بسمه تعالی

نام جزوه: بارگزاری

نام استاد: دکتر عباسی

دانشگاه: تهران

(پیگیری)

نحوهٔ مطالعه پروژه های ساختمانی

ایدهٔ اولیه : برحسب نیاز ایجاد می شود.

مراحل مطالعاتی و اجرا:
- مرحله اول (شناخت داراییه خطوط کلی طرح ، برآورد طرح منتخب)
- مرحله دوم (تهیهٔ طرح و نقشه های اجرایی)
- مرحله سوم (اجرا با توجه به بودجه تخصیص یافته)

نقشه های اجرایی
برآورد
مشخصات عمومی پیمان
" خصوصی "
" فنی عمومی "

در مرحلهٔ دوم ، اسناد مناقصه تهیه می شود.

* اسناد مناقصه :
  - نقشه های اجرایی
  - برآورد
  - مشخصات عمومی پیمان
  - مشخصات خصوصی پیمان
  - مشخصات فنی عمومی پیمان
  - مشخصات فنی خصوصی پیمان

* مرحلهٔ سوم : - کارفرما - مشاور - پیمانکار

◀ پارامترهای لازم برای یک سازه : - ایمنی - خدمت پذیری - اقتصادی

ایمنی ← مقاومت > بارهای وارده (L < S) (در این شرط باید دو کمیت هم جنس باشند)
خدمت پذیری ← مقدار نشست کمتر از حد مجاز باشد.

★ وقتی برای یک تیر بار مجاز تعیین می کنیم منظور این نیست که با قرار دادن بار بیشتر ، سازه تخریب می شود بلکه ریسک تخریب بیشتر خواهد شد.

www.tnar.ir

باید از ضرایب اطمینان به گونه‌ای استفاده کنیم که همواره مقاومت از بار بیشتر باشد.

+ سازه باید ایمنی کامل داشته باشد. ایمنی مهم‌ترین پارامتر در طراحی است.
← بار متمرکز ظرفیت (بار متمرکزی که موجب تخریب سازه می‌شود) باید از بار متمرکز قرارداده شده بر روی سازه بزرگتر باشد.

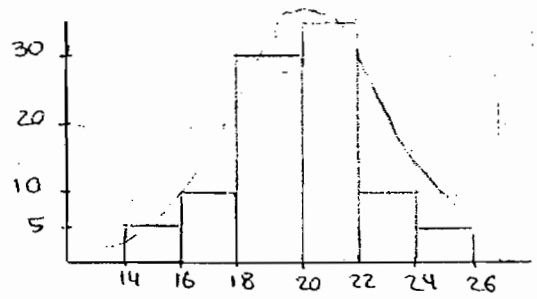
تعریف ایمنی: ایمنی در مقابل ترکیبات بارگذاری وارده خراب نشده و شرایط بهره‌برداری (عدم ارزش یا خیز زیاد)، در توجیه اقتصادی داشته باشیم

+ S_1 و S_2 متغیرهای تصادفی هستند و قطعیت ندارند. $S > L$ → شرط ایمنی
(مقاومت، بار وارده)

به طور مثال: نمونه‌های بتنی را که آزمایش مقاومت فشاری (برای نمونه‌ای که انتظار می‌رفت مقاومتش 20MPa باشد) قرارداده‌ایم و نتایج زیر بدست آمده است:

تعداد نمونه	مقاومت (MPa)
5	24-26
15	22-24
30	20-22
35	18-20
10	16-18
5	14-16

* نتایج بدست آمده نشان دهنده عدم قطعیت است.

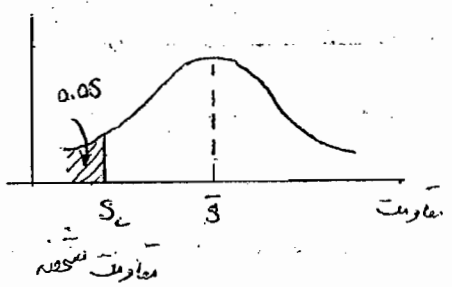


← اگر طراحی ما براساس شکل بدی باشد، یعنی طراحیم مقاومت از مقاومت طراحی بیشتر شود.

← میانگین یک متغیر تصادفی گسسته

$$\mu_x = m_x = \sum_{i=1}^{n} x_i p(x_i)$$

↑ احتمال وقوع



www.ttnar.ir

$$\begin{cases} \bar{x} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} x_i \\ \sigma_x^2 = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} (x_i - \bar{x})^2 \end{cases}$$

← امید ریاضی یا میانگین

(درصورتی که احتمال وقوع یکسان باشد)

σ_x : انحراف استاندارد

← هرچه پراکندگی کمتر باشد، بهتر است. ضریب اطمینان را با توجه به شاخص‌های پراکندگی تعیین می‌کنیم.

متغیر پیوسته

$$\begin{cases} \bar{x} = \int_{-\infty}^{\infty} x\, f_x(x)\, dx \\ Var(x) = \int_{-\infty}^{\infty} (x-\bar{x})^2\, f_x(x)\, dx \end{cases}$$

$$S_c = \bar{S} \pm K\sigma_{\bar{S}}$$

ضریب پراکندگی $V = \frac{\sigma_x}{\bar{x}}$

پراکندگی را این‌طور می‌سنجیم.

متغیر مستقل

$$x_c = \bar{x} \pm K\sigma_x$$

• مدل‌های احتمالی برای متغیرهای تصادفی گسسته:

۱- توزیع دوجمله‌ای

$$P(X=x) = \binom{n}{x} p^x q^{n-x}$$

← درصورتی می‌توانیم از این توزیع استفاده کنیم که دو حالت شکست یا پیروزی داشته باشیم. به‌طور مثال هرخمان از آزمایش یک‌تیر، گیرنده شدن یا نشدن آن تحت بار باشد.

۲- توزیع پواسن

$$P(X=x) = \frac{e^{-\bar{x}}(\bar{x})^x}{x!}$$

مثال) وقوع طوفان‌ها در یک شهر از مدل پواسن تبعیت می‌کند. در محدوده 2 هکتاری، متوسط سالیانه احتمال وقوع تندباد 0.00025 در هرهکتار می‌باشد. در منطقه‌ای از این شهر به وسعت 3200 هکتار، مطلوبست تعیین: الف) احتمال فقط یک بار در سال در معرض تندباد.

www.tfnar.ir

$$\mu = 0.00025 \times 3200 = 0.8$$

$$P(X=1) = \frac{0.8^1 e^{-0.8}}{1!} = 0.36$$

ب) احتمال آنکه این منطقه حداقل یک بار در سال در معرض تندباد سهمگین قرار گیرد.

$$P(\text{حداقل یک بار}) = 1 - P(X=0) = 1 - 0.45 = 0.55$$

ج) حداقل یک بار تندباد در ۱۰ سال.

$$P(\text{حداقل یک بار در ۱۰ سال}) = 1 - [P(X=0)]^{10} = 0.9997$$

۴- توزیع فوق هندسی

$$P(X=x) = \frac{\binom{N_p}{x}\binom{N-N_p}{n-x}}{\binom{N}{n}}$$

n: تعداد عناصر جامعه

x: تعداد عناصر نمونه

$$\begin{cases} \mu_x = np \\ Var(x) = np(1-p)\frac{N-n}{N-1} \end{cases}$$

- متغیرهای پیوسته: نیکبختی — عمر — سرمایه

** T: دوره بازگشت → احتمال وقوع حادثه در یک سال $P(X \geq x_T) = \frac{1}{T}$

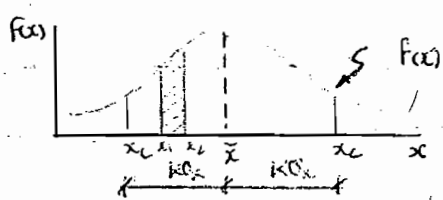
احتمال عدم وقوع $= 1 - \frac{1}{T}$

مثال: اگر دوره بازگشت طوفانی با سرعت 120 km/hr در تهران 50 سال باشد. احتمال وقوع این طوفان در 25 سال چقدر است؟

احتمال وقوع حادثه در هر سال $= \frac{1}{T} = 0.02$

احتمال وقوع حداقل یک بار در n سال $P_n = 1 - (1 - \frac{1}{T})^n = 0.33$

توزیع نرمال



$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_x} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\bar{x}}{\sigma_x}\right)^2}$$

www.itnar.ir

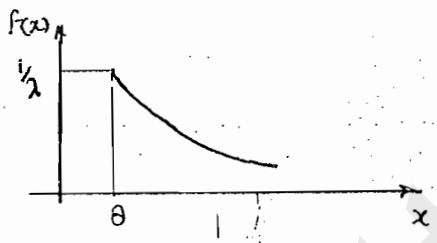
$$\int_{-\infty}^{\infty} f_x(x)\,dx = 1 \qquad \int_{x_1}^{x_2} f_x(x)\,dx = P \quad \text{(احتمال)}$$

+ هرچه پراکندگی منحنی بیشتر باشد، انحراف معیار بیشتر خواهد بود. و در نتیجه عدم قطعیت بیشتر و در نتیجه ضریب اطمینان کمتر است.

تابع توزیع تجمعی احتمال زمان $F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\,\sigma_x} \int_{-\infty}^{x} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{t-\bar{x}}{\sigma_x}\right)^2} dt$

* مقاومت مشخصه: مقاومتی است که از 5٪ نمونه‌ها مقاومتی کمتر از آن داشته باشند.

+ توزیع نمایی



تابع چگالی احتمال با توزیع نمایی:

$$f(x) = \frac{1}{\lambda} e^{-\frac{x-\theta}{\lambda}}$$

$$\begin{cases} \bar{x} = \lambda + \theta \\ \sigma_x^2 = \lambda^2 \end{cases}$$

مثال: توزیع فراوانی وقوع زلزله با بزرگی 3-5 ریشتر در یک منطقه از توزیع نمایی پیروی می‌کند. در طول 10 سال در این منطقه، 100 زلزله با بزرگی 3-5 ریشتر رخ داده که میانگین آنها 3.5 بوده است. احتمال اینکه اولین زلزله بین 3-5 ریشتری آینده بیش از 4.5 ریشتر باشد، چقدر می‌باشد؟

$$\theta = 3 \rightarrow \lambda = \bar{x} - \theta = 0.5$$

$$P(x > 4.5) = 1 - P(x < 4.5) = 1 - \left[1 - e^{-\frac{4.5-3}{0.5}}\right] = 0.05$$

$$F_x(x) = \int_{-\infty}^{x} f_x(x)\,dx = 1 - e^{-\frac{x-\theta}{\lambda}}$$

* ایمنی ساختمان تابعی از بارواردہ و مقاومت ساختمان می‌باشد.

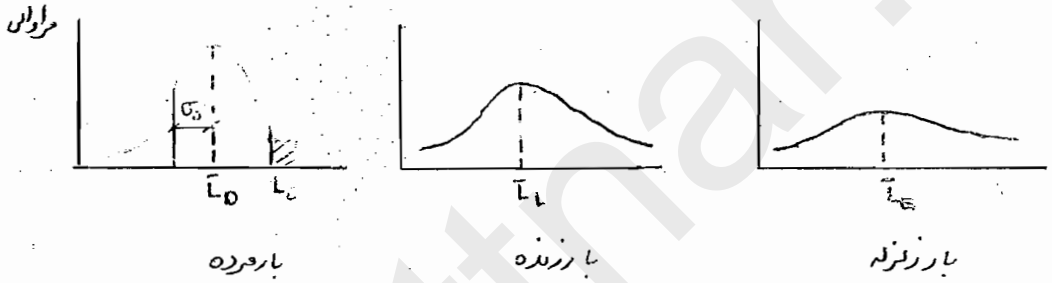
$$Z = S - L$$

(S مقاومت، L بارواردہ → برای طبیعت تصادفی (اتفاقی))

www.tnar.ir

بارهای وارد بر سازه
- بارمرده (وزن اجزای ساختمان)
- بارزنده (بار وظیفه‌ای ساختمان)
- بارهای ناشی از طبیعت محیط (باد، زلزله، تغییر درجه حرارت، برف و...)

+ بارهای مرده، بارهای ناچاری هستند. یعنی ساختمان را نمی‌خواهیم برای آنها طراحی کنیم.
+ بارزنده، باری است که طراحی ساختمان را برای آن انجام می‌دهیم.



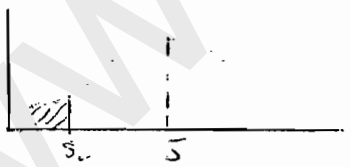
+ هرچه مخی پراکنده‌تر باشد، بتر است چون عدم قطعیت افزایش می‌یابد.

* مقاومت تأمین از مقاومت مصالح مصرفی در قطعات به کار رفته است.

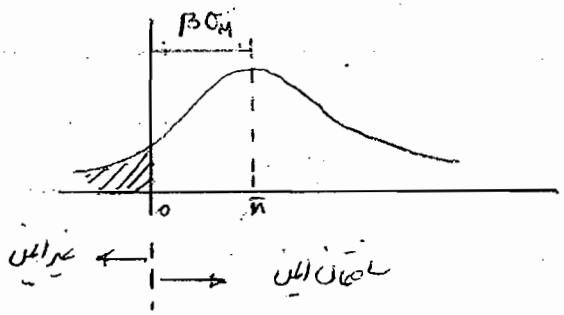
σ_S : خطای استاندارد برای مقاومت

$L_c = \bar{L} + K\sigma_L$

$S_c = \bar{S} - K\sigma_S$



حاشیه ایمنی $M = S - L > 0$



$\bar{M} = \beta\sigma_M$

اندیس ایمنی

$\beta = 3.5$ متناظر با احتمال خرابی $\frac{1}{10000}$

$\Phi\bar{S} \geq \gamma\bar{L}$ $\begin{cases}\Phi < 1\\ \gamma > 1\end{cases}$

www.tiran.ir

$\varphi \bar{S} \geq \gamma \bar{L}$ ضریب تقلیل مقاومت $\varphi < 1$

ضریب تشدید بار $\gamma > 1$

$\varphi S_c \geq \gamma L_c$ که در این حالت باید مقادیر متعادلی برای φ و γ تعیین شود.

← ضریب تشدید بار زنده و بار زلزله بیشتر خواهد بود.

$$\varphi S \geq \gamma_D L_D + \gamma_L L_L$$

$$\varphi = \frac{\bar{S}}{S_c} e^{-0.75\beta V_S} \quad , \quad \begin{cases} \gamma_D = \frac{\bar{D}}{D_c} e^{0.56\beta V_D} \\ \gamma_L = \frac{\bar{L}}{L_c} e^{0.56\beta V_L} \end{cases}$$

۲ : ضریب واندس

مثال: برپایه مطالعات آماری برای یک ترکیب مسلح براساس مطالعات آماری این مقادیر داده شده است:

$$V_S = 0.1 \quad , \quad \frac{\bar{S}}{S_c} = 1.05 \quad , \quad \frac{\bar{D}}{D_c} = 1 \quad , \quad V_D = 0.09$$

$$V_L = 0.36 \quad , \quad \frac{\bar{L}}{L_c} = 0.7 \quad , \quad \beta = 3.5$$

مطلوبست تعیین ضرایب تقلیل مقاومت و تشدید بار.

$$\varphi = 0.81 \quad , \quad \gamma_D = 1.21 \quad , \quad \gamma_L = 1.42$$

◄ روش‌های طراحی برای تحقق شرط $\varphi S > \gamma L$ عبارتند از:

۱۱ روش‌های تنش مجاز ASD

$$\varphi S > \gamma L \Rightarrow \frac{\varphi}{\gamma} S > L \qquad \left(\frac{\varphi}{\gamma} < 1\right)$$

۱۲ روش مقاومت نهایی USD

$$\varphi S > \gamma L \Rightarrow S > \frac{\gamma}{\varphi} L \qquad \left(\frac{\gamma}{\varphi} > 1\right)$$

← بارها را آنقدر بزرگ می‌کنیم تا به بارحدی (نهایی) برسیم و نشان می‌دهیم هم‌چنان از مقاومت کمتر است...

www.tnar.ir

۱۳ روش حالات حدی LSD (LRFD)

$$\varphi_s S_s + \varphi_c S_c \geq \gamma_D L_D + \gamma_L L_L + \gamma_E L_E$$

ترکیب بارگذاری فوق العاده : $\gamma_D = 1.0$ ، $\gamma_L = 1.2$ ، $\gamma_E = 1.2$

L_E ← بار زلزله

* استفاده از ضریب 0.60 برای بتن و 0.85 برای فولاد به این دلیل است که ممکن است پس از اجرای سازه مقدار بار مرده در نظر گرفته شده در طراحی به علت نظارت نادرست کمتر باشد.

بارگذاری : مرحله اول از محاسبات ساختمان‌ها

شناخت و ارزیابی انواع بارهای وارد بر ساختمان و تعیین کمیت‌های عددی آن

از دیدگاه رفتار سازه { بارهای دائم (ثقلی) ← بار مرده ، بار زنده ، بار برف ، فشار خاک ، اثر حرارت و...
بارهای اتفاقی

← وزن اجزای نصبی در سازه نیز جزو بار مرده محسوب می‌شوند.

← بارهای مرده هم موقعیت ثابتی دارند و هم مقدار ثابتی.

بار مرده ← وزن اجزای ساختمان شامل سقف‌ها، دیوارها، تیغه‌ها، اسکلت سازه‌ای، وسائل نصبی ثابت.

شدت بار گسترده ← وزن واحد سطح ← ضخامت قطعه × وزن مخصوص = بار مرده

* برای بدست آوردن بار مرده باید مراحل زیر صورت گیرد:

۱۱ جزئیات اجرایی بخش‌های مختلف ساختمان تعیین می‌شود.

۱۲ وزن قسمت‌های مختلف با توجه به حجم و وزن مخصوص آنها.

* وزن مخصوص لایه‌های مختلف در صنعت ثبت شده است و کارهایی که ثبت شده باید آزمایش کرد

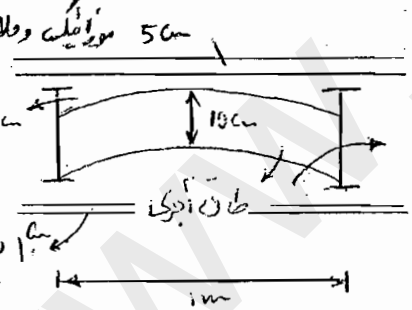
www.tinari.ir

• نحوه اعمال بار مرده : ۱) گسترده سطحی مثل بار کف
۲) گسترده خطی مثل بار تیر یا دیوار محیطی
۳) متمرکز مثل وزن تجهیزات نصبی
۴) گسترده سطحی معادل

$$\text{بار گسترده سطحی معادل} = \frac{\text{وزن کل بارهای متمرکز و خطی}}{\text{مساحت پلان}}$$

• اجزای بار مرده :
بار کف ، وزن اسکلت (تیر و ستون) ، بتن ، دیوار محیطی ،
تأسیسات و تجهیزات نصبی

مثال) برای طاق ضربی نشان داده شده در شکل زیر ، شدت بار مرده را بدست آورید .



موزائیک و ملات ماسه سیمان : $0.05 \times 2200 = 110$ kg/m²
مصالح پر کننده : $0.1 \times 1600 = 160$ "
آجر طاق : $0.11 \times 1750 = 193$ "
تیرآهن : $(0.5 + 0.5) \times 20 = 20$ "
گچ و خاک : $0.0025 \times 1600 = 40$ kg/m²
سقف کاذب : $0.01 \times 1300 = 13$ "

معمولاً ۱ متر از تیرها را در نظر می‌گیریم
کاه‌گل ، کاه و گچ

بار مرده $= \Sigma$ (وزن مصالح) $= 536$ kg/m²

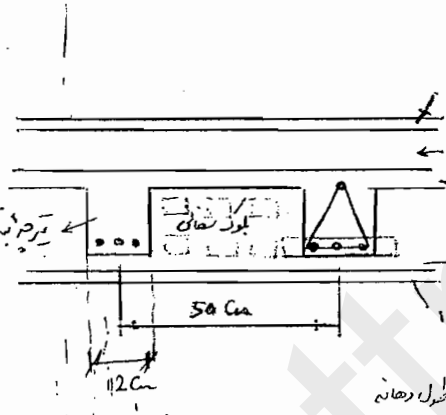
* یکی از اهداف طراحی ، سبک سازی است .
این سبک سازی ها باید قابل اجرا باشد و بتوان آن را در نقشه پیاده کرد .
برای آن که ما را گرمای تابستان از کولر بیرونی سرمای پر کننده ملاله ساختمان و یا از آجر سبک تر استفاده کرد
* اگر سقف برای بام است از ورق ایزوله و اسپیون و یک قشر آسفالت هم اضافه می‌شود .

www.tnar.ir

+ از سقف های متداول بتنی ، تیرچه بلوک است که برای اجرای آنها نیاز به شمع زدن است مقداری ضرر متوجه به سقف می زنیم چون ممکن است شمع ها کمی نشست کنند.
یک سری آزمایشات حرارتی ، عبور تیرچه ها قرار می دهیم و سپس بتن ریزی انجام می دهیم.

+ با استفاده از بلوک های پلی استایرن می توان سقف را سبک تر کرد.
(مثلاً وزن 500-600 kg سقف را می توان به کمتر از 100 kg کاهش داد)

مثال



طول بیرون از نقشه = 25 cm

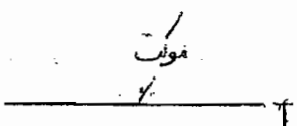
طول دهانه
(مقدار حدیه برای محاسبات) L ($\frac{1}{20}$ تا $\frac{1}{15}$) = کل ارتفاع سقف سازی

موزائیک وملات	0.05 X 2200	= 110	kg/m²
دوکه یا ملات	0.1 X 1300	= 13	"
بتن رو 5cm	0.05 X 2400	= 120	"
8 تا بلوک سفالی	8 X 10	= 80	" ⇒
تیرچه بتنی داخل آن	2 X 0.12 X 0.2 X 2400	= 115	"
گچ وخاک	0.02 X 1600	= 32	"
سقف کاذب	0.01 X 1300	= 13	"

چون در سقف برای $1\,m^2$ ما 8 تا بلوک داریم (چون 4 تا در طول و 2 تا در عمق داریم در نتیجه $4 \times 2 = 8$ ⇒ بلوک)

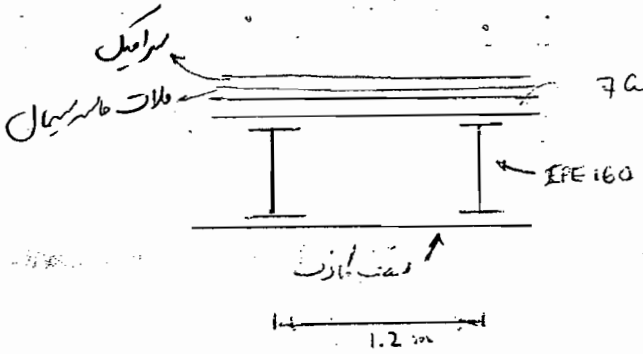
بار وارده در واحد سطح = 600 kg/m²

حالت روبانی ⇐



$q_{\text{سقف}} = 0.12 \times 2400 \simeq 290$ kg/m²

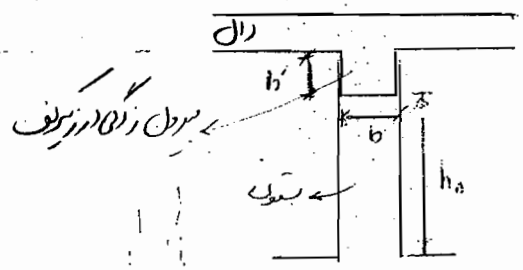
(سقف الوار هم روکار است مثل یارانگ)



تمرین) بار مرده وارده به سازه روبه رو را محاسبه کنید.

