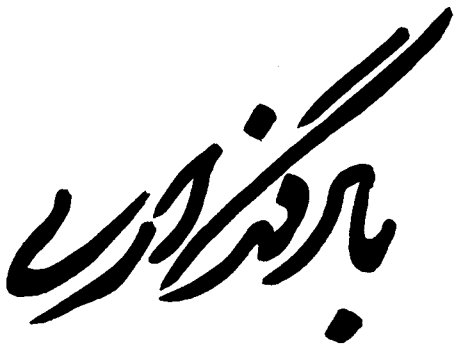
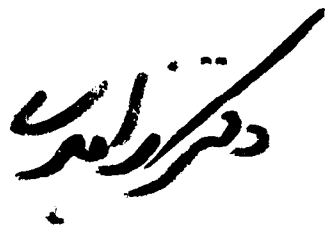




www.engclubs.net

a site for all Engineers

سبک تحلیل

بارگذاری

استاد: دکتر زاهدی

محمدمهدی مدّاح ۸۳۴۳۱۲۲۳

گروه ۱۹۳۸، سه‌شنبه ۱۲-۱۰

امتحان ۱۰-۸ و ۸۶/۴/۳۰

... موضوع درس:

موضوع این درس شناسایی انواع بارهایی است که به سازه وارد می‌شود. هدف اصلی کاربردی ساختمان‌های متعارف مثل اداری، تجاری و ... است و می‌تواند مربوط به بارگذاری مختص ساختمان نیت و سازه‌های مثل پلها، سازه‌های دریایی و ... هم شامل این درس است.

مرحله اول شناسایی بارهاست. در ساختمانها که موضوع درس است بارهایی که معمولاً وجود دارند بصورت زیر دسته‌بندی می‌شوند:

- بارهای مرده (Dead load) ← بارهای مرده به بارهایی اطلاق می‌شود که بصورت دائمی به سازه وارد می‌شوند. عمدتاً وزن سازه و قطعات متصل به آن را شامل می‌شود. خصوصیت اصلی این بارها، مقدار ثابت و محل اثر ثابت آنهاست. بار مرده از انواع بار ثقلی است.

- بارهای زنده (Live load) ← به بارهایی ثقلی اطلاق می‌شود که بر روی سازه رفت و آمد دارند هم محل تأثیرشان ثابت نیست و هم مقدارشان. این بار عمدتاً وزن انسانهایی است که بر روی سازه در رفت و آمد دارند و نیز وزن قطعاتی که روی سازه چیده می‌شوند. خصوصیت بار زنده متغیر بودن آن است.

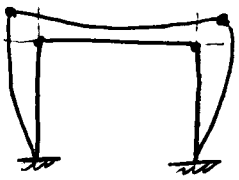
- بار باد (wind load) ← در جریان وزش باد ذرات هوا با برخورد به سازه به آن فشار وارد می‌کنند. این فشار بصورت نیروهایی به سازه وارد می‌شود و سازه باید آنها را به زمین منتقل نماید.

• بار زلزله (Earthquake load) ← در جریان زلزله زمین مرتعش می‌شود و ساختمان روی آن به لرزه در می‌آید. ارتعاش برروی جرم‌های موجود بر سازه اثر کرده ایجاد نیرو می‌کند. این نیرو به سازه اعمال می‌شود و سازه باید آن را به زمین منتقل نماید. این بار از انواع بارهای زودگذر است.

* بارهای باد و زلزله در زمان کوتاهی بر سازه اثر می‌کند در نتیجه به آنها بارهای زودگذر گفته می‌شود.

• فشار خاک (solid pressure) و فشار مایع (liquid pressure) ← جهت اجرای سازه در زیر زمین ساخت شود که اطراف آن خاک قرار دارد. خاک به دیوار فشار وارد می‌کند و دیوار باید نیروی ناشی از آن را تحمل کند. فشار خاک از جمله بارهایی است که باید بررسی شود. در ساختمانهایی که سطح آب زیر زمینی در اطراف بالاتر از کف سطح دیوارهای اطراف ساختمان و نیز پی و کف ساختمان از زیر فشار وارد می‌شود، فشار ناشی از آب. این نیرو هم باید در طراحی سازه وارد شود و مقدار آن باید محاسبه شود.

• بارهای محیطی یا خود کرنشی (self strain) ← بارهایی اند که از خارج نیروی در سازه تنش ایجاد می‌کنند. اصطلاحاً به بارهای خود کرنشی معروفند این بارها معمولاً اثرات ناشی از محیط در سازه‌اند.



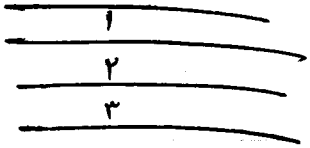
از جمله این بارها بار ناشی از تغییر دمای محیط است:
همین طور که در شکل معلوم است، علت انقباض انعطاف تاب، نمی‌تواند براحتی تغییر طول دهد در نتیجه یکدیگر را تحت تنش قرار می‌دهند. در واقع در نیروهای خود کرنشی انعطاف خود ایجاد کننده تنش در سازه هستند. بارهای نظیر وارفتگی یا جمع شدگی بتن از این نوعند. در جمع شدگی بتن کوچکتر و در وارفتگی تغییر شکل زیاد شده تغییر طول ایجاد می‌کنند که از انواع بارهای خود کرنشی هستند. نشست پایه‌ها نیز از این نوعند اگر پایه نشست کند، در تیرها و ستونها تنش ایجاد می‌شود که از نوع خود کرنشی است. شناسایی این اثرات نیز لازم است.

- بارهای مرده : (died ، gravity ، permanent load) .

بار مرده به بارهایی اطلاق می‌شود که به لحاظ مقدار و محل اثر ثابتند. بارهای مرده عمدتاً وزن متعلقات است که یا متعلق به خود سازه است یا ناشی از اضافاتی است که معماری بر سازه تحمیل کرده به روی آن ساخته است. وزن تیرها، ستونها، کف‌ها، دیوارها و ... همگی جزء این بارها محسوب میشوند.

برای محاسبه بارهای مرده باید حجم قطعات که در ساختمان بکار برده شده محاسبه شود و در وزن مخصوص آنها ضرب شود و مقدار بار بدست آید. محل تأثیر این بارها بطور طبیعی جایی است که قطعه بکار برده شده است. با این بیان باید توجه کرد که در محاسبات بارهای مرده تشکیل وجود ندارد. اگر قطعه از یک جنس ساخته شده باشد حجم آن یکپارچه و اگر چند لایه با شد حجم لایه‌های مختلف جداگانه محاسبه می‌شود و جداگانه در وزن مخصوص ضارب و سرانجام با هم جمع می‌شود. برای آنکه وزن مخصوص ها را داشته باشیم مبحث ششم مقررات ملی در بخش مربوط به بارهای مرده وزن مخصوص ها را بدست داده است. این مبحث برگرفته شده از آیین نامه ای است تحت شماره ۵۱۹ که گاهی اوقات در ادبیات به آن اشاره می‌شود. آیین نامه ۵۱۹ مربوط به بارهایی است که بر ساختمان وارد می‌شود. مقررات از این آیین نامه استفاده کرده و آن را در داخل مقررات قانونی کرده است.

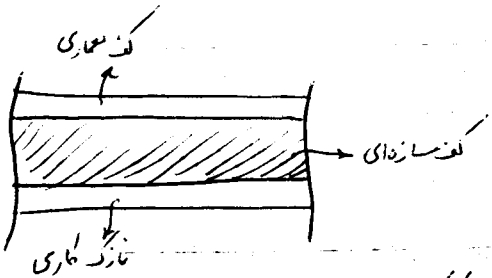
مبحث ششم از آیین نامه ۵۱۹ که مربوط به بارهای به جز زلزله و آیین نامه ۲۸۰ که مربوط به بارهای زلزله است گرفته شده است. در این مبحث هم وزن مخصوص مواد آورده شده است مثل سیمان، آهن، شیشه و ... و هم وزن واحد حجم قطعات ساختمان. منظور از وزن واحد حجم مجموعه‌ای از مواد است مثل ملات ماسه سیمان: دیوار آجری با ملات ماسه سیمان. این اطلاعات را می‌توان از آیین نامه ۵۱۹ نیز بدست آورد برای مثال:



$$W = V_1\gamma_1 + V_2\gamma_2 + V_3\gamma_3$$

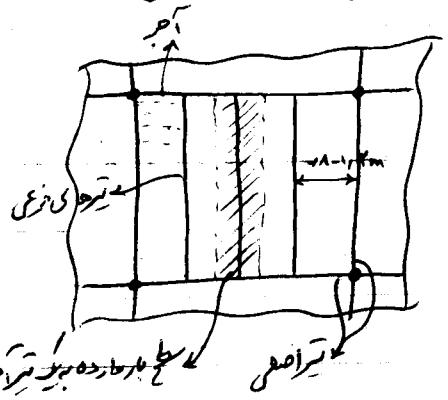
- جزییات کف ها:

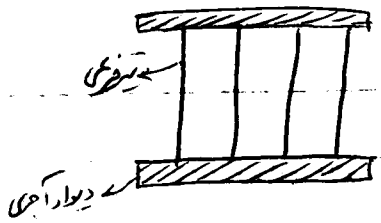
کف در ساختمان شامل سه قسمت است:

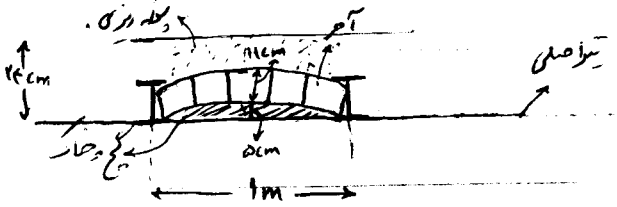


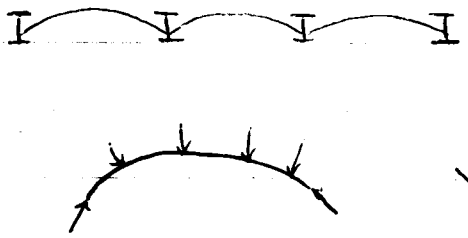
کف سازه‌ای کفی است که مسئولیت تحمل بار را بعهده دارد. ممکن است از شکل های مختلف ساخته شود. در زیر تعدادی از آنها را می بینیم. کف معماری به خاطر سطح کردن روی کف سازه و زیبایی آن است. تارک معماری هم نیز به خاطر صاف کردن زیر کف و زیبایی آن است. در زیر خصوصیات تعدادی از این کف ها را می بینیم. هدف تنها آشنایی با برخی جزییات این کف ها است:

• کف های طاق ضربی: این نوع کف ها که در ساختمان های با مصالح سنتی مانند آجر و سنگ بیشتر معمول است بیک پروفیل های فولادی و آجر ساخته می شود. آجرها بصورت متقاطع به کمک ملات گچ به هم چسبانده می شوند. ملات گچ متشکل از خاک رس ماهک است و در طول زمان گرفته و آجرها را می چسباند و سقف بار تحمل می کند.









این قوس که توسط آجرهای ساخته شده قادر است بار تحمل کند و بار را به تیرهای زیر سری منتقل نماید. یک سازه‌ای در این سیستم همین مجموعه‌ی تیرهای فرعی و آجر قوسی شکل است. این مجموعه، بار را به تیرهای اصلی و آن به ستون‌ها می‌رساند. سایر مشخصات سقف‌های شکل شکل داده شده است.

در مواردیکه فاصله تیرهای فرعی ۱m است ارتفاع قوس در طاق آجری ۵cm است. اگر فاصله ۱/۲m شود این قوس به حدود ۶ تا ۷ سانتی متر رسانده می‌شود.

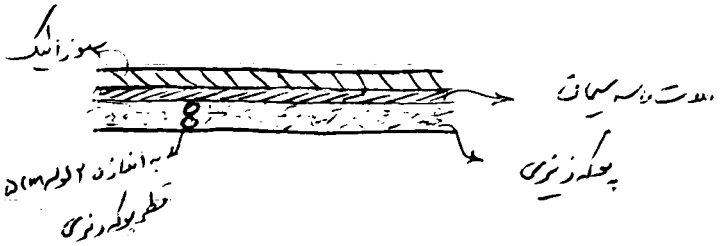
همان طور که ملاحظه می‌شود طاق آجری بار را به دو تیرآهن طرفین می‌رساند و بار بصورت سطح گسترده می‌شود. بنابراین هر تیرآهن سطوحی را از دو طرف را تحمل می‌کند برای محاسبه تیرآهن باید همین سطح بارگیری را حساب آورد.

همان طور که ملاحظه می‌شود روی سقف باید صاف شود. معمولاً بر روی این سقف پوکه ریزی می‌شود. پوکه مصالح مصنوعی سبکی است بصورت مصنوعی یا طبیعی. بصورت دانه‌های به اندازه گوناگون است که وزن مخصوص آن بین ۴۰۰ تا ۶۰۰ Kg/m^3 است. اگر ضخامت پوکه کم باشد، بصورت تنها دانه‌ها اگر زیاد باشد نمی‌توان آن را تنها بکار برد. معمولاً با آن سیمان زده بصورت بتن سبک بکار می‌برند. وزن مخصوص پوکه سیمان $1200 Kg/m^3$ است.

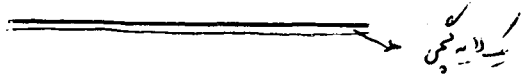
در پایین برای صاف کردن از گچ و خاک استفاده می‌شود.

با این ترتیب سقف سازه کامل شده باید روکاری شود.

کف سازی معمولاً موزائیک هزار یا مدت ماسه سیمان است که هر کدام حدوداً ۲/۵cm ضخامت دارد و یا آنکه لایه بتن به ضخامت ۵cm است که روی آن یا موزائیک نصب می‌شود یا پارکت (چوبکاری). اما قبل از عبور به این عملیات باید این نکته را گفت که لوله‌های آب، حرارت و برق نیز باید بصورت داده شود. اینها را می‌توان در داخل ملات موزائیک تعبیه کرد. در نتیجه دوباره باید پوکه ریزی کرد.



در زیر عملیات تقسیم‌بندی داریم:

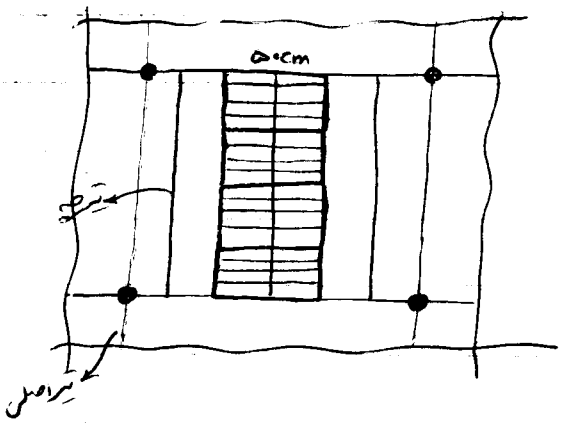


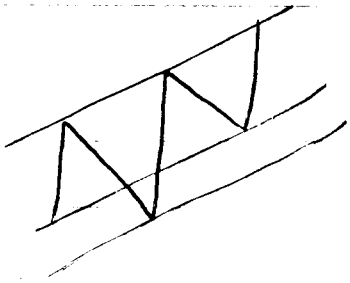
برای محاسبه تا مرحله بتن لایه‌ها را جداگانه محاسبه و با هم جمع کرد. مدل نوشتاری به شکل زیر است:

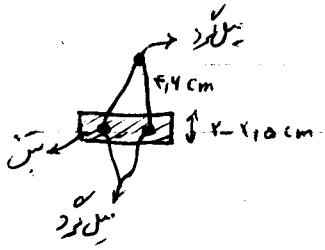
بار مرده:

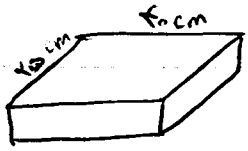
کف سازه‌ای - طاق ضربی ۱۱ cm آجر و ملات	۰٫۱۱ × ۸(۱۴۰۰)
پوشه زیری - $\frac{۱۰+۸}{۲}$ + ۵ = ۱۴cm متوسط	۰٫۱۴ × ۶۰۰
پوشه زیری با سیمان - ۱۴cm متوسط	۰٫۱۴ × ۱۲۰۰
ملات ماسه سیمان - ۲٫۵cm	...
موزائیک - ۲٫۵cm	...
بتن و خاک - $\frac{۵}{۲}$ + ۱ = ۳٫۵cm	...
ملات بتن - ۱cm	...
وزن تیرآهن	۱۵kg
جمع	۶۰۰ kg/m² ← رند ۵۸۳ kg/m² مثلاً

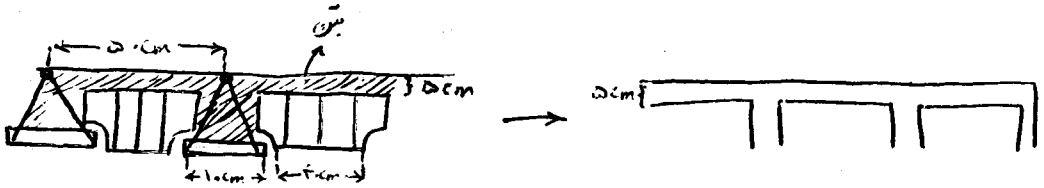
• ~~سقف تیرچه بلوک~~ ← کف‌های تیرچه بلوک به استفاده از بلوک سفالی و تیر بتن آرمه ساخته می‌شود. تیرها از هزاربادهای ساخته شده از میل گرد ساخته می‌شوند. جزئیات این کف‌ها در درس بتن آرمه ارائه می‌شود؛ تنها به محاسبه وزن می‌پردازیم:



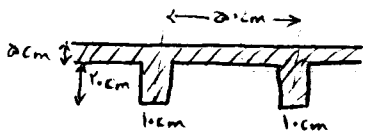






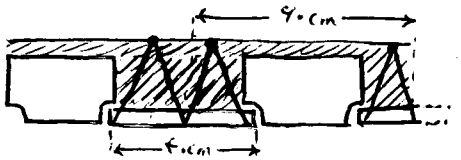


← محاسبه وزن تیرچه و بلوک :



$(0.10 \times 0.20 + 0.10 \times 0.50) \gamma_{\text{بتن مسلح}} + 4 \times 12^{kg} = \dots$ ، $\gamma \simeq 25 \sim kg/m^3$ (۴ بلوک در $0.15 m^2$)

$144\ kg/0.15m^2 = 288\ kg/m^2 \simeq 300\ kg/m^2$



← تیرچه دوبل :

$(0.20 \times 0.12 + 0.05 \times 0.40) \gamma_{\text{بتن آرمه}} + 4 \times 12 = \dots$ ، $\gamma \simeq 25 \sim kg/m^3$

$180\ kg/0.14m^2 = 300\ kg/m^2$

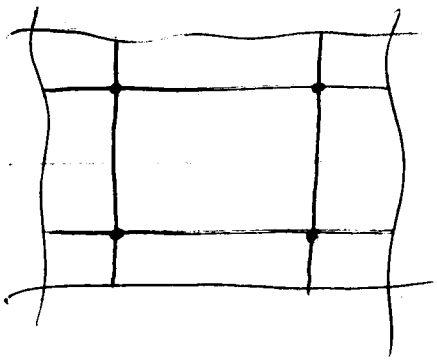
← بار مرده :

کف سازه - تیرچه بلوک (۲۰+۵) ۳۰۰ KN/m^2

⋮

جمع ...

• سقف های بتن آرمه ← معمولاً توسط دال بتن آرمه روی تیرهای بتن آرمه یا دال بتن آرمه به تنهایی ساخته می شود. جزئیات در درس بتن آرمه است. از جمله می بینیم که این کف ها با توجه به اینکه که نسبت طول و عرضشان چگونه باشد دو طرفه یا یک طرفه کار می کنند. دو طرفه ها، بار را به چهار تیر زیرسری و یک طرفه ها بار را در یک جهت منتقل می کنند و بنابراین به دو تیر طرفین منتقل می کنند. در یک کف بتن آرمه داریم:



← بار مرده :

کف سازه - دال بتن آرمه ۲۰cm ۰/۲ × ۲۵۰۰ = ۵۰۰

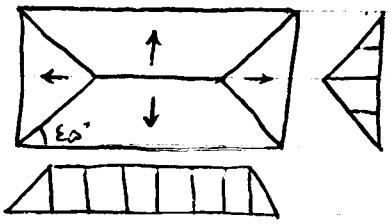
پوشه

⋮

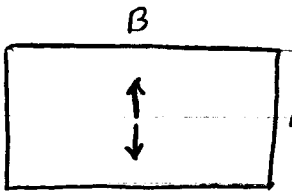
← توزیع بار :

در یک کف بتن آرمه توزیع بار معمولاً صورت زیر است :

توزیع دو زاویه صلبی در کف دو طرفه:

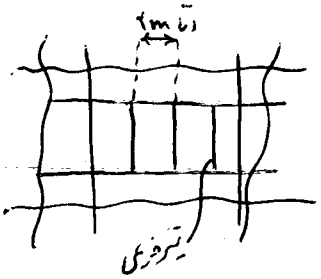


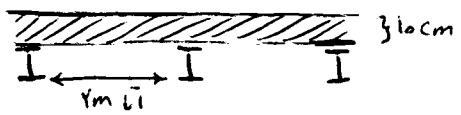
توزیع در کف یک طرفه:



$\frac{B}{A} > 2$

• کف های مرکب ← این کف ها از ترکیب پروفیل فولادی و دال بتن آرمه استفاده می شود. (Composite)





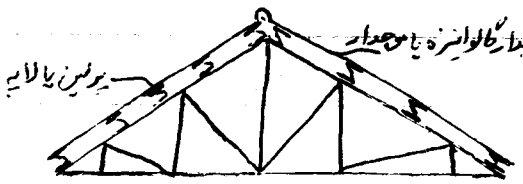
کف سازه دایینگ، تیرهای فولادی و دال بتن آرمه است.

← بارمرده:

کف سازه ای ـ کف مرکب ۱۰cm

⋮

• کف ها ـ سقف های سبک ← این سقف ها در پوشش گارخانه ها و انبارها استفاده می شود. معمولاً از نوع خرپاهای گالوانیزه یا آلیاژ است که روی پروفیل فولادی قرار می گیرد. روی این سقف ها نمی توان رفت و آمد کرد. تنها بار برف و بادبند را تحمل می کنند و آنهم باید برفی که روی آن نماند. به این علت این سقف ها فقط در سقف های شیبدار استفاده می شوند.



وزن سقف ها حدود ۱۵۰ kg/m² است که چون تا حدودی روی هم پوشش دارند ۲۰۰ kg/m³ در نظر گرفته می شوند.

وزن سقف به علاوه وزن تیرزیرسری، پرلین، ورق های عایق حرارتی و... در مجموع حدود ۵۰۰ kg/m³ در نظر گرفته می گردد.

اگر بار برف حداکثر ۲۵۰ kg/m² باشد، وزن کف ها حدوداً ۳۰۰ kg/m² می شود یعنی بار مرده سطحی آن ۳۰۰ kg/m² است. بار برف پذیرفته شده ۱۰۰ kg است. بنابراین بار مرده سطحی ۱۵۰۰ kg/m² می شود.

در سقف پرلین ها معمولاً ۱m بوده و در فواصل ۵۰cm قرار می گیرند.

* اثر موضعی به حساب کردن محل وارد شدن بار برای یک بار مخصوص گویند.

— دیوارها:

دیوارها در ساختمان معمولاً برای جدا سازی فضاها استفاده می شوند. در ساختمان های آجری یا سنگی که بقیه طبقات آن از ۲ تجاوز نمی کند دیوارها بعنوان اعضای باربر استفاده می شود یعنی بار سقف هستند و به زمین منتقل می کنند. در ساختمان های شهری معمولی که با قاب های بتن و فولادی ساخته می شوند دیوارها فقط جدا کننده اند یا فضای داخلی را از خارج جدا می کنند که دیوار خارجی اند یا فضاهای داخلی را جدا می کنند که دیوار داخلی یا تیغه نامیده می شوند. به این خاطر تیغه گویند که ضخامت کمی دارند.

دیوارهای خارجی حامل از آجر فشاری توپر با ضخامت ۳۵cm ساخته می شوند. ظاهر دیوارهای ۲۲cm نیز بکار می رود که متداول طبقه مقدور یک طبقه است. برای این دیوارها می توان از بلوک های سیمانی که باشن پرس می شوند استفاده کرد.

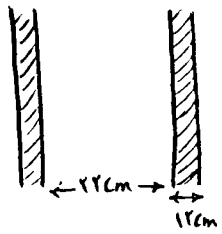
دیوارهای غیرحامل در ساختمان معمولاً سبک انتخاب می شوند بنابراین با بلوک مجوف ۲۰cm یا ۱۰cm

بصورت تیغه چیده می‌شوند. گاهی اوقات در زیرزمین از آجر فشاری ۲۰cm تا ۱۰cm استفاده می‌گردد.

در مناطقی که بتوان از آجر مجوف استفاده نمود بهتر است در ساختمان چند طبقه استفاده شود چون وزن کمتری دارند.

این روزها بلوک‌های دیواری ساخته شده از بلوک سبک نیز بافت می‌شود مانند سیپورکس که وزن مخصوص حدود ۷۰۰ تا ۸۰۰ kg/m³ دارند که تا ۴۰۰ kg/m³ هم می‌رسند. برای تیغه‌ها فوق‌های گچی به بازار آورده شده که بصورت صفحات گچی با ضخامت ۵cm روی هم سوار می‌شوند.

سیستمی از دیوار به صورت صفحی که امروزه با سیستم ساندویچی معروف است نیز رایج است. شامل اسکلتی در وسط و دو تیغه ۲۱۵cm گچی در طرفین، قوطی‌های مشبک در وسط و تیغه گچی پیچ می‌شود.



در کارخانه از سیستمی بنام کنات استفاده می‌شود. برای محاسبه وزن دیوارها معمولاً وزن ۱m² از آنها محاسبه می‌شود.

بار مرده

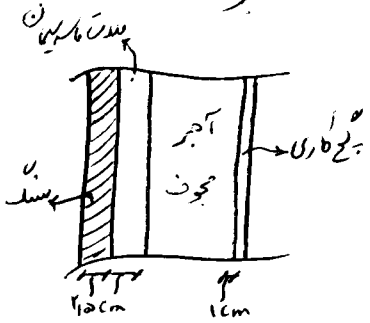
دیوار آجری فشاری	۰/۲۲ × ۸۰۰
گچ کاری در دو سمت	(۲ × ۰/۰۱) ۸۰۰
⋮	⋮

رسم بر آن است که وزن دیوارها بصورت وزن در مترطول بیان شود. یعنی وزن واحد سطح در ارتفاع دیوار ضرب میشود بصورت وزن در مترطول دیوار در آورده می‌شود مثلاً ۸۰۰ kg/m.

دیوارهای خارجی نما دقیقاً مطابق فوق وزنشان محاسبه می‌شود. در داخل گچ کاری و در خارج سنگ آجر.

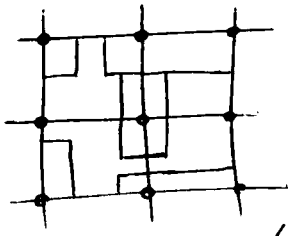
بار مرده

⋮



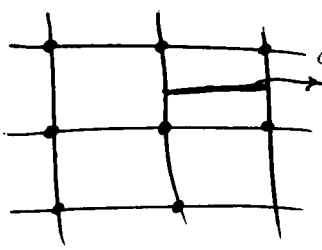
- بار معادل تیغه ها یا پارتیشن ها :

در یک پلان فضاهای معماری الزاماً از شبکه بندی سازه تبعیت نمی کنند. در نتیجه دیوار چینی در داخل فضا کاملاً شعیرا ، شکل مطابق رو برو دارد :



فضای بنا به ضرورت معماری تقسیم شده و دیوار چینی هیچ ارتباطی با سازه ندارد . حال می خواهیم این کف را برای سازه محاسبه کنیم و طبعاً باید بارگذاری کنیم . قاعدتاً باید بار این دیوارها را در محلهای خود شان محاسبه و قرار دهیم. همان طور که ملاحظه می شود بار دیوارها به صورت خطی و کاملاً نامنظم در پلان توزیع شده است . اگر قرار باشد این بار به همین صورت قرار داده شوند کار محاسبات مشکل خواهد شد. این است که برای ساده سازی بار تیغه هایی که نسبتاً سبکند و واقعاً قرار گرفتن آنها بصورت خطی در محل خود تأثیر چندانی در کف ایجاد نمی کنند بصورت خاصی در محاسبات وارد می کنیم . این صورت خاص به این شکل است که ما وزن کلی تیغه ها را در یک خط حساب می کنیم و به مساحت کف تقسیم می نماییم تا ببینیم که به این ترتیب چه بدست می آید اصطلاحاً بار معادل تیغه ها نامیده می شود . بنا بر این ما در عمل کلیه تیغه های سبک را حذف می کنیم و تصور می نماییم که وجود ندارند و به جای آنها بار معادل را در نظر می گیریم . این بار بصورت بار مرده وارد می شود . در ساختمانهای معمولی بار معادل تیغه ها حدود $150\ kg/m^2$ است . در بیمارستانها حدوداً به $250\ kg/m^2$ یا بیشتر می رسد و حداقل $200\ kg/m^2$ است . آیین نامه مقرر می دارد که بار معادل از $100\ kg/m^2$ کمتر در نظر گرفته نشود . با این ترتیب ملاحظه می شود در ساختمانهای بزرگ نسبتاً ساده است .

در کف ها برای دیوارها یک بار معادل به کار برده و بصورت گسترده یکنواخت وارد می کنیم . باید توجه داشت که این موضوع مربوط به تیغه های سبک است . دیوارهای سنگین باید در جای خود قرار داده شده و زیر آنها معمولاً باید تیر گذیده شود :



دیوارهای سنگین که جای خود قرار می گیرند مشمول تیغه نمی شوند و وزن بار تیغه ها را جمع می کنیم بار اینها منظور نمی شود .

دیوارهای نا سنگین ، اطراف پلکان و آسانسور و احتمالاً دیوارهای بین آپارتمانهای سنگین در جای خود قرار داده می شوند .

در آیین نامه در مورد بار تیغه ها حضی محدودیت ها آورده شده که باید در کار دیده شوند .

- بارهای زنده : (Live load)

بارهای زنده به بارهایی اطلاق می‌شود که به لحاظ مقدار و محل اثر کاملاً وضعیت مشخصی ندارد و بنابراین هم محل اثر و هم مقدار آن تغییر می‌کند و هم مقدار آن کم و زیاد می‌شود. این بارها عموماً وزن انسان‌هایی است که در ساختمان رفت و آمد می‌کنند و یا وسایلی است که در ساختمان چیده می‌شود و برای زندگی استفاده می‌شود.

برای تعیین بارهای زنده تنها می‌توان به مطالعات آماری روی آورد و ساختمانی را که دارای مشخصات مشابه است بررسی کرد و میزان باری که در آن به کار برده می‌شود تعیین کرد و در این مورد قاعدتاً باید اندازه‌گیری‌های مداوم انجام داد و بعد متوسط گیری و چند جمله سایر مطالعات آماری، این کارها منظور که ملاحظه می‌شود در حوصله کارهای روزمره مهندسی نیست. بهمین علت الزاماً باید مسئولین فنی مملکت مداخله کنند و این مطالعات را انجام دهند و نتیجه کار را بصورت توصیه‌هایی برای مهندسین ارائه نمایند. این کار انجام شده است آیین‌نامه استاندارد ۵۱۹ به این کار پرداخته است. آیین‌نامه ۵۱۹ قدیمی‌ترین آیین‌نامه ساختمانی ایران است که از حدود اوایل سال ۴۰ منتشر شده و استفاده می‌شود. این آیین‌نامه هم بارها را از جمله زلزله را نیز پوشش می‌دهد. بعدها در دهه‌ی ۶۰ بارگذاری برای زلزله جدا شده به استاندارد ۲۸۰۰ تحویل شده است ولی سایر بارها را این آیین‌نامه پوشش می‌دهد. توصیه‌های آیین‌نامه قسمتی از مبحث ششم رشته

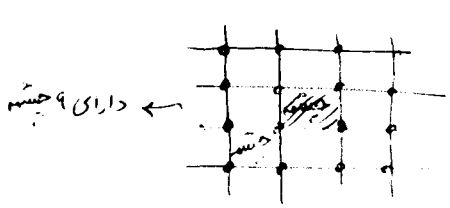
براساس آیین‌نامه ۵۱۹ برای بار زنده ساختمانها می‌توان یک بار یکنواخت گسترده در نظر گرفت و فرض کرد هر کف زیر اثر این بار گسترده یکنواخت قرار می‌گیرد. علاوه بر این آنکه اثر بعضی بارهای متمرکز نیز دیده شود آیین‌نامه یک بار متمرکز را هم مشخص می‌کند که می‌تواند در هر نقطه از کف قرار گیرد و کف باید توانایی مقابله با این بار را داشته باشد. مقادیر مربوط به بار گسترده و نیز بار متمرکز برای هر نوع ساختمان در آیین‌نامه آورده شده است که به آن اشاره خواهیم کرد.

* منظور از کاربری ساختمان این است که از ساختمان به چه منظوری استفاده می‌شود. برای مثال کاربری خانگی، آموزشی، اداری و ... .

* جدول ۶-۳-۱ قسمتهای ۱، ۲ و ۳ و ...

* آیین‌نامه حداقل‌هاست. مقادیری بر اساس سکوت مهندس باید تعیین شود و مسئولیت با مهندس است.

* به قسمتی از زمین تیرهای اصلی و ستونها قرار می‌گیرد، چشمه گویند.

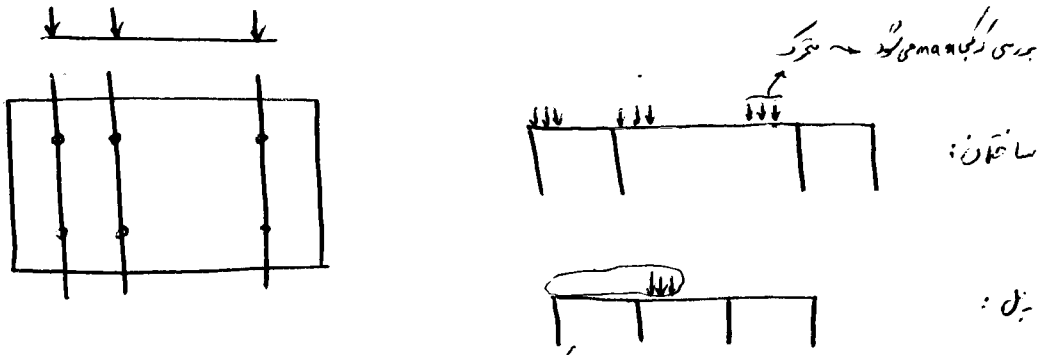


* وقتی بار زنده روی یک جسم قرار می‌گیرد باید بررسی شود که تیرها، ستونها و دال بین آنها می‌توانند بار متغیر را تحمل کنند یا نه.

* منظور از پلکان سازه‌ای، پلکانی است که ستون در وسط پلکان در زیر آن قرار می‌گیرد.

- تغییرات بار زنده: (بارهای ناوارزنده)

در بحث بار زنده گفتیم که محل بار زنده متغیر است بنابراین ما مدتها باید این سئوال پاسخ داده شود که اگر محل اثر بار تغییر کند چه تأثیری در طراحی ایجاد می‌شود. این موضوع دیل‌ها که بار مرجع هستند سنگین است بسیار حائز اهمیت است. این است که عادتاً پلها عنوان می‌کنیم حتماً بار کامیون که سنگین‌ترین اتومبیل رفت و آمد کننده است بصورت متحرک روی پل در نظر گرفته شود. در آیین نامه بارگذاری پلهای ایران عنوان کامیون ۲۰ تن بعنوان بارگذاری استاندارد عنوان شده است:



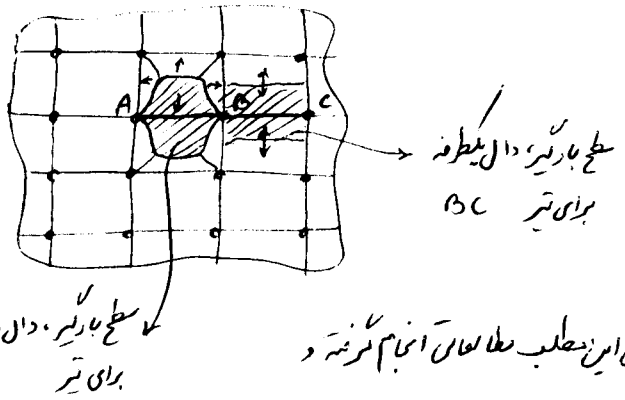
در ساختمانها چون بار زنده چندان زیاد نیست لزومی به حرکت دادن بار مشاهده نمی‌شود ولی تغییرات بار زنده را در دهانه‌های مختلف مطالعه می‌کنیم بدین معنا که می‌بینیم اگر دیدگاه‌ای از جسم‌ها بارگذاری شود چه اتفاقی برای ما پیش می‌آید. اگر دوده‌ها را مجاور هم بارگذاری شود اتفاقها چه خواهد بود. در تمام این حالات تمام دهانه‌ها را بارگذاری می‌کنیم نه اینکه محل بار را عوض کنیم. سازه‌ها خصوصاً تیرهای یکپارچه نسبت به بارگذاری‌های متناوب دوده‌ها حساسند خصوصاً در بتن آرمه. همین بحث ما تحت عنوان تغییرات بار زنده داریم که منظور آن است که بار زنده در کدام دهانه‌ها قرار داده شود تا بیشترین اثر پدید آید. در بتن آرمه این بحث کاملاً بحث خواهد شد.

آیین نامه‌های بارگذاری نسبت به تغییرات بارهای زنده محدودیت‌هایی در نظر گرفته‌اند. از جمله در آیین نامه ۱۹۵۸ به این موضوع نیز اشاره شده است.

* مراجعه شود به ۳-۳-۶.

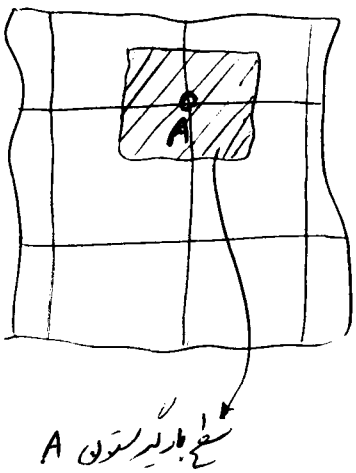
- تخفیف در بار زنده :

در مواردیکه سطح بارگیر یک عضو سازه ای بزرگ است و این احتمال وجود دارد که این سطح بزرگ هم زمان زیر اثر بار زنده با شدت حداکثر قرار نگیرد این گت طراحی می شود که آیا صحیح است ما این عضو سازه ای را برای بار زنده بزرگتر طراحی کنیم؟



در ساختمانهای بزرگ این شک ایجاد شده است آیا صحیح است فکر کنیم سطح بطور همزمان با حداکثر بار زنده بارگذاری می شود، به نظر این شک تا حدی درست است. برای این مطلب مطالعاتی انجام گرفته و آمار گیری صورت گرفته و سنجیده شده که مسئله قابل طرح است و می توان در این حالات در بار زنده قدری تخفیف داد.

مثال دیگری که در این ارتباط می توان زد ساختمانهای چند طبقه است. ستون A سطح بارگیری مطابق شکل دارد. این سطح یک چند ضلعی است که از وسط دهانه های مجاور عبور کرده است. در یک ساختمان ۲۰ طبقه این ستون بار همه طبقات را تحمل می کند حال در ارتباط با بار زنده دو سئوال مطرح می شود که آیا ممکن است همزمان همه طبقات با حداکثر بار زنده بارگذاری شوند؟ پاسخ به این سئوال این است که این همزمانی وجود ندارد و یا احتمال آن کم است. به این علت در این مورد هم این کار مطرح شده که بهتر است در بار زنده تخفیف داده شود.



بر اساس این ایده موضوع تخفیف بار زنده در آیین نامه آورده شده ولی مسئله اختیاری است. آیین نامه عنوان می کند که می توان تخفیف قائل شد و بسته به نظر طراح است. طراح می تواند موضوع تخفیف را در طراحی منظور بکند و یا نکند.

ضوابط آیین نامه بشرح زیر است:

۱) تیرها ← اگر $A \geq 18m^2$ و $L \geq 400 Kg/m^2$ تخفیف زیر قابل انجام است :

$R = 100(0.6 - \frac{3}{\sqrt{A}})$ ٪ که ۵۰٪ سطح باربری تیر : A و

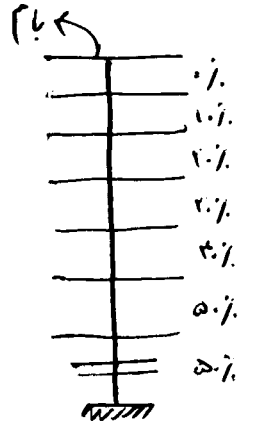
برای مثال اگر $A = 49m^2$ در بار زنده می‌توان ۳۰٪ تخفیف داد.

اگر سقف با زنده بر این تیر $L = 200 Kg/m^2$ باشد یعنی تیر را می‌توان برای بار $L = 140 Kg/m^2$ طرح کرد.

۲) ستونها و دیوارهای باربر ← در مورد این اعضا دو بند در آیین نامه آورده شده و عنوان شده که تخفیف را می‌توان برابر با بزرگترین دو مقدار در نظر گرفت .

ضابطه اول همان رابطه است که در تیرها عنوان شد . در رابطه مربوط به ستونها A مجموع سطح باربری ستون در طبقات است یعنی اگر سطح باربری در یک طبقه $20m^2$ است اگر ستون بار سه طبقه را تحمل کند $A = 60m^2$ حساب می‌شود. در این مورد باید توجه داشت که آیین نامه دیلمه می‌کند که در بار زنده تعدادی از لگ ها نمی‌توان تخفیف قائل شد بنابراین در محاسبه سطح باربر ستون ، باید سطوحی را که بر اساس این ضابطه نمی‌توان در بار زنده آنها تخفیف داد در نظر گرفت . مثلاً آیین نامه عنوان می‌کند در بار زنده بام نمی‌توان تخفیف داد. و نیز در بار زنده مغازه‌های عمومی هم نمی‌توان تخفیف داد. حال اگر ستونی داریم که باید بار ۶ لگ را تحمل کند. ۲ لگ از ستون است . بنابراین سطح باربر آن عبارت است از : لگ مربوط به بام - ۲ لگ مربوط به رستوران که مشمول تخفیف نمی‌شوند و تخفیف در ۲ لگ بقیه اعمال می‌شود و در نتیجه سطح باربر این ستون ۵ لگ منظور می‌شود .

ضابطه دوم مربوط به تعداد طبقات بصورت زیر است :



بطوریکه ملاحظه می‌شود در طبقه‌ای که ۲۰٪ عنوان شده سه لگ بار را به ستون منتقل می‌کند که یکی از آنها بام است و مشمول نمی‌شود و دو لگ دیگر مشمول روی هم قرار دارند. پس این ستون شامل تخفیف در این دو لگ است . در این حالت می‌توان صرف نظر از سطح باربر چه لگ چه بزرگ ، می‌توان بار زنده را ۲۰٪ تخفیف داد بطوریکه زیر که باید بار زنده این طبقات را با هم جمع کرد و بعد تخفیف را اعمال نمود. این تخفیف نمی‌تواند بیش از ۵۰٪ باشد. بین دو بند عنوان شده ، آیین نامه عنوان می‌کند بزرگترین مقدار انتخاب شود. پس طراح می‌تواند یکی از این بندها را نادیده بگیرد. به نظر شمردن تعداد طبقات ساده‌تر است . در عمل می‌توان تعداد طبقات را شمرد و روی تخفیف تقسیم

گیری کرد. اگر یک طبقه باشد ۱.۱، دو طبقه باشد ۱.۲ و ... (تعداد طبقاتی که مسئول تخفیف شوند تعیین می شود)

کف های زیر مسئول تخفیف نمی شوند: بام ها - کارخانه ها - انبارها - پارکینگ ها - محل های ازدحام - کارگاه ها

موضوع تخفیف بار زنده به راحتی در محاسبات ماشینی قابل اجرا است مخصوصاً که بارگذاری هایی نظیر زلزله مطرح شده و کف دیگری مطرح می شود. نتیجه رو بهم رفته موضوع تخفیف بار زنده در محاسبات سازه وارد نمی شود ولی همواره می توان از آن بعنوان یک حاشیه امنی استفاده کرد یعنی وقتی بارگذاری روی عضوی نسبتاً اجرایی است می توان تخفیف را نادیده گرفت و دید آیا با بار هم عضو اجرایی باقی می ماند یا نه؟

- بارهای دینامیکی:

در محاسبات سازه ها در مهندسی عمران معمولاً با بارهایی سروکار داریم که به آرامی وارد می شوند. در ساختمانها قسمت اعظم بار به تیرها و ستونها می رسند، بار مرده این بارهای عمده معمولاً تدریجی اند. زیرا که عملیات ساختمانی تدریجی است. ابتدا کف ساخته می شود که خود با توجه به نحوه تنش ریزی به آرامی صورت می گیرد. سپس دیوارها و کف معماری و بعد بار زنده هم معمولاً به آرامی رفت و آمد می کنند. خلاصه آنکه بارهایی که ما با آن سروکار داریم با سرعت کم وارد می شوند. سرعت آنها به حدی نیست که حرکتی در سازه ایجاد کنند. به این علت بارهای ساکن نامیده می شوند.

ان اگر بارها به آرامی وارد نشوند و اگر ناگهانی و یا با ضربه وارد شود وضعیت متفاوت است. اگر بار هجومی وارد شود که در سازه حرکت ایجاد کند اثرش روی سازه بیش از حالتی است که به آرامی وارد شود.

در تیر زیر اگر وزنه W از فاصله 1cm به ناگهان وارد تیر شود به عبارت دیگر وزنه 1cm رها شود اثرش روی تیر بیش از اثر وزن W بطور ساکن است. ممکن است تا چندین برابر وزن W باشد. در فاصله 1cm حدوداً ۲ برابر.

این بیشتر شدن اثر را می توان به کمک دینامیک سازه ها محاسبه کرد. در این کتاب سازه را جرئت می دهیم و مطالعه می کنیم، در حالتی که حرکت دارد اگر بارهای زنده چگونه است. این تحلیل نشان می دهد به وجود آمدن حرکت در سازه روی

بارها اثر می‌کند اردر بعضی حالات افزایش دینامیکی را نشان می‌دهد. با اثر بارهای زیادی در این باره بحث می‌شود ولی در حالت کلی، وارد کردن بار بطور متحرک اثرش را تشدید می‌کند.

اما در ساختمانها در بعضی موارد با اثر حرکت روبرو هستیم. در ساختمانها آسانسور متحرک است. اثر این حرکت روی تیرها و ستونها باید بررسی شود. در پارکینگ‌ها اتومبیل‌ها متحرکند. ممکن است اتومبیل با سرعت حرکت کند. اثر آن بر سازه باید بررسی شود. در کارخانجات حرکت جرثقال روی سازه‌ی تحمل کننده بارش اثر می‌گذارد. در پل‌ها حرکت اتومبیل یا قطار پل را حرکت داده مرتعش می‌کند و بنابراین باید بررسی شود. هندسه آنقدر پیچیده در سازه‌های مهندسی عمران کمتر بار متحرک داریم ولی در برخی اوقات این بارها حرکت ایجاد می‌کنند. بطوریکه مهم این بارها در ساختمانها زلزله است.

که بعداً به آن می‌پردازیم. در اینجا می‌خواهیم ببینیم نحوه برخورد ما با این بارها چگونه است؟

برخورد ما با بارهای متحرک بدین صورت است که با بعضی از آنها که اثرشان مهم است مستقیماً بصورت دینامیکی برخورد می‌کنیم. یعنی سازه را حرکت می‌دهیم و بار را بصورت متحرک وارد می‌کنیم. موضوع دینامیک سازه‌ها در میان می‌آید و کلیات های عددی ... این وضعیت در آنالیز بطور کلی و در بار باد در سرایط خاص صورت می‌گیرد.

اما در مورد بارهایی که به لحاظ حرکت کمتر مهم‌اند مثل آسانسور، پارکینگ و... موضوع به طریقه دیگری وارد می‌شوند. در این مورد بار متحرک مربوطه را به کمک ضریبی بزرگ می‌کنیم و بطور ساکن به سازه اثر می‌دهیم. مثلاً در مورد آسانسورها اگر ما می‌کنیم کابلهای نگهدارنده و یا اعضایی که بار کابلها را تحمل می‌کنند مثل تیر زیرسری و ستون مربوطه باید برای باری برابر دو برابر وزن آسانسور و سرنشینانش طرح شود. عدد ۲ برای اثر دینامیکی بار است. این ضریب اصطلاحاً به ضریب ضربه (impact coeff...) نامیده می‌شود.

ضریب ضربه در آیین نامه داده شده است بنابراین در مورد بارهای متحرک باید به آیین نامه مراجعه کرد. این ضریب عبارتند از:

- آسانسور = ۲
- ماشین آلات = بسته به نوع ماشین ۱٫۵ - ۱٫۲
- سازه‌هایی که بطور کشتی نگهداری می‌شوند، مثلاً تقسیم بندیم انتهای بالکن را با عضو کشتی نگهداریم = ۱٫۳۳
- پلهای شوسه = ۱٫۵ - ۱٫۳

• پل‌های راه آهن = ۲٫۵ - ۱٫۵

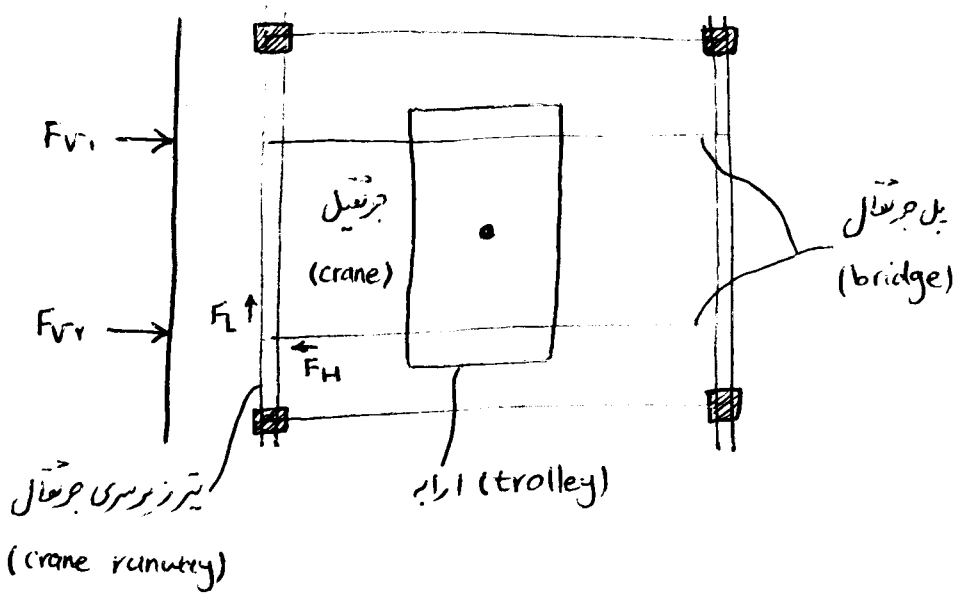
با توجه به این موضوع وقتی می‌خواهیم اثر بار آسانسور را بررسی کنیم کافیست وزن آسانسور و مسافرهایش را در ۲ ضرب کرده به تیرهای ستونها اثر دهیم.

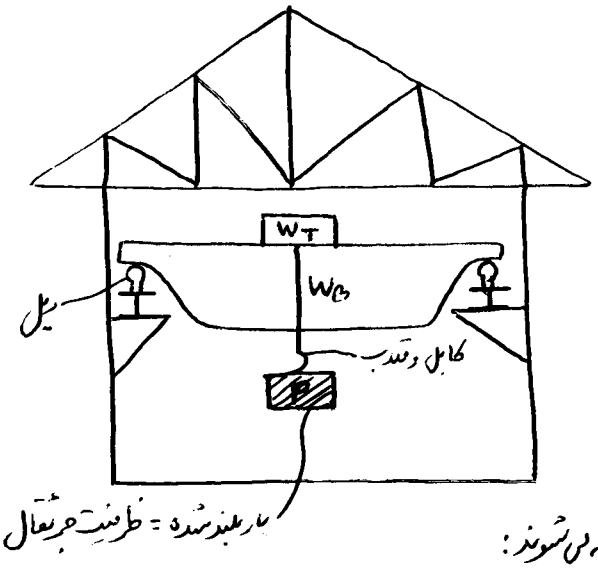
در پارکینگ‌ها قاعدتاً باید ضریب ضربه طبق مبحث ۶ آیین نامه جدید بارگذاری ایران این ضریب تحت عنوان داده شده بود ولی در ویرایش فعلی حذف شده است. بارهایی که در جداول مربوطه آورده شده و در محاسبه استفاده می‌شود این ضریب را در خود دارد. در پارکینگ‌ها کلاً حدود ۱٫۵ است.

- جرثقال‌ها : (cranes)

جرثقال‌هایی از موادی هستند که در آنها بارهای متحرک مطرح می‌شوند و موضوع ضریب ضربه به میان می‌آید. می‌خواهیم ببینیم چگونه باید با اینها برخورد کرد.

بحث مربوط به جرثقال در سازه‌های صنعتی مطرح می‌شود. برای بلند کردن و جابجا کردن مقطعات سنگین از نقطه‌ای به نقطه دیگر به جرثقال نیاز داریم. در کارخانجات معمولاً جرثقال‌هایی بطور ثابت روی سازه نصب می‌شود. مثلاً در یک سالن کارخانه جرثقالی داریم که روی ستونهای طرفین سوار شده و نقل و انتقال بار را انجام می‌دهد. کلیه مربوط به جرثقال در سازه‌های ساختمانی و پل‌ها با این موضوع برخورد می‌کنند. می‌خواهیم ببینیم اگر جرثقال چگونه به تیرها و ستونها وارد می‌شود.





در جرثقال ها تیرهای زیر سری برای بارهای زیر محاسبه می شوند:

• بارهای قائم ← برای در نظر گرفتن اثر دینامیکی این بارها ضریب ضربه ۱٫۲۵ در نظر گرفته شده است. یعنی بار های قائم به اندازه ۲۵٪ افزایش داده می شوند، بنابراین:

$$F_V = 1{,}25(W_B + W_T + P)$$

برای منظور کردن بارهای قائم بر روی تیر زیر سری آن را به دو صورتی قرار داده می شود که بیشترین بار را به تیر زیر سری وارد کند. این شرایط وقتی ایجاد می شود که آن به در صورتی از چپ یا راست قرار گرفته باشد:

$$\sqrt{F_V} = 1{,}25\left(\frac{W_B}{4} + \frac{W_T}{2} + \frac{P}{2}\right)$$

این رابطه با این فرض نوشته شده که توان کابل در آن به و بار بلند شده موجود است و بنابراین بار آن به و P بین دو تیر بطور مساوی تقسیم می شود. در عمل معمولاً این چنین نیست و تعادل به این صورت وجود ندارد و اختلافی بین F_{V_1} و F_{V_2} وجود می آید. معمولاً کارخانه سازنده در کاتالوگی که ارائه می دهد این عدم تعادل بارها را منعکس میکند و F_{V_1} و F_{V_2} را مطابق آنچه هست معرفی می نماید. کاری که مهندس محاسب باید انجام این است که این اعداد را در ۱٫۲۵ ضرب کند یعنی ۲۵٪ افزایش دهد.

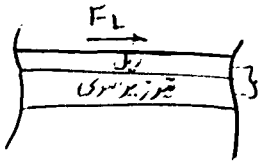
• بارهای عرضی ← جرثقال در جهت عرضی به تیر زیر سری نیرو وارد می کند. این نیرو برابر با F_H در نظر گرفته می شود:

$$F_H = 0{,}2(W_T + P)$$

با توجه به اینکه این بار توسط ۲ ریل جرثقال به تیرهای زیرسری منتقل می‌شود می‌توان تقسیم بر ۴ شود یعنی هریک از ریل‌ها $\frac{1}{2}$ این مقدار را به تیر زیرسری وارد می‌کند ولی از آنجا که ممکن است یک ریل بر روی ریل بلغزد و این نیرو را در یک سمت به تیر زیرسری وارد کند بهتر است این نیرو تنها به یک تیر وارد شود یعنی :

$$\sqrt{F_{H_1} = F_{H_1} = \frac{1}{2} \times 0/2 (W_T + P)}$$

• نیروی طولی ← جرثقیل در طول کارخانه حرکت می‌کند و به علت اصطکاک بین ریل زیرسری و از آنجا به تیر زیرسری در جهت طولی هم نیرو وارد می‌کند.



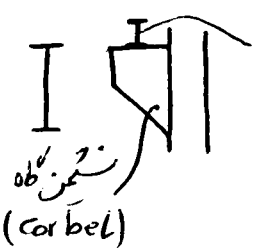
این نیروی طولی برابر با ۱۰ بیشترین بار چرخها به تیر زیرسری به حساب آورده می‌شود. در محاسبه بیشترین بار در اینجا ضریب ضربه منظور نمی‌شود :

$$\sqrt{F_L = 0/1 (F_{V_1 max} + F_{V_2 max})}$$

حداکثر نیروهای قائم که در آنها ضریب ضربه وارد شده است یعنی ضریب ۱/۲۵ در آنها وجود ندارد.

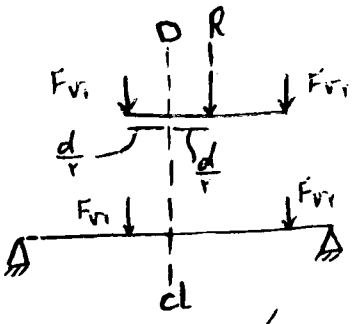
بعضی جزئیات مناسب تیر زیرسری :

۱) همان طور که عنوان شد تیرهای زیرسری روی نشیمنگاهایی که روی ستونها پیش بینی می‌شود سوار می‌گردد. تیرهای زیرسری هم توانند مجزا نگیره در نظر گرفته شوند و در نتیجه دو دهانه هم متصل شوند ولی از آنجا که بهرحال تولید تیرها به صورت طولانی نگیره عملی نیست در محل هایی باید دو تکه تیر به هم متصل شوند. جزئیات اتصال معمولاً گرفتاری دارد و در نتیجه اساساً ترجیح داده می‌شود که بصورت تیر ساده طراحی شوند یعنی تیرها در محل تکیه گاهها که ستونها باشند بریده شده و تیر با تکیه گاه ساده طراحی می‌شود



۲) در طراحی تیرها با بارهای متحرک سر و کار داریم بنابراین برای طراحی تیر می‌بایست این حرکت مورد نظر گرفته شود. حرکت جرثقال روی این تیر بصورت یک قطار بار در نظر گرفته می‌شود که با فاصله ثابت از هم قرار دارند انجام می‌شود. منظور آنکه این قطار بار باید در طول تیر قرار داده شود و بررسی گردد در کجا اثر آن بیشینه است. منظور آنکه باید بررسی کرد در چه حالی M_{max} در یک و در چه سرانجامی ایجاد می‌شود و نیز برش max کجا و چگونه ایجاد می‌گردد.

حل مسئله فقط عددی به تئوری خطوط تأثیر برمی‌گردد. این تئوری در مثال سازه معین مفصلاً گفته شده است. فقط باید خط تأثیر برای مقاطع مختلف رسم شود و بعد جستجو شود که تنش خمشی max در کجا و به چه مقدار دیفرانسیل برش max چگونه بدست می‌آید. با این حال راه حل ساده‌تری برای جرثقال وجود دارد:



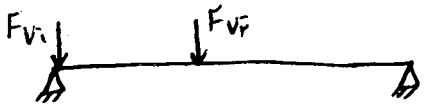
۱- • برآیند دو تیر پیدا می‌شود.

• تیر را طوری قرار می‌دهیم که امتداد خط D بر cL منطبق شود.

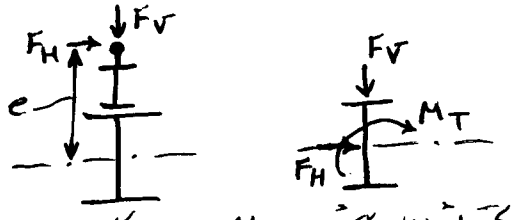
• می‌توان گمان داد زیر نیروی نزدیک cL همان max است.

• همان در مقطع محاسبه شده و همان max بدست می‌آید. این روش کار را در ۳ نیروی متحرک نیز کاربرد دارد.

