱) نیروهای خارجی است که وضع آنها روشن است در اینجا صحبت از بارگذاری

است و مقدار دقیق حداکثر مقداران هستیم بنابراین تعداد بار بصورت یک یا چند تمرکز وارد می شود.

۲) نیروهای داخلی هستند که در لوله ها وجود دارند. این نیروها شامل لنگر خمشی، نیروی برشی، نیروی

محوری اند و را ما قبلاً به دست آورده ایم بنابراین با توجه به آنکه شبکه آرماتور درست است و

www.vepub.com
Publish Your Mind

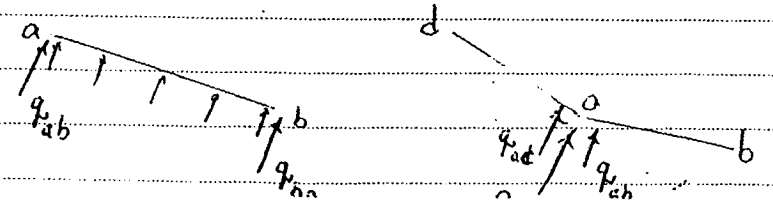
Subject:
Year. Month. Date. ( )

لنگرهای مقاوم در جهت x و y معلوم شد حالا می‌توانیم لنگر خمشی مقاوم را برای هر لولا پیدا کنیم به این نقاط شکلی نداریم. اما در لولا برش نیز وجود دارد مقدار این برش روشن نیست و پیدا کردن آن نیز کار ساده‌ای نیست. یعنی به راحتی روشن نیست که مقدار این برش چه اندازه می‌باشد. در زیر راجع به آن صحبت می‌کنیم. ۳) علی‌الاصل های حالت تکیه گاهی است که نا معلوم اند. اگر ما بتوانیم تکلیف برش ها را روشن کنیم آنگاه می‌توانیم معادلات تعادل را برای هر قطعه بنویسیم و بعد از حل همه معادلات مجهول ها به دست می‌آیند از جمله علی‌الاصل های تکیه گاهی و حداکثر باری که می‌توان به دال وارد کرد یعنی q_u.

روش تعادل به صورت عنوان شده است. ابتدا ببینیم با برش ها چه می‌توانیم انجام دهیم.

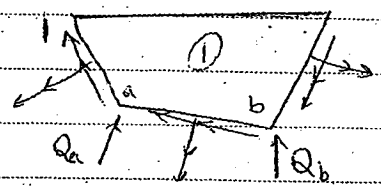
تعیین برش ها در لولا:

برای این امر کارهای ریاضی زیادی صورت گرفته است. یکی از خطوط تحقیقاتی در لولا ها همین برش است. شکل کلاسیک مسئله به این صورت است که اولاً فرض می‌شود که مقدار برش در لولا به طور یکنواخت در طول لولا پخش می‌شود. بنابراین با جاهایی که ما با برش کنترل سروکار داشتیم باشیم این برش را مشخص کرده و به صورت بار متمرکز در راس انتهای لولا تراز می‌دهیم. حالا بردارهای متمرکزی که به یک گره می‌رسند را با هم جمع کرده و به صورت یک نیروی واحد در می‌آوریم. آن را نیروی گره‌ای می‌نامیم. در شکل این مطلب نشان داده شده است:



Subject:
Year Month Date ( )

به این ترتیب خط موثر به صورت شکل زیر در می آید:



بنابراین سیستم معادل به تعیین نیروی گره ای معادل

برخورد لولاها می شود برای این سیستم کار تکنیکی

زیادی صورت گرفته و مکانیزم های متعددی مطرح شده است سرانجام به یک تئوری نسبتاً طولانی ختم

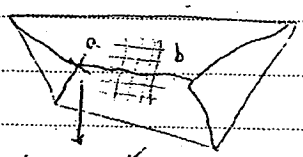
شده که بعضی از نتیجه گیری های آن که در عمل کاربرد دارد به شرح زیر است (برای جزئیات بیشتر می توان

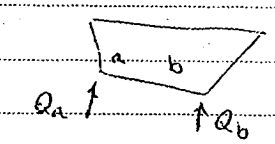
به ادبیات مراجعه کرد کتابهای پرهانزن یا پارک):

۱- نیروی گره ای در تقاطع سه لولای غیرخطی درصورتی که لنگرهای ناشی از یک سیکل آرمانی

باشند برابر صفر است مشروط بر آنکه کلیه خطوط مثبت و یا کلیه خطوط سفتی باشند. سیکل آرمانی کاری

می تواند ایزوتروپ یا اورتوتروپ باشد یعنی در دو جهت یکسان یا متفاوت باشد.

