

به نام خدا

۳۰۷) مراحل طراحی پی در SAFE

تاریخ نشر: ۱۳۹۱/۱۰/۱

۱) پیشگفتار

-
در این یادداشت، مراحل طراحی پی آمده است.
این یادداشت، شالوده انواع ساختمان‌های فولادی و بتنی را شامل می‌شود.
در این یادداشت، پی‌های منفرد، نواری (مشبک) و گسترده مورد بررسی قرار می‌گیرند.

-
یادت باشد:

زیاد عجله نکن!

به خوبی این متن را بخوان. ابتدا یادآوری، سپس بپرداز به طراحی!

-
نرم‌افزار مورد استفاده: SAFE 12.3.0

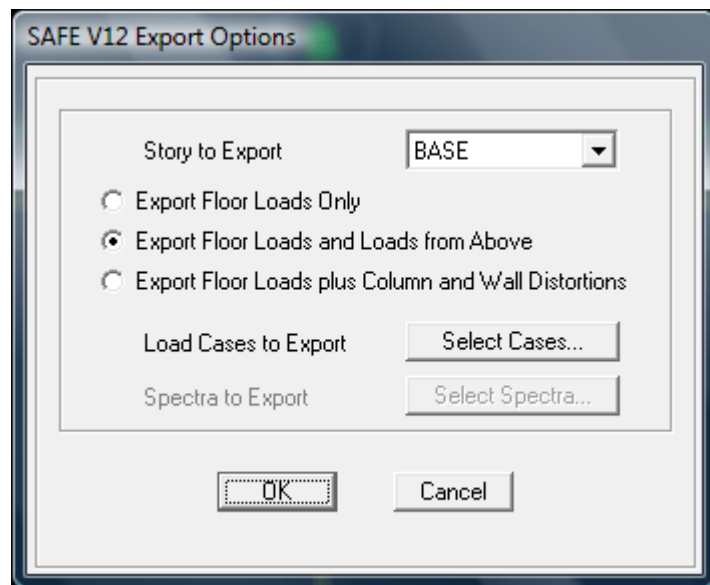
۲) مراحل طراحی پی

۱) خروجی گرفتن از ایتبز

-
می‌گویید بهتر است قبل از خروجی گرفتن، شماره اعضا را مرتب کنیم.

ما نیز اطاعت می‌کنیم!

از منوی *File* گزینه *Export* را می‌زنیم. آنگاه:



روی دکمه *Select Case* کلیک کرده و الگوهای بار زلزله و مرده و زنده را انتخاب می‌کنیم.
MASS را انتخاب نمی‌کنیم.

تحقیق؟؟؟

اگر قبل از خروجی گرفتن، دیوار برشی را تقسیم‌بندی کنیم که در پایه، تنها دو نقطه اتکا وجود نداشته باشد، فرق ش (دقت ش) با مثلاً شش تقسیم شود چه میزان است؟

گزینه اول بدرد طراحی سقف در *SAFE* می‌خورد!

گزینه سوم در مقایسه با گزینه دوم برای طراحی سقف دال است و چگونگی انتقال نیروی جانبی آنها (زلزله و باد). به اینترنت رجوع شود.

با احتیاط، فعلاً از گزینه دوم استفاده می‌کنیم!

؟؟؟

۲) ورود داده

نرم افزار *SAFE* را باز می‌کنیم.

File > Import > SAFE. F2K File ...

آدرس فایل تولید شده در برنامه ETABS را معرفی می‌کنیم.

-

این چیزها وارد SAFE می‌شود:

- خطوط شبکه (*Grid Line*)
- «عناصر نقطه‌ای» محل ستون‌ها و دیوارهای برشی (یا همان *Point Object* ها)
- دیوار برشی (به صورت 3D) به صورت «تیر عمیق»
- الگوهای بار استاتیکی
- بارهای نقطه‌ای هر یک از الگوهای بار استاتیکی
- اندازه بار (ابعاد ستون) برای کنترل برش منگنه‌ای (فقط برای ستون‌های بتنی)
- ترکیب‌های بار

-

هر ترکیب‌باری در مدل ETABS که شامل یک یا چند تا از ترکیب‌بار دیگر شود، به SAFE منتقل

نمی‌شوند. تنها ترکیب‌بارهایی که مستقیماً از «حالت‌های بار» تولید شوند منتقل می‌گردند.

-

نکته:

در صورت انتقال مدل به ویرایش دوازدهم، امکان ارسال نتایج تحلیل طیفی نیز وجود دارد. (باجی؛

صفحه ۳۰۶)

-

تحقیق شود؟؟؟

شاید لازم باشد تا ارتفاع طبقه را برابر صفر کنی.

-

نکته

اگر در مدل سازه‌ای، دیوار برشی داشته باشیم، به صورت دیوار به SAFE منتقل نمی‌شود.

و در واقع هیچ «بار دیواری» نخواهیم داشت. بلکه به صورت تکیه‌گاه‌های نقطه‌ای خواهند بود.

نقاطی که هرکدام دارای بارهای خودشان هستند.

-

گره‌های زیر دیوار برشی هنگام ورود به SAFE «اندازه بار» ندارند.

-

تحقیق شود؟؟؟

تأثیر مدل وارد شده، تیر عمیق به جای دیوار برشی، چه شباهتی با عنصر سخت دارد.

هنگام انتقال، بار قائم، و اگر گیردار باشد، لنگرهای خمشی انتقال می‌یابد. عکس‌العمل افقی در تکیه‌گاه به *SAFE* انتقال نمی‌یابد.

۳) نمونه مصالح و آیین‌نامه و نرم‌افزار

می‌شود از مقادیر جدول زیر مدد گرفت.

$f'_c = 21 \text{ Mpa}$	مقاومت فشاری ۲۸ روزه نمونه استوانه‌ای استاندارد
$E_c = 5000\sqrt{f'_c} = 23000 \text{ N/mm}^2$	ضریب ارتجاعی بتن (بر اساس رابطه مبحث ۹)
$E_s = 200\,000 \text{ N/mm}^2$	ضریب ارتجاعی میلگرد
$f_y = 400 \text{ Mpa}$	تنش تسلیم میلگرد خمشی
$f_y = 300 \text{ Mpa}$	تنش تسلیم میلگرد برشی
0.2	ضریب پواسون
ACI318 – 2008	آیین‌نامه طراحی
$q_a = 150 \text{ kN/m}^2 = 1.5 \text{ kg/cm}^2$	تنش مجاز خاک (مقاومت مجاز خاک)
$k_s = 1.8 \text{ kg/cm}^3$	ضریب بستر خاک
ETABS 9.7.4	نرم افزار طراحی سازه
SAFE 12.3.0	نرم افزار طراحی شالوده

مبحث نهم مقررات ملی ساختمان

۹-۱۰-۷-۵

فقط بتن‌های رده *C20* و بالاتر را می‌توان به عنوان مبنای طراحی در نظر گرفت.

حداقل ضخامت پی برای *250 mm* است.

تحقیق شود؟؟؟

اثر ضریب الاستیسیته بتن چقدر است؟

معرفی بتن (۴)

بتن را معرفی می کنیم.

$$f'_c = 21 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Poisson's Ratio} = 0.2$$

$$E_c = 23000 \text{ N/mm}^2 \approx 5000\sqrt{21}$$

$$W_c = 25.0 \text{ kN/m}^3$$

اسم بتن را تغییر می دهیم:

C21

معرفی میلگرد (۵)

میلگرد را معرفی می کنیم. با فولاد اشتباه نگیری!

فکر می کنم میلگرد طولی را باید معرفی کنیم. که البته فکر درستیست!

میلگرد طولی اگر AIII باشد، اینطور باید معرفی شود:

کمترین تنش تسلیم F_y :

$$F_y = 400 \text{ N/mm}^2$$

ضریب الاستیسیته:

$$E = 200\,000 \text{ N/mm}^2$$

اما.

یه نمونه خود برنامه دارد که همان عددهای مطلوب ما را دارد: CSA – G30.18Gr400

همین را انتخاب می کنیم و نامش را تغییر می دهیم:

AIII

حالا اگر AII باشد، این مشخصات را می دهیم:

$$\text{Minimum Yield stress, } F_y = 300 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Minimum Tensile stress, } F_u = 400 \text{ N/mm}^2$$

و نامش را می گذاریم:

AII

۶ معرفی عنصر سطح - شالوده

نام‌اش را بطور مثال به $F - 600$ تغییر دهیم. آن عدد به خاطر ضخامت (Thickness) شالوده است.

هنگام پی نواری دوطرفه، نوع‌اش را از SLAB به FOOTING تغییر می‌دهیم.
در صورت پی گسترده، نوع‌اش را به MAT تغییر می‌دهیم.

دو نوع پی *Mat* و *Footing* از لحاظ تحلیل و طراحی تفاوتی ندارند و تنها در بخش ترسیم جزئیات تاثیرگذار هستند. (باجی، صفحه ۹۰)

در نمونه‌هایی، هیچ تفاوتی بین نوع المان‌های اختصاص یافته در عملیات طراحی ندیدم.