۲- برای برش max قرار دادن بار بصورتی که یکی از آنها خیلی نزدیک به تکیه‌گاه باشد جواب است. F_{V_1} نیروی بزرگتر است:



۳) تیر زیر سری کمک اثر بارهای وارده از طرف جرثقال زیرامر محاسبه در نحوه قرارگرفته و باید دو محوره طراحی شود:



$$M_T = F_H \times e$$

همان طور که ملاحظه می‌شود تیر علاوه بر نیروی F_V و F_H تحت اثر ممان پیچشی M_T هم قرار می‌گیرد بنابراین در طراحی تیر M_T هم باید وارد شود. اما با توجه به آنکه نیروی جانبی F_H چندان بزرگ نیست معمولاً سعی می‌شود خود را درگیر محاسبات پیچش نکنیم و مسئله را به طریق ساده شده ولی تقریبی حل می‌کنیم. در این نوع موارد که M_T کوچک است آیین نامه مواد را مجاز می‌داند که اثر M_T را نادیده بگیریم و در مقابل مدول خمشی تیر را در جهت y نصف کنیم. بنابراین:

$$\frac{M_x}{S_x} + \frac{M_y}{\frac{1}{2}S_y} \leq f_s$$

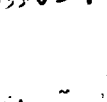
S_x: مدول مقطع در جهت x ، S_y: مدول مقطع در جهت y

M_x, M_y: ممان ، f_s: تنش مجاز

در تیرهای I شکل مدول مقطع در جهت I تقریباً برابر با ۱ است. بنابراین نصف کردن مدول مقطع به مفهوم آن است که فقط یکی از بارها را که بار فشاری باشد وارد محاسبات می‌کنیم. در واقع این بار هم در تأمین مقاومت جانبی مؤثر است. این واقعیت

این ایده را منتقل می‌کند که می‌توان در تیر زیرسری این بار را به نحو مؤثری تقویت کرد. این است که در تیرهای زیرسری معمولاً مقطع به شکل زیر مکانیزه می‌شود:

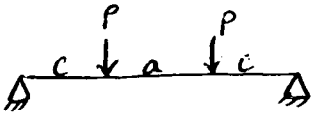
یک تیر I شکل در داخل یک میله‌ی مهاری قرار داده می‌شود و به عنوان تیر زیرسری استفاده می‌گردد. در این پروفیل تیر میان زیرسری یا از پروفیل های بال پهن IPB تشکیل می‌شوند و یا آنکه بصورت ترکیبی از تیرهای IPE یا INPE + میله‌ی مهاری بدست آورده می‌شوند. اگر بار سبک باشد IPB جوابگو است ولی اگر بار سنگین باشد باید سراغ پروفیل ترکیبی رفت. در مواردی که IPB در بازار پیدا نمی‌شود باید تیر ورق ساخت که در کارخانه تولید می‌شود.



۴) در تیرهای زیرسری به علت حرکت جرثقال موضوع افتادگی تیر قابل بحث است. در تیرهای زیرسری میزان افتادگی باید از حدی تجاوز نکند چرا که زیادتی آن برای حرکت جرثقال مشکل ایجاد می‌کند. به این منظور حداکثر افتادگی در این تیرها زیر اثر بار قائم و با احتساب ضریب ضربه به $\frac{1}{1000}$ طول دهانه محدود می‌شود.

می‌توان نشان داد در تیر زیرسری که زیر اثر این زوج بار قرار می‌گیرد می‌توان Δ را از این رابطه محاسبه کرد:

$$\Delta \leq \frac{1}{1000}\, l$$



P: (ton) , l, a, c : (m)

$$\begin{cases} \Delta_{max} = \dfrac{P(l-a)(3l^2-(l-a)^2)}{48EI} & , \ a \leq 0.465\, l \\ \Delta_{max} = \dfrac{Pl^3}{48EI} & , \ a > 0.465\, l \end{cases}$$

می‌توان نشان داد برای آنکه ضابطه $\Delta \leq \frac{1}{1000} l$ تأمین باشد ممان هندسی تیر باید از مقادیر داده شده در زیر بیشتر باشد:

$$\begin{cases} I \geq 100P\left(3l^2 - 3a^2 + \dfrac{a^3}{l}\right) & , \ a < 0.465\, l \\ I \geq 100\, Pl^2 & , \ a > 0.465\, l \end{cases}$$

- پارکینگ‌ها:

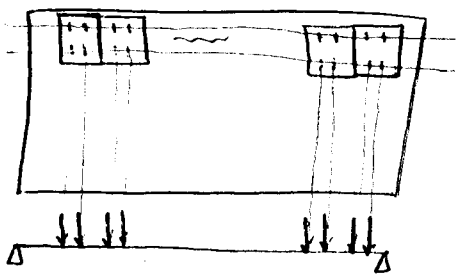
در بحث مربوط به بارهای زنده موضوع پارکینگ‌ها را نیز دیدیم. در آیین‌نامه بارگذاری برای پارکینگ‌ها یک بارگسترده پیشنهاد شده بود که بر روی تمام کف‌ها تأثیر داده می‌شود. مقدار این بارگسترده سبکی به وزن سبکترین خودروی مجاز که روی کف اجازه رفت و آمد است. مقدار این بار حدود ۵۰۰ kg/m² تا ۸۰۰ kg/m² بود. در مورد اتومبیل‌های شخصی بار زنده ۵۰۰ kg/m² است. بنابراین در مورد سه کف پارکینگ ها در ساختمانهای مسکونی کف با بار ۵۰۰ kg/m² طراحی میشود. در طراحی کف‌ها به عنوان پارکینگ هیچ بارگسترده‌ای نیست و عملیات اضافه نیاز نیست. در این مورد تنها لازم است که بدون از آیین‌نامه که مربوط به ماشین آلات سنگین است مورد توجه قرار گیرد.

اما برای آنکه ذهنیتی در ارتباط با نحوه‌ی بارگذاری در پارکینگ‌ها و اساساً چگونگی برخورد با بار اتومبیل‌ها داشته باشیم کمی مختصری ارائه می‌دهیم تا اگر لازم شد کمی برای بار اتومبیل طرح شود با چگونگی آن آشنا شویم. آشنایی با این موضوع در رابطه با پلها نیز مهم است. در پلهای شوسه یکی از بارگذاری‌هایی که مورد توجه قرار می‌گیرد بار متحرک به کامیون ۴۰ تنی است. کامیون ۴۰ تن سنگین‌ترین کامیونی است که اجازه دارد با حداقل ۳ محور روی پلهای ایران حرکت کند. اگر بار سنگین‌تر از ۴۰ تن باشد محورها باید افزوده شوند تا سنگین‌تر به کامیون متصل شود. علاوه بر آن هر محور کامیون سنگین‌تر از ۴.۵ تن نیز به اجازه ویژه پلیس دارد. بارهای سنگین‌تر ممکن است پلها را تخریب کند در نتیجه ضوابط خاصی وجود دارد. بدین ترتیب داشته شود این وزن در جهان استاندارد است و پلها در همه جا برای این کامیون طرح می‌شود.

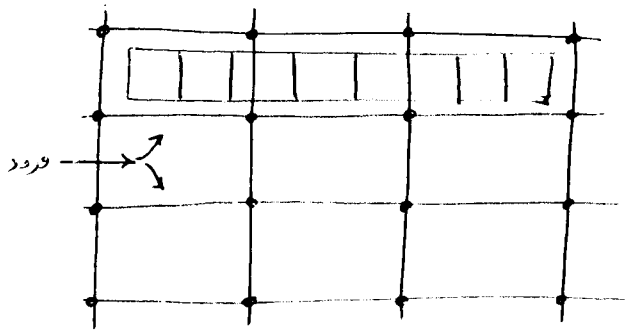
در پل‌ها علاوه بر بار کامیون، بار گسترده یکنواخت تعریف شده در پل باید قادر به تحمل آن باشد. در مورد سقف پارکینگ‌ها و ساختمانها. علاوه بر آن در پلها بارگذاری ویژه در نظر گرفته شده که مربوط به حالات اضطراری است: مانند تانک ارتشی به وزن ۷۰ تن که بر روی ساحت بزرگتری توزیع شده است. بنابراین با بار ۴۰ تن سه گونه قابل تحلیل است. در بارگذاری ویژه اجازه افزایش تنش‌ها نیز داده می‌شود. (یک تانک در کل پل نه در هر خط)

در پارکینگ‌ها معمولاً اتومبیل‌ها را بسته به وزنشان با یک سطیل در پلان مدل می‌کنیم یعنی فرض می‌کنیم اتومبیل مستطیلی به ابعاد a×b را اشغال کرده است.

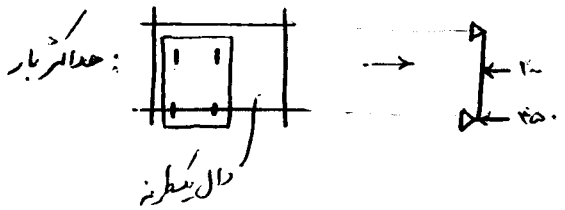
مشخصات اتومبیل‌ها و بارهای وارده به هر یک در برگه پیوست آورده شده است.

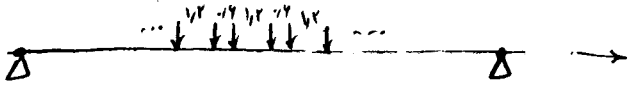


برای مثال در پارکینگ وقتی گفته میشود اتومبیل ها حتما در هم پارک شده اند به لحاظ سازه ای منظور آن است که این ستطیل ها بفل هم قرار داده شده اند بنابراین فاصله چرخ ها از یکدیگر و فاصله بارها از یکدیگر کاملا روشن است و اگر بخواهیم فضاهای را برای بار این چرخ ها طراحی کنیم تکلیف کار به لحاظ آنکه بارها کجا قرار گرفته اند روشن است.



در پارکینگ باید دید، اتومبیل که پارک می شود بارش چگونه به دال و به تیرهای اصلی منتقل می شود. باید دید چه وقت حداکثر بار به تیرهای اصلی وارد می شود:





کل قطار بار روی تیر اصلی حرکت داده می شود تا به حداکثر ممان و برش در تیر برسیم.

- بار برف :

بار برف در سازه‌ها بار ناشی از لایه های برف است که احتمال نشستن آن بر بام‌های رود. در مناطق برفگیر ضخامت لایه های برف بیشتر است و علاوه بر آن باید این احتمال داده شود که به علت برودت هوا برف یخ زده و به تدریج متراکم تر شود. در محاسبه وزن مخصوص برف باید به موضوع تراکم برف نیز توجه داشت. مطلب دیگر آنکه با توجه به آنکه ارتفاع نشستن برف در سال‌های مختلف متفاوت است موضوع آماری بودن و احتمالاتی بودن بار ناشی از آن مطرح می‌شود. یعنی برای هر منطقه باید رکوردی از ارتفاع برف در سال‌های مختلف را در دست داشت و روی آنها مطالعه کرد و دید برای سال‌های مختلف چه ضخامتی می‌توان انتظار داشت. در آیین نامه مقرر شده که ضخامتی در نظر گرفته شود که احتمال گذشتن از آن ۲٪ باشد یعنی دوره بازگشت این ضخامت حدود ۵۰ سال باشد. براین اساس سازمان هواشناسی کشور مطالعاتی در زمینه ارتفاع برف در نقاط مختلف انجام داده و نقشه‌ای برای بار برف تهیه کرده است که در ویرایش ۱۳۸۵ مبحث ششم آورده شده است. براین اساس مناطق کشور به ۴ ناحیه تقسیم شده است. مناطق با برف نادر، کم، متوسط، زیاد، سنگین و فوق سنگین دسته بندی شده است. در نقشه ضمیمه آیین نامه این مناطق آورده شده است. مناطق با برف نادر عمدتاً نواحی جنوب و شرق و کویرها را در برمی‌گیرد و مناطق با برف فوق سنگین عمدتاً مناطق کوهستانی با ارتفاع بلند است. برای تهران بار برف $150\ kg/m^2$ پیش بینی شده است. این اطلاعات بر اساس آمار ۴۰ ساله سازمان هواشناسی کشور است.

وزن مخصوص برف را در حالات مختلف می‌توان برابر اعداد زیر در نظر گرفت :

- برف تازه بارید شده : $\gamma = 100\ kg/m^3$
- برف تازه بارید سکه و متراکم : $\gamma = 160\ kg/m^3$
- برف مانده با تراکم عادی : $\gamma = 200\ kg/m^3$
- برف مانده با تراکم زیاد (یخ زده) : $\gamma = 800\ kg/m^3$

با این ترتیب بار وارده ناشی از برف را می‌توان با توجه به ارتفاع برف و وزن مخصوص برف به دست محاسبه کرد. در سازه‌های عادی نیازی به محاسبه خاص برای این بار نیست و از اعداد آیین نامه می‌توان استفاده کرد.

اما اگر برف برروی بام ها علاوه بر میزان برفی که انتظار می‌رود بارش را بر بستگی به شیب بام ها هم دارد. این است که در می‌سبه بار برف روی بام ها رابطه‌ای بصورت زیر پیشنهاد شده است:

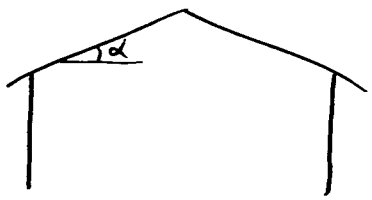
$P_r = C_s \cdot P_s$ ، r: roof ، s: snow

در این رابطه P_s باریست که بر روی سطح افقی انتظار می‌رود وارد شود. این بار همان است که در آیین نامه آورده شده است. C_s ضریبی است که بستگی به شیب بام دارد و هرچه شیب بیشتر باشد این ضریب کوچکتر است و بالاخره P_r باری روی سطح شیبدار است که باید بر روی تصویر افقی آنها در نظر گرفته شود. C_s به صورت زیر پیشنهاد شده است:

$C_s = 1$ ، $\alpha \leq 15^\circ$

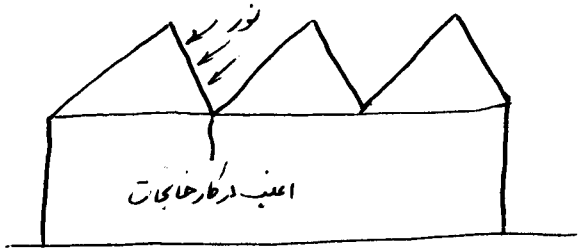
$C_s = 1 - \frac{\alpha - 15}{60}$ ، $15 < \alpha < 60$

$C_s = 0.25$ ، $\alpha > 60^\circ$

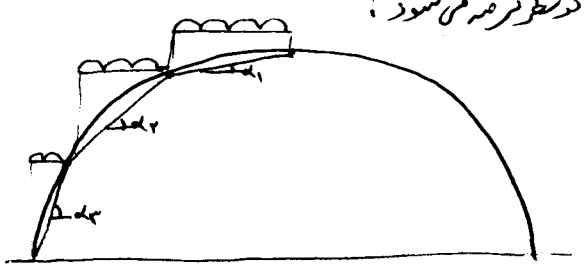


بنابراین در سطوح شیبدار با توجه به زاویه شیب C_s می‌سبه شده و بار برف از این رابطه بدست آورده می‌شود. همانطور که در رابطه دیده می‌شود سطوحی که شیب کمتر از 15 دارند به سطوح سطح افقی هستند و $P_r = P_s$. برای شیب های بزرگتر از 60 بار برف چندان زیاد نیست و $C_s = 0.25$ در نظر گرفته شده است.

ضریب C_s برای بام های دندانه ای (با شیب ملایم و متناوب) برابر یک فرض می‌شود:



برای سقف های قوسی باید قوس را تبدیل به یک چند ضلعی کرد و بار برف را روی هریک از اضلاع با توجه به شیب آنها بدست آورد. برای هر نیم قوس معمولاً حداقل 3 ضلع در نظر گرفته می‌شود:

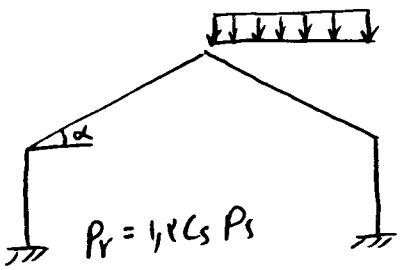


- بارگذاری نامتقارن :

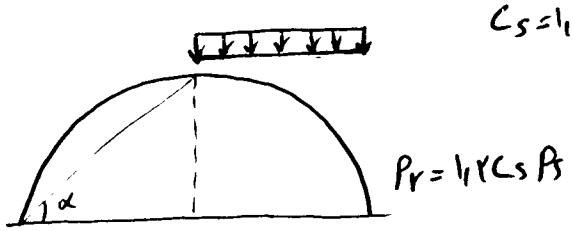
در مناطق برفگیر که بار برف حائز اهمیت است معمولاً بادهای شدید هم وجود دارد و اغلب اتفاق می افتد که باد موجب می شود برف از یک سمت بام برداشته شده و در سمت دیگر انباشته شود و بعضی اوقات که وضعیت بام اجازه می دهد ممکن است برف به گوشه ای رانده شده و جمع گردد. آنتابلیر بودن یک سمت بام نیز در تجمع برف در سمت دیگر نیز موثر است. این است که در ارتباط با بار برف باید به مسئله بارگذاری نامتقارن نیز توجه کنید.

در این ارتباط آیین نامه توصیه می کند که در بام های شیبدار به صورت زیر عمل شود :

الف) بام های شیبدار دو طرفه ضریب C_s به اندازه ۲۰٪ افزایش داده شده و بار یک سمت بام قرار داده می شود. ($15 \le \alpha \le 60$)

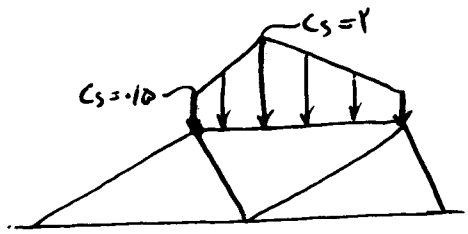


ب) بام های قوسی شکل در نیمی از قوس بار با ضریب $C_s = 1.2$ قرار داده می شود. ($15 \le \alpha \le 60$)



ج) در بام های دندانه ای بارگذاری به صورت زیر انجام می شود :

یعنی فرض می شود که برف در ناودی جمع می شود.



* پس در سقف شیبدار دو نوع بارگذاری می شود، متقارن و نامتقارن .

- ترکیب بار باد و برف :

در ترکیب بار نباشی از اینده باید توجه کرد که ممکن است حداکثر بار باد با حداکثر بار برف اتفاق نیفتد. در ترکیب بارگذاری برای باد و برف به این نکته توجه شده است در فصل هشتم آیین نامه در ترکیب شماره ۴ این موضوع آورده شده است :

۴-الف) $D + L + (L_r \text{ یا } S) + (W \text{ یا } E)$

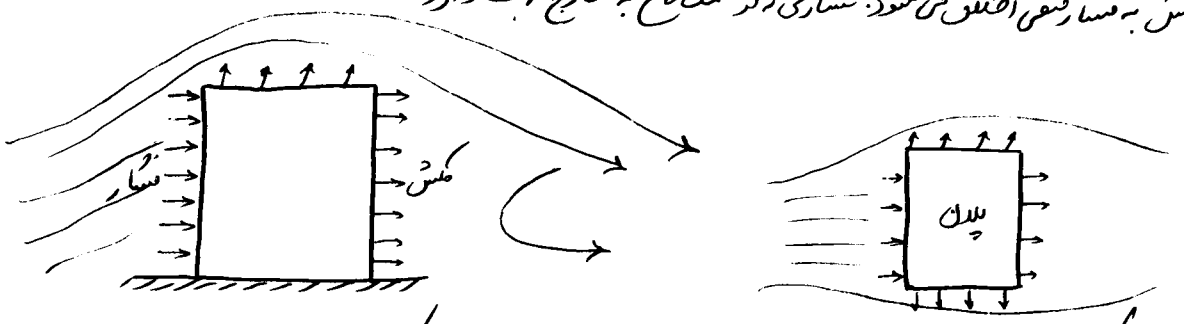
۴-ب) $D + L + (L_r \text{ یا } S) + (0.5 W \text{ یا } E)$

P_f بار برف ، S و بار باد : W و بار زنده برف : L_r

یعنی اگر بار باد mam فرض می‌شود بار برف نصف و اگر بار برف mam در نظر گرفته می‌شود بار باد نصف گردد.

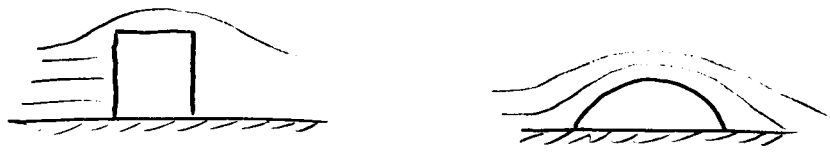
- بار باد : (wind load)

باد به علت اختلاف درجه حرارت دو منطقه از زمین ایجاد می‌شود و طی آن ذرات هوا از یک نقطه به نقطه دیگر حرکت می‌کند. سرعت حرکت بستگی به اختلاف درجه حرارت دو منطقه دارد. هرچه این اختلاف بیشتر باشد سرعت ذرات هوا بیشتر است. ذرات هوا وقتی به مانعی برخورد می‌کنند قسمتی از انرژی جنبشی خود را تبدیل به فشار بر آن سطح می‌نمایند در نتیجه به سطح فشار وارد می‌کند. بار باد که موضوع بحث ماست بادیست که از این فشار به ساختمان وارد می‌شود. ذرات هوا و جریان عبور از بالای یک مانع هوایی را که دارای آن مانع مزاحمت ایجاد می‌کنند و یا خود به جریان می‌برند. در نتیجه در پشت مانع نوعی خلاء ایجاد می‌شود. در نتیجه سطحی که در پشت مزاحمت قرار گرفته تحت اثر نوعی مکش قرار می‌گیرد. اصطلاح مکش به فشار منفی اطلاق می‌شود. فشاری که از سمت باد به خارج جهت دارد



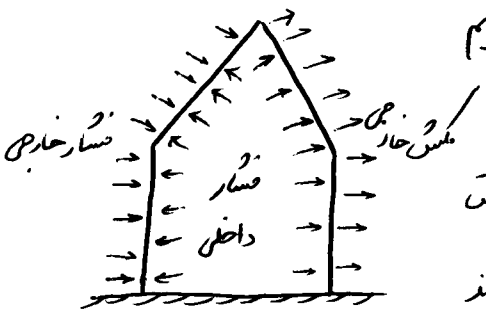
فشار و مکش وارده بر ساختمان موضوع بار باد در این بحث است. پارامتر اصلی که در میزان بار باد موثر است سرعت باد است. انرژی جنبشی ذرات هوا با توان دوم سرعت مرتبط می‌شود و در نتیجه فشاری که به ساختمانها وارد می‌شود با توان دوم سرعت مرتبط می‌شود. توان دوم اگر سرعت را به شدت تاثیر می‌دهد. این است که هر گونه سرعت باد زیاد باشد باید انتظار بار بیشتری داشت.

پارامتر بعدی که بر بار موثر است شکل خود ساختمان است. ساختمان یا هر مانع دیگری که در مقابل باد قرار می‌گیرد اثر بصورتی باشد که لایه‌های هوا بتوانند به آرامی روی آن بلغزند و از محاور آن عبور کنند فشار کمتری به ساختمان وارد می‌شود. وجود گوشه‌های تیز در ساختمانها موجب می‌شود در این نواحی لایه‌های هوا ایجاد شده فشار بیشتری به ساختمان وارد آید:



به طوریکه ملاحظه می شود ساختمان قوسی شکل به صورتیست که لایه ها ملایم تر از روی آن عبور کرده فشار کمتری وارد میکنند. خلاصه آنکه در مواقع بارباد شکل ساختمان بعنوان پارامتری مهم مطرح می گردد.

موضوع سومی که در ارتباط با بارباد مطرح می شود اینکه در جریان وزش باد حجمی از هوا وارد فضای داخلی ساختمان میشود و هم فضا را تا حدی تحت فشار قرار می دهد. سازه ی ساختمان از داخل نیز تحت فشار قرار می گیرد. در این رابطه پوشش ها که شامل دیوارها و پوشش های بام باشند بیشتر تحت تأثیر قرار می گیرند. پوشش که در اثر ساختمان قرار گرفته و لیست به بام دارای دو داخل تحت فشار داخلی است و از خارج تحت مکش است. بنابراین میتوان انتظار داشت که بر روی دیوارها و پوشش های بام اثر متضاد عکس خواهیم داشت که باید منظور شود.



در آیین نامه در موضوع بار به نکات فوق توجه شده است و بنابراین علت برای بار وارده به سازه اصلی ساختمان بارگذاری خاصی بعنوان می کند و برای دیوارها و پوشش ها بارگذاری دیگری توصیه می نماید. هم چنین در مورد سازه هایی که شکل عادی ساختمان را ندارند مانند برجها که از قطعات خرپایی مشبک ساخته می شوند بارگذاری خاص دیگری توصیه شده است. باین ترتیب در موضوع بارباد به عناوین زیر بر خورد می کنیم:

۱) بارباد روی سازه اصلی ساختمان

۲) بارباد روی دیوارها و پوشش ها

۳) بارباد روی سازه های غیر ساختمانی

- فشار مبنا:

در مکانیک سیالات نشان داده می شود که فشار وارد بر سطح از رابطه $p = \frac{1}{2} m v^2$ بدست می آید وزن هوا در دمای ۱۵° و فشار یک اتمسفر برابر $w = 1,225\ kg/m^3$

$w = 1,225$

$m = \frac{w}{g}$ $\quad q = \frac{1}{16} v^2$ $\quad kg/m^2$

اگر در این رابطه سرعت باد بر حسب Km/h بیان شود:

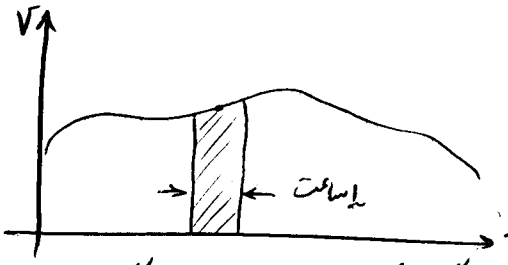
$$q = 0.0005 V^2 \quad , \quad V : (Km/h) \quad , \quad q : (kg/m^2)$$

رابطه اخیر در آیین نامه آورده شده است.

در رابطه مربوط به فشار، V سرعت باد است. سرعت باد در ارتفاع متغیر است. در ارتفاعات بالا سرعت بیشتر است.

برای محاسبه این سرعت ناگزیریم ارتفاعی را مبنای کار قرار دهیم. ارتفاعی که در سازه‌های هواشناسی بعنوان مبنا استاندارد شده 10m از سطح زمین است و اطراف محل مانعی نباید باشد (در فضای باز).

سرعت در زمان متغیر است. برای ملحوظ کردن تغییرات زمان باید $\bar{V}$ را در فواصل مشخص بدست آوریم. سازمانهای هواشناسی معمولاً سرعت متوسط ساعتی ارائه می‌دهند. یعنی در متن سرعت، سعی به شکل زیر به فواصل ساعت تقسیم و متوسط سرعت بدست آورده میشود:



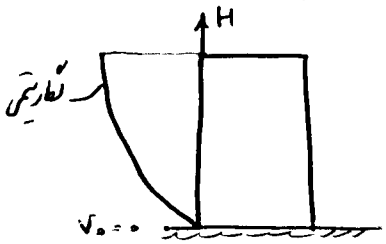
بنابراین سرعت استاندارد، سرعتی است که در ارتفاع 10m اندازه‌گیری شده بصورت ساعتی متوسط گیری شده است. علاوه آن سرعتی که در آیین نامه آورده شده دوره بازگشت 50 ساله دارد. یعنی احتمال وقوع 2% در سال دارد.

اگر در رابطه فشار این سرعت استاندارد گذاشته شود، فشار حاصله، فشار مبنا است:

$$q_{\text{مبنا}} = 0.0005 V^2_{\text{مبنا استاندارد}} = 0.0005 V^2_{10m}$$

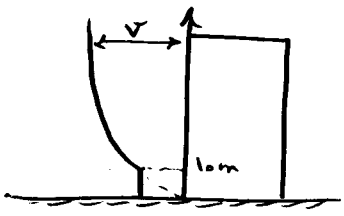
سرعت استاندارد در برخی شهرها همراه فشار مبنای حاصل در آیین نامه صفحات 29 تا 31 آورده شده است. یعنی سرعت باد در مناطق مختلف کشور 120 - 80 کیلومتر در ساعت تعیین شده است. سرعت $100\ Km/h$ فشاری با اندازه $50\ kg/m^2$ ایجاد میکند.

برای محاسبه فشار در ارتفاعات قاعدتاً باید سرعت در ارتفاعات را در رابطه قرار دهیم. تغییرات سرعت در ارتفاع به شکل زیر است:



سرعت افزایش بسیاری در ارتفاعات پایینی دارد. در واقع تغییرات سرعت تابعی لگاریتمی است.

اگر ۱۰۰m را مبنا قرار داده سرعت های کمتر را ثابت فرض کنیم داریم:



حال می بینیم آیین نامه با این مسئله چگونه برخورد میکند:

- فشار باد بر اساس روابط آیین نامه:

در آیین نامه برای در نظر گرفتن دقیق ملاحظات، فشار وارده بر سازه ها بصورت حاصلضرب دو ضریب در فشار مبنا معرفی می کند و رابطه ای بصورت زیر برای P پیشنهاد می کند:

$$P = Ce \cdot Cq \cdot q$$

- ضریب Ce : ضریب اثر تغییر سرعت : Ce و فشار مبنا از جداول : q

در ضریب Ce، تغییرات سرعت در ارتفاع دیده شده است، تغییرات سرعت در مناطق شلوغ و خلوت دیده شده است و نیز اثرات مربوط به تغییرات ناگهانی سرعت که اصطلاحاً اثر اوج باد لحاظ گردیده است

این سه پارامتر به ترتیب به شکل زیر توصیف میشود:

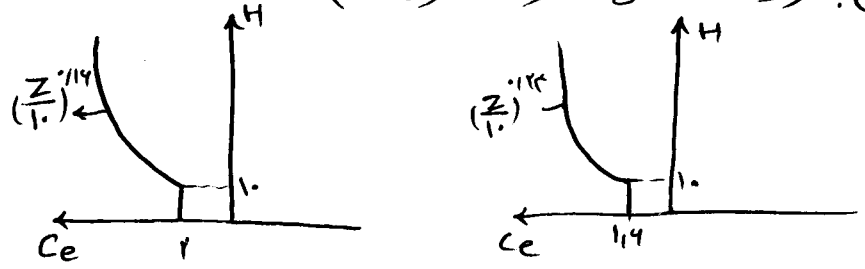
- اثر ارتفاع در سرعت ها همانطور که گفته شد به شکل لگاریتمی است.
- در مناطق شلوغ که درختان و ساختمانهای دیگری در اطراف وجود دارد طبعاً سرعت ها کمتر و در نتیجه فشارها کمتر میشود. این اثر به این صورت در Ce دیده شده که برای مناطق شلوغ یک رابطه و برای مناطق خلوت رابطه ای دیگر در نظر گرفته شده است.
- اثر اوج باد این است که باد یک سرعت ثابت ندارد و متوسط سرعتش آن در نظر گرفته میشود. خود سرعت در یک ساعت ممکن است متغیر باشد. برای ورود maxm سرعت به متوسط گیری. پارامتر اوج باد وارد قضیه شده که در محاسبات Ce وارد میشود. بنابراین اثر موضعی تغییرات سرعت نیز منظور می شود.

با توجه به این صحبت ها، رابطه های زیر برای Ce عرض میشود:

الف) داخل شهرها و یا مناطق مسکونی $Ce = 1.6 \left(\frac{Z}{10}\right)^{0.24}$ ، $Ce \geq 1.6$

ب) در مناطق خلوت و خارج شهرها $Ce = 2 \left(\frac{Z}{10}\right)^{0.16}$ ، $Ce \geq 2$

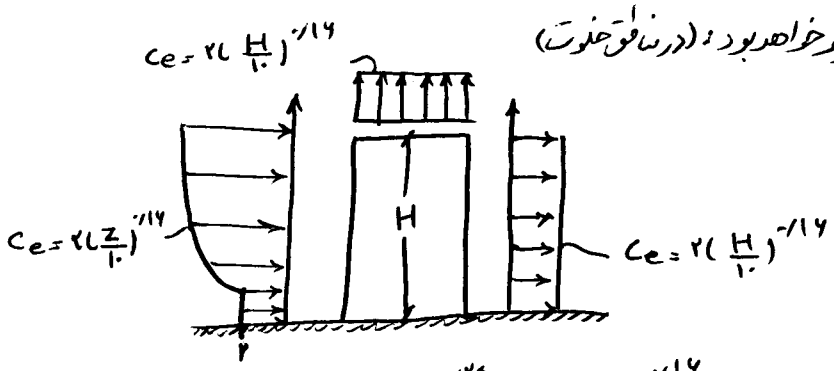
(Z در این روابط ارتفاع به متر و عدد ۱۰ همان ده متر استاندارد است)



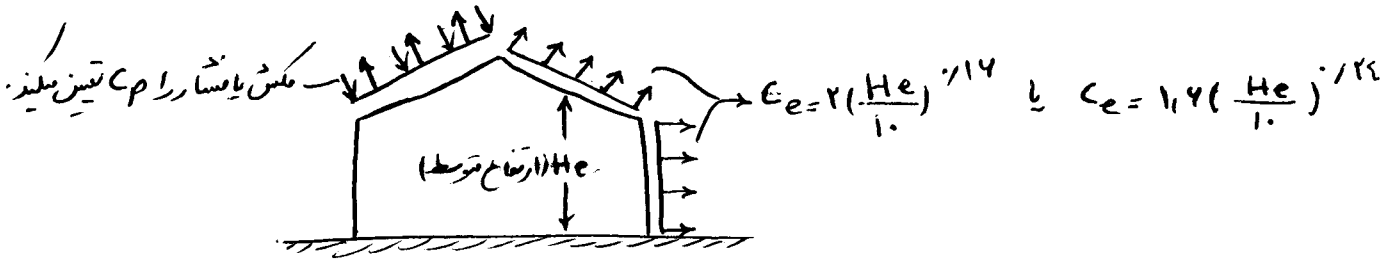
آیین نامه اجازه می دهد این رابطه ، بلکانی ارائه شود. در جدول شماره ۶-۶-۲ آیین نامه این مطلب بیان شده است. بنابراین ضریب Ce را می توان با رابطه داده شده یا ضرایب بلکانی محاسبه کرد.

در کاربرد این رابطه باید به نکته زیر توجه داشت:

این رابطه برای تعیین فشار به سطحی که عمود بر آن می وزد ارائه شده است. سطوح شیب دار بادبا در بام و یا در دو سمت که در جریان باد بحث مکش قرار می گیرند ضریب Ce برای محاسبه مکش ثابت است و این مقدار ثابت با منظور کردن Z = H در روابط فوق بدست آورده میشود. H ارتفاع ساختمان است. به این ترتیب فشار و مکش وارده به یک ساختمان به ترتیب زیر خواهد بود: (در مناطق خلوت)



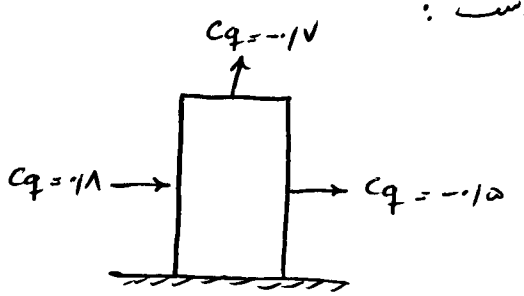
یعنی کلیه مکش ها در ساختمان ثابت بوده برابر $2\left(\frac{H}{10}\right)^{0.16}$ یا $1.6\left(\frac{H}{10}\right)^{0.24}$ خواهد بود.

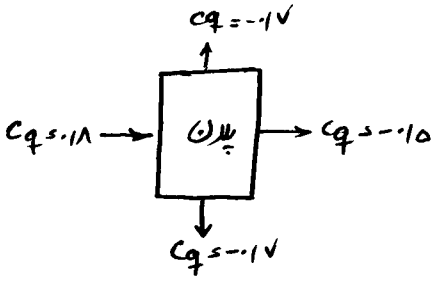


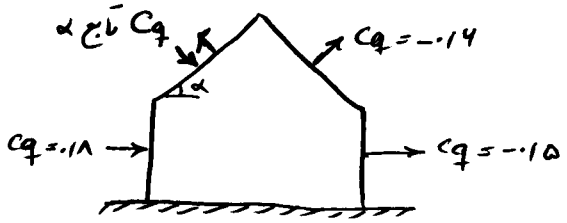
- ضریب C_q :

این ضریب منعکس کننده اثر شکل ساختمان بر فشار باد است. اگر شکل ساختمان طوری باشد که لایه‌های باد به آرامی از کنار آن عبور کنند، فشار کمتری وارد می‌شود. C_q نماینگر این واقعیت است.

این ضریب برای ساختمانهای مستوری شکل به صورت زیر داده شده است :







$$:\begin{cases} \alpha \leq 15^\circ & C_q = -0.6 \\ 15 < \alpha \leq 30^\circ & C_q = +0.4 \text{ یا } -0.6 \\ 30 < \alpha \leq 45 & C_q = +0.4 \\ 45 < \alpha < 90^\circ & C_q = +0.6 \end{cases}$$

وقتی $15 < \alpha < 30^\circ$ عبور لایه های هوا طوری است که ممکن است فشار ایجاد شود، ممکن است مکش. یعنی این شیب تعادل ندارد. حرکت نامتعادل است و بنابراین ممکن است لایه ها به سطح چسبیده فشار ایجاد کنند و ممکن است لایه ها سطح را گشیده و مکش ایجاد کنند. این واقعیت در آزمایش تونل باد مشاهده شده است.

در مواردی که ساختمانهای عادی مسکونی داریم آیین نامه اجازه می‌دهد که فشار و مکش جمع شده با یک ضریب عرضه شود.

$$\begin{cases} H < 12m \;, & C_q = 1.3 \\ 12m < H < 90m \;, & C_q = 1.4 \end{cases}$$

توجه شود این ساده سازی مربوط به ساختمانهای بلندی است و در ساختمان کوتاه اعتبار چندانی ندارد.

با این ترتیب برای محاسبه فشار در ساختمانهای بالای ساختمان در ارتفاع رسم شده، ضریب C_e برای هر سطح محاسبه و نوشته شده و ضریب C_q نیز برای هر سطح محاسبه و نوشته شود و بعد فشار در هر ارتفاع از حاصلضرب C_q ، C_e و q بدست می آید.

- فشار باد بر روی پوشش های اطراف و بام:

در مقدمه عنوان شد که فشار روی پوشش ها مقدری حساس تر است. در ارتباط با پوشش ها هم با جریان هوا در خارج ساختمان سروکار داریم و هم با فشار داخلی ساختمان روبرو هستیم که از داخل بر پوشش ها فشار می آورد. بنابراین برای محاسبه فشار بر پوشش ها ملاحظات دیگری باید در نظر گرفت.

در این مورد آیین نامه دو ضابطه معرفی می کند. یکی متعلق است به دیوارها و دیگری به پوشش بام ها. این دو ضابطه عبارتند:

۱ - دیوارها:

الف) دیوارهای متصل به ساختمانها مثل دیوارهای نما، باید برای ضریب $C_q = 1.2$ و $C_q = -1.4$ محاسبه شوند. در این دیوارها باید یکبار باید فکر کرد دیوار از بیرون فشار می گیرد و یکبار باید فکر کرد دیوار تحت مکش قرار می گیرد. توجه شود در حالتی که دیوار تحت فشار است ضریب C_e از رابطه قبلی بدست می آید و در دیوار تحت مکش C_e بر اساس ارتفاع ساختمان به شکل ثابت محاسبه می شود.

ب) دیوار در فضای باز و جان پناه ها $C_q = 1.3$ مطابق فشار در نظر گرفته می شود. در سمت دیگر دیوار مکش وجود ندارد.

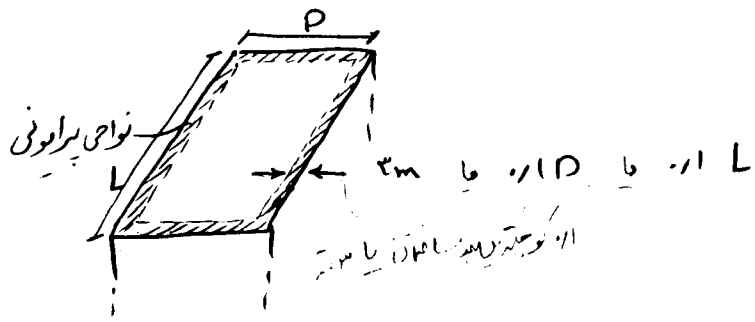
۲ - پوشش بام ها:

برای پوشش بام ها دو حالت باید در نظر گرفته شود:

الف) فرض می شود تمام پوشش زیر اثر فشار یکنواخت است. فشار یا مکش که در این حالت به تمام سطح وارد می شود در جدول ۴-۶-۶ آورده شده و روی اشکال صفحه ۳۹ نمایش داده شده است. ضریب C_q در این

حالت به شکیب بستگی دارد.

ب) تنها ناحیه‌ای از بام تحت مکش قرار می‌گیرد. این ناحیه به نواحی پیرامونی معروف است:

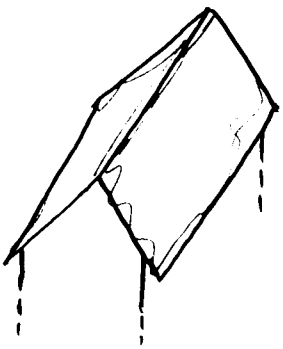


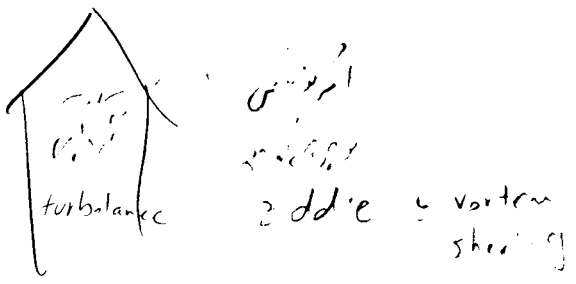
بر روی این نوار مکش

$\alpha < 30^\circ$ $\quad C_q = -2/5$

$30^\circ < 45^\circ$ $\quad C_q = 1/6$

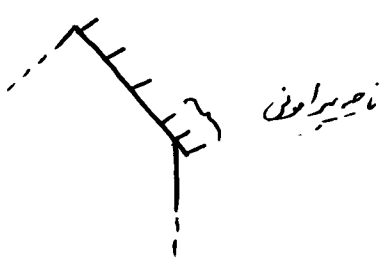
روی سطوح شیبدار نیز وضعیت به همین صورت است:





معمولاً نواحی پیرامونی یعنی گوشه‌ها بسیار تحت خطرند و در اتصالات مربوط به گوشه‌ها باید بسیار توجه کرد.

توجه شود بادی که بر روی دیوارها یا بام وارد می‌شود عناصر نگهدارنده آنها را نیز در بر می‌گیرد. این بدان مفهوم است که تیرها یا ستونهایی که نگهدارنده دیوارها هستند و پرلین‌هایی که نگهدارنده پوشش‌های رو هستند باید برای این بارها محاسبه شوند. بدین ترتیب ملاحظه می‌شود براین اساس پرلین‌ها در گوشه‌ها یا باید قوی‌تر شوند یا اینکه فواصل کمتری داشته باشند

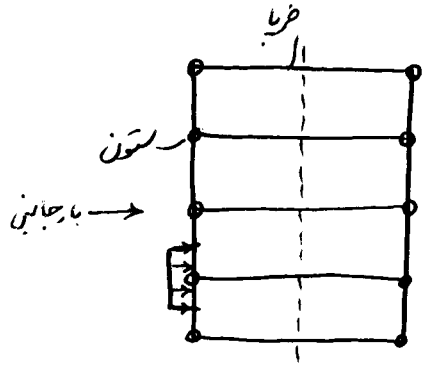


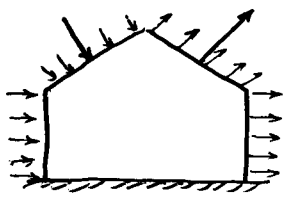
- پیکره بندی سازه در ساختمانهای صنعتی :

در ساختمانهای صنعتی مقابله با بار باد مهم است و چون این سازه ها معمولاً دارای سقف های سنگین بار ثقلی چندانی ندارند بنابراین وقتی زیر اثر بار جانبی باد قرار می گیرند، اثر باد در آنها بیشتر نمایان میشود در این مبحث میخواهیم پیکره بندی سازه های یک ساختمان صنعتی را بررسی کنیم، یعنی ببینیم چه اعضایی برای سازه لازم است که سازه بتواند بار را به خوبی به زمین منتقل کند، یعنی شکل سازه چگونه باید تنظیم شود.

خصوصیت اصلی ساختمانهای اصلی، دهانه های نسبت بزرگ آنهاست و اینکه در داخل سالن اجازه استفاده از ستون داده نمی شود. سالن یا کارخانه است یا انبار که برای انبار کردن وسایل با ابعاد مختلف است. بنابراین طبیعتاً ابعاد دهانه های ساختمانهای صنعتی بزرگ است. حداقل دهانه ۱۵m و حداکثر ۶۰m - ۵۰ دهانه وجود دارد. مثلاً در یک انبار یا سالح اولیه کارخانه سیمان دهانه ۵۰m داریم. زیرا در این انبار ماشین جابجایی استفاده می شود که برای مانور لازم نیاز به دهانه ۵۰m دارد. بنابراین، دهانه این انبار ۵۰m است در حالیکه داخل آن خاک انبار میشود. دهانه های بزرگ، خود بخود می گویند که بار وارده به آن سبک باشد چرا که در غیر اینصورت سازه سنگین شده به صرفه نخواهد بود. سقف اگر سبک باشد، امکان رفت آمد نداریم پس سقف سبک میشود.

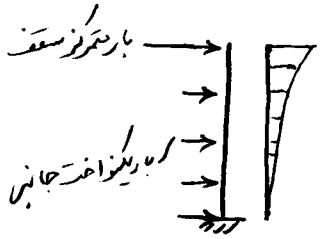
در سالن های صنعتی برای پوشش سقف از خرپا استفاده می شود. خرپاها چون قطعات را تحت فشار و کشش قرار می دهند، راندمان بسیار خوبی برای باربری دارند. در نتیجه در صورت امکان باید به سراغ خرپا رفت. خرپاها معمولاً روی دو ستون تکیه داده می شود و بار توسط آن دو ستون به زمین منتقل می شوند. خرپاها خود در فواصل ۶ تا ۱۰ متر قرار گرفته و روی آنها لایه ها قرار می گیرد. در اینجا بحث بیشتر بر سر بار جانبی است.





همان طور که دیده می‌شود، بر اثر بار جانبی، در سطح دیوارها، فشار به ستون‌ها منتقل می‌شود. بار مربوط به یک دهانه معمولاً تقسیم می‌شود در نصف به ستون‌های دو طرف می‌رسد. خود این سقف که چگونه دیوار، بار را به ستون وارد می‌کند بحث جداگانه‌ای است.

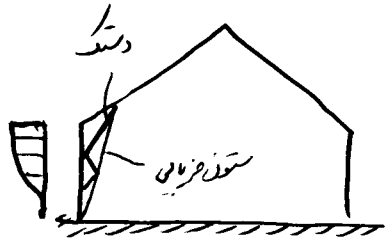
بار بادآورد به خرپا، داخل گره‌های خرپا می‌شود، این فشارها و کشش‌ها تحمل می‌کنند و سرانجام بصورت عکس العمل در پای خرپا ظاهر می‌شود. این عکس العمل به سر ستون می‌رسد و سرانجام این ستون است که بار را به زمین منتقل می‌کند.

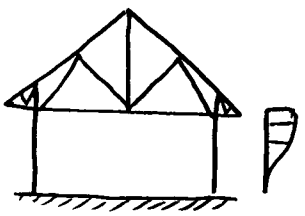


ستون باید این بار را بصورت طره‌ای یا کنسولی تحمل کند. یک ستون کنسول زیر اثر بار جانبی. اگر اینگونه باشد محاسبه‌ی آن و بررسی سطلی ندارد و ستون را می‌توان برای آن بررسی و همان طراحی نمود.

اگر ارتفاع ستون کوتاه باشد، طراحی ستون بطور طره‌ای، عملی است و ابعاد بزرگی نمی‌دهد ولی اگر ارتفاع زیاد باشد همان ایجادی خیلی بزرگ شده و توجیه پذیر نیست. در نتیجه برای مقابله با بار جانبی نمی‌توان روی رفتار کنسولی حساب کرد و باید فکر دیگری کرد.

در این نوع سازه‌ها باید کاری کرد که ستون از حالت کنسولی خارج شود. باید تدبیری اندیشید که ستون و سقف پیوسته شده، انتهای ستون نیز همان تغییر مکان را بگیرد. در سقف‌های خرپایی معمولاً از دستک استفاده می‌شود بطوریکه انتهای ستون گیردار شود. مفهوم این است که خرپا در گرفتن بار جانبی به ستون کمک می‌دهد. یعنی شکل ستون باید طوری در نظر گرفته شود که خرپا با آن درگیر شده و بار جانبی را تحمل کند. حتی می‌شود ستون را بصورت خرپایی درآورد. خلاصه آنکه در این سازه‌ها وقتی از خرپا استفاده می‌کنیم باید به فکر بار جانبی نیز باشیم و ببینیم ستون چگونه قرار می‌گیرد:





در اینگونه موارد در تحلیل بار جانبی حتماً باید خرپا را وارد کرد و اثرات بار جانبی را دید.

راه حل دیگر، استفاده از قابهای خمشی است که در صنعت به سوله معروف شده است. این سوله ها شکل

مانند زیر دارند تیرها شیبدارند، در راس ارتفاع کمی دارند. به

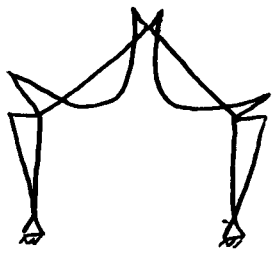
ستونها که نزدیک شویم ارتفاع تیر بیشتر شده به ستون برمی خورد

که ستون هم ارتفاعی نظیر تیردار دو ضخامت تیر به تدریج کاهش می

یابد. عملکرد این ستونها معمولاً مطلوب است قابهای بابایی مفصلی است تا

مانی به شالوده وارد نشود، چون این لنگر زیاد است و شالوده توان مقاومت ندارد. مان در مفصل صفر است

در حالی که مان در ستون در پایه صفر است و مقطع آن می تواند کوچک باشد. هرچه به تیر نزدیک شویم، مان بیشتر میشود.



سوله هایی با دهانه ۱۵m تا حدود ۵۰m قابل ساختن هستند:

این سوله ها معمولاً بصورت تیرورق در کارخانه ها ساخته می شود. این

قابهای خمشی هم می توانند از عهده بار قائم بر آیند هم بار جانبی. در این سوله

ها مشکلی نداریم. بار جانبی بار فقط خمشی قابها تحمل میشوند.

اگر دهانه ۵۰m باشد، ابعاد حدودی در شکل بالا لحاظ شده است.

* در ارتفاع زیر ۵m می توان با سقف خرپایی و ستون طره ای استفاده کرد. در ارتفاع بیشتر یا باید سوله

استفاده کرد یا سقف خرپایی با تمهیدات خاص

- پیکره بندی در جهت طولی:

ما در دهانه جهت طولی با یک دهانه بزرگ سروکار داریم. ابتدا باید فکر کنیم دهانه ورودی چگونه باید بسته شود.

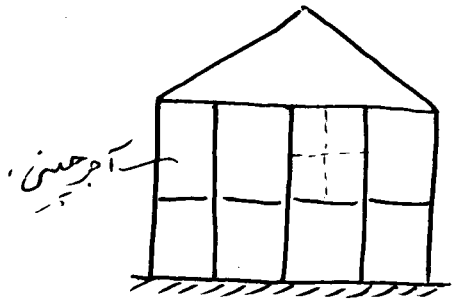
نرم عادی ساختمانها دیوار چینی است. وقتی دهانه ای به طول ۲۰m و عرض ۱۰m داریم باید دید امکان آجر

چینی هست؟ می توان ولی با ضخامت زیاد و غیرعادی (بیشتر از ۴۵cm). دیوار آجری بصورت کنسول عمل میکند

و زیر اثر باد دچار ترک می شود. در این نوع موارد، راه حل، تقسیم سطح به سطوح کوچکتر با تیر و ستون است و بعد

سطوح کوچکتر را دیوار چینی کنیم. معمولاً دیوارها را در طول بین ۴m - ۶ و ارتفاع دیوارها نیز همین طور.

مثلاً در دهانه ۲۰m، چهار دهانه ۵m مناسب است. در ارتفاع نیز دو دهانه ۵m خوب است.

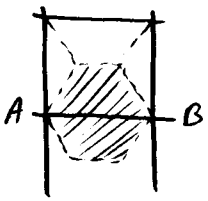


همان طور که دیده می‌شود، دیوار آجری در چشمه ۵×۵ اجرا میشود که زیر اگر بار بادی قرار می‌گیرد، درست مانند یک دال بتنی در کف بصورت ساده طره عمل می‌کند. پس همان ضرایب مربوط به دال بتنی قابل استفاده برش و خمش محاسبه میشود.

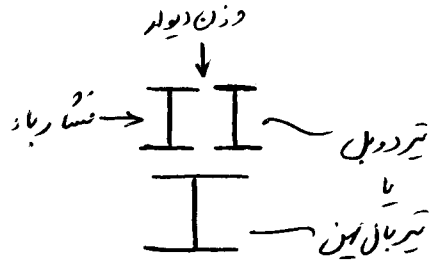
ضخامت دیوار به گونه ای در نظر گرفته می‌شود که تحمل این برش و خمش را داشته باشد.

معمولاً در دهانه های ۵×۴ می‌توان از دیوارهای آجری فشاری با ضخامت ۲۲cm استفاده کرد.

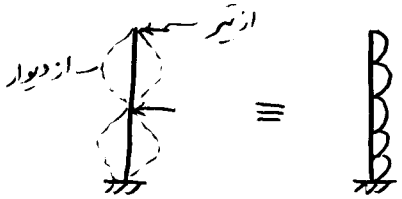
توزیع بار در هر چشمه همان توزیع مثلثی ذوزنقه ای گفته شده است.



تیر AB، برای بار باد در ناحیه هاشور خورده باید طرح شود. توجه شود که تیر در جهت عمود بر صفحه خم میشود. یعنی تیر آهن I خوابیده باید به کار برده شود. این تیرها علاوه بر تحمل بار باد، باید وزن دیوار را هم تحمل کنند. در نتیجه سرانجام به مقطع زیر می‌رسیم:



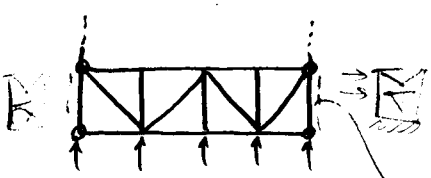
حال به بررسی بار وارد بر ستون می‌پردازیم:



یعنی ستون تحت اثر بار یکنواخت جانبی قرار دارد.

ستون در پایین به زمین تکیه دارد ولی در بالا کنش زیر خرپا یا سوله در جهت طولی سالن تعادلی ندارد و ستون باید بصورت کنسولی کار کند. کار کنسولی ستون صحیح نیست. باید راه حلی اندیشید تا در بالا برای ستون تکیه گاه داشته باشیم. راه حل ایجاد یک خرپا در ضلع پایین خرپا است.

این خرپا به شکل افقی بوده و انتهای ستون به آن تکیه داده می‌شود.



به کمک این خرپا می‌توان بار ستون در انتها را گرفت. مشروط بر اینکه خود خرپا تکیه گاه داشته باشند. راه حل (ها) نه با دنبال کردن

قاب با دهانه شده بار را از خرپا ها گرفته و به زمین می‌رسانند. به این ترتیب بار باد تحمل می‌شود.

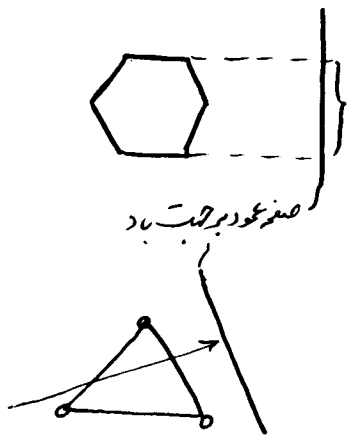
به این ترتیب ... [illegible] ... باد بندی ها ... تا هم رسم شده بار را تحمل نماید

- فشار باد بر سازه های غیر ساختمانی :

منظور از سازه های غیر ساختمانی که در آیین نامه عنوان شده است سازه هایی است که شکل عرفی ساختمانهای معمولی را ندارند. ساختمانهای معمولی معمولاً منظم و مستوری بوده، دارای تعداد کف هستند و در اطراف آنها دیوارهایی قرار دارند. معمولاً بارهایی که بصورت جانبی به روی ساختمانها وارد میشود به نوعی به کف ها منتقل میشود و از طریق کف ها به سازه های مقابل منتقل می گردد. در سازه های غیر ساختمانی وضعیت متحقق نیست، هرکدام شکل خاص خودرا دارند و هریک به شکل خاصی به زمین نیرو وارد می کنند مانند مناج آب، دودکش ها، دکل های برق و ... ، نیروی موثر از طرف باد به این سازه ها با استفاده از همان رابطه کلی که قبلاً عنوان شد، محاسبه میشود :

$$P = C_e \cdot C_q \cdot C_p$$

ضریب C_e همان ضریب گفته شده است که نماینگر تغییرات سرعت باد ارتفاع است. ضریب C_q که متعلق به ضریب شکل است در ساختمانهای عادی در سمت رو به باد فشار و در سمت پشت بام مکش و فکشن عنوان شد. مثلاً در ساختمانهای مکعبی در سمت رو به باد $C_q = 0.8$ و در پشت باد ها $C_q = -0.5$ عنوان شد. در سازه های غیر ساختمانی، C_q بصورت یک ضریب فشاری سطح میشود مثلاً $C_q = 1.2$ که منظور آن است که فشار باد محاسبه شده بصورت فشاری بر سازه اثر داده می شود. در این نوع ساختمانها، فشار محاسباتی باید بر روی سطحی از سازه که در مقابل باد قرار دارد اثر ضرب شود. درست مثل آنکه در جهت عمود بر باد صفحه ای قرار داده باشیم و سازه را روی آن تصویر کنیم. نیروی وارد بر سازه از حاصلضرب این فشار در سطح تصویر بدست آورده می شود. مثلاً اگر ساختمان شش ضلعی باشد برای محاسبه نیروی باد داریم :

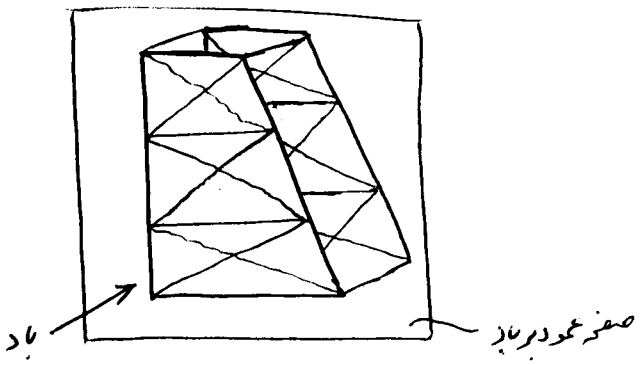


نیروی باد برابر فشار وارده P بر سطح A بدست می آید.

برای مثال فشار در برج زیر از حاصلضرب P در مساحت تصویر اعضای مختلف برج بر روی صفحه محاسبه می شود. ابتدا باید اعضا را تک تک تصویر کرده، مساحت تصویر را بدست آورد و در فشار وارده ضرب کرد.

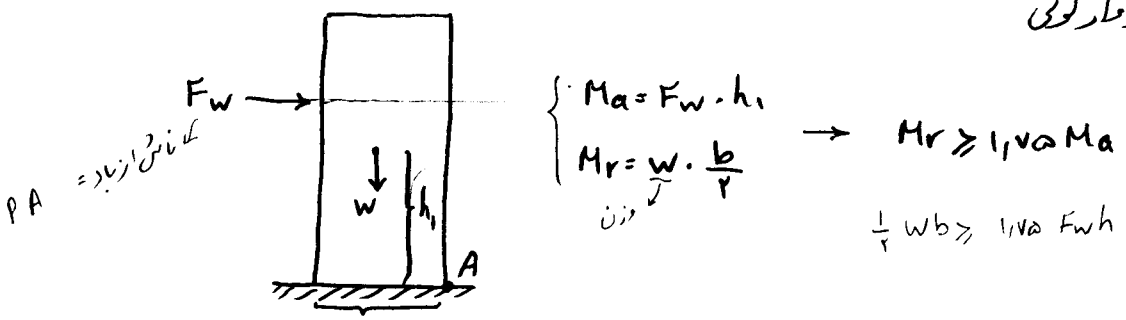
ببینیم ضریب C_q برای این نوع سازه ها چه عددی پیشنهاد شده است. (صفحه ۳۶ آیین نامه).