وزن اسکلت (تیر و ستون) :

* بار مرده تیرها و ستون ها را به صورت خطی در نظر می گیریم.



$q_{\text{تیر}} = \gamma_c (b h')$

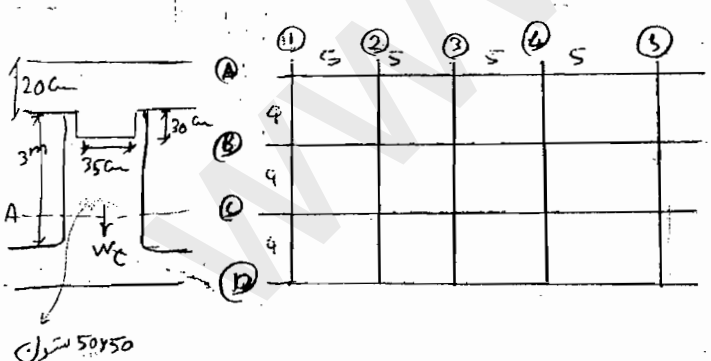
← بار تیرها در واحد طول است.

$q_{\text{پروفیل}} = \gamma_s A_s$

$W_{\text{ستون}} = \gamma A h_n$

* با وجود اینکه در فولاد بسیار پرکار از بتنی می باشد اما به خاطر آن که سطح مقطع کمتری دارد وزن کمتری دارد

مثال) بار مرده را برای ساختمانی با پلان و مشخصات شکل زیر داده شده برای اسکلت بدست آورید



وزن متر طولی تیر = $0.3 \times 0.35 \times 2400$

$= 252 \text{ kg/m} = 0.25 \text{ t/m}$

وزن یک ستون = $0.5 \times 0.5 \times 3 \times 2.4 = 1.8 \text{ t}$

← برای محاسبه بار های مرده می توان وزن تیر و ستون را بر مساحت پلان تقسیم کرده و وزن معادل آنها را با وزن سقف مقایسه نمود.

$$\text{وزن معادل کف تیرها} = \frac{(\text{طول تیرها})(0.25)}{\text{مساحت پلان}} = \frac{(5 \times 12 + 4 \times 20)(0.25)}{2 \times 20} = 0.15 \text{ t/m}^2$$

www.ttnar.ir

وزن معادل کف برای ستون ها = $\frac{20 \times 1.8}{12 \times 20} = 0.15 \ t/m^2$ ← تعداد ستون ها

* چنانچه اسکلت فلزی با تیرها 2 IPE 270 و ستون ها 2 IPE 270 + 2 PL 200 x 15 باشد، خواهیم داشت:

ستون ها → 2IPE270 + 2PL 200x15 = 2x36 + 47 = 119

تیرها → 2x36 = 2IPE270

وزن معادل کف تیرهای فولادی = $\frac{(5 \times 12 + 4 \times 20)(72)}{12 \times 20} = 42 \ kg/m^2$

" " " ستون های " = $\frac{20\,(3.3 \times 119)}{12 \times 20} = 33 \ kg/m^2$

بار مرده معادل = 75 + 15 = 90 kg/m² ⇒ از 20 بابت اتصالات فولادی

← ضخامت دیوارهای محیطی از پارتیشن ها بیشتر است. چون باید جلوی سروصدا را بگیرند.

دیوارها:

تیغه‌ها (Partition) : برای تقسیم فضاهای پلان به کار می‌رود.

معمولاً به ضخامت 10cm و یا کمتر است. تیغه‌های با ضخامت 15cm و بیشتر هم سنگین است و با استفاده از روش‌های جدید باید سبک‌سازی صورت گیرد.

برای تیغه‌های تا 275 kg/m² ، می‌توان از وزن معادل کف استفاده کرد. یعنی می‌توان وزن تیغه‌ها را بر مساحت پلان تقسیم کرد.

می‌توان درصورت بودن تیغه‌ها در نصف پلان، آن را به دو قسمت، تقسیم کرد و بار معادل کف تیغه‌ها را در آن نیمه محاسبه نمود.

بار معادل کف تیغه‌ها = $\frac{\text{وزن کل تیغه‌ها}}{\text{مساحت پلان}}$

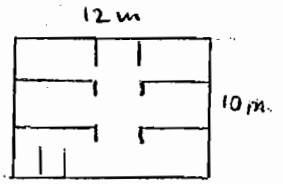
← برای تیغه‌های با وزن 275 kg/m² یا کمتر می‌توان به معادل کف تبدیل نمود.

دیوار تیغه: Dry wall ← تیغه‌های فلزی از سقف به کف وصل می‌شود ← پشم و شیشه در وسط ← وزن 50 تا هم نمی‌شود

تیغه های سبک (وزن واحد سطح تا $100\ kg/m^2$) ← $80\ kg/m^2$ (بار معادل)

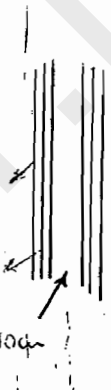
تیغه های متوسط (" " " $150\ kg/m^2$) ← $130\ kg/m^2$

مثال) برای ساختمان بابلان داده شده در شکل زیر، بار معادل تیغه ها را محاسبه کنید.



طول کل تیغه ها = 40 m

ارتفاع خالص تیغه = 2.8 m



دیوار آجری مجوف 10cm : $0.1 \times 850 = 85\ kg/m^2$

گچ و خاک دو طرف تیغه 2cm : $2 \times 0.02 \times 1600 = 64\ kg/m^2$

" سیمانی " 1cm : $2 \times 0.01 \times 1300 = 26\ kg/m^2$

$175\ kg/m^2$

وزن کل تیغه ها $= 40 \times 2.8 \times 0.175 \approx 20\ ton$

بار معادل کف تیغه ها $= \frac{20 \times 10^3}{120} = 163\ kg/m^2$

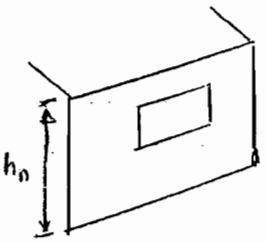
مساحت پلان

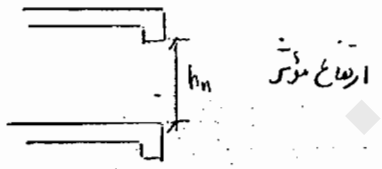
* اگر بار زنده بیش از $400\ kg/m^2$ باشد، برای تیغه های سبک و متوسط، می توان از محاسبه بار تیغه ها صرف نظر کرد.
* اگر بار زنده بیش از $500\ kg/m^2$ باشد، می توان از محاسبه بار تیغه های سنگین صرف نظر کرد.
* اگر احتمال عوض شدن تیغه ها وجود دارد، باید آنها را به عنوان بار زنده به حساب آورد. فقط در صورتی که مطمئن هستیم تیغه ها ثابت هستند، می توانیم به عنوان بار مرده آنها را به حساب آوریم.

دیوارهای پیرامونی: برای رعایت ایمنی، معمولاً ضخیم تر از تیغه ها هستند و سنگین تر.

www.tfnar.ir

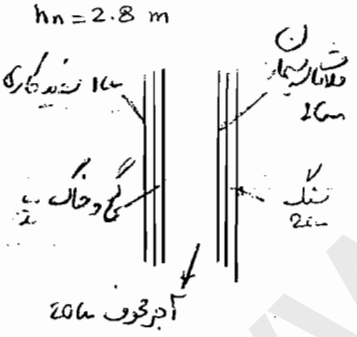
- در ایران معمولاً، خانه‌ها شمالی - جنوبی هستند. بنابراین در این دیوارها، پنجره وجود دارد. بازشو (پنجره) معمولاً 30٪ از دیوار است، که باید از وزن دیوارهای میانی کسر شوند.





$q_{\text{خطی}}$ = (درصد بازشو − 1) × h_n × وزن واحد سطح دیوار

مثال) دیوار خارجی یک ساختمان مسکونی که در شکل زیر نشان داده شده است، از نوع آجر محبوس با جزئیات ذکر شده ساخته شده است. چنانچه درصد بازشو 30٪ باشد، شدت بار خطی دیوار محیطی را بدست آورید.



سنگ	0.02 × 2800	= 56 kg/m²
ملات	0.02 × 2200	= 44 kg/m²
دیوار (آجر محبوس)	0.2 × 850	= 170 "
گچ و خاک	0.02 × 1600	= 32 "
سفیدکاری	0.01 × 1300	= 13 "
		315 kg/m²

$q_{\text{خطی دیوار محیطی}}$ = 0.315 × 2.8 × (1 − 0.3) = 0.6 t/m

- در محاسبهٔ بارگذاری اجزای باربر ساختمان چه نوع بارهایی شناسایی می‌شوند؟
  - تیرچه ← کف (وزن کف + تیغه‌ها) ← بر روی زمین
  - شاه‌تیرها (تیرهای اصلی) ← وزن کف + تیغه‌ها + خود تیر + دیوار محیطی ← اگر شاه‌تیر کناری باشد
  - ستون‌ها (همهٔ بارها به ستون‌ها می‌رسد) = همه بارها + بار خود ستون

* گاهی تیر را برای دیوار یا تیغه‌ای که روی آن قرار دارد، طراحی می‌کنیم ⇐ بارها محاسبه نمی‌شود.

www.tnar.ir

بار زنده (سربار بهره برداری)

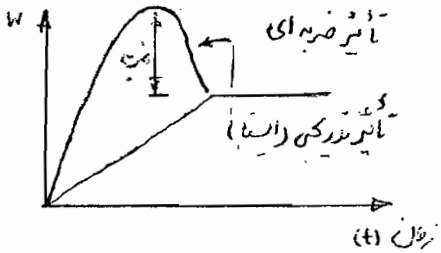
بار وظیفه‌ای ساختمان است و طراحی ساختمان برای آن صورت می‌گیرد.

بار زنده متغیر در زمان و مکان است و مقدار و مکان غیر قابل پیش‌بینی دارد.

بار زنده به دو نوع است: - ایستا ← تغییرات کند و آهسته دارد (گسترده / متمرکز)

- ضربه‌ای ← تغییرات شدید و ناگهانی (تأثیر اضافی دارد)

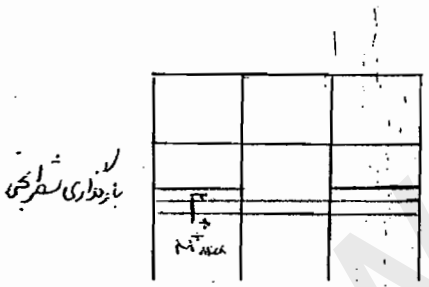
* شدت بار زنده از جدول با توجه به مشخصات تعیین می‌گردد (200-1)



← تأثیر ضربه‌ای را با استفاده از ضریب ضربه محاسبه می‌کنند. (انرژی به سازه وارد می‌کند)

بار ضربه‌ای = جسمی که با سرعت وارد فضایی می‌شود و قبل خروج از آن ساکن می‌شود

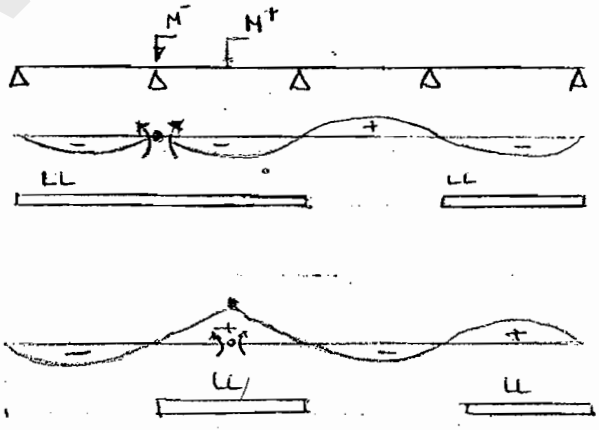
نامساعدترین وضعیت اعمال بار زنده



نامساعدترین (بحرانی‌ترین) وضعیت در صورت نداشتن بار برروی همه دهانه‌ها به وجود می‌آید.

اگر بار زنده بیش از 500 kg/m² و یا بیش از 0.75 بار مرده باشد، باید بارگذاری شطرنجی بررسی شود.

چون بار زنده 500 kg/m² بار زیادی است، معمولاً برای ساختمان‌های مسکونی، بارگذاری شطرنجی مطرح نمی‌شود.



نامساعدترین وضعیت بارگذاری برای بار زنده را با استفاده از خط تأثیر (influence line) تعیین می‌کنیم.

◄ علاوه بر بارگذاری زنده در تمام دهانه‌ها، دو حالت زیر نیز باید بررسی گردد:

الف) قرارداون بار زنده در دو دهانه مجاور هم و پس از آن یک در میان M^-

ب) بار زنده در دهانه‌های یک در میان M^+ و دهانه

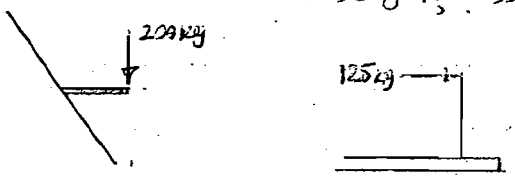
بار زندهٔ پله‌ها:

پله‌های عمومی و مدارس: $350\ kg/m^2$

عمومی: $500\ kg/m^2$

— در پله‌های غیر پوسته، بار 200 kg را در لبهٔ پله در نظر می‌گیرند.

← در نرده‌ها هم بار 125 kg به صورت افقی بر نرده وارد می‌شود.



بار زندهٔ بالکن‌ها: حداقل $300\ kg/m^2$ و یا $250\ kg/m^2$ به لبهٔ بالکن بار زنده در نظر گرفته شود.

در صورتی که بالکن محل رفت و آمد باشد: $500\ kg/m^2$

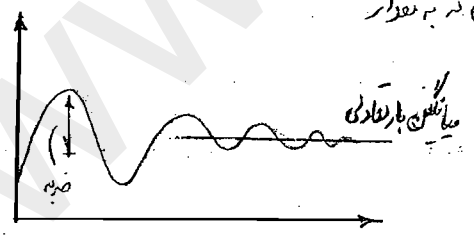
* بار کل بار ایاستاتیکی معادل بار در سطح بالکن است یا باید به صورت خطی در لبهٔ بالکن عمل کند و بحرانی‌ترین حالت را در نظر گیرند

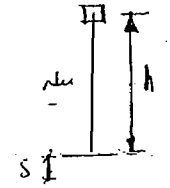
← بار زندهٔ انبارها، حداقل $750\ kg/m^2$

← بار زندهٔ سقف سالن: $1ton/m^2$

◄ بار ضربه‌ای

موقع اعمال، اثر ضربه‌ای ایجاد می‌کند تا زمانی که به مقدار نهایی برسد.





اگر وزنه از ارتفاع h رها شود

کار انجام شده $= P(h+\delta)$

انرژی تغییر شکل میله $= \frac{AE}{2L}\delta^2$

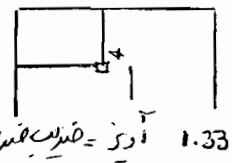
ضریب ضربه ← $\sigma = \sigma_{st}\sqrt{1+\frac{2h}{\delta_{st}}}$

تعداد بار ضربه‌ای × ضریب ضربه = معادل استاتیکی بار ضربه‌ای

مثلاً:

تعیین ضریب بار ضربه‌ای ← مطالعهٔ دینامیکی

آئین نامه ← مطالعهٔ استاتیکی × ضریب ضربه



موتور دورانی ضریب ضربه = 1.25

موتور رفت‌وآمدی و پیستونی 1.5

آسانسور 2.0

بارهای جرثقیل‌ها:

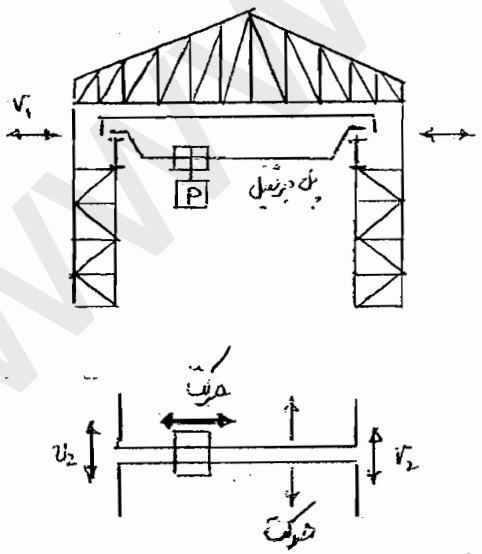
اثر بار ضربه‌ای در سازه‌های صنعتی ناشی از جرثقیل‌هاست و بسته به نوع جرثقیل، ضریب ضربه تغییر می‌کند، که در کاتالوگ آن ذکر شده است.

برحسب باری که می‌توانند جابه‌جا کنند به دو دستهٔ سبک و سنگین تقسیم می‌شوند.

و برحسب سرعت جابه‌جایی به تندرو و کندرو تقسیم می‌گردند.

جرثقیل‌های سنگین و تندرو در کارخانه‌های ذوب آهن مورد استفاده قرار می‌گیرند.

← اگر سرعت جرثقیل کمتر از 1.5 m/s باشد به‌عنوان کندرو و اگر بیشتر از این مقدار باشد، تندرو محسوب می‌شود.



جرثقیل سه نوع حرکت دارد:

۱- بالا و پایین بردن بار

۲- حرکت جرثقیل روی ریل

۳- حرکت عرضی بار روی پل جرثقیل

← هر بار متحرک تابع زمان است و اثر دینامیکی (ضربه‌ای) دارد.

↔ V_1 : بار زندهٔ عرضی برابر 20% وزن ارابه و بار برداشته شده (در اثر حرکت ارابه در امتداد پل به وجود می‌آید)

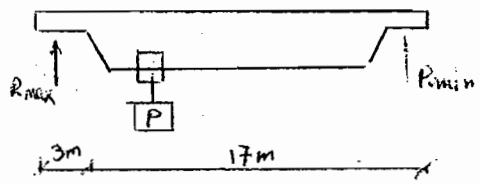
↕ V_2 : بار زندهٔ طولی برابر 10% واکنش پل که باید بدترین حالت را در نظر گرفت.

(در اثر حرکت ارابه در امتداد ریل به وجود می‌آید)

www.tnar.ir

مثال: جرثقیل سقفی دوکندرو.

مطلوبست نیروهای عرضی و طولی شکل گرفته در این جرثقیل.



وزن پل = 10 ton

وزن ارابه = 3t ، P = 8 ton

نکته: بارمرده ضریب ضربه نمی‌خواهد.

$$R_{max} = \overbrace{\frac{10}{2}}^{\text{بارمرده}} + \frac{17}{20}(3+8) = 14.35\ t$$

$$R_{max} = 5 + \underbrace{1.6}_{\text{ضریب ضربه}} \times 9.35 = 20\ t$$

$R_{min} = 5 + 1{,}65 = 6{,}65\ t$ $\quad R_{min\,با\,ضربه} = 5 + 1{,}65 \times 1{,}6 = 7{,}6$

سربار افقی عرضی $V_1 = 0.2(3+8) = 2.2\ t$

$V_{1\,با\,ضربه} = 1.1 \times 2.2 = 2.4\ t$ ← ضریب ضربه

بار با ضربه و بی ضربه یکسان است (ضریب ضربه = 1.0)

سربار افقی طولی $V_2 = 0.1 \times 14.35 = 1.4\ t$

بار برف:

- به میزان بار برف در منطقه، موقعیت جغرافیایی، محل سازه و عضو از لحاظ پرگیری، شکل سازه و آسانگیربودن سقف بستگی دارد.

وزن مخصوص برف ناصاف $\gamma = 100\ kg/m^3$

- آیین نامه شش منطقه برای بار برف در نظر می‌گیرد. براساس نقشه پهنه‌بندی:

۱- گرمسیری (منطقه بارف نادر) شدت بارف: $25\ kg/m^3$

آیین نامه، شدت بار را برای سقف‌های مسطح و یا سقف‌هایی با شیب کمتر از 15٪ در نظر می‌گیرد.

www.tnar.ir

۲- مناطق با برف کم 50 kg/m³

۳- مناطق با برف متوسط (معتدل) 100 kg/m³

۴- مناطق با برف زیاد (سردسیر) 150 "

۵- مناطق کوهستانی با برف سنگین 200 "

۶- مناطق با برف فوق سنگین 300 "

بار برف روی سطح بام مسطح یا تا ۵° شیب با افق $P_f = 0.7\ C_e C_t I P_g$

P_g: وزن مخصوص برف روی زمین

C_e: ضریب وارش C_e: ضریب باد I: ضریب اهمیت

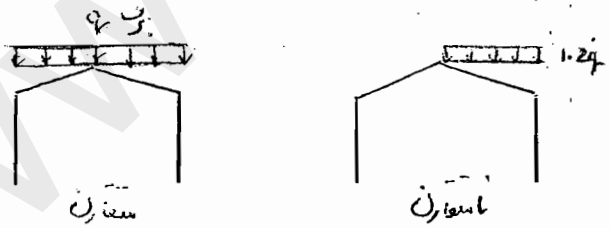
* سقف‌هایی که بار برف روی آنها قرار دارد باید آن را متقارن یا نامتقارن در نظر گرفت.
برای مثال در سقف‌های مسطح مسئله بارگذاری متقارن یا نامتقارن مطرح نمی‌شود.

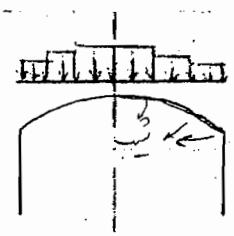
← نوع در نظر گرفتن بار برف:

۱- بارگذاری متقارن

۲- بارگذاری نامتقارن

۳- برف انباشتگی





← در این حالت اگر بار را متقارن در نظر بگیریم بار را در ۱٫۲ ضرب می‌کنیم

* برای سقف‌های قوسی، باید نصف برف را حداقل به سه قسمت تقسیم کنیم و به هرکدام بار برف متقارنی بدهیم. (در وسط بار برف بیشتر است چون سقف تقریباً مسطح می‌شود.)

www.tinar.ir

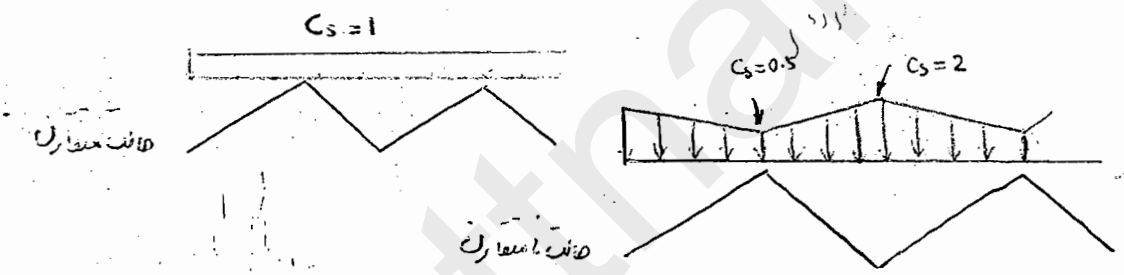
در حالتی شیب بیشتر از ۱۵° باشد باید بار را در یک ضریب کاهنده ضرب کنیم (C_s):

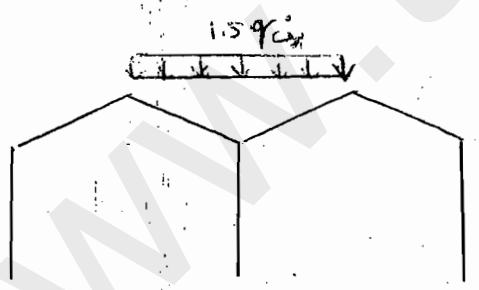
ضریب بارش $C_s = 1$: $\alpha < 15°$

$C_s = 1 - \frac{\alpha - 15}{60}$: $15° < \alpha < 60°$

$C_s = 0.25$: $\alpha > 60°$

* برای سقف های دوبانه دار دو حالت متقارن و نامتقارن در نظر گرفته می شود. در حالت نامتقارن در گودی ها حداکثر بار برف را داریم (چون با وزش باد، برف کمتر جابه جا می شود) و در اوج، حداقل بار برف.