اگر ضخامت‌های قسمت‌های مختلف پی یکسان نیست، بهتر است در هنگام رسم معرفی شود.

۷ معرفی عنصر سطح - سخت

یه کپی از تعریف قبلی می‌گیریم. نام‌اش را می‌گذاریم: *STIFF*. (که ستون و دیوار برشی را شامل شود).

بعد *Type* اش را عوض می‌کنیم به *Stiff*.

تحقیق شود؟؟؟

در مورد ضخامت‌اش که آیا باید همان قبلی باشد یا ۵ برابرش کنیم.
به نظر من کار درستی است.

در سازه‌های فولادی اندازه صفحه ستون نشان دهنده سطح توزیع بار است. (باجی ۱۰۷)

در انتقال از *ETABS* به *SAFE* در سازه بتنی، ابعاد ستون طبقه اول به عنوان محدوده پخش بار برای برش منگنه‌ای خواهد بود.

در سازه فولادی، «اندازه بار» باید به صورت دستی توسط کاربر به برنامه معرفی شود.

-

معمولاً در سازه‌های فولادی ابعاد ستون‌ها کم است و عدم معرفی این ناحیه تاثیر قابل توجهی در نتایج تحلیل و طراحی ندارد. اما در سازه‌های بتنی وجود این ناحیه با توجه به ابعاد قابل توجه ستون‌ها تاثیرگذار است. / ضخامت ناحیه مشترک ستون و پی معمولاً پنج برابر ضخامت عادی پی معرفی شود. (باجی، صفحه ۸۵)

-

در سازه‌های فولادی، از اثر سختی محل اشتراک ستون پی می‌شود صرف‌نظر کرد. (باجی، ۱۰۵)

-

عدم معرفی ناحیه سخت در جهت اطمینان است. (باجی، ۳۱۸)

-

نکته مهم و مفهوم

«اندازه بار» (*Size of load*) برای کنترل برش منگنه‌ای نیاز است. و بایستی اعدادش را وارد کرد. «عنصر سخت»، برای تأثیر ناحیه سخت ستون است و می‌شود مدل نکرد.

-

درست ش این است که «عنصر سخت» با یک بتن با وزن صفر مدل شود. اما با این دقت اجرا، بهتر است بی‌خیال این مسئله شویم!

-

۸) معرفی مقطع تیر

-

معرفی تیر برای شناژ پی‌های منفرد می‌تواند استفاده شود. کاربرد بیشتر تیر برای طراحی سقف‌های دال و تیر است.

۹) معرفی تکیه گاه خاک - مدول بستر

-

این عدد بایستی از دفترچه مطالعات ژئوتکنیک خاک استخراج شود.

البته معمولاً عدد ۲/۰۰۰/۰۰۰ خوب است و جواب مناسبی می‌دهد!

فرض اولیه برنامه چنین است.

$$\text{Subgrade Modulus} = 20\,000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} = 2.0 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$$

رابطه‌ای تقریبی هم داده‌اند. (واحد: کیلوگرم - سانتی‌متر)

$$k_s \approx 1.2q_a$$

که در آن:

q_a برابر است با تنش مجاز خاک.

تنش نهایی که یک خاک می‌تواند تا حد گسیختگی تحمل کند را اینطور q_{ult} می‌گویند. ظرفیت مجاز باربری خاک، q_a ، به صورت $q_a = q_{ult}/S.F.$ ارزیابی می‌شود؛ که ضریب اطمینان حداقل برابر $S.F. = 3.0$ منظور می‌گردد. کنترل تنش خاک در زیر پی، بر این اساس صورت می‌گیرد که تنش متوسط و خطی حداکثر ایجاد شده در زیر پی تحت بارهای اعمالی بدون ضریب، از ظرفیت مجاز باربری خاک بیش‌تر نباشد، $q_{max} \leq q_a$. (مستوفی‌نژاد، صفحه ۵۳۷، جلد دوم).

اگر زلزله در ترکیب بار باشد، ۳۳٪ تنش مجاز افزایش پیدا می‌کند و آن قضایا!

می‌شود از این عدد استفاده کرد:

$$\text{Subgrade Modulus} = 18\,000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} = 1.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$$

تاثیر این عدد بر پی چقدر و چگونه است؟ بر فشار خاک چقدر؟ بر میزان میلگرد چه میزان؟

جواب: به پیوست رجوع شود.

ضریب بستر ارتجاعی به مقاومت خاک و فشرده‌گی آن بستگی دارد. حد معمول ضریب بستر

ارتجاعی در حدود چهار تا پنج $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$ است. (باجی، ۱۳۹۱ پروژه‌ها، صفحه ۹۰)

نکته

به نظر می‌رسد، کم بودن ضریب بستر، نشانه ضعیف بودن خاک بوده و در جهت اطمینان باشد!

۱۰ الگوهای بار

وقتی مدل از برنامه ETABS به SAFE ارسال می‌شود، الگوهای بار و مقادیر بار تمام ستون‌ها و دیوارهای برشی مربوط به این الگوهای بار به برنامه SAFE انتقال داده می‌شوند. بد نیست نگاهی بیاندازیم!

و آنهایی که نیاز نیست را پاک کنیم. (مانند Mass را).

نکته برای مفهوم!

الگوهای بار به «نوع بار و مقدار آن» ارتباط دارد. به عبارت دیگر، خبری از تحلیل و طریقه تحلیل و از این ماجراها نیست!

شاید دلت خواست که DEAD را به DL تبدیل کنی و غیره.

جالب!

چیزی که ممکن است برای جالب باشد اینکه گاهی بار مرده و زنده نیز، مثلاً در دو سوی دیوار برشی، نیروهای جانبی قابل توجهی تولید می‌کنند!

۱۱ حالت‌های تحلیل - ترکیب بارها

در این قسمت چند تا کار می‌کنیم!

- ترکیب‌بارها را می‌سازیم.
- غیرخطی‌شان می‌کنیم.
- پوش‌شان را می‌سازیم.

اگر از فایل مناسب استفاده نکنیم، کار این مرحله بسیار سریع و ساده است. تنها یک تبدیل می خواهد و بس. (حدود ده ثانیه!)

-

رجوع شود به کتاب باجی، فصل ۱ و ۳ و ۵.

-

برای تحلیل طیفی رجوع شود به فصل ۳ کتاب آقای باجی، پروژه‌ها.

-

بهتر است از فایل یک *Save as* بگیریم و به نام ش *Nonlinear* اضافه کنیم.

-

مفهوم!

«حالت‌های بار» نحوه تحلیل بر روی الگوهای بار را مشخص می‌کند. ترکیب بارها براساس حالت‌های بار یا همان حالت‌های تحلیل (Load Case) معرفی می‌شوند. نه اینکه ترکیب بارها بر اساس الگوهای بار معرفی شوند. خوب دقت کن!

یادمان هست که خاک به کشش کار نمی‌کند و در نتیجه، «تحلیل غیرخطی با حذف کشش خاک» نیاز است.

نمی‌توان به صورت مجزا برای هر بار موجود در ترکیب بار یک حالت تحلیل غیرخطی (حذف کشش خاک یک تحلیل غیرخطی استاتیکی است) معرفی کرد و سپس نتایج حاصل را در ترکیب بار با هم ترکیب کرد، بلکه باید تمام حالت‌های بار در یک حالت تحلیل غیرخطی قرار داده شوند. جمع بارها در یک ترکیب بار فقط برای تحلیل‌های خطی معتبر است.

در نتیجه: در تحلیل‌های غیرخطی باید برای هر ترکیب بار غیرخطی، یک «حالت تحلیل» غیرخطی ایجاد شود.

-

شرح ماجرا!!

به قسمت «حالت‌های بار» یا همان حالت‌های تحلیل می‌رویم. می‌بینیم که بار مرده و زنده و زلزله‌ها آماده‌اند که تحلیل شوند. اما نکته اینجاست که ما باید حالت‌های تحلیل دیگری نیز داشته باشیم. حالت‌های تحلیل غیرخطی که هرکدامشان مرکبند از چندین الگوی بار.

قبل از این کارها، ابتدا باید رفت و ترکیب بارهای طراحی و بهره‌برداری را ایجاد کرد.

پس از آن ترکیب بارها را بایستی به «حالت تحلیل» غیرخطی حذف کشش خاک *Allow Uplift* تبدیل کرد.

نرم افزار، به منظور طراحی، از ترکیب بارها استفاده می کند. بنابراین، حالت های تحلیل را باید در ترکیب بارهایی با ضریب یک تولید کرد.

اگر تیک *Ultimate* بخورد، برنامه به صورت خودکار ترکیب بار را در طراحی در نظر خواهد گرفت. برای ترکیب بارهای بهره برداری، لازم نیست هیچ تیکی خورده باشد.

ایجاد ترکیب بارها

در طراحی پی، دو جور ترکیب بار داریم!

۱- ترکیب بار ضریب دار برای طراحی جسم شالوده. (*Ultimate*)

۲- ترکیب بار بدون ضریب برای کنترل فشار خاک زیر شالوده بتنی. (بهره برداری)

نکته:

اگر در فایل *ETABS*، ترکیب بارهای بهره برداری را در *Template* وارد کنیم، دیگر لازم نیست این ترکیب بارها را هربار بسازیم.