برای این نوع برج ها آیین نامه مشخص وجود دارد:

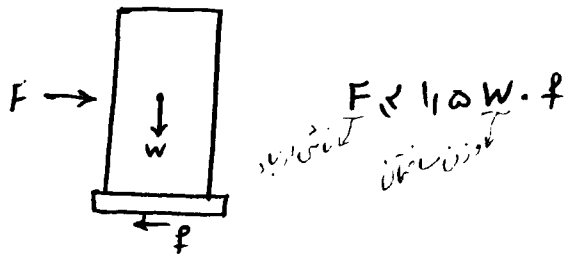


- ضوابط کلی

• مقاومت در برابر واژگونی



• مقاومت در برابر لغزش ← f را می‌توان ۰٫۵ یعنی ضریب اصطکاک خاک در برابر ساختمان در نظر گرفت:



• مقاومت در برابر حرکت جانبی ← در این ضوابط، کنترل تغییر مکان جانبی نیز لازم است. سازه‌هایی می‌توانند طراحی باشند که زیر بنروی جانبی تغییر مکان بیش از حد دهند چون باعث آسیب دیدن (دیوارها، پارتیشن‌ها، نما‌ها، شیشه‌ها و ... می‌شود. بنابراین سازه‌ها باید در برابر تغییر مکان جانبی کنترل شوند. تغییر مکانی که سلامت سازه را تضمین می‌کند در حدود $\frac{1}{200}$ ارتفاع است. یعنی اگر ارتفاع ساختمان ۳۰m است رأس ساختمان اجازه دارد ۱۵(cm) تغییر مکان کند. در طراحی برای باد، باید تغییر مکان جانبی کنترل شود.

- بار ناشی از زلزله: (earthquake loading)

- علم زلزله شناسی: (siesmology)

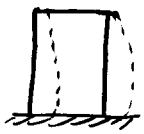
پاسخ می دهد که چرا زلزله رخ می دهد. این علم از رشته های علم مانند ریاضی، فیزیک و... است و نشان می دهد زلزله چه آثاری به همراه دارد.

در جریان زلزله قسمتی از زمین حرکت شدیدی می کند و همه ساختمانها و آنچه روی آن است را می لرزاند این لرزش موجب میشود که ساختمانها تحت نیرو قرار گیرند و اگر بخواهند در برابر آن مقاومت کنند باید سازه آنها برای این نیرو طراحی شود. در اینجا بحث مهندسی سازه (structural eng.) مطرح می شود.

نظر به آنکه این دو رشته زبان خاص و مفاهیم خاصی دارند در طول زمان این نتیجه حاصل شد که ارتباط و قدری مشکل میشود. برای حل این مشکل، مهندسی زلزله پایه گذاری شد که ترکیب زلزله شناسی و مهندسی سازه است که به تعداد مسائلی که خود زلزله دیکته می کند می پردازد و بعد این مسائل را در سازه ها اعمال می کند.

- نیروهای ناشی از زلزله:

در جریان زلزله قسمتی از زمین شدیداً به حرکت خاص در می آید. حرکت از نوع ارتعاش است و کلیه ساختمانهایی که بر روی زمین قرار دارد به علت این حرکت لرزانده می شود. حرکت خیلی شدید است بطوریکه در یک لحظه کوتاه پای ساختمان به یک سمت متمایل است حرکت می کند. سرعت کار به قدری زیاد است که بالای ساختمان نمی تواند این حرکت را سریعاً بپذیرد. ساختمان مطابق شکل خم می شود:



خم شدن ساختمان به این صورت مثل آن است که نیروئی از راست به چپ به ساختمان وارد کرده باشیم. در این قسمت می خواهیم نیروی وارده به ساختمان و مسائل مطرح شده در طراحی سازه را بررسی کنیم.

- منشأ زلزله:

همانطور که عنوان کردیم بحث مربوط به اینکه زلزله چگونه حادث میشود موضوع علم زلزله شناسی است و بحث های مفصلی دارد. در مورد پیدایش زلزله هنوز اتفاق نظر کاملی وجود ندارد ولی نظری که تا حدی مورد قبول است این است که خود پوسته زمین یک پوسته متصل بهم نیست. پوسته خود یک سطح قطعه قطعه شده و برروی ناحیه میانی

زمین است که بصورت مذاب می باشد. این تکه های جدا از پوسته به علت فشارهای داخلی زمین هرکدام حرکات خود را دارند و نسبت بهم حرکت می کنند. این حرکت بسیار کند است و سالیان دراز طول می کشد تا خود را نشان دهد. قطعات اگر بتوانند براحتی از مماس هم عبور کنند مشکلی پیش نمی آید. یک قطعه ممکن است در طول زمان روی قطعه دیگر قرار گیرد و حرکت کند. آنگاه کوه ایجاد میشود. اما قطعات بعلت درگیری سنگها در پوسته باهم نمی توانند براحتی نسبت بهم حرکت کنند. عدم توانایی در حرکت موجب میشود که هریک از قطعات در درگیری تنش ایجاد کنند. تنش های برشی یا فشاری کشش یا ترکیبی از آنها. اگر حرکت ادامه پیدا کند این تنش ها افزایش می یابد تا آنکه به حدی می رسد که از توان تعادلی مقاومت ها تجاوز می کند. یعنی تنش برشی ایجاد شده در سنگها از مقاومت برشی آنها تجاوز می کند. در این موقع مقاومت ها می شکنند و دو قطعه نسبت بهم حرکت می کنند. حرکت در قطعه موجب می شود که کلیه انرژی ذخیره ای موجود در قطعات آزاد شود. آزادی این انرژی حرکت پوسته را به دنبال دارد که زلزله نامیده می شود. معمولا از ناحیه کوچکی در داخل زمین شروع شده و بعد به قشرها توسعه می یابد. یا در قشرها متوقف می شود یا به سطح زمین می رسد. در سطح زمین آثار این گسیختگی مانند گسل ها و ترک ها ظاهر می شود.

در جریان این زلزله شدید مقدار ۷ ریشتری، میزان انرژی آزاد شده در حدود $E = 10^{24}$ gr-cm است. این انرژی معادل قدرت انفجار یک میلیون تن تی ان تی یا ظرفیت ۵ Mton است. این انرژی فوق العاده زیاد است و می تواند منطقه وسیعی را بلرزاند.

برای آنکه زلزله ها را بصورت کمی بررسی کنیم سعی شده معیاری برای سنجش آنها بدست آید. دو معیار معرفی شده است. معیار اول که در دهه ۳۰ توسط یک ایتالیایی بنام مرکالی معرفی شد، سعی به میزان خرابی ساختمانها زلزله را گروه بندی کرد. براین اساس زلزله ها به ۱۲ گروه تقسیم می شوند. این نوع تقسیم بندی بیشتر کیفی است. مثلا اگر شدت زلزله به حدی باشد که دیوار آجری حیات ترک بخورد گفته می شود شدت ۵-۴ است. اگر دود کش بتن آرمه ترک بخورد گفته می شود شدت ۹-۸ دارد. این نوع مقیاس به شدت (intensity) معروف است و با مقیاس مرکالی یا مرکالی اصلاح شده بیان می شود.

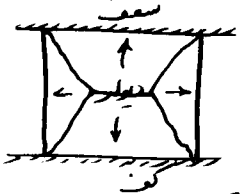
گروه بندی دیگر، گروه بندی ریشتر آمریکائی است. این شخص تعریف ساده ای از گروه بندی ها به دست می دهد.

براساس تعریف دی، انرژی آزاد شده در یک زلزله یا زلزله سنجی خاص، مبنای بزرگی و کوچکی زلزله قرار می‌گیرد. این مقیاس اصطلاحاً بزرگی یا بزرگای زلزله (magnitude) نامیده می‌شود. براین اساس تاکنون زلزله درجه ۹ هم داشته‌ایم. زلزله ۷ ریشتری انرژی در حدود 10^{24} erg دارد. بنابراین اگر گفته شد زلزله‌ای دارای بزرگی ۱۸ است یعنی ۱۰ برابر قوی‌تر است. زلزله‌های شدید در حدود ۸ - ۶ ریشتر هستند.

- محاسبه نیروی جانبی زلزله:

همانطور که عنوان شد هنگام زلزله پوسته سخت زمین حرکت کرده و ساختمانهای روی آن را می‌لرزاند. در جریان این حرکت به پای ساختمان شتاب وارد می‌شود. این شتاب به خود ساختمان منتقل می‌شود و بر روی جرم‌ها اثر کرده و موجب می‌شود در آنها نیرو ایجاد شود. نیرو مطابق رابطه کلی نیوتن از حاصلضرب جرم در شتاب $F = m \cdot a$ محاسبه می‌شود. نیروهای حاصله بدین ترتیب، باید به وسیله عوامل مختلف سازه‌ای جمع آوری شوند و به نحو مناسبی به سمت زمین هدایت گردند. نکته قابل توجه در این بحث آنکه در جریان زلزله شتاب به ساختمان وارد می‌شود. با این ترتیب کلیه جرم‌هایی که در ساختمان وجود دارند خود مولد نیرو می‌شوند. جمع این نیروهاست که سازه باید تحمل کند و به زمین منتقل نماید.

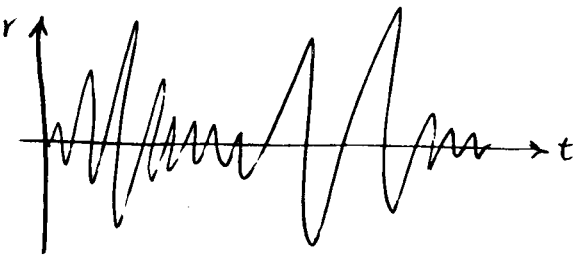
دیواری که دو فاصله کلدسس در اهر و الت در جریان زلزله خود مولد نیرو می‌شود. m آن در a ضرب و نیرو ظاهر می‌شود. جهت این نیرو مشخص نیست ولی براحتی می‌تواند در جهت عمود به دیوار باشد. فکر کنیم این دیوار تحت اثر نیروی جانبی ۲۵ ٪ وزن خود قرار می‌گیرد. حال باید پاسخ داد این دیوار چگونه این بار را تحمل می‌کند. اگر فکر کنیم این دیوار بصورت کنسول می‌تواند این بار را تحمل کند اشتباه است. دیوار واژگون می‌شود چون ۲۵ ٪ مقدار زیادی است. پس برای تحمل این بار این دیوار باید داخل یک قاب محاط شود و نیرو را بصورت دوطرفه به اطراف منتقل کند:



عوامل اطراف بار دیوار را گرفته خود به سازه اصلی منتقل می‌کند که در اینصورت حتماً باید دیوار را گرفته و دید نیرو چگونه به زمین منتقل می‌شود

داستان طراحی ساختمانها برای زلزله، داستان تعیین و هدایت این نیروها به زمین است.

امروزه وسایلی موجود است که براحتی می‌توان شتاب در جریان زلزله را ثبت کرد. دیاگرام شتاب - زمان شبیه زیر است:



تعداد دفعات رفت و برگشت فوق العاده زیاد (فرکانس بالای ارتعاشات) و مقدار شتاب گاهی اوقات بسیار بزرگ می‌شود. شتاب تا ۱۰۰٪ شتاب ثقل نیز تجربه شده است. شتاب زلزله براساس شتاب ثقل بیان میشود.

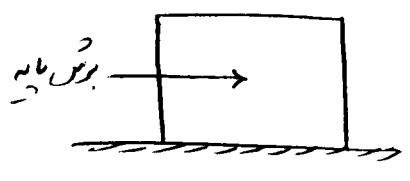
با استفاده از این شتاب نگاشت، می‌توان حرکت زلزله را به پای ساختمان منتقل کرد. خوشبختانه امروزه، امکانات نرم افزاری این اجازه را می‌دهد که پای ساختمان را البته در ذهن خود، به لرزه درآوریم. شتاب زلزله را می‌توان به پای ساختمان انتقال داد. امروزه قادریم همه نیروها را البته بصورت مصنوعی تولید کرده سازه را برای آن طراحی کنیم. این امکانات امکان بررسی رفتار سازه را به خوبی می‌دهند.

با توجه به این امکانات، روشهای مختلفی برای تعیین نیروی زلزله بکار می‌رود. در آیین نامه سه روش پیش بینی شده است.

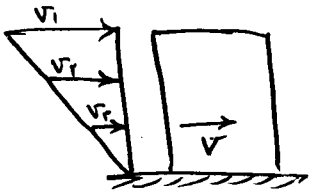
در روش اول که بنام استاتیکی معادل معروف است بار بصورت جداگانه محاسبه می‌شود و بصورت ساکن به سازه اثر داده می‌شود. در دو روش دیگر که بروشهای دینامیکی معروفند سازه متحرک فرض می‌شود و بارها دینامیکی محاسبه شده و به همین صورت به سازه اثر داده می‌شوند. روش اول روش ساده و دستی است و معمولاً برای محاسبات سازه‌های کوتاه استفاده می‌شود. در برنامه ما این روش بررسی می‌گردد. دو روش دیگر نیاز به مطالعه دینامیکی سازه دارد و قاعدتاً با بحث دینامیک سازه گذرانده می‌شود.

- روش استاتیک معادل:

در این روش بار کل زلزله به یک ساختمان وارد می‌شود به طریقی محاسبه می‌گردد. یعنی عنوان میشود که در جریان زلزله در یک ساختمان مثلاً نیروی صدتن ایجاد می‌شود. این نیروی کل در اصطلاح برش پایه نامیده می‌شود. در واقع مفهوم این نیرو آن است که این نیرو از زمین به ساختمان وارد می‌شود.



نیروی برش پایه بعداً در ارتفاع ساختمان توزیع می‌شود. بعداً خواهیم دید که توزیع این نیرو در ارتفاع بصورت مثلثی است که قاعده آن در بالا قرار دارد. این مثلث به مثلث واژونه معروف است:



در طبقات بالا نیروی بیشتری ایجاد می‌شود. به همین علت افرادی که در طبقات بالا هستند بیشتر حرکت زلزله را حس می‌کنند. به هر حال نیروی کل زلزله یا برش پایه بصورت خاصی بین طبقات توزیع می‌شود.

در مرحله بعد با استفاده از نیروهایی که در طبقات ایجاد شده می‌بینیم چه برشی در هر طبقه ایجاد می‌شود:

برش در هر طبقه جمع نیروهایی است که به لگ‌های بالا وارد می‌شود: $V = V_1 + V_2 + V_3$

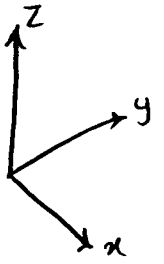
در مرحله بعد برش ایجاد شده در طبقه بین عوامل مقاوم در پلان توزیع می‌شود

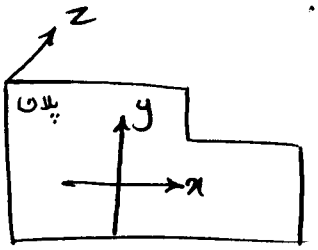
در پلان نشان داده شده ستون‌ها، بادبند، دیوار برشی، قاب و... داریم که هر کدام قسمتی از برش را تحمل می‌کنند. باید دید سهم هر یک چقدر است. در این مرحله سهم هر یک از عوامل را یافته و بعد هر یک از این عوامل را زیر اثر سهم خودش قرار می‌دهیم و نیروهای داخلی را بدست می‌آوریم و بعد طراحی می‌کنیم.

بنابراین در روش استاتیکی معادل عملیات در سه مرحله پیش می‌رود:

۱) تعیین برش پایه ۲) توزیع در ارتفاع ۳) توزیع در پلان

قبل از ورود به مراحل لازم است توجه کنیم که همانطور که عنوان شد در جریان زلزله شتاب خواهیم داشت. شتاب کمیتی برداری دارای سه مؤلفه است. ما معمولاً این بردار شتاب را یکبار روی سطح افق تصویر می‌کنیم و با آن دو مؤلفه افقی می‌سازیم و یکبار روی محور قائم تصویر می‌سازیم و با آن مؤلفه قائم را بدست می‌کنیم. بنابراین در کل شتاب با سه مؤلفه سروکار داریم.





در کل نیروهای زلزله تجربه حاکیست که مؤلفه‌های افقی اثر بیشتری بر روی سازه دارد. مؤلفه قائم معمولاً طرح را کمتر تأثیر قرار می‌دهد. در نتیجه معمولاً در رابطه با مؤلفه‌های افقی کار می‌کنیم و برش پایه نیروی زلزله در جهت افقی است.

یعنی یکی از دو مؤلفه افقی که در ستاب به سازه آورده ایم.

معمولاً α را مجهول فرض می‌کنند و مبتدیان ستاب را می‌دهد.

۱- محاسبه برش پایه :

رابطه برش پایه به صورت زیر است : $V = C \cdot W_\alpha$

در این رابطه W_α، وزن سازه به همراه مقداری از بارهای زنده است که در آن زمان رفت آمد دارند و C ضریب زلزله نامیده می‌شود. مثلاً ۰/۸ . بنابراین برش را تقریباً از حاصلضرب ضریب در وزن ساختمان بدست می‌آوریم. اگر W_α را به صورت جرم $\times$ شتاب ثقل بنویسیم :

این رابطه نشان می‌دهد که شتاب کلی که به سازه است، حاصلضرب $V = C_g \cdot M_\alpha$

$C \times g$ است و یا اگر به صورت عکس آن را بیان کنیم ضریب C نسبت شتابی است که در جریان زلزله در ساختمان ایجاد می‌شود به شتاب ثقل. بنابراین اگر گفته شود $C = 0.8$ یعنی شتاب کلی ایجاد شده در زلزله ۰/۸ شتاب ثقل است یعنی حدود $0.8 \times 10 = 8\ m/s^2$.

• W_α ← معمولاً W_α به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$W_\alpha = DL + \%\alpha\ LL$$

DL وزن کلیه قطعات ساختمان است مثل کف‌ها، ستون‌ها، دیوارها، کلیه وسایل ثابت، تیرها و ... LL همان هایی هستند که قبلاً صحبت کردیم. همان بار گسترده‌ای است که در ساختمان‌های مختلف برای طراحی نظر می‌گیریم. ضریب α درصدی است که بستگی به نوع ساختمان دارد. در جدول شماره ۱ در صفحه ۱۴ آیین نامه ۲۸۰۰ مقادیر α داده شده است. نیز این α به مقدار حضور بار زنده هنگام زلزله دارد. بحث تخفیف LL اینجا موضوعیت ندارد.

• C ← C از رابطه زیر حساب می‌شود :

$$C = \frac{A\,B\,I}{R}$$

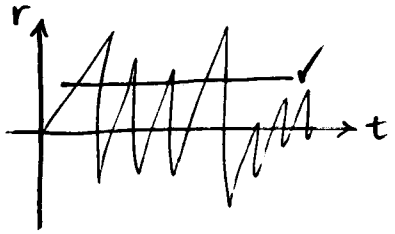
← پارامتر A = شتاب مبنای طرح است که معرف بیشترین شتابی است که انتظار می‌رود در زلزله ایجاد کند. مناطق مختلف با هم متفاوتند. برخی مناطق در محل گسل‌ها قرار دارند. اگر تئوری قطعه بودن پوسته را مبنا قرار دهیم

این مناطق در حال تقدیم پوسته ها قرار می گیرند که زلزله های شدیدی در این نواحی داریم مانند کمربند امیانو س آرام، کمربند فالت ازدیران تا ژاپن که البرز جزء این خط است.

در خود ایران دو خط اصلی زلزله وجود دارد. یکی شمال که از سیستان و بلوچستان تا نواحی شمال غربی ادامه دارد و خط دوم خطی است در امتداد زاگرس.

پارامتر A، نمایشگر خطر نسبی مناطق مختلف است. عدد این پارامتر حدوداً میزان شتاب max ماکزیمم است که ممکن است در این مناطق پیش آید. زلزله هایی که مبنای این شتابها قرار گرفته اصطلاحاً زلزله ای طرح نامیده شده است که یعنی زلزله ای که احتمال وقوع آن در هر ۵۰ سال ۱۰٪ است. این زلزله ها ممکن است هر ۴۷۵ سال یکبار رخ دهد.

* توجه شود در اینجا صحبت از زلزله max ماکزیمم شدنی و شتاب حداکثر. در کوردهای شتاب نگاشت ها ممکن است تقاطعی با شتاب حتی زیاد دیده شود ولی زمان استمرار این شتاب کم است. بنابراین مقدار شتاب max مبنای کار نیست:

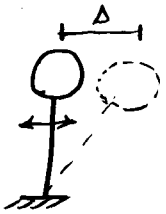


براساس آیین نامه چهار منطقه در کشور شناسایی شده است. این مناطق با خطرنسبی خیلی زیاد، زیاد، متوسط و کم نامگذاری شده اند.

در ادبیات زلزله، هر منطقه با یک درجه خطرپذیری، اصطلاحاً یک پهنه یا Zone نامیده میشود. بنابراین اگر شنیده شد پهنه بندی ناحیه ای این گونه است یعنی هر قسمت از این ناحیه یک خطرپذیری دارد و شتابی که می توان انتظار داشت مقدار مشخصی است. مثلاً در منطقه تهران یک خطرپذیری می شناسیم و آن شتاب max برابر ۰/۳۵ است. یعنی همه تهران در یک پهنه قرار دارد. براساس مطالعات تهران باید حداقل دو پهنه باشد. شمال تهران خطر پذیرتر و جنوب کم تر خطرپذیر تر است. شمال ۰/۴۰ و جنوب ۰/۳۵ شتاب باید در نظر گرفته شود. ممکن در آیین نامه جدید این پهنه بندی مد نظر قرار گیرد.

براساس آیین نامه چهار عدد ۰/۳۵، ۰/۳۰، ۰/۲۵ و ۰/۲۰ برای مناطق مختلف در پوسته شماره ۱ آورده شده است.

← پارامتر B = ضریب بازتاب (response factor) که پاسخ ساختمان به حرکت زمین است. قبلاً دیدیم که در جریان زلزله زمین به حرکت درمی آید و به پای ساختمان شتاب وارد می‌کند. این حرکت موجب حرکت خود سازه می‌شود و در جرم های آن شتاب ایجاد می‌شود. این شتاب الزاماً برابر شتابی نیست که زمین به ساختمان وارد کرده است. در اینجا مشخصات دینامیکی خود ساختمان وارد عمل می‌شود و ممکن است شتاب زمین را بزرگ کند یعنی به جرم‌ها شتاب بیشتری وارد شود و یا ممکن است شتاب زمین را کاهش دهد یعنی به جرم‌ها شتاب کمتری وارد شود. خلاصه آنکه در این موضوع خود سازه وارد عمل می‌شود و در میزان نیروی که در جرم‌ها وارد می‌شود اثر می‌گذارد. گاهی اوقات آنها را زیاد و گاهی آنها را کم می‌کند. در اینجا موضوع خصوصیات دینامیکی سازه حائز اهمیت می‌شود و اینکه این مشخصات دینامیکی تا چه حد نزدیک به مشخصات دینامیکی شتاب زلزله است. بنابراین ناگزیریم برای اینکه این پاسخ را بدست آوریم وارد موضوع دینامیک سازه شویم. در موضوع دینامیک سازه ها بطور خلاصه سازه را به حرکت درمی آوریم و می‌بینیم چه اثراتی در جرم‌های مختلف ایجاد می‌کند که موضوع خوش العاده مهمی در بحث زلزله است. در دینامیک ثابت می‌شود پارامتر مهم در پاسخ سازه به بارهای دینامیکی، پارامتری است بنام پریود ارتعاشات طبیعی یا پریود نوسانات طبیعی که با T نمایش داده می‌شود. این پریود بنا به تعریف پریود نوسانات ساختمان است وقتی در حرکت آزاد قرار گیرد. یعنی که اگر یک سازه یا ساختمان را از وضعیت هندسی خود خارج و رها کنیم، ساختمان شروع به نوسان می‌کند:

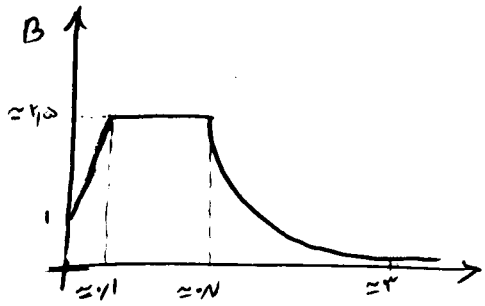


مدت زمانی که یک رفت و برگشت کامل توسط ساختمان صورت می‌گیرد T نام می‌گیرد. کلمه طبیعی به منزله این است که این مدت رفت و برگشت وابسته به مشخصات خود ساختمان است و به شرایط خیلی خطی ندارد. در یک پاندول دارد نه مانند یک ستون کنسول، بسته ستون و جرمی که پاندول در انتها بصورت متمرکز دارد در آن نقش بازی می‌کند. می‌توان نشان داد اگر جرم پاندول M و سختی ستون K باشد:

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{m}} \quad \rightarrow \quad T = \frac{2\pi}{\omega}$$

در اینجا سختی ستون و جرم آن نقش بازی کرده اند. در یک ساختمان عادی هم وضع اینگونه است. اگر آن را از حالت هندسی خارج و رها کنیم، این ساختمان شروع به نوسان می‌کند و پریود نوسانات طبیعی مشخص دارد به تنها تابعی از مشخصات خود سازه است. بعداً راجع به پریود نوسانات طبیعی صحبت کرده و راه حل ارائه می‌دهیم.

پارامتر T نقش که در دیاگرام بازی می‌کند شبیه پارامتر I در خش و ل در میکس است. یعنی خلاصه حرف اصلی را در پارامتر B ، این پارامتر می‌زند. درواقع پاسخ یک ساختمان به زلزله تابعی از نوع پاسخ طیفی آن ساختمان است. در آیین نامه B بصورت زیر معرفی شده است :



یک ناحیه خطی تندی به سمت بالا دارد، بعد به یک ناحیه سطح می‌رسیم و بعد ناحیه‌ای منحنی شکل نزولی خواهیم داشت.

در آیین نامه برای هر قسمت این منحنی رابطه‌ای داده شده که بعداً خواهیم دید.

مشاهدات ما در زلزله‌های مختلف حاکی از آن است که جنس زمین در شکل این منحنی و مشخصات نواحی مختلف آن نقش بازی می‌کند. هرچه زمین سست‌تر باشد، مقدار ما کزیمم این منحنی بیشتری می‌شود. بطوریکه در زمینهای سست بیشینه منحنی از ۲٫۵ به ۳٫۵ می‌رسد. خلاصه آنکه جنس زمین در شکل این منحنی و مقادیر نواحی مختلف آن نقش دارد.

در آیین نامه چهار نوع زمین تشخیص داده شده و برای هر نوع یک منحنی معرفی شده است. جزئیات را در آیین نامه می‌بینیم.

- انواع زمین‌ها در پارامتر B :

جنس زمین محل ساختمان در پارامتر B بسیار موثر است. مشاهدات حاکیست هراندازه خاک سست‌تر باشد در جریان زلزله آسیب بیشتری در ساختمان ایجاد می‌شود. به این علت در آیین نامه برای زمین‌های مختلف منحنی‌های مختلفی برای پارامتر B پیشنهاد داده شده است.

خصوصیتی که در زمین تعیین کننده این پاسخ است، سرعت انتشار موج برشی در خاک است. این بدان مفهوم است که اگر حجم خاکی را در نظر بگیریم و در پای آن به طریقی برشی ایجاد کنیم این برش با سرعتی در ارتفاع خاک به بالا منتشر می‌شود. سرعت انتشار به جنس وابسته است. هرچه خاک فشرده‌تر و سنگی‌تر باشد سرعت انتشار موج بیشتر است. در سنگها حدود ۷۵۰ m/s است و در خاکهای نرم به ۱۵۰ m/s می‌رسد. بهرحال مقادیر سرعت انتشار موج را در خاکها یا مستقیماً و یا بر حسب سایر پارامترهای خاک که در آزمایشگاه اندازه‌گیری می‌شود بدست می‌آید. امروزه این کار توسط مهندسین خاک در آزمایشگاه صورت می‌گیرد که یا مستقیماً و یا با شبه

نوع خاک برای زلزله را تعیین می‌کند. وقتی صحبت از طراحی ساختمان می‌شود در مشخصاتی که برای خاک باید جستجو کرد، نوع زمین به لحاظ لرزه‌ای است. آزمایشگاه بیک یا ادارات این نوع را تعیین می‌کند.

- پریود نوسانات طبیعی T:

همان طور که عنوان شد، T از مشخصات دینامیکی سازه است بنابراین برای تعیین T باید خود سازه را تحلیل دینامیکی کرد یعنی سازه را به حرکت درآورد و دید زمان نوسانات آن چه اندازه است. ما این کار را در دینامیک سازه‌ها انجام داده برای هر ساختمان T آن را بدست می‌آوریم. ولی از آنجائی که در ساختمانها عوامل دیگری وجود دارد که بر سازه موثر است و سازه معمولاً این عوامل را در نظر نمی‌گیرد، آیین نامه مشخصاً اقدام به تعدادی اندازه‌گیری کرده و سعی کرده T را بطور تجربی بدست آورد. او فرمولهایی برای سازه‌های ساختمانی را مرتب کرده T آن را اندازه‌گیری کنیم. این کار بروی تعداد زیادی ساختمان انجام شده است و نتایج آن بصورت فرمولی درآورده شده و در آیین نامه آورده شده است. در کتب مربوط به زلزله سند اصلی این فرمولها دیده می‌شود.

- $T = 0.08\ H^{3/4}$: قاب‌های خمشی - قاب فولادی

- $T = 0.07\ H^{3/4}$: قاب‌های خمشی - قاب بتن مسلح

- $T = 0.05\ H^{3/4}$: ساختمان با بادبندی یا دیوار برشی

آیین نامه اجازه می‌دهد که T با استفاده از دینامیک سازه‌ها محاسبه شود. ولی اجازه نمی‌دهد که T محاسباتی بیش از ۲۰٪ با T تجربی تفاوت داشته باشد. مثلاً اگر در ساختمانی T تجربی ۱ ثانیه درآید ولی با محاسبات دینامیکی عدد ۱/۵ ثانیه بدست آید، آیین نامه اجازه نمی‌دهد T بیشتر از ۱/۲ ثانیه در نظر گرفته شود. حال اگر T محاسباتی ۱/۵ ثانیه بدست آمده بود، خود ۱/۵ را می‌توان بکار گرفت چرا که کمتر از ۱/۲ است.

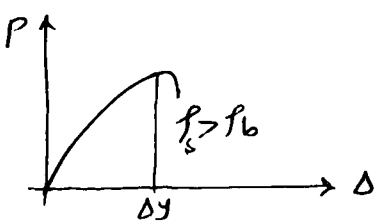
مطلب مهم دیگر در محاسبه T بحث مربوط به دیوارهای آجری است که بعنوان جدا کننده برای آیین نامه تا بحال شده است. در ساختمانهایی که سیستم سازه‌ای آنها قاب خمشی است و دیوارهای آجری داخل قاب قرار گرفته‌اند و به قاب چسبیده‌اند، T کمتر از پریودی است که این فرمولها نشان می‌دهند. آیین نامه توصیه می‌کند در این ساختمانها T برابر ۸۰٪ پریود نوسانات محاسبه شده از فرمولهای تجربی فرض شود

← پارامتر I = ضریب اهمیت: بعضی از ساختمانها به لحاظهایی، دارای اهمیت بیشتری هستند و باید در طراحی آنها ضریب اطمینان بیشتری لحاظ گردد. ضریب I منعکس کننده این واقعیت است. در آیین نامه ساختمانها به لحاظ اهمیت به ۴ گروه تقسیم شده اند. ضریب I برای گروه های مختلف عبارتند از:

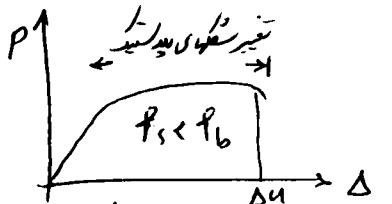
- $I_1 = 1.4$ (بیمارستانها) یعنی در بیمارستانها ضریب اطمینان ۴۰٪ افزوده می شود. چون بیمارستانها باید با اطمینان ۱۰۰٪ در برابر زلزله ایمن باشند و بعد از زلزله وارد عمل شوند.
- $I_2 = 1.2$ (اداری)
- $I_3 = 1$ (ساختمانهای مسکونی)
- $I_4 = 0.8$ (انبار گاوداری)

← پارامتر R = ضریب رفتار سازه (behaviour factor) است. R نمایشگر سه پارامتر اصلی در سازه است. این سه عبارتند از: ۱) شکل پذیری، ۲) اضافه مقاومت، ۳) ضریب اطمینان

۱) شکل پذیری ← وقتی یک عضو در شرایطی قرار می گیرد که می تواند در جریان بارگذاری تغییر شکلهای پلاستیک دهد، به اصطلاح گوییم قطعه شکل پذیر است (ductility). بنابراین شکل پذیری ظرفیت سازه برای تغییر شکلهای پلاستیک رفتن عنوان می شود.



تیر بتن آرمه ای را در نظر می گیریم و آن را زیر اثر بار P مطالعه می کنیم. یعنی تغییرات P-Δ در این تیر بر حسب آنکه میزان P چه اندازه باشد به صورتیست که در شکل نشان دادیم. اگر $P_1 < P_2$ باشد، مثلاً ۱۲٪ در حدهای خوبی، فولاد جاری نمی شود، نتیجه آنکه بتن به کرنش نهایی می رسد ولی فولاد هنوز جاری نشده است. بتن می شکند و تیر نابود می شود و یعنی P-Δ بلافاصله ناگهانی قطع می شود.

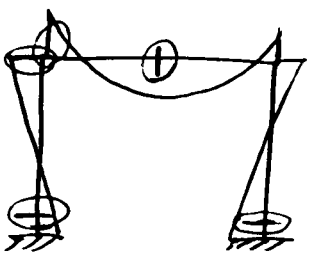


حال اگر همین تیر را با $P_2 > P_1$ مثلاً P_2 ۱۵٪ تقویت کنیم، یعنی به صورت زیر تغییر می کند:

در این دو یعنی max ها یکسان است تا تغییر شکلها قابل مقایسه باشند. ملاحظه می شود در یعنی دوم یک ناحیه سطح بسیار وسیع داریم. در این ناحیه فولاد جاری شده، تغییر شکل پلاستیک می دهد و تیر نیز تغییر شکل بیشتر می دهد تا تیر نیز به کرنش نهایی برسد و نابود شود.

این دو تیر در مقایسه هم گفته می‌شود تیر دوم شکل پذیرتر است یا گفته می‌شود تیر اول شکل پذیری ندارد یا کم است. ما برای آنکه معیاری برای شکل پذیری داشته باشیم، نسبت $\frac{\Delta u}{\Delta y}$ را با μ نشان داده ضریب شکل پذیری می‌نامیم. هر اندازه قطعه بتواند میزان تغییر شکل پلاستیک دهد μ بزرگتر خواهد بود. بنابراین اگر گفته شد μ در تیری ۴ است یعنی این تیر می‌تواند تغییر شکلی به اندازه ۴ برابر تغییر شکل نظیر جاری شدن بدهد. یعنی این تیر یک واحد تغییر شکل الاستیک داده تا فولاد جاری شده و ۳ واحد تغییر شکل پلاستیک داده تا فولاد جاری شود. پس تیر نابود شده است. این بعنی شکل پذیری است.

۲) اضافه مقاومت (over strength) ← در طراحی سازه‌ها مثل یک قاب به این ترتیب عمل می‌کنیم که زیر اثر بارهای وارده دیاگرام لنگرها و برشها را پیدا می‌کنیم و بعد تیرها و ستونها را برای لنگرهای max طراحی می‌کنیم. دیاگرام لنگر معمولاً با فرض رفتار خطی بدست می‌آید. یعنی هم تیر رفتار خطی دارد و هم ستون. بنابراین اگر کسی از ما سؤال کند این قاب چقدر بار می‌برد جواب خواهیم داد وقتی این بار به حدی برسد که تمام مقاطع بار بری خود برسند. یعنی لنگرها در محل‌های نشان داده شده به max ظرفیت باربری این مقاطع برسند. فرض ما این است



که این مقاطع هنگامی به حد باربری خود می‌رسند. این فرض در عمل صحیح نیست. چرا که ماده همواره رفتار خطی ندارد مخصوصاً تنش رفتار غیر خطی دارد و این با فرضی که در تحلیل کرده‌ایم نمی‌خوانند. نتیجه آنکه مقاطع نشان داده شده هنگامی به ظرفیت باربری خود می‌رسند که زودتر از حد انتظار می‌رسد. وقتی این اتفاق افتاد در یک مقطع وضعیت داریم که فولاد جاری شده و تغییر شکل پلاستیک می‌دهد. اصطلاحاً مفصل تشکیل شده است. وقتی این اتفاق روی می‌دهد وضعیت بار و سیر تحمل بار از آنچه تبلد نظر بوده یا بودیم و فرض کرده بودیم ماده رفتار خطی دارد متفاوت می‌شود و بار سیر دیگری طی می‌کند. خلاصه آنکه چون فرضیات در تحلیل سازه با رفتار واقعی سازه تفاوت است نمی‌توانیم پیش بینی کنیم max ظرفیت باربری چقدر است.

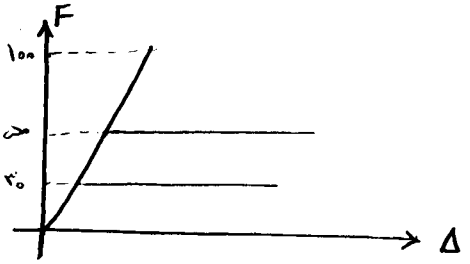
این روزها نرم افزارهای تحلیل غیر خطی، نشان داده‌اند که در مجموع یک قاب ظرفیت باربری بیشتری نسبت آنچه پیش بینی می‌کنیم دارد. یعنی اگر قابی را با در نظر گرفتن ضریب اطمینان برای ۱۰۰ ton طرح کرده‌ایم در عمل این قاب ظرفیت باربری ۱۵۰ ton دارد. ۵۰ تن اضافی اصطلاحاً اضافه مقاومت نامیده می‌شود. ضریب

اضافه مقاومت به ماهیچی سازه بستگی زیادی دارد. یک سازه معین مانند تیر ساده اضافه مقاومت ندارد ولی یک قاب با سه درجه نامعینی اضافه مقاومت دارد و اگر نامعینی بیشتر شود اضافه مقاومتش بیشتر می‌شود.

۳) ضریب اطمینان ← مفهوم آن همان است که تا کنون می دانیم. در طراحی کلی قطعات، قطعه را برای بار بیشتری طراحی می‌کنیم و این اضافه را ضریب اطمینان گوییم. تبلیغ دوستان آنرا صعب خواهیم کرد!

حال به ضریب رشتار R برگردیم. تعریفی که از پارامترهای مختلف نموده در C یا ضریب زلزله عنوان کردیم دیدیم در منطقه زلزله خیز سدید ایران A = ۰/۳۵ است و برای B دیدیم معنی ضعیف به صورتی است که حداکثر آن ممکن است به حدود B=۲/۵ هم برسد. این بدان معناست که ما می‌گوییم زلزله شتاب ۰/۳۵g به بنایی ساختمان وارد می‌کند، ساختمان خود این شتاب را تشدید کرده ۲/۵ برابر بالایی برد. یعنی شتابی به سازه وارد می‌شود حدوداً برابر g است. یعنی می‌گوییم سازه تحت اثر نیروی جانبی برابر وزن خودش قرار می‌گیرد. اگر سازه را برای این منطقه طراحی کنیم ابعاد فوق العاده بزرگ خواهد شد. اما ساختمانهایی که می سازیم و همواره می‌بینیم برای ضریبی در حدود ۰/۱g طرح شده است. در اینجا صحبت از ۱g می‌کنیم. یعنی ۱۰ برابر نیروی طراحی. یک سازه ۵ طبقه وقتی برای ۰/۱ طرح می‌شود، ابعاد ستون متن ۱۵×۱۵ می‌شود. اگر برای ۱۰ طرح شود، ابعاد ستون ۱/۲×۱/۲ می‌شود. پس چطور است که ما از یک طرف می‌گوییم سازه زیر اثر بار ۱g فرو می‌ریزد و از طرفی می‌گوییم سازه برای ۱g طرح می‌شود.

علت این امر این است که در طراحی برای زلزله روی این حضوصیت زلزله یعنی ضریب شکل، ضریب اطمینان، مقدار اضافه مقاومت حساب می‌کنیم. در جریان زلزله چون نیرو فوق العاده سنگین است از تمام توان ساختمان کمک می‌گیریم. این توان شامل ظرفیت شکل پذیری بعلاوه اضافه مقاومت و ضریب اطمینانی است که در سازه وجود دارد. در طراحی سازه‌ها برای زلزله فرض بر این است که در یک زلزله شدید. در انتهای تیرها مفصلهای پلاستیک داریم و این مفصلها می‌توانند تغییر شکلهای پلاستیک قابل ملاحظه بوجود آورند. هم خود می‌توانند Δ های زیاد را تحمل کنند و هم می‌توانند انرژی هدایت شده به سازه را جذب، مستهلک و تلاشی برند.



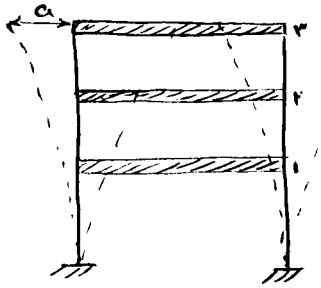
طراحی سازه ها برای زلزله عمدتاً حول این داستان می‌گردد. در کجا مفصل تشکیل شود، چه کنیم که طبق سوم مفصل تشکیل می‌شود و ظرفیت دورانی کافی را دارد. بحث زلزله، بحث پیرامون این مفصل های ایجاد شده است.

R در فرمول، نمایشگر این سه خصوصیت است. هر اندازه این سه خصوصیت بیشتر تأمین شده باشد، سازه برای نیروی کمتری طرح شده و R برای مقدار بیشتری در نظر گرفته می‌شود. مقدار R بسته به سیستم سازه ساختمان در جدول آیین نامه آورده شده است. در یکی از جلسات درباره سیستمهای سازه بحث خواهد شد.

۲ـ توزیع نیروی زلزله در ارتفاعات:

تا اینجا کل نیروی زلزله یا برشی را که در جریان زلزله به ساختمان وارد می‌شود حساب کردیم رابطه V مقدار این نیرو را بدست داد. حال می‌خواهیم بدانیم این نیرو چگونه در ارتفاع توزیع شده و هر طبقات از این نیرو چقدر را متحمل شده‌اند. نیروی زلزله بر اثر تأثیر شتاب روی جرم ایجاد می‌شود بنابراین هر چه جرم در یک منطقه بیشتر باشد نیروی بیشتری در آن منطقه ایجاد می‌شود. نتیجه آنکه نیروی که در هر طبقه ایجاد می‌شود متناسب با جرم آن طبقه یا وزن هوایی است که در آن طبقه وجود دارد. پس برای دو جریان توزیع نیرو باید جرم طبقه را در نظر داشت.

عامل دوم که در مقدار نیرو تأثیر دارد شتاب است. آیا شتاب در هر طبقات یکسان است یا فرق می‌کند.



می‌دانیم در جریان زلزله زمین و ساختمان نوسان می‌کنند. هر یک از طبقات نوسان می‌کنند و برای خود حرکت مخصوص خود را دارند. ببینیم اگر نوسان یک طبقه را در نظر بگیریم مقدار شتاب هر طبقه به چه پارامترهای وابسته است:

$$x_3 = a\sin wt$$

در رابطه سینوسی گفته شده a، حداکثر تغییر مکان جرم یعنی دامنه نوسان است.

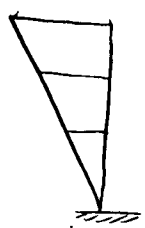
اگر معادله حرکت این جرم بصورت sin مذکور باشد:

$$V_3 = \dot{x}_3 = aw\cos wt$$

$$a_3 = \ddot{x}_3 = -aw^2\sin wt$$

ملاحظه می‌شود که شتاب طبقه متناسب a است. یعنی اینکه هر اندازه a بزرگتر باشد، طبقه شتاب بیشتری می‌گیرد. براحتی دیده می‌شود طبقات بالا a و شتاب بزرگتری دارند. در جریان زلزله کسانی که در طبقات بالای ساختمان زندگی می‌کنند شتاب بیشتری تجربه می‌نمایند.

نتیجه آنکه توزیع نیرو در ارتفاع بصورتیست که در طبقات بالا نیروی بیشتری ایجاد می‌شود. ما با تقریب نسبتاً خوبی میزان تغییر شکل جانبی در ارتفاع را خطی فرض می‌کنیم.

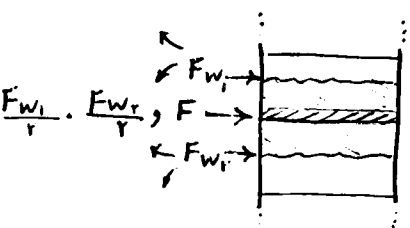


اگر این حرف درست باشد تغییر شکل جانبی یک نقطه متناسب ارتفاع آن نقطه از سطح زمین خواهد بود یعنی $a_i \propto h_i$ است.

تا اینجا دیدیم که در توزیع نیروی زلزله هم باید جرم در نظر گرفته شود و هم a_i یا h_i. آیین نامه پیشنهاد می‌کند نیروی زلزله بر حسب W_x هر طبقه در ارتفاع آن طبقه از بین توزیع شود. بنابراین فاکتور W_x هر طبقه ضرب در h_i آن ضرب شود و بعد نیروی زلزله را باین نسبت بین طبقات توزیع کنیم. بنابراین نیروی هر طبقه از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$F_i = \frac{W_{xi} h_i}{\sum W_{xi} h_i} V$$

* W_x که در این رابطه بنوان می‌شود همان تعریف W_x کل را دارد. یعنی برابر بار مرده + ٪ بار زنده است. بنابراین در هر طبقه W_x باید بنا بر فوق محاسبه شود. بعلاوه در W_x هر طبقه وزن نصف دیوارهای بالای طبقه و نصف دیوارهای پایین طبقه وارد می‌شود.

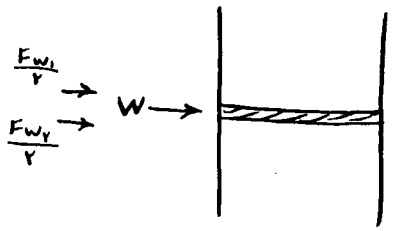


$$W_x = D + \alpha \cdot L + W_w \quad , \quad W_w = \frac{F_{W_1}}{2} + \frac{F_{W_2}}{2}$$

داستان از این قرار است که در ساختمان جرمهای اصلی در کف‌ها متمرکزند ولی دیوارهای بین طبقات هم جرم دارند. یعنی همانطور که به جرمهای کف نیروی احتصاص می‌دهیم باید به جرم دیوارها هم نیروی احتصاص دهیم. اگر بخواهیم جرم دیوارها را احداً ناظر در نظر بگیریم باید آنها را مطابق شکل در نظر گرفته نیروی نظیر شان را در تراز دیوار وارد کنیم. اما بعد با این نیرو چه می‌کنیم. در تحلیل سازه معمولاً نیروها به گره وارد می‌شوند بنابراین قاعدتاً نیروی متعلق به هر دیوار را به دو قسمت کرده هر قسمت را به سمت گره‌ای که در کف هست می‌بریم.

به جای محاسبه جداگانه نیروی دیافراگم، جرم دیافراگم را مستقیماً به کف ها منتقل می کنیم.

* در بالا نیز نصف دیوار پایین و کل بار جان پناه به بام می رسد. در کف پنجم نیز تنها نصف بار دیوار فوقانی به کف می رسد.

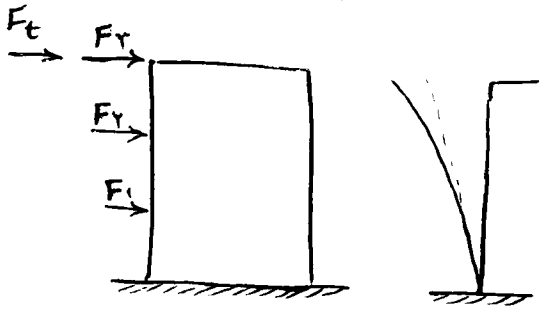


* در شکل ارتعاشات ساختمان دو ارتفاع فرض شده که ارتعاشات معمولیست که تغییر مکانها روی یک خط راست قرار می گیرد. یعنی دیافراگم را صلب فرض کردیم. این حرف به مقدار کمی درست است ولی اگر ارتفاع ساختمان بلند شود، این مقدار از خط راست خارج و کاملاً محسوس می شود. در نتیجه رابطه ای که نوشتیم با اشکال روبرو می شود. برای آنکه بتوانیم اثر این انحراف را ببینیم در بالای ساختمان یک نیروی متمرکز قرار می دهیم بنام F_t. این نیروی متمرکز را از مجموعه V خارج کرده و بقیه V را بصورت مذکور توزیع می کنیم. پس رابطه به صورت زیر در می آید:

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

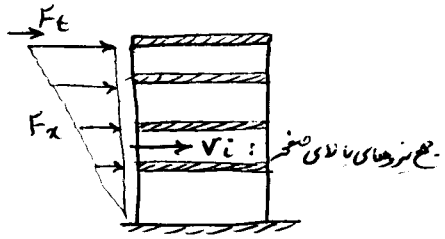
- $F_t = 0.07 T . V$

$T < 0.7 S \longrightarrow F_t = 0 \quad , F_{t(max)} = 0.25 V$



۳- توزیع نیروی زلزله در پلان :

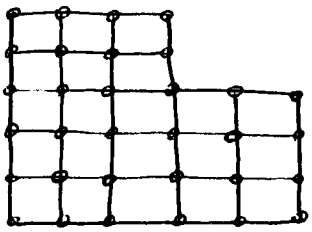
تاکنون نیروی جانبی زلزله را حساب کردیم و نحوه توزیع آن را در ارتفاع دیدیم و طور خلاصه دیدیم که نیروی زلزله در ارتفاع به شکل زیر توزیع می‌شود :



امروز می‌خواهیم توزیع نیروی زلزله در پلان و نیروی وارد بر هر جز را بررسی کنیم.

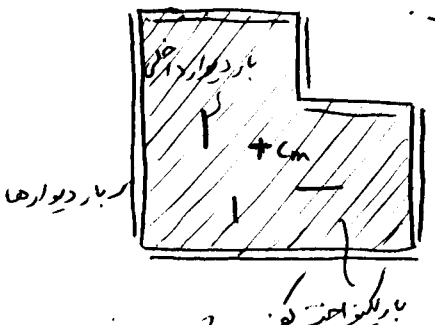
نیروهایی که نشان داده‌ایم در کف‌ها ایجاد می‌شود و همانطور که دیدیم نیروی مربوط به دیوارهای بالا و پایین نیز به این کف‌ها منتقل می‌کند. نیرویی که به هر طبقه می‌رسد مجموع نیروهایی است که در بالای آن قرار گرفته است.

فرض کنید پلان طبقه به شکل زیر بوده و در دو جهت قاب داریم. ستونها و تیرها در طبقه نشان داده شده است. می‌خواهیم بدانیم اولا V_i در کجای طبقه وارد می‌شود ثانیا به هر قاب چه نیرویی می‌رسد.



وقتی صحبت از توزیع در پلان می‌شود یعنی برش ناشی از زلزله در کجا وارد شده و به هریک از عوامل مقاوم چه نیرویی اثر می‌کند. برای پاسخ به سؤال مطرح شده باید با سه نقطه خاص که هرکدام مرکز نامیده می‌شود آشنا شویم :

• مرکز جرم کف C_m ← همانطور که قبلا دیدیم نیروی زلزله ناشی از اثر شتاب نیروی جرمهای موجود در طبقه بود. بنابراین برای پی بردن به نیروی هر کف و نقطه اثر آن قاعدتا باید دنبال مرکز جرم طبقه بگردیم. مرکز جرم یک طبقه مرکز ثقل آن طبقه است. برای پیدا کردن C_m کافیست مرکز ثقل کف را مطابق روال عادی بدست آوریم. در این رابطه باید توجه داشت که در هر کف صحبت از بار W_x است یعنی علاوه بر بار کف بار دیوارهای بالا و پایین تأثیر دارد. بار تیغه‌ها جزء بار مرده کف در نظر گرفته می‌شوند. در اینجا صحبت از F_x است.



• مرکز برش (shear center) طبقه C_s ← نقطه‌ایست که برش در آن طبقه وارد می‌شود. در اینجا صحبت از نقطه اثر V_i است. در مرکز جرم صحبت از مرکز F_x بود.

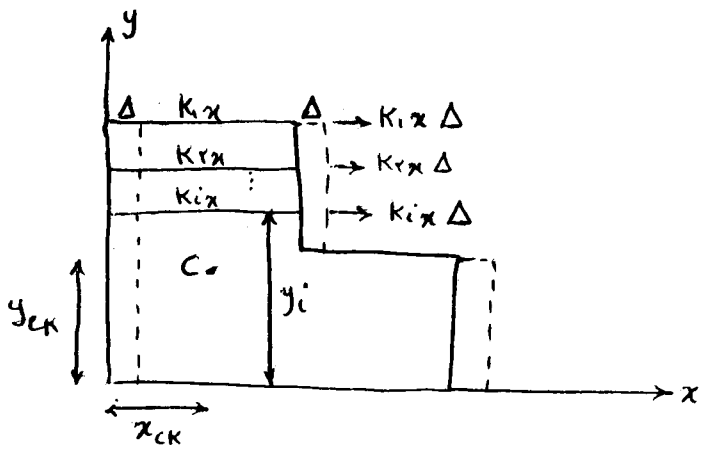
برای پیدا کردن مرکز برش کافیست نیروی هرکف را در مرکز جرم آن کف قرار داده و بعد همانطور که برآیند نیروهای بالای یک طبقه را پیدا می‌کنیم و برش طبقه می‌نامیم نقطه اثر این نیرو را نیز پیدا می‌کنیم. برای پیدا کردن مرکز برش کافیست دو محور مختصات در صفحه تعیین شود و بعد همان اول نیروهای طبقه نسبت به این محورها تعیین گردد و بعد نیروهایی که با هم جمع می‌شوند تا برش طبقه را بدست دهند تا نیروهایشان جمع می‌شود و بعد کل حال به برش تقسیم می‌گردد تا کل نیروی برش بدست آید. سیستم همان برآیند نیرو پیدا کردن و نقطه اثر آن است که بطور کلی سه کار انجام می‌شود. در اینجا نقطه نیروها در صفحه هستند. اگر بدان ساختمان دوار تقاطع تغییر کند طبعاً مرکز جرم‌ها هم تغییر خواهد کرد. پس وقتی صحبت از مرکز برش می‌کنیم با تعدادی نیرو سروکار داریم که هریک در صفحه به نقطه‌ای وارد می‌شوند که باید نقطه اثرشان پیدا شود.

• مرکز سختی ← نقطه اثر نیروهای مقاوم سازه در آن طبقه است. در رابطه با مرکز جرم و برش صحبت از نیروهای خارجی زلزله کردیم. در مرکز سختی صحبت از مقاومتی است که خود سازه از خودش نشان می‌دهد و می‌خواهیم نقطه اثر جمع این نیروها کجاست. مرکز سختی طبقه بصورت زیر تعریف می‌شود:

نقطه‌ای است که اگر برش طبقه به آن نقطه وارد شود، طبقه فقط حرکت انتقالی داشته باشد و دوران نکند. بطور آنکه سقف نسبت به کف فقط حرکت انتقالی داشته باشد و نقاط سقف نسبت به کف به یک اندازه تغییر مکان داشته باشند.

برای پیدا کردن این نقطه لازم است ابتدا سختی جانبی تاهای طبقه را بدانیم. سختی جانبی یک قاب در یک طبقه نیروئی است که اگر به سقف طبقه وارد شود تغییر مکانی به اندازه واحد در آن ایجاد کند. حرکت کف طبقه گرفته شده و فقط سقف می‌تواند حرکت کند. برای یافتن سختی جانبی کافیست نیروی F را به سقف طبقه وارد کنیم، Δ را محاسبه نماییم و F را بر Δ تقسیم کنیم. این سختی برای هر قاب جداگانه محاسبه می‌شود:

$$K = \frac{F}{\Delta}$$



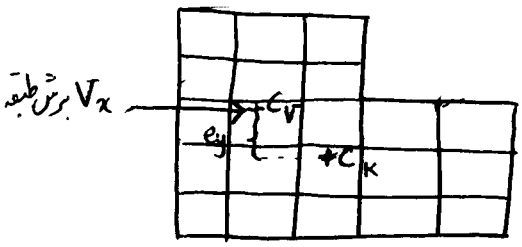
حال اگر قرار باشد طبقه حرکت انتقالی داشته باشد، نیروی ایجادی در هر قاب تغییر مکان هر قاب در سختی هر قاب خواهد شد. حال اگر بخواهیم برآیند و نقطه اثر این نیروها را پیدا کنیم به روال عادی می‌توانیم. به راحتی می‌توان نشان داد که:

$$y_{CK} = \frac{\sum K_{ix} \cdot y_i}{\sum K_{ix}}$$

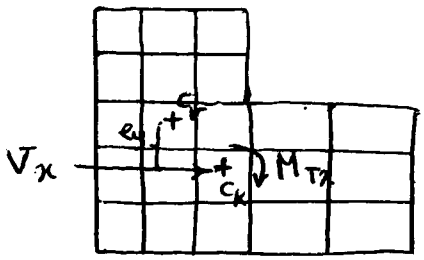
$$x_{CK} = \frac{\sum K_{jy} \cdot x_i}{\sum K_{jy}}$$

در اینجا هم عملیات ساده و همانند مرکز برش است.

حال به بررسی توزیع نیروها در پلان می‌پردازیم. پلان طبقه‌ای را در نظر گرفته برش طبقه را در آن قرار داده تا ببینیم برش چگونه در آن توزیع میشود.



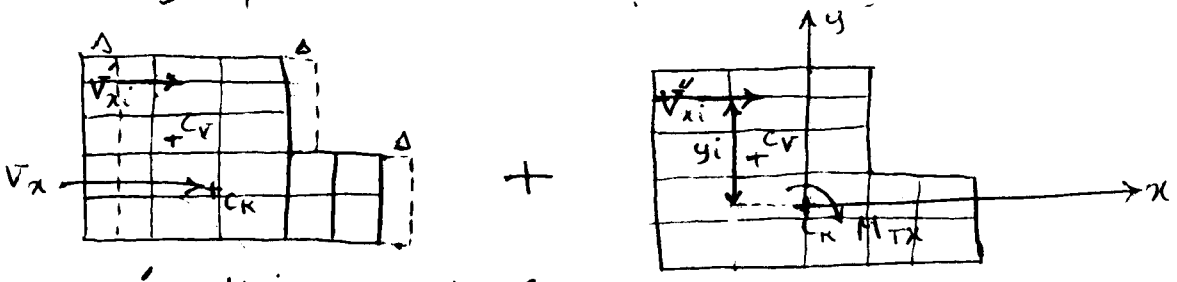
در شکل زیر، C_V و C_K دو نقطه متمایزند. نیروی برش زلزله در C_V و مجموع مقاومت طبقه در C_K است. حال باید دید چگونه می‌توان نیروها را توزیع کرد.



$$M_{Tx} = V_x \cdot e_y$$

در شکل دوم بار از مرکز برش به مرکز سختی منتقل شده الزاماً باید همان بار نیز منتقل شود. e_y خروج از مرکز یا برون محوری بار زلزله نامیده می‌شود. همانطور که ملاحظه می‌شود زلزله در اینجا همان پیچشی در طبقه ایجاد می‌کند. این همان علت پیچاندن طبقه است. مقدار این همان بستگی به برون محوری e_y دارد. هرچه e_y بیشتر همان بیشتر ساختمان کلاً به پیچش حساس‌تر و نمی‌تواند تحمل کند. بدون انسان هم نمی‌تواند پیچش سنگین تحمل کند. این است که در طراحی برای زلزله باید سعی شود پیچش در طبقه به حداقل خود برسد. برای این منظور e_y باید به حداقل برسد. یعنی مرکز برش و مرکز سختی نزدیک هم قرار گیرند و یا بر هم منطبق شوند. یکی از ظایف طراحان سازه، طراحی و جای دهی قطعات مقاوم به گونه‌ای است که مرکز آنها بر مرکز برش منطبق شوند. حتی‌الامکان هر اندازه این دو به هم نزدیک باشند، نیروی کمتر و خرابی نیز کمتر است. اصرار بر مقارن سازه‌ها به همین علت است.