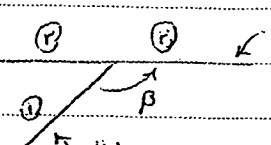




$Q_a = Q_b = 0$

۲- نیروی گره ای در محل برخورد یک لولا با لبه آزاد: لبه آزاد را می توان یک لولا به حساب آورد با این حصوصیت

که لنگر مقاوم در امتداد آن صفر است.



نیروی گره ای در محل برخورد این دو به صورت زیر است

$$\begin{cases} Q_{12} = -M_n \cot g\, \beta \\ Q_{13} = -Q_{12} \end{cases}$$

این رابطه در شرایطی برقرار است که استاد آرمانی

عمود بر لبه آزاد باشد.

Subject:
Year. Month. Date. ( )

اگر امتداد آرماتور عودی لبه آزاد برد:

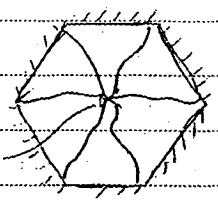
$Q_{12} = -M_{n_1} \cot(13) - M_{t_1}$ ← مان مقاوم پیچشی لوالا

$Q_{13} = -Q_{12}$ ← مان مقاوم خمشی لوالا

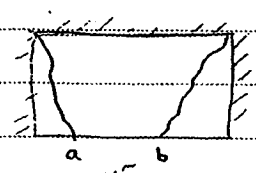
M_{n_1} مان مقاوم خمشی لوالا متأثر از مکعب آرماتور است و M_{t_1} مان مقاوم پیچشی لوالا.

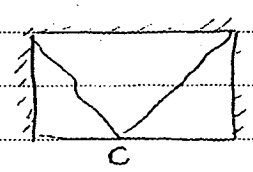
این دو مکعب گیری در حال دالها به ما کمک می کند.

۳- در مواردی که تعداد چند لوالا در یک نقطه همدیگر را قطع می کنند، منظور آنکه تعداد لوالاها از ۲ بیشتر باشد درجه‌ای که آرماتورگذاری در دو جهت یکنواخت باشد همه لوالاها یا مثبت باشند و یا منفی و ضمناً کلیه تکیه گاهها یا ساده باشند یا گیردار (همه یکسان باشند و مخلوط نباشند) نیز یک گره ای صدرات.



۴- در کاربرد تقاطع لوالا با مرز آزاد - این نکته هم باید توجه داشت ← که برای عمل تقاطع هیچ گونه قیدی نباید وجود داشته باشد و لوالا باید مؤثری در سطر آخر منتهی شود که عمل تقاطع آزاد باشد.



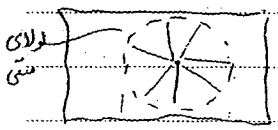


روابط را برای a و b می توان نوشت ولی برای c نمی توان نوشت

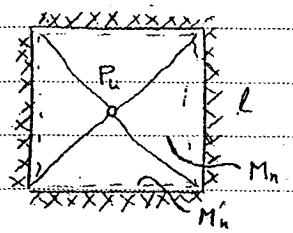
Subject:
Year. Month. Date. ( )

تحلیل حال زیر اثر بارهای متمرکز :

اگر حال زیر اثر بارهای متمرکز قرار گیرد و بخواهیم حداکثر بار را پیدا کنیم روش کار درست مانند حالهای زیر اثر بار یکنواخت است. در این جا هم ما از روش اصل کار مجازی استفاده کرده و حداکثر بار را بدست آوریم. معمولاً نقطه ای که زیر اثر بار قرار دارد تغییر مکان مجازی می دهیم و تساوی کارهای انجام شده داخلی و خارجی را می نویسیم تنها تفاوت مسئله شکسته شدن حال در اطراف بار متمرکز است. بار ممکن است خرد نشده باشد که حال را بشکند. اگر آرماتورگذاری یکنواخت باشد شکست حال معمولاً بر روی محیط یک دایره اتفاق می افتد و بر روی این محیط لنگرهای خمشی منفی خواهیم داشت و همزمان با آنها در امتداد شعاعی لنگرهای مثبت داریم. این بدان معنی است که ما با تعداد زیادی لولای + یک لولای - سروکار داریم. لولاهای مثبت در امتداد خطوط شعاعی و لولای منفی متمرکز بر روی محیط دایره هستند. این پدیده در دالهای زیر اثر بار متمرکز مشاهده می شود و باید در اینجا وارد شود.