ترکیب بارهای ضریب دار (بدون برون مرکزی اتفاقی)

Number	Load Combination
K01	1.4DL
K02	1.2DL + 1.6LL
K03	1.2DL + 1.0LL + 1.0EX
K04	1.2DL + 1.0LL - 1.0EX
K05	0.9DL + 1.0EX
K06	0.9DL - 1.0EX
K07	1.2DL + 1.0LL + 1.0EY
K08	1.2DL + 1.0LL - 1.0EY
K09	0.9DL + 1.0EY
K10:	0.9DL - 1.0EY

ترکیب بارهای ضریب دار (با اثر برون مرکزی اتفاقی)

Number	Load Combination
C01	1.4DL
C02	1.2DL + 1.6LL
C03	1.2DL + 1.0LL + 1.0EXP
C04	1.2DL + 1.0LL - 1.0EXP

C05	$1.2DL + 1.0LL + 1.0EXN$
C06	$1.2DL + 1.0LL - 1.0EXN$
C07	$0.9DL + 1.0EXP$
C08	$0.9DL - 1.0EXP$
C09	$0.9DL + 1.0EXN$
C10	$0.9DL - 1.0EXN$
C11	$1.2DL + 1.0LL + 1.0EYP$
C12	$1.2DL + 1.0LL - 1.0EYP$
C13	$1.2DL + 1.0LL + 1.0EYN$
C14	$1.2DL + 1.0LL - 1.0EYN$
C15	$0.9DL + 1.0EYP$
C16	$0.9DL - 1.0EYP$
C17	$0.9DL + 1.0EYN$
C18	$0.9DL - 1.0EYN$

در ترکیب‌های بار بالا، زلزله‌ها برای سطح «مقاومت نهایی» است.

-

یه چیز جالب!

اگر «برون مرکزی اتفاقی» را در نظر نگیریم، برنامه به خوبی برای ما ترکیب بار را تولید می‌کند. البته ترکیب بار طراحی را. (با ضریب یک برای بار زنده).

-

<p>نکته (بر اساس ASCE7)</p> <p>اگر بار زنده بیش از 500 kg/m^2 باشد یا اینکه بار زنده مربوط به محل ازدحام یا انبار باشد به جای ضریب 0.50 برای بار زنده از ضریب 1.0 باید استفاده شود.</p> <p>به عبارت دیگر:</p> <p>برای بار زنده غیر از حالت بالا، می‌شود به جای 1.0 از عدد 0.5 استفاده کرد.</p>

-

ترکیب بارهای سرویس (بدون برون مرکزی اتفاقی)

Number	Load Combination
N01	$1.0DL + 1.0LL$
N02	$0.75DL + 0.75LL + 0.75EX$
N03	$0.75DL + 0.75LL - 0.75EX$
N04	$0.75DL + 0.75LL + 0.75EY$
N05	$0.75DL + 0.75LL - 0.75EY$

ترکیب بارهای سرویس (با برون مرکزی اتفاقی)

Number	Load Combination
S01	1.0DL
S02	1.0DL + 1.0LL
S03	0.75DL + 0.75LL + 0.75EXP
S04	0.75DL + 0.75LL - 0.75EXP
S05	0.75DL + 0.75LL + 0.75EXN
S06	0.75DL + 0.75LL - 0.75EXN
S07	0.75DL + 0.75LL + 0.75EYP
S08	0.75DL + 0.75LL - 0.75EYP
S09	0.75DL + 0.75LL + 0.75EYN
S10	0.75DL + 0.75LL - 0.75EYN

مبحث نهم؛ طرح و اجرای ساختمان‌های بتن‌آرمه / ۹-۱۷-۳-۴ (صفحه ۲۸۲)
در مواردی که باد یا زلزله یکی از عوامل ترکیب بار باشند تنش مجاز خاک یا بار مجاز شمع را می‌توان حداکثر ۳۳ درصد افزایش داد.

کدام سطح زلزله؟!

زلزله‌ای که در ترکیب بارهای بهره‌برداری بالا استفاده شده، زلزله سطح «تنش مجاز» نیست، بلکه «مقاومت نهایی» است. زلزله مبحث نهم بر اساس مبحث ششم است. ضریب رفتارهای مبحث ششم برای سطح تنش مجاز است. در نتیجه، اگر بخواهیم به حرف مبحث نهم گوش دهیم، زلزله‌مان را باید در ضریب $0.53 = \frac{1}{1.4}$ ضرب کنیم. یعنی زلزله‌مان را کوچک کنیم. می‌توان در جهت اطمینان چنین کاری نکرد. اما اگر زمانی خواستیم انجام دهیم، ضریب زلزله را در ترکیب بارهای بهره‌برداری از 0.75 به 0.53 تغییر می‌دهیم.

تبدیل ترکیب بارها به تحلیل غیرخطی حذف کشش

از این مسیر

Define > Convert Combination to Nonlinear Uplift Cases ...

سپس، ترکیب بارهایی که ساختیم را انتخاب می‌کنیم. هم طراحی را، هم بهره‌برداری را. و تبدیل می‌شود.

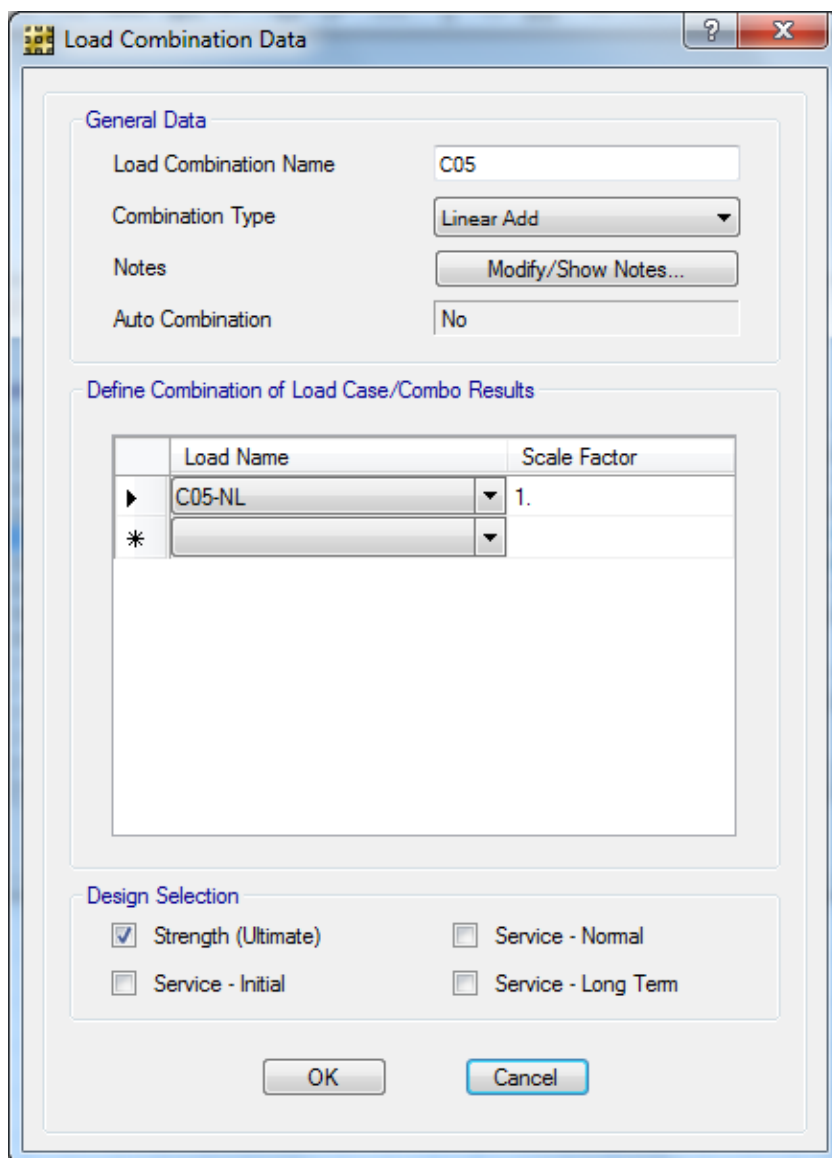
نکته:

اگر ترکیب بار پوشی وجود داشت و آن را انتخاب کنیم، آن را تبدیل نمی‌کند.

حالت تحلیل *Mass* حذف شود.

جان مطلب! (دقت شود).