حداقل آنکه در ساختمانها باید تدبیری اندیشید که مرکز برش و مرکز سختی حداالامکان به هم نزدیک شوند.



$$V'_{xi} = \frac{K_{xi}}{\sum K_{xi}} V_x \quad : \text{برش قاب } i \text{ در جهت } x \text{ بر اثر بار افقی}$$

سهم قاب از برش در شکل دوم تندی پیچیده بوده بستگی به برش در اطراف برش سطح می‌شود که در ست با رابطه خمش است. همان اینرسی قطبی و فاصله از مرکز برش در اینجا مطرح می‌شود. می‌توان نشان داد که:

$$I_\rho = K_{xi} \cdot y_i^2 + K_{yj} \cdot x_j^2$$

$$V''_{xi} = \frac{K_{xi} \cdot y_i}{I_\rho} \cdot M_{Tx} \quad : \text{برش قاب } i \text{ در اثر مان پیچش}$$

y_i بکار رفته، مختصات قاب نسبت به محورهای عمودی از C_K است.

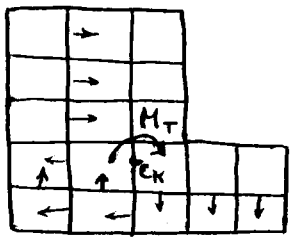
برش نهایی قاب خواهد بود نظر به صورت زیر خواهد بود:

$$V_{xi} = V'_{xi} + V''_{xi} \quad : \text{برش کل در اثر بار طبقه}$$

ملاحظه میشود در شکل اول که برش در C_K وارد میشود فقط قابهای در جهت x کت اثر نیرو واقع میشوند. قابهای جهت y تاثیر نمی‌شود و در شکل دوم که پیچش داریم هر قابها هم در جهت x و هم در جهت y تاثیر می‌شوند یعنی زیر اثر پیچش هم قابهای x و هم قابهای y وارد عمل میشوند و باید برش را تحمل کنند.

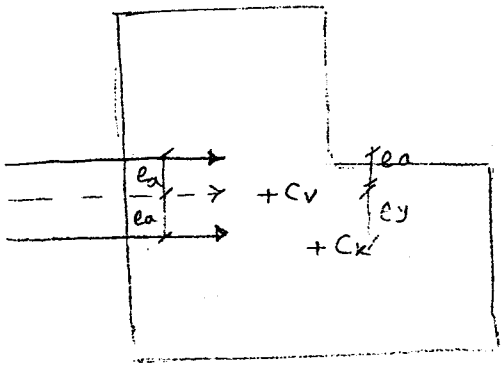
بنابراین در محاسبه برش قابها، باید توجه داشت که نکات فوق لحاظ شوند.

به این ترتیب توزیع نیروها در قابها قابل تعیین است.



- برون محوری اتفاقی :

در بحث ما فرض بر آن بود که برش طبقه در C_V (مرکز برش) وارد می‌شود که درست است. ولی اگر مرکز برش این فرض درست آمد که بارگف‌ها بطور یکنواخت در کف توزیع شده است. آیین‌نامه نسبت به این مسأله شک دارد. بنابراین می‌گوید بعلت آن که ممکن است جرم‌ها به طور یکنواخت توزیع نشده باشد بهتر است بار را بر مرکز برش قرار ندهیم و نسبت به این مرکز یک برون محوری کوچک لحاظ کنیم که برون محوری اتفاقی نامیده می‌شود. مقدار آن برای هر طبقه ۵٪ بُعد طبقه در جهت برون محوری است.

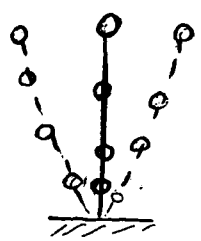


$$\bar{e}_y = e_y + e_a \rightarrow M_T = V \cdot \bar{e}_y$$

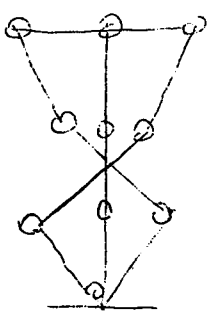
e_a : برون محوری اتفاقی

پریود نوسانات طبیعی سازه (T):

همانطور که در بحث مربوط به تعیین نیروی جانبی زلزله دیدیم پریود نوسانات سازه نقش اساسی در تعیین این نیروها بازی می‌کند. در محاسبه پارامتر B که نمایشگر پاسخ سازه به زلزله است دیدیم پارامتر T وارد می‌شود و برای محاسبه آن آئین‌نامه چند رابطه تجربی پیشنهاد کرده بود. امروز می‌خواهیم روشی بدست دهیم که به کمک آن بتوانیم پریود نوسانات طبیعی سازه را پیدا کنیم. ابتدا این پریود را تعریف کردیم. پریود نوسانات طبیعی سازه مدت زمان یک رفت و برگشت کامل سازه است اگر آن را بصورت آزاد ارتعاش نمائیم. منظور از کلمه آزاد در اینجا آنکه نیروئی به سازه وارد نکنیم، فقط سازه را از شکل هندسی خارج کنیم و رها سازیم سازه به صورت آزاد نوسان خواهد کرد و مدت زمان یک رفت و برگشت کامل آن پریود نوسانات طبیعی نامگذاری شده است. در بحث دینامیک سازه‌ها عنوان می‌شود که یک سازه ممکن است شکل‌های مختلف ارتعاشی داشته باشد یعنی اگر پای سازه را به نحوی بلرزانیم سازه ممکن است به شکل‌های مختلف ارتعاش کند ذهنیت غالب ما آن است که اگر پای سازه را حرکت دهیم سازه به شکل زیر ارتعاش می‌کند، یعنی در



لحظه جرم‌ها با یکدیگر به یک سمت حرکت می‌کنند. همه آنها حرکت هم‌جهت و برگشتی دارند و جهت حرکتشان یکسان است. این شکل طبیعی سازه است و در اکثر حالات همین شکل را در طبیعت دیده می‌شود ولی شکل ارتعاشی منحصر به این شکل تنها نیست. سازه ممکن است شکل ارتعاشی به صورت زیر هم داشته باشد. اگر نیروئی که پای ساختمان را



مرتعش می‌کند به نحو خاصی باشد مانند زیر می‌شود یک ساختمان ۵ طبقه حداقل ۵ شکل ارتعاشی دارد. در یکی از این شکل‌ها شکل طبیعی دیده می‌شود که همه جرم‌ها به یک سمت حرکت می‌کنند. این شکل‌های ارتعاشی را در دینامیک سازه، زلزله به mode ارتعاش معروفند. گفتیم که یک ساختمان ۵ طبقه ۵ مد ارتعاش دارد.

حرکت از این مدها را پیدا کرده و نام زمان پریود آنها را محاسبه خواهیم

حرکت از این مدها را پیدا کرده و نام زمان پریود ارتعاش وجود دارد که از آن نام می‌برند. و باز می‌توان نشان داد

که مد غالب برای ارتعاشات ، مد طبیعی است (یعنی همه جرم‌ها به یک سمت حرکت می‌کنند)

این mode طولانی‌ترین زمان ارتعاش را دارد. یعنی بیشترین پریود ارتعاش را به خود اختصاص

می‌دهد. در یک ساختمان ۵ طبقه پریود ارتعاشات طبیعی در حدود ۰/۱۵ تا ۰/۲ ثانیه است

ولی در چهار مد دیگر امداد به سمت ۰/۱۳ ، ۰/۱۲ ، ۰/۱۱ و غیره پیش می‌رود.

از دیاگرام مد طبیعی ارتعاش ، مد اول ارتعاشات معروف است که مدی است که طولانی‌ترین

پریود ارتعاشات را دارد ،

در بحث امروز می‌خواهیم روشی بدست دهیم که پریود ارتعاشات را در مد اول یعنی در مد غالب حساب

کنیم

- روش محاسبه T:

۱- روش رایلی:

برای محاسبه پریود ارتعاشات یک سازه در صورتی که جرم سازه پیوسته باشد می‌توان بعادله دیفرانسیلی

زنش و حرکت سازه و پریود ارتعاشات آن را بدست آورد. اگر جرم منفصل باشد مانند آنچه

در ساختمان‌ها داریم ناگزیریم از محاسبات عاریتی استفاده کنیم. بعادله حرکت خود را به محاسبات

ماتریسی می‌رساند.

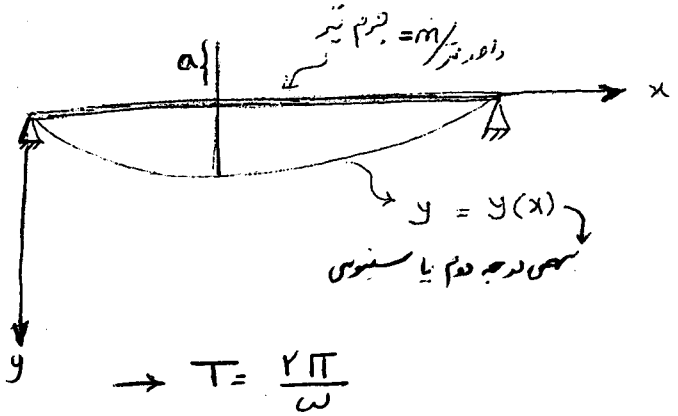
یک روش تقریبی عملی روش رایلی است. با این روش به جواب نسبتاً دقیق برای پریود ارتعاشات را بدست آورد

خلاصه روش رایلی :

اگر در یک سازه که دارای جرم پیوسته است بتوان شکل ارتعاش را حدس زد ، بعد می‌توان با مساوی

قرار دادن انرژی جنبشی و انرژی ارتجاعی که در سازه در جریان حرکت ایجاد می‌شود نشان داد

که پریود ارتعاشات طبیعی را می‌توان از رابطه زیر محاسبه کرد :



جرم واحد طول تیر = m

شکل درجه دوم یا سینوسی

$$\bullet\ \omega^2 = \frac{\int_0^{\ell} EI\left(\frac{d^2y}{dx^2}\right) dx}{\int_0^{\ell} m y^2\, dx} = \frac{\text{انرژی ارتجاعی}}{\text{انرژی جنبشی}}$$

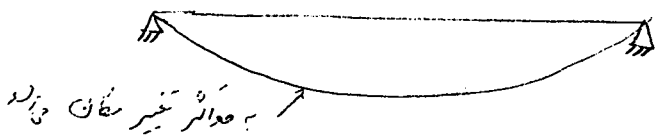
$$\rightarrow T = \frac{2\pi}{\omega}$$

m : جرم واحد طول

ω : سرعت زاویه $\rightarrow d = a\sin\omega t$

با کمی دقت می‌توان تشخیص داد که عبارت صورت این کسر انرژی ارتجاعی است که در تیر ذخیره می‌شود، $EI\frac{d^2y}{dx^2}$ همان بیان خمشی است ، $\int m y^2 dx$ نمایش انرژی ارتجاعی است که در تیر ذخیره می‌شود عبارت مخرج کسر نمایشگر انرژی جنبشی تیر است ، my^2 نمایشگر انرژی جنبشی است و در واقع این عبارت نشاوی انرژی جنبشی ارتجاعی است . در دو زمان وقتی ، وقتی تیر به حداکثر تغییر مکان می‌رسد و در نقطهٔ بازگشت است ، انرژی ارتجاعی Max و انرژی جنبشی صفر است .

چون مجموع انرژی‌ها ثابت است حداکثر این دو مقدار

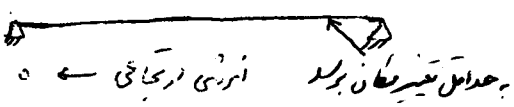


با هم مساوی می‌شوند ، این کسر نمایش این تساوی است .

انرژی ارتجاعی ← Max

انرژی جنبشی ← ۰

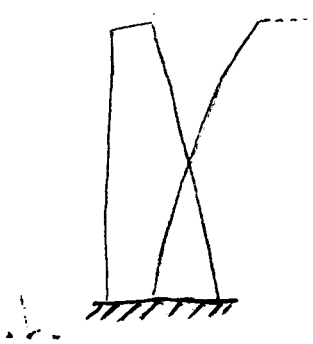
اگر بخواهیم ω یا T را پیدا کنیم می‌توانیم از این رابطه استفاده کنیم . شکل برای ارتعاشات صدس می‌زنیم و بعد این رابطه را بکار می‌بریم . کاربرد این روش در مثال زیر خواهد شد .



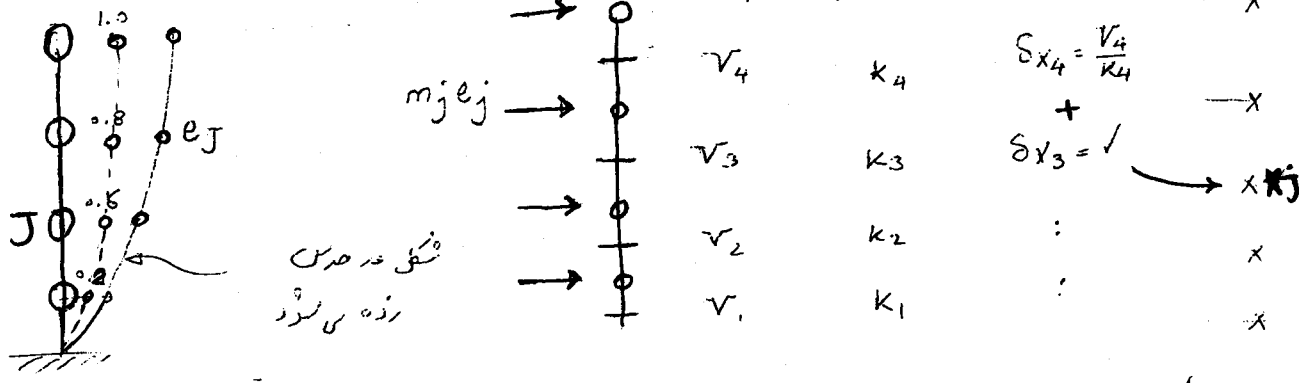
انرژی جنبشی ← Max

صعبت از صدس یک شکل ارتجاعی است ممکن است اگر ما شکل ارتعاش را عرض کنیم هم عوض می‌شود پس از کجا باید درستی عملیات را بفهمید . این حرف در کلیت خود صحیح است ولی اگر گفته شود ω زیاد به شکل ارتعاش حساس نیست آنگاه مرضع قدری سبک‌تر می‌شود

بعضی ها می‌گویند در چنین ارتعاشات تیر به صورتی که نشان داده‌ایم ارتعاش و خم می‌شود.
می‌توان ثابت کرد که مقادیر دوم یا چهارم است یا سینوسی یا کسینوسی است. و نسبت به این حالات خاص نیست. برای یک تیر ساده زیر جرم یکنواخت، وقتی شکل ارتعاش را سینوسی فرض می‌کنیم تفاوتی با حالتی که آن را سهمی درجه ۲ یا ۴ فرض می‌کنیم وجود ندارد.



روش ریلی را می‌توان در سازه‌هایی که جرم پیوسته دارند هم بکار گرفت مثل ساختمان‌ها که جرم‌ها عمدتاً در کف‌ها متمرکزند. روش ریلی در مورد این سازه‌ها به صورت زیر است.



تغییر مکان کلی جرم j : $(X_j)_n = \sum_{j=1}^{n} \delta x_j$ ، $\delta x_j = \frac{V_j}{K_j}$

$$\omega^2 = \frac{\sum m_j e_j X_j}{\sum m_j X_j^2}$$

انرژی پتانسیل ذخیره شده در سازه که سازی همان انرژی ارتجاعی است برابر انرژی جنبشی Max موجود در سازه است. رابطه انگرالی قبلا در اینجا به یک رابطه منفصل و یا جمعی تبدیل شده است ولی ایده کلی همان است.

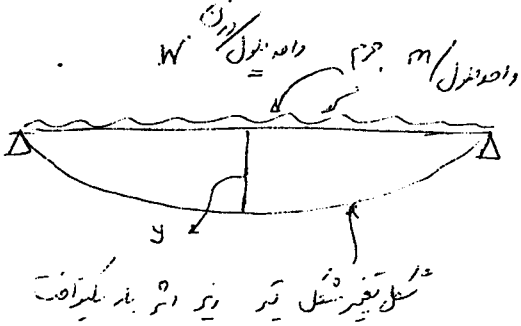
* برای محاسبه V_i در هر طبقه از رابطه زیر می‌توان استفاده کرد:

$$V_i = \sum_{j=i}^{n} M_j \cdot e_j$$

روش S.W : self weight

در یکی از کاربردهای روش ریلی عنوان می‌شود که با می‌توانیم شکل منحنی ارتعاش سازه را مشابه منحنی تغییر شکل سازه تحت اثر وزن سازه در جهت حرکت در نظر بگیریم و بعد معادله ریلی را بنویسیم.

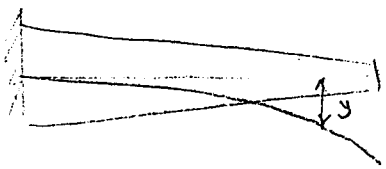
یعنی در مورد سازه‌های با جرم پیوسته ما برای آنکه شکلی برای ارتعاش فرض زده باشیم می‌آییم سازه را تحت اثر وزن خودش در جهت حرکت قرار دهیم و منحنی تغییر شکل آن را بدست آوریم



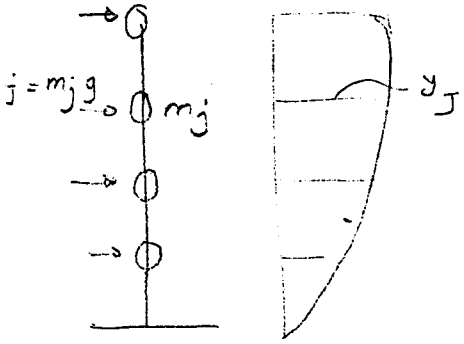
$$\omega^2 = \frac{g \int w y \, dx}{\int w y^2 \, dx}$$

انرژی ارتجاعی

انرژی جنبشی



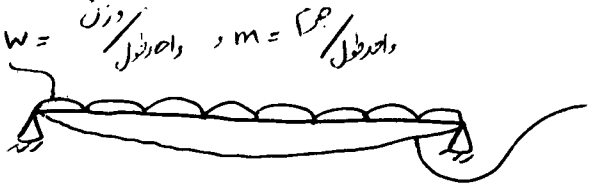
روش S.W را می‌توان در مورد سازه‌های با جرم متمرکز هم بکار گرفت. روش کار به این صورت است:



$$\omega^2 = \frac{g \sum w_j y_j}{\sum w_j y_j^2}$$

۲- روش SW (Self weight):

در یکی از کاربردهای روش ریلی عنوان می‌شود که می‌توان شکل تغییر ارتعاش سازه را با تقریب تغییر شکل سازه زیر اثر وزن سازه در جهت حرکت در نظر گرفت و بعد تعادل ریلی را به کار برد.
یعنی در مورد سازه‌های با جرم پیوسته برای آنکه شکل را برای ارتعاش حدس زده باشیم می‌توانیم سازه را زیر اثر وزن خودش در جهت حرکت قرار دهیم و شکل تغییر شکل را بدست آوریم.

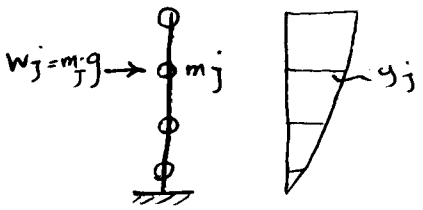


$y = y(x)$: معنی تغییر شکل تیر زیر اثر بار یکنواخت

رابطه ریلی بصورت زیر در می‌آید:

$$\omega^2 = \frac{g\int W \cdot y \cdot dx}{\int_0^l w y^2 dx} = \frac{\text{انرژی ارتجاعی}}{\text{انرژی جنبشی}}$$

روش SW را می‌توان در مورد سازه‌های با جرم متفرق هم بکار گرفت. در این سازه‌ها روش کار به این صورت است



$$\omega^2 = \frac{g\sum w_j y_j}{\sum w_j y_j^2} \qquad , (y_j)_n = \sum_{j=1}^{n} \delta y_j$$

* اگر یک درجه آزادی در سیستم باشد:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

- نیروی زلزله بر قطعات الحاقی ساختمان :

قطعات الحاقی به قطعاتی گفته می‌شود که جزء سازه ساختمان نیستند و به نحوی به سازه متصل اند و جرم آنها بر روی سازه اثر می‌کند. مثال خوبی در این رابطه دیوارهای ساختمان اند. این دیوارها داخل قاب‌ها قرار می‌گیرند. در هنگام زلزله جرم دیوارها نیروهایی ایجاد کرده و به سازه منتقل می‌کنند و سازه باید تحمل کند. تعدد ستون‌ها و جرم خیلی زیاد جرم دیوارها را خیلی نه در محاسبات نیروی جانبی زلزله دخالت می‌کنیم.

امروز می‌خواهیم ببینیم به خود دیوار چه نیرویی وارد می‌شود و خود دیوار ما باید برای چه نیرویی محاسبه کرد. آزمایشات حاکی از آن است که نیروی وارده به خود دیوار بیش از آن است که در محاسبات سازه در نظر می‌گیریم. در محاسبات سازه ما به خصوصیات سازه نیروی جانبی زلزله را کاهش می‌دهیم اما در مورد دیوارها و قطعات الحاقی خصوصیت مربوط به سازه موجود نیست و در نتیجه دیوار زیر اثر نیروی بزرگتری قرار می‌گیرد.

ببینیم آیین نامه در ارتباط با قطعات چه پیشنهادی دارد:

$F_p = A \cdot B_p \cdot I \cdot W_p$ ، I: ضریب اهمیت

A: شتاب مبنا ، W_p: وزن قطعه ، B_p: ضریب پاسخ قطعه الحاقی

B_p ضریب پاسخ قطعه الحاقی است که عدد مربوط به آن در جدول مربوطه آورده شده است.

برای مثال : $I=1$ ، $A=0.25$ ، $B_p=0.4$ $\longrightarrow$ $F_p = 0.25\,W_p$

یعنی این دیوار زیر اثر نیروی $0.25W$ در راستای عمود بر دیوار قرار می‌گیرد. دیوارها باید بتوانند این نیرو را در جهت عمود بر وزن خود تحمل کنند. نحوه تحمل کردن دیوار بسته به چگونگی طراحی و نظر طراح است. تعدد در این دیوار بحث کرده‌ایم.

جان پناه‌ها که اثر $0.4W$ خود قرار می‌گیرند نیروی زیادی است. در نتیجه برای جان پناه‌ها باید یک اسکلت فولادی یا بتنی در نظر گرفت و دیوار آجری را در روی آن سوار نمود. به این منظور کافی است به فواصل $2m$ از لبه دیوار ستونهایی اجرا شده و دیوار آجری روی آن سوار گردد تا بار زلزله به اسکلت اصلی منتقل شود.

- سازه‌های غیر ساختمانی :

عمدهٔ آیین نامه زلزله که مورد بحث قرار دادیم مربوط به ساختمانهای متعارف معمولی است که شخصیت آنها داشتن تعدادی کف بوده و جرمها در کف ها متمرکز شده و دیوارها و اطراف قرار گرفته اند.

سازه هایی که چنین شکل ندارند اصطلاحاً غیر ساختمانی نامیده شده اند مثل برجهای آب. در یک برج آب معمولاً مخزن آب داریم که در ارتفاعی از سطح زمین بر روی سازه‌ای قرار گرفته است. این سازه در شرایط معمول تعدادی جرمهای نامشخص شده است که در یک برج قرار گرفته اند. این تعداد اندک جرم بستن آن را به یک مسئله ساده تبدیل می کند. به هر حال این ساختمان مخزن آب شکل متعارف ساختمانی را ندارد و اصطلاحاً غیر ساختمانی نامیده می شود. یک دسته دیگر از سازه‌ها خود کارخانجات هستند که بر این گروه اند. ما می خواهیم ببینیم نیروی زلزله را چگونه باید روی این ساختمانها محاسبه کرد.

در این ساختمانها می توان روش استاتیکی معادل قبل بکار گرفت با این تفاوت که در محاسبه B باید پریود طبیعی ارتعاشات سازه را محاسبه کرد و نمی توان از فرمولهای آیین نامه استفاده کرد. این فرمولها مربوط به سازه های متعارف است.

روش محاسبه پریود ارتعاشات می تواند به صورتی باشد که امر دینامیکی انجام شود. برای تعدادی از این سازه‌ها در جدولی از پریودها تعدادی فرمول داده شده است. خوب است مراجعه شود و با فرمولها آشنا شویم.

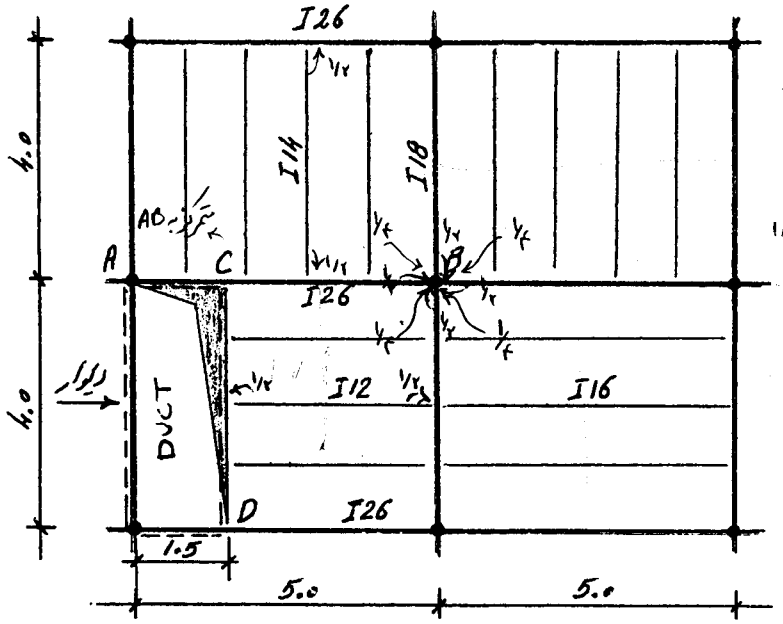
در مورد R که ضریب رفتار سازه است در جدول مربوطه مقادیر داده شده است.

مثال مربوط به بارهای ثقلی

مثلان زیر تیر ریزی قسمتی از یک سقف است که با اسکلت فولادی و طاق ضربی پوشانده میشود. شماره پروفیل های فولادی بکار رفته برروی شکل نشان داده شده است. کف سازی سقف شامل 10 Cm پرکره وسیمان برای عبور لوله های تاسیساتی، 2.5 Cm ملات ماسه وسیمان و 2.5 Cm پوشش موزائیک زمست. نازک کاری سقف 3 Cm گچ کاری است. دراطراف بازشوی نشان داده شده تیغ دیوار 20 Cm از آجر مجوف سفالی همراه با جمعاً 5 Cm ملات گچ دردوست، بارتفاع 3.0 m وجود دارد. شدت بار زنده روی سقف 350 Kg/m² است. تعیین کنید:

الف - تیر AB برای چه بار مرده وزنده ای طراحی میشود.

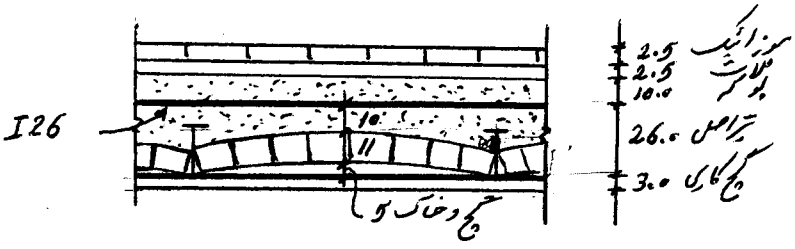
ب - اگر ستون B بیچ سقف مشابه (یکی از آنها بام است) تحمل کند، چه بار مرده وزنده در طراحی ستون بکار خواهد رفت. بار برف 150 Kg/m² میباشد.



• ۱- چه تیرهائی به تیر ستون خورده
۲- باربر تیر
۳- $\frac{1}{2}$ بار هر تیر به ستون (۱) و یا $\frac{1}{2}$ بار هر تکیه به ستون

• در اینجا سطح بارگیر هر ستون میشود ۱۸ m²

۱- تعیین بار مرده

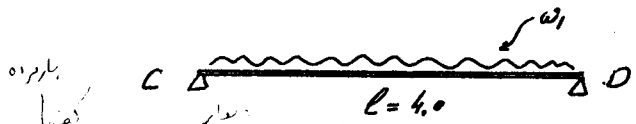


طاق ضربی	11 Cm	$0.11 \times 1750 = 193$ Kg
پوکه بتن ۷۰۰		$[0.10 + (0.10 + 0.15)/2] \times 1300 = 293$
ملات ماسه سیمان	2.5	$0.025 \times 2100 = 53$
سرامیک	2.5	$0.025 \times 2200 = 55$
گچ و خاک متوسط	2.5	$0.025 \times 1600 = 40$
گچ	3.0	$0.03 \times 1300 = 39$
جمع		673
وزن تقریبی پارتیشن		27
		700 Kg/m2 = 0.7 ton/m²

۲- بار دیوار

$$W_\omega = (0.20 \times 850 + 0.05 \times 1300) \times 3.0 = 705 \text{ Kg/m}$$

۳- تیر CD



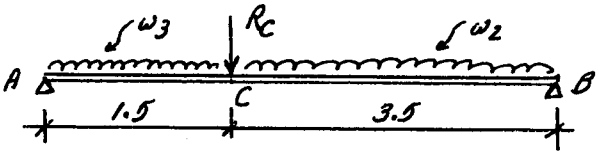
بار مرده — دیوار

$$\omega_1 \begin{cases} D = 3.5 \times 7.0/2 + 0.705 = 1.93 \text{ T/m} \\ L = 3.5 \times 0.35/2 = 0.61 \text{ Ton/m} \end{cases}$$

$$R_C \begin{cases} D = 2 \times 1.93 = 3.86 \text{ T} \\ L = 2 \times 0.61 = 1.22 \end{cases}$$

عکس العمل تکیه گاه C

۴- تیر AB



$$\omega_2 \begin{cases} 4 \times 0.7/2 = 1.4 \text{ T/m} = D \\ 4 \times 0.35/2 = 0.7 \quad = L \end{cases}$$

$$\omega_3 \begin{cases} D = 1.4 + 0.705 = 2.11 \text{ T/m} \\ L = 0.7 \end{cases}$$

$$R_C \begin{cases} D = 3.86 \text{ T} \\ L = 1.22 \end{cases}$$

بارهای فوق بدون تخفیف بار زنده برای تیرند . برای این تیرها تخفیف بار در نظر گرفته شده است .

۵- بارستون B

- بارستون از تیر AB

$R_B \begin{cases} D = 4.82^T \\ L = 2.12 \end{cases}$ $R_A \begin{cases} D = 7.11^T \\ L = 2.6 \end{cases}$ $\xrightarrow{\text{امتحان}} \begin{cases} \Sigma D = 11.93^T \text{ ok.} \\ \Sigma L = 4.72 \end{cases}$

- بارستون از سایر تیرها

$R'_B \begin{cases} D = .7\,(2\times2.5 + 2.5\times2.0 + 1.75\times2.0) = 9.45^T \\ L = .35 \times 13.5 = 4.73 \end{cases}$ (13.5 m² سطح دهانه‌ها)

- بارکل ستون:

در طبقه

$R_{Col.} \begin{cases} D = 4.82 + 9.45 = 14.27^T \\ L = 2.12 + 4.73 = 6.85 \end{cases}$

$R_{Col.} \begin{cases} D = 14.27^T \\ L = 6.85 \times .15/.35 = 2.94 \end{cases}$ (در بام به علت بار دیوار مؤثر واقع شده است.)

- بارستون در هر کف:

$D = 14.27 \times 5 = 71.35^T$

بارمرده

$\Sigma A_{Col.} \simeq 3\times5 + (3.5\times4)/4 = 18.5\ m^2$ (با تقریب) مسئول تخفیف

تخفیف بار زنده

$R_1 = .85 \times 4 \times 18.5\,\% = 62.9\,\%$ (۲×۲.۵ مرجع)

$R_2 = (.7 + .35)/(4.33 \times .35) = 69\,\%$

$R_3 = 50\,\%$

R_1 با R_2 مقایسه می‌شود و R_2 انتخاب می‌شود.

چهار سقف → تخفیف کلیت کف بارگیر $R' = 50\,\%$

- $\Sigma A = 4\times18.5 = 74\ m^2$ سطح بارگیری مسئول تخفیف
- $R_1 = 30\,\%$
- $R_2 = 40\,\%$ ✓

0 / 10% / 20% / 30% / 40% → تخفیف کلیت طبقات $R'' = 40\,\%$

- $L = 4\times6.85 = 27.40\ ton$ بار زنده قابل تخفیف
- $Le = 27\,(1 - .14) + \underbrace{6}_{2.94} = 19.5$ بار

$R = 50\,\%$ تخفیف بار زنده

$L = 2.94\,(\ ?\ ) + 4\times6.85\times.7\,(?) = \underbrace{16.64^T}_{19.5}$ (طبقات)

- بارستون (نتیجه)

$\begin{cases} D = 71.35^T \\ L = 16.64 \end{cases}$

مثال مربوط به جرثقیل ها

مثال شماره یک

طراحی تیر زیر سری ریل یک جرثقیل با ظرفیت باربری $P = 16.0\,T$ در نظر است. دهانه این جرثقیل 20m است. تیر زیر سری دارای دهانه 8.0 m بوده و بطور ساده روی تکیه گاه ها نصب می شود. فاصله دو تیر اصلی جرثقیل از یکدیگر 3.8m است. سایر مشخصات جرثقیل بقرار زیر است:

- وزن پل 15.0 T
- وزن ارابه 1.0

تعیین کنید تیر زیر سری را برای چه گشتاور و چه نیروی برشی حداکثر طراحی می کنید؟

۱- تعیین نیروها

$P = 16.0\,T$ $\quad W_B = 15.0\,T$ $\quad W_T = 1.0\,T$

اثر قائم: (وزن پل، بار ارابه، وزن ارابه)

1) $F_V = 1.25\,(W_B + P + W_T)$

$F_{V1max} = F_{V2max} = 1.25\left(W_B \tfrac{1}{6} + P/2 + W_T/2\right)$

$= 1.25\,(15.0 \tfrac{1}{6} + 16.0/2 + 1.0/2) = 15.3\,T$ (12.25)

اثر عرضی:

2) $F_H = 0.2\,(P + W_T)$

$F_{H1max} = F_{H2max} = \frac{1}{2} \times 0.2\,(P + W_T) = \frac{1}{2} \times 0.2\,(16.0 + 1.0) = 1.7\,T$

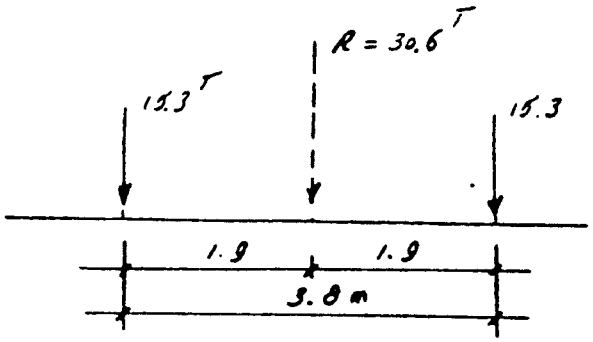
اثر طولی: (بارهای قائم بدون اثر ضربه)

3) $F_l = 0.1\,(F_{V1max} + F_{V2max})$

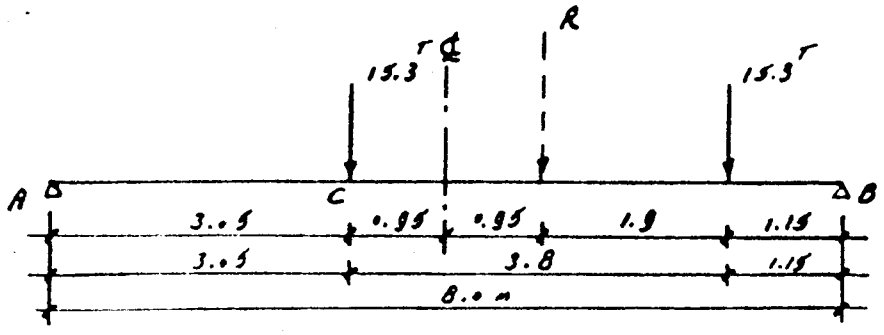
$F_l = 0.1\,(2 \times 12.25) = 2.45\,T$

۲- گشتاور حداکثر

۲-۱- بارهای قائم



P. 214



$A = 11.7\ T$ $\quad B = 18.9\ T$ $\quad A+B = 30.6$ $\quad \Sigma L = 30.6$ O.K.

$M_C = 11.7 \times 3.05 = 35.7\ T\text{-}m$

$M_{\text{℄}} = 11.7 \times 4.0 - 15.3 \times 0.95 = 32.3 < M_C$

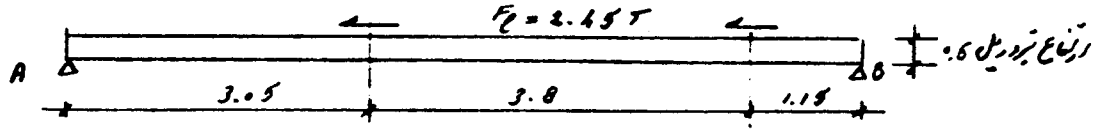
لنگر خمش حداکثر $M_{V1} = M_C = 35.7\ T\text{-}m$ است

۱-۲- بارهای افقی عرضی

با توجه به آنکه سرنشین قادر خواهد شد بار خود را بالاتر از سطح عرشه با قلاب به پشت کوله منتقل کند:

$$M_H = \frac{F_{N1}}{F_{V1}} \times M_{V1} = \frac{1.7}{15.3} \times 35.7 = 4.0\ T\text{-}m$$

۱-۳- بارهای افقی طولی



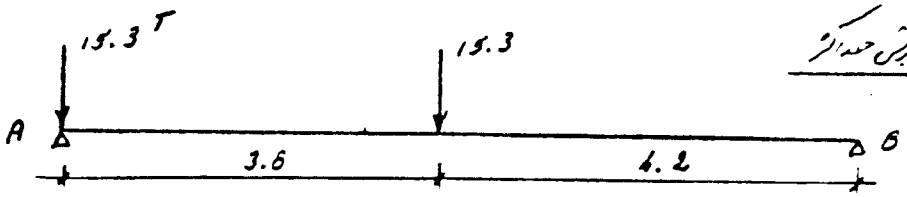
$A = 0.18\ T$ $\quad B = -0.18\ T$

$M_L = 0.18 \times 3.05 = 0.55\ T\text{-}m$ $\quad M_{V2} = 0.55\ T\text{-}m$

۱-۴- لنگرهای خمش طرح

$M_V = 35.7 + 0.55 = 36.25\ T\text{-}m$ $\quad M_H = 4.0\ T\text{-}m$

۲- تعیین برش حداکثر



$A = 23.3\ T$ $\quad B = 7.3\ T$ $\quad A+B = 30.6\ T$

$V_{max} = 23.3\ T$

تعیین برش در جهت افقی تاثیری ندارد.

مثال شماره دو

برای یک جرثقال با ظرفیت $P = 20.0\ T$ مشاور زیر برای حداکثر و حداقل بارهای وارده بر چرخ ها داده شده است. فاصله بین جرثقال از کدام گیر $4.5\ m$ است. اگر طول دانه تیر زیر این جرثقال $10.0\ m$ باشد، تعیین کنید آنرا برای چه لنگرخش و تنش برشی حداکثر طراحی می کنید.

$\bar{F}_{V_1\,max} = 17.0\ T$ $\qquad$ $\bar{F}_{V_1\,min} = 6.5\ T$

$\bar{F}_{V_2\,max} = 15.0$ $\qquad$ $\bar{F}_{V_2\,min} = 4.5$

طول تیر جرثقال = ۲۵m

۱- تعیین نیروها

بین جرثقال بدون بار

وزن جرثقال $W_B = 2\,(\bar{F}_{V_1\,min} + \bar{F}_{V_2\,min}) = 2\,(6.5 + 4.5) = 22.0\ T$

$P + W_T = \sum F_{V\,max} - \sum F_{V\,min} = (17.0 + 15.0) - (6.5 + 4.5) = 21.0\ T$

$W_T = 21.0 - 20.0 = 1.0\ T$

1) F_V — ضریب ضربه

$F_{V_1\,max} = 1.25 \times 17.0 = \underline{21.25\ T}$

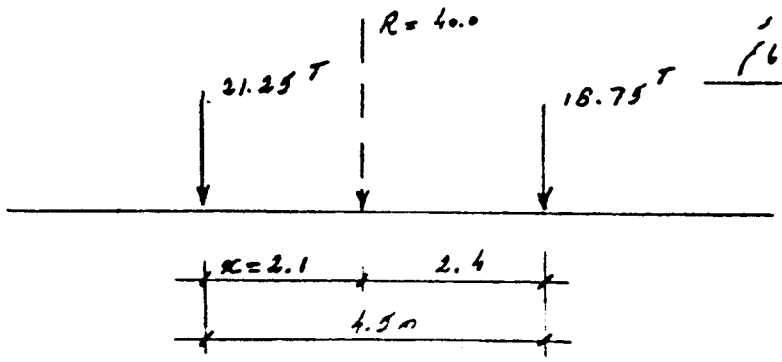
$F_{V_2\,max} = 1.25 \times 15.0 = \underline{18.75}$

2) F_H — $F_{H_1\,max} = F_{H_2\,max} = \frac{1}{2} \times 0.2\,(P + W_T) = 0.1 \times 21.0 = \underline{2.1\ T}$

3) F_ℓ — $F_\ell = 0.1\,(\bar{F}_{V_1\,max} + \bar{F}_{V_2\,max}) = 0.1\,(17.0 + 15.0) = \underline{3.2\ T}$

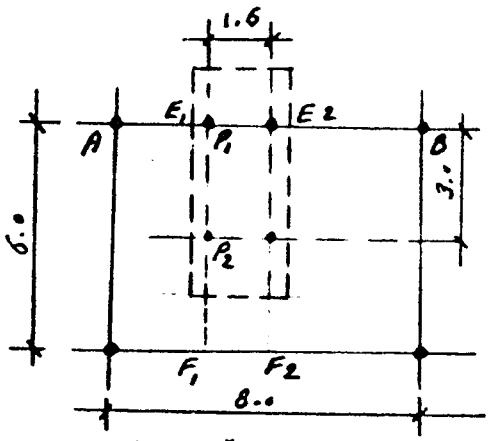
۲- لنگرخش حداکثر

۲-۱- برای تائم

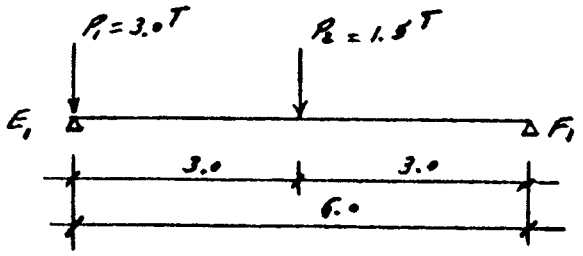


$x = 18.75 \times 4.5 / 40.0 = 2.1\ m$

۱-۲- حرکت ماشین عمود بر AB

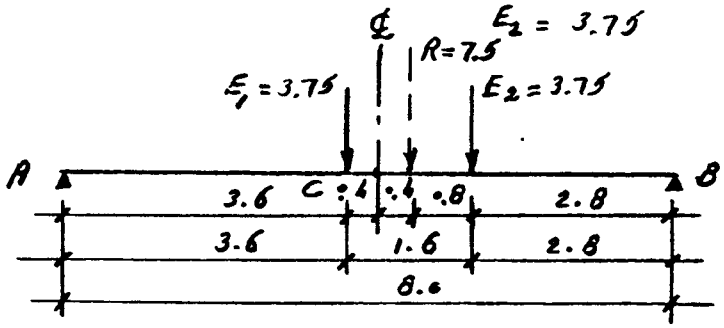


بارهای محوری روی تیر AB عبارتند



$E_1 = 3.75\ T$ $\quad F_1 = 0.75$ $\quad \Sigma = 4.5$

$E_2 = 3.75$ $\quad F_2 = 0.75$



$A = 3.375\ T$ $\quad B = 4.125\ T$ $\quad \Sigma = 7.5 = R$ ok.

$M_C = 3.375 \times 3.6 = 12.15\ T\text{-}m$

$M_{℄} = 3.375 \times 4.0 - 3.75 \times 0.4 = 12.0 < M_C$ $\quad M_{max} = 12.15\ T\text{-}m$

حداکثر لنگرخمش ناشی از بارگذاری متحرک $M_{max} = 12.15\ T\text{-}m$ است

۲- لنگرخمش ناشی از بار یکنواخت توصیه شده آئین نامه

بار یکنواخت توصیه شده آئین نامه $w = 800\ kg/m^2$ است. این بار فقط روی یک جهشهٔ از دال تأثیر می‌گذارد.

دال مطابق عمل می‌کند:

$\bar{w} = 0.8 \times 6.0/2 = 2.4\ T/m$

$M_{max} = \frac{1}{8}\bar{w}\ell^2 = \frac{1}{8} \times 2.4 \times 6.0^2 = 10.8\ T\text{-}m$

لنگرخمش ناشی از بار توصیه شده حدوداً $12.15/10.8 = 1.13$ بار از گشتاور است.

مثال مربوط به نیروی جانبی باد ـ مثال شماره (۱)

برگ شماره ۵

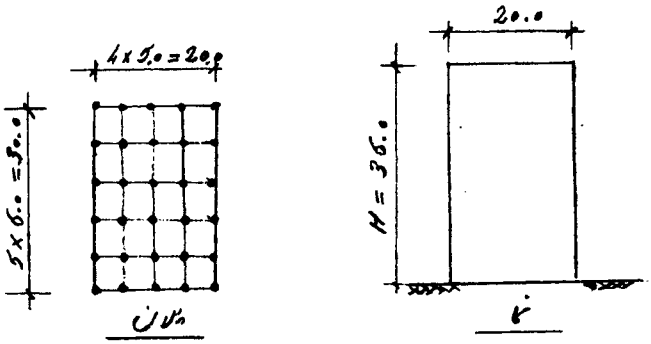
صفحه ۱/۸

ـ ساختمان ده طبقه‌ای به ارتفاع 36 m در تهران دارای پلان مستطیل شکل به ابعاد 20 x 30 m است. ساختمان در منطقه‌ای خلوت ساخته می‌شود. تعیین کنید:

الف ـ نیروی باد مؤثر بر ساختمان را در شرایطی که باد در جهت عرض بوزد. مسئله را با استفاده از روابط دقیق، ضرائب پیشنهاد شده در آئین‌نامه، و روش تقریبی سطح حل کنید.

ب ـ ضریب اطمینان موجود در برابر واژگونی را، وزن حجم مربع ساختمان را، با احتساب وزن کف و دیوارها جمعاً حدود $1.2\ T/m^2$ به حساب آورید.

ج ـ نیروی مؤثر بر هر یک از تراز‌های میانی در طبقات سوم و هفتم را با استفاده از روش‌های ضرائب و تقریبی سطح.



الف ـ تعیین نیروی باد

ـ سرعت مبنای باد در تهران:

$V = 100\ Km/h$

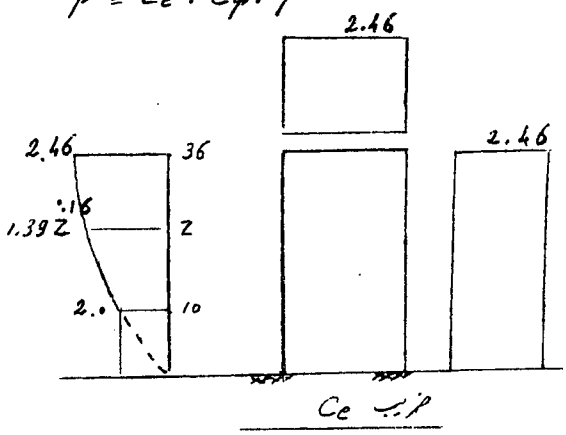
ـ فشار مبنای باد در تهران:

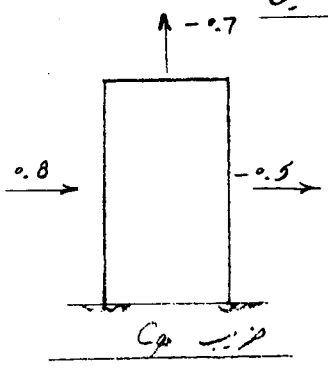
$q_p = 0.005\ V^2 = 50\ Kg/m^2$

ـ ضرائب مربوط به فشار باد:

$p = C_e \cdot C_p \cdot q_p$

(۱) ـ روابط دقیق





$$C_e = 2\left(\frac{Z}{10}\right)^{0.16}$$

$\begin{cases} Z = 10\ m \\ C_{e10} = 2.0 \end{cases}$ $\begin{cases} Z = Z \\ C_{eZ} = 1.39\ Z^{0.16} \end{cases}$ $\begin{cases} Z = H = 36 \\ C_{e36} = 2.46 \end{cases}$

مثال مربوط به نیروی جانبی باد - مثال شماره (۱)

برگ شماره
صفحه ۲۱۸

- فشار و نیرو در سمت رو به باد:

$$P_{z=10} = 2.0 \times 0.8 \times 50 = 80 \ Kg/m^2$$

$$P_z = 1.39\, z^{0.16} \times 0.8 \times 50 = 55.6\, z^{0.16}$$

$$P_{z=36} = 2.46 \times 0.8 \times 50 = 98.4$$

$$F_1 = F_{0-10} = 80 \times 30 \times 10 = 24000 \ Kg = \underline{24.0\ T} \qquad \bar{y}_1 = \frac{10}{2} = \underline{5.0\ m}$$

$$F_2 = F_{10-36} = 30 \int_{10}^{36} 55.6\, z^{0.16} dz = 1438 \left(z^{1.16}\right)_{10}^{36} = 71062 \ Kg = \underline{71.0\ T}$$

$$\bar{y}_2 = \frac{1}{F_2} \times 30 \int_{10}^{36} 55.6\, z^{0.16} \cdot z \cdot dz = \frac{1}{F_2} \times 772 \left(z^{2.16}\right)_{10}^{36} = \underline{23.4\ m}$$

$$F_f = F_1 + F_2 = 24.0 + 71.0 = \underline{95.0\ T}$$

$$\bar{y}_f = \frac{1}{95.0}\left(24.0 \times 5.0 + 71.0 \times 23.4\right) = \underline{18.75\ m}$$

از زمین

- مکش و نیرو در سمت پشت به باد:

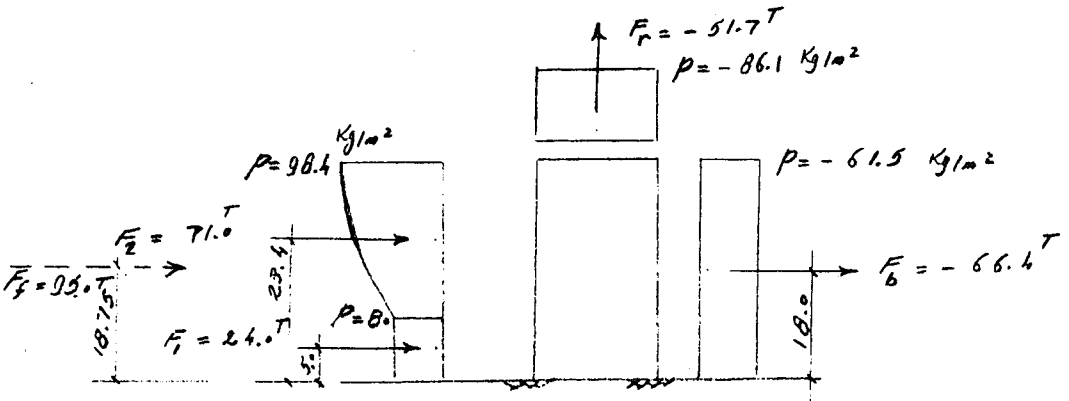
$$P_b = -2.46 \times 0.5 \times 50 = -61.5 \ Kg/m^2$$

$$F_b = -61.5 \times 30 \times 36 = -66420 \ Kg \approx \underline{-66.4\ T} \qquad \bar{y}_b = \frac{36}{2} = \underline{18.0\ m}$$

- مکش و نیرو روی بام

$$P_r = -2.46 \times 0.7 \times 50 = -86.1 \ Kg/m^2$$

$$F_r = -86.1 \times 20 \times 30 = -51660 \ Kg \approx \underline{-51.7\ T} \qquad \bar{x}_r = \frac{20}{2} = \underline{10.0\ m}$$



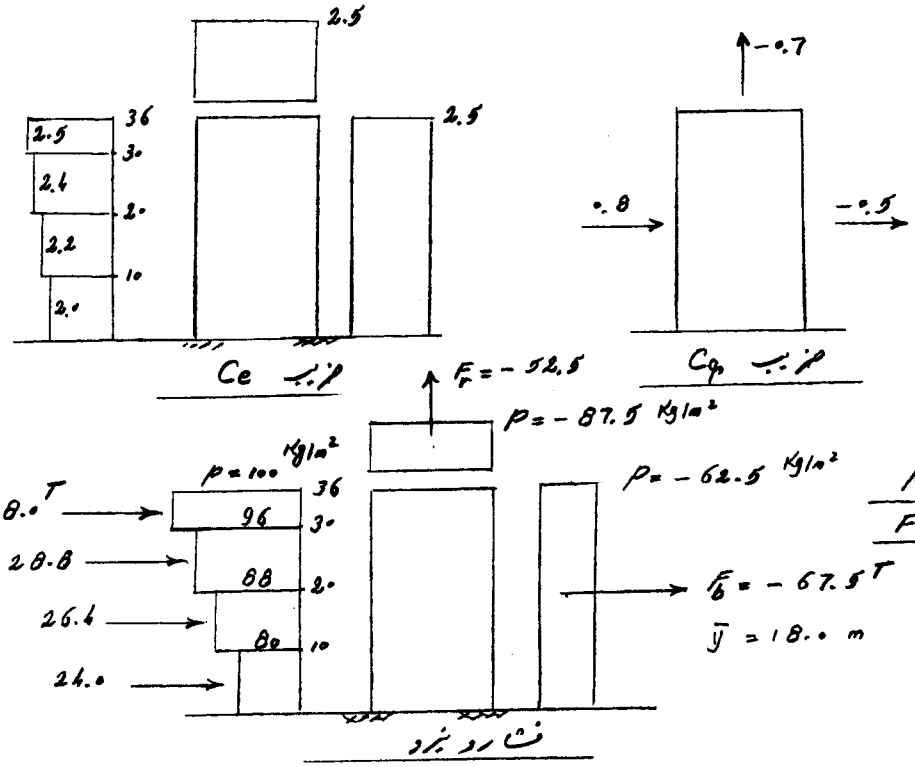
- نیروی کل باد:

$$F_w = \begin{cases} X = 95.0 + 66.4 = \underline{161.4\ T} \\ Z = \underline{51.7} \end{cases}$$

$$\bar{y}_x = \frac{1}{161.4}\left(95.0 \times 18.75 + 66.4 \times 18\right) = \underline{18.44\ m}$$

مثال مربوط به نیروی جانبی باد - مثال شماره (۱)

(iii) - محاسبه فشار روی پی با استفاده از ضرایب



$$P = Ce \cdot Cp \cdot qp$$
$$F = P \times 30 \times \Delta Z$$

$$F_f = 24.0 + 26.4 + 28.8 + 18.0 = \underline{97.2}\ T$$

$$\bar{y}_f = \frac{1}{97.2}(24.0 \times 5.0 + 26.4 \times 15.0 + 28.8 \times 25.0 + 18.0 \times 33.0) = \underline{18.83}\ m$$

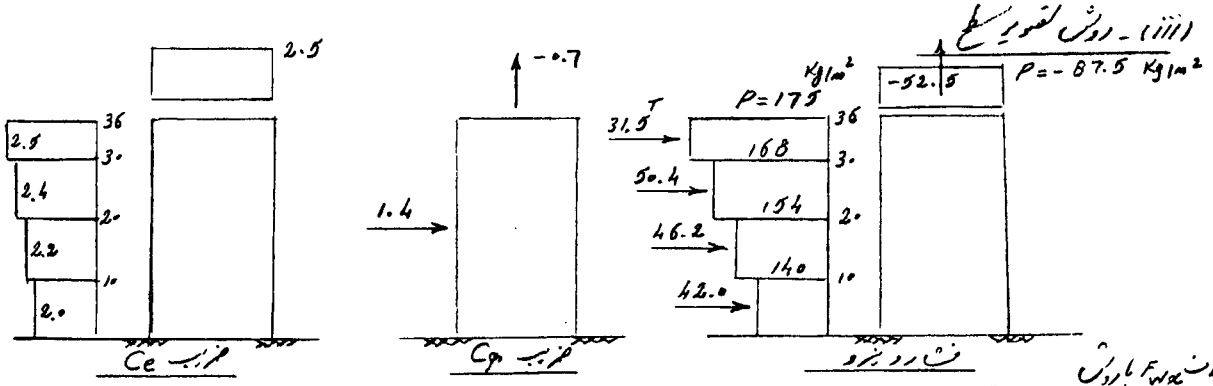
- نیروی کل باد

$$F_w = \begin{cases} x = 97.2 + 67.5 = 164.7 \\ z = 52.5 \end{cases}$$

$$\bar{y}_x = \frac{1}{164.7}(97.2 \times 18.83 + 67.5 \times 18.0) = \underline{18.49}\ m$$

نیروی باد روی پی با ضرایب محدوداً ۱۲٪ بیشتر از روش استاندارد از روابط زیر است.

(iiii) - روش تقسیم سطح



F_{wx} با روش زیر برابر است.