ابتدا امتحانی در این ارتباط بررسی می کنیم :

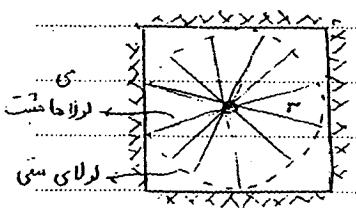


در این مثال اگر هم نقطه ای که در زیر P_u قرار دارد تغییر مکان داده شود با نوشتن اصل کار مجازی داریم :

برای هر یک از سطرها کار داخلی را حساب کرده و در ۴ ضرب می کنیم :

$$l(M_n + M_{n'}) \times 4 \cdot \frac{\delta}{l/2} = P_u \cdot \delta \quad \Rightarrow \quad P_u = \Lambda(M_u + M_{u'}) \;\; T\text{-}m/m^*$$

حال این سقف را به صورت زیر حل می کنیم :



یکی از مدهای شکستگی که دال ممکن است بآن روبرو شود در شکل نشان داده شده است که به راحتی قابل درک است

Subject:
Year. Month. Date. ( )

دال مفروض زیر اثر بار متمرکز P_u بوسط با این حرکت می کند و در اطراف علائم شکست می شود و شکل آن ا
:

1

که در استاد سرفاع ها تقاری منفصل مثبت تشکیل شده است

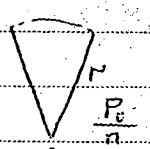
برای پیدا کردن این بار یکی از یک ها را در نظر می گیریم فرض کنیم دایره به n قسمت مساوی تقسیم شده ا

بنابراین هر یک سهم $\frac{P_u}{n}$ از بار را تحمل می کند. حال اگر مطابق قبل با به کاربردن اصل کار مجازی

رابطه بصورت زیر است:

$$(M_n + M_n') \times \frac{2\pi}{n} \times \frac{\delta}{2} = \frac{P_u}{n} \delta$$

$$P_u = 2\pi (M_n + M_n')$$



در مورد چپری P_u عدد لوچلیری است (۶٫۲۸ در مثال ۸). بنابراین دال مربع شکل به مثل دوم شکست

خواهد شد. این دال در آزمایشگاه زیر اثر بار قرار داده شده و مورد شکست به ترتیبی که در بالا عنوان شد دیده

شده است از اینرو تئوری چپری در مورد دالهای زیر بار متمرکز صحیح است.

کار داخلی انجام شده در لوله های چپری:

مدلی که در مثال بالا دیدیم در دالهای که زیر اثر بار متمرکز قرار می گیرند مشاهده می شود، این بیان شباهت

که فرض تشکیل لوله های چپری صحیح است. حال می خواهیم یک عبارت کلی برای کار داخلی در چپر ها

بنویسیم:

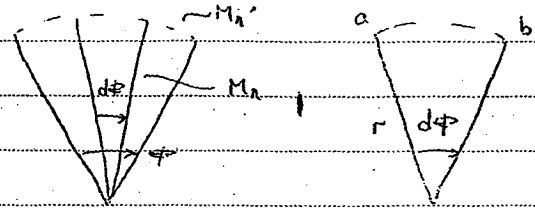
چپر زیر را در نظر می گیریم که قسمتی از یک دایره را تشکیل می دهد، زاویه چپر ϕ است. در چپر ها نظر

که ملاحظه می شود هم لوله های مثبت و هم لوله های منفی در مرز وجود دارد. مانهای مقادیر این را به ترتیب

M_n و M_n' می نامیم اگر قطعه لوچلیی از دال را ببریم می توانیم رابطه کار داخلی را برای این

Subject:
Year. Month. Date. ( )

مقدمه کوچک بنویسم :



$$dW_i = M_n \theta_n . l_0 = (M_n + M_n') . r d\Phi . \frac{\delta}{r} = (M_n + M_n') \delta . d\Phi$$

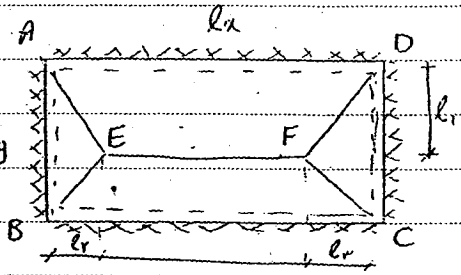
$$W_i = \int_0^{\Phi} (M_n + M_n') . \delta . d\Phi = (M_n + M_n') \delta . \Phi$$

با توجه به این رابطه می توانیم کار داخلی انجام شده در داخل جیتر را با کار داخلی انجام شده در سایر قسمتها جمع

کنیم و مثالها را حل کنیم.