اثر برف انباشتگی را در جاهایی بررسی می کنیم که وزش باد زیاد نبوده و از دو طرف باد می وزد و امکان انباشتگی برف در گودی ها وجود دارد.

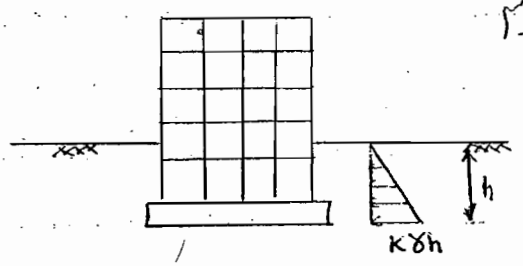
فشار خاک

* برای زیرزمین های ساختمان ها: (طبقاتی که زیر خاک قرار می گیرند ← فشار دیوارها)

مثلاً در جاهایی که شیب می باشد گود (پرداری می کنیم)

فشار مقاوم ← غیرفعال passive

فشار محرک ← فعال active

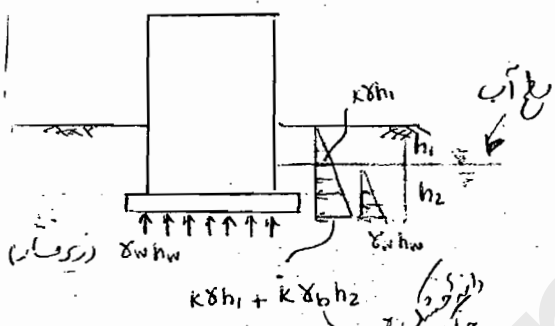


www.tnar.ir

$$\begin{cases} K_a = \dfrac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi} & \text{خاک فعال} \\ K_o = 1-\sin\varphi & \text{خاک خنثی} \\ K_p = \dfrac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} & \text{خاک غیرفعال} \end{cases}$$

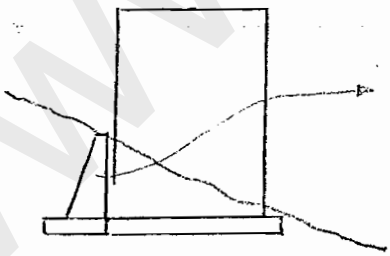
* ساختمان مخصور شده یعنی ساختمانی که از دو طرف تحت فشار آب و خاک است.

این وضعیت کمتر است چون احتمال رانش خاک وجود ندارد.



* بدترین وضعیت، ساختمان سازه در کنار پرتگاه است چون فشار خاک از یک طرف وارد می‌شود و احتمال لغزش وجود دارد.

* اگر ساختمان مخصور نشده باشد، ترجیح این است که برای فشار خاک از دیوار حائل استفاده شود.



ـ می‌توانند باز یکپارچه باشند ولی باید بین دیوار حائل و ساختمان فاصله بگذاریم.

اثر تغییر درجه حرارت:

* در یک سازه نامعین ایجاد نیروهای داخلی می‌کند.

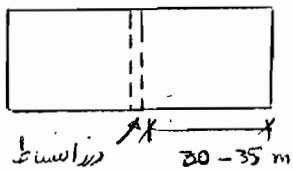
در برخی سازه‌ها به علت نشست نامتقارن نیز، نیروهای داخلی ایجاد می‌شود.

* برای این ساختمان ۷، طراحی برای تغییر درجه حرارت $\Delta T = 40^\circ C$ صورت می‌گیرد.

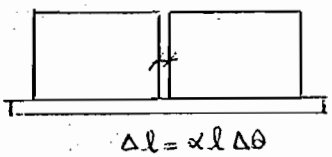
www.tnar.ir

فولاد : $\alpha = 11 \times 10^{-6} / ^\circ C$

* با استفاده از درز انبساط می‌توان اثر تغییر درجه حرارت را کنترل کرد.



برای پیش از این طول جواب نمی‌دهد



درز انقطاع دو سازه را جدا می‌کند و در نتیجه مطمئن است و درجه حرارت را کنترل نمی‌کند.

بارهایی از نوع عبار صنعتی :

* در برخی سازه‌های صنعتی : به صورت بارگذاری عمل می‌کند و اثر آن بین $35\ kg/m^2$ – 50 در نظر گرفته می‌شود.

تأثیر ناشی از آفتاب :

وقتی آفتاب از یک طرف وارد می‌شود می‌تواند باعث این شود که انبساط ایجاد کند به همین دلیل این بارها باید در نظر گرفته برای سازه‌های مهم خیلی مهم است

بار حین ساخت :

* در حین ساخت هم بار داریم. مانند بار کارگر، پلپ و ...

در سیستم‌های سازه‌ای که مقاومت آنها در زمان اجرا و نصب کمتر از مقاومت نهایی بوده و احتمال حمل و نقل مصالح پس از اجرا می‌رود، باید این بار در نظر گرفته شود.

نسبت به ظرفیت حمل و نقل:
- شدت بارگسترده: $75\ kg/m^2$، 150، 250
- بار متمرکز: 150 کیلوگرمی

← هرکدام بحرانی‌تر است در نظر گرفته می‌شود.

www.ttnari.ir

◄ سیستم های ساختمانی مقاوم در برابر بارهای قائم

* اجزای بارگیر ساختمان عبارتند از :

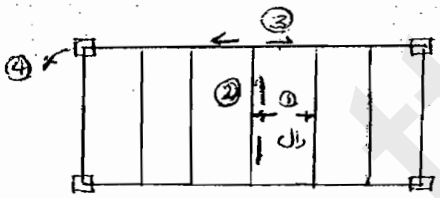
① دال : که بار مستقیماً به آن وارد می شود و به تیرچه انتقال می دهد.

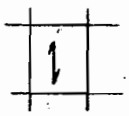
② تیرچه : بار را از دال گرفته و به شاهتیرها انتقال می دهد.

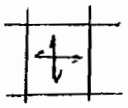
③ شاهتیرها : بار را از تیرچه ها گرفته و به ستون ها انتقال می دهد.

④ ستون ها : " " شاهتیرها " پی " .

* راستای تیرچه ها در دال های یکطرفه ، جهت انتقال بار را برای ما مشخص می کنند .





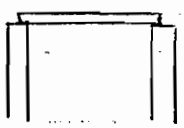


در دال های دوطرفه ، تیرچه ها حذف می شوند .

← در سقف های کامپوزیت ، دال یک طرفه و تیرچه بلوک از تیرچه استفاده می شود .

← در ساختمان های بتنی می توان شاهتیرها را حذف نمود . (ساختمان های کمتر از 3 طبقه)
به همین دلیل از دال های قارچی استفاده می شود که در نزدیکی ستون ، ضخامت دال افزایش می یابد . (سقف مستقیماً روی ستون قرار می گیرد)

* از سیستم panel هم می توان استفاده نمود و ستون ها را حذف کرد .
(به جای ستون ، از دیوار استفاده می شود .)

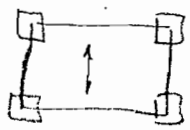


در سیستم سنتی دیوار باربر داریم که فاقد انعطاف است
و سقف روی دیوارهاست .

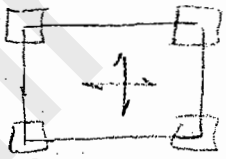
* پانل ساندویچی : یک سیستم است که دو طرف آن ورق کشیده می شود و وسط آن مشابه کریت می ریزیم .

www.tnar.ir

۱) دال ← یکطرفه ← طاق ضربی ، تیرچه بلوک ، کامپوزیت
دوطرفه ← دال با ورق ذوزنقه‌ای ، دال تیرک دار
دال بتنی تویر با نسبت ابعاد چشمه $\frac{a}{b} > 2$

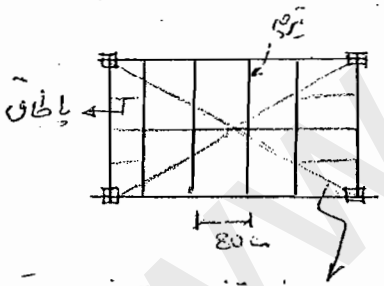


* دال دوطرفه : - مجوف ← تیرک متقاطع (مشبک) Waffle Slab
+
کمربند تیرک‌های متقاطع با فاصله‌های کم



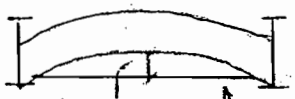
- توپر ← دال تخت
دال قارچی

← طاق ضربی برای دهانه‌های کم تا 4 - 4.5 m مورد استفاده قرار می‌گیرد و فاصله مناسب بین تیرچه‌ها 80 cm است.

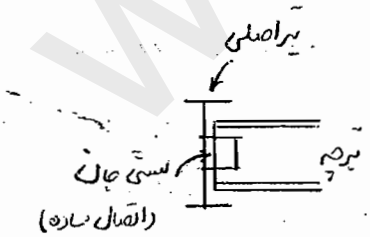


← برای اینکه بال کمانی دوران نکند بانکسری میگیرد، تیرچه انتهایی را به تیرچهٔ قبلی می‌بندند.

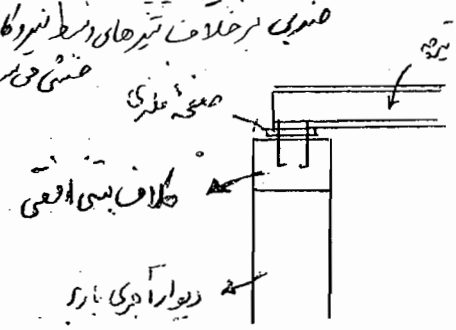
چون لعفا صلبیت ندارد، در مقابل بار جانبی از مهاربندی استفاده می‌شود.



تیرهای کناری دارای مشکل، تمایل به خروج از صفحه دارند



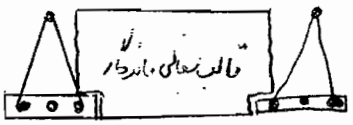
برای جلوگیری از این پیچش چون لبه پاطاق ضعیف تر خلاف تیرهای وسط تیر را کاملاً خنثی می‌شود

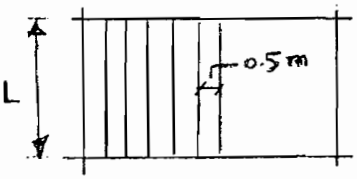


بال قوسی (کناری) تیرچه‌ها را به هم می‌بندند، تیر با آنکای جانبی می‌شود و کمانش جانبی نمی‌کند.

www.tinari.ir

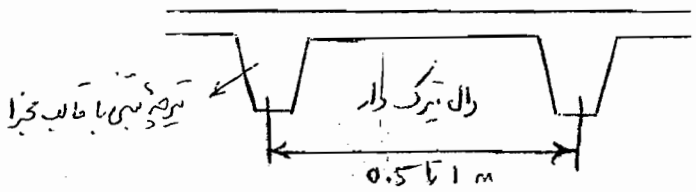
تیرچه بلوک



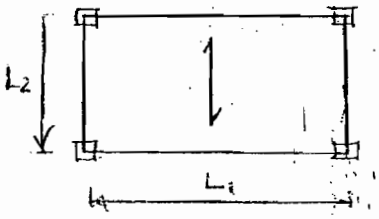


عمق سازه‌ای کف تیرچه بلوک $h = (\frac{1}{20}$ تا $\frac{1}{15})L$

← دال تیرک دار مانند تیرچه بلوک است فقط در محل تیرچه‌ها، بلوک‌ها را برداشته‌ایم.



← دال بتنی توپر، تیرچه ندارد ولی بار در جهت عرضی انتقال می‌یابد.



$\frac{L_1}{L_2} > 2$

ضخامت دال یک‌طرفه $h \begin{cases} L_2/20 \\ (\frac{1}{28}$ تا $\frac{1}{25})L_2 \end{cases}$

سقف‌های یکسره در حد فاصل ساده ⇐ یکسره

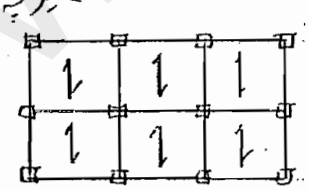
دو تیرچه جدا یک آرماتور برای کل لنگرهای منفی لحاظ می‌شود به این ترتیب تیرچه به صورت یکسره کامل خواهد بود

◁ آرایش سیستم دال‌های یک‌طرفه:

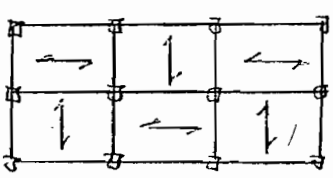
۱- آرایش موازی ← تیرچه‌ها در یک راستا هستند.

⇐ وقتی مناسب است که یک طرف مهار بند و یک طرف قاب خمشی داریم (زلزله)

* در راستای بار طراحی قوی‌تر صورت می‌گیرد.



۲- آرایش متقاطع

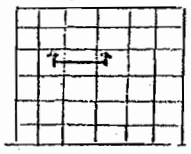


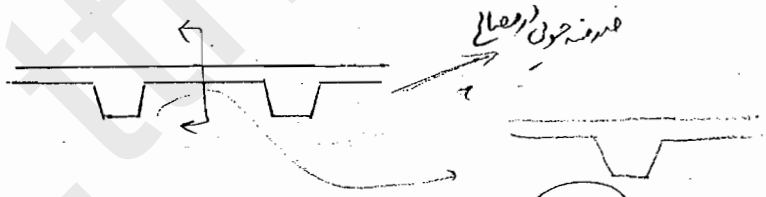
عیب این آرایش این است که همه تیرها بار می‌شوند.

بارهای ثقلی به طور مساوی بر روی تیرها در دو جهت عمود بر هم قرار می‌گیرد و در طراحی نمره تیرها به هم نزدیک شده و تنوع تیرهایم می‌شود.
در این صورت بارهای قائم به طور یکسان در هر دو جهت تقسیم می‌شود.
باید در نظر داشت که در این صورت نمره تیرها یکسان نخواهد بود چون تیرهای داخل قاب مرکزی باید توکار باشند

دال‌های دوطرفه ← بتنی توپر
بتنی تو خالی (Waffle Slab)

در جاهایی که دهانه‌ها، چشمه‌های بزرگ دارند، از دال دوطرفه تو خالی استفاده می‌شود که در حقیقت یک نوع تیرک های متقاطع هستند.

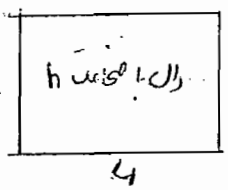




دال‌های تخت یا قارچی ← بارها مستقیم به ستون‌ها می‌رسند. (بدون واسطه شاه‌تیرها)
در این صورت شاه‌تیرها حذف می‌شوند.
این دال‌ها برای سازه‌هایی با طبقات زیاد توصیه نمی‌شود. آئین نامه 2800 نیز برای ساختمان‌هایی تا 3-4 طبقه استفاده از این سقف‌ها را توصیه کرده است.

ضخامت دال قارچی در اطراف ستون بیشتر می‌شود (ظرفیت برشی بالا می‌رود) و بیرون زدگی هم داریم.

به طور کلی ضخامت دال‌های دوطرفه کمتر از دال‌های یک طرفه است چون محاسبات مربوط به دال یکطرفه (طراحی آرماتورها) براساس دهانه کوچکتر است.



$$h: \begin{cases} l/160 \text{ (خط)} \\ (l/47 \text{ تا } l/40)\, L_1 \end{cases}$$

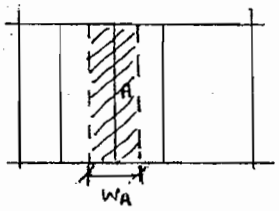
L_1/L_2	1	2
h	$L_1/40$	$L_1/47$

$$1 < \frac{L_1}{L_2} < 2 \Rightarrow h = \frac{1}{1880}(47-7m)L_1 \Rightarrow \text{تاوان پایی}$$

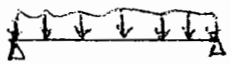
$$m = \frac{L_1}{L_2} - 1$$

خواهیم داشت:

۲) تیرچه‌ها (Joist)

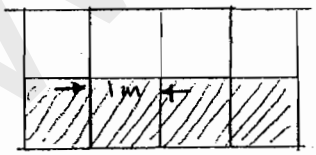


اگر بر روی زمینی تیرچه در محاسبات مربوط به نشست محاسبه نشده باشد مانند دال تیرک دار باید بار مربوط به بیرون زدگی را محاسبه نمود.



$$q_{A\text{تیرچه}} = q_{\text{ظرف}} \cdot W_A + q_{\text{خود تیرچه}}$$

وقتی می خواهیم بارگذاری یک تیر را تعیین کنیم باید انواع بارها با شدت مختلف را لحاظ کنیم نه اینکه کل بار را بدست آوریم مگر اینکه بار متعادل را بخواهند.

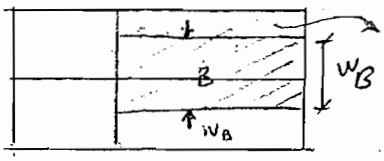


۳) شاهتیرها (Girder)

- ازدال یکطرفه بار بگیرند
- ازدال دوطرفه بار بگیرند

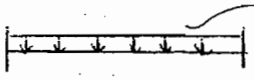
اگر از دال یکطرفه بار بگیرند، توزیع بار مستطیلی است ولی اگر از دال دوطرفه بار بگیرند، توزیع بار، مثلثی یا ذوزنقه ای است.

www.ttnar.ir

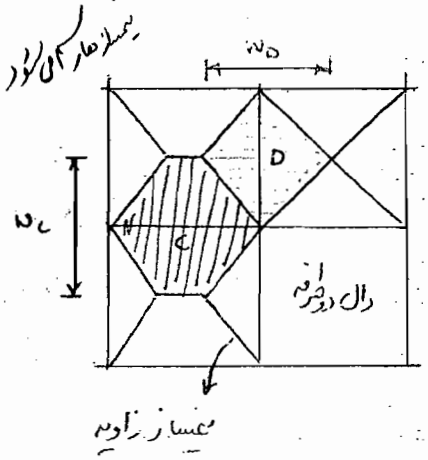


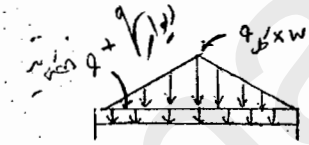
دال یک طرفه
(تیر دارد)

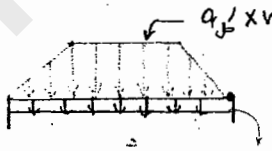
$q_{خطی\ دیوار} + q_{خطی\ خودتیغه} + q_{خطی\ سقف\ روی\ تیغه\ B} = q_{کل} \times w_B$



w_c : پهنای باربری ، تیغه C







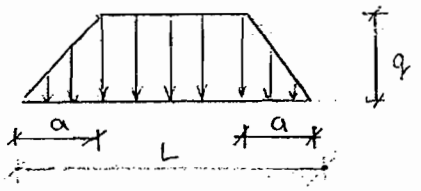
نمایش بارگذاری واقعی به این صورت است.

برای سهولت محاسبات بار دورانقه‌ای و سطحی تیغه‌ها را به بار معادل مستطیلی یکنواخت تبدیل می‌کنیم. با مساوی قرار دادن لنگرهای گیرداری انتهایی، بار یکنواخت معادل را بدست می‌آوریم.

برای تیرهای ساده، لنگر وسط دهانه را با هم مساوی قرار داده و بار یکنواخت معادل را بدست می‌آوریم.

مفهوم بار معادل یکنواخت:

بار مستطیلی است که شرایط یکسان را ایجاد کند. اگر شرایط گیرداری داشته باشیم، لنگرهای انتهایی و اگر شرایط تیر ساده داشته باشیم، لنگر وسط دهانه اهمیت دارد.



$$\alpha = \frac{a}{L}$$

• خطای این روش این است که نیروهای برشی دوری نسبت به بارگذاری واقعی شده خواهد بود.

برای بارهای دورنقطه‌ای:

$q_{eq} = (1 - 2\alpha^2 + \alpha^3)\, q$ — براساس تساوی F.E.M

$q_{eq} = (1 - \frac{4}{3}\alpha^2)\, q$ — براساس تساوی S.B.M

تیر دیوار برشی

برای بارهای خطی:

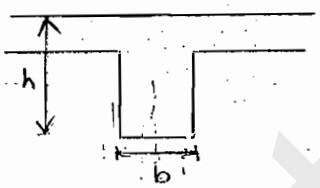
$q_{eq} = \frac{5}{8} q$ — F.E.M

$q_{eq} = \frac{2}{3} q$ — S.B.M

★ عمق و پهنای اولیه تیرهای بتنی:

از نظر مقاومت (محاسبه براساس مقطع)

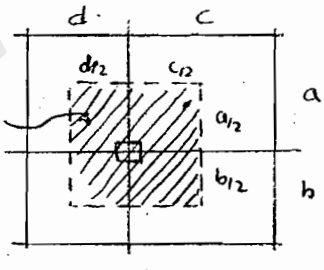
دهیم، هرچه عمق بیشتر باشد، وضعیت بهتر است.



عمق: $h = \begin{cases} (\frac{1}{15} \sim \frac{1}{10})L & \text{قاب خمشی بدون دیوار برشی} \\ (\frac{1}{20} \sim \frac{1}{15})L & \text{قاب خمشی با دیوار برشی} \end{cases}$

پهنا: $b = (\frac{1}{2} \sim \frac{2}{3})h$

۱۴ ستون‌ها



سطح بارگیر ستون A (m^2)

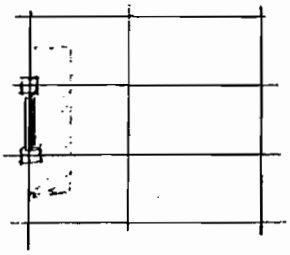
حداقل ابعاد مقطع ستون: $\begin{cases} 20 + 5N\sqrt[3]{\frac{A}{25}} \\ 25^{cm} + 6N\sqrt[0.85]{\frac{A}{25}} \geq 30 \sim 35^{cm} \end{cases}$

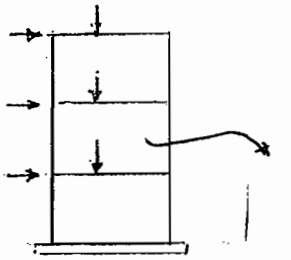
N: تعداد کف‌های بالای ستون مورد نظر

• اگر این ستون‌ها دیوار برشی داشته باشیم، بار ستون‌ها و دیوار برشی را می‌توانیم با هم

محاسبه کنیم . (دیوارهای هم بارهای جانبی را تحمل می‌کنند)

* در سازه‌های فولادی ، بارهای جانبی را به اعضای مهاربندی می‌دهیم و فقط این بارها را ستون‌ها تحمل می‌کنند .





دیوارهای ، بار جانبی را تحمل می‌کنند .

آیا نیروی محوری ستون‌ها را می‌خواهیم ؟

(سطح بارگیر) (کل بار گذاشته) $= \sum_{j=1}^{n} P_i$ نیروی محوری ستون طبقه i ام

(فضای بازشو) q) (طول بهره مؤثر) $\sum_{j=1}^{n} P$ + (طول بهره) $\sum_{j=1}^{n}$ (

(فضای دیوار q) (طول بهره دیوار) $\sum_{j=1}^{n}$ +

* وقتی از این رابطه استفاده می‌کنیم باید پوشش تیرها را در دو جهت متعامد در نظر بگیریم .

چون پوشش تیرها را با استفاده از بار سطحی معادل بدست می‌آوریم ، خطا به وجود می‌آید

بنابراین با استفاده از این روش ، نیروی محوری خطای زیادی خواهد داشت .