$F_{wz} = 52.5\ T$

$$F_{w_x} = 42.0 + 46.2 + 50.4 + 31.5 = \underline{170.1}\ T$$

$$\bar{y}_w = \frac{1}{\ldots}(42.0 \times 5.0 + 46.2 \times 15 + 50.4 \times 25 + 31.5 \times 33) = \underline{18.82}\ m$$

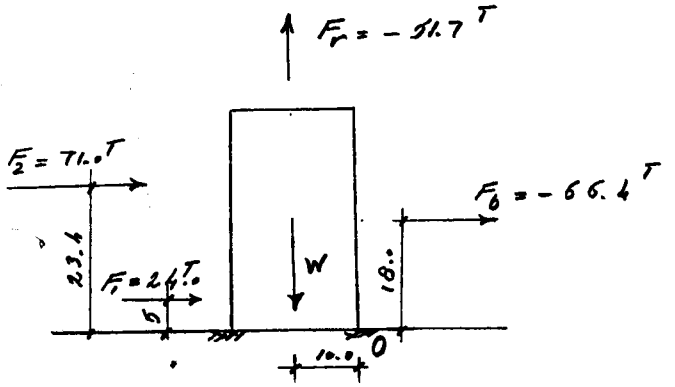
مثال مربوط به نیروی جانبی باد- مثال شماره (۱)

ب- کنترل برای واژگون

- وزن ساختمان :

$$W = 1.2 \times 10 \times 20 \times 30 = 7200\ T$$

- نیروهای مؤثر بر ساختمان در جریان باد :



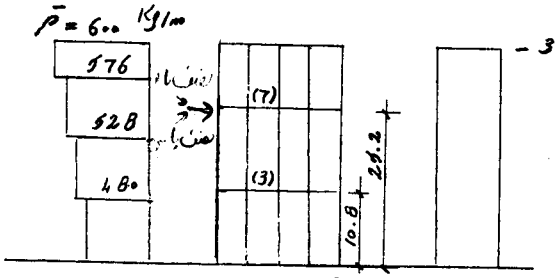
- کنترل واژگون :

$$M_{\alpha,0} = 24.0 \times 5.0 + 71.0 \times 23.4 + 66.4 \times 18.0 + 51.7 \times 10.0 = 3493.6\ T\text{-m}$$

$$M_{r,0} = W \times 10 = 7200 \times 10 = 72{,}000\ T\text{-m}$$

$$R = \frac{72000}{3493.6} = 20.6 > 1.75$$

ج- نیروی مؤثر بر گره‌های تاب میانی در طبقات سوم و هفتم



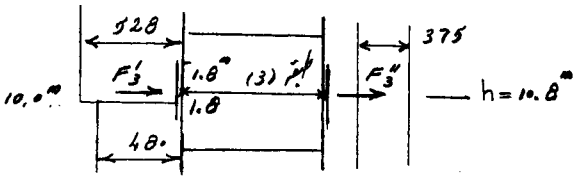
- عرض باربر تاب میانی : 6.0 m

- فشار وارد بر تاب میانی با استفاده از ضرایب :

فشار در واحد طول :

$$\bar{p} = C_e \cdot C_p \cdot q_p \times 6.0$$

فشار وارد بر تاب میانی



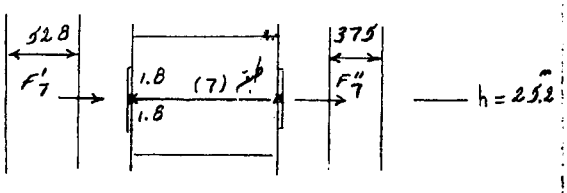
$$F'_3 = 1.0 \times 480 + 2.6 \times 528 = 1853\ Kg$$

$$F''_3 = 3.6 \times 375 = 1350$$

$$F_3 = F'_3 + F''_3 = 3203\ Kg$$

با استفاده از روش تقریبی سطح :

$$F_3 = (1.0 \times 2.0 + 2.6 \times 2.2) \times 1.4 \times 50 \times 6.0 = 3242$$



$$F'_7 = 3.6 \times 528 = 1900\ Kg$$

$$F''_7 = 3.6 \times 375 = 1350$$

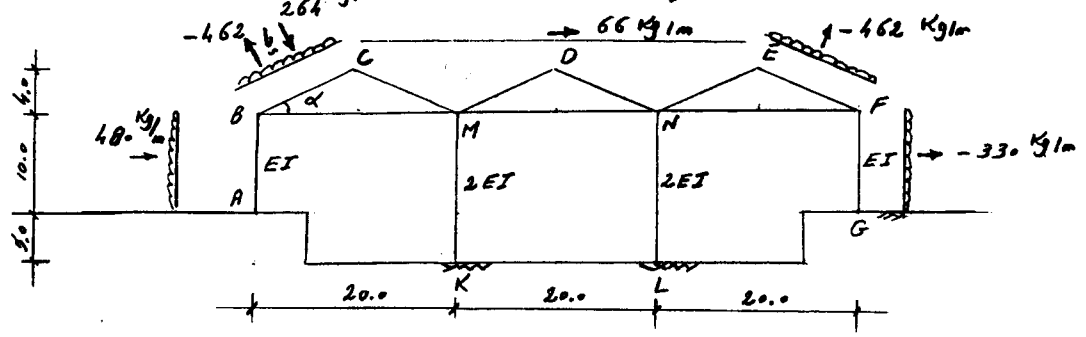
$$F_7 = F'_7 + F''_7 = 3250\ Kg$$

با استفاده از روش تقریبی سطح :

$$F_7 = 2.2 \times 3.6 \times 1.4 \times 50 \times 6.0 = 3326\ Kg$$

مثال مربوط به نیروی جانبی باد - مثال شماره (۲)

۲- سالن کارخانه‌ای به ابعاد 40×60 m با ستون - خرپا به صورت شکل زیر پوشانده شده است. فاصله تاب‌ها از یکدیگر 6.0 m است. تعیین کنید نیروی جانبی ناشی از باد بر یکی از تاب‌ها و نیروهائی را که هر ستون برای آن‌ها محاسبه می‌شوند. کارخانه در تهران و در زمینی ای خلوت ساخته می‌شود.



$tg\alpha = \frac{4}{10} = 0.4$ $\quad \alpha = 21.8^\circ$ $\quad \sin\alpha = 0.372$ $\quad \cos\alpha = 0.926$

الف - فشار وارد بر سطوح

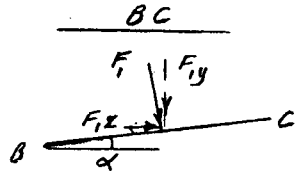
سرعت وزش رمبا در تهران: $V = 100$ Km/h $\quad q_p = 50$ Kg/m²

AB	$H = 10.0$ m	$C_e = 2.0$	$C_p = 0.8$	$\bar{P} = 2.0 \times 0.8 \times 50 \times 6 = 480$ Kg/m
BC	$H_m = 12.0$ (متوسط)	$= 2.2$	$= -0.7$ $= +0.4$	$\bar{P} = -462$ $= 264$
CE	$H_m = 12.0$	$= 2.2$	$= 0.1$	$\bar{P} = 66$
EF	$H_m = 12.0$	$= 2.2$	$= -0.7$	$\bar{P} = -462$
FG	$H_m = 12.0$	$= 2.2$	$= -0.5$	$\bar{P} = -330$

ب - محاسبه نیروی

در محاسبه نیروی در زیر حالت بارگذاری فشار روی قسمت BC در نظر گرفته می‌شود. بدیهی است بارگذاری دیگر نیز باید بررسی شود

BC



$l = 10.8$ m

$F_1 = 264 \times 10.8 = 2851$ Kg

$F_{1x} = F_1 \sin\alpha = 1060$

$F_{1y} = F_1 \cos\alpha = 2646$

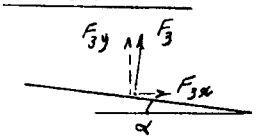
CE

$l = 40.0$ m

$F_2 = 66 \times 40.0 = 264.0$ Kg

$F_{2x} = 2640$

EF



$l = 10.8$ m

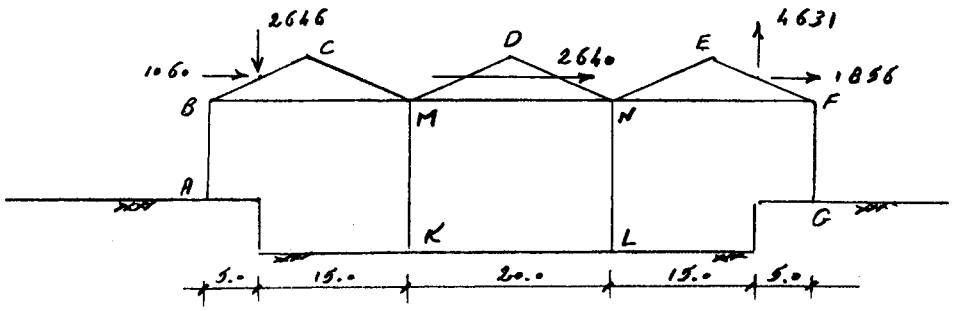
$F_3 = 462 \times 10.8 = 4990$ Kg

$F_{3x} = F_3 \sin\alpha = 1856$

$F_{3y} = F_3 \cos\alpha = 4631$

مثال مربوط به نیروی جانبی باد ـ مثال شماره (۲) — برگ شماره ۹۱۸ صفحه

ج ـ نیروی قائم ستون‌ها ناشی از اثر باد



از معادلات سه لنگر دهانه افقی خرپا

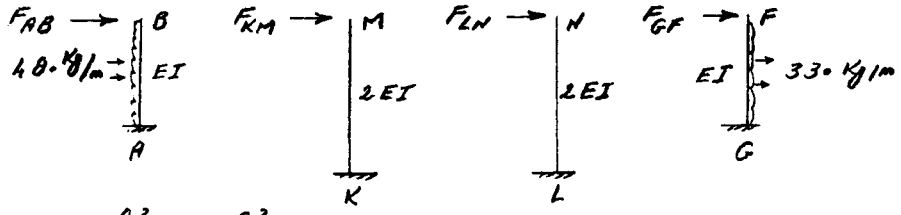
AB	$N = 2646 \times \frac{15}{20} = 1985$	فشار	
KM	$N = 2646 \times \frac{5}{20} = 661$	"	
LN	$N = -4631 \times \frac{5}{20} = -1158$	کشش	
GF	$N = -4631 \times \frac{15}{20} = -3473$	"	

د ـ نیروی جانبی ستون‌ها منتج دهانه افقی را به ستون‌ها وارد می‌نمود

ـ نیروی افقی مؤثر بر رأس ستون‌ها :

$$F_x = \Sigma F_{ix} = 1060 + 2640 + 1856 = 5556 \text{ Kg}$$

ـ توزیع نیروی افقی بین ستون‌ها به صورتی است که تغییر مکان جانبی رأس آن‌ها یکسان باشد.



$$\Delta = \frac{Q\ell^3}{8EI} + \frac{F\ell^3}{3EI}$$

$$\Delta_B = \left(600 + \frac{F_{AB}}{3}\right)\frac{10^3}{EI} \qquad \Delta_M = \Delta_N = \frac{3375}{6} F_{KM} \times \frac{10^3}{EI} \qquad F_{LN} = F_{KM} \qquad \Delta_F = \left(412.5 + \frac{F_{GF}}{3}\right)\frac{10^3}{EI}$$

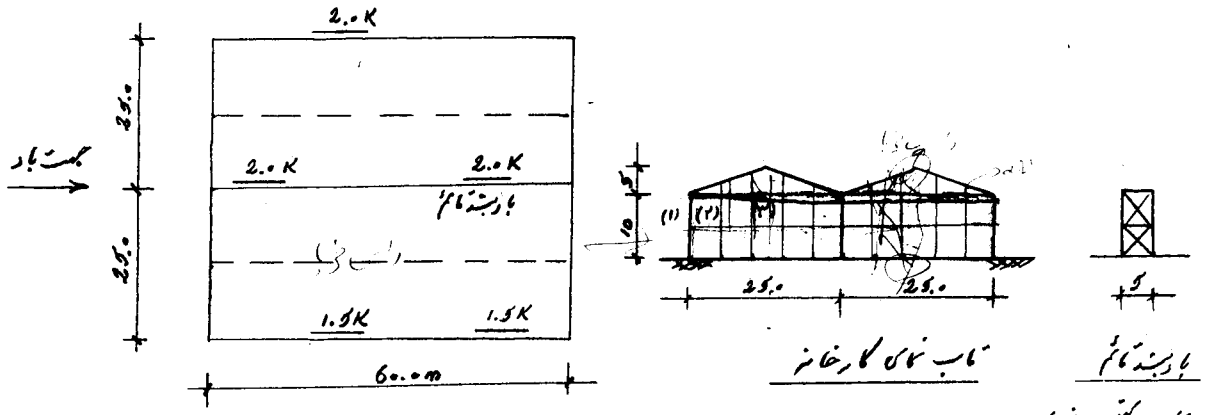
با توجه به یکسان بودن جابجایی سر ستون‌ها داریم :

$$\begin{cases} \Delta_B = \Delta_M = \Delta_N = \Delta_F \\ F_{AB} + F_{KM} + F_{LN} + F_{GF} = F_x = 5556 \end{cases}$$

$F_{AB} = 900$ Kg $\qquad F_{KM} = 1597$ $\qquad F_{LN} = 1597$ $\qquad F_{GF} = 1462$ Kg

مثال مربوط به نیروی باد - مثال شماره (۳)

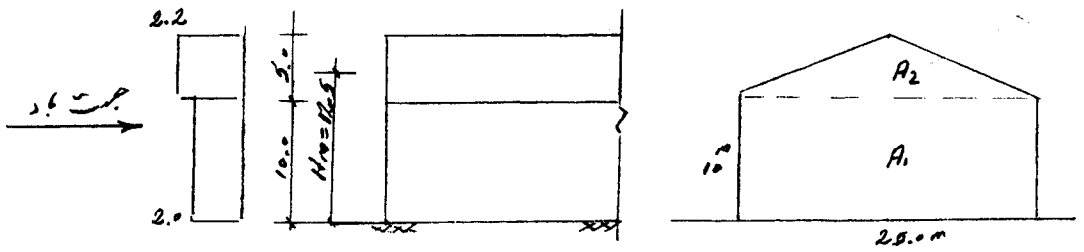
۳- سالن کارخانه‌ای در حوالی تهران در جهت طولی با پنج قاب باربندی شده قائم در مقابل نیروی باد مقاومت می‌کند. موقعیت باربندها و سختی قائم آن‌ها نسبت به زمین بر روی پلان نشان داده شده است. سقف در صفحه خود باربندی شده و بصورت صلب عمل می‌کند. تعیین کنید به هریک از قاب‌های باربندی شده چه نیروئی اثر می‌کند. همچنین نگرشیه ستون (۳) را که در قاب تنها بکار گرفته شده است برای چه نیروئی محاسبه می‌نمائید.



الف- تعیین نیروی باد

مسئله با استفاده از ضرائب فشار باد و روش تقریبی سطح حل می‌شود

$V = 100\ Km/h$ $\qquad q_p = 50\ Kg/m^2$



Ce $\qquad\qquad$ $C_p = 1.4$

$P = C_e . C_p . q_p$ $\qquad$ $P_1 = 2.0 \times 1.4 \times 50 = 140\ Kg/m^2$ $\qquad$ تا ارتفاع 10 m

$P_2 = 2.2 \times 1.4 \times 50 = 154$ $\qquad$ (در ارتفاع بالای 10m تا H_m=12.5)

$A_1 = 250\ m^2$ $\qquad$ $A_2 = 62.5\ m^2$

$F = 140 \times 250 + 154 \times 62.5 = 44625\ Kg$ $\qquad$ نیروی کل وارد به یک سالن

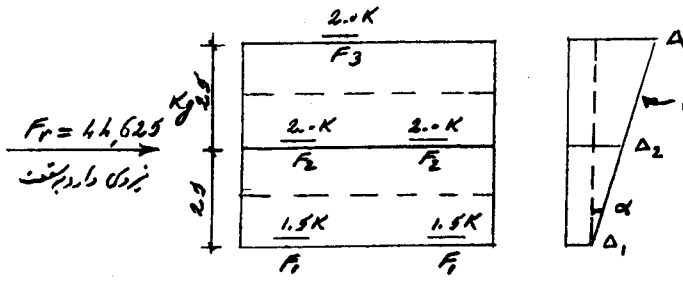
$F_T = 2F = 89250\ Kg$ $\qquad$ نیروی کل وارد به دو سالن

$F_1 = \frac{1}{2} F_T = 44625\ Kg$ $\qquad$ نیروی کل وارد به سقف

↓ $\qquad\qquad$ ↓

باید به باربندها انتقال داده شود $\qquad$ تقسیم بین قاب‌های سالن

ب - توزیع نیروی باد بر دیافراگم



روابط بین تغییر شکل راس بادبند (روابط سازگاری)

$$\begin{cases} \Delta 2 = \Delta 1 + 25\alpha \\ \Delta 3 = \Delta 1 + 50\alpha \end{cases}$$

معادلات تعادل نیروی

$$\begin{cases} 3K.\Delta 1 + 4K.\Delta 2 + 2K.\Delta 3 = 44,625 \\ 4K.\Delta 2 \times 25 + 2K.\Delta 3 \times 50 = 44,625 \times 25 \end{cases}$$

$$\Delta 1 = \frac{4.57}{K}, \quad \alpha = \frac{40.6}{K} \rightarrow \Delta 2 = \frac{5.71}{K}, \quad \Delta 3 = \frac{6.86}{K}$$

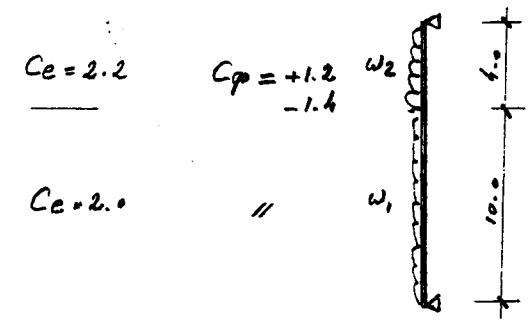
نیروی هر کدام از بادبندها عبارتند از:

$$F_1 = 6.86 \qquad F_2 = 10.142 \qquad F_3 = 12.170$$

$$\sum F_i = 44,626 \text{ kg} = F_r$$

ج - نیروی وارد به ستون (۳)

نیروی وارد به این ستون براساس ضابطه نیروی وارد به دیوارها و پوشش ها محاسبه می شود.



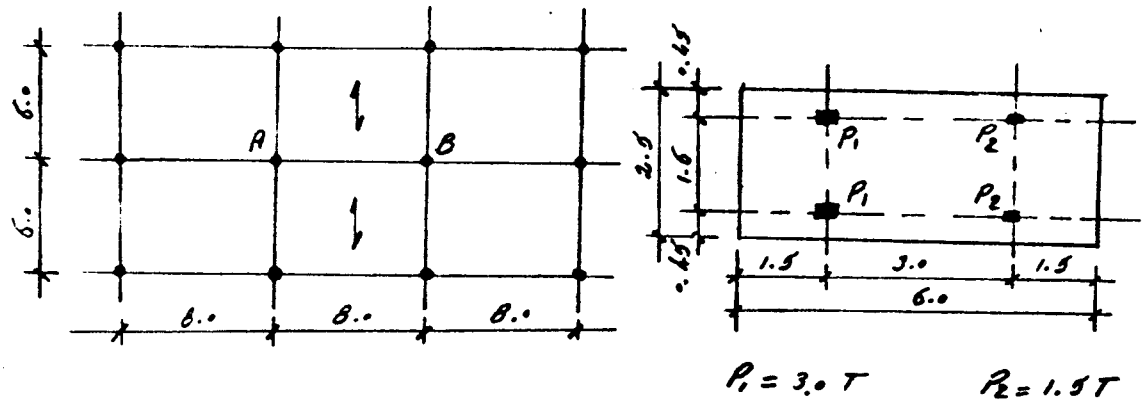
$$\omega = Ce.Cp.q.b \qquad q = 50 \text{ Kg/m}^2 \qquad b = 3.0 \text{ m}$$ (عرض باربر)

$$\omega_1 = \begin{cases} +600 \text{ Kg/m} \\ -700 \end{cases} \qquad \omega_2 = \begin{cases} +660 \text{ Kg/m} \\ -770 \end{cases}$$

محمد رضا صالح

مثال مربوط به پارکینگ ۲

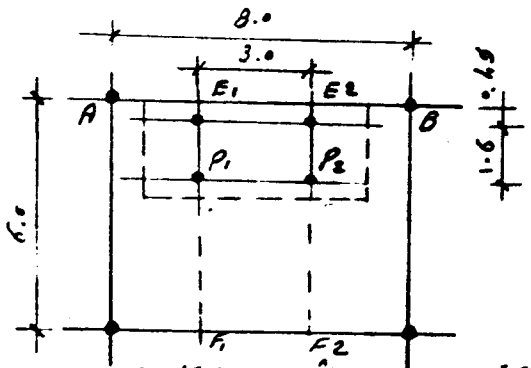
پلان زیر متعلق به یک پارکینگ عمومی است که در آن امکان ورود ماشین آتش نشانی وجود دارد. کف پارکینگ با بتن دال مجلفه پوشانده شده است. اگر وضعیت قرارگیری بارچرخ ها در ماشین ۹۰ تن آتش نشانی مطابق شکل نشان داده شده باشد، تعیین کنید تیر AB باید برای چه لنگرخمشی ناشی از اثر ماشین آتش نشانی طراحی شود. اثر منتقیم بارهای ماشین را با اثر بار یکنواخت توصیه شده در آئین نامه مقایسه نمائید. تیر AB بطور ساده روی تکیه گاه ها نشسته است.

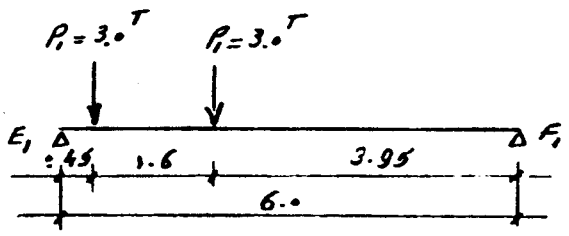


$P_1 = 3.0\ T$ $P_2 = 1.5\ T$

۱- لنگرخمشی ناشی از اثر منتقیم بارها

۱-۱- حرکت ماشین در جهت AB

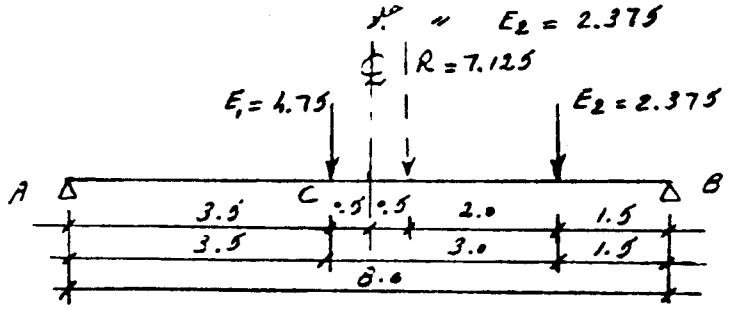




برنامه ماشین برستون قرار دارد

چرخ اول عقب $E_1 = 4.78\ T$ $F_1 = 1.25\ T$ $\Sigma = 6.0\ T$ O.K

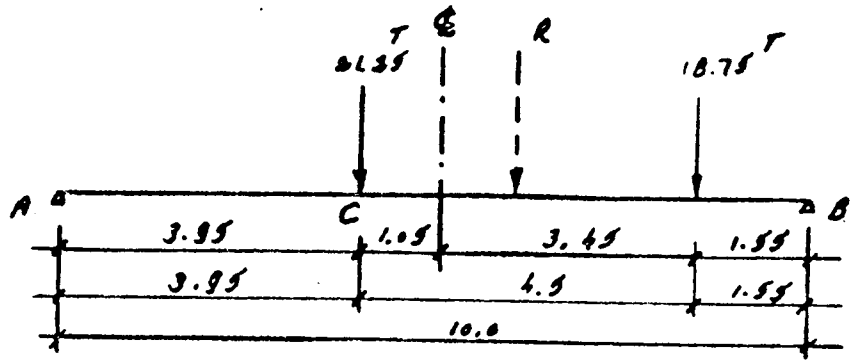
جلو " $E_2 = 2.375$ $F_2 = 0.625$ $\Sigma = 3.0$



$A = 3.12\ T$ $B = 4.01$ $A + B = 7.13 = R$ O.K.

$M_C = 3.12 \times 3.5 = 10.92\ T\text{-}m$

$M_2 = 3.12 \times 3.5 - 4.75 \times 0.5 = 10.1\ T\text{-}m < M_C$ $M_{max} = 10.92\ T\text{-}m$



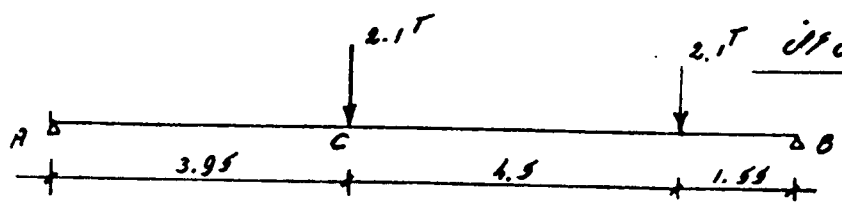
$A = 15.76\ T$ $\quad B = 24.24\ T$ $\quad A+B = 40.0\ T$ $\quad R = 40.0$ ok.

$M_C = 15.76 \times 3.95 = 62.3\ T\text{-}m$

$M_{\mathbb{C}} = 15.76 \times 5.0 - 21.25 \times 1.05 = 56.4 < M_C$

لنگر خمش حداکثر $\quad M_{V_1} = M_C = 62.3\ T\text{-}m$ است.

۲-۲- بارهای وارد عرضی



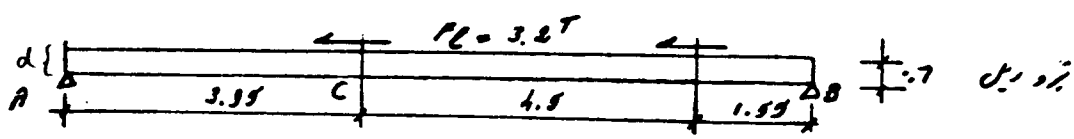
$A = 1.6\ T$ $\quad B = 2.6\ T$ $\quad A+B = 4.2$ $\quad R = 4.2$ ok.

$M_C = 1.6 \times 3.95 = 6.3\ T\text{-}m$

لنگر خمش حداکثر $\quad M_N = M_C = 6.3\ T\text{-}m$ است

۲-۳- بارهای وارد طولی

$A = (F_\ell \times d)/\ell$



$A = 0.23$ $\quad B = -0.23$

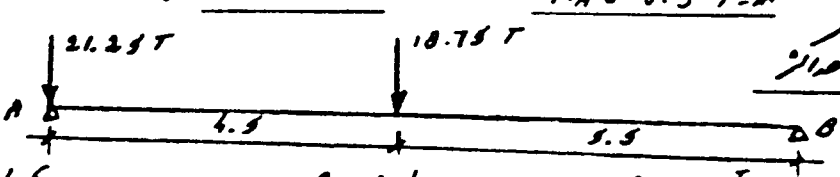
$M_C = 0.23 \times 3.95 = 0.9\ T\text{-}m$

$M_{V_2} = M_C = 0.9\ T\text{-}m$

۲-۴- لنگرهای خمش طرح

$M_V = 62.3 + 0.9 = 63.2\ T\text{-}m$ $\quad M_H = 6.3\ T\text{-}m$

۳- تعیین بارهای حداکثر



$A = 31.6$ $\quad B = 8.4$ $\quad A+B = 40.0\ T$ ok $\quad V_{-V} = 31.6\ T$

* مثال با آیین نامه قبلی حل شده است + با مقادیر دقت شود

درس بارگذاری — مثال : نیروهای زلزله — برگ شماره

پلان سازه یک مدرسه ۵ طبقه در تهران مطابق با شکل زیر است . ارتفاع طبقات کف تا کف 3.6m و ضخامت سقف سازه 30cm است . بارگذاری کف ها عبارتند از :

- بار مرده کف ها : تیرچه و بلوک و کف سازی — 600 Kg/m²
- بار پارتیشن ها — 150
- بار زنده طبقات — 350
- بار بام (برف) — 150

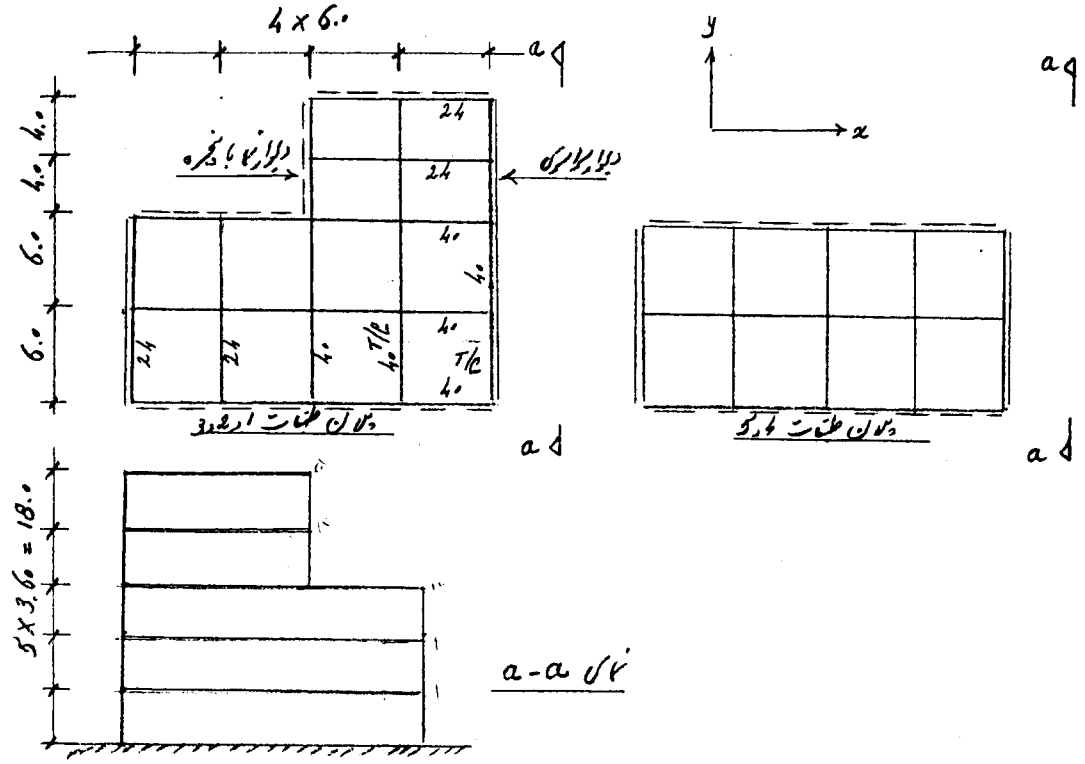
دیوارهای شرق و غرب با احتساب گچ کاری و سیمانکاری معادل دیوار با ضخامت 25cm از آجر فشاری با ملات ماسه سیمان است و دیوارهای شمال و جنوب با احتساب نما کاری و پنجره ها معادل یک دیوار با ضخامت 35cm و با ارتفاع 2.5m است . دیوار جان پناه بام مشابه دیوارهای شرق و غرب و با ارتفاع 0.8m است .

خواسته ای زیر را تعیین کنید :

۱- بار جانبی زلزله (W_{ix}) در هر طبقه و مرکز جرم آن

۲- نیروی جانبی زلزله و نحوه پخش آن در ارتفاع ، و مرکز برش در هر طبقه

۳- در حالتی که زلزله در جهت y اثر کند ، مقادیر برش در قابهای در جهت y با منظور کردن اثرات ناشی از پیچش . این محاسبات تنها در طبقه همکف صورت میگیرد . سختی نسبی قابها در طبقه همکف در پلان داده شده است . قابها تمام گره دارای شکل پذیری متوسط اند .



• مرکز جرم یا مرکز ثقل: $\begin{cases} \bar{x} = \dfrac{\sum W_i \cdot x_i}{\sum W_i} \\ \bar{y} = \dfrac{\sum W_i \cdot y_i}{\sum W_i} \end{cases}$, $W_i = w \times A$ (واحد/واحدوزن) (۴)

P.216

۱- بارهای ثقلی زلزله و مرکز جرم طبقات

* در اینجا W_w وارد w_w ضرب نمی‌شود.

$\omega_{W_1} = 0.35 \times 1.85 \times 2.5 = 1.62$ T/m (۸) دیوار شمال و جنوب

$\omega_{W_2} = 0.25 \times 1.85 \times (3.6 - 0.3) = 1.53$ T/m دیوار شرق و غرب سالن

$\omega_{W_3} = 0.25 \times 1.85 \times 0.8 = 0.37$ دیوار جان پناه

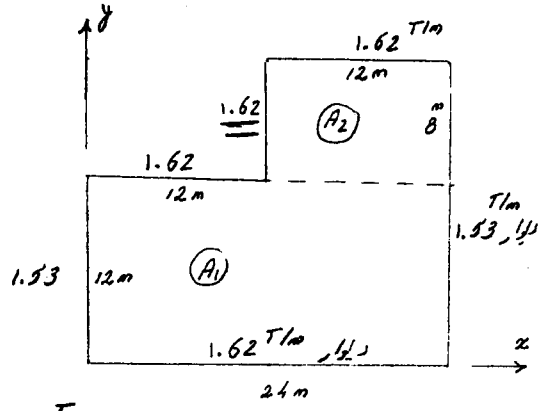
بار ثقلی طبقه $\omega_{xf} = 0.6$ (بار زنده) $+ 0.4 \times 0.35$ (بار برف تقلیل یافته) $+ 0.15$ (بار مرده) $= 0.89$ T/m²

بار ثقلی بام $\omega_{xR} = 0.6$ (بار زنده) $+ 0.2 \times 0.15$ (بار برف) $+ 0.6$ (بار مرده) $= 0.63$ T/m²

۱-۱- طبقات ۱ و ۲

$A_1 = 24 \times 12 = 288$ m²

$A_2 = 12 \times 8 = 96$ $\qquad \sum A = 384$ m²

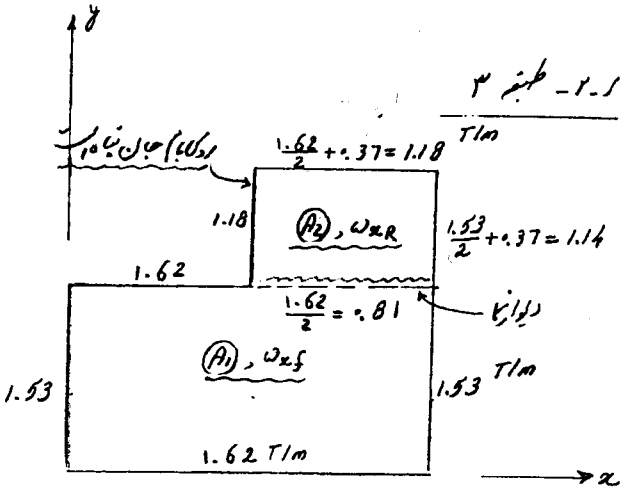


$W_x = 384 \times 0.89 + 1.62 \times 56 + 1.53 \times 32 = 481.5$ T $\qquad (56 = 2 \times 24 + 8)$

$\bar{x} = \left[0.89(288 \times 12 + 96 \times 18) + 1.62(2 \times 24 \times 12 + 8 \times 12) + 1.53 \times 2 \times 24\right] / 481.5 = 13.4$ m

$\bar{y} = \left[0.89(288 \times 6 + 96 \times 16) + 1.62(12 \times 12 + 8 \times 16 + 12 \times 20) + 1.53(12 \times 6 + 20 \times 10)\right] / 481.5 = 8.6$

۱-۲- طبقه ۳



$W_x = 288 \times 0.89 + 96 \times 0.63 + 1.62(24+12) + 0.81 \times 12 + 1.53 \times 2 \times 12 + 1.18(8+12) + 1.14 \times 8 = 453.3$ T

$\bar{x} = \left[288 \times 0.89 \times 12 + 96 \times 0.63 \times 18 + 1.62(24 \times 12 + 12 \times 6) + 0.81 \times 12 \times 18 + 1.53 \times 12 \times 24 + 1.14 \times 8 \times 24 + 1.18(8 \times 12 + 12 \times 18)\right] / 453.3 = 13.2$ m

$\bar{y} = \left[288 \times 0.89 \times 6 + 96 \times 0.63 \times 16 + 1.62 \times 12 \times 12 + 0.81 \times 12 \times 12 + 1.53 \times 2 \times 12 \times 6 + 1.18(8 \times 16 + 12 \times 20) + 1.14 \times 8 \times 16\right] / 453.3 = 8.1$ m

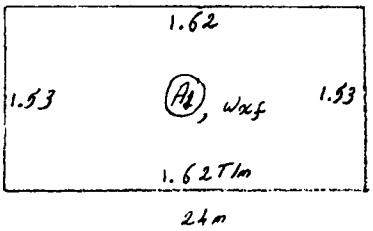
۱-۳- طبقه ۴

$W_x = 288 \times 0.89 + 2 \times 24 \times 1.62 + 2 \times 12 \times 1.53 =$

$= 370.8^T$

$\bar{x} = 12.0\ m$

$\bar{y} = 6.0$



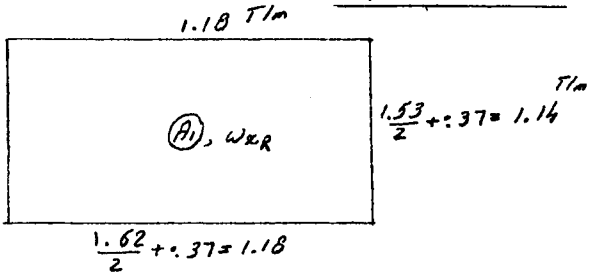
۱-۳- طبقه ۵ و بام

$W_x = 288 \times 0.63 + 2 \times 24 \times 1.18 + 2 \times 12 \times 1.14 =$

$= 265.5^T$

$\bar{x} = 12.0\ m$

$\bar{y} = 6.0$



۱-۴- بار کل طبقات

$W_{xT} = \sum W_x = 2 \times 481.5 + 453.3 + 370.8 + 265.5 = 2052.6\ T$

Check: $W_{xT} =$ (طبقات ۱، ۲، ۳) $(384 \times 2 + 288 \times 2) \times 0.89 +$ (بام) $(96 + 288) \times 0.63 + 2.5\,(1.53 \times 32 + 1.62 \times 56)$

(طبقه ۴ و ۵) $+ 2\,(1.62 \times 48 + 1.53 \times 24) + 0.37\,(48 + 24 + 28) = 2053.3^T$

محاسبه بار کل ساختمان (از پنجره دوم) برای صحت محاسبات

۲- نیروی جانبی زلزله وبرش در طبقات و مرکز برش

۲-۱- برش پایه

$V = C \cdot W_{xT}$

$C = A \cdot B \cdot I / R$

$A = 0.35$ زلزله خیلی زیاد شدید

$B = 2\left(\frac{T_0}{T}\right)^{2/3}$ ، $T_0 = 0.4$ ، خاک نوع III

$T = 0.07\ H^{3/4}$ (سازه بتنی کار) ، $T = 0.07 \times 18^{3/4} = 0.61^s$

$B = 2\left(\frac{0.4}{0.61}\right)^{2/3} = 1.51$

• مرکز برش در هر طبقه :

$$\begin{cases} \bar{x}_i = \dfrac{\sum_{j=i}^{n} F_j \cdot x_j}{\sum_{j=i}^{n} F_j} = x_{CV} \\ \bar{y}_i = \dfrac{\sum_{j=i}^{n} F_j \cdot y_j}{\sum_{j=i}^{n} F_j} = y_{CV} \end{cases}$$

n : تعداد طبقات ، (6)

P.416

$I = 1.2$ ضریب اهمیت

$R = 6.0$ قاب با شکل پذیری متوسط

$C = 0.35 \times 1.51 \times 1.2 / 6 = 0.106$

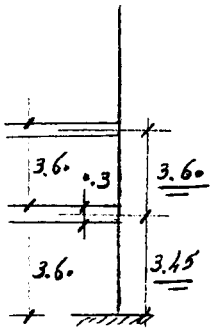
$V = 0.106 \times 2052.6 = \underline{218^T}$

$T < 0.7^S \rightarrow F_t = 0.0$

۲-۲- نیروی زلزله در طبقات

طبقه	W_x (T)	h_x (m)	$W_x h_x$	F_x	V_x
5	265.5	17.85	4739.2	51.9	51.9
4	370.8	14.25	5283.9	57.9	109.8
3	453.3	10.65	4827.6	52.9	162.7
2	481.5	7.05	3394.6	37.1	199.8
1	〃	3.45	1661.2	18.2	218.0
			$\Sigma = 19906.5$		

$$F_x = \frac{W_x h_x}{\Sigma W_x h_x} V$$



۲-۳- مرکز برش در طبقات

طبقه	F_x	مرکز جرم C_m		V_x	مرکز برش C_v	
		x	y		x	y
5	51.9	12.0	6.0	51.9	12.0	6.0
4	57.9	〃	〃	109.8	〃	〃
3	52.9	13.2	8.1	162.7	12.4	6.7
2	37.1	13.4	8.6	199.8	12.6	7.1
1	18.2	〃	〃	218.0	12.7	7.2

جدول ست به تفکیک زیر برای طبقه ۲ بدست آمده است :

$x_{CV} = (51.9 \times 12.0 + 57.9 \times 12.0 + 52.9 \times 13.2 + 37.1 \times 13.4) / 199.8 = 12.6\ m$

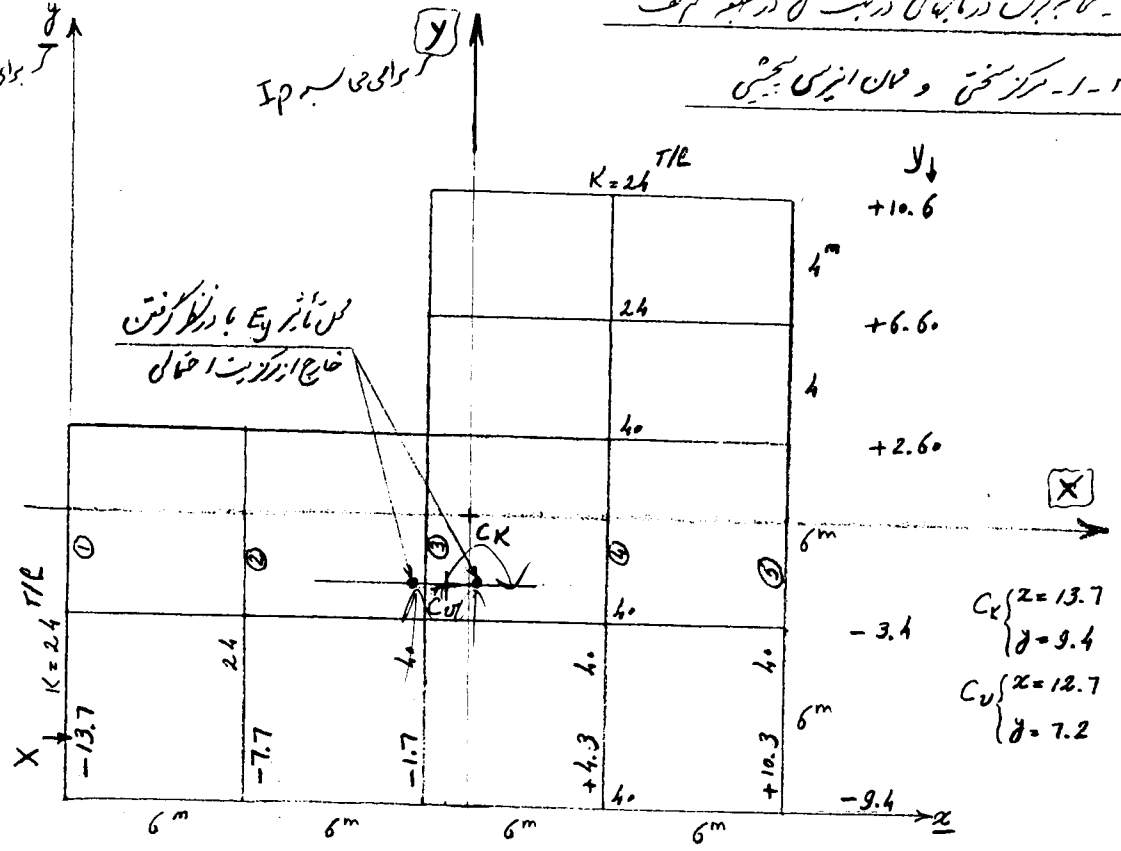
$y_{CV} = (51.9 \times 6.0 + 57.9 \times 6.0 + 52.9 \times 8.1 + 37.1 \times 8.6) / 199.8 = 7.1\ m$

• مرکز سختی در هر طبقه :

$$\begin{cases} \bar{x}_{CK} = \dfrac{\sum (Ky)i \times x_i}{\sum (Ky)i} \\ \bar{y}_{CK} = \dfrac{\sum (Kx)i \times y_i}{\sum (Kx)i} \end{cases}$$

۳ - محاسبه برش در ستاپهای در جهت Y در طبقه همکف

۳-۱- مرکز سختی و ممان اینرسی پیچشی



$x_{CK} = (24\times6 + 40\times12 + 40\times18 + 40\times24)/(3\times40 + 2\times24) = 13.7^{m}$ (168)

$y_{CK} = (40\times6 + 40\times12 + 24\times16 + 24\times20)/168 = 9.40$

$I_p = 24(13.7^2+7.7^2) + 40(1.7^2+4.3^2+10.3^2) + 4.(9.4^2+3.4^2+2.6^2) + 24(6.6^2+10.6^2)$

$= 19035.6\ (T/Cm)\,m^2$

۳-۲- ممان پیچشی

زلزله در جهت Y

$\begin{cases} e_x = 12.7 - 13.7 = -1.0^{m} \\ e_y = 7.2 - 9.4 = -2.2 \end{cases}$

$e_{ax} = 0.05\, l_x = 0.05\times24 = 1.2^{m}$ خارج از مرکزیت اتفاقی

$\bar{e}_x = -1.0 \pm 1.2 = \begin{cases} 0.2 \\ -2.2 \end{cases}$

$M_{Ty} = V_x \cdot \bar{e}_x = 218 \times \begin{Bmatrix} 0.2 \\ -2.2 \end{Bmatrix} = \begin{cases} 43.6 \\ -479.6 \end{cases}\ ^{T-m}$

• ظاهراً : $V_x = V_y$

$$V_i = \underbrace{\frac{Ky_i}{\sum Ky_i} V_y}_{V_1} + \underbrace{\frac{Ky_i \cdot x_i}{I_p} M_{Ty}}_{V_2}$$

• وقتی نیروی زلزله در جهت Y ← $\bar{e}_x$

$\bar{e}_y \leftarrow x$ " " " "

• $I_p = \sum (Kx)i \times y_i^2 + \sum (Ky)i \times x_i^2$

(y_i نسبت به CT ، x_i نسبت به CT)

۳-۳- برش در تابهای جهت y در هر کف

تاب	K_y	x	$K_y \cdot x$	$\frac{K_y}{\Sigma K_y} V_y$ (V_1)	$M_{ty} = -479.6$		$M_{ty} = 43.6$	
					$\frac{K_y \cdot x}{I_p} \cdot M_{ty}$ (V_2)	$V = V_1 + V_2$	$\frac{K_y \cdot x}{I_p} \cdot M_{ty}$ (V_1)	$V = V_1 + V_2$
①	24	-13.7	-328.8	31.1	8.3	39.4	-0.8	30.3
②	24	-7.7	-184.8	〃	4.7	35.8	-0.4	30.7
③	40	-1.7	-68.0	51.9	1.7	53.6	-0.2	51.7
④	40	4.3	172.0	〃	-4.3	47.6	0.4	52.3
⑤	40	10.3	412.0	〃	-10.4	41.5	0.9	52.8

← برش ای ماکزیمم

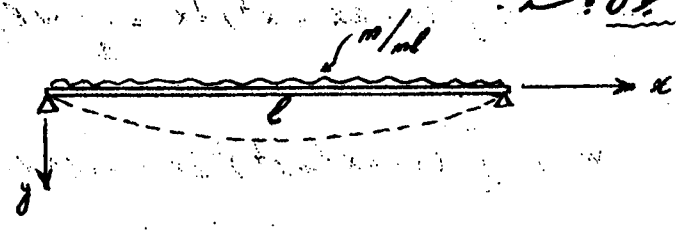
چنانچه جهت زلزله در استاد فی عکس شود، برش در تابها عیناً مانند اعداد بالا با علامات عکس خواهد بود.

مثال مربوط به تعیین پریود ارتعاشات طبیعی سازه‌ها

۱- تیری با تکیه‌گاه ساده و با جرم یکنواخت m در واحد طول در نظر است. پریود ارتعاشات طبیعی تیر را با استفاده از روش "رایلی" و "S.W." بدست آورید.

الف - روش "رایلی"

فرض می‌کنیم شکل قوس ارتعاش تیر سینوسی باشد.



• معادله فرض باید شرایط انتهاها را تأمین کند. شرایط ابتدا و انتهای تیر تأمین شود

$$y = \sin \frac{\pi x}{\ell}$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{\pi}{\ell} \cos \frac{\pi x}{\ell}$$

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{\pi^2}{\ell^2} \sin \frac{\pi x}{\ell}$$

$$\omega^2 = \frac{\int_0^\ell EI \left(\frac{d^2y}{dx^2}\right)^2 dx}{\int_0^\ell m y^2 dx}$$

باید حداقل انتگرال محاسبه شود

$$\int_0^\ell EI \left(\frac{d^2y}{dx^2}\right)^2 dx = \frac{\pi^4}{\ell^4} EI \int_0^\ell \sin^2 \frac{\pi x}{\ell} dx = \frac{\pi^4 EI}{2\ell^3}$$

$$\int_0^\ell m y^2 dx = m \int_0^\ell \sin^2 \frac{\pi x}{\ell} dx = \frac{m\ell}{2}$$

$$\omega^2 = \frac{\frac{\pi^4 EI}{2\ell^3}}{\frac{m\ell}{2}} = \frac{\pi^4 EI}{m\ell^4} \qquad \omega = \frac{\pi^2}{\ell^2}\sqrt{\frac{EI}{m}}$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2\ell^2}{\pi}\sqrt{\frac{m}{EI}}$$

صفحه 2/3

ب - روش "S.W."

منحنی تغییر شکل تیر زیر اثر بار یکنواخت $W = mg$ به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$y = \frac{wl^4}{24EI}(x - 2x^3 + x^4) \qquad x = \frac{x}{l} \qquad y_0 = \frac{wl^4}{24EI}$$

$$\omega^2 = \frac{g\int_0^l wy\,dx}{\int_0^l wy^2\,dx}$$

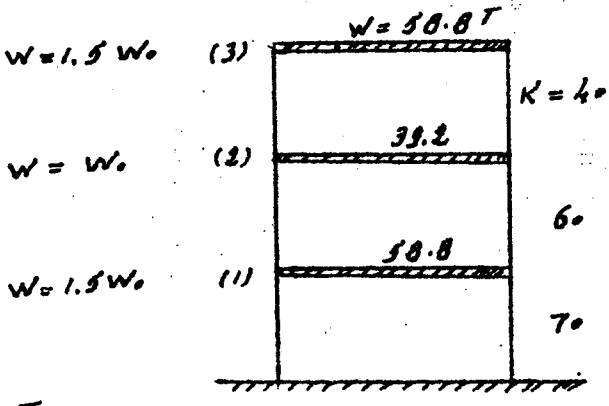
$$\int_0^l wy\,dx = \int_0^1 wyl\,dx = wly_0\int_0^1 (x - 2x^3 + x^4)\,dx = .2wly_0$$

$$\int_0^l wy^2\,dx = \int_0^1 wy^2 l\,dx = wly_0^2\int_0^1 (x - 2x^3 + x^4)^2\,dx = .049wly_0^2$$

$$\omega^2 = \frac{.2wly_0}{.049wly_0^2}g = \frac{4.1g}{y_0} = \frac{98.4EI}{ml^4}$$

مقدار π^4 در جواب روش (الف) برابر $\pi^4 = 97.2$ است. این مقدار تفاوت چندانی با 98.4 ندارد.

۲- تاب سه طبقه زیر مطلوب است. پریود نوسانات طبیعی تاب را در مد اول ارتعاشات با استفاده از روش "رین" و "S.W." بدست آورید.



$W_0 = 39.2\,T$

$K_0 = 40\,T/Cm$

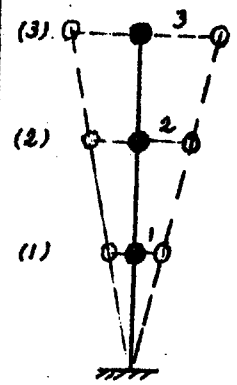
$\rightarrow M_0 = \frac{39.2}{9.8} \times \frac{1}{100} \rightarrow$ جرم باید

چون K برحسب T/cm است، برحسب cm/s^2 وارد می‌شود.

صفحه 3/3

الف - روش "ریلی"

در قدم اول ارتعاشات هر جرم یا تراز در یک لحظه حرکت می کند. فرض می کنیم شکل مود اول ارتعاش بصورت زیر باشد: تیرهای طبقه، تیرهای بالایی، برش طبقه، سختی بالایی، وزن طبقه



	e_j	m_j	K	$m_j g_j$	V	δx_j	x_j	$m_j e_j x_j$	$m_j x_j^2$
3	3	$1.5M_o$	$1.0K_o$	$4.5M_o$	$4.5M_o$	$\frac{4.5M_o}{K_o}$	$13.4\frac{M_o}{K_o}$	$6.3\frac{M_o^2}{K_o}$	$269\frac{M_o^3}{K_o^2}$
2	2	$1.0M_o$	$1.5K_o$	2.0	6.5	4.33	8.9	17.8	79
1	1	$1.5M_o$	$1.75K_o$	1.5	8.0	4.57	4.57	6.9	31
							$\Sigma =$	$85\frac{M_o^2}{K_o}$	$379\frac{M_o^3}{K_o^2}$

$$\omega^2 = \frac{\Sigma m_j e_j x_j}{\Sigma m_j x_j^2} = \frac{85\frac{M_o^2}{K_o}}{379\frac{M_o^3}{K_o^2}} = .23\frac{K_o}{M_o} = .23\frac{K_o g}{W_o} = .23\frac{40\times 980}{39.2} = 230$$

$$\omega = 15.2 \qquad T = \frac{2\pi}{15.2} = .41 \text{ sec.}$$

در محاسبه بالا وقت شود مقادیر x_j در طبقات (1)، (2) و (3) ترتیب متناسب با اعداد 1 و 1.95 و 2.93 هستند که خیلی نزدیک با اعداد فرض شده برای e_j هستند. اگر این مقادیر نزدیک با مقادیر e_j نباشند باید خود این اعداد را بعنوان e_j فرض کرده و محاسبات را تکرار کرد.

ب - روش "S.W."

	K	$F_j = W_j$	V	δy	y_j	$W_j y_j$	$W_j y_j^2$
$F_3 = 1.5W_o$	$1.0K_o$	$1.5W_o$	$1.5W_o$	$1.5\frac{W_o}{K_o}$	$5.16\frac{W_o}{K_o}$	$8.2\frac{W_o^2}{K_o}$	$45\frac{W_o^3}{K_o^2}$
$F_2 = W_o$	1.5	1.0	2.5	1.67	3.96	4.0	16
$F_1 = 1.5W_o$	1.75	1.5	4.0	2.29	2.29	3.4	8
					$\Sigma =$	$15.6\frac{W_o^2}{K_o}$	$69\frac{W_o^3}{K_o^2}$

$$\omega^2 = \frac{\Sigma W_j y_j}{\Sigma W_j y_j^2} g = \frac{15.6\frac{W_o^2}{K_o}}{69\frac{W_o^3}{K_o^2}} g = .23\frac{K_o}{M_o}$$

مقدار ω^2 همان عدد بدست آمده از روش ریلی است.

دانشگاه علم و صنعت ایران — امتحان درس بارگذاری — نیمسال دوم ۸۷-۸۶

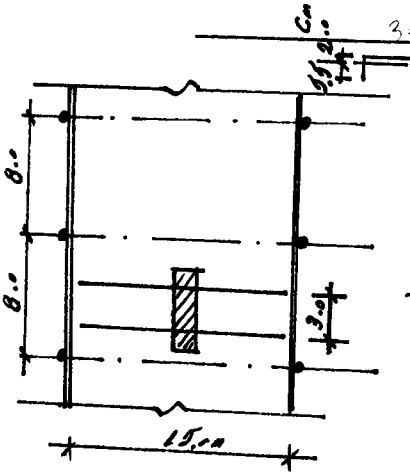
دانشکده مهندسی عمران — تیرماه ۸۷

۱- پلان روبرو متعلق به پوشش کف ای یک ساختمان ۶ طبقه است. این کف با سیستم تیرچه و بلوک ترکیب از تیرچه‌های دوبل و بلوک‌های دوبل به ضخامت ۳۸ سانتیمتر پوشانده می‌شود. عرض هر یک از تیرچه‌ها ۱۰ سانتیمتر و ابعاد بلوک‌ها ۴۰×۲۵×۱۵ سانتیمتر است. ضخامت دال بتن درجا ۸ سانتیمتر است. مشخصات بار زنده در کف ۳۵۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار برف ۱۵۰ است. بار متعلق به کف سازی ۲۰۰ و بار متعلق به نازک کاری ۵۰ می‌باشد

تعیین کنید:

الف- کف را برای چه بار زنده‌ای در واحد سطح طراحی می‌کنید؟

ب- ستون A در طبقه همکف چه بار زنده‌ای وارد می‌شود؟ تخفیف بار زنده منظور گردد.



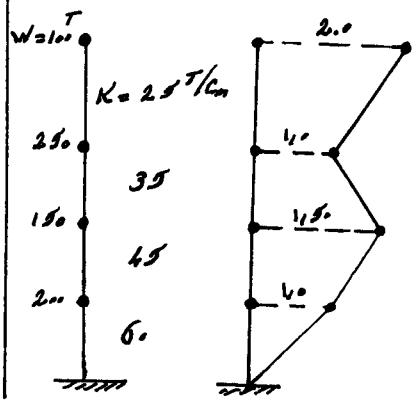
C { A= 98.8 Cm²
Iz = 8030 Cm⁴
Iy = 499 "

IPE400 { A= 84.5 Cm²
Iz = 23130 Cm⁴
Iy = 1320 "

۲- پای تیرهای زیری جزء اشکال کارخانه‌ای به صورت شکل روبرو و مقطع مرکب نشان داده شده بکار برده شده است. بگوئید آیا این تیر جوابگوی بارهای وارده هست یا نه؟

مشخصات جزء اشکال عبارتند از:

- وزن جزء اشکال: 15.0 T
- وزن ایرانیت: 1.0 T
- بار گرد سنبدی شود: 10.0 T



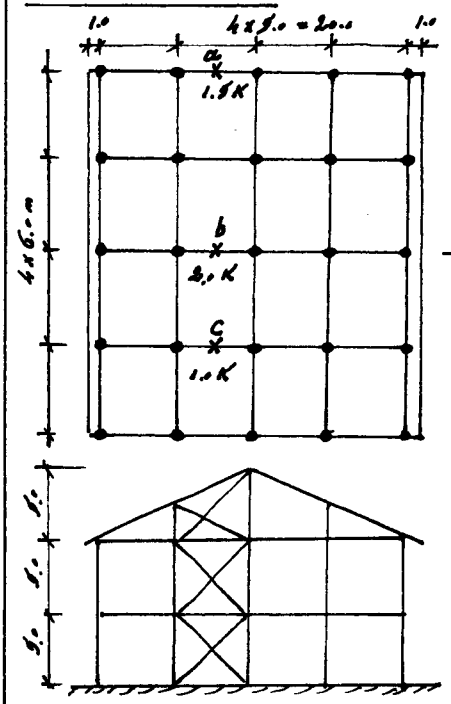
۳- ساختمان چهار طبقه‌ای مطابق شکل روبرو مدل شده است. وزن طبقات و سختی بین آنها در شکل داده شده است. شکل تقریبی مد ارتعاش اول سطابق شکل است. با یکی از روشهای تقریبی و شکل داده شده ارتعاش را بدست آورید. از روش رایلی استفاده کنید.

دانشگاه علم و صنعت ایران — امتحان درس بارگذاری — نیمسال دوم ۸۷-۸۶

دانشکده مهندسی عمران — تیرماه ۸۷

۴- سردخانه‌ای به ابعاد ۲۰ متر مطابق شکل روبرو پوشانده شده است.

هر جزء ۲۰×۲۰ متر یک واحد از سردخانه را تشکیل می‌دهد. پوشش سردخانه شیب دار است. تعیین کنید:

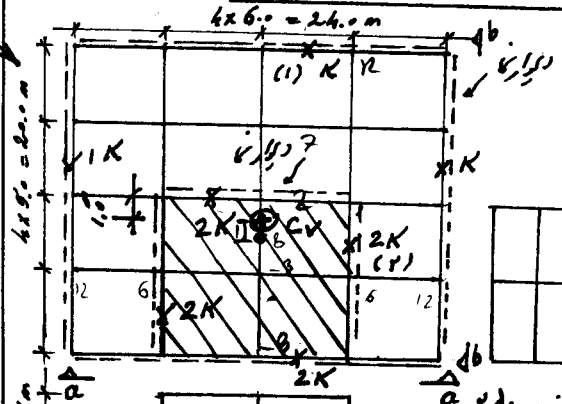


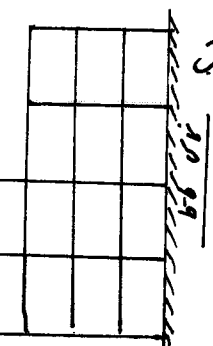
الف - نیروی وارده ناشی از باد در جهت عرض بر هریک از سطوح سردخانه و منتظر اثر آن

ب - اگر نیروی باد در جهت عرض توسط سه بادبند a و b و c با سختی‌های نشان داده شده تحمل شوند، مقدار برش ایجاد شده در هر بادبند در سطح زمین چه اندازه است؟

ج - اگر بادبند a توانائی تحمل تمام کشش را داشته باشد نیروی ایجاد شده در آن چه اندازه است. بادبند مجاور در این مطالعه حذف شده است.

۵- ساختمان ۵ طبقه اداری، واقع در تهران، مطابق شکل روبرو در نظر است بصورت سازه قاب ساختمان ساده همراه با بادبندی باشد.