برنامه آمده است و ترکیب بار های ما را حفظ کرده، البته فقط اسمش را! وقتی وارد می‌شوی، یک خط بیشتر نمی‌بینی، یک حالت بار با ضریب یک! حالت باری که همانم ترکیب بار ما بود، اما یک *NL* به انتهایش اضافه شده که یعنی غیرخطی شده‌ام! باید یک بار آزمایش کرد تا به خوبی یادآوری شود! یا حداقل به این عکس نگاه کن:



تحقیق شود؟؟؟

باید دید که تفاوت تحلیل خطی با غیرخطی چه میزان است؟؟؟
آیا صحیح است برای ستونی که مطمئن ایم در کشش نمی‌افتد، تحلیل خطی بکنیم. آیا اصلاً می‌شود در حالت‌های پیچیده‌تر مطمئن بود. آیا ممکن است صلب نبودن خاک نتایج *ETABS* و *SAFE* را دچار تفاوت کند؟

به نظر بنده، حالا که بیچاره خودش دارد زحمت تحلیل غیرخطی را می‌کشد، دیگر چه کاریست؟! -

■ مقایسه تحلیل «خطی» در مقابل «غیرخطی»

نتیجه مقایسه نشان داد که اگر خاک در تحلیل «خطی» به کشش نیافتد، نتایج تحلیل و در نتیجه نتایج طراحی میلگرد، هیچ فرقی با تحلیل «حذف کشش خاک (غیرخطی)» ندارد. و این طبیعی است. بنابراین، قبل از تبدیل ترکیبات بار، می‌شود اطمینان یافت که هیچ جایی خاک به کشش نمی‌افتد و در این صورت تبدیل کردن ترکیبات بار به حالت غیرخطی، دقت را افزایش نداده، اما زمان تحلیل را بسیار بالا خواهد برد. -

(۱۲) ایجاد ترکیب بار پوش

ترکیب بارهای بهره‌برداری را، با ضریب یک در حالت پوش فشار خاک ایجاد می‌کنیم. هیچ کدام از آن چهار تیک را نباید بزنیم. گزینه *Envelope* را نیز فراموش نمی‌کنیم. اسم ش را می‌گذاریم: *Pressure* -

عین همین کار را برای ترکیب بارهای ضریبدار نیز می‌کنیم. با نام *Design - Env*. البته لزومی به ساخت پوش برای ترکیب بارهای ضریبدار نیست!

توضیح: فرقی نمی‌کند که به طور مثال با *K03* بسازیم یا با *K03 - NL*. چرا که *K03* همان غیرخطی است با ضریب یک. یعنی هردو یکی هستند! -

نکته

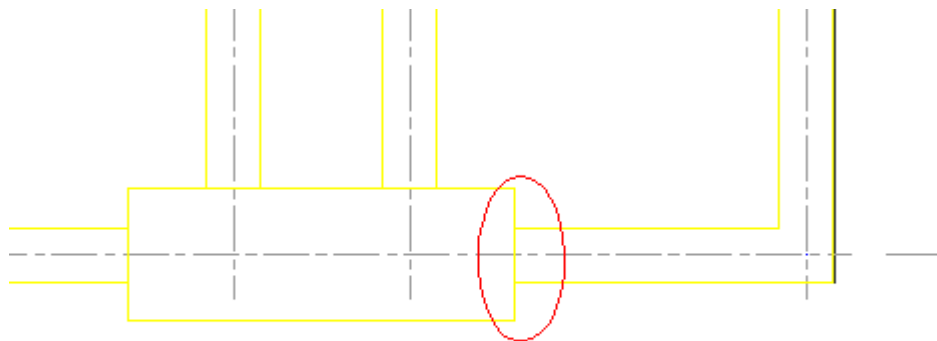
می‌شود ساخت ترکیب بار پوش را قبل از «تبدیل» انجام داد. فرقی نمی‌کند. - - - - -

-
باید دقت شود که میلگردها $12m$ هستند، در نتیجه مثلاً بعد $2.4m$ بهتر است تا $2.5 m$ و بنابراین این نکته را بهتر است مدنظر داشت. (همچنین طول خم و طول مستقیم بعد از خم نیز طبیعی است که بایستی در نظر گرفته شود).
-

یادت باشد:

وقتی عرض پی را کم می‌کنیم، آن هنگامی که فکر می‌کنیم فشار خاک بالا نیست و اینقدر سطح تماس نمی‌خواهد، به این فکر کنیم که اگر عرض را کم کنیم، سطح مقطع برای تحمل برش کم می‌شود و مبادا برش منگنه‌ای فراموش شود!
-

▪ توضیحی پیرامون هندسه پی زیر دیوار برشی



بطور مثال؛ اگر هندسه پی مانند شکل بالا باشد، لنگر بسیار زیادی در پی کم عرض قرمز ایجاد می‌شود. بنابراین بهتر است عرض پی تا انتها پیش برود. البته می‌تواند مثلاً در همین حدودها ارتفاع پی از یک متر به نیم متر کاهش پیدا کند. اما باید دقت داشت که آن قسمت که عمق ش کمتر است، میلگرد زیادی خواهد داشت.

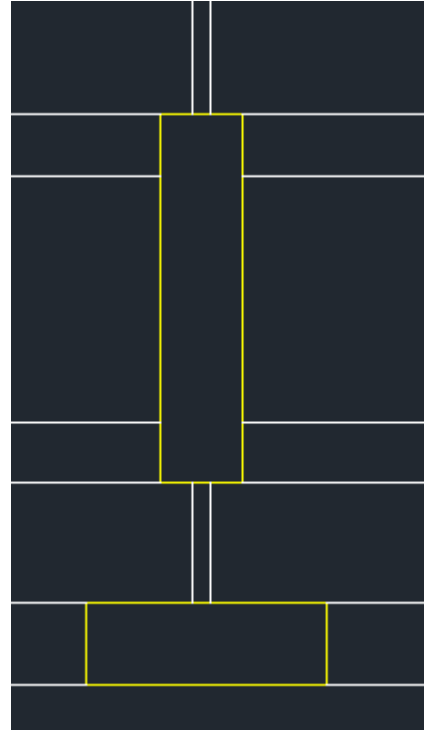
به بیان دیگر، نمی‌شود دو سوی پی زیر دیوار برشی را ناگهان تنها گذاشت!

چور دیگر هم می‌شود:

که دیوار برشی در حاشیه ساختمان نباشد و در وسط ساختمان باشد. در این صورت ممکن است بشود با پی‌های نواری اطراف یک مقطع T یا شکل I ایجاد کرد. در این صورت دیگر لازم نیست در امتداد دیوار برشی پی ادامه پیدا کند.

نکته دیگر اینکه:

بهتر است نیروهای دیوار برشی با هم تداخل نکنند، به شکل زیر توجه شود:



بین دیوار برشی بالا و پایین یک شناژ است با چهار میلگرد چهارده که تا حدود یک متر وارد پی دیوارهای برشی می‌شود. دیوار برشی بالایی T شکل است و اگر به پی پایین وصل شود، تمام کاسه و کوزه را سر پی پایینی خراب می‌کند و این خوب نیست. مخصوصاً اگر پی پایینی خودش در تنگنا باشد.

اگر در امتداد دیوار برشی، یعنی در جهت طولی، سطح کافی نباشد و بازوی کافی برای انتقال لنگر به زمین وجود نداشته باشد، خمش غوغا می‌کند. خیلی خلاصه بگوییم، در این موارد، با یک مقدار دقت بیشتر همه چیز قابل فهم است و به خوبی با عقل جور در می‌آید!

می‌دانیم؛ هر جا تغییر لنگر خمشی بیشتر باشه، مقدار برش بیشتر است.

۱۴ نکاتی بر ترسیم

اگه دوست داشتیم، دکمه زیر را می‌زنیم.



پنجره *Set Display Option* باز می‌شود.

تیک *invisible* را از *point* برمی‌داریم.

-

با دکمه‌ی *Ctrl + G* خطوط شبکه حذف می‌شود.

با دکمه *Ctrl + W* پنجره خصوصیات نمایش نشان داده می‌شود.

-

باید هندسه‌ی پی را در طرح اولیه حدس بزنیم.

-

ستون‌ها و دیوارهای برشی بایستی در مدل‌سازی رسم شوند. (باجی، صفحه ۹۹)

برایم جای سوال است؟!

به نظر من تأثیر سختی‌اش است که البته!

-

نکات - ترسیم عناصر سطحی

یکی از قسمت‌های مهم در طراحی پی، رسم هندسه پی است.

می‌توان در برنامه *SAFE* هر هندسه دلخواهی را رسم کرد. به طور مثال، برای پی منفرد می‌شود با

یک کلیک، پی‌های مربعی رسم کرد. یا در مورد پی‌های نواری، یک سطح بزرگ کشید و قسمت‌های خالی را

با *Opening* مدل کرد.

توصیه:

این روش ممکن است مشکلاتی را برای محاسبه برش منگنه‌ای تولید کند، در نتیجه به است تا حد

امکان از این کار حذر کنیم! بنابراین؛ برای ترسیم این گونه پی‌ها، بهتر است نوارها تکه تکه رسم شود و از

ایجاد بازشو، دوری بجوییم. (باجی، صفحه ۱۰۰)

-

با کلیک سمت راست موس، از دستور خارج نمی‌شود، اما دنباله خط را رها می‌کند. دانستن این

موضوع خیلی به ما کمک می‌کند.

در ضمن، بهتر است خط‌ها همه از چپ به راست و از پایین به بالا کشیده شوند.