◄ کاهش بار زنده

← احتمال اینکه بار زنده در همه دهانه‌ها وارد شود و در همه سطح اثر بگذارد کم است به خصوص در جاهایی که سطح بارگیر زیاد باشد . بنابراین آئین‌نامه اجازه داده که اگر سطح بارگیر از $18\ m^2$ بیشتر باشد ، کاهش بار انجام دهیم . (کاهش بار زنده تا 20 درصد)

این مسئله در مورد ستون‌ها اهمیت بیشتری دارد .

www.tinar.ir

وقتی سطح بارگیر عضوی زیاد می‌شود، احتمال آنکه همهٔ سطح تحت بار زنده قرار گیرد، کاهش می‌یابد.

★ شرایط کاهش بار برای تیرها و شاهیرها:

۱- شدت بار زنده کوچکتر یا مساوی $500\ kg/m^2$ باشد.

۲- شامل بار تیغه‌ها نشود.

۳- کف محل ازدحام نشود.

(برای بام منازل، پارکینگ‌ها و انبارها نمی‌توان کاهش بار اجرا کرد)

$$R = 100\%\left(0.7 - \frac{3}{\sqrt{A}}\right) \leq 50\% \qquad \text{(کاهش بار شاهیر)}$$

مثال) سطح بارگیری یک شاهیر که محل ازدحام عمومی نیست $40\ m^2$ و شدت بار مرده و زنده آن به ترتیب 600 و $300\ kg/m^2$ می‌باشد. شدت بار زندهٔ کاهش یافته را بدست آورید.

$$K = 100\%\left(0.7 - \frac{3}{\sqrt{A}}\right) = 0.225$$

$$L' = (1 - 0.225)(300) = 232\ kg/m^2$$

★ باید توجه داشته باشیم که کاهش بار برای هر عضو به طور جداگانه محاسبه می‌شود.

★ دیوارهای کوتاه، خمش و دیوارهای عمیق، برش اهمیت دارد.

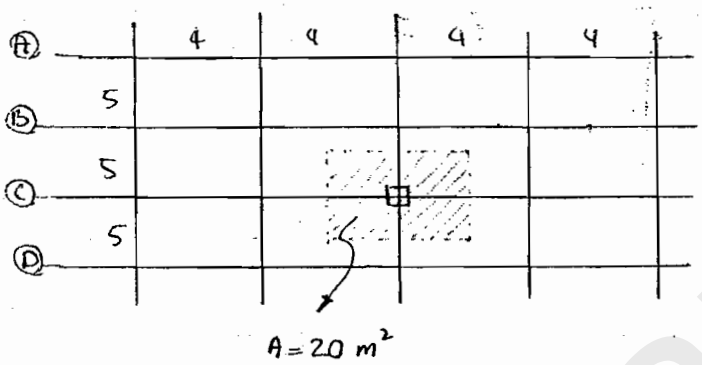
دیوارهای کوتاه، برش حاکم است.

کاهش بار در ستون اهمیت بیشتری دارد چون ستون‌ها بار چند طبقه را تحمل می‌کنند و برش در آنها اهمیت دارد. بنابراین اگر سطح بارگیر ستون از $18\ m^2$ بیشتر باشد، می‌توان از کاهش بار استفاده کرد.

بام	درصد کاهش بار	تعداد طبقه‌ها		
	0	1	30%	4
	10%	2	40%	5
	20%	3	50%	6 یا بیشتر

www.tnar.ir

مثال) مطلوبست تعیین بارمحوری ستون C برای ساختمان بابلان شکل زیر درصورتی‌که شدت بارمرده و زنده در طبقات معمولی به ترتیب 0.92 t/m² و 0.2 و در بام 0.85t/m² و 0.15 داده شده باشد.



(1) ستون	(2) سطح باربر m²	(3) $q_D+q_{Ft}+q_p$ ton/m²	(4) P_i (دیوار) ton	(5) $P_{(D+F_t+P)}$ ton	(6) $P_L(0)$ ton	(7) q_L (t/m²)	(8) $P_L(L)$
بام 6	20	0.85	—	17	17	0.15	3
5	20	0.92	—	18.4	18.4	0.2	4
4	20	0.92	—	〃	〃	〃	〃
3	20	0.92	—	〃	〃	〃	〃
2	20	0.92	—	〃	〃	〃	〃
1	20	0.92	—	〃	〃	〃	〃

شماره طبقه	$P_D(i)$ ton	$P_L(i)$ ton	$P_{D+L}(i)$ ton	ضریب کاهش بارزنده	$P_L'(i)$ ton	$P_{D+L'}(i)$ ton
6	17	3	20	1	3	20
5	35.4	7	42.4	0.9	6.3	41.7
4	53.8	11	64.8	0.8	8.8	62.6
3	72.2	15	87.2	0.7	10.5	82.7
2	90.6	19	109.6	0.6	11.4	102
1	109	23	132	0.5	11.5	120.5

← به دلایل آماری و احتمالاتی می‌توان بیشتر از 50٪ کاهش بارزنده را اعمال کرد.

← در ادامه این جدول می‌توان ترکیب بار زلزله را نیز اضافه کرد. (ترکیب بارمرده + زنده + زلزله)

www.tmar.ir

* سیستم های باربر مختلفی داریم ، مثلاً سیستم قاب خمشی یا سیستم بادبندی .

◄ سیستم های مقاوم برای تحمل بارهای قائم

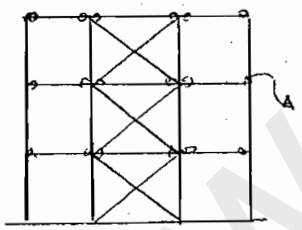
* از ترکیب اجزای باربر به وجود می آیند :

- سیستم های تیر و ستون (قاب با اتکا)
- بادبند سنتی
- سیستم بادبندی

◄ سیستم های تیر و ستونی (قاب بندکشی شده) شامل دال ، تیرچه ، شاهتیر و ستون هستند.
از لحاظ عملکرد به دو دسته قاب های ساده و خمشی تقسیم می شوند

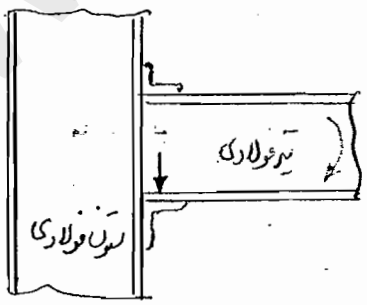
اتصال تیر به ستون کلیدی است ↓

- ساده (Simple Fraime)
- خمشی (MRF)



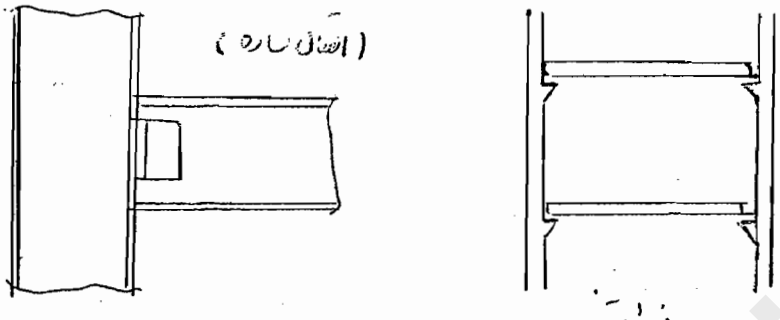
اتصالات ساده (مفصلی)

اگر اتصالات گیردار باشند :
قاب خمشی بهاربندی شده خواهیم داشت که سیستم مقاومتی است .
قاب های ساده باید حتماً بهاربندی داشته باشند ولی قاب های خمشی ضرورتاً بهاربندی ندارند.



این اتصال ساده است چون اگر
عمانی مانند روبرو روبه آن وارد شود
در بستی بالایی کشش ایجاد کرده و جوش
را می کند . (در جوش ترک ایجاد می شود.)

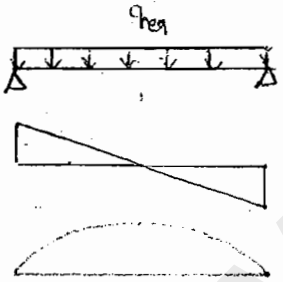
www.ttnar.ir



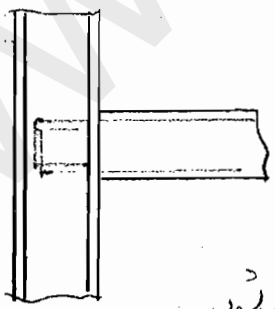
اتصال ساده در سازه فلزی

* در سیستم های بتنی پیش ساخته، اتصالات ساده خواهد بود ⇐ قاب ساده داریم

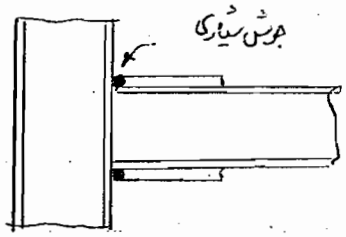
روش تحلیل قاب ساده : قاب ساده اساساً معین است.
در اتصالات ساده تمامی لنگر تیر به ستون انتقال نمی یابد
پس می توانیم انتهای تیر را به صورت تکیه گاه ساده مدل کنیم.



روش تحلیل قاب خمشی :
← اتصال عادر خواهد بود که لنگر انتهایی تیر را به ستون منتقل کند.



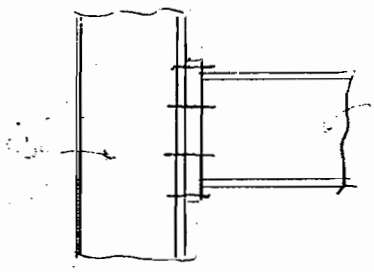
آرماتورها را از ستون حدود 60 تا 80 cm بیرون می گذاریم تا به عنوان آرماتور انتظار برای اجرای ستون بعدی مورد استفاده قرار گیرد.
بگذارید بتن تیر و ستون و درگیر کردن آرماتورها باعث می شود که تیر و ستون یکپارچه عمل کنند پس اتصال صلب خواهد بود.



اتصال گیردار در سازه فولادی
(با استفاده از جوش شیاری)

www.tnar.ir

★ یکی از راه های ایجاد اتصال گیردار استفاده از صفحات اتصال و جوش شیاری است و راه دیگر استفاده از ورق پیشانی است.

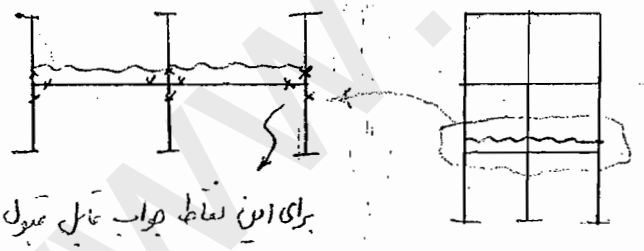


ایجاد اتصال گیردار با استفاده از ورق پیشانی

★ روش های تقریبی و دقیق تحلیل قاب های خمشی :

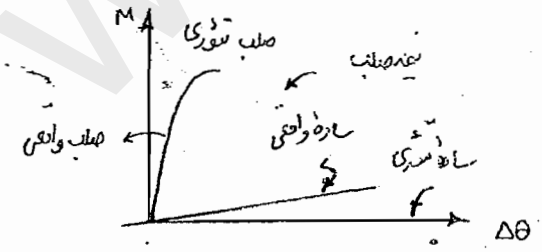
(۱) در روش های تقریبی در نقاط نقطه صفر از مفصل فرضی استفاده می شود. مفصل فرضی به نسبت سختی تیر و ستون مکان مختلف دارد. اگر سختی ستون خیلی زیادتر از تیر باشد، این مفصل فرضی در فاصله 0.21 L است ولی به طور معمول این مفصل را در فاصله 1/10 فرض می کنند. هرچه سختی ستون بیشتر شود بهتر است این عدد را افزایش دهیم.

(۲) روش قاب معادل



برای این نقاط جواب قابل قبول است.

★ سختی اتصالات برروی عمان (لنگر) اثر می گذارد.



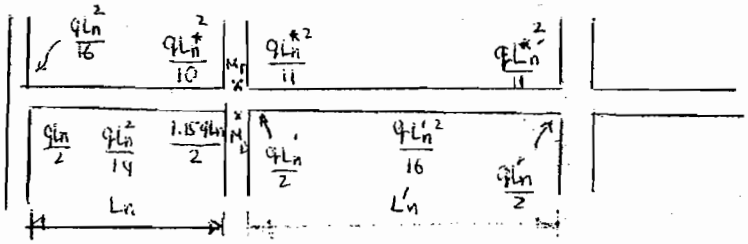
★ روش های تقریبی تحلیل قاب های خمشی :

۱- روش مفصل فرضی

۲- روش قاب هرز (ساده شده)

۳- ضرایب آیین نامه

www.tiran.ir



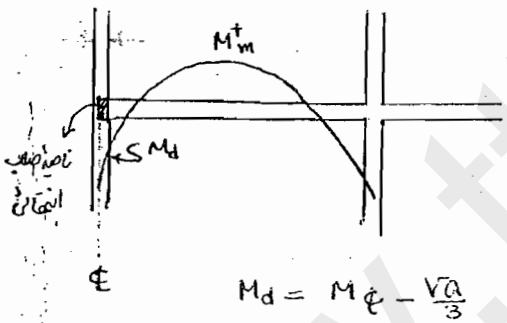
$$L_n^* = \frac{L_n + L_n'}{2} \quad , \quad M_T + M_B = 0.07\left[(q_D + q_L)L_n^2 - q_D L_n'^2\right]$$

مجموع M_T و M_B را به نسبت سختی ستون‌ها بین آن‌ها تقسیم می‌کنیم.

نکات پراکنده:

← نقاط طراحی

در برنامه‌های کامپیوتری لنگر محور ستون‌ها را بدست می‌آوریم ولی از روابط آئین‌نامه‌ای لنگر کنار ستون بدست می‌آید. پس باید لنگر طراحی را به صورت روبرو بدست آوریم:



$$M_d = M_{\mathbb{C}} - \frac{V_d}{3}$$

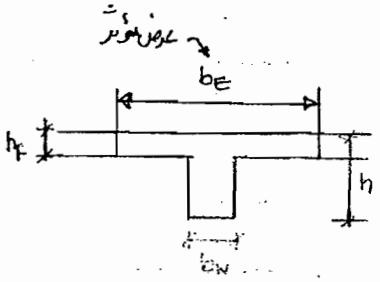
← تعیین ممان اینرسی‌های مؤثر برای تحلیل (ساختمان بتن مسلح)

در سازه‌های بتنی همیشه ترک موجود است. باید توجه داشت که این امر موجب کاهش سختی می‌شود. پس به هنگام تحلیل باید به کاهش سختی توجه داشته باشیم.

← برای مقاطعی که تیر و ستون بدون توجه به ترک خوردگی، برای محاسبات مربوط به تیرها از A_g و $\frac{1}{2}I_g$ (به دلیل ترک خوردگی) و برای ستون‌ها از A_g و I_g استفاده می‌کنیم.

سطح مقطع و ممان اینرسی کل: I_g, A_g

← عرض مؤثر با فاصله مرکز به مرکز تیرچه‌ها، فرق می‌کند.



$$b_E = \text{Min}\begin{cases} b_0 & \text{فاصله مرکز به مرکز تیرچه‌ها} \\ L/4 & \\ 16h_f + b_w & \end{cases}$$

www.tnar.ir

$$I_x = K \frac{b_w h^3}{12}$$

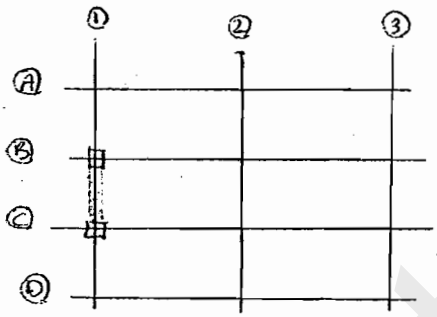
$$K = \frac{1 + AB[4 - 6B + 4B^2 + AB^3]}{1 + AB}$$

$$A = \frac{b_E}{b_w} - 1 \quad , \quad B = \frac{h_f}{h}$$

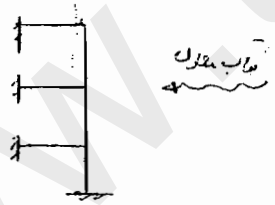
← در دو ضلع دیواربرشی وارد کلیل قاب ها می شود؟

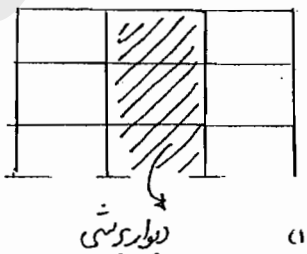
۱- دیواربرشی در داخل قاب خمشی قرار گیرد.

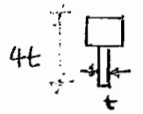
۲- دیواربرشی عمود بر راستای قاب باشد.



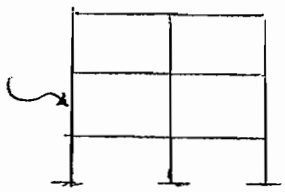
★ چون سختی دیواربرشی نسبت به قاب خمشی خیلی بیشتر است بنابراین می توان دیوار برشی را به صورت تکیه گاه مفصلی در نظر گرفت.







مقطع معادل برای ستون



قاب BBC

در این حالت سختی ستون ها به صورت بالا افزایش می یابد!

◄ سیستم ساختمان های بنایی غیرمسلح (سازه های بنایی)

★ این ساختمان ها فاقد اسکلت هستند و مسلح نمی باشند و باربری توسط آجرها صورت می گیرد.

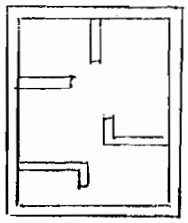
None - Reinforced Masonary

سقف معمولاً طاق ضربی است و در مواردی هم تیرچه بلوک.

www.tnar.ir

← سقف تنی برای این سازه مناسب نیست چون در صورت ریزش دیوارها همه سقف تنی فرو می‌ریزد.

مصالح تشکیل دهنده سازه بنایی:



۱) قالب بنایی (آجر)

- آجر فشاری $20\times10\times5\ cm$ با تاب فشاری 175 تا 150 iso
- آجر نما
- آجر ماشینی پرس‌شده (شکننده‌تر و سبک‌تر از آجرهای فشاری)
- آجر سیمانی
- آجر ماسه آهکی (رنگ نسبتاً سفیدی دارد)
- بلوک سیمانی
- قالب بنایی سنگی (در مناطق کوهستانی)
- سنگ (بیشتر برای تیغه‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد ← نقش باربری ندارند بلکه فقط نقش جداکننده را ایفا می‌کنند.)

۲) ملات

شامل سیمان، ماسه شسته، آب و پوزولان (برای ایجاد چسبندگی) می‌باشد.
پوزولان می‌تواند آهک باشد.

← نسبت‌های حجمی

نام ملات	سیمان	آهک	ماسه	تاب فشاری (kg/cm^2)
خیلی قوی	1	1/4	2.5 تا 3	175
قوی	1	1/2	2.5 تا 3	125
متوسط	1	1.25	〃	50
ضعیف	1	2.5	〃	25 ← غیرباربر

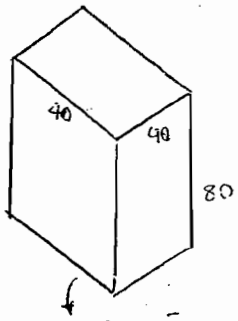
باربر

← 2.5 تا 3 برابر مجموع سیمان و آهک

← آب را به اندازه‌ای اضافه می‌کنیم که ملات سفت یا سیل نشود و یک حد معقول از روانی به دست آید.

www.itnar.ir

۱۳ هیئت‌رهنمای سطح گسترده



* هیئت مکعبی را از قالب بنایی تهیه می‌کنند و تاب فشاری آن را به دست می‌آورند که مبنای طراحی سازه‌های بنایی است.

f'_m : تاب فشاری

تاب فشاری قالب بنایی	f'_m (kg/cm²)	
	قوی یا خیلی قوی	متوسط
≥ 980	370	310
420	190	155
280	140	110
140	105	75
70	55	40

حداقل ضخامت دیوار و حداکثر لاغری:

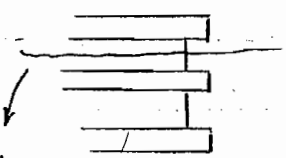
نوع دیوار	$h/t)_{max}$	t_{min} (cm)
دیوار غیرباربر با خشت خام	12	40
سنگ	14	40
آجر	20	20
دیوارهای خارجی غیرمسلح	20	5
تیغه	36	5

روابط مبنایی برای طراحی دیوار باربر آجری:

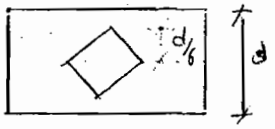
تنش فشاری $f_a = \frac{P}{A_e}$

سطح موثر

سطح موثر در برابر فلات می‌باشد



• برای هسته (به شرطی که نیروی محوری را هم هسته مقطع باشد)



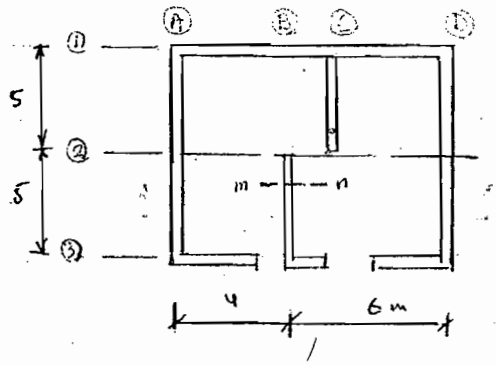
$$e = \frac{M}{P} \leq \frac{d}{6}$$

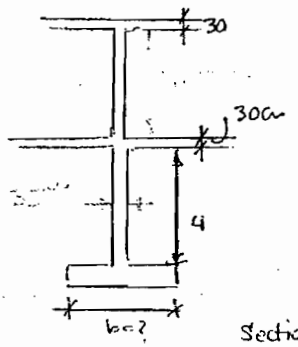
$$f_b = \frac{MC}{I} \quad , \quad f_v = \frac{V}{A_e} \quad , \quad f = \frac{P}{A_e} + \frac{MC}{I}$$

در صورت وجود لنگر و نیروی محوری

نوع قالب		مقاومت فشاری	مقاومت برشی یا کششی ناشی از خمش	
			لقمه بت دارد	لقمه بت ندارد
بنایی با قالب آجر یا بلوک توپر	$\geq 315\ kg/cm^2$	14	1	0.5
	175 تا 315	10	1	0.5
	100 تا 175	7	1	0.5
بنایی با بلوک	بلوک آجری شده	22.5	0.56	0.28
	بلوک لانه	7	0.56	0.28
بلوک سیمانی		10	0.7	0.35

مثال) مطلوبست تعیین مقدار b (ضخامت) و کنترل ضخامت دیوار زیر مقطع mn در طبقه اول ساختمان بنایی شکل زیر. شدت بار مرده و زنده کف جمعاً $850\ kg/m^2$ و مقاومت فشاری آجر $150\ kg/cm^2$ (با ملات متوسط) کارشده و تنش مجاز زمین $1.5\ kg/cm^2$ می باشد.