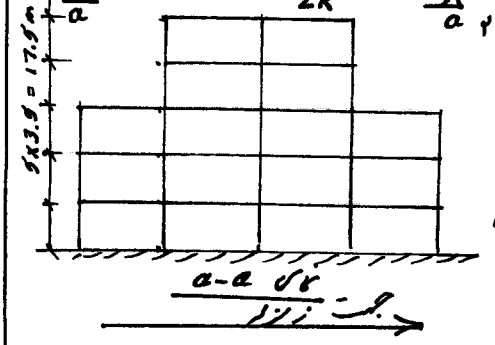


بارهای وارده بر ساختمان عبارتند از:

الف - طبقات: بار مرده ۶۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و نشیمنی ۱۵۰ و زنده ۲۵۰

ب - بام: " " ۷۰۰ " " و بار برف ۱۵۰

ج - دیوارهای اطراف: کلیه دیوارها قرار دارند در امتداد یک دیوار متن آگر. ضخامت ۲۰ سانتیمتر و ارتفاع ۲/۵۰ متر اند. جان پناه بام سبک است و نادیده گرفته می‌شود.



تعیین کنید
- مرکز برش در طبقه همکف را
- نیروی زلزله وارد بر ساختمان و چگونگی توزیع آن در ارتفاع را

۶- چنان چه در مسئله ۵ بار در نظر گرفته شده در مرکز جرم طبقه همکف متمرکز باشد و مرکز برش در محل دیوار متن آگر فرض شده است. اگر برش وارده در این طبقه ۵۰۰ تن باشد و آرایش بادبندها مطابق با شکل باشد، نیروی بادبندهای (۱) و (۲) چه برشی می‌بینند. سختی بادبندها روی کاغذ نوشته شده است.

تیرچه‌ها کمترین برش را بادبندها در این سقف برعهده دارند.

دانشگاه علم و صنعت ایران — امتحان درس بارگذاری — نیمسال دوم ۸۶-۸۵

دانشکده مهندسی عمران — بخش دوم

در ساختمان چهار طبقه با کاربری مسکونی و با پلان و مقاطع شکل زیر در شهر ساخته می‌شود. سیستم سازه ساختمان قاب اکسنتریک با هسته بتن آرمه با شکل پذیری زیاد است. در این ساختمان از سیستم قاب ساده نیز استفاده می‌شود. بارگذاری ساختمان عبارتست از:

کف ۱: مرده: $600\ kg/m^2$ ، زنده: 250 ، تیغه ۱: 100

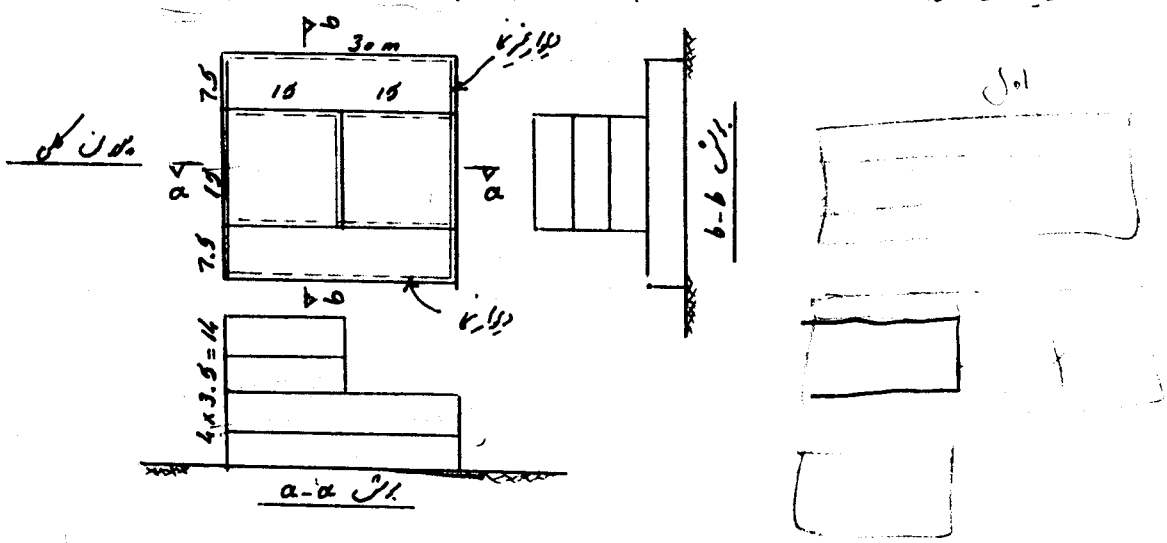
بام: مرده 700 ، برف: 150

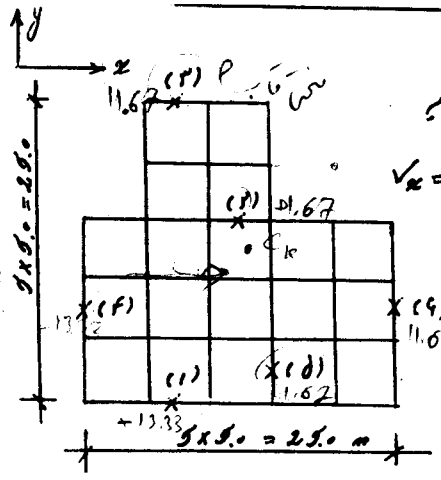
دیوار ۱: تا $900\ kg/m$ ، خیز تا $300\ kg/m$ ، جان پناه $100\ kg/m$

(توجه شود بار دیوار بر تراز طبقه در پلان است)

زمین بر اساس طبقه بندی زلزله از نوع III است. فرض کنید کلیه دیوارها در راستای شمال و جنوب از نوع تیغه و در راستای شرق و غرب از نوع خیز تا هستند.

تقسیم کننده نیروی زلزله ایجاد شده در طبقات و همچنین اثر برش ناشی از آن را در طبقه همکف را.





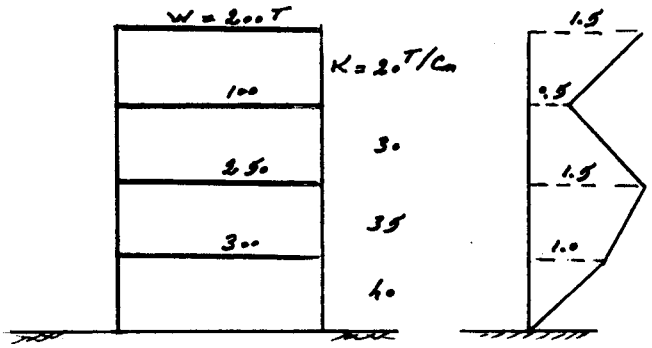
سیستم قاب ساده

در ساختمان مطابق پلان زیر بارسنجی شده است. بخش عمده بار کلیه بارسنجها یکی شده. اگر برش ناشی از زلزله در طبقه همکف $V_x = 100^T$ باشد و مرکز برش منطبق بر مرکز هندسی پلان باشد، نگونه برش ایجاد شده در بارسنجهای (۲)، (۳)، (۵) چه اندازه است. بدون محاسبات اتفاقی در جهت افزایش برون محوری موجود سنگینی گردد.

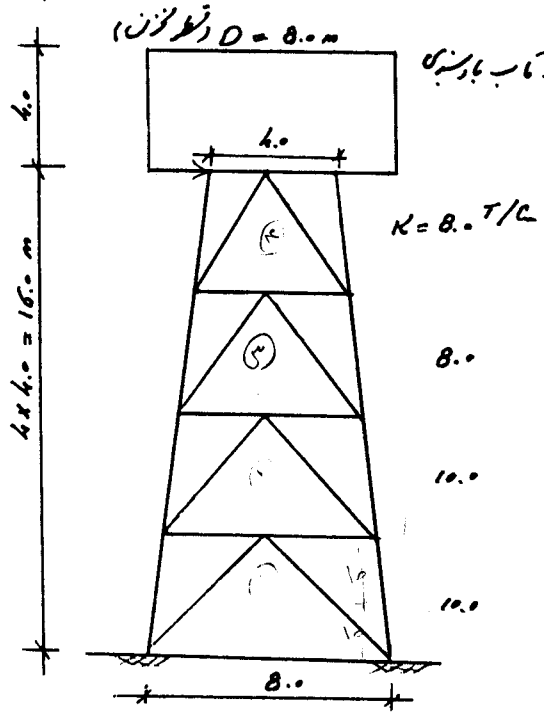
دانشگاه بهمور و صنعت ایران — امتحان درس بارگذاری — نیمسال دوم ۸۶-۸۵

دانشکده مهندسی عمران — بخش دوم

۳- در قسمتی از یک کارخانه صنعتی توزیع وزن و سختی در طبقات بصورت شکل زیر است. اگر در اثر تحلیل این ساختمان شکل نشان داده شده زیر پیش بینی شود، پریود ارتعاشات ساختمان چه اندازه خواهد بود؟ مسئله را با استفاده از روش "ریلی" حل کنید و با روش SW کنترل نمائید.



۴- یک مخزن کرب با ظرفیت ۲۰۰ تن مکعب در کارخانه‌ای در تهران به شکل زیر ساخته می‌شود. مخزن بر روی چهار تاب بارسنجی شده در اطراف نصب می‌شود. وزن مخزن بدون آب ۵۰ T است پریود ارتعاشات طبیعی و بارهای ناشی از زلزله که پیش بینی می‌شود در این مخزن ایجاد شود محاسبه نمائید. زمین محل مخزن از نوع III گزارش شده است. سختی بارسنجها بر روی شکل نشان داده شده است. کدام یک از راههای گفته شده در جای این زلزله چه تغییر مکان جانبی در مخزن انتظار دارید.



اعداد در ارتباط با سختی بارسنجها مستقل با یک تاب بارسنجی شده است.

$I = K\Delta$

دانشگاه علم و صنعت ایران
دانشکده مهندسی عمران

استاتیک پیشرفته بارگذاری

نیمسال دوم ۸۶-۸۵
بخش اول

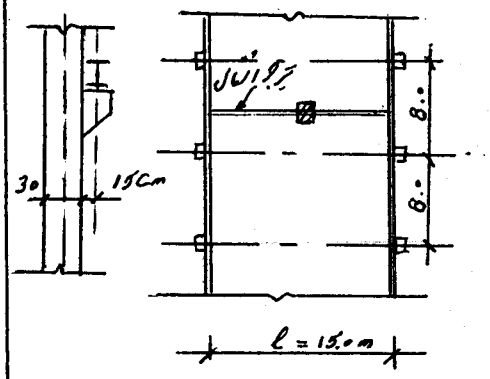
۴- جرثقال سقفی انباری به صورت شکل روبرو است. پل جرثقال از یک تیر تشکیل شده است. مشخصات جرثقال عبارتند از:

وزن جرثقال: ۱۰ تن، وزن ارابه: ۵ تن

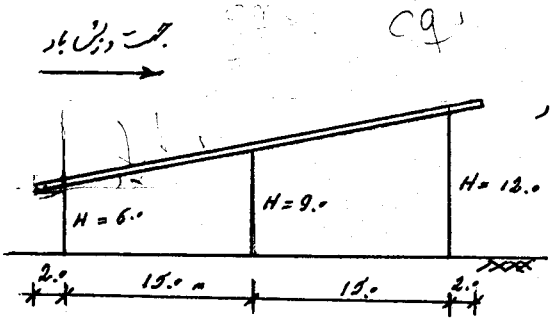
باری که منتقل می‌شود: ۲۰ تن

مهندس تیرزیرسقفی جرثقال را برای چه حالت‌هایی طراحی می‌کند.

ستون برای چه حالتی طراحی می‌شود؟



۵- سقف کارخانه‌ای با شیب ۱٪ مطابق شکل روبرو به فواصل 4.0 m از یکدیگر پوشانده شده است. سرعت باد در منطقه 150 Km/h است و منطقه دارای ساختمان‌های کم و درختان پراکنده است. مطلوب است: تعیین نیروی ناشی از باد به هر قاب را. بگونه‌ای ستون برای چه باری باید طراحی شود. ستون را بصورت کنسول کار می‌کند.

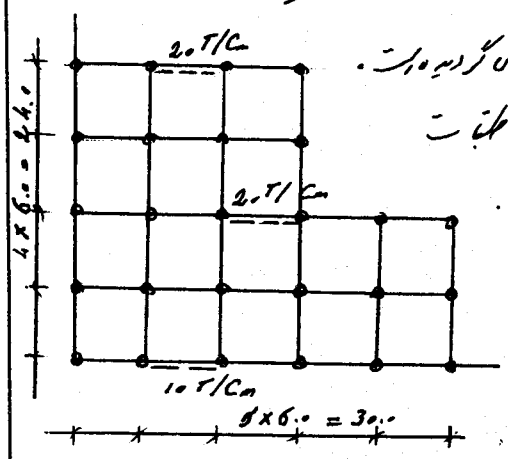


۶- پلان زیر سقف یک ساختمان شش طبقه است که مطابق شکل بارگذاری گردیده است. بارهای گسترده دارای شدت‌های یکسان بر مساحت‌شان وارد شده‌اند. ارتفاع طبقات 4.0 m است. ساختمان در تهران و در یک ناحیه خلوت ساخته شده است.

مطلوب است:

۱- چه بارهایی در هر طبقه حرکت به ساختمان وارد می‌شود؟

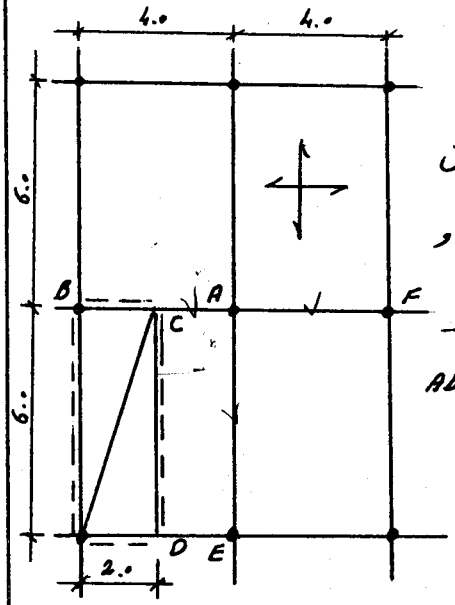
۲- نیروی ایجاد شده در هر یک از بادبندها در هر طبقه حرکت چه اندازه است؟



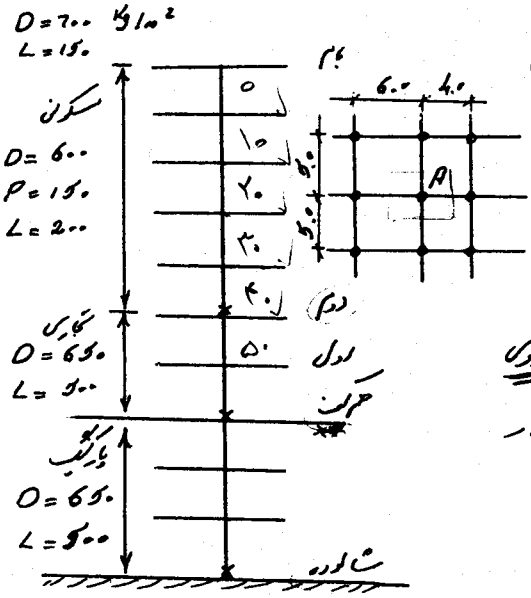
دانشگاه بین‌المللی خلیج فارس — امتحان درس بارگذاری — نیمسال دوم ۸۶-۸۵

دانشکده مهندسی عمران

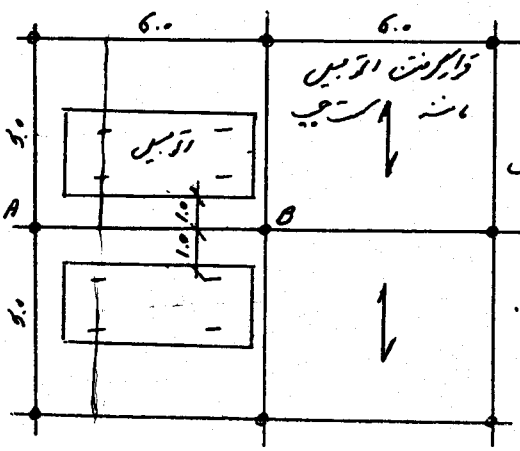
بخش اول



۱- پیوان روبرو قسمتی از کف طبقات تیپ در یک ساختمان شش طبقه است که بوسیله تیر-دال پوشانده می‌شود. ضخامت دال 20 cm است. این کف علاوه بر وزن دال باریک‌سازی و نازک‌کاری به مقدار $200\ kg/m^2$ و بار متحرک تیغه‌ها به مقدار $100\ kg/m^2$ را تحمل می‌کند. در اطراف بازشو دیوار وجود دارد که وزن یک مترمربع آن $400\ kg/m^2$ است. تعیین کنید برای AB و AE و AF را برای چه بارهائی طراحی می‌کنید. مقدار کل بار وارده و توزیع آنها را در هر تیر بدست آورید.



۲- ستون A در شکل زیر متعلق به یک ساختمان هفت طبقه با کاربری تجاری - مسکونی است که در تهران ساخته می‌شود. ساختمان دارای سه طبقه پارکینگ در زیر زمین است. بار وارده بر کف از طبقات مختلف به صورتی است که در شکل نشان داده شده است. نگونه‌ی ستون A را در طبقات دوم، همکف و پارکینگ برای چه بارهای وزنده‌ای طراحی می‌کنید. کمینه بار زنده را مشخص کنید.

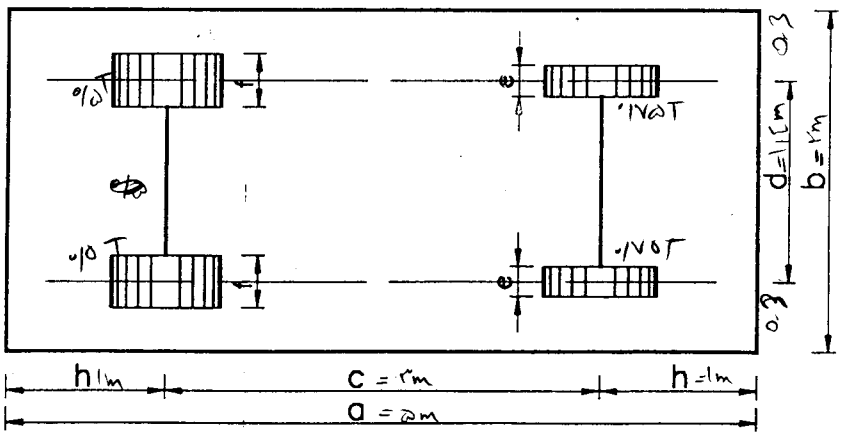


۳- تیر AB در پیوان روبرو متعلق به یک پارکینگ در یک ساختمان مسکونی است. پارکینگ برای اتوبیل 2.5 طراحی می‌شود. فرض کنید مشخصات استاندارد اتوبیل‌ها یکسان بوده و حداقل فاصله مستطیل فضای اتوبیل از محور AB برابر با 1.0 m باشد. نگونه‌ی تیر AB را برای چه نگونه‌ای طراحی می‌کنید. تیر را ساده فرض کنید. این نگونه را با مشخصات خودتان در آئین‌نامه مشخص کنید.

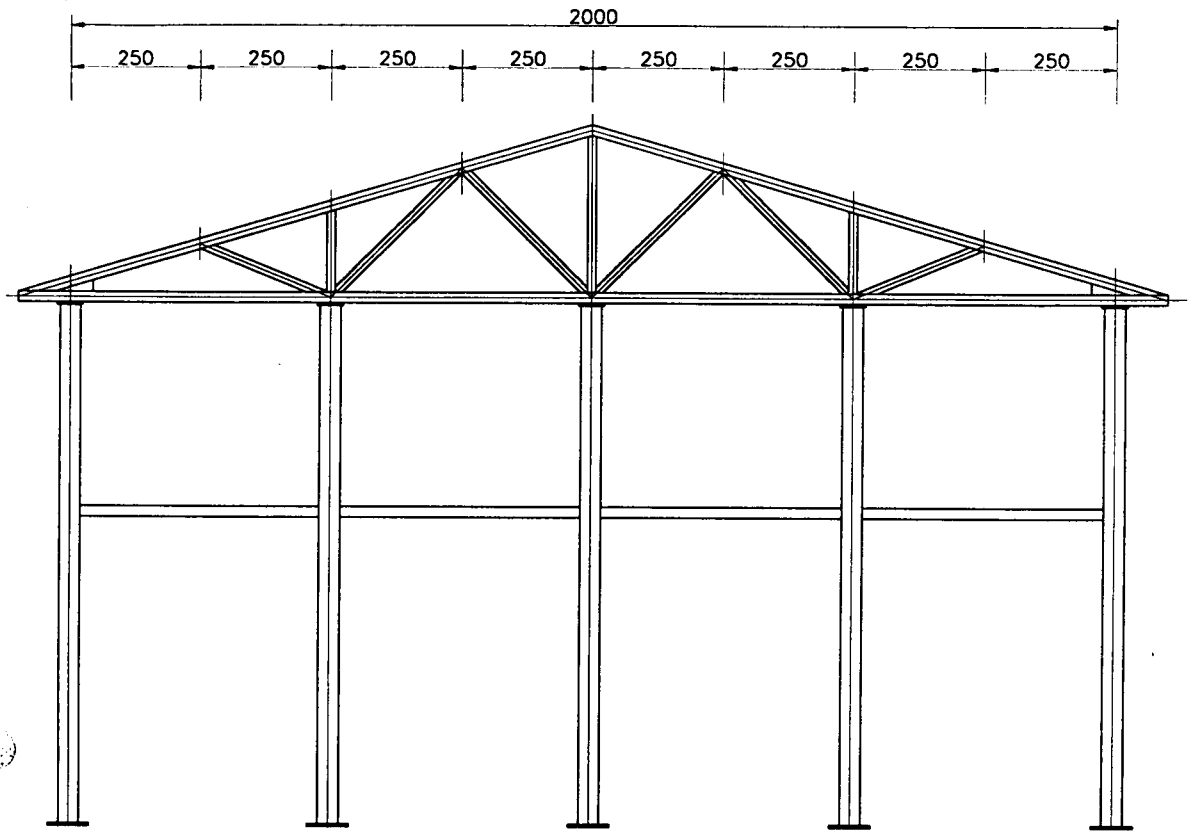
مشخصات ماشین ها برای پارکینگ

آئین‌نامه ۵۱۹ (ویرایش قبلی)

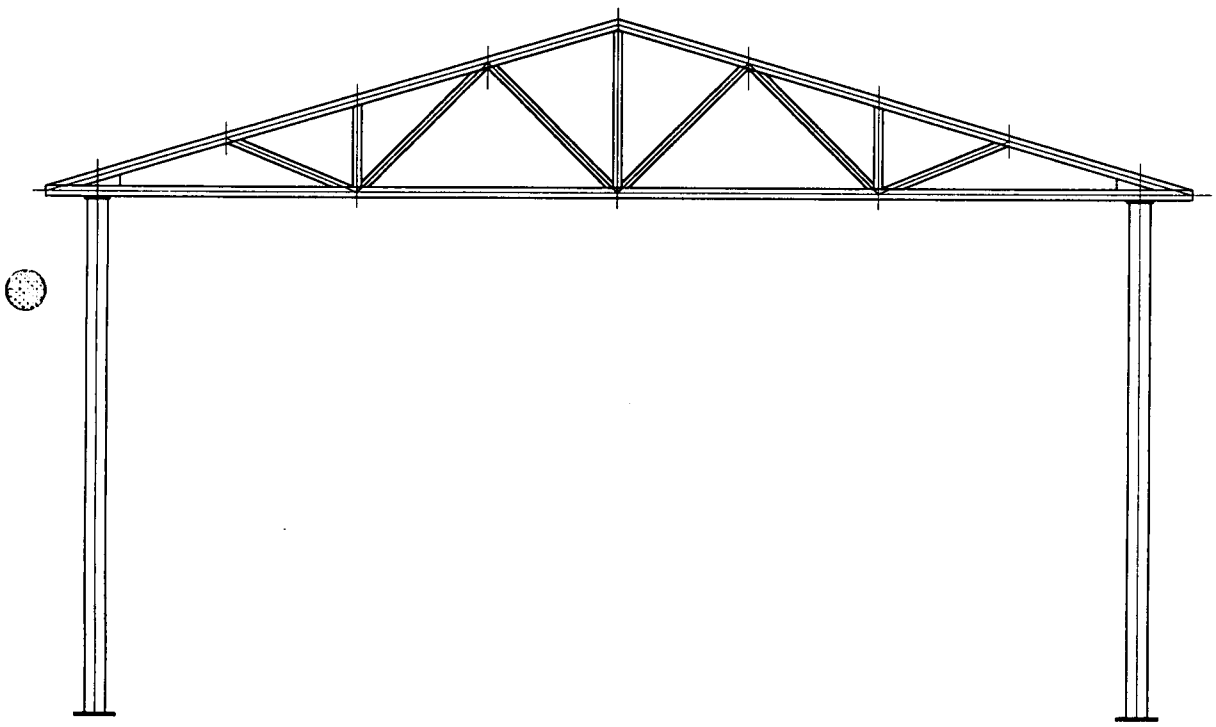
وزن کل ماشین (تن)	بارچرخ (تن)		اندازه‌های ماشین (متر)						
	هرچرخ جلو	هرچرخ عقب	a	b	c	d	h	e	f
۱٫۵	۰٫۳	۰٫۴۵	۴٫۰	۱٫۵	۲٫۵	۱٫۲	۰٫۷۵	۰٫۰۸	۰٫۱۴
۲٫۵	۰٫۵	۰٫۷۵	۵٫۰	۲٫۰	۳٫۰	۱٫۴	۱٫۰	۰٫۰۸	۰٫۱۸
۶٫۰ ← مربوط به ماشین حمل بار	۰٫۷۵	۲٫۲۵	۶٫۰	۲٫۵	۳٫۰	۱٫۶	۱٫۵	۰٫۰۸	۰٫۱۸
۹٫۰	۱٫۵	۳٫۰	۶٫۰	۲٫۵	۳٫۰	۱٫۶	۱٫۵	۰٫۱۲	۰٫۲۴



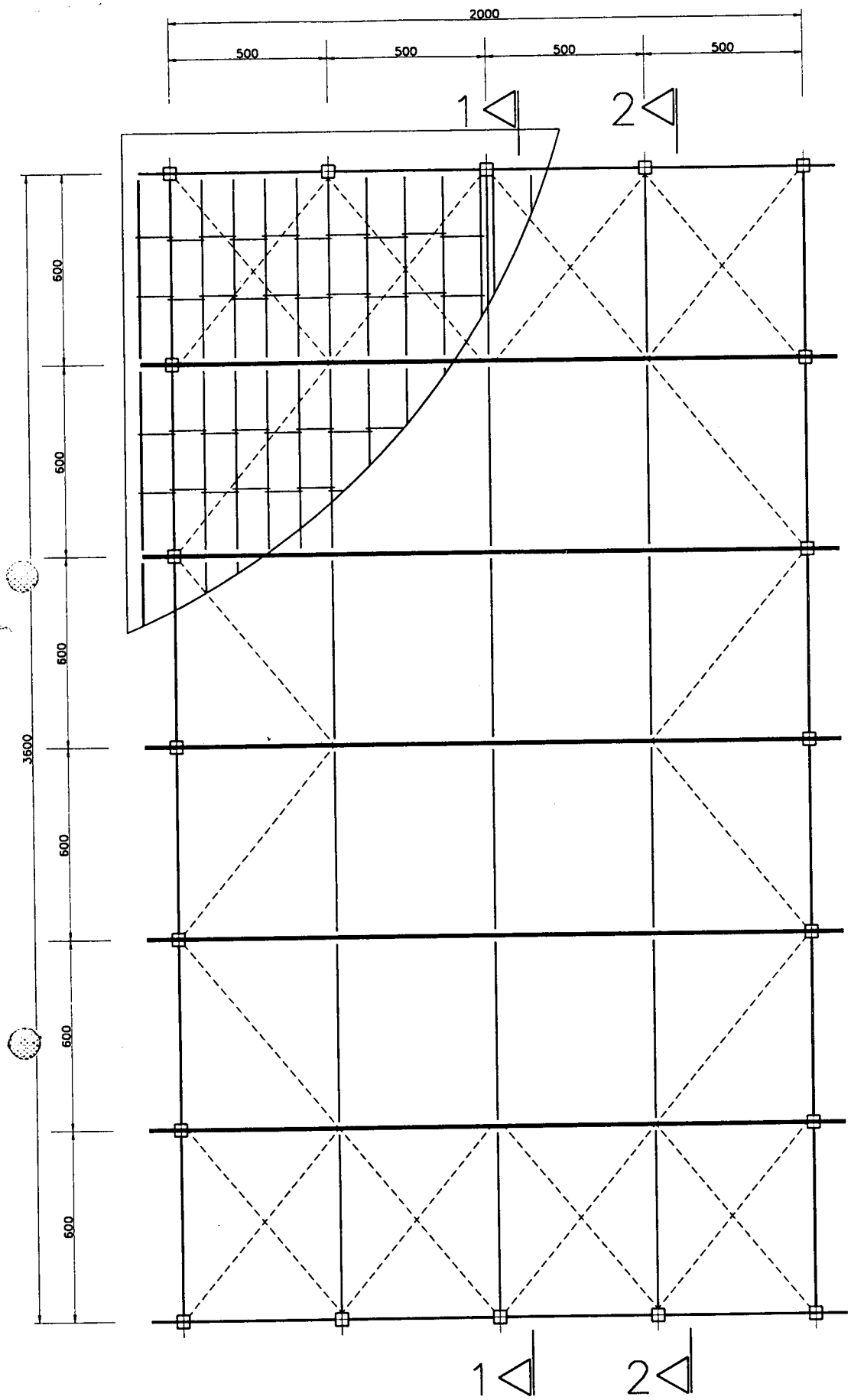
جزئیات ابعاد ماشین در پلان



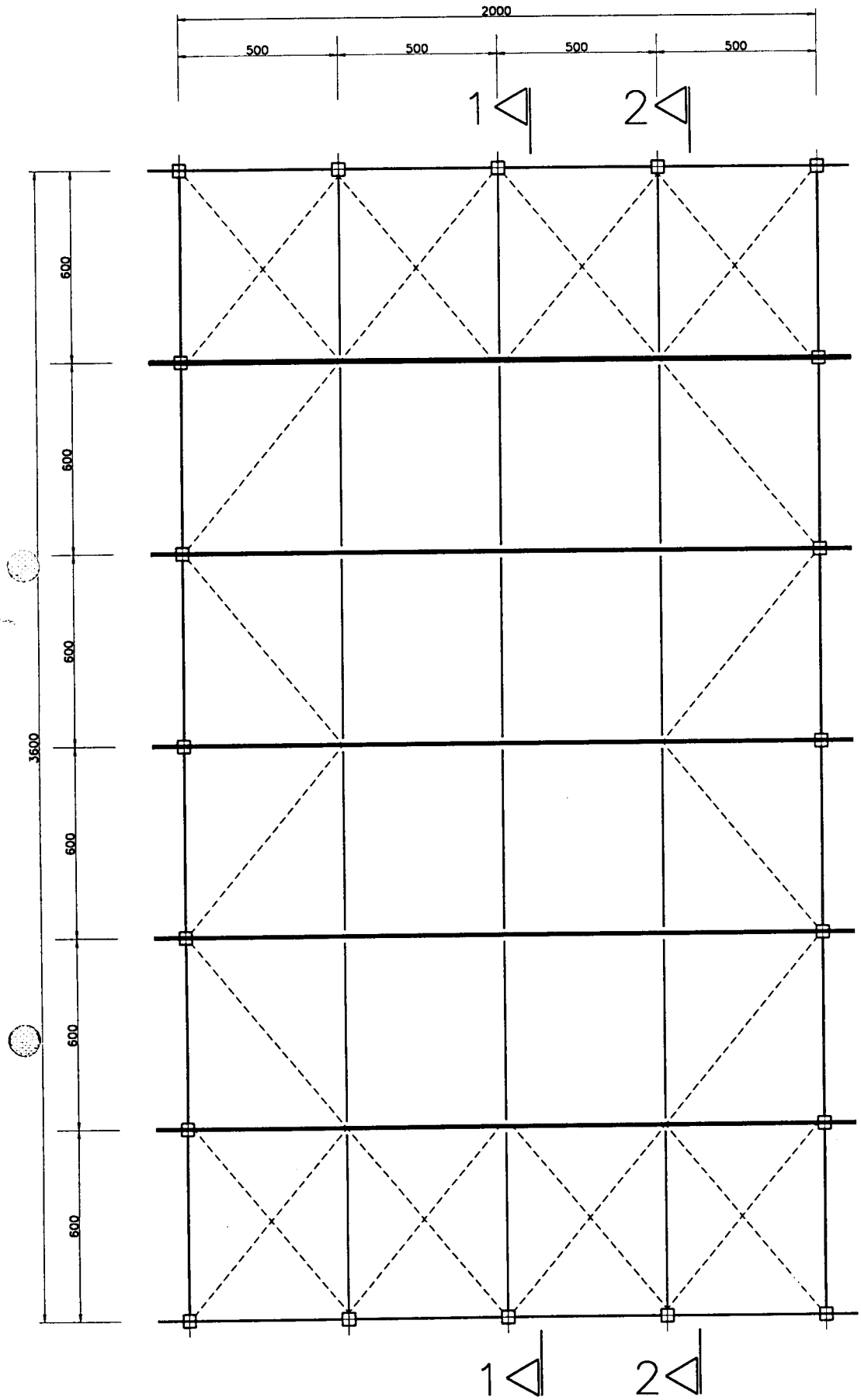
نمای عرضی



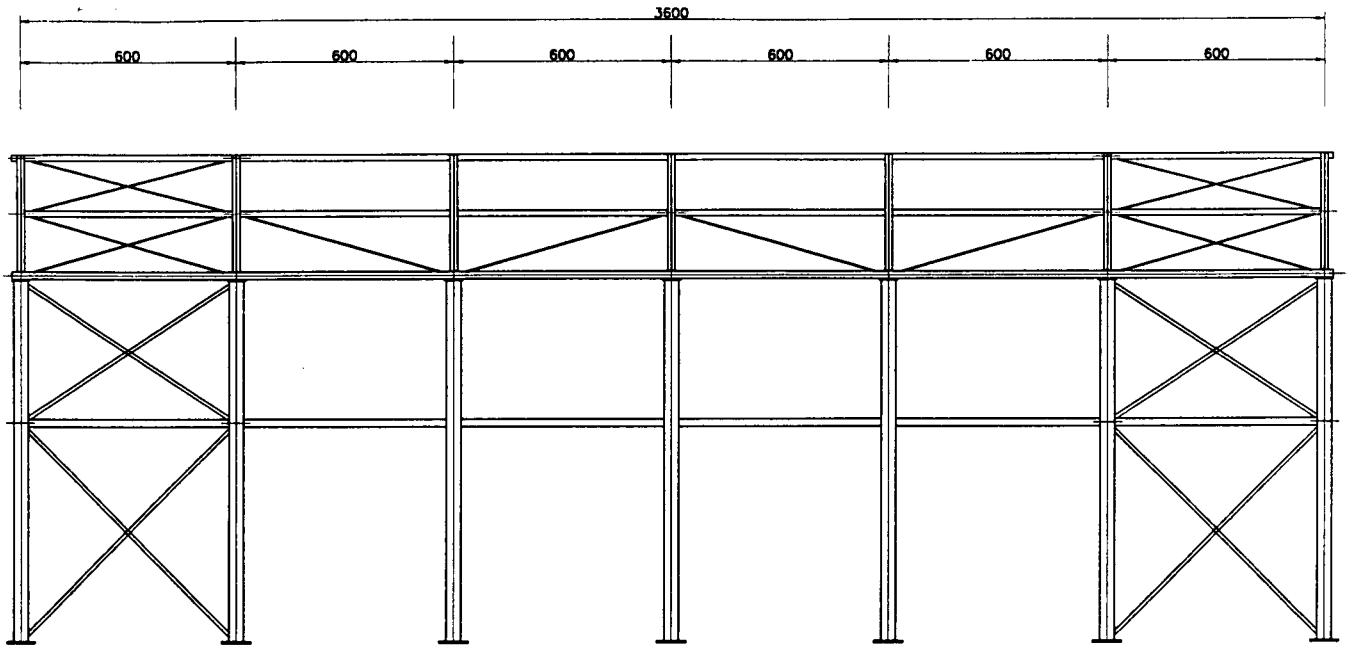
برش عرضی



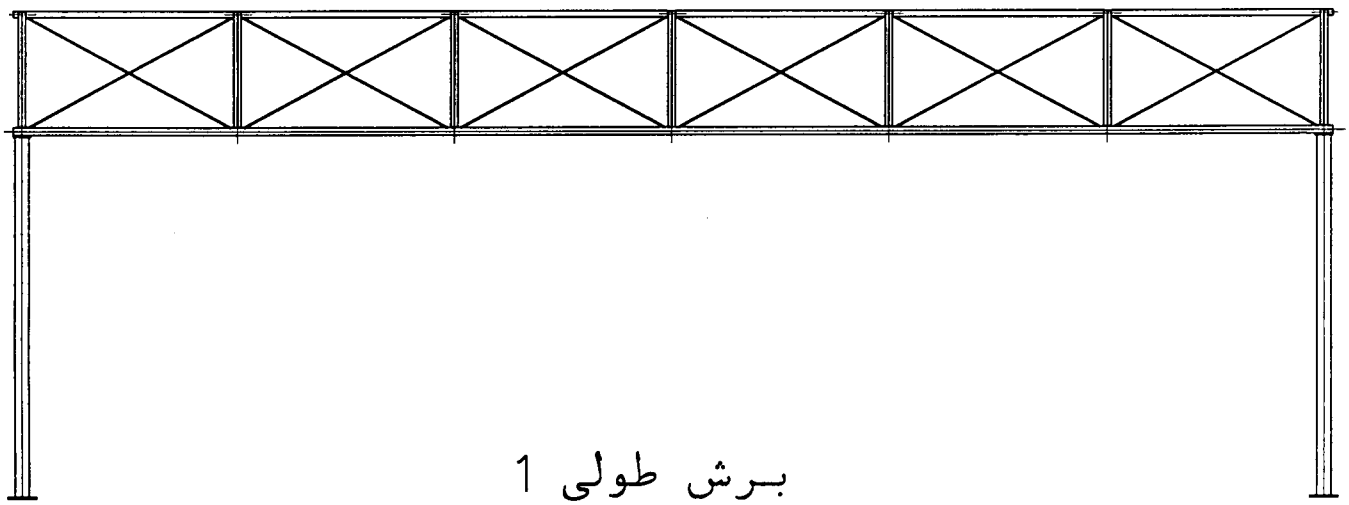
پلان تیرریزی و بادبندی در رو



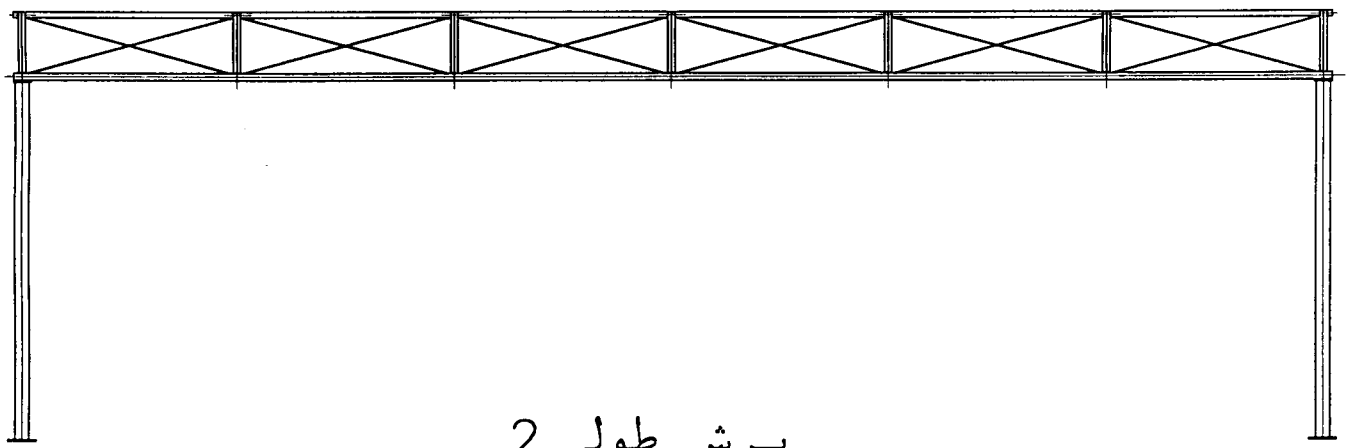
پلان بادبندی در زیر



نمای طولی



برش طولی 1



برش طولی 2

بار مرده

۱- محاسبه وزن :
- ۱m دیوار سراسری
- ۱m دیوار پنجره دار
- ۱m جان پناه

- $1m^2$ کف طبقات = $\%\alpha LL + DL$
- $1m^2$ کف بام = برف $\%\alpha$ + DL

۲- محاسبه بار زلزله طبقات و بام + اگر نیاز بود مرکز جرم بام و طبقات :

- $W =$ مساحت $\times W_{کف} + \frac{1}{2} \times$ طول $\times W_{دیوار پایین} + \frac{1}{2} \times$ طول $\times W_{دیوار بالا}$

  بام : جان پناه $W \times$ طول +

- $x = \frac{\sum W_{Ai} \cdot A_i \cdot x_A + \sum W_w \cdot L_w \cdot x_w}{W}$ ، y

۳- محاسبه بار کل طبقات برای زلزله همان W_{Tx} .

۴- محاسبه نیروی جانبی : $T = 0.07$ یا $0.08\ H^{3/4}$

- $V = C\, W_{Tx}$, $C = \frac{A B I}{R}$
- A , I , R : آیین نامه
- B & S , T_0 , T_S , T
- اگر $F_t = T \times 0.07$ → بام $V = \surd$,

۵- تعیین توزیع نیرو در ارتفاع :

طبقه	ارتفاع ← صفر اول معمولا ارتفاع $\frac{\text{ارتفاع طبقه}}{2}$	W ← وزن هر طبقه	wh	F	V ← چقدر برش از بالا
n					
n-1					
...					

$$F = \frac{w_n h_n}{\sum h_n w_n} (V - F_t)$$

۶- تعیین مرکز برش :

طبقه	F	x_m	y_m	V	x_v	y_v
n	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
⋮						
۱						

- $x_{vi} = \frac{\sum_{j=i}^{n} F_j \cdot x_{mj}}{V_i}$, y

۷- محاسبه برش وارده در پایین هر طبقه :

۱-۷- محاسبه مرکز سختی و فاصله بعضی طبقه :

- $\bar{x}_K = \frac{\sum K_y \cdot x}{\sum K_y}$, $\bar{y}_K \rightarrow$ x و y نسبت به (۰,۰)
- $I_p = \sum K_y \cdot x^2 + \sum K_x \cdot y^2 \rightarrow$ y و x نسبت به $(\bar{x}_K, \bar{y}_K)$

۲-۷- محاسبه بدون تعوری و مقدار ممان :

- $e = c_v - c_K \lessdot \begin{matrix} e_x \\ e_y \end{matrix}$ $\rightarrow \bar{e} = e + e_a$
- $e_a = \pm 0.05\, L \lessdot \begin{matrix} e_{ax} \\ e_{ay} \end{matrix}$
- $M = V \cdot \bar{e} = V_x \cdot \bar{e}_y$ یا $V_y \cdot \bar{e}_x \lessdot \begin{matrix} 1 \\ 2 \end{matrix}$

۳-۷- محاسبه برش در طبقه قابها : V_1 V_2

- قاب در جهت x : $V = \frac{K_x}{\sum K_x} V + \frac{K_x \cdot y}{I_p} M$, y نسبت به $(\bar{x}_K, \bar{y}_K)$
- قاب در جهت y : $V = \frac{K_y}{\sum K_y} V + \frac{K_y \cdot x}{I_p} M$, x نسبت به $(\bar{x}_K, \bar{y}_K)$

قاب	K_x	K_y	x	y	$K_x \cdot y$	$K_y \cdot x$	V_1	V_2'	V_2''	V'	V''
۱	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓
⋮							$V \cdot \frac{K_y}{\sum K_y} \pm V \cdot \frac{K_y \cdot x}{I_p}$	$V \cdot \frac{K_x}{\sum K_x}$	$\pm V \cdot \frac{K_x \cdot y}{I_p}$	$V_1 + V_2'$	$V_1 + V_2''$

بنام خدا

حل تمارین مبحث بارگذاری

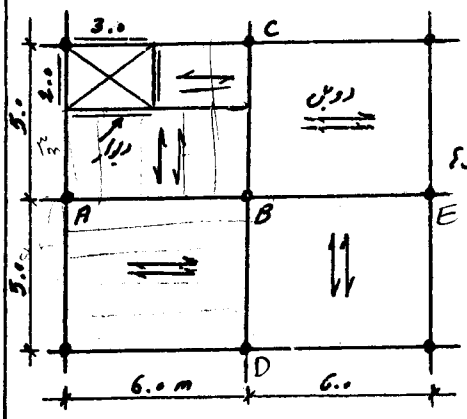
الف) بار مرده و زنده

ب) بار لغزنده و جرثقیل

ج) بار باد

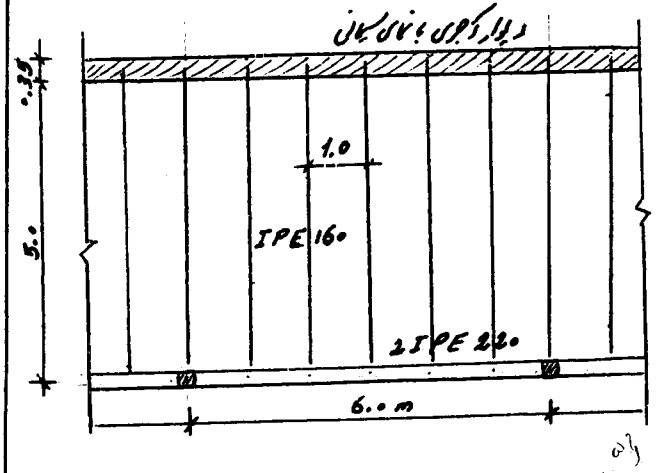
محمدمهدی مداح

۱- پلان روبرو قسمتی از یک ساختمان پنج طبقه مسکونی در شیراز است. کف سازه این ساختمان با سیستم تیرچه و بلوک ساخته می‌شود. بلوک‌ها با ابعاد 25×40×20 cm و به وزن 12 Kg اند. ضخامت دال روی بلوک‌ها 6 cm است. بار تیغه‌ی کف سازی و نازک کاری در طبقات 150 Kg/m² و در بام 120 Kg/m²، بار تیغه‌ها 250 Kg/m² و وزن دیوارهای داخلی 160 Kg/m² است. ارتفاع طبقات 3.3 m کف تا کف است. بار مرده و زنده یک متر مربع کف را به دست آورید و تعیین کنید تیرهای AB و BC را برای چه بارهایی طراحی می‌کنید. بار وارده به ستون B روی شالوده را به دست آورید.

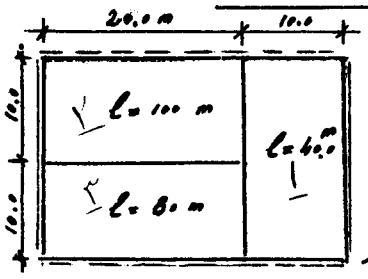


۲- پلان روبرو قسمتی از یک ساختمان دو طبقه مسکونی در شهر است که کف سازه‌ی آن با سیستم طاق ضربی ساخته می‌شود. کف سازی در طبقه عبارت است از پوکه‌ریزی برای شیب‌بندی به ضخامت 5 cm، پوکه‌سیمانی برای محکم‌کاری به ضخامت 5 cm، موزائیک و ملات ماسه‌سیمان، و در بام 10 cm پوکه‌ریزی برای شیب‌بندی، 2.5 cm ملات ماسه‌سیمان، سه لایه قیر و گونی، 5 cm کاه‌گل است. نازک کاری شامل 10 cm گچ و خاک و 2.5 cm گچ کاری است.

بار تیغه‌ها در طبقات 100 Kg/m² است. وزن یک متر مربع سقف را در طبقه و در بام تعیین کنید و بدانید با یک متر طول دیوار به روی شالوده چه بارهای مرده و زنده‌ای وارد می‌شود. نیروی فشاری وارده به دیوار را محاسبه نمائید و تنش مجاز برای این دیوار را مشاهده نمائید.

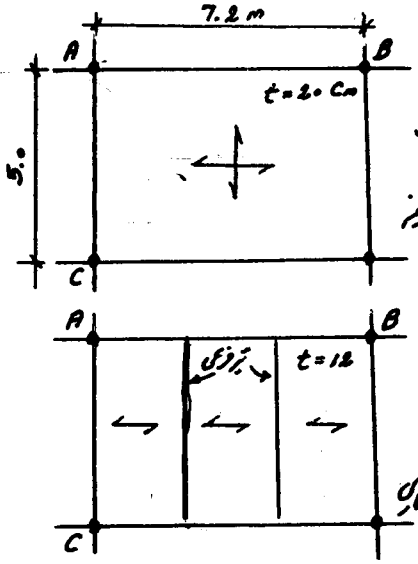


۳- پلان یکی از طبقات تیپ یک ساختمان که متشکل از سه واحد اداری است، مشابه شکل مقابل است. هر واحد توسط دیوار جدا شده است. دیوارهای شمال و جنوب که بازشو دارند از آجر فشاری به ضخامت 22 cm همراه با نمای گچی اند و مشابه یک دیوار آپارتمان به ارتفاع 3.3 m اند. دیوارهای شرق و غرب از آجر فشاری به ضخامت 22 cm همراه با نمای سیمانی اند. دیوارهای داخلی از آجر سفال مجوف به ضخامت 20 cm و تیغه‌های داخلی از نوع گچی به ضخامت 8 cm اند. طول تیغه‌ها در هر واحد روی شکل نشان داده شده است. با برش از دیوارها ابعاد کنید و روی پلان نشان دهید. بار مرده‌ی تیغه‌ها را به دست آورید. ارتفاع طبقه 3.4 m و ضخامت سقف 30 cm است. مشخصات ساختمان دیوارها مشابق صفحه است.



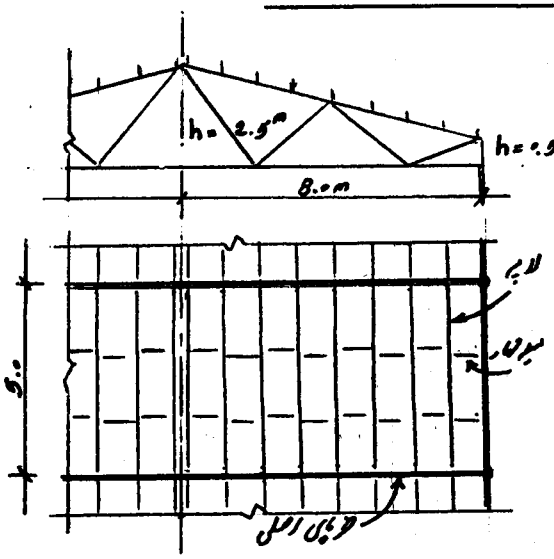
۴- پیلان رو برو قسمتی از کف سازه یک ساختمان تجاری است که با سیستم دال بتن آرمه ساخته می شود. اسکلت ساختمان از نوع فولادی است. برای کف سازه ای دو گزینه در نظر گرفته شده است. در اولی از دال بتن آرمه دوطرفه و در دومی از دال بتن آرمه یکطرفه استفاده می شود. تیرهای اصلی AB و AC را در این دو گزینه طراحی کنید و وزن آن را با یکدیگر مقایسه نمائید.

تیرها را در جهت دهانه کوتاه در نظر بگیرید و با استفاده از روش کرانس نگاری آنها را تعیین کنید. اثر ستون ها را نادیده بگیرید. بار تیغه کشی و نازک کاری $150\ kg/m^2$، بار تیغه بندی $100\ kg/m^2$ و بار زنده $400\ kg/m^2$ می باشد.

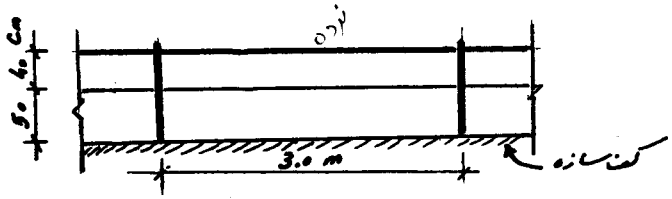


۵- پوشش سقف یک انبار به صورتی است که در شکل روبرو قسمتی از پلان و خرپای اصلی آن نشان داده شده است. پوشش با ورق آلومینیوم موجدار گالوانیزه ساخته می شود. لاپه ای این سقف را از پروفیل نبشی انتخاب و طراحی کنید. میله های مهاری را نیز طراحی نمائید.

بار مرده $30\ kg/m^2$ و بار برف $150\ kg/m^2$ می باشد.



۶- سازه زیر نمای قسمتی از جان پناه یک فضای باز در یک مدرسه است که با کرلاسا ساخته می شود. تعیین کنید اعضای این سازه را برای چه نوع بارگذاری طراحی می کنید. کرلاها را انتخاب کنید. بار وارد به کرلا میانی را دوسوم بار وارد به کرلا بالائی در نظر بگیرید.