کاربرد روش لولاهای کینماتیکی :

از رابطه کلی لولاها برای دالهای مستطیلی زیر اثر بار یکنواخت :



یک دال مستطیلی شکل که در 4 قسمت روی تکیه گاهها نشسته است

در حالت کلی دارای شکل زیر برای لولاهای کینماتیکی است.

اگر تکیه گاهها گیردار باشند در تکیه گاهها لولای منفی داریم و اگر ساده باشند و یا یکی از آنها ساده باشد

بر روی آنها لنگر منفی نداریم که می توانیم آنرا به لنگر مثبت تبدیل کنیم.

در این دال ما همواره لولاهای مثبت خواهیم داشت تنها کل تشکیل آن روش نیست. شکل کلی لولاها در

این دال بصورت نشان داده شده است. ضلع EF موازی با ضلع بالا و پایین است و می تواند موازی

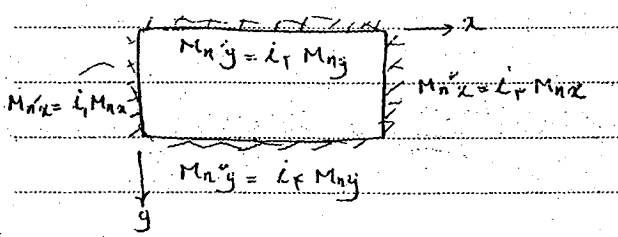
نباشد چون AB و BC موازی اند.

محل نقاط E و F بدلخواه است و این کل ها را برای تمام با پارامترهای l_1 و l_2 و l_3 حل کرد

Subject:
Year. Month. Date. ( )

توجه شود که l_2 و l_4 الزاماً با هم مساوی نیستند؛ اگر شرایط انتهایی بردی در ضلع کوچک یکسان باشد l_2 و l_4 برابرند. در غیر اینصورت خیر.

لنگرهای تمام دال بردی تکیه گاهها را می‌توان به صورت ضرایبی از ماهای تمام مثبت در نظر گرفت.



M_{nx} : لنگر تمام مثبت در جهت x

M_{ny} : " " " " y

همانطور که ملاحظه می‌شود لنگر تمام بتنی روی تکیه گاهها با ۴ پارامتر i_1، i_2، i_3 و i_4 مشخص می‌شود هرکدام از آنها که صفر باشد به معنی آن است که تکیه گاه ساده است. مثلاً اگر i_4 صفر باشد یعنی دال بردی تکیه گاه کوچک سمت راست ساده است.

علاوه بر این پارامترها، ما می‌توانیم M_{nx} را مبنا قرار دهیم و داشته باشیم: $\frac{M_{ny}}{M_{nx}} = \lambda$

بنابراین ترتیب ما در یک دال مستطیلی که زیر اثر بار یکنواخت قرار دارد علاوه بر لنگر تمام M_{nx} با ۵ پارامتر روبرو خواهیم بود: λ، i_1، i_2، i_3، i_4

می‌توانیم این دال را در حالت کلی حل کنیم. هر روش کار بردی و متداول را می‌توان به کار گرفت، مشکلات رایانه‌ای و مجهولات را بدست آورد و بدنبال این مسئله حل شده است و جواب آن در صفحه ۱۱ مثالها ارائه شده است.

$$\omega_u = \frac{9 M_{ny} \cdot \lambda \cdot y^2}{l_y^2 (l_y/l_x)^2 \left\{ \left[\left(\frac{x}{y}\right)^4 + 3\lambda \left(\frac{l_x}{l_y}\right)^2 \right]^{1/2} - \frac{x}{y} \right\}^2}$$

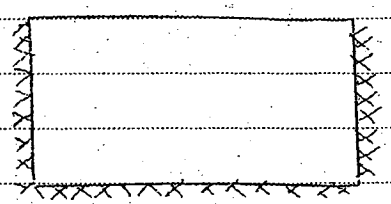
$$\begin{cases} x = \sqrt{1+i_1} + \sqrt{1+i_3} \\ y = \sqrt{1+i_2} + \sqrt{1+i_4} \end{cases}$$

Subject:
Year. Month. Date. ( )

همانطور که در صفحه 11 دیدیم شرط مسئله دال مستطیلی زیر اثر بار یکنواخت به راحتی قابل حل است

و جواب ها در حالت کلی ارائه شد.