Section a-a

www.itnar.ir

$\frac{h}{t} = \frac{400}{35} = 11.4 < 20$ ✓ لاغری دیوار جواب می دهد

بار وارده از دو طبقه $= 2 \times 5\ (0.85) = 8.5$ t/m

وزن دیوار $= (2.8+4)(0.35 \times 1.85) = 4.9$ t/m

$q = 12.9$ t/m

وزن دیوار بدون پوسته گچ و خاک است

برون محوری اتفاقی $e = 0.1\ t = 0.035$ m

$e = 3.5\ cm < \frac{t}{6}$

حداکثر تنش فشاری در دیوار $f_c)_{max} = \frac{q}{B.t}\left(1 + 6\frac{e}{t}\right)$

برای کنترل دیوار ← تا برشش

$\Rightarrow f_c)_{max} = \frac{12.9 \times 10^3}{100 \times 35}\left(1 + \frac{6 \times 3.5}{35}\right) = 5.9$ kg/m²

از جدول تنش مجاز خشتی $\rightarrow F_a = 7$ kg/cm²

با توجه به لاغری دیوار به صورت زیر کاهش می یابد:

$F_a' = F_a\left[1 - \left(\frac{h}{42t}\right)^3\right] = 6.86$ kg/cm²

عرض پی دیوار $b = \frac{q}{\sigma_a} = \frac{12.9}{15} = 0.9$ m

◀ طراحی نمونه‌ای ساختمان های بنایی غیرمسلح

سازه های بنایی غیرمسلح چون آرماتور ندارند کمتر نیروهای وارده به داخلی را تحمل خواهند کرد بنابراین طراحی آنها باید به گونه‌ای باشد که فقط فشار در آنها بوجود آید.

حتی اگر بخشی از ساختمان هم دارای ستون های فلزی و یا بتنی باشد باز هم جزو ساختمان های بنایی غیرمسلح محسوب می شود.

بهتر است پی ها در یک سطح افقی قرار داشته باشند. (توصیه مطلوب)

www.tmar.ir

ارتفاع ساختمان می‌تواند بیش از 6m هم باشد ولی باید در هر 4m یک کلاف افقی داشته باشیم. این کلاف افقی مانند تیرچه‌ای است و عمل شناژبندی را انجام می‌دهد و برای اجرا و انجام در ساختمان است. باید دقت شود که در این کلاف نباید نقشه ایجاد شود و فقط دارای میلگرد طولی است.

وقتی یکی از اضلاع ساختمان از بقیه خیلی بزرگتر باشد مشکل پیچش ساختمان بوجود می‌آید. هم‌چنین مشکل دیافراگم صلب در سقف به هنگام زلزله در راستای عرض ایجاد می‌شود.

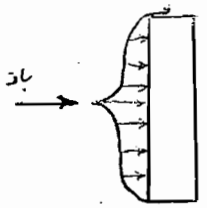
کلاف بندی در پیش آمدگی بام برای اجرا و انجام در سازه است.
در دیوارهای آجری در ساختمان‌های بنایی باید زیر آخر قیچه را با ملات پر کنیم تا بتن سقف و قیچه درگیری ایجاد شود.
این آجر در سازه‌های بتنی مطلوب نیست چون بتن سیال قالب پیش آمده که سختی آن زیاد شده و میلگردها بزرگ می‌شوند. اگر میان قاب‌ها به طور مناسب طراحی شوند مانند یک دیوار برشی (دیوار باربر) با سختی کمتر عمل می‌کنند.

در ساختمان‌های بنایی، تیر و ستون نداریم بلکه اینها کلاف هستند و مقاومت محوری ایجاد می‌کنند. (مانند کش عمل می‌کنند)

www.tinar.ir

بارهای جانبی

- باد
- زلزله



: قبل از برخورد

: پس از برخورد

$$\frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} + \cancel{Z_1} = \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + \cancel{Z_2}$$

در لحظه برخورد به ساختمان $V_2 = 0$

$P_1 = P_0$ ، $P_2 = P_0 + P$

$$\Rightarrow \boxed{P = \frac{\gamma}{2g} V^2}$$: ازدیاد فشار

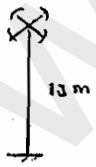
$\gamma = 1.225\ kg/m^3$ و $g = 9.81\ m/s$

$$\Rightarrow \boxed{q = \frac{V^2}{16}}$$ فشار مبنا

V : سرعت باد (m/sec)

$$\text{برای واحد Km/h} \rightarrow \underset{(kg/m^2)}{q} = \frac{V^2}{207} \simeq 0.005\, V^2$$

— باد متعارف از دستگاه سرعت سنج در ارتفاع های مختلف می توان سرعت باد را اندازه گیری نمود.



سرعت مبنای باد که در ارتفاع 10^m اندازه گیری می شود.

← در محل ۶ بین 80 تا 130 km/h داده شده است.

(با دوره بازگشت 50 سال با احتمال کمتر از 2 درصد)

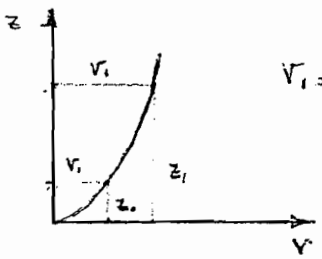
$$q = 0.005\,(130)^2 \simeq 85\ kg/m^2$$

وضعیت باد در شرایط شهری و بیابانی متفاوت است. (در مناطق بیابانی وضع بدتر است.)

نکته دیگر این است که سرعت باد با ارتفاع افزایش می یابد.

www.tmar.ir

تغییر سرعت باد در ارتفاع :



$$V_1 = V_0 \left(\frac{z_1}{z_0}\right)^{1/7}$$

← در سحت ۶ بر حسب منطقه شهری و بیابانی جدایی ذکر شده است :

$$\begin{cases} \text{داخل شهر} & C_e = 1.6 \left(\frac{z}{10}\right)^{0.24} \\ \text{خارج شهر} & C_e = 2 \left(\frac{z}{10}\right)^{0.16} \end{cases}$$

فشارهای استاتیکی باد بر سازه ها :

$$F = P.A$$

$$P = C_e C_q I_q \leftarrow \text{فشار هندسی باد}$$

A : سطح عمودی مقابل وزش باد

C_e : ضریب تهدید (اثر تغییر سرعت)

← به ارتفاع و شرایط محیطی بستگی دارد.

C_q : ضریب شکل

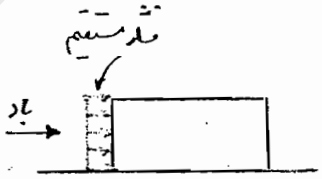
← براساس حالت قرارگیری سازه در برابر باد تعیین می شود.

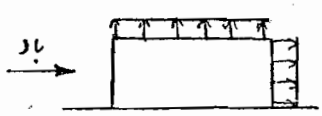
(نسبت به مکش یا فشار و وضعیت قرارگیری با هم مقداری برای ضریب شکل مشخص می شود.)

I : ضریب اهمیت سازه

← برای سازه های مهم 1.2 است. (در آیین نامه اعمال شده است)

آثار باد بر ساختمان ها :





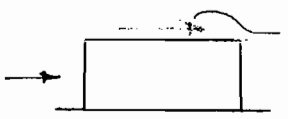
الف) فشار مستقیم

ب) مکش در دیوارهای پشت ساختمان به وجود می آید.

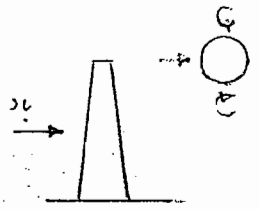
با وزش باد در طبقه وجود که در معرض مستقیم آن نیستند خلا ایجاد می کند.

www.ttnar.ir

ج) اثر اصطکاکی



د) اثر ارتعاشی

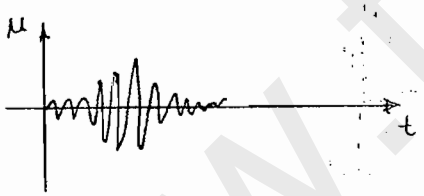


در ساختمان های بلند و باریک رخ می دهد.

مثلاً دودکش ها در جهت عمود بر وزش باد رهبار ارتعاش می شوند که ناشی از جریان های گردابی است.

برای ساختمان هایی به ارتفاع بیش از 120m و یا بیش از 5 برای عرض و نیز در سازه های غیرساختمانی (دودکش ها، پل ها و ...) با $T>1s$ باید با تحلیل دینامیکی و یا آزمایش تونل باد کار شود.

← یک زلزله، تحلیل دینامیکی، بردار برو برحسب تحلیل ساختمان است.



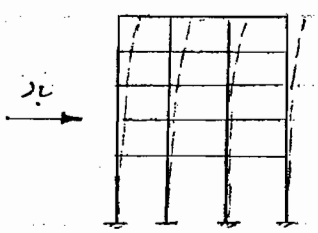
۲ آثار طی باد:

۱- خمش جانبی ۲- لغزش ۳- واژگونی

← این سه اثر از زلزله هم بر ساختمان وارد می شود.

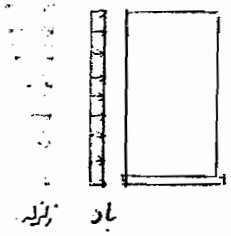
← معمولاً اثر زلزله بحرانی تر از باد است. ولی در سازه ای مانند سوله که وزن کمی دارد باد بحرانی است.

چون قاب، خمشی است و اتصالات گیردار هستند نقاط انعطاف تغییر شکل می دهند و زوایا همان 90° می ماند.

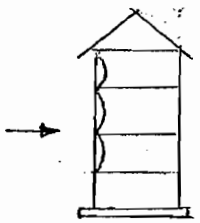


www.itnar.ir

← باریاز در ساختمان هایی که ضلع بلند خیلی بلند نیستند به صورت یکنواخت وارد نمی شود ولی بار زلزله به صورت مثلث است یعنی در بالای سازه نیروی بیشتری وارد می شود.



آثار موضعی باد:

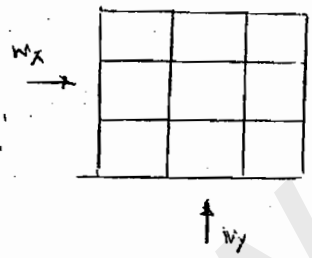


شکستن شیشه ها و خراب شدن دیوارهای نازک و لعاب های ضعیف به دلیل ایجاد مکش در سازه.

← برای ساختمان های بتنی طبق آبا

$$\begin{cases} S_u = D + 1.2L \pm 1.2W_x \\ S_u = D + 1.2L \pm 1.2W_y \end{cases}$$

$$\begin{cases} S_u = 0.85D \pm 1.2W_x \\ S_u = 0.85D \pm 1.2W_y \end{cases}$$



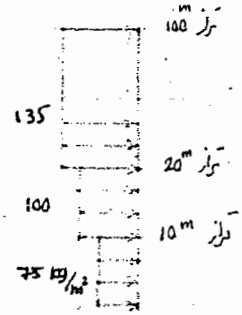
← برای ساختمان های فولادی (تنش های مجاز)

$$\begin{cases} S = 0.75(D + L \pm W) \\ S = 0.75(D \pm W) \end{cases}$$

ازدیاد فشار با ارتفاع:

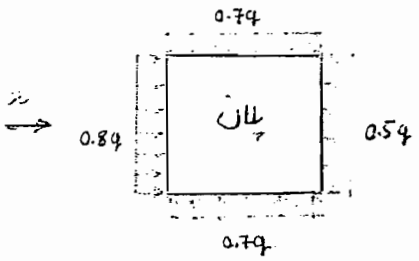
اگر پنجره ها باز باشند فشار باد وارد ساختمان هم می شود پس فشار باد به طور مؤثر در داخل و خارج ساختمان مطرح است.

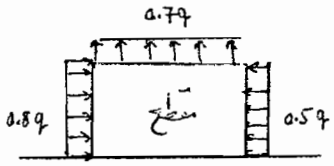
فشار باد بر ساختمان { مؤثر خارجی / مؤثر داخلی

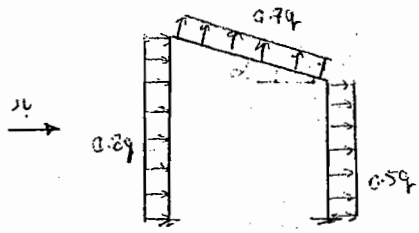


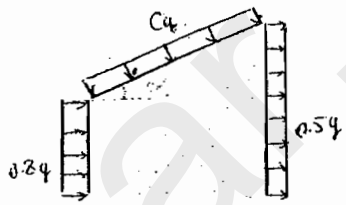
www.tnar.ir

• مقادیر نسبت فشار مبنای باد (ضرایب شکل) برای سازه اصلی باربر جانبی ساختمان





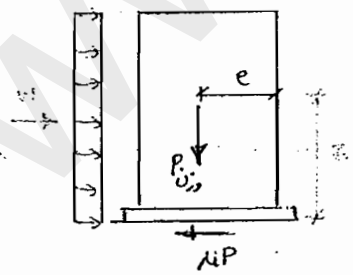




برای نسبت روبار C_q

$$\begin{cases} -0.7 & \alpha \le 15^\circ \\ 0.4 \text{ تا } -0.7 & 15 \le \alpha \le 30^\circ \\ 0.4 \text{ تا } 0.8 & 30 \le \alpha \le 45 \\ 0.8 & 45 \le \alpha \end{cases}$$

واژگونی ساختمان ناشی از اثر باد



$$F.S._{\text{واژگونی}} = \frac{M_R}{M_{OT}} \ge 1.75$$

$$F.S._{\text{لغزش}} = \frac{\mu P}{W} \ge 1.5$$

← سختی جانبی سازه در برابر بارهای ناشی از باد نیز باید تامین شود.

← بار باد را به همراه بار زلزله در نظر می‌گیریم. بلکه باد خود یک بار فوق العاده است.

www.ttnar.ir

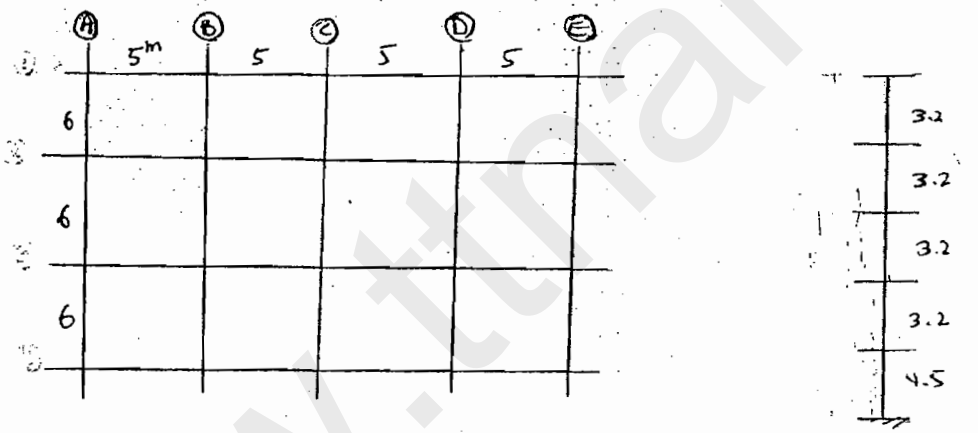
◀ بار زلزله

← لرزش ناگهانی زمین را زلزله گویند . لایه های زمین کمتر اثر متقابل نسبت به هم حرکت می کنند.

یا زلزله از جنس شتاب است نه نیرو.

با قراردادن سازه بروی پی های لغزشی بار زلزله را کنترل می کنند.

مثال) برای ساختمان با پلان نشان داده شده در شکل زیر ، نیروی باد در امتداد x را محاسبه نمایید.

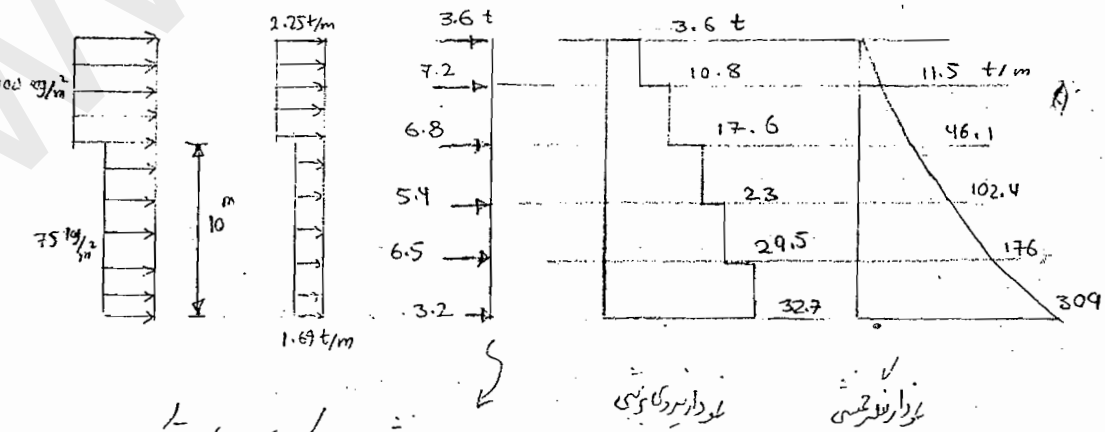


$P = 1.25\, b\, q$ ← $75\ kg/m^2$

عرض ساختمان روبه باد

ضریب باد = ضریب بادبار + ضریب بادپناه

$(1.25 = 0.8 + 0.45)$

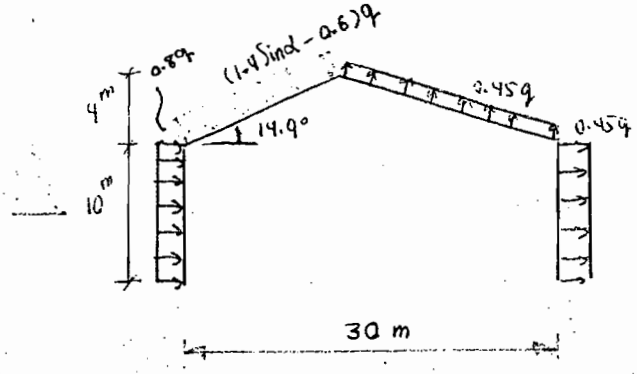


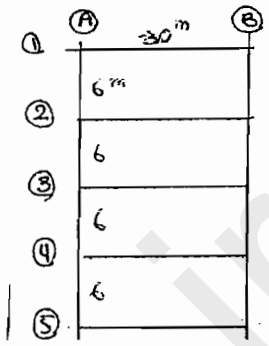
تبدیل فشار باد به یک سری بارهای متمرکز

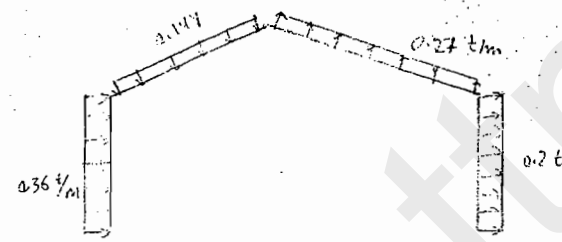
نمودار برش

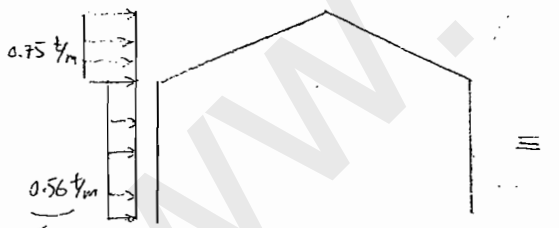
نمودار لنگر خمشی

مثال: بارهای سازه صنعتی نشان داده شده در شکل، نیروی جانبی باد را بدست آورید.

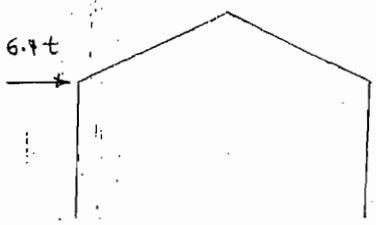








$\equiv$



$$\frac{0.56\times10\times5 + 0.75\times4\times12}{10} = 6.4\ t$$

← ترکیب بارها از بند ۶-۸ مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان دنبال شود.

D ، D+L+(L از بند ۵-۳) ، D+(W یا E) ، ...

◀ بارهای ناشی از زلزله

مقاومت از سایر بارهاست و نیروهای اینرسی می‌باشد.

نیروی زلزله = نیروی اینرسی القایی به ساختمان به هنگام ارتعاشات ناشی از لرزش زمین

+ جرم با تغییر سازی ساختمان کاهش می‌یابد.

+ شتاب با روش‌هایی مثل جداسازی لرزه‌ای کاهش می‌یابد.

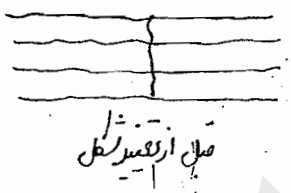
$F = m\ddot{u}$

شتاب ↑ ↑ جرم

$\ddot{u} = f$ (طبیعت رفتاری سازه ، شکل ارتعاشی زمین)

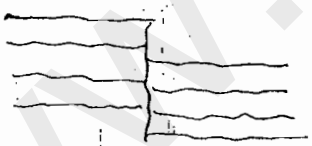
+ مهم‌ترین نقص در مورد علل زلزله ، نظریه تکتونیک صفحه است.

گسل (Fault)



حاصل از تغییر شکل

در حین تغییر شکل ناشی از زلزله (در حالت جذب انرژی)



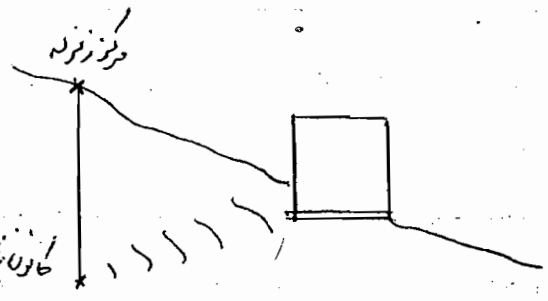
پس از لغزش زمین و رها شدن انرژی

انواع زلزله :

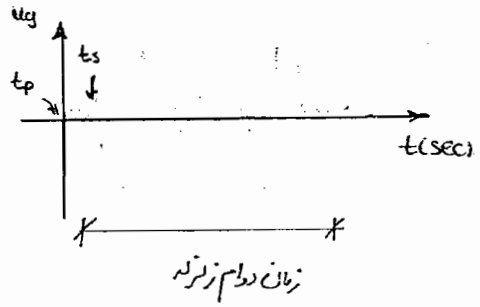
- امواج حجمی
  - طولی (اولیه) ← امتداد ارتعاش همان در راستای انتشار
  - عرضی (ثانویه) ← در جهت عمود بر انتشار ، ارتعاش می‌کند.

(سرعت موج کمتر است پس دیرتر می‌رسد)

- امواج سطحی
  - ریلی
  - لاو



www.ttnar.ir



زلزله خیزی ایران :

ایران در منطقه زلزله خیز دنیا قرار دارد.

max زلزله‌ای که می‌تواند در منطقه‌ای با توجه به گسل‌های آن اتفاق بیفتد قابل پیش بینی است.

سنجش زلزله :

- بزرگی ← مقیاس هندسی است. (M_W ، M_L ، M_b ، M_S) (روش ریشتر) local body surface
- شدت (Intensity) ← مقیاس احساسی است.
- انرژی ← مقیاسی براساس انرژی ناشی از زلزله

$M_L = \log_{10} A^M$ رابطه‌های مربوط به روش‌های اندازه‌گیری برای بزرگی

زلزله با هم متفاوت است.

مقیاس احساسی ← روش مرکالی اصلاح شده

زلزله مبنای طرح آئین نامه :

زلزله‌ای که احتمال وقوع آن در 50 سال عمر مفید سازه کمتر از 10٪ باشد.

$T_R = 475$ سال دوره بازگشت

$T_R = \frac{1}{1-(1-q)^{1/n}}$ دوره بازگشت زلزله

$P = \underbrace{1-(1-q)^{1/n}}$

احتمال نیامدن زلزله در 50 سال عمر مفید سازه

www.tfnar.ir

← برای ساختمان های هم یا بلندتر از 50m ، به علاوه باید ضوابط ویژه زلزله ، سطح بهره برداری نیز ارضا گردد.

زمان تداوم زلزله : مدت زمانی که ارتعاش زلزله برای ما قابل توجه باشد.

که احتمال وقوع آن در 50 سال بیش از 99.5 ٪ باشد.