الف) مسائل مربوط به بارهای مرده و زنده :

جواب مسئله ۱-

۱) تعیین بار مرده :

- کف تیرچه بلوک دوبل با دال بتنی ۲۶ cm :

$$\left(\left[(0.4\times0.04)+(0.2\times0.12)\right]\times2400+4\times12\right)\times1.47=385\ Kg/m^2$$

- بار نظیر کف سازی در طبقات $150\ Kg/m^2$

- بار نظیر کف سازی در بام $250\ Kg/m^2$

- بار نظیر تیغه‌ها $120\ Kg/m^2$

- بار زنده طبقات (آیین نامه) $200\ Kg/m^2$

- بار زنده بام (بار برف) $100\ Kg/m^2$

→ طبقات : بار مرده = $455\ Kg/m^2$ ، بار زنده = $200\ Kg/m^2$ ، بار کل = $855\ Kg/m^2$

→ بام : بار مرده = $755\ Kg/m^2$ ، بار زنده = $100\ Kg/m^2$ ، بار کل = $855\ Kg/m^2$

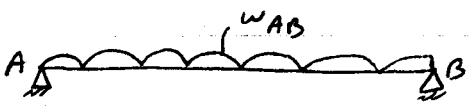
- ضخامت سقف = ۲۶ (تیرچه بلوک) + ۵ (پوکه‌ریزی) + ۵ (هندکاوه و زائیک) + ۳ (ایزوگام) = ۳۹cm

ارتفاع طبقات = ۳,۳ m

→ ارتفاع دیوار داخلی = ۲,۹۱ m

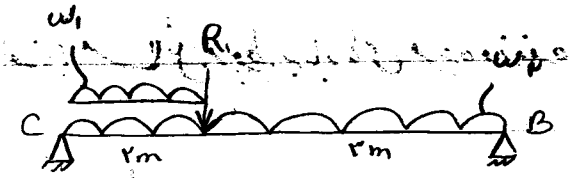
→ بار دیوار داخلی = $466\ Kg/m^2$

۲) بار تیر AB :

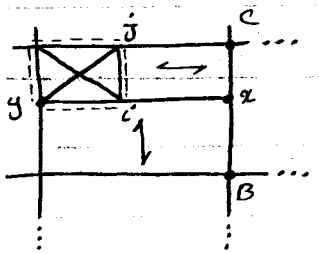


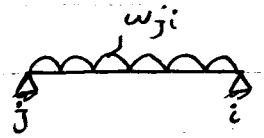
- بار مرده و زنده تیر AB : $w_{AB}=(3\times855)\times0.15=1282.5\ Kg/m$

۲) بار تیر BC :



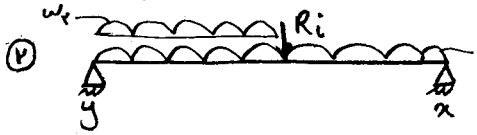
- $w_1 = (۳ \times ۸۵۵) \times ۰/۱۵ = ۱۲۸۲/۵$ Kg/m
- $w_2 = (۶ \times ۸۵۵) \times ۰/۱۵ = ۲۵۶۵$ Kg/m
- محاسبه R :



① 

: $w_{ji} = ۱۲۸۲/۵ + ۴۴۴$

$\rightarrow w_{ji} = ۱۷۲۶/۵$ Kg/m $\rightarrow R_i = ۱۷۲۶/۵$ Kg

② 

:

$w_1 = (۸۵۵ \times ۳) \times ۰/۱۵ = ۱۲۸۲/۵$ Kg/m
$w_2 = ۴۴۴$ Kg/m
$R_i = ۱۷۲۶/۵$ Kg
$\rightarrow R = R_x = ۵۰۷۱/۳$ Kg

$\rightarrow$ BC بارهای مرده وزنده تیر : $w_1 = ۱۲۸۲/۵$ Kg/m , $w_2 = ۲۵۶۵$ Kg/m

$R = ۵۰۷۱/۳$ Kg

۳) بار ستون B :

الف) بار مرده طبقات :

- R_B از تیر BC :

فقط برای بار مرده $\rightarrow$ همان ترتیب محاسبه بار تیر BC

$\rightarrow w_{ji} = ۵۵۵ \times ۰/۱۵ + ۴۴۴ = ۱۴۲۶/۵$ Kg/m $\rightarrow R_i = ۱۴۲۶/۵$ Kg

$\rightarrow w_{1(xy)} = ۹۸۲/۵$ Kg/m , $w_{2(xy)} = ۴۴۴$ Kg/m $\rightarrow R = ۲۰۲۱/۲۵$ Kg

$R = 5021/25$
$w_{M(BC)} = 9125$
$w_{1(BC)} = 1945$
$\Big\} \longrightarrow \underline{R_B = 4914\ kg}$

- AB از تیر R_B : $w_{AB} = (3 \times 400) \times 1.5 = 9812.5\ kg/m$

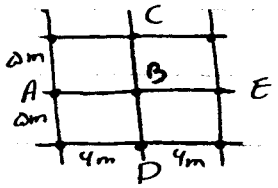
$\rightarrow \underline{R_B = 19487.5\ kg}$

- DB از تیر R_B : $w_{DB} = (7 \times 400) \times 1.5 = 1945\ kg/m$

$\rightarrow \underline{R_B = 4912.5\ kg}$

- EB از تیر R_B : $w_{EB} = (5 \times 400) \times 1.5 = 1437.5\ kg/m$

$\rightarrow \underline{R_B = 4912.5\ kg}$



$\rightarrow$ بار مرده طبقات $= \underline{19487.5\ kg}$

ب) بار مرده بام :

بار مرده بام $= \frac{550}{400} \times$ بار مرده طبقات $\rightarrow$ بار مرده بام $= \underline{22492.1\ kg}$

ج) بار زنده طبقات :

- BC از تیر R_B :

$w_{ji} = 1.5 \times 200 = 300\ kg/m \rightarrow R_i = 300\ kg$
$w_{xy} = 300\ kg$
$\Big\} \rightarrow R = R_x = 1050\ kg$

$\rightarrow R = 1050\ kg$
$w_1 = 1.5 \times 200 = 300\ kg/m$
$w_2 = 3 \times 200 = 400\ kg/m$
$\Big\} \longrightarrow \underline{R_B = 2500\ kg}$

- AB از تیر R_B : $w_{AB} = ۳۰۰ Kg/m \rightarrow R_B = ۷۵۰ Kg$
- DB از تیر R_B : $w_{DB} = ۶۰۰ Kg \rightarrow R_B = ۱۵۰۰ Kg$
- EB از تیر R_B : $w_{EB} = ۵۰۰ Kg \rightarrow R_B = ۱۵۰۰ Kg$

$\rightarrow$ بارزنده طبقات $= ۶۳۰۰ Kg$

د) بارزنده بام :

$\rightarrow$ بارزنده بام $= \frac{۱۰۰}{۲۰۰} \times ۶۳۰۰ = ۳۱۵۰ Kg$

ه) سطح باربر کل ستون B :

$$A = [(۲/۵ \times ۲) \times ۳ + (۳ \times ۱/۵ + ۱ \times ۱/۵)] \times ۵ = ۱۴۲/۵ m^۲$$

ز) تخفیف بارزنده :

- $R = ۱۰۰ (۰/۷ - \frac{۳}{\sqrt{۱۴۲/۵}}) = ۴۵\%$ ✓
- تخفیف براساس طبقه $\rightarrow$ ۵ طبقه : ۴۰٪

$\rightarrow$ تخفیف $= ۴۵\%$

$\rightarrow$ بارزنده همراه تخفیف $= L$ طبقات $\times ۰/۵۵ = ۳۴۶۵ Kg$

پس به طور کلی :

D طبقات $= ۱۹۴۸۴/۵ Kg$
D بام $= ۲۷۴۹۲/۱ Kg$
L طبقات $= ۳۴۶۵ Kg$
L بام $= ۳۱۵۰ Kg$

$\rightarrow$ بار کل ستون B $= ۴۸۹۹۳/۴ Kg$

جواب مسئله ۲ـ

۱) بار مرده بام :

ـ کف طاق ضربی	۱۱cm	۰/۱۱×۱۷۰۰=۱۸۷ Kg/m²
ـ پوکه و سیمان	۱۰cm	(۰/۱+(۰/۱+۰/۱۵)×۰/۱۵)×۱۳۰۰=۲۹۲/۵ Kg/m²
ـ ملات ماسه سیمان	۲/۵cm	۰/۰۲۵×۲۱۰۰=۵۲/۵ Kg/m²
ـ میلگرد گوش	۳لایه	۱۵+۲×۱۰=۳۵ Kg/m²
ـ آسفالت	۵cm	۰/۰۵×۲۲۰۰=۱۱۰ Kg/m²
ـ گچ و خاک	۱cm	(۰/۰۵/۲+۰/۰۱)×۱۶۰۰=۵۴ Kg/m²
ـ گچ کاری	۱/۵cm	۰/۰۰۵×۱۳۰۰=۶/۵ Kg/m²

جمع : ۷۲۹/۵ Kg/m²

وزن تقریبی پرو فیل : ۱۴ Kg/m²

وزن بام : ۷۵۵/۵ Kg/m²

۲) بار مرده طبقات :

ـ کف طاق ضربی	۱۱cm	۰/۱۱×۱۷۰۰=۱۸۷ Kg/m²
ـ پوکه ریزی	۵cm	(۰/۰۵+(۰/۱+۰/۱۵)×۰/۱۵)×۱۳۰۰=۱۴۲/۵ Kg/m²
ـ ملات ماسه سیمان	۲/۵cm	۰/۰۲۵×۲۱۰۰=۵۲/۵ Kg/m²
ـ موزائیک	۲/۵cm	۰/۰۲۵×۲۲۵۰=۵۶/۳ Kg/m²
ـ گچ و خاک	۱cm	(۰/۰۵/۲+۰/۰۱)×۱۶۰۰=۵۴ Kg/m²
ـ گچ	۱/۵cm	۰/۰۰۵×۱۳۰۰=۶/۵ Kg/m²

جمع : ۵۲۰/۸ Kg/m²

وزن تقریبی پرو فیل : ۱۴ Kg/m²

وزن طبقات : ۵۳۴/۸ Kg/m²

۳) بار وارده به یک متر دیوار در شالوده:

- بار مرده طبقات = ۵۳۶/۸ (وزن) + ۱۰۰ (عامل تیغه) = $\underline{936/8\ Kg/m^2}$
- بار زنده طبقات = $\underline{200\ Kg/m^2}$
- بار مرده بام = $\underline{755/5\ Kg/m^2}$
- بار زنده بام = $\underline{150\ Kg/m^2}$ (بار برف)
- وزن دیوار آجری = $2 \times (3/3 - 0/39\ (\text{ضخامت سقف})) (0/35 \times 1850 + 0/025 \times 2100)$

$= \underline{405/4\ Kg/m}$

→ بار زنده وارد بر یک متر دیوار = $[(200+150) \times 5]/2 = \underline{875\ Kg/m}$

→ بار مرده وارد بر یک متر دیوار = $[(936/8 + 755/5) \times 5]/2 + 405/4$

$= \underline{5054/75\ Kg/m}$

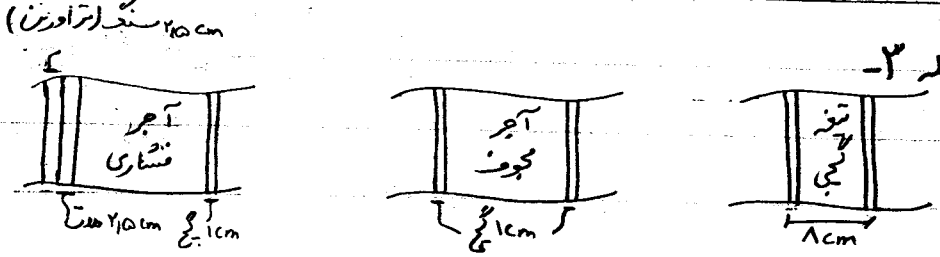
→ بار کل وارده بر یک متر دیوار = $\underline{5429/75\ Kg/m}$

۴) محاسبه تنش فشاری:

- $A = 1 \times (0/35 + 0/25) = 0/375\ m^2$
- $F = 5429/75 \times 9/81 = 53250/85\ N$

→ $\sigma = \frac{P}{A} = \underline{142002/26\ N/m^2}$

جواب مسئله ۳-



(دیوار خارجی) (دیوار داخلی) (تیغه گچی)

- بار دیوار شمالی و جنوبی = $1/5 \times [(0/22 \times 1850) + (0/025 \times 2100) + (0/025 \times 2400) + (0/01 \times 1300)]$ (تراورتن)

$= 1431/25$ Kg/m

- بار دیوار شرقی و غربی $= 3/1 \times [(0/22 \times 1850) + (0/025 \times 2100) + (0/01 \times 1300)] = 1464/75$ Kg/m

- بار دیوارهای داخلی $= 3/1 \times [(0/2 \times 1850) + (0/2 \times 1300)] = 705/4$ Kg/m

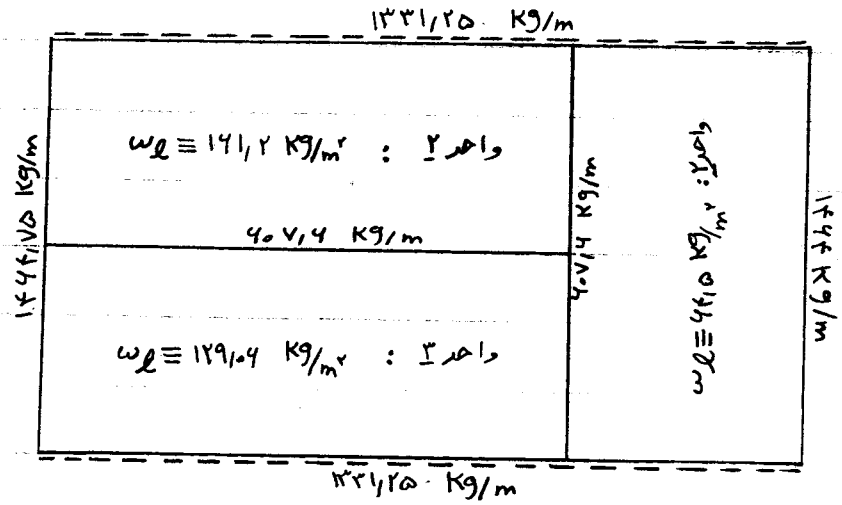
- بار تیغه‌های گچی $= (0/08 \times 1300) \times 3/1 = 322/4$ Kg/m

- مساحت واحدها $= 200$ m²

→ بار معادل تیغه‌ها : واحد ۱ $= 40 \times 322/4 = 12896$ Kg $= 64/5$ Kg/m²

واحد ۲ $= 100 \times 322/4 = 32240$ Kg $= 161/2$ Kg/m²

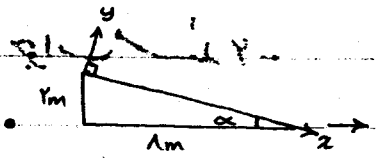
واحد ۳ $= 80 \times 322/4 = 25792$ Kg $= 129/04$ Kg/m²



۵

جواب مسئله ۵ـ

ـ محاسبه بار عمود بر شیب بام :



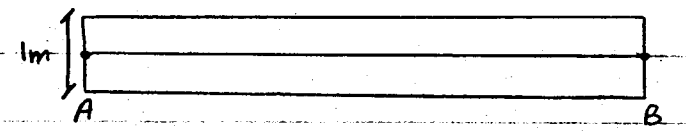
$\tan\alpha = \frac{۲}{۸}$

$\rightarrow \alpha = ۱۴/۰۴^\circ$

- بار سقف $= ۵۰ + ۱۵۰ = ۲۰۰ \ Kg/m^۲$

$\rightarrow$ بار عمود بر شیب بام $= ۲۰۰ \cos\alpha = ۱۹۴ \ Kg/m^۲$

ـ تعیین سطح بارگیر لایه‌ها :



ـ محاسبه خمش وارده به لایه‌ها و عارضه‌ها :

- خمش حول ox : $M_{max} = M_{\frac{L}{2}} = ۴۰۹/۲۵ \ Kg\cdot m = M_x$

- خمش حول oy : $M_{max} = M_D = ۰/۱۹۲L^۲ = ۰/۱ \times ۱۹۴ \times (\frac{۵}{۲})^۲$

$= ۵۳/۸۹ \ Kg\cdot m^۲ = M_y$

طراحی :

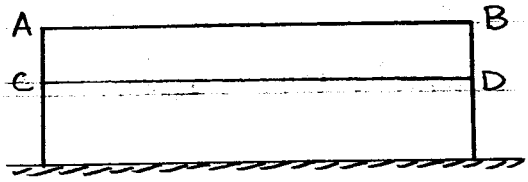
- $F_b = ۰/۶ F_y = ۱۴۴۰ \ Kg/cm^۲$

- $\frac{S_x}{S_y} = ۸$ فرض $\rightarrow S_x = \frac{۱}{F_b}[M_x + ۲M_y(\frac{S_x}{S_y})] = ۷۲/۰۴ \ cm^۳$

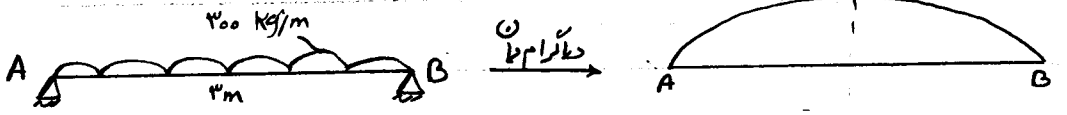
$\rightarrow$ پروفیل ناودانی $=$ UNP 140

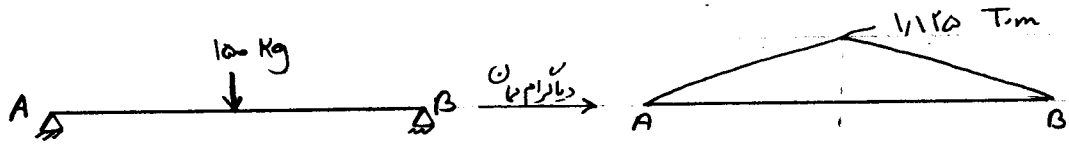
جواب مسئله ۴-

• فضای بازیکن‌دار شده ≡ محل ازدحام → { بارگسترده خطی = ۳۰۰ Kg/m ; بار متمرکز = ۱۵۰ Kg }



- محاسبه لنگر خمشی:

• 



→ $M_{\text{طراحی}}$ = ۵ T.m : لنگر طراحی تیر AB

→ $M_{\text{طراحی}}$ = ۴٫۴۳ T.m : لنگر طراحی تیر CD

محمدمهدی مداح

۱- طرح تیر زیری زیر یک جرثقیل در یک کارگاه صنعتی مورد نظر است. مشخصات جرثقیل عبارتند از:

P - ظرفیت جرثقیل 10.0^{T}

WB - وزن پل جرثقیل 8.0

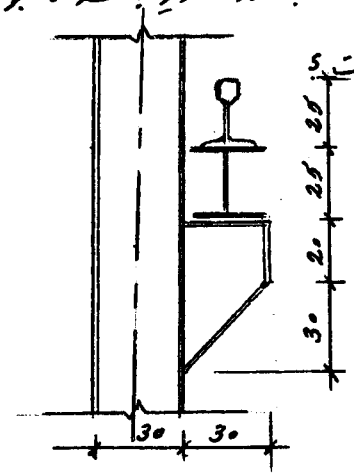
WT - وزن ارابه 0.5

L - فاصله دو تیر پل از یکدیگر $2.4\ m$

تیر زیری دارای دهانه $6.0\ m$ است و بطور ساده روی تکیه گاه ها نشسته است.

تعیین کنید تیر زیری را برای چه تنشهای خمش و چه تنش برشی طراحی می کنید.

اگر مشخصات زیر و تیر زیری بر روی نشیمن گاه به صورت زیر باشد، نگونه نشیمن گاه را برای چه بارهائی طراحی می کنید و اثر بار جرثقیل بر روی ستون چیست؟



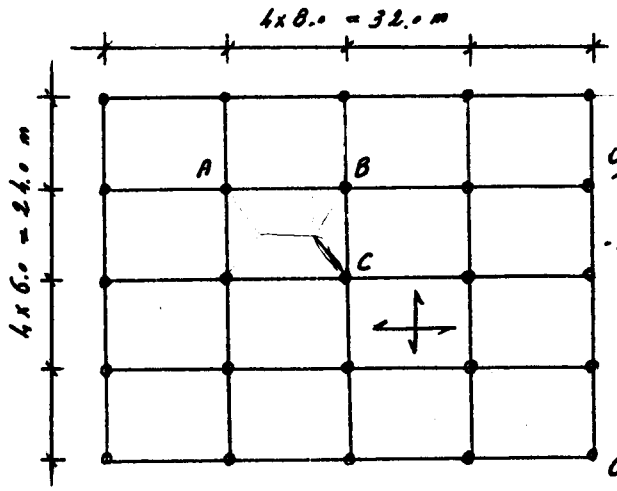
۲- مشخصات بارهای وارده به چرخ های یک جرثقیل در کارخانه ای بصورت زیر است:

$R_{1\,max} = 12.0^{T}$ $\qquad R_{1\,min} = 4.0^{T}$

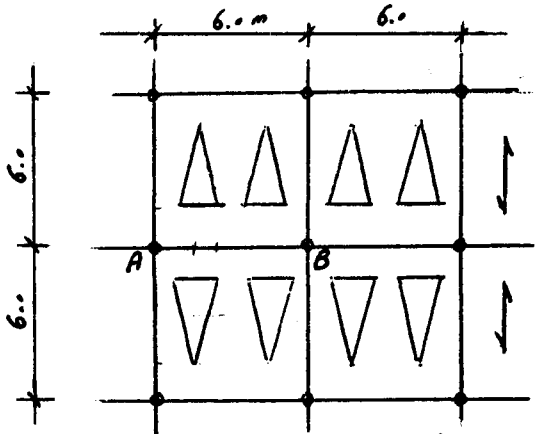
$R_{2\,max} = 11.0$ $\qquad R_{2\,min} = 3.0$

ظرفیت جرثقیل 10^{T}، فاصله تیرهای پل از یکدیگر $3.0\ m$، و طول دهانه تیر زیری $8.0\ m$ است. تعیین کنید تیر زیری را برای چه تنشهای خمش و تنش برشی طراحی می کنید.

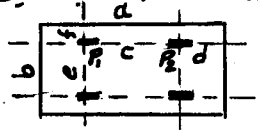
۳- جرثقیل یک کارگاه کوچک دارای ظرفیت 2.0^{T} است. این جرثقیل دارای یک تیر به عنوان پل با وزن 2^{T} و ارابه ای به وزن 0.4^{T} است. تیر زیری دارای دهانه $9.0\ m$ است. نگونه تیر را برای چه بارهائی طراحی می کنید؟



۴- پیون متابل متعلق به یک پارکینگ عمومی است که ماشین 6.0 T در آن اجازه رفت و آمد دارد. سازه پارکینگ فولادی است و دال بتن آرمه آن به ضخامت 25 cm می‌باشد. تعیین کنید تیرهای AB و BC را برای چه نگرانی خمش و تنش برشی طراحی می‌کنید. از ضوابط آئین نامه استفاده کنید. اگر ارتفاع پارکینگ کم باشد که ورود ماشین آتش نشانی در آن امکان پذیر باشد، نتایج بدست آورده شده چگونه تغییر خواهد کرد. در تعیین نگرانی از ستون‌ها را نادیده بگیرید.



۵- پیون متابل متعلق به یک پارکینگ عمومی است که ماشین 6.0 T در آن اجازه رفت و آمد دارد. سازه پارکینگ فولادی و دال بتن آرمه آن کامپوزیت عمل می‌کند و دارای ضخامت 25 cm است. با توجه به طرز قرارگرفتن اتومبیل‌ها در پارکینگ بارهای وارده به چرخ‌ها را تعیین کنید. تیر AB را برای چه نگرانی خمش و تنش برشی طراحی می‌کنید. تیر را با تکیه‌گاه‌های ساده فرض کنید. نتایج بدست آورده شده را با ضوابط آئین نامه مقایسه نمائید. مشخصات ماشین 6.0 T به شرح زیر است:



$P_1 = 1.0\,T$ $P_2 = 2.0\,T$

$a = 5.0\,m$ $b = 2.4$ $c = 2.5$ $d = 1.25$ $e = 1.6$ $f = .4$

۶- پیون پارکینگ یک مجتمع مسکونی مشابه پیون نشان داده شده در مسئله ۵ است. اگر امکان ورود ماشین آتش نشانی در پارکینگ موجود باشد، تعیین کنید تیر AB را برای چه نگرانی خمش و تنش برشی طراحی می‌کنید. مسئله را یکبار با توجه به ضوابط آئین نامه و یکبار با حل مستقیم اثر چرخ‌های ماشین 9.0 T حل کنید. مشخصات ماشین 9.0 T به شرح زیر است.

$P_1 = 1.5\,T$ $P_2 = 3.0\,T$

$a = 6.0\,m$ $b = 3.0$ $c = 3.0$ $d = 1.5$

$e = 2.0$ $f = .5$

ب) مسائل مربوط به جرا، انتقال و پارکینگ :

جواب مسئله ۱-

- تعیین نیروها :

- $P = 10\ T$, $W_B = 8\ T$, $W_T = 50\ T$

- نیروهای قائم : $F_V = 1.25(W_B + P + W_T)$

$F_{V_1 max} = F_{V_2 max} = 1.25(W_B/4 + P/2 + W_T/2)$

$= 9.04\ T$

- نیروهای عرضی : $F_H = 0.12(P + W_T)$

$F_{H_1 max} = F_{H_2 max} = \frac{1}{2} \times 0.12(P + W_T)$

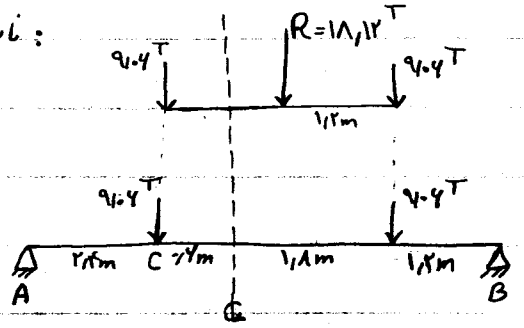
$= 1.05\ T$

- نیروهای طولی : $F_L = 0.1(F_{V_1 max} + F_{V_2 max}) = 0.1\left(2 \times \frac{9.04}{1.25}\right)$

$= 1.81\ T$

- لنگر خمشی حداکثر :

- ناشی از نیروهای قائم :



$\rightarrow R_A = 7.25\ T$, $R_B = 10.87\ T$

$\rightarrow M_C = 7.25 \times 2.4 = 30.60\ T.m$

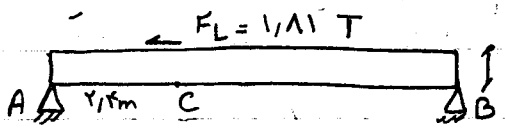
$M_{CL} = 30.60 - 0.72 = 29.9\ T.m$

$\rightarrow M_{max} = M_V = 30.60\ T.m$

• ناشی از بارهای عرضی : $M_H = \frac{F_{H_1}}{F_{V_1}} \times M_{V_1} = \frac{۱۱۰۵}{۹۱۰۴} \times ۳۰/۴۵$

$\rightarrow M_H = ۳/۵۲ \ T.m$

• ناشی از بارهای طولی :



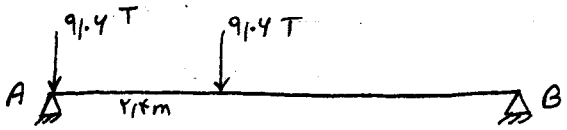
$\rightarrow R_A = -R_B = (۱/۸۱ \times ۰/۵)/۴ = ۰/۱۵ \ T \rightarrow M_C = ۰/۳۴ \ T.m$

$\rightarrow M_L = ۰/۳۴ \ T.m$

۱) لنگرهای خمشی طرح :

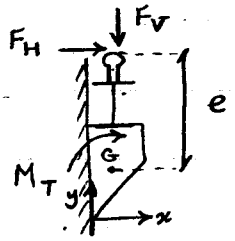
• $M_V = ۰/۳۴ + ۳۰/۴۵ \rightarrow \begin{cases} M_V = ۳۰/۸۱ \ T.m \\ M_H = ۳/۵۲ \ T.m \end{cases}$

۲) تلاش برشی طرح :



• $R_A = ۱۴/۵ \ T$
$R_B = -۲/۴۲ \ T$
$\rightarrow V_{max} = V_{طرح} = ۱۴/۵ \ T$

۳) بارهای طراحی نشیمن گاه :



$M_T = F_H \cdot e$

• $y_G = \frac{\sum y_i A_i}{\sum A_i} = \frac{۰/۱ \times (۰/۳ \times ۰/۴ \times ۰/۵) + ۰/۴ \times (۰/۲ \times ۰/۳)}{۰/۵ \times ۰/۳ \times ۰/۴ + ۰/۲ \times ۰/۳} = ۰/۲۷ \ m \rightarrow e = ۰/۷۳$

$\rightarrow$ بارهای طراحی نشیمنگاه : $F_H = ۱۱۰۵ \ T$, $F_V = ۹۱۰۴ \ T$, $M_T = ۰/۲۷ \ T.m$

۴) آثار برروی ستون :

• $F_V = ۹۱۰۴ \ T$, $d = ۰/۱۵ \ m \rightarrow M_V = ۱/۳۶ \ T.m$

• $F'_H = -۱۱۰۵ \ T$, $M'_V = -۰/۲۷ \ T.m$

جواب مسئله ۲-

- تعیین نیروها :

- $W_B = 2(F_{V_1 min} + F_{V_2 min}) \rightarrow W_B = 14\ T$

- $P + W_T = \sum F_{V_i max} + \sum F_{V_i min} = (12+11) - (4+2) = 17\ T$

$\rightarrow W_T = 1\ T$

- نیروهای قائم : $\begin{cases} F_{V_1 max} = 1{,}25 \times 12 \rightarrow \underline{F_{V_1 max} = 15\ T} \\ F_{V_2 max} = 1{,}25 \times 11 \rightarrow \underline{F_{V_2 max} = 13{,}75\ T} \end{cases}$

- نیروهای عرضی : $F_{H_1 max} = F_{H_2 max} = \frac{1}{2} \times 0{,}12 (P + W_T)$

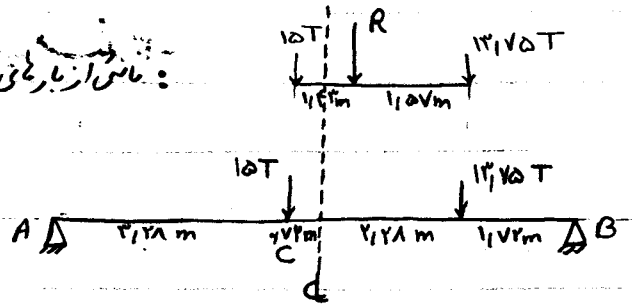
$\rightarrow \underline{F_H = 1{,}4\ T}$

- نیروهای طولی : $F_L = 0{,}1 (F_{V_1 max} + F_{V_2 max})$

$\rightarrow \underline{F_L = 2{,}89\ T}$

- لنگر خمشی حداکثر :

- ناشی از بارهای قائم :

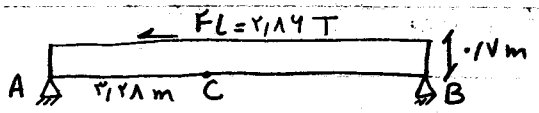


$\rightarrow R_A = 11{,}81\ T$, $R_B = 14{,}95\ T$

$\rightarrow M_C = 11{,}81 \times 3{,}28 = 38{,}74\ T.m$ $\rightarrow \underline{M_{max} = M_C = 38{,}74\ T.m}$

$M_{\mathbb{C}} = 11{,}81 \times 4 - 15 \times 0{,}72 = 34{,}44\ T.m$

- ناشی از بارهای طولی :

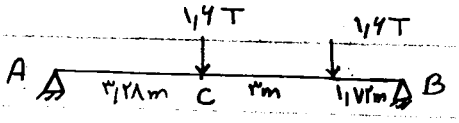


$\rightarrow R_A = -R_B = (2{,}89 \times 0{,}12)/1{,}8 = 0{,}19\ T \rightarrow M_C = 0{,}18\ T.m$

$\rightarrow \underline{M_L = 0{,}18\ T.m}$

۲- الف- پاسخ:

- ناشی از بارهای عرضی :



$\rightarrow R_A = 1{,}29\ T \quad , \quad R_B = 1{,}91\ T$

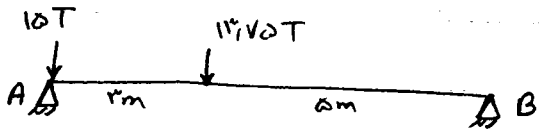
$\rightarrow M_C = M_{max} = 3{,}28 \times 1{,}29 = 4{,}23\ T.m$

$\rightarrow \underline{M_H = 4{,}23\ T.m}$

۱) لنگرهای خمش طرح :

- $M_V = 38{,}74 + 0{,}82 \rightarrow \begin{cases} \underline{M_V = 39{,}56\ T.m} \\ \underline{M_H = 4{,}23\ T.m} \end{cases}$

۲) تلاش برشی طرح :



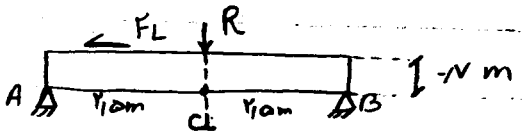
- $R_A = 23{,}4\ T$
  $R_B = -0{,}15\ T$
  $\rightarrow \underline{V_{max} = V_{طرح} = 23{,}4\ T}$

جواب مسئله ۳-

- تعیین نیروها :

- $P = 2\ T \quad , \quad W_B = 5\ T \quad , \quad W_T = 0{,}4\ T$
- نیروهای قائم : $F_{V\,max} = 1{,}25\left(\frac{1}{2}W_B + P + W_T\right) = \underline{4{,}13\ T}$
- نیروهای طولی : $F_L = 0{,}1\,(F_{V\,max}) = \underline{0{,}413\ T}$
- نیروهای عرضی : $F_{H\,max} = 0{,}1\,(P + W_T) = \underline{0{,}48\ T}$

- لنگر خمش حداکثر:



- ناشی از بارهای قائم : $R = 4{,}13\ T \rightarrow R_A = R_B = 2{,}07\ T$

$\rightarrow \underline{M_{max} = M_V = 5{,}44\ T.m}$

• ناشی از بارهای عرضی : $M_H = \frac{F_H}{F_V} M_V = \frac{۰/۴۸}{۶/۱۲} \times ۷/۴۴ \rightarrow \underline{M_H = ۰/۴ \text{ T.m}}$

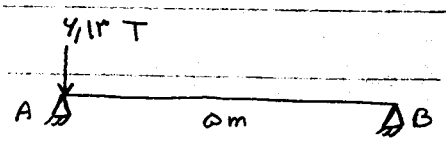
• ناشی از بارهای طولی : $F_L = ۰/۴۱۳ \text{ T} \rightarrow R_A = -R_B = -۰/۰۸۶ \text{ T} \rightarrow M_C = ۰/۲۲ \text{ T.m}$

$\rightarrow \underline{M_L = ۰/۲۲ \text{ T.m}}$

۱) لنگرهای خمش طرح :

• $M_V = ۰/۲۲ + ۷/۴۴ \rightarrow \begin{cases} \underline{M_V = ۷/۸۸ \text{ T.m}} \\ \underline{M_H = ۰/۴ \text{ T.m}} \end{cases}$

۲) نیروی برش طرح :



$R_A = ۶/۱۲ \text{ T} \rightarrow \underline{V_{max} = V_{طرح} = ۶/۱۲ \text{ T}}$

جواب مسئله ۴-

- محاسبه بارها :

• با استفاده از آیین نامه : خودروی ۴T $\rightarrow w = ۷۰۰ \text{ Kg/m}^۲$

خودروی آتش نشانی ۹T $\rightarrow w = ۸۰۰ \text{ Kg/m}^۲$

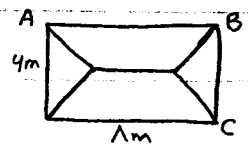
• بار دال بتن آرمه = $۰/۲۵ \times$ بتن آرمه $(۲۵۰۰) = ۶۲۵ \text{ Kg/m}^۲$

$\rightarrow$ بار گسترده معادل خودروی ۴T = $۱۳۲۵ \text{ Kg/m}^۲$

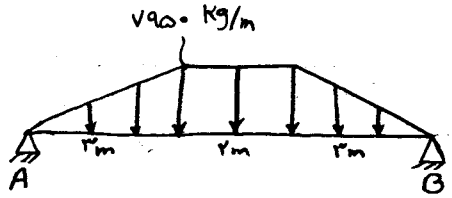
بار گسترده معادل خودرو آتش نشانی = $۱۴۲۵ \text{ Kg/m}^۲$

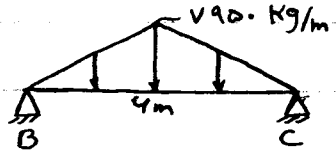
- نحوه توزیع بار :

• دال دوطرفه :



۱) بدون اجازه ورود آتش نشانی :





الف) تیر AB :

- $R_A = R_B = ۱۹۸۷۵$ Kg
- $M_{max} = M_d = ۲۹۷۵۰$ Kg.m , $V_{max} = V_A = ۱۹۸۷۵$ Kg

→ { تلاش برشی طرح تیر AB = ۱۹۸۷۵ Kg
{ لنگر خمشی طرح تیر AB = ۲۹۷۵۰ Kg.m

ب) تیر BC :

- $R_B = R_C = ۱۱۹۲۵$ Kg
- $M_{max} = M_d = ۲۳۸۵۰$ Kg.m , $V_{max} = V_B = ۱۱۹۲۵$ Kg

→ { تلاش برشی طرح تیر BC = ۱۱۹۲۵ Kg
{ لنگر خمشی طرح تیر BC = ۲۳۸۵۰ Kg

۲) با اجازه ورود آتش نشانی :

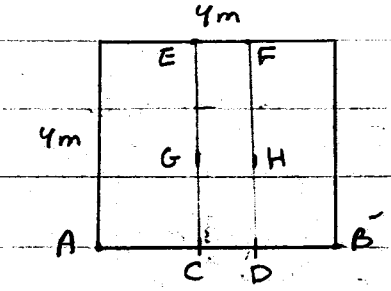
→ کلیه ارقام فوق × $\frac{۱۴۲۵}{۱۲۲۵}$

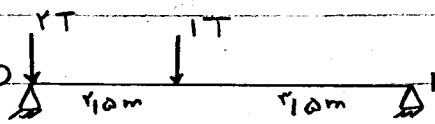
→ { تلاش برشی AB = ۲۱۲۷۵ Kg
{ لنگر خمشی AB = ۴۲۷۵۰ Kg.m

{ تلاش برشی BC = ۱۲۸۲۵ Kg
{ لنگر خمشی BC = ۲۵۶۵۰ Kg.m

جواب مسئله ۵-

- تعیین بارنشی از خرپاها:

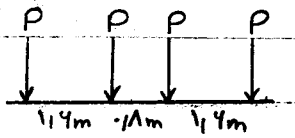




• $\rightarrow R_D = ۲٫۵۸\,T$

$\rightarrow R_C = ۲٫۵۸\,T$

$\rightarrow$ برای قطار بارها عبله داریم:

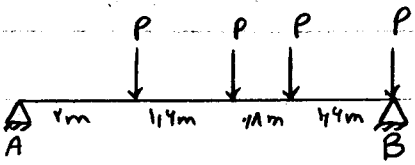


$P = ۲٫۵۸\,T$,

۱) لنگرخمش طرح تیر AB:

• $R_A =$

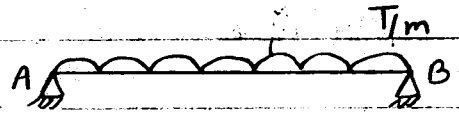
۲) تلاش برشی طرح تیر AB:



• $R_B = ۴٫۸۸\,T \rightarrow V_{طرح} = ۴٫۸۸\,T$

۳) طراحی تیر براساس آیین نامه:

• $w = ۰/۷\ T/m^۲ = ۰/۷ \times ۶ = ۴/۲\ T/m$



• $R_A = R_B = ۱۲/۶\ T \rightarrow \begin{cases} M_{طح} = ۴۷/۸\ T.m \\ V_{طح} = ۱۲/۶\ T \end{cases}$

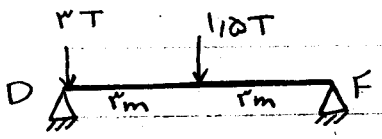
جواب مسئله ۶-

۱) طراحی براساس ضوابط آیین نامه:

• $w = ۰/۸\ T/m^۲ = ۲/۴\ T/m$

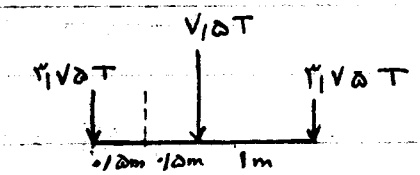
$R_A = R_B = ۷/۲ \rightarrow \begin{cases} M_{طح} = ۲۱/۶\ T.m \\ V_{طح} = ۷/۲\ T.m \end{cases}$

۲) طراحی براساس حل مستقیم: (باتوجه به مسئله ۵)

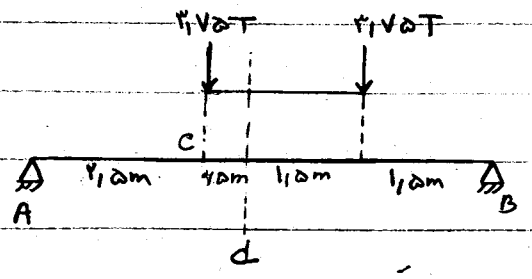


• $R_D = R_C = ۳/۷۵\ T$

→ قطار بار:

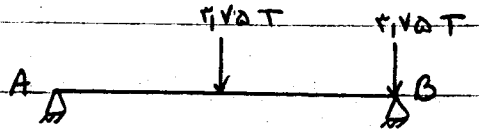


۲-۱) طراحی تیر خمشی :



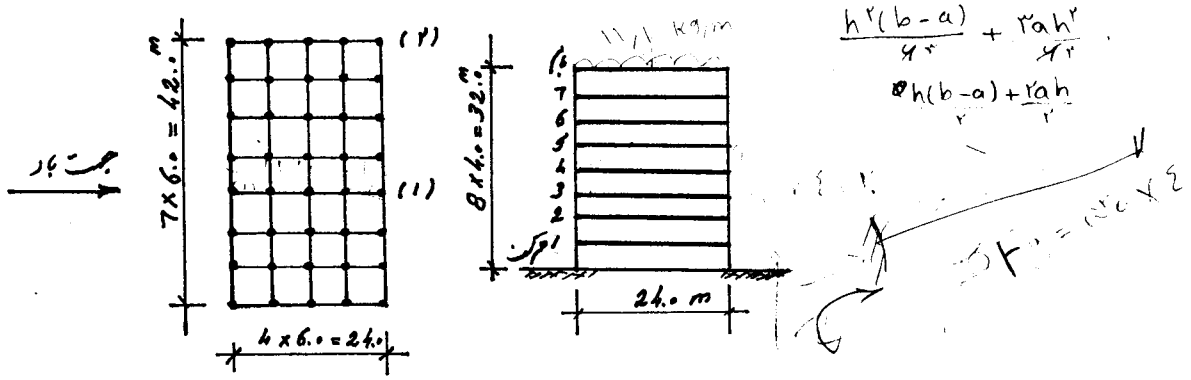
• $R_A = ۳٫۱۲۵T = R_B \rightarrow M_{طح} = ۷٫۸۱ \ T.m$

۳-۱) طراحی تنش برشی :

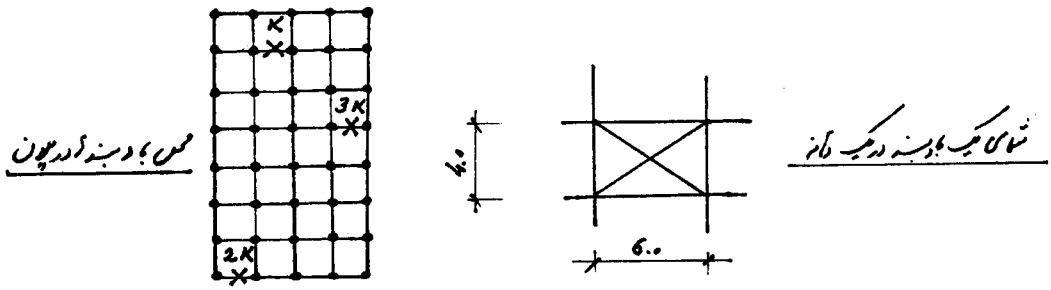


• $R_B = ۵٫۴۳ \ T \rightarrow V_{طح} = ۵٫۴۳ \ T$

۱- ساختمان ۸ طبقه زیر در یک منطقه مسکونی تهران ساخته می شود. نیروی جانبی ناشی از باد را بر روی این ساختمان با استفاده از سه روش عنوان شده در مبحث ششم مقررات ملی بدست آورید. روش تصویر سطح را در نظر بگیرید و بگوئید تاب ای شاره‌ای (۱) و (۲) را برای چه نیروی جانبی طراحی می کنید و نیروای وارد بر کف ای پنجم و بام در تاب شماره (۱) چه اندازه است.



۲- ساختمان مسئله (۱) را در نظر بگیرید و فرض کنید برای تحمل نیروی جانبی باد از تاب ای بادبندی شده مطابق شکل زیر استفاده شده باشد. سختی این بادبندها در طبقات روی شکل نشان داده شده است. بگوئید هر یک از بادبندها را برای چه نیروی برشی در طبقه طراحی می کنید. اگر بادبندها به شکل ضربدری باشند، نیروی ایجاد شده در هر بادبند را حساب کنید.

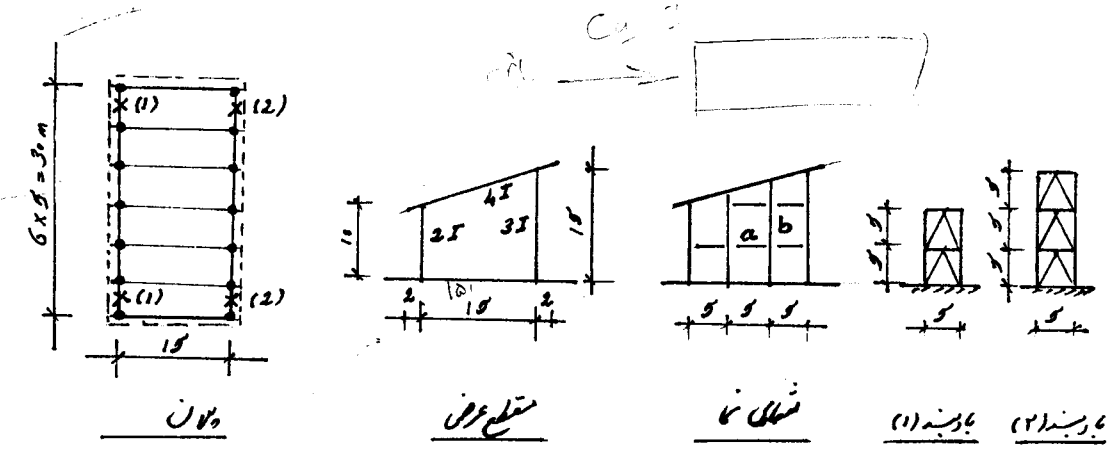


۳- دیوار حیاط خانه‌ای در تهران دارای طول ۱۰ متر و ارتفاع ۳ متر است. برای این دیوار آجری ضخامت ۲۵ سانتیمتر در نظر گرفته شده است. نیروی باد مؤثر بر این دیوار را محاسبه نمائید و کنترل کنید که آیا دیوار می تواند از عهده تحمل این بار برآید یا نه. اگر دیوار نمی تواند این بار را تحمل کند بگوئید: (۱) ضخامت آن را به چه اندازه باید افزایش داد، (۲) دیوار را باید بادبندهای آجری به فواصل چه قدر از یکدیگر چگونه باید تقویت کرد، (۳) دیوار را با ستون های فولادی یا بتنی که در چه فواصلی باید قرار گیرند چگونه می توان تقویت کرد و ستونها را چه اندازه است. فرض کنید خانه در حومه شهر و کم تراکم ساخته شده است.

۴ـ مسائل کارگاهی در تهران در جدول و شکل و نمایه صورت نشان داده شده در اشکال زیر ساخته می‌شود. نیروی جانبی ناشی از باد بر روی یکی از تابلوهای این مسائل را محاسبه نمایید. فرض کنید این تابلو صورت تابلو پخش با پای ستون گیردار ساخته شود و بار گسترده از روش پخش کراس بگونه‌ای ستون را برای چه بارش طراحی می‌کند. وضعیت بین مهار ایزای تیر و ستون در روی شکل داده شده است.

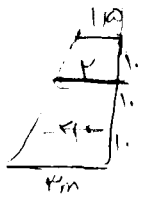
اگر برای تحمل بار باد در جهت طول از چهار تابلو بادبند مطابق شکل استفاده شود، بگونه‌ای هر بادبند را در حالت حرکت برای چه بارش طراحی می‌کنید.

تعیین کنید تیر (a) و ستون (b) را در نما باید برای چه بار جانبی طراحی کرد.



۵ـ دودکش کارخانه‌ای از نوع بتن آرمه بشکل مخروط ناقص دارای ارتفاع ۳۰ متر از سطح زمین است. قطر مقطع دودکش بر روی زمین ۶ متر و در رأس ۳ متر است. بگونه‌ای این دودکش را برای چه بار جانبی ناشی از باد طراحی می‌کنید. لنگر خمش ناشی از این بار روی شالوده چه اندازه است. اگر ضخامت دودکش بطور متوسط ۳۰ سانتیمتر باشد، کفایت این دودکش را به لحاظ واژگونی کنترل کنید.

۶ـ تابلوی بزرگ ۱۰×۴ متر برای تبلیغ محصولات کارخانه‌ای در یکی از خیابان‌های تهران نصب شده است. مرکز تابلو از سطح زمین دارای ارتفاع ۱۵ متر است. تابلو بر روی دو پایه بفاصله ۶ متر از یکدیگر نصب می‌شود. بگونه‌ای این تابلو زیر اثر چه بارهای ناشی از باد قرار می‌گیرد. کیفیت توانایی سازه‌ای برای نگهداری آن پیشنهاد کنید.



ج) مسائل مربوط به نیروی جانبی باد :

جواب مسئله ۱ـ

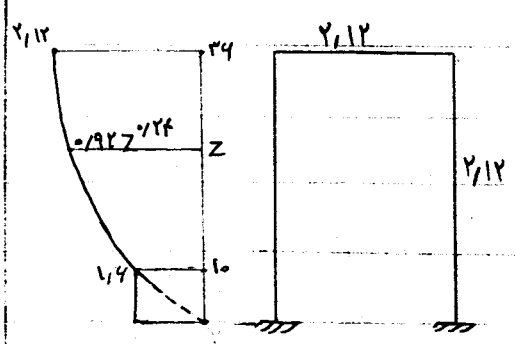
الف) تعیین نیروی باد :

- سرعت مبنای باد در تهران : $V = 100\ Km/h$
- فشار مبنای باد در تهران : $q = 0.005\, V^2 = 50\ kg/m^2$
- $P = C_e C_q q$

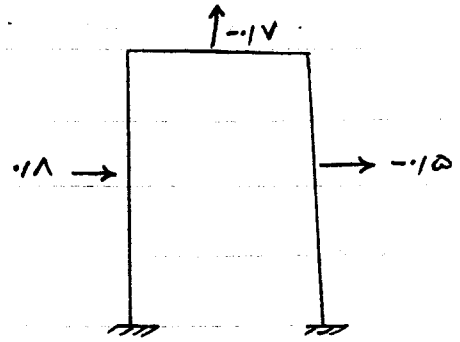
الف ـ ۲) روش دقیق :

- منطقه مسکونی و شلوغ $\rightarrow C_e = 1.4 \left(\frac{Z}{10}\right)^{0.24}$

$\rightarrow C_e(10m) = 1.4$ ، $C_e(32m) = 2.12$



ضریب C_e



ضریب C_q

۱ـ فشار وارد در سمت رو به باد :

- $P(z \leq 10m) = 0.8 \times 1.4 \times 50 = 44\ kg/m^2$

$F_1 = PA = 44 \times 10 \times 42 = \underline{24.9\ T}$

$y_1 = \underline{5\ m}$

- $P(10 < Z < 32m) = 0.8 \times 50 \times 0.92\, z^{0.24} = 36.8\, z^{0.24}$

$F_2 = PA = 42 \times \int_{10}^{32} 36.8\, z^{0.24}\, dz = 49972.1\ kg = \underline{50\ T}$

$y_2 = \frac{1}{F_2} \times 42 \times \int_{10}^{32} 36.8\, z^{1.24}\, dz = \underline{21.48\ m}$

نیروی جانبی معادل باد:

$\rightarrow F_f = 24{,}9 + 70 = \underline{94{,}9\ T}$

$\bar{y}_f = \frac{1}{94{,}9}(24{,}9 \times 5 + 70 \times 21{,}48) = \underline{14{,}9\ m}$

۲) مکش وینرو در سمت پشت بادبند:

- $P_b = -0{,}75 \times 2{,}12 \times 50 = -53\ kg/m^2$

$F_b = -53 \times 42 \times 32 = \underline{-71{,}2\ T}$

$\bar{y}_b = \underline{14\ m}$

۳) مکش وینرو در بام:

- $P_r = -0{,}7 \times 2{,}12 \times 50 = -74{,}2\ kg/m$

$F_b = -74{,}2 \times 42 \times 24 = \underline{-74{,}8\ T}$

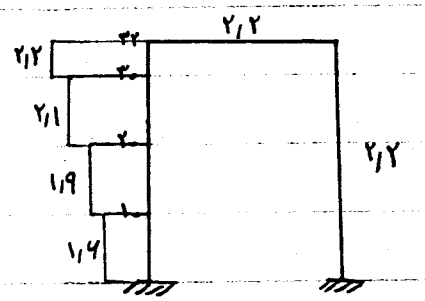
$\bar{x}_r = \underline{12\ m}$

- $\bar{y}_x = \frac{1}{148{,}1}(94{,}9 \times 14{,}14 + 71{,}2 \times 14) = 14{,}08\ m$

$\rightarrow$ نیروی کل باد: $F_w = \begin{cases} \underline{X = 148{,}1\ T} & , \underline{\bar{y}_x = 14{,}08\ m} \\ \underline{Z = 74{,}8\ T} & , \underline{\bar{x}_z = 12\ m} \end{cases}$

الف - ۲) روش ضرایب:

- c_q ضریب $\rightarrow$ مانند روش دقیق
- c_e ضریب $\rightarrow$



۱) نیرو روبه باد :

• $F_f = q C_q \sum C_{ei} \cdot A_i$

$= ۵۰ \times ۰/۸ \left(۱/۴ \times ۴۲ \times ۱۰ + ۱/۹ \times ۴۲ \times ۱۰ + ۲/۱ \times ۴۲ \times ۱۰ + ۲/۲ \times ۴۲ \times ۲ \right)$

$\rightarrow F_f = \underline{۱۰۱/۵\ T}$

$\bar{y}_f = \frac{۱}{۱۰۱/۵} \left(۲۶/۹ \times ۵ + ۳۱/۹ \times ۱۵ + ۳۵/۲ \times ۲۵ + ۷/۴ \times ۳۱ \right) = ۱۷\ m$

$\rightarrow \bar{y}_f = \underline{۱۷\ m}$

۲) نیرو پشت بباد :

• $F_b = P_b \cdot A_b = -۰/۵ \times ۲/۲ \times ۵۰ \times ۴۲ \times ۳۲ = \underline{-۷۲/۹\ T}$

$\bar{y}_b = \underline{۱۴\ m}$

۳) نیرو در بام :

• $F_r = P_r \cdot A_r = -۰/۷ \times ۲/۲ \times ۵۰ \times ۲۴ \times ۴۲ = \underline{-۷۷/۴\ T}$

$\bar{x}_r = \underline{۱۲m}$

• $\bar{y}_x = \frac{۱}{۱۷۵/۴} \left(۱۰۱/۵ \times ۱۷ + ۷۲/۹ \times ۱۴ \right) = ۱۶/۵۸m$

$\rightarrow$ نیروی کل باد : $F_W = \begin{cases} \underline{X = ۱۷۵/۴\ T} & , \underline{\bar{y}_x = ۱۶/۵۸\ m} \\ \underline{Z = ۷۷/۴\ T} & , \underline{\bar{x}_z = ۱۲\ m} \end{cases}$

* نیروی باد در روش ضرائب حدود ۴٪ بیشتر است.

الف ـ ۳) روش تصویر سطح :

• C_e ← ضریب ← ماننده روش ضرائب

• C_q ضریب ← $C_{q(\text{روبه باد})} = ۱/۴$ ، $C_{q(\text{پشت باد})} = -۰/۷$

۱) نیروی کل در جهت x :

$$F_x = \sum p_i A_i$$

$$= 1.4 \times 50 \times 42 (14 + 19 + 21 + 2.2 \times 2) = 177.4 \text{ T}$$

$$\bar{y}_x = \frac{1}{177.4} \times 3017.4 \cong 17 \text{ m}$$

۲) نیرو در راستای :

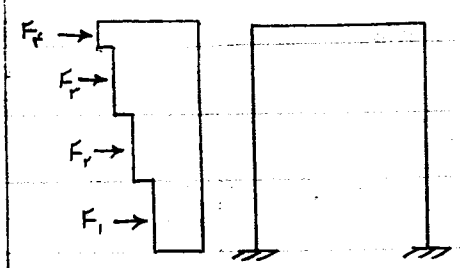
$$F_y = 42 \times 24 \times -0.07 \times 50 \times 2.2 = -77.4 \text{ T}$$

$$\bar{x}_y = 12 \text{m}$$

→ نیروی کل باد : $F_w = \begin{cases} X = 177.4 \text{ T} & , \bar{y}_x = 17 \text{m} \\ Z = 77.4 \text{ T} & , \bar{x}_z = 12 \text{m} \end{cases}$

* اختلاف روش تقریبی سطح با روش دقیق حدود ۵/۶ ٪ است.

ب) تعیین نیروی جانبی قاب ۴ :



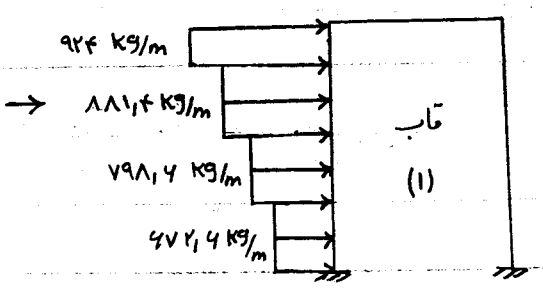
$F_4 = 154 \text{ Kg/m}^2$

$F_3 = 142.9 \text{ Kg/m}^2$

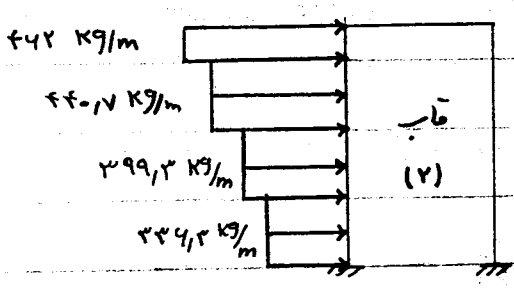
$F_2 = 132.1 \text{ Kg/m}^2$

$F_1 = 112.1 \text{ Kg/m}^2$

• عرض باربر قاب ۱ = 9m ، عرض باربر قاب ۲ = 3m → $F = F_i \times 6 \text{ Kg/m}$



$F_t = 25274 \text{ Kg}$

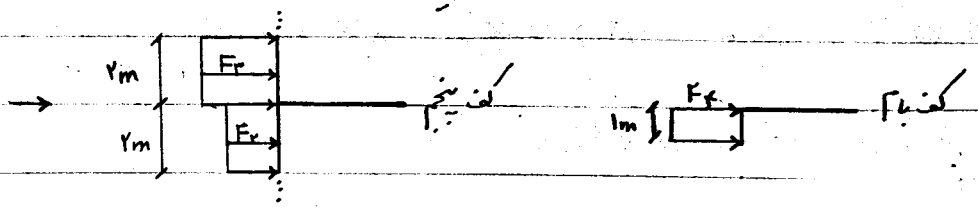


$F_t = 12487 \text{ Kg}$

ج) تعیین نیروی وارد بر کف پنجم و بام قاب ۱:

۱) نیروی وارد بر کف پنجم:

- ارتفاع کف پنجم = ۲۰ m



$\rightarrow F_5 = 881.4 \times 2 + 798.4 \times 2 =$

$\rightarrow \underline{F_5 = 3360\ Kg}$

۲) نیروی وارد بر کف بام:

- $\underline{F_{بام(x)}} = 924\ (Kg/m) \times 1 = \underline{924\ Kg}$
- $\underline{F_{بام(z)}} = \frac{77.4}{7} = \underline{11.1\ T/m} = \underline{244.4\ T}$

جواب مسئله ۳-

۱) تعیین نیروی باد:

- دیوار در فضای باز → $C_q = 1.3$ ، $C_e = 2$ = دیوار حیاط یک خانه
- $F_w = PA = C_q \cdot C_e \cdot q_{base} \cdot x \cdot y = 1.3 \times 2 \times 50 \times 20 \times 4$

$\rightarrow \underline{F_w = 10.4\ T}$ ، $\underline{\bar{y}_x = 2m}$

۲) بررسی امکان تحمل:

- $W_{دیوار} = 0.35 \times 20 \times 4 \times 1850 = 51.8\ T$

$\rightarrow M_a = F_w \cdot \bar{y}_x = 20.8$ ، $M_r = W \cdot \frac{b}{2} = 9.01\ T$

→ $M_r = 0.44\, M_a$: می‌تواند بار باد را تحمل کند

(i) تعیین ضخامت حداقل دیوار :

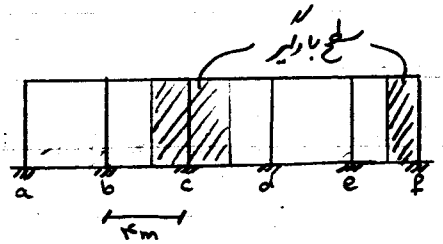
• $M_r = 1.75\, M_a \rightarrow 10.4 \times 2 = 1.75 \times W \times \frac{0.35}{2}$

→ $W = 47.92\ T = d \times 1.85 \times 20 \times 4$

→ $d = 0.46\ m = 46\ cm$: ضخامت لازم دیوار

→ $d' = 11\ cm$: افزایش ضخامت دیوار

(iii) طراحی دیوار با ستون :



• می‌توان از ۶ ستون به فواصل 4m استفاده کرد

→ دال یک طرفه (آجری) ≡ هر دیوار بین دو ستون

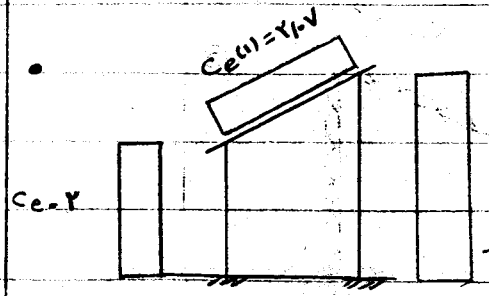
• بار باد وارد بر هر دال : $F'_w = 1.3 \times 2 \times 50 \times 4 \times 4 = 2.1\ T$

→ بار وارد بر ستونهای میانی = 525 Kg/m → $M = 4200\ Kg.m$

بار وارد بر ستونهای ابتدایی = 262.5 Kg/m → $M = 2100\ Kg.m$

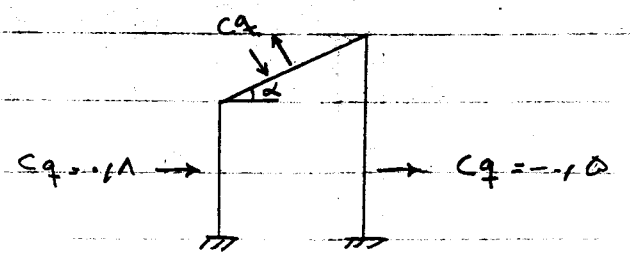
جواب مسئله ۴ -

- محاسبه ضرایب :



$q_b = 50\ Kg/m^2$,

$C_{e(1)} = 2\left(\frac{10+15}{20}\right)^{-0.16} = 2.07$ ، $C_{e(2)} = 2\left(\frac{15}{10}\right)^{-0.16} = 2.13$



$\alpha = \tan^{-1}\frac{1}{3} = 18.44°$ ⟶ $C_q = 0.4$ یا -0.4

الف) محاسبه نیروهای باد بیک از قاب ها :

الف - ۱) تعیین نیروی مقاومت رو به باد :

- $F_f = P_f A_f = 0.8 \times 2 \times 50 \times 5 \times 10 = \underline{4\ T}$

$\bar{y}_f = \underline{5m}$

ب - ۱) تعیین نیروی مقاومت پشت به باد :

- $F_b = P_b A_b = -0.5 \times 2.13 \times 50 \times 5 \times 15 = \underline{4\ T}$ ، $y_b = \underline{7.5\ m}$

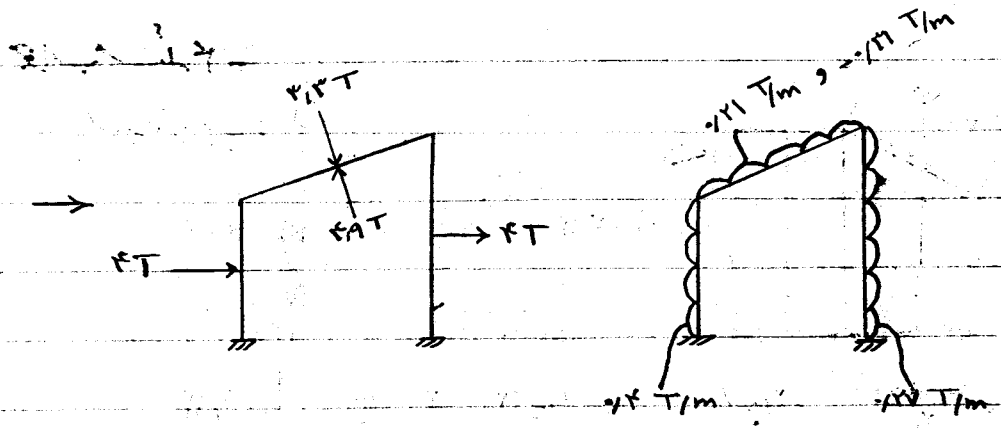
ج - ۱) تعیین نیروهای وارد بر سقف :

- $P_r(1) = 2.07 \times 50 \times 0.4 = 41.4\ Kg/m^2$

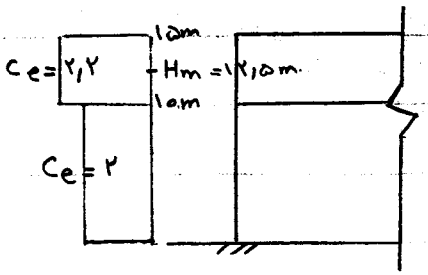
$P_r(2) = 2.07 \times 50 \times -0.4 = -41.1\ Kg/m^2$

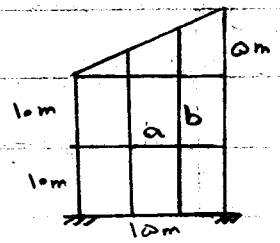
$A_r = 5 \times \left(\frac{15}{\cos 18.44°}\right) = 79.06\ m^2$

⟶ $F_r = \underline{3.3\ T}$ ، $\underline{-4.9\ T}$ ⟶ $\begin{cases} F_{rx} = 3.13\ T \text{ ، } -4.6\ T \\ F_{ry} = 1\ T \text{ ، } -1.6\ T \end{cases}$



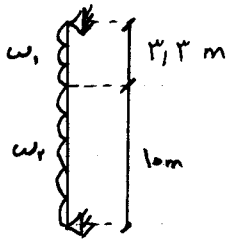
پ) تعیین بار جانبی تیر a و ستون b:





، $C_q = +1,2$ یا $-1,4$

ب - ۱) نیروی وارد بر ستون b:



عرض باربر: $b = 5m$ ، $w = q.C_e.C_q.b$ ،

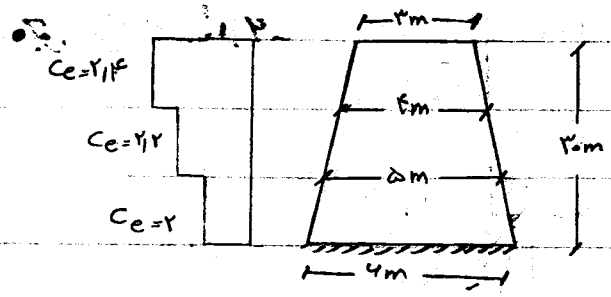
$$\rightarrow \begin{cases} w_1 = 900\ Kg/m \text{ ، } -700\ Kg/m \\ w_2 = 990\ Kg/m \text{ ، } -770\ Kg/m \end{cases}$$

ب - ۲) نیروی وارد بر تیر a:

$$w = 50 \times 2 \times (-1,4 \text{ یا } 1,2) \times 10$$

$$\rightarrow w = 1,2\ T/m \text{ ، } -1,4\ T/m$$

جواب مسئله ۵ -



$q_b = ۵۰ \ Kg/m^۲$, $C_q = ۰,۸$,

۱) تعیین نیروی باد :

- $F_w = P_i A_i = ۰,۸ \times ۵۰ \times \left(۲ \times ۱۰ \frac{۵+۶}{۲} + ۲,۲ \times ۱۰ \times \frac{۴+۵}{۲} + ۲,۴ \times ۱۰ \times \frac{۳+۴}{۲} \right)$

$\rightarrow \underline{F_W = ۱۱,۷ \ T}$

- $\bar{y}$ (از روی نقطه) $= \frac{h^۲(b-a) + ۳ah^۲}{۳h(b-a) + ۶ah}$

$\rightarrow \bar{y}_f = \frac{۱}{۱۱,۷} \left(۴,۸۵ \times ۴,۴ + ۱۴,۸۲ \times ۳,۹۶ + ۲۴,۷۶ \times ۳,۳۶ \right)$

$\rightarrow \underline{\bar{y}_f = ۱۳,۹۵ \ m}$

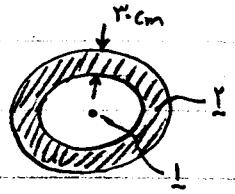
۲) محاسبه ممان واژگونی :

- $M = F_w \cdot \bar{y}_f = ۱۱,۷ \times ۱۳,۹۵$

$\rightarrow \underline{M = ۱۶۳,۲ \ T.m}$

۳) بررسی پایداری در کش :

- $M_a = ۱۶۳,۲ \ T.m$



- $b = ۳m$

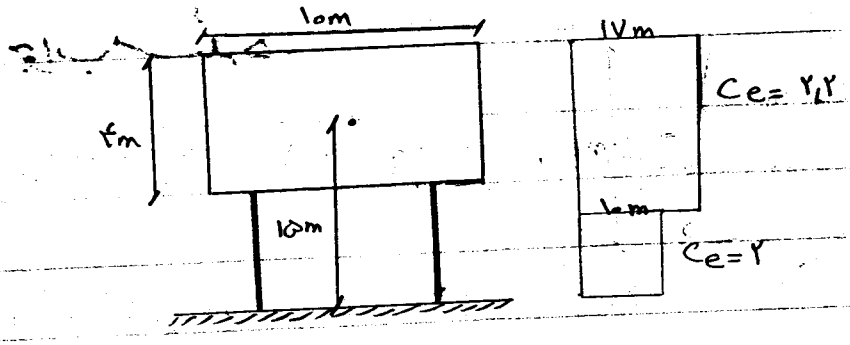
$\gamma = ۲۵۰۰ \ \ Kg/m^۳$

$V = \frac{۶۰\pi}{۳} \left(۳^۲ - ۲,۷^۲ \right) - \frac{۳۰\pi}{۲} \left(۱,۵^۲ - ۱,۲^۲ \right) = ۸۲ \ m^۳$

$\rightarrow M_r = W \frac{b}{۲} = ۲۵۰۰ \times ۸۲ \times ۱,۵ = ۳۰۷,۵ \ T$

$\rightarrow M_r \geq ۱,۷۵ M_a$: <u>در کش واژگون نمی شود</u>

جواب مسئله ۶-



- تعیین بار باد:

- $eq = 1/5 \quad , \quad q = 50 \ kg/m^2$

$\rightarrow F_w = PA = 1/5 \times 2/2 \times 50 \times 10 \times 4$

$\rightarrow \underline{F_w = 6/6 \ T}$

اگر پایه‌ها را استوانه‌ای و با ضخامت t فرض کنیم:

- $Cq = \frac{2}{3} \times 1/5 = 1$

$\rightarrow F_w = 6/6 + 50(10 \times b \times 2 + 3 \times b \times 2/2)$

$\rightarrow \underline{F_w = 6/6 + 1/3b \ T}$

- پیشنهاد ضخامت قطر پایه‌ها:

اگر از اثر باد بر پایه‌ها برای سهولت محاسبات صرف نظر کنیم:

- $Ma = 3/3 \times 15 = 49/5 \ T.m$

$Mr = 7850 \times \frac{b}{2} \times (\frac{b}{2})^2 \pi \times 19 = 58/6 \ b^3$

$\rightarrow Mr \geq 1/75 \ Ma \rightarrow \underline{b \geq 1/12 \ m}$ ؛ قطر حداقل پایه فولادی توپر

بنام پروردگار بی همتا

حل تمارین بارگذاری

الف) مسائل بار جانبی زلزله

ب) مسائل پریود نوسانات طبیعی

استاد گرامی

دکتر زاهدی

دانشجو

محمدمهدی مداح

۸۳۴۲۱۲۲۳

تیر ۸۶

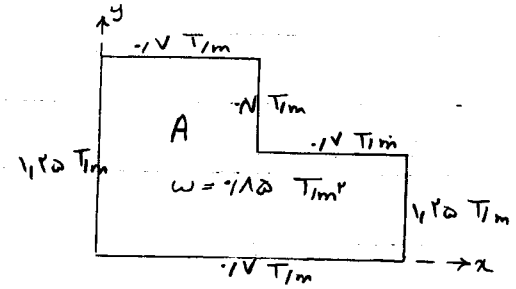
الف) مسائل بارجانبی ناشی از زلزله :

جواب مسئله ۱-

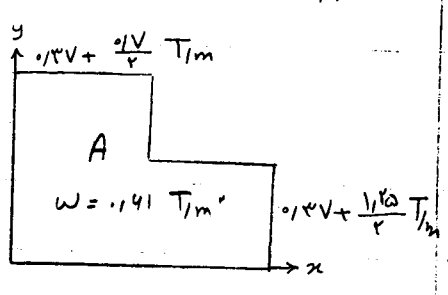
۱- بارمحاسباتی زلزله :

۱-۱- محاسبه بار دیوارها و بارزنده و مرده ساختمان.