-

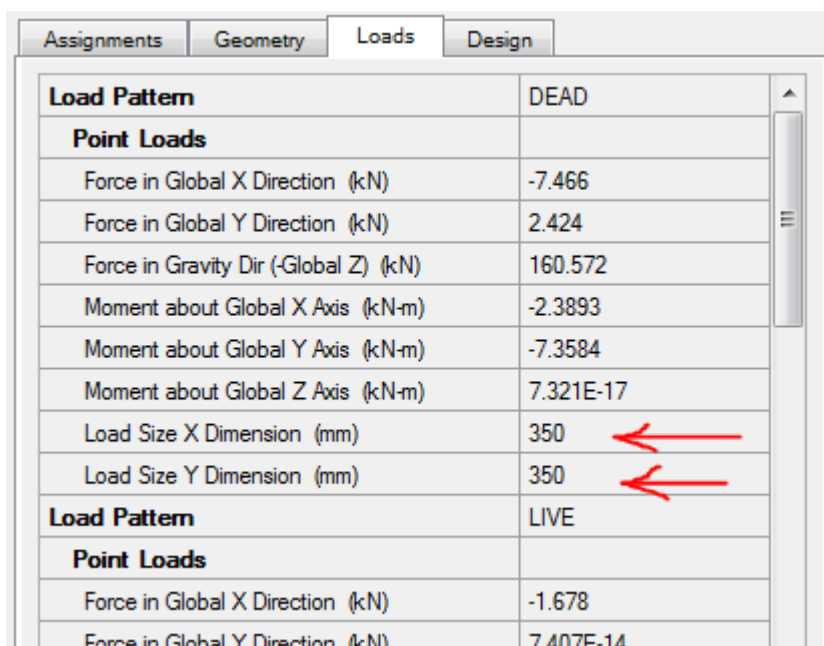
در برخی موارد بهتر است فایل مدل را بسته و یک بار دیگر برنامه *SAFE* را باز کنیم تا مشکلات

موجود در ترسیم مرتفع شود.

-

۱۵ توضیحی پیرامون عناصر نقطه‌ای

بینیم این عناصر نقطه‌ای با خودشان چه آورده اند؟! عناصر گرهی موجود در صفحه، برای هیچ جهتی گیردار نیستند. عناصر گرهی، با خودشان بارها را نیز آورده‌اند. در تصویر زیر مشاهده می‌کنیم که ابعاد ستون را نیز با خودشان آورده‌اند. (ساختمان بتنی)



Assignments	Geometry	Loads	Design
Load Pattern		DEAD	
Point Loads			
Force in Global X Direction (kN)		-7.466	
Force in Global Y Direction (kN)		2.424	
Force in Gravity Dir (-Global Z) (kN)		160.572	
Moment about Global X Axis (kN-m)		-2.3893	
Moment about Global Y Axis (kN-m)		-7.3584	
Moment about Global Z Axis (kN-m)		7.321E-17	
Load Size X Dimension (mm)		350	←
Load Size Y Dimension (mm)		350	←
Load Pattern		LIVE	
Point Loads			
Force in Global X Direction (kN)		-1.678	
Force in Global Y Direction (kN)		7.407E-14	

هرگاه خواستیم یک عنصر نقطه‌ای رسم کنیم، آدرسش این است:

Draw menu > Draw Point

اگر خواستیم بار نسبت دهیم به عنصر نقطه‌ای، نقطه را انتخاب کرده، آنگاه:

Assign > Load Data > Point Loads ...

نکته:

اگر اندازه بار برابر صفر باشد، برش پانچ کنترل نمی‌شود.

تنها کافی است برای یک حالت بار، «اندازه بار» را بدهیم، برای دیگر الگوهای بار نیز تخصیص می‌یابد.

بایستی از گزینه *Add to existing Loads* استفاده شود.

مدد اتوکد در رسم عناصر سطحی (۱۶)

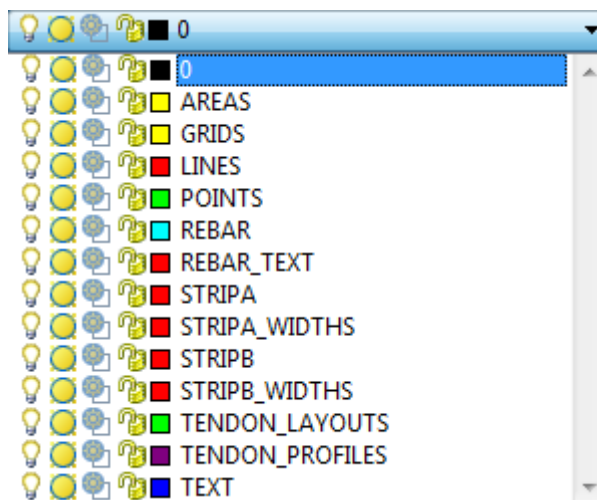
در *SAFE* یک سری عناصر نقطه‌ای داریم.

ابتدا از فایل *SAFE* خروجی می‌دهیم به *AutoCAD*

File menu > Export Model > .DXF/.DWG File ...

اتوکد را باز می‌کنیم.

نگاهی به لایه‌ها می‌اندازیم.



همه اشیاء را انتخاب کرده، لایه صفر می‌کنیم.

نکته

ممکن است محل یک گره به خاطر اینکه در مسیر شبکه‌ها نبوده، وارد نشده باشد. برای حل این

مشکل، قبل از خروجی گرفتن، یک پی منفرد می‌توان در محل گره ایجاد کرد و سپس خروجی گرفت.

شروع می‌کنیم به رسم هندسه پی.

در انتها، پی را لایه *Lines* می‌کنیم.

تمام خط‌ها بایستی *Explode* شده باشند.

فایل اتوکد را *Save* می‌کنیم. (بهتر است *dxf* باشد).

فایل را می‌بندیم.

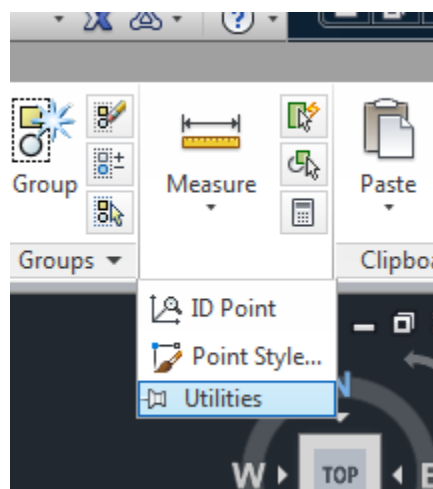
در *SAFE* بازش می‌کنیم.

نکته:

اگر پیش از این هندسه شالوده را رسم کرده‌ایم، می‌توان از آن فایل کمک گرفت.

نکته

در نرم‌افزارهای *AutoCAD* جدید، برای تنظیم شکل نقطه باید از این قسمت عمل کنیم:



فایل اتوکد را وارد می‌کنیم:

File menu > Import > .DXF & .DWG File ...

واحد باید متر باشد.

با وارد کردن فایل *dxf* ، نام فایل *SAFE* تغییر می‌کند و عملاً در یک فایل جدید وارد می‌شویم.

بهتر است *Save as* گرفته و در همان فایل ادامه دهیم.

نکته: بهتر است نقاط را وارد نکنیم.

و از *Help* برنامه داریم:

The SAFE object types correspond to the following DXF element types.

SAFE Objects	DXF/DWG Elements
Point Objects	Points
Line Objects	3D Polylines
Area Objects	3Dfaces and 3- or 4-sided closed polylines
Design Strips	Polylines
Design Strip Widths	Polygons
Tendon Objects	3D Polylines

گزینه *Architectural Plan* برای وارد ساختن خطوط شبکه است. (*Grid Lines*)

ترسیم عناصر نقطه‌ای (۱۷)

اگر مدل نیاز به ترسیم عناصر نقطه‌ای داشته باشد، الآن وقت آن است!

برای مدل‌سازی شمع فشاری کم‌عمق، می‌توان با افزودن فنر و تعریف سختی برای آن شمع را مدل را در محل ستون‌ها مدل کرد. البته طراحی و کنترل برش پانچ برای این شمع‌ها باید به صورت دستی انجام گیرد.

(مجتبی اصغری، نکاتی از طراحی فونداسیون. مدیریت سایت ارزشمند www.Saze808.com)

مدل‌سازی شمع‌های فشاری در برنامه SAFE امکان‌پذیر است. شمع‌ها برای کاهش تنش خاک زیر پی به کار می‌روند. معمولاً این شمع‌ها به صورت درجا اجرا شده و در انتها مساحت آنها به صورت مخروطی بیشتر می‌شود. به این قسمت شمع‌ها پافیلی نیز گفته می‌شود. (باجی، پروژه، صفحه ۴۷۲)

۱۸ ترسیم عناصر سطحی

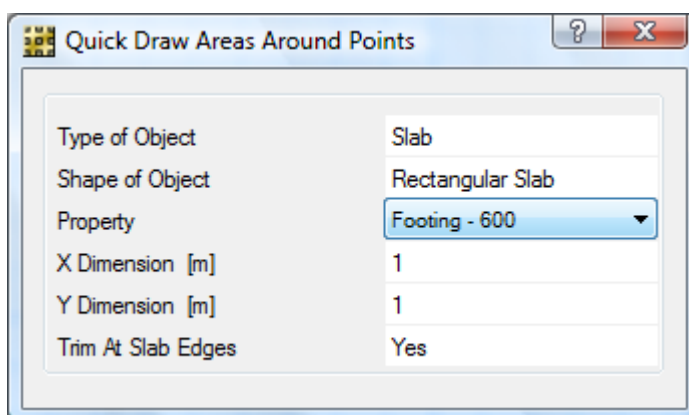
عناصر سطحی را رسم می‌کنیم.