طبیعت ارتعاشی :

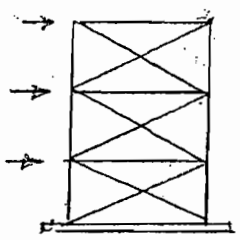
طبیعت ارتعاشی سازه می تواند نرم یا صلب باشد. هرچه پریود سازه بیشتر باشد، سازه انعطاف پذیرتر بوده در نتیجه شتاب وارده از زلزله کمتر خواهد بود.

عناصر مقاوم در برابر زلزله :

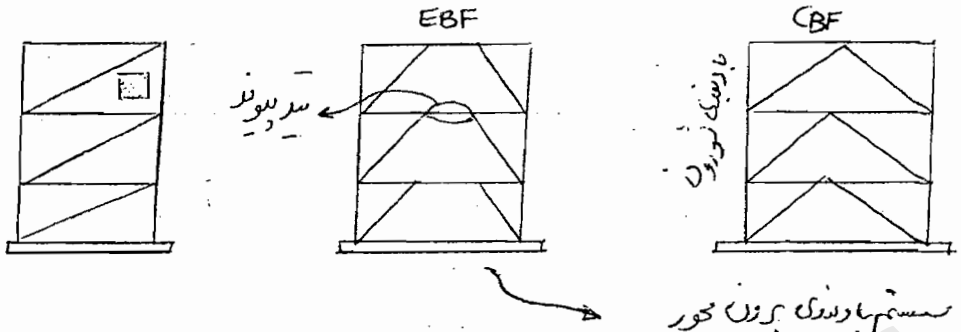
- دیوارهای باربر (در سازه های بنایی)
- قاب ساختمان ساده
- قاب خمشی (بتنی و فولادی) { معمولی / متوسط / ویژه }
- دوگانه و ترکیبی
- سایر سیستم های سازه ای مثل سیستم لوله ای

قاب ساده ← دارای مهاربندی یا دیوار برشی

بارهای قائم توسط اسکلت ساختمان تحمل می شود و بارهای جانبی توسط مهاربندی یا دیوار برشی.

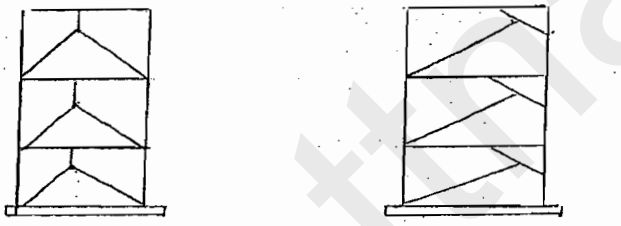


www.tnar.ir

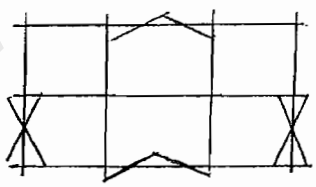


تیر پیوند رفتار غیرارتجاعی خوبی نشان می‌دهد و سازه را شکل پذیر می‌کند.

سیستم‌هایی که برون محوری دارند، شکل پذیری بیشتری به سازه می‌دهند.

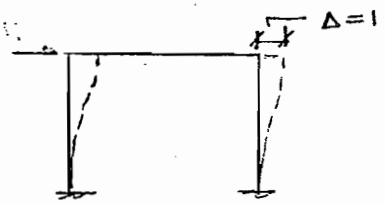


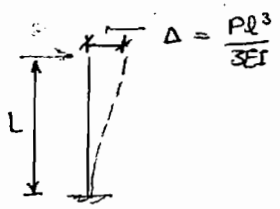
اگر یکطرف ساختمان بادبند بگذاریم و طرف دیگر نگذاریم، به هنگام زلزله ساختمان می‌پیچد.
بهترین سیستم سازه ای در برابر زلزله ترکیب قاب خمشی و مهاربندی است.



ضلیب جانبی عناصر مقاوم در برابر نیروهای جانبی زلزله:

K : نیروی لازم برای ایجاد جابجایی واحد.

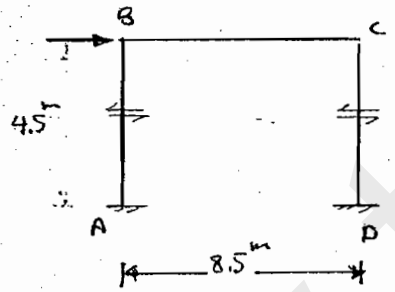




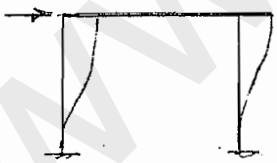
$$\Delta = 1 \rightarrow P \Rightarrow K \rightarrow K = \frac{3EI}{l^3}$$

مثال) سختی جانبی را در حالت های زیر محاسبه کنید:

الف) با فرض تیر صلب ب) در شرایط واقعی



الف)



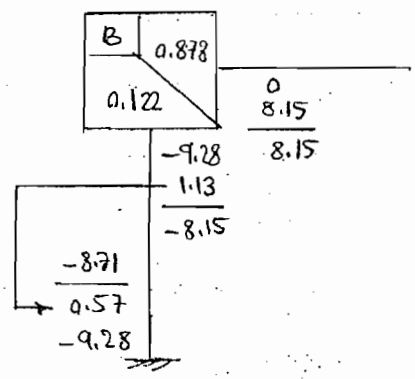
$$K_{\text{بادبند}} = \frac{24EI}{l^3} = 8.25 \text{ t/cm}$$

$$F.E.M_{AB,CD} = -\frac{6EI\Delta}{l^2}$$

$$= \frac{-6 \times 2.1 \times 10^6 \times 14920 \times 1}{(450)^2}$$

$$= -3.28 \text{ t.m}$$

ب)

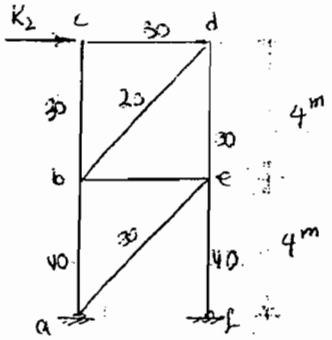


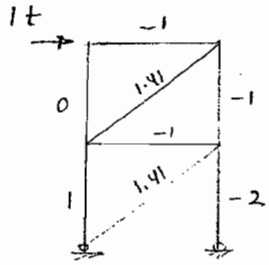
یعنی تیر را 1.5 برابر در نظر می گیریم و در نصف ساده گیش نگر انجام می دهیم.

$$K = 7.49 \text{ t/cm}$$

www.ttnar.ir

تعیین سختی جانبی قاب‌ها





روش کارمجازی: $1 \times \Delta_c = \sum \bar{f} \frac{FL}{EA}$ ← بارهای واحد مجازی

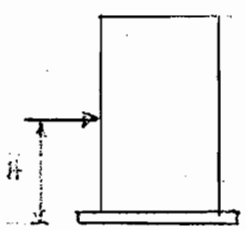
بردی مربوط در عضو ناشی از بار واحد

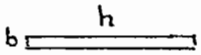
$F = \bar{F} \rightarrow$ $\boxed{\Delta_c = \sum \frac{\bar{f}^2 L}{EA}}$

عضو / بار واحد	L (cm)	A (cm^2)	L/A (cm^{-1})	$\bar{F}$ (ton)	$\bar{F}^2 L/A$ ($t^2.cm^{-1}$)
ab	400	40	10	1	10
bc	400	30	13.33	0	0
ef	400	40	10	−2	40
ed	400	30	13.33	−1	13.33
be	400	〃	〃	−1	〃
cd	400	〃	〃	−1	〃
ae	$400\sqrt{2}$	〃	18.83	1.41	37.44
bd	$400\sqrt{2}$	20	28.25	1.41	56.16
					$\Sigma = 183.59$

$$\Delta = \frac{\Sigma}{E} = 0.087\ cm \Rightarrow K_s = \frac{1}{\Delta} = 11.44\ t/cm$$

صلبت جانبی دیوارهای برشی





$$K(H) = \frac{3EI}{\beta H^3}$$

www.tinar.ir

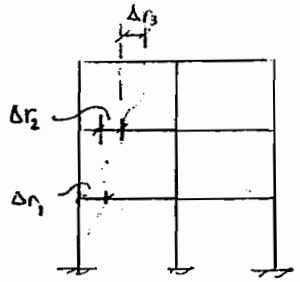
β : ضریب اثر تغییر شکل برشی

$$\beta = 1 + 0.75\left(\frac{h}{H}\right)^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

(β در طبقات پایین مؤثرتر است .)

• تغییر مکان و صلبیت نسبی یک طبقه از قاب



$$\Delta r_i = \frac{V_i}{(GA)_i}$$

نسبی

$$(GA)_i = \frac{24E}{h^2\left(\frac{2}{\Sigma k_c} + \frac{1}{\Sigma k_{bb}} + \frac{1}{\Sigma k_{bt}}\right)}$$

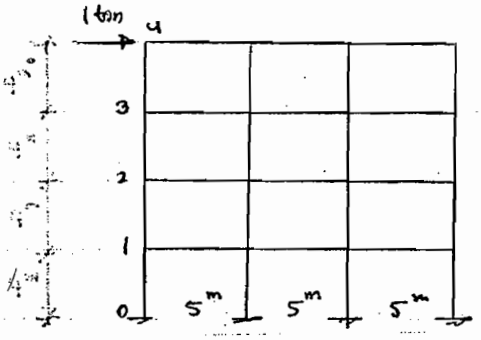
ارتفاع طبقه مورد نظر

جمع $\frac{I}{l}$ های ستون های طبقه

که برای طبقات پایین سازه از رابطه زیر استفاده می شود :

$$\begin{cases} (GA)_i = \dfrac{24E}{h^2\left(\frac{2}{\Sigma k_c} + \frac{1}{\Sigma k_{bt} + \Sigma k_c/12}\right)} & \text{ستون های پای گیردار} \\ (GA)_i = \dfrac{24E}{h^2\left(\frac{3}{\Sigma k_{bi}} + \frac{8}{\Sigma k_c}\right)} & \text{پای مفصلی} \end{cases}$$

مثال)



$\Sigma I/l$

33.24
38.8
33.24
38.8
33.24
77.8
33.24
77.8

www.tmar.ir

ستون	Σk_c (cm^3)	Σk_{bb} (cm^3)	h (cm)	$(GA)_i$ (kg/m)	V_i (kg)	Δr_i (cm)
3-4	38.8	33.24	400	2820	1000	0.355
2-3	〃	〃	〃	〃	〃	0.355
1-2	77.8	〃	〃	3663	〃	0.273
0-1	〃	〃	〃	6191	〃	0.162

$$\Delta_i = \frac{V_i}{(GA)_i}$$

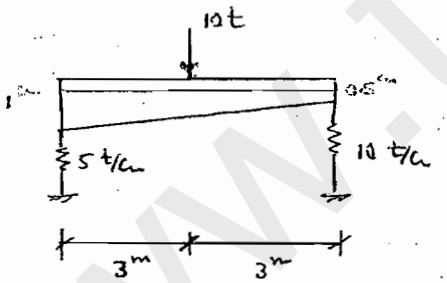
$\Delta_4 = 0.355 + 0.355 + 0.273 + 0.162 = 1.145 \rightarrow K_4 = 0.873$ t/cm

$\Delta_3 = 0.355 + 0.273 + 0.162 = 0.79 \rightarrow K_3 = 1.266$ 〃

$\Delta_2 = 0.273 + 0.162 = 0.435 \rightarrow K_2 = 2.299$ 〃

$\Delta_1 = 0.162 = 0.162 \rightarrow K_1 = 6.171$ 〃

مثال)



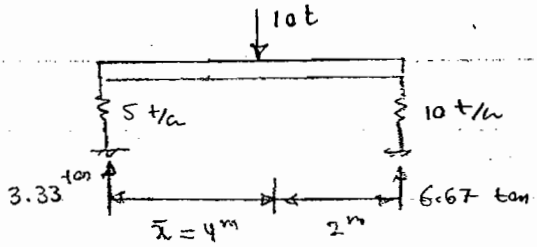
$$\begin{cases} R_1 = 5\,t \rightarrow \delta_1 = \frac{5}{5} = 1\ cm \\ R_2 = 5\,t \rightarrow \delta_2 = \frac{5}{10} = 0.5\ cm \end{cases}$$

به دلیل تفاوت سختی‌ها، چنین اتفاقی می‌افتد.

← اگر بتوان به فونداسیون صلبیت داد، چنین رخ می‌دهد.

$$\bar{x} = \frac{5\times 0 + 10\times 6}{15} = 4\ m$$

مرکز سختی



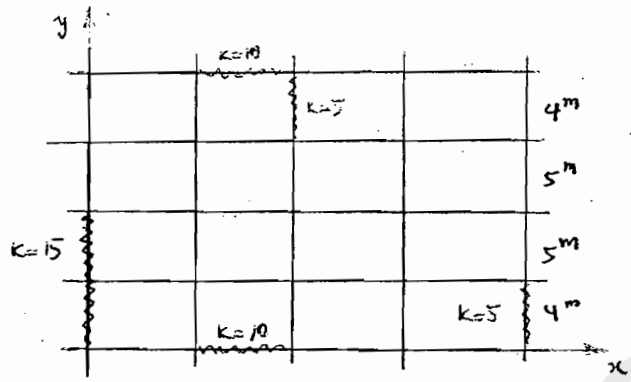
$$\delta_1 = \frac{3.33}{5} = 0.67\ cm$$

$$\delta_2 = \frac{6.67}{10} = 0.67\ cm$$

www.ttnar.ir

تعریف مرکز صلبیت یک طبقه از ساختمان

← محل برآیند نیروهای مقاوم ساختمان در برابر نیروهای جانبی در یک طبقه از ساختمان.



مختصات مرکز سختی

$$\bar{x} = \frac{15\times 0 + 5\times 20 + 5\times 10}{25} = 6\ m$$

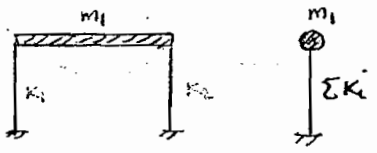
$$\bar{y} = \frac{10\times 0 + 10\times 18}{20} = 9\ m$$

← نیروی زلزله در مرکز جرم ساختمان وارد می‌شود.

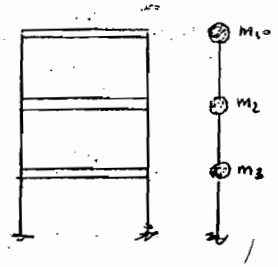
← نیروی زلزله با زمان تغییر می‌کند. بنابراین باید سازه را به صورت دینامیکی بررسی کنیم.

علم دینامیک سازه‌ها به مطالعه ارتعاش سازه‌ها می‌پردازد.

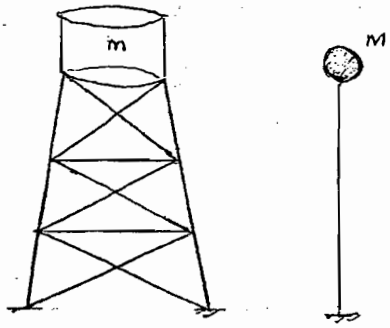
فرضیات دینامیکی:
- الف) فرض جرم متمرکز ← جرم طبقات را در یک نقطه متمرکز می‌کنیم
- ب) " " پیوسته

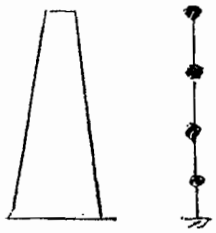


مدل جرم متمرکز



www.tmar.ir





مدل جرم پیوسته

درجه آزادی دینامیکی

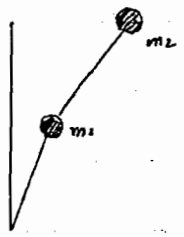
تعداد مختصات مستقل برای بیان وضعیت مکانی جرم‌های در حال ارتعاش.

مدهای ارتعاشی ← بیانگر شکل و حالت ارتعاش در آن وضعیت مخصوص است.

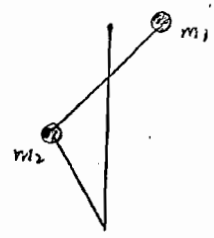
در واقع ارتعاش یک سیستم در هر لحظه مجموع ارتعاش مدهای مستقل آنهاست.

یک مد ارتعاشی ←

جهت ارتعاش هم نیست



مد اول



مد دوم

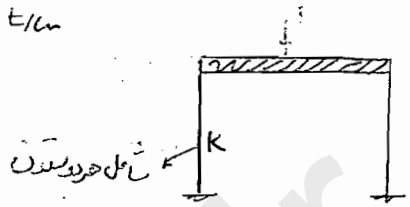
بیشتر این حالت رخ می‌دهد.

پریود ارتعاش سازه ← T:

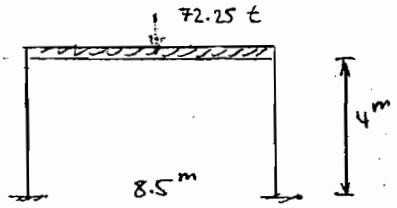
$T = 2\pi \sqrt{\frac{P}{gK}}$ ← t/cm

cm/s^2

(ثقل N) وزن جرم متمرکز



مثال)



$K = 7.49\ t/cm$

$T_{\text{تقریبی}} = 2\pi \sqrt{\frac{72.25}{9.81 \times 7.49}} = 0.62\ s$

$T_{(2)} = 0.62\ s$

➢ روابط تجربی پریود ارتعاشی جانبی برای ساختمان‌های چندطبقه (استاندارد ۲۸۰۰)

الف) با دیوارهای برشی یا بادبندی $T = 0.05\ H^{3/4}$

ب) قاب‌های خمشی
- فولادی $T = 0.08\ H^{3/4}$
- بتنی $T = 0.07\ H^{3/4}$

* این فرمول‌ها تقریبی هستند و اثر پارتیشن‌ها نیز در سختی جانبی درنظر گرفته می‌شود. بنابراین این فرمول‌های تجربی چون ازروی مدل‌های واقعی بدست آمده‌اند، بهترند.

www.ttnar.ir

Subject : Date :

نیروهای جانبی زلزله وارد بر قطعات الحاقی

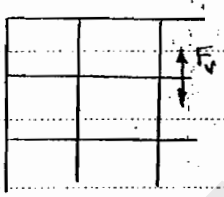
قطعاتی هستند که وظیفه باربری ندارند ولی باعث خسارت مالی و جانی در صورت تخریب می‌گردند.
مثل شیشه‌ها، اجزای نما، دیوارهای محیطی، وسائل و تجهیزات نصبی.

$F_p = AB_pI\,W_p$ ← وزن قطعات الحاقی

در واقع برای این قطعات به دلیل ترد، $R=1$ در نظر گرفته شده و ظرفیت پذیرش تغییر شکل‌های خمیری لحاظ نشده.

مؤلفه قائم نیروی زلزله

معمولاً حدود $\frac{1}{3}$ برای مؤلفه افقی زلزله است ولی در نزدیکی گسل‌ها می‌تواند تا نزدیک مؤلفه افقی نیز باشد.



$F_v = 0.7AI\,W_p$

کل بار مرده وزنده بالکن

در سه مورد
۱) تیرهای بلندتر از 15 متر دهانه
۲) تیرهای با بار قائم متمرکز بزرگ
۳) بالکن‌ها

۸) سازه‌های غیرساختمانی:

ضریب رفتار

۱) مخازن هوایی که به صورت دوتایی وارد عمل می‌شوند.	$R=3$
۲) مثل زوکش‌ها یا سیلوها که جرم گسترده دارند.	$R=5$
۳) مثل تیغ‌های وارونه (سیلوهای سیمانی)	$R=4$
۴) مثل برج‌ها و دکل‌های شبکه مخابراتی	$R=4$
۵) تابلوها و علائم و بناهای یادبود	$R=5$
۶) سایر حالات	$R=3.5$

www.itnar.ir

Subject : 0.6 & 2.5 Date :

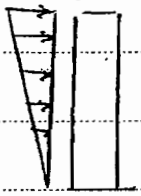
$$V = \frac{ABI}{R} \cdot W \qquad \left(\frac{B}{R} \geq 0.5\right)$$

W: وزن کل سازه و

محتویات آن

پریود $\begin{cases} T < 0.06\ s & \text{سیار صلب} \rightarrow \frac{B}{R} = 0.5 \\ T > 0.5\ s & \text{حتماً تحلیل دینامیکی توصیه می‌شود} \end{cases}$

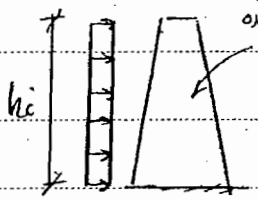
A, I ← مانند قبل تعیین می‌شوند.



برای سازه‌های منعطف، توزیع به صورت خطی است

(یعنی بیشتر نیرو در بالا وارد می‌شود)

آیین‌نامه این توزیع را با منظور کردن نیروی پلاستی اعمال می‌دهد.



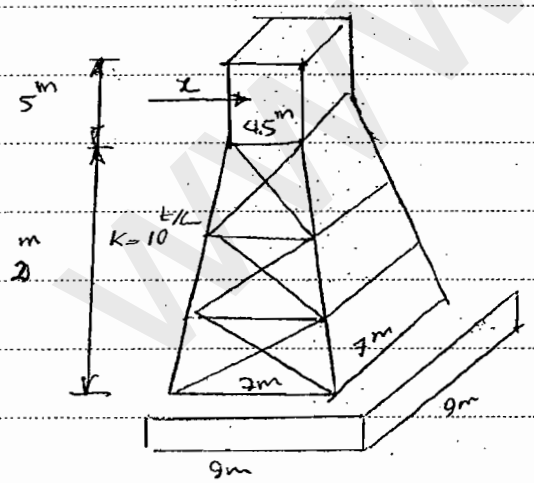
مثال) برای مخزن هوایی آب با مشخصات زیر

مطلوبست تعیین نیروی جانبی زلزله.

زمین: نوع ۲

وزن آب مخزن: 150^{ton}

وزن پوسته: 10^{ton} ، وزن پایه $= 15^{ton}$



$$V = CW, \quad C = \frac{ABI}{R}$$

$A = 0.35$, $I = 1.2$, $R = 3$

II نوع زمین $\rightarrow T = 0.5$

$$W = W_{\text{آب}} + W_{\text{پوسته}} + \frac{1}{3} W_{\text{پایه}} = 150 + 10 + \frac{15}{3}$$

$$= 165\ ton$$

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{W}{gk}} = 2\pi\sqrt{\frac{165}{9.81 \times 10}} = 0.81\ s$$

چون k در واحد جرم داده شده است در g ضرب می‌شود.

$$B = 2.5\left(\frac{0.5}{0.81}\right)^{2/3} = 1.83$$

$$\frac{B}{R} = \frac{1.83}{3} = 0.61 > 0.5 \ \checkmark$$

www.ttnar.ir

Subject : Date :

$C = 0.35 \times 0.61 \times 1.2 = 0.26$

$V = 0.26 \left(150 + 10 + \frac{15}{3}\right) = 42.3 \text{ ton}$

برای کنترل واژگونی محل دیوار زیرلایه

$W_F = (9 \times 9 \times 1) \times 2.4 = 195 \text{ ton}$

$W_T = 150 + 10 + 15 + 195 = 370 \text{ t}$

وزن پایه

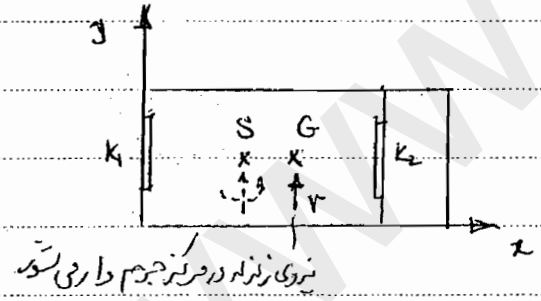
$M_R = 370 \times 4.5 = 1665 \text{ t.m}$

$M_{OT} = 42.3 (2.5 + 20 + 1) = 995 \text{ t.m}$

$F.S = \frac{1665}{995} = 1.7 \approx 1.75$ برای واژگونی

ضریب اطمینان می‌توان ابعاد پی را کمی افزایش داد.