- دیوارهای پنجره دار : $w_{w_1} = 0/25 \times 1/85 \times 1/5 = 0/7 \ T/m$
- ضخامت سقف = ۳۰ cm
- دیوارهای سرتاسری : $w_{w_2} = 0/25 \times 1/85 \times (3 - 0/3) = 1/25 \ T/m$ ←
- دیوارجان پناه : $w_{w_3} = 0/25 \times 1/85 \times 0/8 = 0/37 \ T/m$
- بارطبقات : $w_{xf} = (0/15 \times 2/5 + 0/2 + 0/15) + (0/4 \times 0/3) = 0/85 \ T/m^2$
- بار بام : $w_{xr} = (0/15 \times 2/5 + 0/2) + (0/2 \times 0/15) = 0/41 \ T/m^2$



(طبقات)



(بام)

- $A = 250 \ m^2$

۱-۲- بارزلزله طبقات ۱ تا ۷ .

- $W_{y_f} = 0/85 \times 250 + 0/7(20+20+5) + 1/25(15+10) = 275/25 \ T$

۱-۳- بارزلزله طبقه ۸ ، بام .

- $W_{y_r} = 0/41 \times 250 + (0/37 + 0/7/2)(20+20+5) + (0/37 + 1/25/2)(15+10) = 209/78 \ T$

* محل ورود این بارها به علت خواسته نشدن وعدم نیاز محاسبه نگردید.

۱-۴- بارکل طبقات .

- $W_{yT} = \sum W_y = 7 \times 2785{,}25 + 29{,}78 = \underline{2134{,}53\ T}$

- نرل : $W_{yT} = 250(0.185 \times 7 + 0.141 \times 1) + (0.7 \times 45 + 1{,}25 \times 25) \times 7{,}5$

$+ 0.37 \times 70 = \underline{2134{,}53\ T}$

۲- محاسبه نیروی جانبی زلزله :

$$V = C.W_{yT} \quad , \quad C = \frac{ABI}{R}$$

- $A = 0{,}35 \quad , \quad I = 1{,}4 \quad , \quad R = 7 \quad , \quad S = 1{,}5$

- $T = 0.07\, H^{3/4} = 0.07 \times 24^{3/4} = 0{,}74\ S$

- $T_0 = 0.1 \quad , T_S = 0.5 \quad \rightarrow T > T_S$

$\rightarrow B = (S+1)\left(\frac{T_S}{T}\right)^{2/3} = 1{,}9 \rightarrow C = \frac{0.25 \times 1{,}9 \times 1{,}4}{7} = 0.133$

$\rightarrow \underline{V} = 0.133 \times 2134{,}53 = \underline{284{,}14\ T}$

- $T = 0.74 \rightarrow \underline{F_t} = 0.07\, VT = \underline{15{,}12\ T}$

طبقه	W_{yT}	h_y	$W_y h_y$	$F_y^{(T)}$	$V_y^{(T)}$
۸	۲۰۹{,}۷۸	۳۳{,}۸۵	۵۰۰۳{,}۲۵	۴۲{,}۴۴	۴۲{,}۴۴
۷	۲۷۸۵{,}۲۵	۲۰{,}۸۵	۵۷۳۸{,}۹۴	۵۵{,}۴۵	۱۱۸{,}۹۱
۶	۲۷۸۵{,}۲۵	۱۷{,}۸۵	۴۹۱۳{,}۲۱	۴۷{,}۴۶	۱۶۶{,}۳۸
۵	۲۷۸۵{,}۲۵	۱۴{,}۸۵	۴۰۸۷{,}۴۶	۳۹{,}۵	۲۰۵{,}۸۸
۴	۲۷۸۵{,}۲۵	۱۱{,}۸۵	۳۲۹۱{,}۷۱	۳۱{,}۵۲	۲۷۳{,}۳۹
۳	۲۷۸۵{,}۲۵	۸{,}۸۵	۲۴۳۵{,}۹۴	۲۳{,}۵۴	۲۹۷{,}۹۳
۲	۲۷۸۵{,}۲۵	۵{,}۸۵	۱۶۱۰{,}۲۱	۱۵{,}۵۶	۲۷۹{,}۴۹
۱	۲۷۸۵{,}۲۵	۲{,}۸۵	۷۸۶{,}۴۶	۷{,}۵۸	۲۸۶{,}۱۶

$\sum = 27835{,}24$

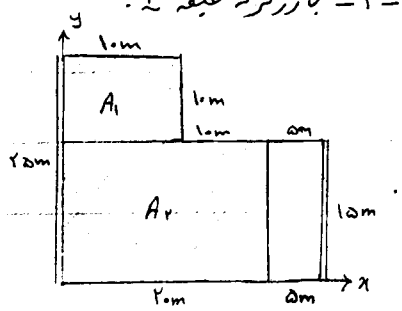
جواب مسئله ۲ -

۱- بار محاسباتی زلزله :

۱-۱- محاسبه بار دیوارها و بار زنده و مرده ساختمان .

- دیوارهای پنجره دار : $w_{w_1} = 0.7 \ T/m$
- دیوارهای سرتاسری : $w_{w_2} = 1.25 \ T/m$
- دیوار جان پناه : $w_{w_3} = 0.37 \ T/m$
- بار طبقات : $w_{x_f} = (0.15 \times 2.5 + 0.2 + 0.15) + (0.2 \times 0.25) = 0.78 \ T/m^2$
- بار بام : $w_{x_2} = (0.15 \times 2.5 + 0.2) + (0.2 \times 0.1) = 0.6 \ T/m^2$

۱-۲- بار زلزله طبقه ۱ .



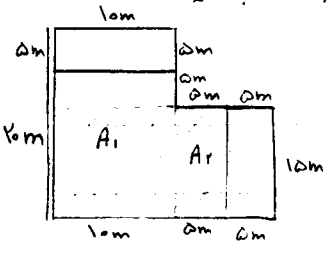
$$w_{x_1} = 0.78 \times 400 + 0.6 \times 75 + 45 \times 0.7 + 25 \times 1.25 + \frac{1.25}{2} \times 15 + 0.37 \times 25 + \frac{0.7}{2} \times 25 = 461.13 \ T$$

$$\bar{x}_{m_1} = [0.78(300 \times 10 + 100 \times 5) + 0.6 \times 75 \times 22.5 + 0.7(10 \times 5 + 10 \times 10 + 10 \times 15 + \tfrac{1}{2} \times 15 \times 20 + 5 \times 22.5 + 2 \times 5 \times 22.5 + 15 \times 25) + 0.37(15 \times 25 + \tfrac{1}{2} \times 15 \times 25) + 1.25(\tfrac{1}{2} \times 15 \times 25 + 20 \times 10 + \tfrac{1}{2} \times 2 \times 20)] / W_{x_1}$$

$$\bar{y}_{m_1} = [0.78(300 \times 7.5 + 100 \times 20) + 0.6 \times 75 \times 7.5 + 0.7(10 \times 25 + 10 \times 20 + 10 \times 15 + \tfrac{1}{2} \times 15 \times 4.5 + 5 \times 15) + 0.37(15 \times 7.5 + \tfrac{1}{2} \times 15 \times 7.5) + 1.25(25 \times 12.5 + \tfrac{1}{2} \times 5 \times 15)] / W_{x_1}$$

$$\rightarrow \bar{x}_{m_1} = 10.24 m \quad , \quad \bar{y}_{m_1} = 10.12 \ m$$

۱-۳- بار زلزله طبقه ۲ .



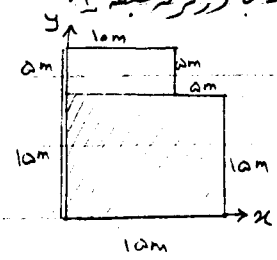
$$w_{x_2} = 0.78 \times 275 + 0.6 \times 125 + 1.25(20 + \tfrac{1}{2} \times 5) + 0.7(15 + 15 + 10 + 2 \times 5 + 3 \times \tfrac{1}{2} \times 5) + 0.37(4 \times 5 + 10 + 15) = 374.03 \ T$$

$$\bar{x}_{m_2} = [0.78(200\times5 + 75\times12.5) + 0.4(50\times5 + 75\times17.5) + 0.7(5\times10 \times 12.5 + 5\times12.5 + 15\times7.5 + \frac{1}{2}\times(10\times5 + 5\times10)\times12.5 + 5\times12.5 + 15\times7.5 + 5\times17.5)) + 0.3(10\times5 + 5\times10 + 2\times5\times17.5 + 15\times20)] / W_{x2}$$

$$\bar{y}_{m_2} = [0.78(200\times10 + 75\times7.5) + 0.4(50\times22.5 + 75\times7.5) + 0.7(5\times17.5 + 5\times12.5 + 15\times7.5 + \frac{1}{2}\times(10\times25 + 5\times22.5 + 5\times15 + 5\times12.5) + 1.25(20\times10) + 0.3(5\times22.5 + 10\times25 + 5\times15 + 15\times4.5)] / W_{x2}$$

$$\rightarrow \bar{x}_{m_2} = 8.27\,m \quad , \quad \bar{y}_{m_2} = 10.47\,m$$

۱-۴- بار وزنی طبقه ۳.



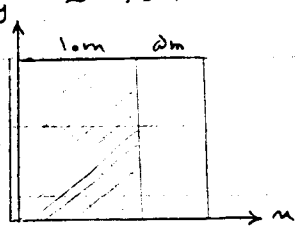
$$W_{x3} = 0.78\times225 + 0.4\times50 + 1.25(15 + \frac{5}{2}) + 0.7(15 + 15 + 5 + \frac{10}{2}\times2 + \frac{5}{2}) + 0.27\times20 = 273.24\ T$$

$$\bar{x}_{m_3} = [0.78\times225\times7.5 + 0.4\times50\times5 + 0.7(15\times7.5 + 15\times15 + 5\times12.5 + \frac{1}{2}\times5\times10 + 2\times\frac{1}{2}\times5\times10) + 0.27(5\times10 + 10\times5)] / W_{x3}$$

$$\bar{y}_{m_3} = [0.78\times225\times7.5 + 0.4\times50\times12.5 + 0.7(15\times7.5 + 5\times15 + \frac{1}{2}(5\times12.5 + 10\times20 + 10\times\frac{1}{2}\times15)) + 1.25(15\times7.5 + \frac{5}{2}\times12.5) + 0.27(10\times20 + 2\times5\times12.5)] / W_{x3}$$

$$\rightarrow \bar{x}_{m_3} = 4.49\,m \quad , \quad \bar{y}_{m_3} = 8.25\,m$$

۱-۵- بار طبقه ۴.



$$W_{x4} = 0.78\times150 + 0.4\times75 + 1.25\times15 + 0.27\times25 = 178.25\ T$$

$$\bar{x}_{m_4} = [0.78(15\times15 + 5\times12.5\times2) + 0.4\times75\times5 + 0.7(2\times10\times5 + 2\times\frac{1}{2}\times5\times12.5 + \frac{1}{2}\times15\times10^2) + 0.27(2\times10\times5)] / W_{x4}$$

$$\rightarrow \bar{x}_{m_4} = 4.14\,m \quad , \quad \bar{y}_{m_4} = 7.5\,m$$

۱-۶- بار طبقه پ، با.

$$W_{x5} = 0.4\times150 + 1.25\times\frac{15}{2} + 0.7\times\frac{50}{2} = 130.13\ T$$

$$\bar{x}_{m_5} = [0.4\times5\times150 + (0.27 + \frac{0.7}{2})(2\times10\times5 + 15\times10)] / W_{x5}$$

$$\rightarrow \bar{x}_{m_5} = 4.14\,m \quad , \quad \bar{y}_{m_5} = 7.5\,m$$

۱ـ۷ـ بار کل طبقات :

• $W_{xT} = \sum W_x = ۴۹۱/۱۳ + ۳۷۴/۵۳ + ۲۷۴/۲۴ + ۲۱۸ + ۱۳۰/۱۳ = \underline{۱۴۵۸/۰۵\ T}$

۲ـ محاسبه نیروی جانبی زلزله :

• $A = ۰/۲۵ \quad , I = ۱ \quad , R = ۷ \quad , S = ۱/۷۵$

• $T = ۰/۰۷ H^{۳/۴} = ۰/۰۷ \times ۱۵^{۳/۴} = ۰/۵۳\ S < ۰/۷\ S \rightarrow F_t = ۰$

• $T_0 = ۰/۱۵ \quad , T_S = ۰/۷ \rightarrow T_0 < T < T_S \rightarrow B = S + ۱ = ۲/۷۵$

$$\rightarrow C = \frac{ABI}{R} = \frac{۲/۷۵ \times ۱ \times ۰/۲۵}{۷} = ۰/۰۹۸$$

$$\rightarrow V = C \cdot W_{xT} = ۰/۰۹۸ \times ۱۴۵۸/۰۵ = \underline{۱۴۲/۸۹\ T}$$

طبقه	W_x	h_x	$W_x h_x$	$F_x^{(T)}$	$V_x^{(T)}$
۵	۴۹۱/۱۳	۱۴/۵۵	۶۸۴۷/۷۸	۹۳/۷	۹۳/۷
۴	۳۷۴/۵۳	۱۱/۵۵	۴۴۳۸/۱۸	۴۱/۲۹	۱۰۴/۹۹
۳	۲۷۴/۲۴	۸/۵۵	۲۴۲۷/۲	۳/۵۸	۱۲۷/۵۷
۲	۲۱۸	۵/۵۵	۱۲۷۵/۳	۱۱/۸۴	۱۳۹/۴۳
۱	۱۳۰/۱۳	۲/۵۵	۳۷۰/۸۷	۳/۴۵	۱۴۲/۸۹

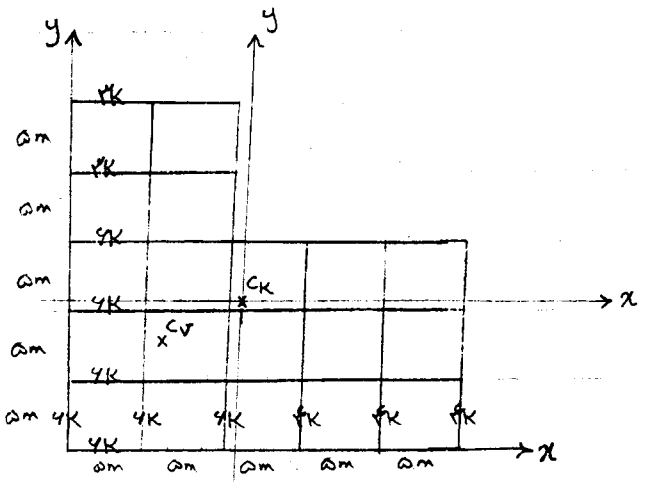
• $F_{xi} = \frac{W_x h_x}{\sum W_x h_x} V \qquad \sum = ۱۵۳۵۹/۳۳$

۳ـ تعیین مرکز برش طبقات :

طبقه	F_x	x_m (مرکز جرم)	y_m	V_x	x_v (مرکز برش)	y_v
۵	۹۳/۷	۴/۸۴	۷/۵	۹۳/۷	۴/۸۴	۷/۵
۴	۴۱/۲۹	۶/۸۴	۷/۵	۱۰۴/۹۹	۵/۹۳	۷/۵
۳	۲۲/۵۸	۶/۹۹	۸/۷۵	۱۲۷/۵۷	۵/۸۲	۷/۷۲
۲	۱۱/۸۴	۸/۲۷	۱۰/۴۷	۱۳۹/۴۳	۶/۰۳	۷/۹۴
۱	۳/۴۵	۱۰/۲۴	۱۰/۱۲	۱۴۲/۸۹	۶/۱۴	۸/۰۱

• برای مثال : $\bar{x}_4 = (۴۱/۲۹ \times ۶/۸۴ + ۹۳/۷ \times ۴/۸۴) \div ۱۰۴/۹۹ = ۵/۹۳$

۳ـ تعیین مرکز سختی طبقه همکف :



$C_V = (۷/۱۳, ۸/۰۱)$

$C_K = (۱۱, ۱۰/۵)$

- $x_{CK} = (۷\times۵ + ۷\times۱۰ + ۴\times۱۵ + ۴\times۲۰ + ۴\times۲۵)/(۳\times۷ + ۳\times۴) = \underline{۱۱ \text{ m}}$

$y_{CK} = (۷\times۵ + ۷\times۱۰ + ۷\times۱۵ + ۳\times۲۰ + ۳\times۲۵)/(۴\times۷ + ۲\times۳) = \underline{۱۰/۵ \text{ m}}$

۴ـ تعیین برون محوری :

- $e = C_V - C_K \rightarrow \begin{cases} e_x = ۷/۱۳ - ۱۱ = -۳/۸۷ \text{ m} \\ e_y = ۸/۰۱ - ۱۰/۵ = -۲/۴۹ \text{ m} \end{cases}$

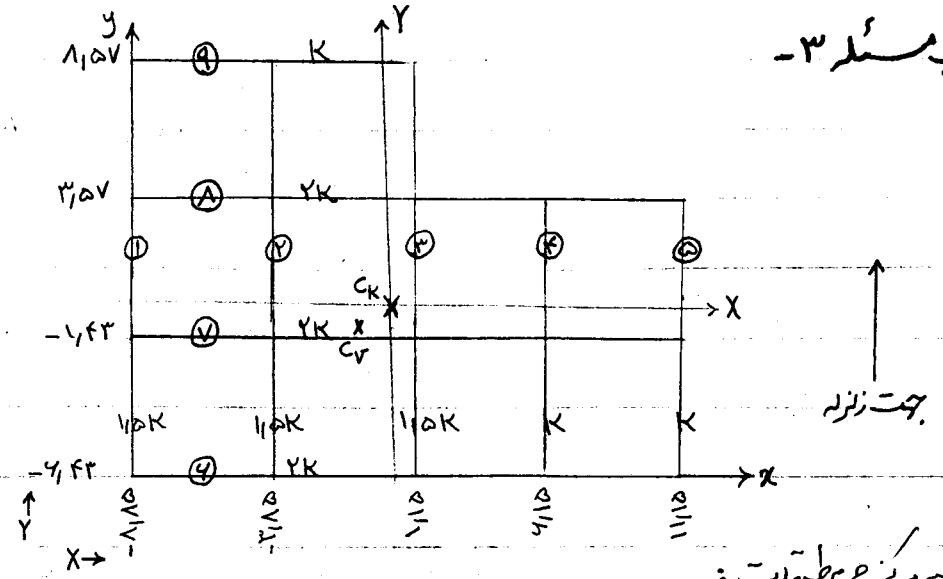
- $e_a = ۰/۰۵\, l \rightarrow \begin{cases} e_{ax} = ۰/۰۵ \times ۲۵ = \pm ۱/۲۵ \text{ m} \\ e_{ay} = ۰/۰۵ \times ۲۵ = \pm ۱/۲۵ \text{ m} \end{cases}$

برون محوری اتفاقی :

- $\bar{e} = e + e_a$

$\rightarrow \begin{cases} \bar{e}_x = -۳/۸۷ \pm ۱/۲۵ = \begin{cases} -۲/۵ \text{ m} \\ -۵/۱۲ \text{ m} \end{cases} \\ \bar{e}_y = -۲/۴۹ \pm ۱/۲۵ = \begin{cases} -۱/۲۴ \text{ m} \\ ۳/۷۴ \text{ m} \end{cases} \end{cases}$

جواب مسئله ۳-



۱- محاسبه مرکز جرم طبقات :

۱-۱- مرکز جرم طبقات ۱ تا ۷ .

- $W_{yf} = ۲۷۵٫۲۵\ T$
- $\bar{x}_{mf} = [۰٫۱۸۵ \times ۲۵۰ \times ۹ + ۰٫۷(۲۰\times۱۰ + ۱۰\times۱۵ + ۵\times۱۰ + ۱۰\times۵) + ۱٫۲۵\times۱۰\times۲۰]/W_{xf}$

  $\bar{y}_{mf} = [۰٫۱۸۵ \times ۲۵۰ \times ۴٫۵ + ۰٫۷(۱۰\times۱۵ + ۱۲٫۵\times۵ + ۱۰\times۱۰) + ۱٫۲۵(۱۵\times۷٫۵ + ۱۰\times۵)]/W_{xf}$

$\rightarrow \underline{\bar{x}_{mf} = ۹\ m}$, $\underline{\bar{y}_{mf} = ۴٫۵۵\ m}$

۱-۲- مرکز جرم طبقه ۸ ام .

- $W_{yf} = ۲۰۹٫۷۸\ T$
- $\bar{x}_{mr} = [۰٫۴۱\times۲۵۰\times۹ + \frac{۰٫۷}{۲}(۲۰\times۱۰ + ۱۰\times۱۵ + ۵\times۱۰ + ۱۰\times۵) + \frac{۱٫۲۵}{۲}\times۱۰\times۲۰$

  $+ ۰٫۲۷\times(۲۰\times۱۰ + ۱۰\times۱۵ + ۵\times۱۰ + ۱۰\times۵ + ۱۰\times۲۰)] / W_{xr}$

  $\bar{y}_{mr} = [۰٫۴۱\times۲۵۰\times۴٫۵ + \frac{۰٫۷}{۲}(۱۰\times۱۵ + ۱۲٫۵\times۵ + ۱۰\times۱۰) + \frac{۱٫۲۵}{۲}(۱۵\times۷٫۵ + ۱۰\times۵)$

  $+ ۰٫۲۷(۱۰\times۱۵ + ۱۲٫۵\times۵ + ۱۰\times۱۰ + ۱۵\times۷٫۵ + ۱۰\times۵)] / W_{xr}$

$\rightarrow \underline{\bar{x}_{mf} = ۹٫۰۴\ m}$, $\underline{\bar{y}_{mf} = ۴٫۵۷\ m}$

۲- محاسبه مرکز برش طبقه ۱ ام :

طبقه	۸	۷	۶	۵	۴
F_y	۴۳٫۶۴	۵۵٫۶۵	۴۷٫۶۴	۳۹٫۵	۳۱٫۵۲
x_m	۹٫۰۴	۹	۹	۹	۹
y_m	۴٫۵۷	۴٫۵۵	۴٫۵۵	۴٫۵۵	۴٫۵۵

, $V_y = ۲۷۲٫۲۹\ T$

(ادامه پشت صفحه)

- $\bar{x}_{vf} = [43,44 \times 9,04 + 9(0,45 + 4,74 + 9,0 + 1,53)] / 273,39 = \underline{7,12m}$

$\bar{y}_{vf} = [43,44 \times 4,07 + 4,05 \times 17,93] / 273,39 = \underline{0,49m}$

۳- تعیین برش در قاب‌های طبقه ۴:

۳-۱- تعیین مرکز سختی و محل پیچش.

- $\bar{x}_K = (1,5 \times 5 + 1,5 \times 10 + 15 + 20) / (3 \times 1,5 + 2) = \underline{8,18\ m}$

$\bar{y}_K = (2 \times 5 + 2 \times 10 + 15) / (3 \times 2 + 1) = \underline{4,43m}$

- $I_p = K[1,5(8,18^2 + 3,18^2 + 1,18^2) + 1(4,15^2 + 11,15^2) + 2(4,43^2 + 1,43^2 + 3,57^2) + 8,57^2 \times 1] = \underline{479,49\ K}$

۳-۲- محاسبه مقدار جان.

$M_{Ty} = V_y \cdot \bar{e}_x$

- $e_x = \bar{x}_v - \bar{x}_K = 7,12 - 8,18 = -1,03m$

$e_{ax} = 0,05 l_x = 0,05 \times 20 = 1\ m$

$\rightarrow \bar{e}_x = -1,03 \pm 1 = \begin{cases} -0,03\ m \\ -2,03\ m \end{cases}$ ، $V_y = 273,39\ T$

$\rightarrow M_{Ty} = \begin{cases} -8,2\ T.m \\ -554,98\ T.m \end{cases}$

۳-۳- محاسبه برش در کلیه قاب‌ها (در جهت x و y) براثر زلزله در جهت y.

- قاب‌های در جهت x: $V_i = \frac{K_{xi}}{\sum K_{xi}} V_y + \frac{K_{xi} \cdot y_i}{I_p} M_{Ty}$

- قاب‌های در جهت y: $V_i = \frac{K_{yi}}{\sum K_{yi}} V_y + \frac{K_{yi} \cdot x_i}{I_p} M_{Ty}$

$\underbrace{\qquad}_{V_1} \qquad \underbrace{\qquad}_{V_2}$

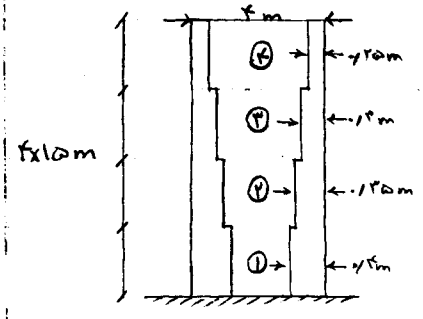
قاب	Ky	X	Ky·X	V_1	V'_2	V''_2	$V'(=V_1+V'_2)$	$V''(=V_1+V''_2)$
①	۱٫۵K	-۸٫۸۵	-۱۳٫۲۸K	۴۳٫۱	۰٫۲۳	۱۰٫۲۴	۴۳٫۳۳	۵۳٫۳۴
②	۱٫۵K	-۳٫۸۵	-۵٫۷۸K	۴۳٫۱	-۰٫۰۱	۴٫۴۶	۴۳٫۱۱	۴۷٫۵۶
③	۱٫۵K	۱٫۱۵	۱٫۲۵K	۴۳٫۱	-۰٫۰۴	-۱٫۳۳	۴۳٫۰۹	۴۱٫۷۷
④	K	۴٫۱۵	۴٫۱۵K	۴۲٫۱	-۰٫۱۱	-۷٫۱۲	۴۱٫۹۹	۳۴٫۹۸
⑤	K	۱۱٫۱۵	۱۱٫۱۵K	۴۲٫۱	-۰٫۱۹	-۱۲٫۹	۴۱٫۹۱	۲۹٫۲

قاب	K_x	Y	K_x·Y	V_1	V'_2	V''_2	$V'(=V_1+V'_2)$	$V''(=V_1+V''_2)$
⑥	۲	-۶٫۴۳	-۱۲٫۸۶	۷۸٫۱	۰٫۲۲	۱۴٫۸۸	۷۸٫۳۲	۹۲٫۹۸
⑦	۲	-۱٫۴۳	-۲٫۸۶	۷۸٫۱	۰٫۰۵	۳٫۳۱	۷۸٫۱۵	۸۱٫۴۱
⑧	۲	۳٫۵۷	۷٫۱۴	۷۸٫۱	-۰٫۱۲	-۸٫۲۶	۷۷٫۹۸	۶۹٫۸۴
⑨	۱	۸٫۵۷	۸٫۵۷	۳۹٫۱	-۰٫۱۵	-۹٫۹۲	۳۸٫۹۵	۲۹٫۱۸

- V'_2 : $M_{Ty}=-۱٫۲\ T.m$ برش ناشی از جان پیچشی

V''_2 : $M_{Ty}=-۵۵۴٫۹۸\ T.m$ برش ناشی از جان پیچشی

جواب مسئله ۵ -



۱- محاسبه وزن دودکش :

$$W=[۱۵\times\Pi\,(۲^۲-(۲-d)^۲)]\times۲٫۵$$

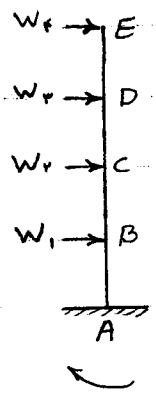
→ $W_1=۱۴۹٫۹۵\ T$, $W_2=۱۵۰٫۵\ T$, $W_3=۱۳۰٫۷۷\ T$, $W_4=۱۱۰٫۴۵\ T$

→ $W_T=۵۴۱٫۳۷\ T$

۲ - بارهای لرزه‌ای:

- $W_{x1} = \frac{149.5}{2} + \frac{150.5}{2} = 140\ T$
- $W_{x2} = \frac{150.5}{2} + \frac{130.77}{2} = 140.42\ T$
- $W_{x3} = \frac{130.77}{2} + \frac{110.45}{2} = 120.61\ T$
- $W_{x4} = \frac{110.45}{2} = 55.22\ T$

۳- محاسبه T:



قطعه	مبداء	M
ED	E	$-W_4 x$
DC	D	$-W_4(x+15) - W_3 x$
CB	C	$-W_4(x+30) - W_3(x+15) - W_2 x$
BA	B	$-W_4(x+45) - W_3(x+30) - W_2(x+15) - W_1 x$

قطعه	$\frac{\partial M}{\partial W_4}$	$\frac{\partial M}{\partial W_3}$	$\frac{\partial M}{\partial W_2}$	$\frac{\partial M}{\partial W_1}$	I
ED	$-x$	0	0	0	5.2
DC	$-(x+15)$	$-x$	0	0	4
CB	$-(x+30)$	$-(x+15)$	$-x$	0	4.75
BA	$-(x+45)$	$-(x+30)$	$-(x+15)$	$-x$	7.42

→ روش کاستیلیانو: $\Delta = \int \frac{M \frac{\partial M}{\partial W}\, dx}{EI}$, $W_4 = 1$, $W_1 = W_2 = W_3 = 0$

→ $x_E = 0.203\,m$, $x_D = 0.127\,m$, $x_C = 0.042\,m$, $x_B = 0.017\,m$

→ $T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum w_i x_i^2}{g x_n}} = 2.91\ s$

۴- محاسبه نیروی جانبی زلزله :

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

- $A = ۰/۲۵$, $I = ۰/۸$, $R = ۵$, $S = ۱/۷۵$
- $T = ۲/۹۱\, s$, $T_0 = ۰/۱۵\, s$, $T_s = ۰/۷\, s$ $\rightarrow T_0 < T < T_s$

$$\rightarrow B = (S+1)\left(\frac{T_s}{T}\right)^{۲/۳} = ۱/۰۴ \rightarrow C = \frac{۰/۲۵ \times ۰/۸ \times ۱/۰۴}{۵} = ۰/۰۴$$

$$\rightarrow V = ۲۸/۵ \ T \quad , \quad F_t = ۰/۰۷\, T\, V = ۵/۸ \ T$$

	W_x	h_x	$W_x h_x$	F_x (T)	V_x (T)
۴	۵۹۲۲	۴۵	۳۳۱۲/۲	۱۰/۷	۱۰/۷
۳	۱۲۵/۴۱	۴۵	۵۴۴۷/۴۵	۸/۰۲	۱۸/۰۹
۲	۱۴۰/۴۳	۳۰	۴۲۱۸/۹	۴/۲۴	۲۴/۳۳
۱	۱۴۰/۰۰	۱۵	۲۴۰۰	۳/۵۵	۲۸/۵
			$\Sigma = ۱۵۲۵۹/۵۵$		

۵- محاسبه ضریب اطمینان :

- $M_r = \Sigma F_i h_i = ۱۰/۷ \times ۴۵ + ۸/۰۲ \times ۴۵ + ۴/۲۴ \times ۳۰ + ۳/۵۵ \times ۱۵$

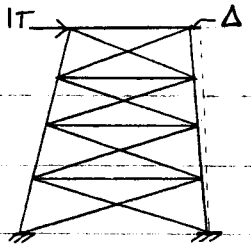
$$\rightarrow M_r = ۱۲۴۳/۲۲ \ \ T.m$$

ضریب اطمینان نامناسب : $\rightarrow \frac{۱۱۲۲/۷۴}{۱۲۴۳/۲۲} < ۱/۷۵$

- $M_a = W_x \cdot \frac{D}{۲} = ۱۱۲۲/۷۴$

جواب مسئله ۴-

الف) محاسبه سختی جانبی برج :



- $K = \frac{F}{\Delta}$, $F = ۱\ T$

• $\Delta = \sum \frac{F \frac{\partial F}{\partial P}}{EA}$, $A_1 = 120\,cm^2$, $A_2 = 500\,cm^2$, $A_3 = 50\,cm^2$

$\rightarrow \Delta = 0/2 \times 10^{-3}\,m$

$\rightarrow K = \frac{F}{\Delta} = \underline{5000\,T/m}$

ب - محاسبه پریود نوسانات برج :

• $T = 2\pi\sqrt{\frac{P}{gK}}$, $P = 1000 + 100 = 1100\,T$

$\rightarrow T = 2\pi\sqrt{\frac{1100}{5000 \times 9/81}} = \underline{0/925}$

ج - محاسبه نیروی زلزله :

ج - ۱ - محاسبه ضرایب .

• $A = 0/3$, $I = 1/4$, $R = 3$, $S = 1/75$

• $T = 0/925$, $T_S = 0/7$, $T_0 = 0/15$ $\rightarrow$ $T_0 < T < T_S$

$\rightarrow B = (S+1)\left(\frac{T_S}{T}\right)^{2/3} = 2/24$ $\rightarrow C = \frac{0/3 \times 2/24 \times 1/4}{3} = \underline{0/31}$

ج - ۲ - محاسبه بار مرده سبانی زلزله :

• $W_{RT} = 1100\,T$: درفرول استفاده شده فرض بر صرف نظر از وزن طره است

ج - ۳ - محاسبه برش پایه :

• $V = C W_{RT} = \underline{341\,T}$, $F_t = \underline{22/48\,T}$

$\rightarrow h_n = 20 + \frac{4}{2} = 22\,m$, $F = 341\,T$

هـ - تعیین ضریب اطمینان :

• $W_r = 341 \times 22 = 7842\,T$

$W_a = 1100 \times 10 = 11000$ $\rightarrow$ ضریب اطمینان $= 1/4$

مسائل مربوط به بارهای جانبی ناشی از زلزله — برگ شماره

۱- ساختمان زیر متعلق به یک بیمارستان هشت طبقه در تهران است. مشخصات زیر است:

الف- سیستم سازه بتنی آرمه است با دال بتنی آرمه به ضخامت 15cm است.

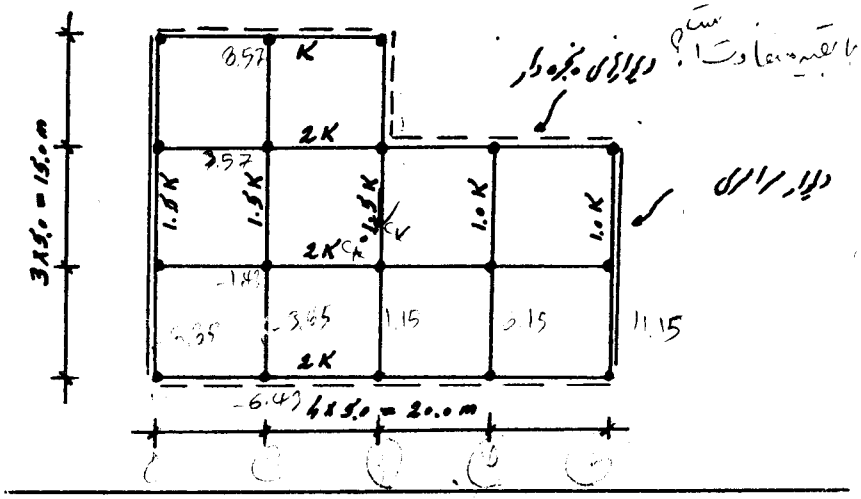
ب- کف سازی و تیغه کاری مستقر است و جمعاً وزنی در حدود 200 kg/m² دارد.

ج- بار زنده پارتیشن‌ها حدود 150 kg/m² است.

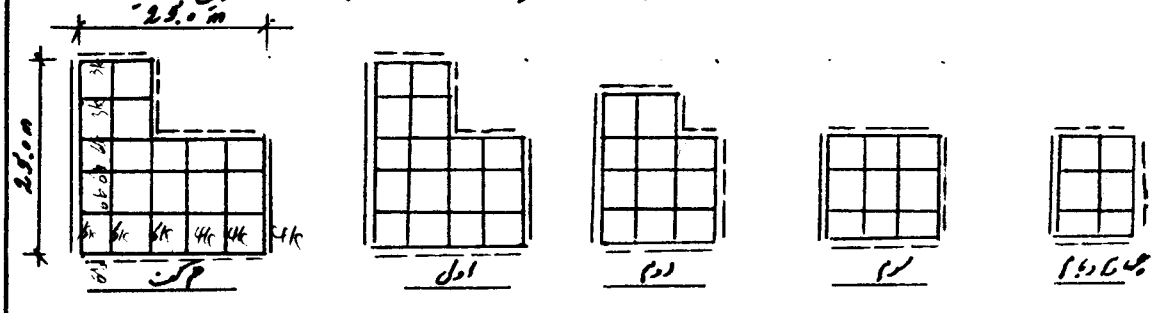
د- دیوارهای خارجی مشابه یک دیوار آجری با ضخامت 25cm اند. دیوارهای پنجره دار مشابه یک دیوار با ارتفاع 1.5m اند. ارتفاع دستانداز 0.8m است.

ه- زمین محل ساختمان از نوع III است و تاب‌ای بتنی آرمه دارای شکل پذیری متوسط اند.

خیابان زلزله در جهت شمال-جنوب است. تعیین کنید نیروی ایجاد شده در طبقات را. ارتفاع طبقات 3m است.



۲- ساختمان پنج طبقه زیر یک ساختمان اداری است که در اصفهان ساخته می‌شود. بارگذاری طبقات مشابه مسئله (۱) است. زمین از نوع III است. مرکز جرم و مرکز برش در کلیه طبقات را تعیین کنید. اگر نیروی جانبی تاب‌ای قتاب با تقدار استاتیکی آن باشد مرکز نیرو را در طبقه حرکت حساب کنید و بروش کوری برش زلزله را تعیین نمایید.



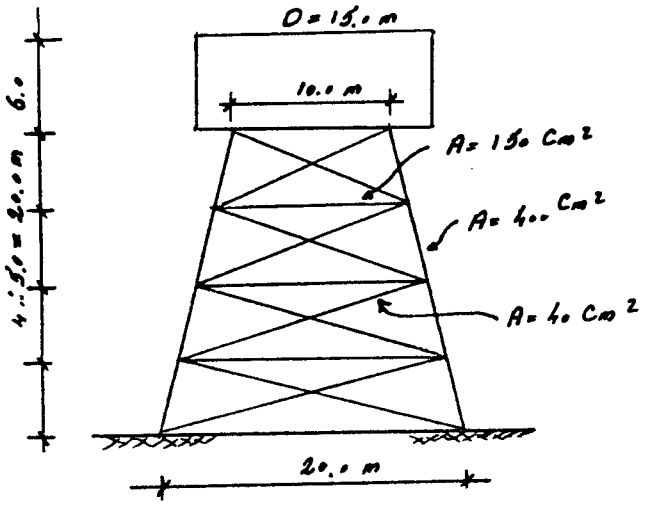
مسائل مربوط به بار جانبی ناشی از زلزله — برگ شماره

۴- درس خانمان مسئله (۱) مقادیر برش جانبی تاب ها در طبقه چهارم برروی شکل نشان داده شده اند. تعیین کنید هرکدام از تاب ها را در این طبقه برای چه برشی طراحی می کنید. پیچش را حساب کنید.

۵- مخزن گازی به ظرفیت حدود $1000\ m^3$ واقع در شهر زشت توسط چهار خرپا مطابق شکل زیر در ارتفاع 20 m از سطح زمین نگهداری می شود. وزن مخزن خالی 100 t است. زمین از نوع III است. تعیین کنید:

الف- برش جانبی برج ، ب- پریود نوسانات طبیعی برج ، ج- نیروی جانبی زلزله

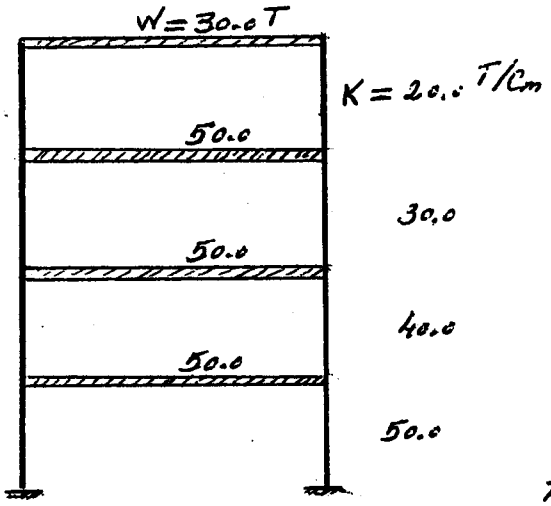
د- نیروی مؤثر در باد بندی ، هـ- ضریب اطمینان موجود در طرح برای واژگونی



۶- یک دودکش بتن آرمه به ارتفاع 60 m بصورت استوانه با قطر خارجی D = 4.0 m و ضخامت ای 40 ، 35 ، 30 و 25 Cm در هر 15 m ساخته می شود. محل دودکش در تبریز و زمین از نوع III است. تعیین کنید نیروی مؤثر از زلزله بر این دودکش و جگونگی تغییر آن در ارتفاع را.

ضریب اطمینان موجود در طرح دودکش را در مقابل واژگونی حساب کنید.

۱- تاب چهار طبقه زیر در نظر است. وزن هر طبقه و سختی جانبی طبقات بر روی تاب نشان داده شده‌اند. پریود ارتعاشات طبیعی اصلی تاب را با استفاده از روش‌های R. و S.W. بدست آورید. در روش R. شکل اولیه ارتعاش اصلی تاب را بصورت $\phi = (1.0, 1.2, 1.3, 1.4)$ در نظر بگیرید و سپس آنرا اصلاح کنید. پریود ارتعاشات در هر مرحله را با یکدیگر مقایسه کنید.



ج: $T = 0.586^{S.}$

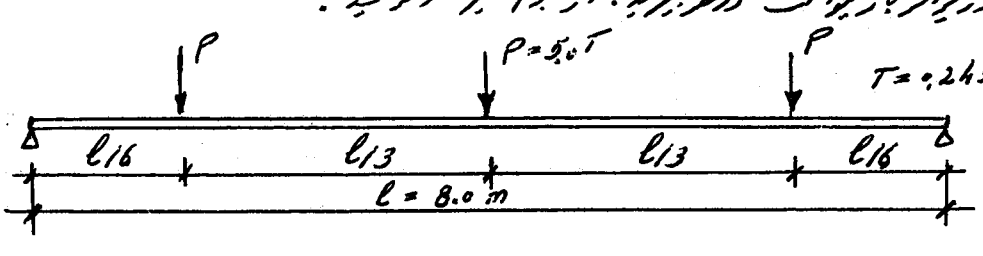
۲- رودکش بشکل استوانه از بتن آرمه ساخته شده است. قطر خارجی رودکش 2.0 m و ضخامت آن 25 Cm است. ارتفاع رودکش 30.0 m میباشد. پریود ارتعاشات طبیعی اصلی رودکش را با استفاده از روش S.W. بدست آورید. مدول الاستیسیته بتن را $E_c = 200{,}000\ Kg/Cm^2$ در نظر بگیرید.

ج: $T = 0.92^{S.}$

---

③- تیر ساده زیر بر روی سه تکیه‌گاه ساده قرار دارد. وزن $P = 5.0\ T$ را در محل‌های نشان داده شده تحمل میکند. تیر از پروفیل فولادی IPB 30 ساخته شده است. پریود ارتعاشات طبیعی اصلی تیر را با استفاده از روش‌های R. و S.W. بدست آورید. در روش R. شکل ارتعاش تیر را با صرفنظر کردن از وزن تیر شکل تیر زیر بار یک نیروی متمرکز در نظر بگیرید. از وزن تیر صرفنظر کنید.

ج: $T = 0.245^{S.}$



$S_w: g \int w dx$

$\int w y^2 dx$

R: $\int EI \frac{d^2y}{dx^2} dm$

$\int m y^2 dm$

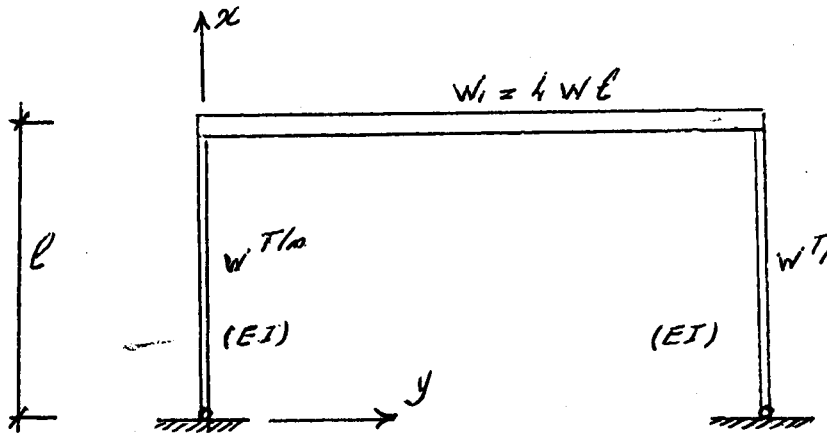
۴ - قاب زیر ستونها بارشگذاری شده و تیر صلب است . وزن هر متر طول ستون W و وزن کل تیر $W_1 = 4Wl$ است . پریود ارتعاشات طبیعی اصلی قاب را از دو روش زیر بدست آورید :

الف - روش R. - در این روش شکل ارتعاش اصلی را شبیه منحنی تغییر شکل قاب زیر اثر بار متمرکز افقی در محل تیر در نظر بگیرید . این منحنی بصورت $y = Px(3l^2 - x^2)/12EI$ نوشته میشود (صحت این رابطه را تحقیق کنید) .

ب - روش S.W. - منحنی تغییر شکل قاب زیر اثر بار افقی برابر با وزن آن بصورت :

$$y = W(x^4/24 - x^3 l/2 + 4xl^3/3)/EI$$

نوشته میشود (صحت این رابطه را تحقیق کنید) .



ج : $\omega^2 = \frac{1.21\,EIg}{Wl^4}$

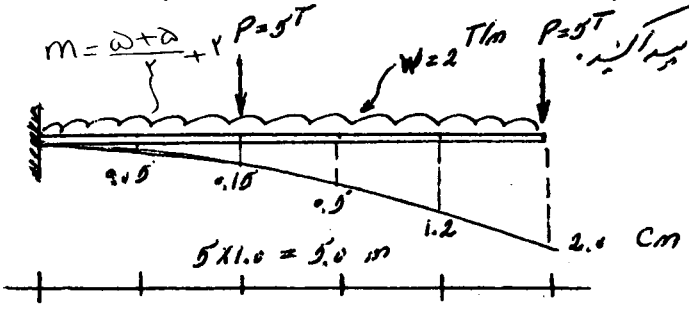
---

۵ - تیر طره‌ای مطابق با شکل زیر وزن ماشین آلات دکلسازی کارخانه‌ای را تحمل میکند . تیر فولادی است و مشخصات مقطع آن بشرح زیر است :

ممان اینرسی مقطع $I = 900{,}000\ Cm^4$

مدول ارتجاعی فولاد $E = 2100\ T/Cm^2$

اگر تیر شکل (خیز) تیر تحت اثر این بار مطابق با شکل زیر باشد ، پریود ارتعاشات طبیعی اصلی تیر را پیدا کنید .



ج : $T = 0.25^{S.}$

ب - مسائل پریود ارتعاشات طبیعی :

جواب مسئله ۱ -

الف - روش R. :

• $W_0 = 50\ T$, $K_0 = 20\ T/cm$ $\rightarrow$ $m'_J = \frac{m_J}{M_{0J}}$, $K' = \frac{k}{K_0}$

	e_J	m'_J	K'	$m'_J \cdot e_J$	V'	δ'_J	X'_J	$m'_J e_J X'_J$	$m'_J X'^2_J$
(۴)	۱	۰/۴		۰/۴			۴/۴۱	۲/۴۵	۱۱/۴۷
			۱		۰/۴	۰/۴			
(۳)	۱	۱		۱			۳/۸۱	۳/۸۱	۱۴/۵۲
			۱/۵		۱/۴	۱/۰۷			
(۲)	۱	۱		۱			۲/۷۴	۲/۷۴	۷/۵۱
			۲		۲/۴	۱/۳			
(۱)	۱	۱		۱			۱/۴۴	۱/۴۴	۲/۰۷
			۲/۵		۳/۴	۱/۴۴			
							$\Sigma =$	۱۰/۴۴	۲۹/۲۷

• $m_J e_J X_J = \frac{M_0^2}{K_0} m'_J e_J X'_J = 1/3 \times 10^{-4} m'_J e_J X'_J$

$m_J X_J^2 = \frac{M_0^2}{K_0^2} m'_J X'^2_J = 3/32 \times 10^{-7} m'_J X'^2_J$

$\rightarrow \omega^2 = \frac{\sum m_J e_J X_J}{\sum m_J X_J^2} = \frac{1/3 \times 10^{-4} \times 10/44}{3/32 \times 10^{-7} \times 251/27} = 114/47 \rightarrow T = \frac{2\pi}{\omega} = 0/582\ s$

• نسبت های X_J : (۱ , ۱/۹ , ۲/۴۵ , ۳/۰۴)

	e_J	m'_J	K'	$m'_J e_J$	V'	δ'_J	X'_J	$m'_J e_J X'_J$	$m'_J X'^2_J$
(۴)	۳/۰۴	۰/۴		۱/۸۴			۱۰/۹۹	۲۰/۲۲	۷۲/۲۴
			۱		۱/۸۴	۱/۸۴			
(۳)	۲/۴۵	۱		۲/۴۵			۹/۱۵	۲۲/۲۵	۸۳/۷۲
			۱/۵		۴/۴۹	۲/۹۹			
(۲)	۱/۹	۱		۱/۹			۶/۱۶	۱۱/۷	۳۷/۹
			۲		۶/۳۹	۳/۲			
(۱)	۱	۱		۱			۲/۹۶	۲/۹۶	۸/۷۶
			۲/۵		۷/۳۹	۲/۹۶			
							Σ	۵۹/۱۳	۲۰۲/۴۴

$\rightarrow \omega^2 = \frac{1/3 \times 10^{-4} \times 59/13}{3/32 \times 10^{-7} \times 251/14} = 114/21 \rightarrow T = \frac{2\pi}{\omega} = 0/587\ s$ OK

• نسبت های X تقریباً برابر نسبت e_J : (۱ , ۲/۰۸ , ۳/۰۹ , ۳/۷۱)

← با نزدیکتر شدن نسبتهای e_J و M_J ، جواب T دقیقتر می گردد .

ب) روش S.W:

	K'	$F_j=W'_j$	V'	δ'_j	y'_j	$W'_j y'_j$	$W'_j y'^2_j$
(۴)		۰/۴			۴/۴۱	۲/۶۵	۱۱/۶۷
(۳)	۱	۱	۰/۴	۰/۴	۳/۸۱	۳/۸۱	۱۴/۵۲
(۲)	۱/۵	۱	۱/۴	۱/۰۷	۲/۷۴	۲/۷۴	۷/۵۱
(۱)	۲	۱	۲/۴	۱/۳	۱/۴۴	۱/۴۴	۲/۰۷
	۲/۵		۴/۶	۱/۴۴		Σ ۱۰/۶۴	۳۵/۷۷

- $W_j y_j = \frac{W_0^2}{K} W'_j y'_j = 125\, W'_j y'_j$

$W_j y_j^2 = \frac{W_0^3}{K_0^2} W'_j y'^2_j = 312/5\, W'_j y'^2_j$

$\rightarrow \omega^2 = \frac{\Sigma W'_j y'_j}{\Sigma W'_j y'^2_j} g = 114/4 \rightarrow T = \frac{2\pi}{\omega} = 0/582$ ثانیه

جواب مسئله ۲-

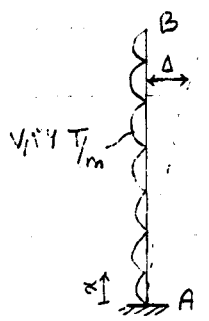
۱- محاسبه وزن دودکش:

- $V = 30\pi(2^2 - 1/75^2) = 88/34\ m^3$

$\rightarrow W = \gamma V = 88/34 \times 2/5 = 220/9\ T$

۲- محاسبه معادله تغییر شکل دودکش:

- $\omega = \frac{220/9}{30} = 7/34\ T/m$



- $I = \frac{1}{4}\pi(2^4 - 1/75^4) = 0/2\ m^4$

$E = 2\times10^5\ Kg/cm^2 = 2\times10^6\ T/m^2$

- معادله تغییر شکل: $x = +\frac{\omega}{24EI}(y^4 - 4Ly^3 + 6L^2y^2)$

$\rightarrow x = 29/5\times10^{-9}(y^4 - 120y^3 + 3600y^2)$

جواب مسئله ۵ -

x^m	۱	۲	۳	۴	۵
y^m	۰/۰۰۰۵	۰/۰۰۱۵	۰/۰۰۵	۰/۰۱۲	۰/۰۲

$\rightarrow$ برازش بهترین سنجی : $y = 9\times10^{-5}(-x^4 + 11{,}11x^3 - 24{,}44x^2 + 20x - 0{,}111)$

$\rightarrow \frac{dy}{dx} = 9\times10^{-5}(-4x^3 + 33{,}33x^2 - 48{,}88x + 20)$

$\rightarrow \frac{d^2y}{dx^2} = 9\times10^{-5}(-12x^2 + 66{,}66x - 48{,}88)$

• $EI = 2100\times10^4 \times 9\times10^{-4} = 18900\ T.m^2$, $m = 2 + \frac{5+5}{5} = 4\ T/m$

$\rightarrow \omega^2 = \frac{\int_0^5 18900\times 9^2\times10^{-10}(-12x^2+66{,}66x-48{,}88)^2 dx}{\int_0^5 4\times 9^2\times10^{-10}(-x^4+11{,}11x^3-24{,}44x^2+20x-0{,}111)^2 dx} = 3705{,}25$

$\rightarrow T = \frac{2\pi}{\omega} = 0{,}17\ s$

www.engclubs.net

a site for all Engineers