برای رسم عنصر سطح مستطیلی حول یک نقطه از دستور زیر می‌رویم:



اسم این دکمه هست:

Quick Draw Areas Around Points



این روش برای رسم پی‌های منفرد مفید است.

روش‌های مختلفی برای ترسیم عناصر سطحی وجود دارد که به علت سطحی بودن، می‌گذریم!

پس از رسم عناصر سطحی، می‌شود خطوطی را که برای رسم عناصر سطحی تولید کرده بودیم را پاک کرد. کفایت در *Model Explorer* انتخاب‌شان کرده و به یکباره حذف‌شان کنیم.

برای کم و زیاد کردن سطح عناصر سطحی یک دستور جالبی هست که می‌گوییم! مثلاً یک مستطیل داریم. می‌خواهیم مستطیل را 100 mm به قول معروف *Offset* دهیم به بیرون. عنصر سطحی را انتخاب می‌کنیم، سپس:

Edit > Edit Areas > Expand/Shrink Areas

و آنگاه عدد را مثبت یا منفی وارد می‌کنیم. این کار می‌تواند در جاهای ساده بدردمان بخورد.

مواظب باش!

عناصر سطحی بر روی هم نیافتند.

در دفترچه مطالعات ژئوتکنیک خاک، تنش مجاز خاک بر اساس دو معیار «مقاومت خاک» و «مقدار نشست مجاز خاک» ارائه می‌شود. بر این دو مبنا، تنش مجازی ارائه می‌شود که اساس طراحی پی می‌شود. ارضای تنش مجاز هر دو شرط را تضمین می‌کند.

عرض پی بهتر است حداقل دو برابر بعد ستون بتنی باشد. یا دو برابر «میانگین بعد صفحه ستون و ستون فولادی».

۱۹ ترسیم عناصر سطحی - سخت

عناصر سطحی سخت زیر ستون‌ها را رسم می‌کنیم.

کاری ندارد!

از این دکمه استفاده می‌کنیم.



Quick Draw Areas Around Points

نوع‌اش را STIFF انتخاب می‌کنیم. ابعادهای آن را نیز ابعاد ستون مربوطه می‌دهیم.

در ساختمان‌های فولادی می‌شود این کار را بی‌خیال شد!

اگر سازه مورد نظر دارای دیوار برشی باشد و هنگام انتقال از ETABS به SAFE دیوارهای برشی به المان‌های تیر بدل می‌شود.

یک راه این است؛ المان‌های تیر پاک شده و به جای آن عناصر سخت مدل شوند. در مورد المان‌های لبه‌ای دیوار برشی و همچنین خود دیوار؛ به نظر من بهتر است دقیقاً مطابق هندسه سازه مدل شود. با اینکه تأثیر این دقیق بودن چندان زیاد نیست.

در اینترنت خواندم که اگر همان تیر پاک نشود، دیگر نیازی به عنصر سخت دیوار برشی نیست. به احتمال زیاد راست می‌گوید.

در نهایت:

ولی تیر را پاک کن و عنصر سخت را رسم کن!

-

وقتی دو عنصر سطح مشابه به اشتباه بر روی هم مدل کردم، به یک کشف رسیدم!
آن قسمت همپوشانی شده، بسیار سخت شده بود. مانند همین عنصر سخت خودمان. در نتیجه باید مواظب بود که دو عنصر سطح به روی هم نیافتند. از آن سو، به نظر من کار درستی است که ضخامت عنصر سطح محل ستون را پنج برابر پی در نظر بگیریم.

-

عنصر سخت در نمای 3D نمایش داده نمی‌شود.

-

۲۰ ترسیم عناصر خطی

(Beam) {در صورت وجود}

در مدل‌سازی دال‌ها بیشتر کاربرد دارد.

-

۲۱ اختصاص خاک به عنصر سطحی

-

خاک را به بدنه اصلی پی نسبت می‌دهیم که بعلاوه‌های سبز بیایند!

Assign > Support Data > Soil Properties ...

-

لازم نیست که خاک را به عناصر سطحی سخت زیر ستون نسبت دهیم.

۲۲ آزادسازی لبه‌ای

-

برای محل چاله آسانسور.

رجوع شود به باجی، پروژه‌ها، صفحه ۶۶۱

-
هنگامی که دو لبه دو عنصر سطحی بر هم منطبق می‌شوند، گیرداری کامل حاصل می‌شود. برای گیرداری کامل، بر هم قرار گرفتن گره‌ها نیز نیاز نیست. تنها نیاز است دو لبه از دو المان سطح در یک طول مختصری بر هم منطبق باشند.

واضح است که المان‌های سطح اگر با هم هیچ ارتباطی نداشته باشند، هیچ ارتباطی ندارند!

۲۳ بارگذاری عناصر نقطه‌ای

-
اگر مدل را از *ETABS* وارد نکرده‌ایم، در این مرحله بایستی بارها را خودمان دستی وارد کنیم. تنها نکته‌ای که لازم است، معرفی «اندازه بار» است که برای کنترل برش منگنه‌ای (پانچ) نیاز می‌شود.

۲۴ بارگذاری عناصر سطحی

-
اگر بار کف‌سازی و زنده پارکینگ داشتیم، اختصاص می‌دهیم. کف‌سازی در حد ۲۰۰، و پارکینگ ۵۰۰ کیلوگرم بر مترمربع.

۲۵ ترسیم نوارهای طراحی

(Design Strip)

در لایه‌های *A* و *B* معرفی شود. ابعاد و امتدادشان اصلاح شود. می‌شود یکی را اصلاح کرد و کپی گرفت.

-
مدل کردن یا نکردن «نوار طراحی» هیچ تأثیری در نتایج تحلیل و در نتیجه در طراحی ندارد.

-
تمامی نوارها ستونی *Column Strip* هستند. در دال‌ها و پی‌های گسترده نوار میانی نیز معرفی می‌شود. (باجی ۱۰۱)

-
نکته

می‌شود قبل از ترسیم نوار طراحی، پی را یک بار *Run* کرد. تنش‌های خاک را مشاهده کرد. اگر نیاز به تغییر ابعاد پی بود، اصلاح کرد. آنگاه نوار طراحی را ترسیم نمود.

-
پس از رسم هر نوار طراحی مشاهده می‌کنیم که در *Model Explorer* یک چیز جدید اضافه می‌شه! به نام: *CSA*

-
می‌توان به قسمت *Set Display Option* رفت و قابلیت‌های نمایش گزینه‌های نوارهای طراحی را فعال یا غیرفعال کرد.

-
اگر بخواهیم هندسه نوار طراحی را اصلاح کنیم. ابتدا انتخابش می‌کنیم. سپس:
Edit > Add/Edit Design Strip > Edit Strip Width

و برای تنظیم پارامترهای طراحی به آدرس زیر می‌رویم:
Design > Slab Design Overwrites > Strip Based

-
توجه
با تغییر ضخامت پی لازم نیست «نوار طراحی» جدید معرفی شود.
برای توضیحات بیشتر در مورد چگونگی ترسیم «نوارهای طراحی» شالوده‌های با ارتفاع (عمق) مختلف، به پیوست مراجعه شود.

-
با تغییر عرض پی، «نوار طراحی» دیگری معرفی شود.

-
نکته آموزنده
برنامه میلگردی را طراحی می‌کند که موازی نوار طراحی است. البته برای برش را هم در نظر می‌گیرد.
مثل تیر در برنامه *ETABS*. (برش تیری)

-
توجه راجع به دیوار برشی

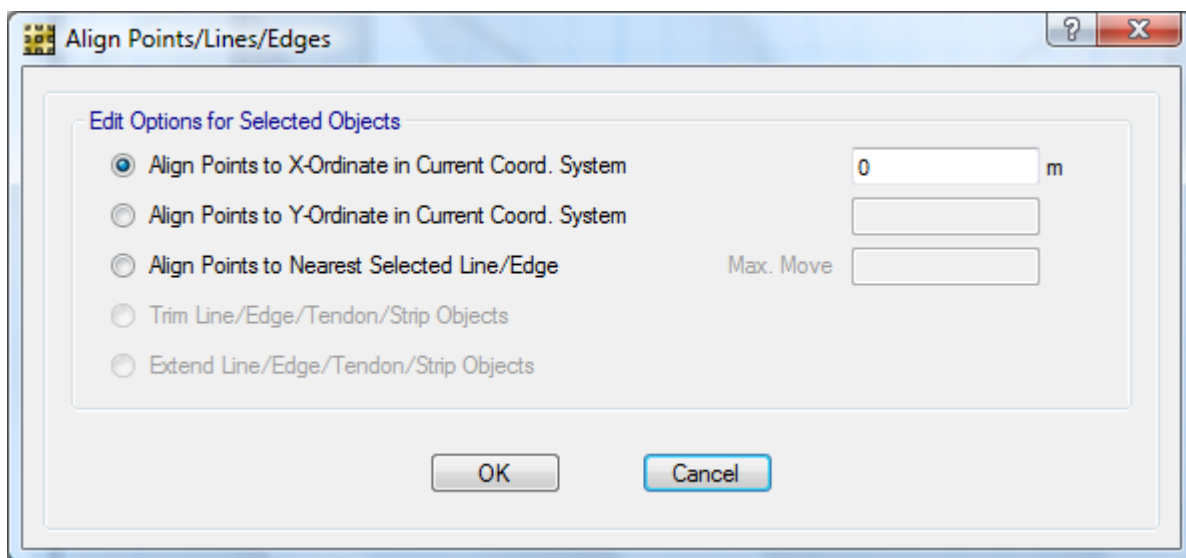
دیوار برشی، دو جور نوار طراحی می‌خواهد، طولی و عرضی. مانند ستون تکی که در هر دو جهت باید میلگرد خمشی قرار داده شود. البته در مورد میلگردهای عمود بر دیوار برشی، (در جهت کوتاه یا جهت عرضی) معمولاً میلگرد حداقل آیین‌نامه‌ای حاکم خواهد بود.