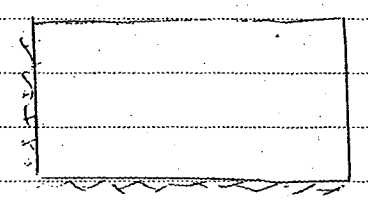
حل دال مستطیلی بر روی سه تکیه گاه:



حل این دال نیز در صفحه 12 مثالها ارائه شده است. با پارامترها و نهایی همتر که قبلاً تعریف شد

در اینجا نیز مشکلت وجود دارد که هر دو با یه بررسی میشود.

دال مستطیلی بر روی دو تکیه گاه:



حل این دال در صفحه 13 ارائه شده است و پارامترها

شابه قبل هستند

کاربرد روش لولاهای پلاستیکی:

همانطور که در بالا ملاحظه شد برای دالهای مستطیلی که معمولاً در ساختمانها ترا می گیرند روابط کلی وجود

دارد می توان از آنها استفاده کرد. در مورد سایر دالها با شکل های دیگر نیز می توان این روابط را

نوشت. به طور کلی کاربرد روش لولاها نسبتاً ساده است. این روش می تواند کاربرد خوبی داشته

باشد ولی با ظهور امکانات ماشینی طبعاً این روش کاربرد خود را از دست داد.

اما این روش در یکی از حالات مفید است. این حالت در زیر عنوان می شود:

همانطور که در روابط کلی دیدیم مقدار بارهای که می توان به دال وارد کرد، وابسته به میزان ممان مقاوم دال در یک جهت

Subject:
Year. Month. Date. ( )

و یک پارامتر دیگر است. اگر این پارامترها درست باشند می‌توان بدنه را پیدا کرد. اما نکته قابل توجه آنکه

این پارامترهای پیکسل را طراح می‌تواند به دلخواه خود انتخاب کند و بدنه را پیدا کند. این آزادی عمل در

حال حاضر در امکانات ماشین وجود ندارد.

در تکنیک‌های ماشینی یا باید تکیه‌گاه را بصورت گیردار تعریف کرد و یا بصورت ساده می‌توان عمل کرد

که این تکیه‌گاه گیردار است و یا همان مقادیر آن نصف مال متادم ثبت است. حتی در مورد همان

ثبت هم ما اختیاری نداریم. دال بصورت طبیعی متادخود را ارائه می‌دهد و ما نمی‌توانیم دال دیلیت کنیم

چگونه رفتار کند اما در بررسی توابع این امکان وجود دارد.

با انتخاب Max و Min می‌توان دال دیلیت کرد که بار چگونه به تکیه‌گاه رسانده شود. در این جا طراح

خود حاکم است. این حضوری است که در بررسی توابع وجود دارد. می‌توان از آن استفاده کرد.

مثلاً در یک دال مستطیلی که طول یک ضلع ۲ برابر دیگری است می‌توان دال دیلیت کرد. ۹۰٪ بار

در جهت بزرگتر منتقل شود. برای این کار کافیست با همان مقادیر در جهت بزرگتر را بیشتر انتخاب

کنیم تا نتیجه فوق حاصل شود.

البته انتخاب پارامترها پیامدهای نیز هم دنبال دارد که طراح باید خود را برای آن آماده کند.