توزیع نیروی برشی افقی در پلان



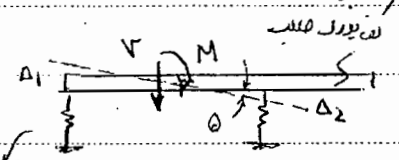
نیروی زلزله در مرکز جرم وارد می‌شود

می‌توان نیروی برآیند برابر مرکز صلبیت کف طبقه وارد کرد. (کوپل پیچشی اضافه نشود)

الف) برای برش مستقیم واردبر مرکز پیچشی

$K_1 \Delta + K_2 \Delta = V$

ب) برای کوپل پیچشی



$\begin{cases} \Delta_1 = d_1 \theta \\ \Delta_2 = d_2 \theta \end{cases}$

* دو لنگه هم وجود دارد :

طبقه را 90 درجه می‌چرخانیم. (فنرها ← دیوارهای برشی)

۱) نیروی برشی طبقه به نسبت صلبیت بین عناصر مقاوم توزیع می‌شود.

۲) کوپل پیچشی طبقه به نسبت صلبیت و فاصله عناصر از مرکز صلبیت توزیع می‌شود (بین عناصر مقاوم)

www.tmar.ir

Subject : Date :

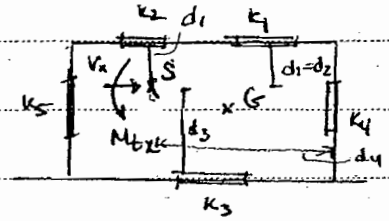
برای توزیع نیروی برشی بین عناصر مقاوم طبقه باید به روش زیر عمل کنیم:

روش معمول برای توزیع نیروی برشی در دیافراگم طبقه بین عناصر مقاوم

حالت ① در هر دو راستا از دیافراگم یا دیوارهای برشی استفاده شده باشد.

الف) برش مستقیم فقط به اعضای موازی با نیرو وارد می‌شود.

ب) گشتاور پیچشی به همه عناصر مقاوم در پلان وارد می‌شود.



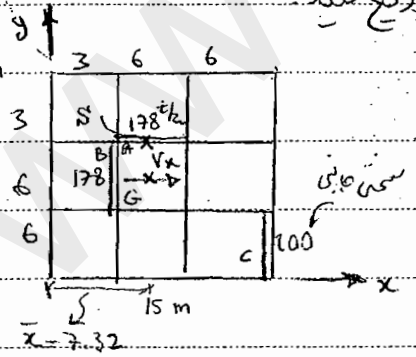
$$\left(\frac{V_x}{\sum k_x} \pm \frac{M_{tx}\, d_i}{\sum k_i d_i^2}\right) k_i = V_{ix}$$

جمع پیچشی + جمع برش مستقیم

برای عاملی اعضاء نیز پیچشی وارد شده نیروی برشی قرار داشته باشد.

برای ساختمان‌های تا ۱۰ طبقه ۱۰۰٪ نیروی زلزله را به دیافراگم‌ها و دیوارهای برشی اعمال کنید به شرط آنکه جابجایی حداکثر ۳۰٪ بیشتر از جابجایی متوسط نباشد ← سیستم روگذار نامیده می‌شود.

مثال) نیروی زلزله V_x بین عناصر مقاوم طبقه توزیع کنید.



مرکز سختی $\bar{x} = \frac{178\times 3 + 100\times 15}{100+178} = 7.32\ m$

$$V_{ix} = k_i\left[\frac{V_i}{\sum k_x} \pm \frac{M_{tx}\, d_i}{\sum k_i d_i^2}\right]$$

$M_{tx} = 22.1 \times 4.5 = 99.5\ t.m$

ممان سختی $\sum k_i d_i^2 = 178\times 0 + 178\times(4.5-0.18)^2 + 100(7.5+0.18)^2 = 9220$

$$V_A = 178\left(\frac{22.1}{178} \pm \frac{99.5\times 0}{9220}\right) = 22.1$$

$$V_B = 178\left(0 + \frac{99.5\times 4.32}{9220}\right) = 8.3$$

$$V_C = 100\left(0 + \frac{99.5\times 7.68}{9220}\right) = 8.3\ t$$

www.tiran.ir
DATA BANK

Subject : Date :

انواع بارهای طراحی ستون‌ها

برای ستون‌های خاصی که در معرض انتقال بار جانبی زلزله هستند، باید ترکیبات زیر بار نیز بارگذاری شوند.

این دو ترکیب بار باید رعایت شوند:

مقاومت مورد نیاز ستون ≥ { 1× (بار مرده) + 0.8 (بار زنده) ± 2.8 (بار زلزله) ; 0.85 (بار مرده) ± 2.8 (بار زلزله) }

اگر از روش تنش مجاز طراحی سازه فولادی انجام گیرد باید مقاومت را در 1.7 ضرب کنیم.

www.itnar.ir

Subject : Date :

www.ttnar.ir

$V_{min} = 0.1\ A_f W$

برای تأثیر بادهای از اطراف

$$F_i = (V - F_t)\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

$T > 0.7\ s$ $\quad 0.07\,V$

$T \le 0.7\ s$ $\quad F_t = 0$

فرم‌های مناسب در برابر زلزله

الف) فرم ساده مناسب‌تر است

از درز انقطاع استفاده کنیم

محدب

مقعر

ظرفیت سازه خوب متعادل نباشد.

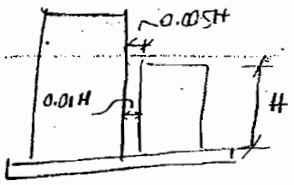
www.tfnar.ir

برای تأمین شکل‌پذیری، توصیه‌های زیر ارائه شده است.

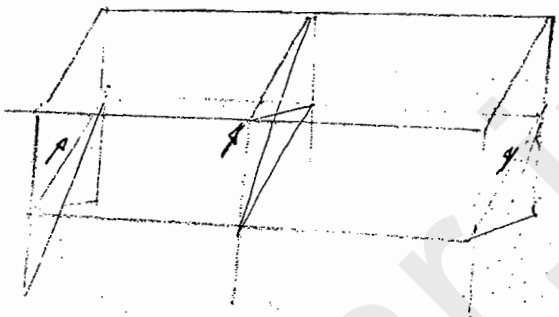
فواصل تنگ‌ها در ناحیه‌ی انتهایی

در انقطاع

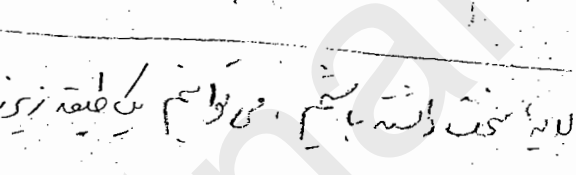
برای اطمینان از عدم تصادم دو قسمت ساختمان ها



نکته: برای ساختمان های هم ردیف و مواردی که بیش از ۸ طبقه بالا، حداقل باید به اندازه (تغییر مکان جانبی طرح طبقه) $0.5R$ باشد.



انتقال جرم از سقف به داخل صفحه



نکته: جرم پرده‌ی لایه‌ی نازک را نباید می‌توانیم یک طبقه زیرزمین ایجاد کنیم و پی را در لایه‌ی سخت قرار دهیم

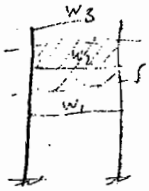
ضریب رفتار { شکل پذیری / مقاومت

درجه نامعینی ← ارتباط با ...

روش های تعیین { تحلیل دینامیکی { تاریخچه زمانی / روش استاتیکی معادل

نیروی جانبی زلزله

مدل ریاضی سازه ← تعریف ...



$V = C_s \cdot W$ ← $\sum N_i$ نیروی برش پایه

$\frac{ABI}{R}$ ضریب ساختمان

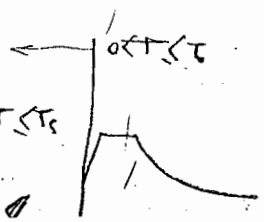
A: شتاب مبنا

B: ضریب بازتاب

I: ضریب اهمیت

R: ضریب رفتار (۷-۱۵)

$B = \begin{cases} 1 + S\left(\frac{T}{T_0}\right) & 0 \le T \le T_0 \\ S+1 & T_0 \le T \le T_s \\ (S+1)\left(\frac{T_s}{T}\right)^{2/3} & T \ge T_s \end{cases}$



www.tnar.ir

روابط تجربی پریود ارتعاشی طبیعی برای ساختمان های چند طبقه (استاندارد ۲۸۰۰)

الف - با دیوار برشی یا بادبند

$$T = 0.05\, H^{3/4}$$

ب - قاب های خمشی

فولادی $T = 0.08\, H^{3/4}$

بتنی $T = 0.07\, H^{3/4}$

* این فرمول ها تقریبی محسوب میشوند چون اثر غیر سازه ای ها را هم (مثل تیغه ها) در نظر گرفته اند حوابش نسبت به روش محاسباتی دقیق است.

* اگر ابعاد و مشخصات دقیق پریود برگرفته از سازه آماده طبق آئین نامه نسبت به مقادیر تجربی حداکثر 25٪ بیشتر باشد مقادیر تجربی را میتوان برگزیده و در نظر گرفت.

* در محاسبه پریود اصل ساختمان های بتنی برای اثر رگ ضروری تنها ۲ نقطه عوض، میان این دو نقطه 0.5 Ig و بقیه طول Ig در نظر گرفته میشود. یعنی تا اثر آنچه برای کنترل تغییر مکان جانبی انجام میشود)

روش دقیق تعیین پریود طبیعی سازه های روش ریلی (پیوست ۴ آئین نامه ۲۸۰۰)

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum P_i x_i^2}{g \sum P_i x_i}}$$

پیوست ۴ $T = \sqrt{\frac{\sum P_i x_i^2}{g\, x_n}}\,(2\pi)$

P_i : وزن طبقه i ام که بصورت خانه طبقه دار میشود

x_i : تغییر مکان جانبی ناشی از وزن های وارد

x_n : " " " طبقه آخر

* وزن هر طبقه را بصورت جانبی به طبقه وارد میکنیم.

(در این حالت فقط با ثابت یک بار یک تنی طول میشود)

$P_3 = W_3$

$P_2 = W_2$

$P_1 = W_1$

GROUND

و دو طبقه پریود طبیعی را حساب کردیم.

www.tnar.ir

مثال: برای ساختمان ۴ طبقه مطابق شکل از روش اخذ (پریود ۴)

با فرض وزن همه طبقات حدود ۱۰ تن پریود اتفاقی طبق رابطه آیین‌نامه ۸ در

$x_1 = 0.162$ cm
$x_2 = 0.435$
$x_3 = 0.79$
$x_4 = 1.145$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{10^{t=0}(0.162^2 + 0.435^2 + 0.79^2 + 1.145^2)}{9.81 \times 1.145}}$$

دقیق

$$T = 0.87 \text{ s}$$

ولی از رابطه تجربی داریم:

$$T = 0.08 H^{3/4} = 0.64 \text{ (s)}$$

که حدود صد تا ۱.۲۵ برابر پریود تجربی روی آمار برگزیده پس $T = 0.8$ s

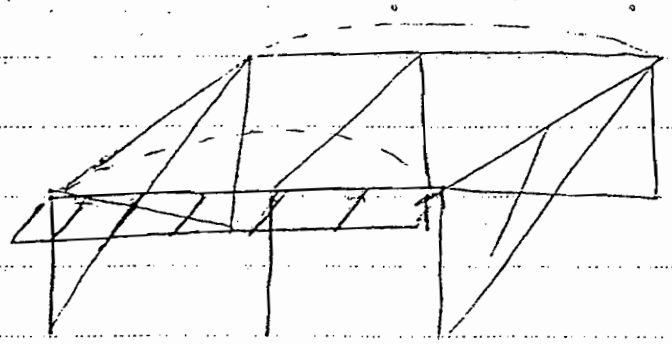
نکات آیین‌نامه

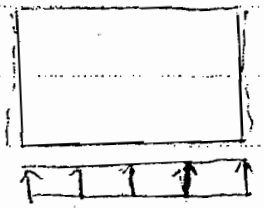
- آبرفتی یا درون گرانی که ضخامت خاک‌های زیر آبدار (سطح آب زیر) بیشتر از ۱۰ متر باشد و تنش موثر کاهش یابد از هم جدا باشد.
(رسوبات خاک حمل مانع ایجاد می‌کند.)

باید در رابطه ایستایی تأثیر دوره بازگشت ۴۷۵ سطح آب را باید در نظر گرفت.

- دیافراگم صلب: سقف‌هایی که مشابه دیافراگم صلب عمل کنند تا بتوانند نیروی برشی زلزله وارد بر ساختمان بین عناصر مقاوم توزیع کنند (استثنا رعایت)

www.itnar.ir

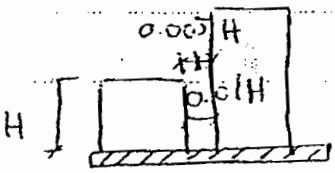




درز انقطاع

فونداسیون های ساختمان ها نباید بهم وصل باشد ولی در ارتفاع باید آنها بهم فاصله داشته باشند تا بهم ضربه نزنند.

برای اطمینان از عدم تصادم و ضربه ساختمان ها باید فاصله ساختمان حداقل $0.01H$ باشد

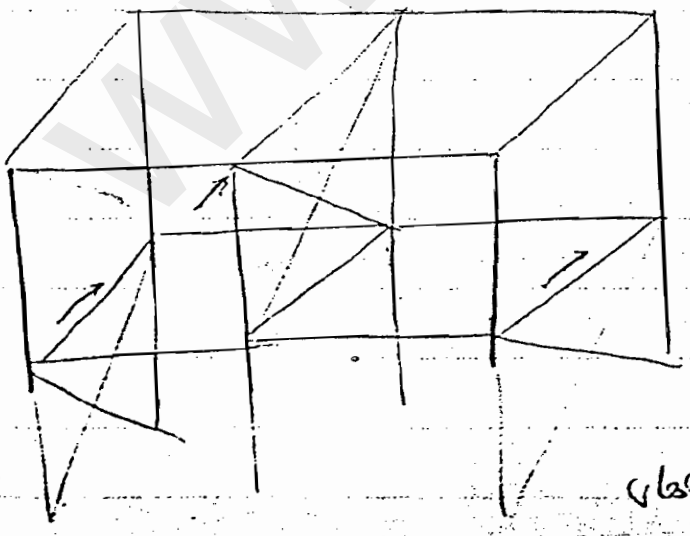


هرچه زلزله قوی تر فاصله $0.005H$ از دیگری داشته باشد

اگر ساختمان های مجاور بالاتر از ۸ متر باشد حداقل باید اندازه ی تمیز کاری طبق رابطه $0.5R$ باشد

اتصال طبق صفحه و داخل صفحه

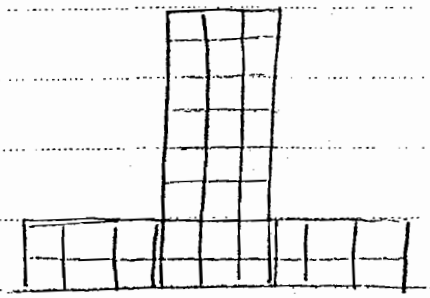
اگر به دلیل صفحه مجاوری از ساختمان مجاور به قاب کناری منتقل شود این بار همچون بارهای جانبی که در جهت دوم بر مجاورهای مجاور وارد می شود به سقف منتقل شده و به مجاورهای کناری این سقف مانند تعویض صورت



www.tinari.ir

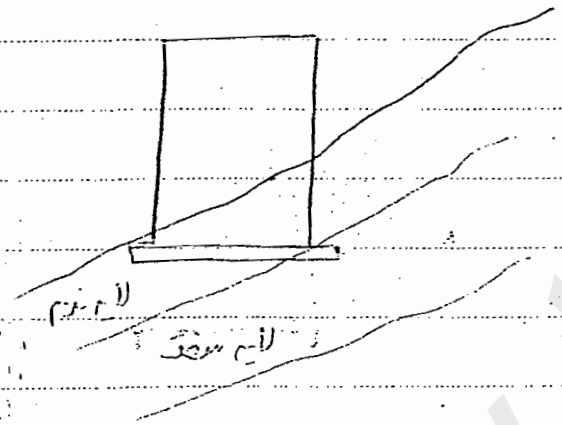
Subject: Date:

ساختمان برج دیالیز



معمول جهت مشترک بهتر است (در زلزله)
برای مواردی (وسایل
با ارتفاع بلندتر و سازه کرده سخت تر است
رفتار دینامیکی (بروز تفاوت در نتیجه لرزه روی هم دارند.

ناحیه بندی در زلزله



خاک نرم قسمتی از قسمت سخت به تفاوت
خاک متفاوت بهتر است به لایه ای برسیم
که سخت باشد و فونداسیون را درک دارد هم

ضرایب رفتار

ناشی از سه فاکتور: ۱ شکل پذیری سازه

۲ مقاومت افزون

۳ رفتار ذخیره

هرچه از سه فاکتور بیشتر رفتارهای بهتر

هرچه رفتار ذخیره سازه بیشتر باشد منظم تر (طراحی واقعی ساختمان با تغییر طراحی کردن آن ها
ساختمان (صورت شکل داشتن یک تعداد دستگاه داریم وجود (کلاس)

www.itnar.ir

روش های تحلیل نیروهای جانبی زلزله

۱- تحلیل دینامیکی (دقیق) { طیفی : اثرات مدهای مختلف ارتعاشی ترکیب و لحاظ شود (فقط تک ارتعاشی مازاد است) / تاریخچه زمانی }

۲- تحلیل استاتیکی معادل

(رابطه ها و مدول ارتعاشی ساده را مدنظر داریم (توجیه و نیم))

روش ۲

$V = CW$

V : نیروی برشی پایه

C : ضریب زلزله

$C = \frac{ABI}{R}$

W : $\sum W_i$: وزن سازه

(اینجا درصدی از بارزنده هم به وزن بارزنده اضافه می‌شود)

وزن مقعول : سازه فولادی $1 - 0.8 \ t/m^2$

سازه بتنی $1.2 - 1 \ t/m^2$

A : ضریب بنای طرح ← چهار حالت دارد (در آیین نامه) { 0.35 / 0.3 / 0.25 / 0.2 }

I : ضریب اهمیت ← { 1.4 / 1.2 / 1 ← در سازه‌های معمولی }

R : ضریب رفتار برای انواع سیستم سازه‌ای تعیین می‌شود 7-6 برای ما

www.tnar.ir

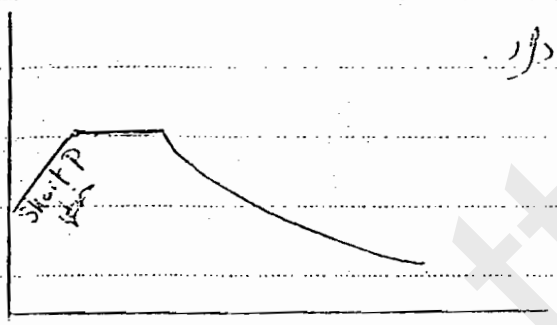
Subject:

B: ضریب بازتاب

$$B = \begin{cases} 1 + 5\left(\frac{T}{T_0}\right) & 0 \le T \le T_{B0} \\ 5+1 & T_{B0} \le T \le T_S \\ (5+1)\left(\frac{T_S}{T}\right)^{2/3} & T_S \le T \end{cases}$$

سازه‌های short period سطحی بزرگی دارند (ساختمان‌های کوتاه) ← پریود کوتاه

T_0 ، T_S و که به نوع خاک بستگی دارد.



خاک‌های نوع ۲ و ۳ خاک‌های خوب هستند
خاک‌های نوع ۴ (آبرفتی و رسوبی)
مقاومت کم دارند ⇐ B بزرگ

با توجه به نوع خاک، B از روی جداول بدست می‌آید

$V_{min} = 0.1\,AIW$

(در رابطه سوم جداول وزن برابر با ۱ است)

I: ضریب اهمیت ساختمان (در زلزله‌های متوسط و کم)

(در ساختمان‌های طبق جدول ۱ برابر ۱.۴ است)

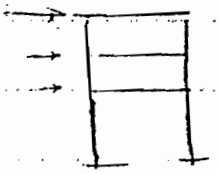
وقتی سازه خیلی شکل‌پذیر باشد B کم می‌شود

B در زلزله‌های متوسط و کم (در زلزله‌های متوسط) سازه به صورت الاستیک باقی می‌ماند.

وقتی کفایت V_{min} خیلی کوچک است ← R در زلزله‌های بزرگ زیاد می‌شود
در این جا بزرگ در نظر گرفته شد

www.ttnar.ir

توزیع برش در طبقات



طاره‌ای از نیروی جانبی برای توجه به روش‌های ارتعاشی دارید

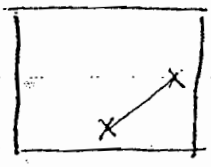
$$F_i = (V - F_t)\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

$F_t = 0.07TV$ ← $T > 0.7$ ثانیه

$F_t = 0$ ← $T < 0.7$ ثانیه

F_t نیروی شلاقی ← نیروی جانبی اضافه که به بام وارد می‌شود (از جنبه طبیعت بعضی از آئین‌نامه‌ها از نیروی جانبی کل نیست)

فرم‌های مناسب (پلان) ساختمان

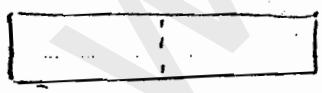


مطلوب

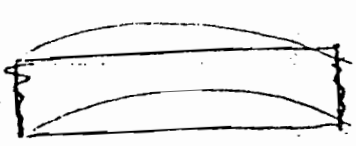
مقعر

شکل مقعر خوب نیست
چون آثار منفی اضافی
ناشی از زلزله خواهیم داشت
کشیدگی یا به طرف متقارن باشد

در ساختمان مقعر بهتر است در انقطاع بلندایم



یا ساختمان خیلی طویل هم باید دارای درز باشد



باید آثار حرارت

از آنجا که ابتدا و انتهای ساختمان مقاومتی داشته باشیم
و نمی‌شود بدون اینکه جلب عمل کند.

بهتر است ساختمان در ارتفاع هم یکنواختی داشته باشد.
می‌توانیم با یک سری تمهیدات هم آن را اصلاح کنیم.

www.tmar.ir

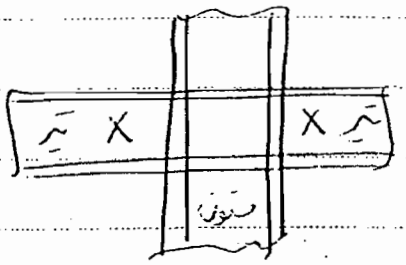
برای تامین شکل پذیری ضوابط ویژه در آیین نامه وجود دارد.

مثلا در اتصالات

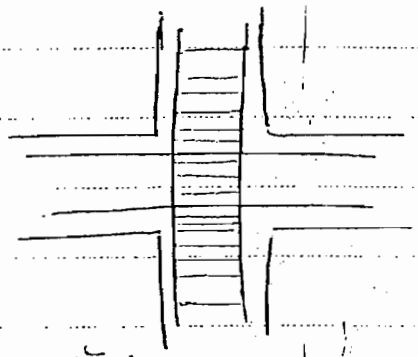
اعضا نباید خراب شوند بلکه (مکان های ضعیف) نواحی

موضعی باید تشکیل شود در اعضا.

panel zone. منطقه اتصال

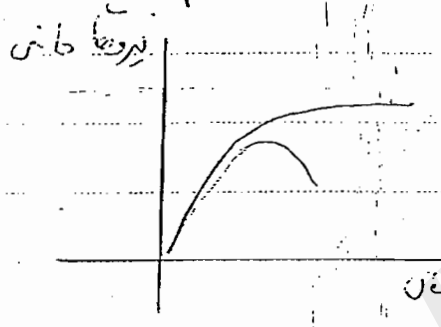


اگر اعضا تسلیم شوند باید تمهیداتی برای کنترل اعضا بکنیم



Confinement یا Zone اعضا

یعنی آن المانی که می خواهیم محصور شود



منطقه پلاستیک: منطقه ای که در آن

انرژی ... سطح زیر آن از مصالح ترک است

منطقه سوم سیکل تکرار (مکان های مقاطعات

باید پر شود

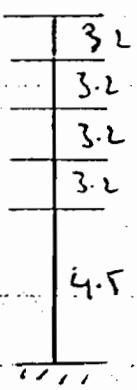
آلوده شود.