تکنیکی برا اصلاح ترسیم

وقتی گره یکی از دو سمت نوار طراحی را انتخاب می‌کنیم، می‌شود به منوی *Edit* و دستور:

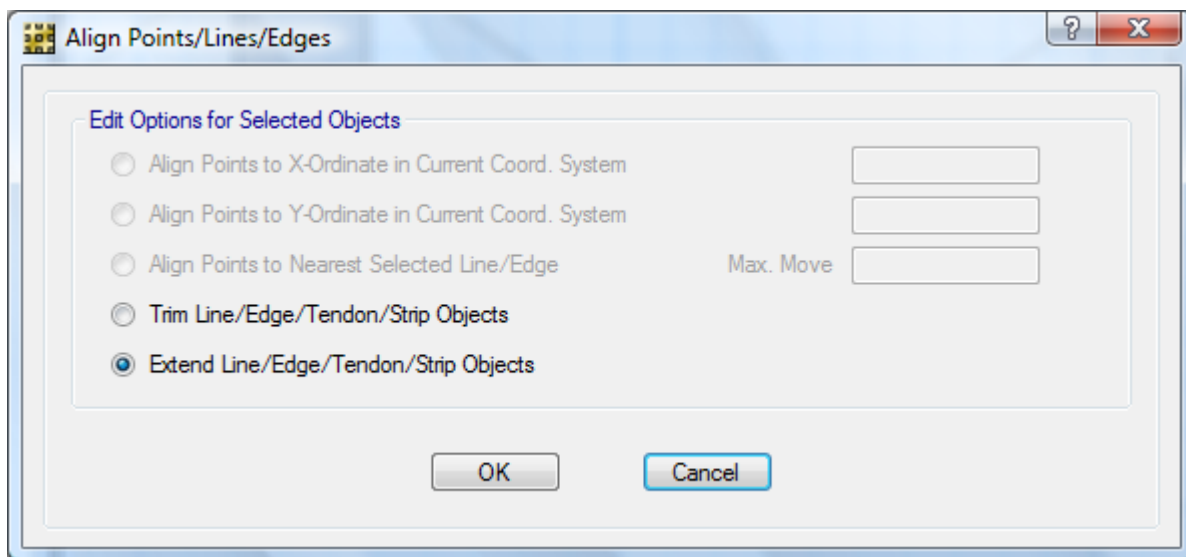
Align Points/Lines/Edges ... (Ctrl + Shift + M)

را زد. چنین چیزی باز می‌شود:



حالا اگر به جای گره، خود نوار طراحی را انتخاب کنیم، و همین دکمه را بزنیم، چنین چیزی باز

می‌شود:



-
اما اگر بخواهیم واقعاً *Extend* انجام گیرد، باید هم گره انتخاب شود، هم خود نوار طراحی، هم لبه عنصر سطحی! در این صورت، نوار طراحی تا لبه پی ادامه پیدا می کند. (در ضمن، چندتایی هم می شود. یعنی چند نقطه و چند لبه.)

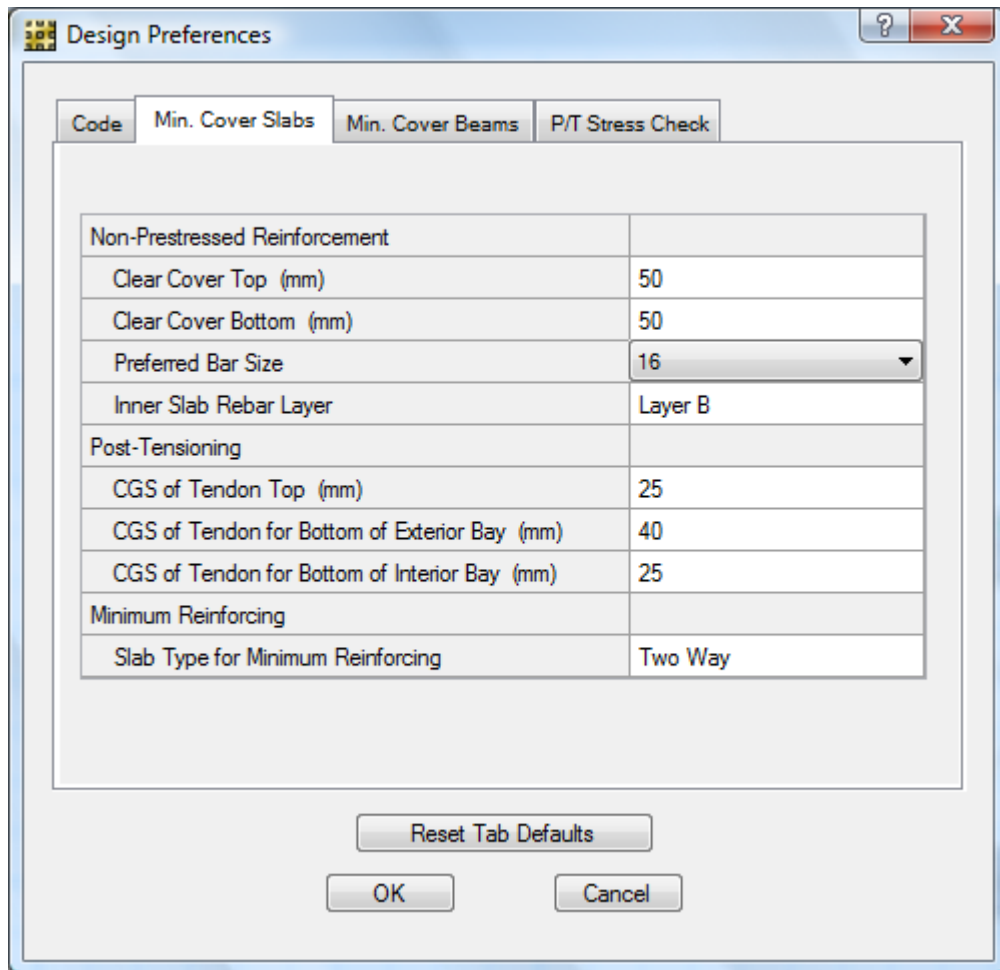
می توان چندتایی هم *Extend* یا *Trim* کرد.
دیگر قابلیت های این قسمت را هم می شود تحقیق کرد و آموخت.

تنظیم آیین نامه طراحی (۲۶)

Design > Design Preferences ...

-
آیین نامه : ACI – 08

-
پوشش خالص را 50 mm وارد می کنیم.
دقت که این *Clear Cover* است. نه فاصله تا مرکز میلگرد طولی.



مبحث نهم، فصل «کیفیت بتن»، قسمت «پوشش بتنی روی میلگردها»