مثلاً اگر در دال مستطیلی بالا تصمیم گرفته شود بار در جهت بزرگتر منتقل شود باید توجه داشت که

این تصمیم خلاف رأی طبیعت است. طبیعت دال حکم می‌کند که بار در جهت کوچکتر منتقل شود. یعنی

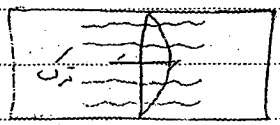
دیاگرام همان در جهت کوچکتر اعداد بزرگتری بدست می‌دهد حالا که آن دیلیت شده بار در جهت بزرگتر منتقل شود. این امر

Subject:
Year. Month. Date. ( )

به هم می خورد. هنوز دیاگرام عمان درجهت کرچکتر لنگر بزرگتری نشان می دهد ولی چون نوار وجود ندارد حال

ترک می خورد. بدی که درجهت کرچکتر عمای تحمل نمی شود و بارها تا درست بزرگتر متحمل می شود. حال باید دید آیا می توا

این ترک را پذیرفت یا نه؟



اگر می توان مشکلی وجود ندارد و در اینجا دال به مانند نوارهای طراحی کند در

جهت بزرگتر به کار گرفته شده اند مشکلی هم ندارد. معمولاً مسئله در حل این چنین مطرح می شود، ما می توانیم درجهت

کرچکتر مقداری آرماتور بیشتر بنی کنیم که دال زیانه از حمله ترک کردن و تکه تکه ساز نشود. ولی سمت اعظم

بار درجهت بزرگتر متحمل شود. به عبارت دیگر در این جا هنوز بحث انتخاب مطرح است و مهندس می تواند انتخاب

راشته باشد ولی در انتخاب خود باید مسائل مربوط به بهره برداری را رعایت کند. توصیه آن است که در انتخاب

پارامترها، شکل تغییر شکلهای ارتجاعی دال توجه شود. در واقع، شکل دیاگرام عمان درحالت ارتجاعی توجه برد.

مثلاً اگر تحلیل ارتجاعی نشان داد که دیاگرام عمان درجهت کرچکتر بزرگتر است در انتخاب پارامتر مربوطه در این جهت

آن را بیشتر نگرفته بلکه برای آن عددی قائل شد.

تأثیر بعدی در حالهای مختلفی آن است که در حالتی که دال بر روی یک پایه گاه ساده است پارامتر λ را به صورت

زیر در نظر گرفت: $\lambda = 1 - 0.5\nu$، در موارد ضروری می توان عدد 0.5ν را به 0.33ν کاهش داد، یعنی

در یک جهت ۲ برابر جهت دیگر در نظر گرفته می شود.

در مورد ν نیز معمولاً تغییرات بین $0.5\nu \leq \nu \leq 0.2$ است. ۲ عدد مربوط به گیرداری کامل است و 0.5ν معمولاً

گیرداری اندک است. گاهی ارتعاشات می توان تا عدد 0.33ν هم پایین آورد

Subject:
Year. Month. Date. ( )

اگر به خاطر داشته باشیم در مورد دالها گفته شد حداقل $\frac{1}{3}$ آرماتورهای مثبت باید بصورت آرماتور ممتد برروی

تکیه گاهها قرار داده شوند و در این حالت ۳۳٪ در نظر گرفته شده است

علاوه بر شرایط دال در حالت جدی ترک خوردگی مسائل اقتصادی نیز مطرح است اگر به دال حکم بشود که

بصورت یک طرفه عمل کند باید دید از نظر اقتصادی این بدل بصرفه است یا نه مثلاً اگر به دال حکم

بشود باید جهت برگشت تنش کنترل کند مطمئناً مصرف میلاد بالا خواهد رفت بنابراین یکی دیگر از مسائلی که در انتخاب

پارامترها وارد می شود بحث اقتصادی انتخاب هاست

بررسی دال از نظر اقتصادی تاحدی مورد مطالعه قرار گرفته و در ادبیات مربوط به دالها وجود دارد می توان به آن

مراجعه کرد همچنین با تغییر پارامترهای مختلف بر روی عملکرد دال در حالت جدی بهره برداری نیز مورد مطالعه قرار

گرفته در ادبیات موجود است

مسئله دیگری که در مورد دالها مورد بررسی قرار گرفته چگونگی قطع میلگردهاست اگر بخاطر داشته باشیم در شروع

درس مربوط به دالها عنوان کردیم که فرض بر آن است که آرماتورگذاری در سراسر دال یکنواخت باشد هم

در مورد مان مثبت و هم در مورد مان منفی. بنابراین موضوع قطع میلگردها بطور کلی منتفی است و این مسئله

به لحاظ اقتصادی زیانبار است. قطع نکردن میلگردهای مثبت را تاحدی می توان پذیرفت ولی در مورد مان های

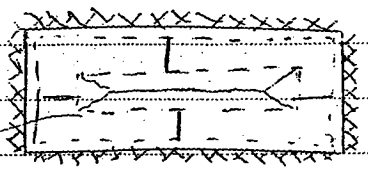
منفی قدری زیاده از حد است. چرا که ناحیه ای از دال که زیر اثر مان منفی قرار می گیرد نسبتاً زیاد است

بنابراین اگر میلگردها را در سراسر دال بکار بریم آن را به مقدار قابل ملاحظه ای تلف کرده ایم پس موضوع

قطع میلگردهای منفی تحت مطالعه قرار داده شده و نتایجی بدست آورده شده است.