مثال: یک ساختمان با ابعاد 16 × 20 داره سقف است ... ضخامت آبگینه جهت طبقات همکف

3.2m و طبقه اول 4.2. سقف اداره شامل بار مرده (بدون وزن) و زنده ترتیب

200 و 600

Kg/m²



www.itnar.ir

Subject:
Year. Month. Date. ۲۸

سقف از نوع مصالح بتنی 27 kN/m² ضابطه ساختمان حکومی است و از نوع سازه های بتنی استفاده شده است با بتن رده دار به طبقات را بسته آورده (بدون ترتیب ابر را بسته آورد و طبقات تریع کامل)

$W_i = (16\times20)\times0.6 + \underbrace{2(16+20)\times0.27}_{\text{دیوار مصالح}} + \underbrace{0.2\times(16\times20)\times0.2}_{\text{بار زنده}}$ ← بار زنده ریلی تعیین شده

$W_i = 229.3\ t$

$W_5 = 215\ t$

$W_{کل} = 4(229.3) + 215 = 1111\ t$

$V = CW$

زلزله در تهران $A = 0.35$

$I = 1$

$T = 0.05H^{3/4} = 0.42\ sec$

برای تعیین ضریب ازیاب (دوازدهم):

$B = (S+1)\left(\frac{T}{T_0}\right)^{2/3} = 2.5\left(\frac{0.5}{0.42}\right)^{2/3} = 2.8 \quad 0.1 < T < 0.5$

$1.5 \rightarrow B = 2.5$

$R = 6$ قاب های خمشی بتنی

$\frac{ABI}{R} = \frac{0.35\times2.5\times1}{6} = 0.146$

حالا باید تریع کنیم.

$T < 0.7 \Rightarrow$ سقف نداریم

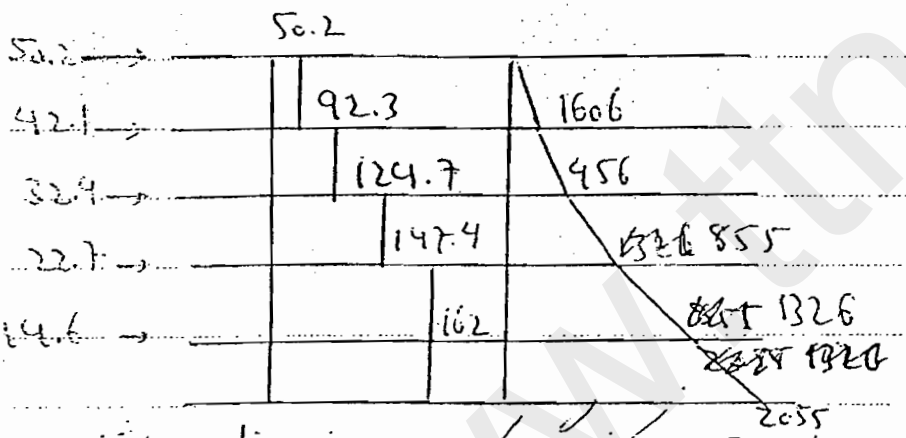
$V = CW = 0.146\times1111 = 162\ t$

PNPCO

Subject:

Year. Month. Date. ( )

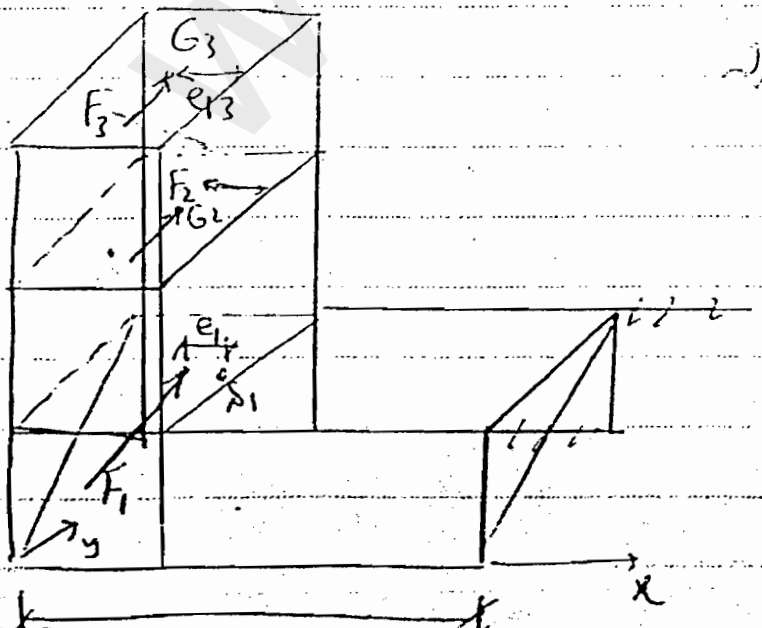
i	w_i ton	h_i	$w_i h_i$	$\frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i}$	$F_{ix} = F_{iy} = (V - F_t)\frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i}$
(R) 5	215	17.3	3711	0.31	50.2 ton
4	224.3	14.1	3162	0.26	42.1
3	//	10.9	2945	0.2	32.4
2	//	7.7	~~966~~ 1727	0.14	22.7
1	//	4.5	966	0.09	14.6
			$\sum = 12012$	$\sum = 1$	$\sum = V = 162$ kips



ضریب اطمینان $= \frac{1111 \times 8}{2055} = 4.3 > 1.75$ ✓

ساختمان مرکز سنتر است بنابراین طبق مقاله کند الدرکرم دیافراگم صلب باشد

ساختمان مجبور نامنظم نیز

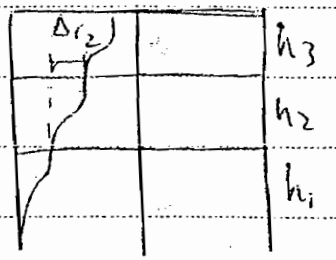


Subject:
Year. Month. Date. ۴۹

$$M_{T_1}) = F_1 e_{11} + F_2 e_{12} + F_3 e_{13} + Ta$$

Ta = برش قاعده ستون $\pm (0.05B) V_1$

کنترل تغییر مکان های نسبی طبقات



$\Delta_i \leq \frac{0.03}{R} h_i$ (ویرایش دوم)

(ویرایش سوم ۲۸۰۰)

Δ تغییر مکان طبقه $= 0.7 R A_W$

↑

تغییر مکان طبقه (با زلزله طراحی)

$\left(\frac{P\Delta_W}{Vh}\right)_i \longrightarrow \left(\frac{\Delta M \Delta_{M_i}}{1-\theta_i}\right)$ ناحیه باری حل از P-Δ

www.tmar.ir

Subject:

Year. Month. Date. ( )

www.itnar.ir

ماندانا عباسی (810283172)

تمرینات سری نهم - فصل بارگذاری

۱) مطلوبست تعیین تنش‌های قائم، شعاعی و مماسی در یک سیستم یک‌لایه‌ای تحت بار 22.7 t و فشار عامل 7 kg/cm² در نقاط واقع در امتداد محور بارگذاری و در اعماق صفر، 0.2a، 0.5a، a، 2a، 4a و 8a در داخل یک توده خاک با ضریب ارتجاعی برابر با 210 کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع و ضریب پواسون برابر با 0.5 .

تنش قائم $\sigma_z = p(A+B)$

تنش افقی شعاعی $\sigma_r = p[2\mu A + C - (1-2\mu)F]$

تنش افقی مماسی $\sigma_t = p[2\mu A - D + (1+2\mu)E]$

از جدول تابع

z	A	B	C	D	E	F	σ_z	σ_r	σ_t
0	1.0	0	0	0	0.5	0.5	22.7	22.7	45.4
0.2a	0.80388	0.18857	-0.09429	0.09429	0.40194	0.40194	22.529	16.108	34.356
0.5a	0.55279	0.35777	-0.17889	0.17889	0.27639	0.27639	20.670	8.488	21.036
a	0.29289	0.35355	-0.17678	0.17678	0.14645	0.14645	14.674	2.636	9.285
2a	0.10557	0.17889	-0.08944	0.08944	0.05279	0.05279	6.457	0.366	2.763
4a	0.02986	0.05707	-0.02854	0.02854	0.01493	0.01493	1.973	0.030	0.708
8a	0.00772	0.01526	-0.00763	0.00763	0.00386	0.00386	0.529	0.002	0.177

۲) مطلوبست حل مسئله ۱ با فرض ضریب پواسون برابر با 0.2 .

با استفاده از ضرایب بدست آمده در مسئله قبل و $\mu=0.2$ ، مقادیر تنش را محاسبه می‌کنیم:

www.tmar.ir

	0	0.2a	0.5a	a	2a	4a	8a
σ_z	22.7	22.529	20.670	14.674	6.457	1.973	0.522
σ_r	2.27	-0.316	-2.806	-1.365	-1.791	-0.076	-0.156
σ_t	24.97	17.933	9.742	5.283	0.606	0.098	0.0196

۳) مطلوبست حل مسئله ۱ برای تعیین تغییر طول های نسبی حاصل، کرنش های طولی در نقطه ای واقع در محور تقارن و در عمق 2a در خاک.

تغییر طول نسبی حاصل $\epsilon_z = \frac{P(1+\mu)}{E_1}[(1-2\mu)A+B]$

کرنش طولی " " " $\epsilon_r = \frac{P(1+\mu)}{E_1}[(1-2\mu)F+C]$

" " " $\epsilon_t = \frac{P(1+\mu)}{E_1}[(1-2\mu)E-D]$

$$\epsilon_z = \frac{7(1+0.5)}{210}(0.17889) = 0.00894$$

$$\epsilon_r = \frac{7(1+0.5)}{210}(-0.08944) = -0.00447$$

$$\epsilon_t = \frac{7(1+0.5)}{210}(0.08944) = 0.00447$$

۴) مطلوبست حل مسئله ۳ با فرض ضریب پواسون برابر با 0.2 .

$$\epsilon_z = \frac{7(1+0.2)}{210}[(1-2\times0.2)\,0.10557 + 0.17889] = 0.00968$$

$$\epsilon_r = \frac{7(1+0.2)}{210}[(1-0.2\times2)\,0.05239 - 0.08944] = -0.0023$$

$$\epsilon_t = \frac{7(1+0.2)}{210}[(1-0.2\times2)\,0.05279 - 0.08944] = -0.0023$$

www.tnar.ir

۵) ثابت کنید هرگاه ضریب پوالسون برابر با 0.5 باشد، مقدار تغییر حجم یک المان به حجم واحد در اثر تنش‌های وارد بر آن برابر صفر است.

$$\epsilon_v = \epsilon_r + \epsilon_z + \epsilon_t$$

$$\epsilon_z = \frac{P(1+0.5)}{E_1}\left[(1-2\times0.5)A + B\right] = \frac{1.5PB}{E_1}$$

$$\epsilon_r = \frac{P(1+0.5)}{E_1}\left[(1-2\times0.5)F + C\right] = \frac{1.5PC}{E_1}$$

$$\epsilon_t = \frac{P(1+0.5)}{E_1}\left[(1-2\times0.5)E - D\right] = \frac{-1.5PD}{E_1}$$

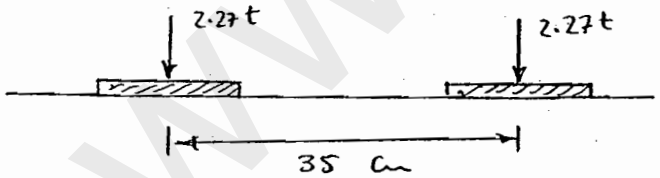
$$\epsilon_v = \frac{(B+C-D)\times 1}{E_1}$$

همواره این رابطه برقرار است $\epsilon_v = \frac{1.5P}{E_1}(B+C-D)$ تغییر حجم المان

طبق مقادیر ارائه شده در جدول : $C = -D$, $B = D - C$ $\Rightarrow$ $B+C-D=0$

$$\Rightarrow \epsilon_v = 0$$

۶) آزمایی که بر روی هریک از چرخ‌های یک سیستم با چرخ‌های زوج وارد می‌شود برابر با 2.27t بوده و فشار تماس برابر $4.9\ kg/cm^2$ فرض شود و فاصله دو چرخ از یکدیگر برابر 35cm باشد. مطلوبست رسم منحنی اثر و خیز یک روسازی به ضخامت 47.5cm تحت اثر این دو چرخ. $\mu = 0.5$, $E_1 = 210\ kg/cm^2$



$$a = \sqrt{\frac{2270}{4.9\pi}} = 12.15\ cm$$

شعاع $a = \sqrt{\frac{P}{\sigma\pi}}$, $\frac{P}{a^2\pi} = \sigma$

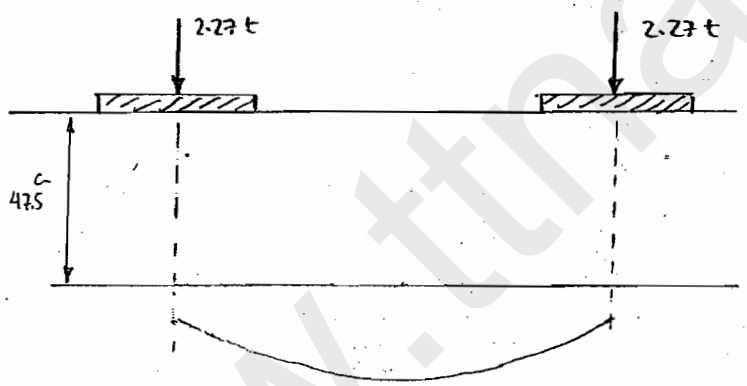
$$z = 47.5\ cm \Rightarrow \frac{z}{a} = \frac{47.5}{12.15} = 3.9$$

اثر و خیز ناشی از چرخ $\Delta_z = \frac{P(1+\mu)a}{E_1}\left[\frac{z}{a}A + (1-\mu)H\right]$

اثر و خیز ناشی از دو چرخ $\Delta_{z_t} = \Delta_{z(r)} + \Delta_{z(35-r)}$

www.ttnar.ir

r/a	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.5	2	3
r	0	2.43	4.86	7.29	9.72	12.15	14.58	18.22	24.3	36.45
A	0.02986	0.02976	0.02907	0.02802	0.02832	0.02749	0.02651	0.02490	0.02193	0.01592
H	0.24620	0.24588	0.24820	0.25128	0.24168	0.23932	0.23668	0.23164	0.22188	0.19908
$\Delta_{z(1)}$	0.1019	0.1016	0.1010	0.0999	0.0984	0.0965	0.0943	0.0905	0.0835	0.0687
$\Delta_{z(3s+1)}$	0.0702	0.0732	0.0761	0.0791	0.0821	0.0849	0.0870	0.0918	0.0975	0.1018
Δ_{zt}	0.1721	0.1748	0.1771	0.1790	0.1805	0.1814	0.1813	0.1823	0.1810	0.1705



۲) مطلوبست حل مسئله ۲ با استفاده از نظریه سیستم دولایه‌ای و فرض اینکه ضریب ارتجاعی روسازی برابر با $2100\ kg/cm^2$ است.

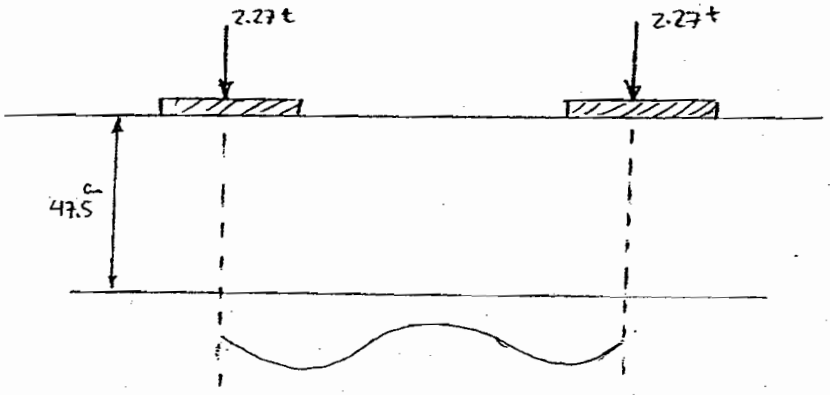
$E_1 = 2100\ kg/cm^2$ ، $E_2 = 210\ kg/cm^2$ ؛ $\Delta_s = \gamma \cdot \frac{Pa}{E_2}$ است و فرض می‌شود که ضریب پواسون دولایه

$\Rightarrow E_1/E_2 = 10$

r/a	0	0.5	0.75	1.0	1.25	1.5	2	2.5	3
γ	0.235	0.23	0.225	0.22	0.215	0.21	0.205	0.20	0.19
$\Delta_{z(1)}$	0.0666	0.0652	0.0638	0.0624	0.0610	0.0595	0.0581	0.0567	0.0539
$\Delta_{z(3s+1)}$	0.0545	0.0570	0.0572	0.0584	0.0588	0.0602	0.0631	0.0658	0.0663
Δ_{zt}	0.1211	0.1222	0.1210	0.1208	0.1198	0.1197	0.1212	0.1225	0.1202

www.ttnar.ir

۸



۸) یک سیستم روسازی از لایه‌های زیر تشکیل شده است:

نوع لایه	ضخامت (cm)	ضریب ارتجاعی (kg/cm^2)
رویه آسفالتی	15	28000
اساس	60	1400
خاک بستر	-	700

مطلوبست تعیین حداکثر تنش کششی افقی در سطح زیرین لایه آسفالتی و تغییرشکل نسبی مشتری حداکثر در بالای سطح خاک. بر اثر یک بار 18 kip با فشار تماس $10.5\ kg/cm^2$. ضریب پواسون تمام لایه‌ها را برابر 0.5 فرض کنید.

$$P = 10.5\ kg/cm^2 \Rightarrow a = \sqrt{\frac{18000}{10.5R}} = 23.40\ cm$$

$$K_1 = K_1 = \frac{E_1}{E_2} = 20 \quad , \quad k_2 = K_2 = \frac{E_2}{E_3} = 2$$

$$a_1 = A = \frac{a}{h_2} = 0.389 \quad , \quad H = \frac{h_1}{h_2} = 0.25$$

از روی منحنی‌های مربوطه $\rightarrow$ $ZZ_1 = 0.35$, $ZZ_2 = 0.08$

$$ZZ_1 - RR_1 = 3.7561 \quad , \quad ZZ_2 - RR_2 = 0.13588 \quad , \quad ZZ_2 - RR_3 = 0.0549$$

$$\sigma_{Z_1} = P(ZZ_1) = 10.5(0.35) = 3.675\ kg/cm^2$$

$$\sigma_{Z_2} = P(ZZ_2) = 10.5(0.08) = 0.84\ kg/cm^2$$

www.ttnar.ir

تنش شعاعی در راستای آشیانه $\sigma_{r_1} = \sigma_{z_1} - p(ZZ_1 - RR_1)$

$= 3.675 - 10.5(3.7561) = -35.74 \ kg/cm^2$

$\sigma_{r_2} = \sigma_{z_2} - p(ZZ_2 - RR_2) = 0.84 - 10.5(0.13588) = -0.587 \ kg/cm^2$

$\sigma_{r_3} = \sigma_{z_3} - p(ZZ_3 - RR_3) = 0.84 - 10.5(0.0549) = 0.264 \ kg/cm^2$

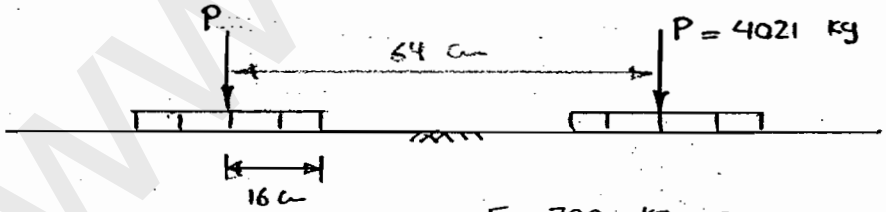
$$\varepsilon_{z_i} = \frac{1}{E_i}\left[\sigma_{z_i} - \mu_i(\sigma_{r_i} + \sigma_{t_i})\right] = \frac{1}{E_i}(\sigma_{z_i} - \sigma_{r_i})$$

$$\varepsilon_{z_1} = \frac{1}{28000}(3.675 + 35.74) = 0.0014$$

$$\varepsilon_{z_2} = \frac{1}{1400}(0.84 + 0.587) = 0.0010$$

$$\varepsilon_{z_3} = \frac{1}{700}(0.84 - 0.264) = 0.0008$$

۱۶) مطلوبست تعیین وزن چرخ هم ارز برای سیستم بارگذاری داده شده در شکل زیر بطوری که تنش قائم حداکثر ناشی از این سیستم بارگذاری و بار هم ارز در عمق 48 سانتی‌متری برابر شوند. شعاع دایره تماس چرخ هم ارز را برابر 16^{cm} فرض کنید.



$E = 700 \ kg/cm^2$ ، $\mu = 0.5$

تنش تماس $p = \frac{4021}{\pi(16)^2} = 5 \ kg/cm^2$

$Z = 48 \ cm \Rightarrow Z/a = \frac{48}{16} = 3$

ابتدا حداکثر تنش قائم در عمق 48 سانتی‌متری را بدست می‌آوریم:

$\sigma_z = p(A+B)$

www.tnar.ir

۹

r/a	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.5	2	3	4
r	0	3.2	6.4	9.6	12.8	16	19.2	24	32	48	64
A	0.05132	0.05101	0.0502	0.04886	0.04707	0.04487	0.04241	0.03839	0.03150	0.01980	0.01220
B	0.09487	0.09394	0.09099	0.08635	0.08033	0.07325	0.06551	0.05354	0.03511	0.01112	0.0015
$\sigma_{z(1)}$	0.7309	0.7247	0.7056	0.676	0.637	0.5906	0.5396	0.4596	0.333	0.1546	0.0688
$\sigma_{z(2)}$	0.799	0.8106	0.8087	0.7962	0.774	0.7452	0.7298	0.7034	0.666	0.7452	0.779

⇐ حداکثر تنش قائم فشاری در فاصله 6.4 cm می‌باشد و مقدار آن برابر است با $0.8106\ kg/cm^2$.

$$\frac{P_e}{P} = \frac{0.8106}{0.7309} = 1.109 \Rightarrow P_e = 4459.46\ kg$$

۱۰) با استفاده از روش اشتو مطلوبیت تعیین تعداد محور ساده 8.2 تن برای آمدورشد داده شده در جدول راه آسفالتی شش خطه است و نشانه ضریب نهایی روسازی برابر 2.5 فرض می‌شود.

محور ساده

وزن محور (ton)	3	5	7	9	10	11	13	15
ضریب هم‌ارز (F)	0.0242	0.1668	0.5623	1.4377	2.1747	3.1995	6.4566	12.0423

محور جرکب

وزن محور (ton)	5	8	9	10	11	14	16	17	19
ضریب هم‌ارز (F)	0.0171	0.104	0.1612	0.2368	0.3336	0.7891	1.2842	1.6105	2.4673

$$EAL = \frac{1}{6}(0.0242 \times 4258 + \dots + 2.4673 \times 27) = 1574.7$$

www.ttnar.ir

www.ttnar.ir