Subject:
Year. Month. Date. ( )

اگر فکر کنیم آرماتورهای بتنی فقط در تردیک تکیه گاهها وجود داشته باشند و در مکانی که نشان داده ایم قطع شوند، آنگاه می توانیم فکر کنیم که یکی از اندامهای شکست خمشی به این صورت است که در محل قطع میلگردها، لوالای بتنی با همان صفر تشکیل شده است بنابراین حال



ملزم است در مقابل نیروی صورت نشان داده شده بایستد.

می توان مطالعه کرد که آیا در صورت پیش آمدن چنین مکانیزمی با رفتار آن تعیین کننده خواهد بود یا نه؟

می توان این بار را تعیین کرد و با بار اصلی مقایسه نمود. با توجه به آن که ما برای محل بتنی در مورد تکیه گاهها همان تمادی نرتظر می گیریم طبیعی است که اگر بتنی تردیک آن وجود داشته باشد و همان سربرط صدق باشد بار (سربرط می تواند تعیین کننده باشد این موضوع هم در ادبیات بطور مفصل بیان شده و روابطی برای قطع میلگردها بدست داده شده است.

والسلام، بن عام

www.vepub.com
Publish Your Mind

Subject:

Year. Month. Date. ( )

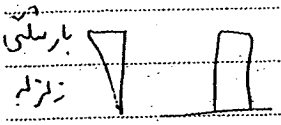
Subject:
Year. Month. Date.

$$\Sigma f = (\sigma_{r,r})\,d\theta - (\sigma_{r,r})_1\,d\theta + (\tau_{r\theta})_2\,dr - (\tau_{r\theta})_1\,dr - (\sigma_\theta)_2\,dr\,\frac{d\theta}{2}$$

$$- (\sigma_\theta)_1\,dr\,\frac{d\theta}{2} +$$

$$\sigma_{\theta r} = -\sigma_\theta \cdot \sin\frac{d\theta}{2}\cdot dr, \quad \frac{d\theta}{2} \longrightarrow \sin\frac{d\theta}{2} = \frac{d\theta}{2}$$

حالت بارسلی:



$$\frac{P}{W} = \frac{11/20 + 1/2\gamma_W}{1 + \frac{3}{4\gamma_W} + \frac{K_W}{K_f}}$$

$$K_B \longrightarrow \infty, \quad \frac{P}{W} = \frac{11/10 \cdot K_f}{K_f + K_W}$$

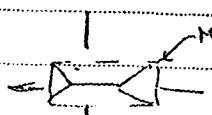
γ_W دهنه این سازه یک تعریف دارد و همان است که در سر بارگذاری تعریف شد.

روش مثلثه سنتی در حالتی که در سیستم کشش وجود دارد:

با توجه به اینکه در روش مثلثه سنتی وجود دیوارها تداوم مسلح مجموعه‌ای که با پایه‌ها را پیش ایجاد می‌کند را سد یک برابر دارد عمل کرد.

Subject:
Year. Month. Date. ( )

طرز تفکر به صورت زیر است که ما کلیه آدیاتوارهای بتنی مقاوم در برابر خمش و برشل قلع شوند.



دلیل از بین رفتن شکست در دال، این است که در کل مقاطع سالم باشد

و لای بتنی با مان نیز شکیل شده است. بنابراین دال در شکست می‌تواند مقاومت کند آیا این صحیح

صحیح مقاومت باران مواجه می‌شود می‌تواند این بار را تحمل کند با توجه به اینکه مابرای سان

دیگر یک بتن تریلیک ایجاد کنیم که این موضوع نیز در ادبیات موجود

مقاومت بر شکست وسایطی برای کل مقاطع سالم انجام داده شده است. بنابراین این روابط را دیده

(Park طراحی دالها)

دوشنبه ۲۱ اسفند ماه ۱۳۹۵

دانلود جزوات بیشتر در
www.vepub.com
Publish Your Mind