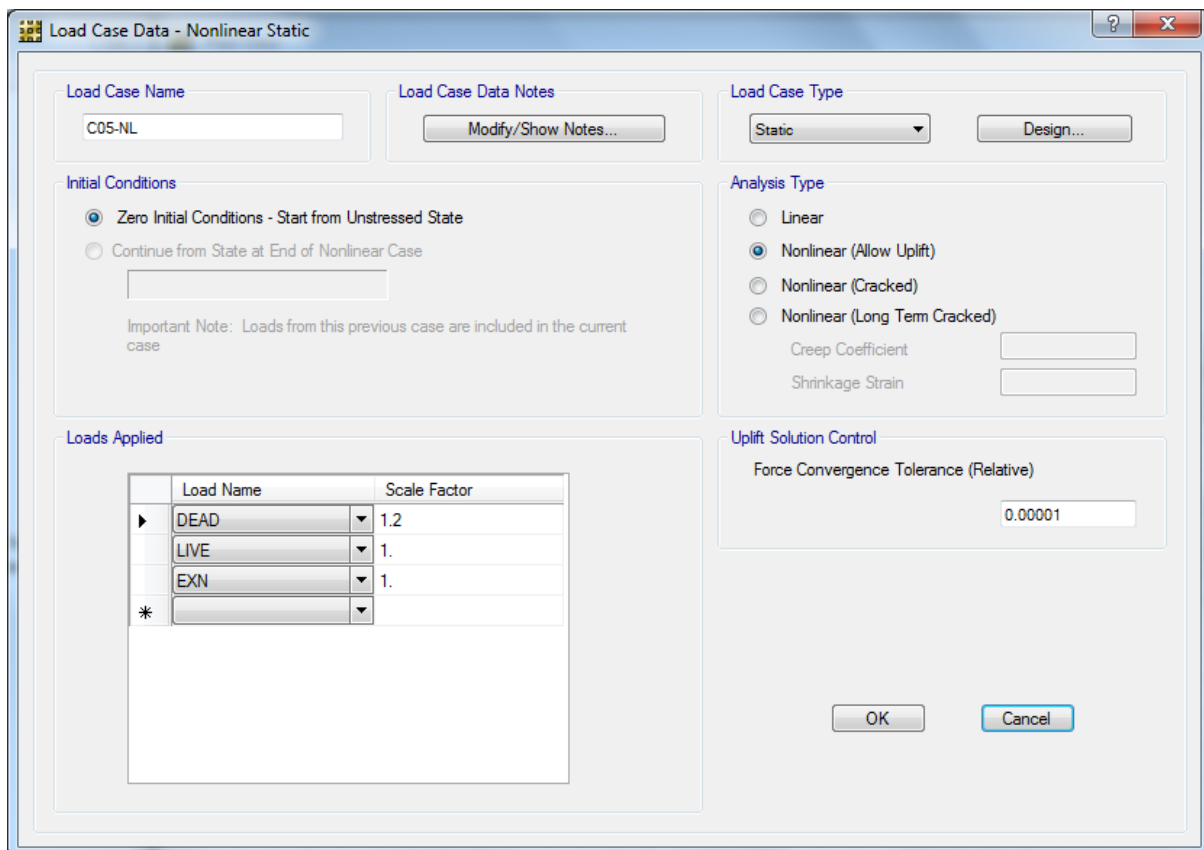
جدول ۹-۶-۵، صفحه ۹۲

برای شرایط محیطی متوسط، حداقل پوشش بتنی روی میلگردها در پی برابر 5 cm است. (برای زمانی که بتن مگر یا بتن نظافت داشته باشیم!)

۲۷) تنظیم ترکیب‌های بار طراحی

ترکیب‌های ضریب‌دار (غیرخطی شده) باید در قسمت مقاومت باشند!
یادآوری:

این ترکیب‌بارهای ضریب‌دار، حالت بار ضریب‌داری هستند، با ضریب یک، که خود آن حالت‌بارها مرکب‌اند از چند حالت بار ساده در یک جمع غیرخطی. به تصویر زیر توجه شود:

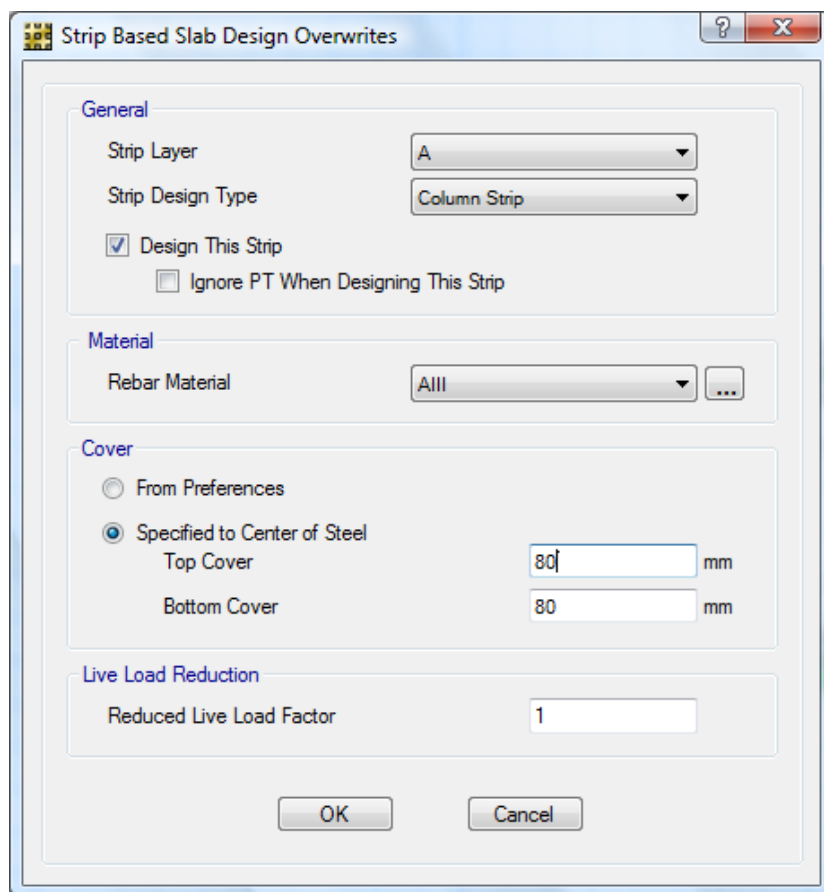


(۲۸) تنظیم نوارهای طراحی

چون ترتیب قرارگیری سفره‌های میلگرد جهت X و Y ممکن است در اجرا تغییر کند، در جهت اطمینان پوشش بتن تا مرکز میلگردها برابر $80mm$ در نظر گرفته می‌شود. (یادت باشد این کاور است نه عمق موثر!)

نوارهای طراحی A را انتخاب می‌کنیم. می‌شود از منوی *Select* رفت.

Design > Slab Design Overwrites > Strip Based



هم پوشش بالا را می‌دهیم، هم پوشش پایین را. این بدان معناست که نوار طراحی هم برای لنگر منفی طراحی می‌کند، هم برای لنگر مثبت.

نوارهای B را هم همینطور!

۲۹ تنظیم - برش پانچ

فصل یک باجی اطلاعات بسیار کاملی در مورد برش پانچ *Punch* می‌دهد. (طراحی اسکلت فلزی)

یادت باشد:

یک بار «تنظیم» پارامترهای برش منگنه‌ای داریم.

یک بار هم برش پانچ را «کنترل» می‌کنیم بعد از طراحی.

قبل از هرچیز، باید خود برش پانچ را بلد بود!

بهتر است به کتاب مستوفی نژاد نگاهی بیاندازیم. جلد دوم. صفحه ۵۴۵.

برش یک طرفه برای پی‌های منفرد را که یادمان هست!

برش یک طرفه، d از بر ستون است.

برش دوطرفه می‌تواند در همه حالت‌ها اتفاق بیافتد. مانند گسترده و «نواری دوطرفه» و غیره.

برش دوطرفه، $d/2$ از بر ستون است.

-

در ساختمان‌های بتنی «اندازه بار» وارد برنامه می‌شود.

در ساختمان‌های فلزی، باید اندازه بار را معرفی کنیم، تا بتواند برش منگنه‌ای را کنترل کند.

در سازه‌های فولادی اندازه صفحه ستون نشان دهنده سطح توزیع بار است.

-

سه نوع ستون داریم. ستون میانی. کناری و گوشه.

در اسکلت فلزی:

ستون میانی مشکلی ندارد. برنامه محیط برش منگنه‌ای را برای ستون‌های «کناری» و «گوشه» بد

حساب می‌کند. به عبارت دیگر، در جهت اطمینان حساب می‌کند.

شاید چیزی حدود پنج درصد. اما همین پنج درصد هم ممکن است کار ما را راه بیاندازد!

منظور از ستون کناری و گوشه این است که ستون در مرکز صفحه ستون قرار نگرفته باشد. نه که هر

ستون گوشه ساختمانی ستون گوشه باشد! اگر دور ساختمان باز باشد، به احتمال زیاد همه ستون‌ها میانی

حساب می‌آیند.

برنامه در محاسبه برش پارچ، مرکز ستون و مرکز صفحه ستون را یکجا در نظر می‌گیرد. اما

می‌شود کلکی زد که محاسبه را دقیق کرد. باید ابعاد صفحه ستون را بیشتر داد که محیط برش

منگنه‌ای درست در بیاید. (باجی، شکل صفحه ۱۱۱)

-

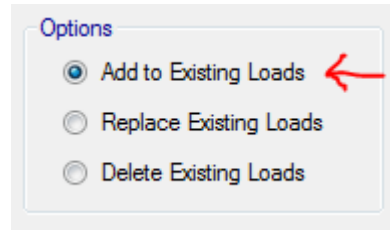
اختصاص اندازه بار (در اسکلت فولادی)

Assign > Load Data > Point Loads ...

پنجره‌ای باز می‌شود.

Size of Load for Punching Shear	
X Dimension	400 mm
Y Dimension	400 mm

-



و ابعاد ستون را در قسمت خودش وارد ساخت. و باقی، صفر.
معرفی اندازه بارها برای بار مرده کافی است و برنامه به طور خودکار این اندازه را برای بارهای دیگر در نظر می‌گیرد. (باجی، ۱۱۲)

۳۰ تنظیم - اجزای محدود، آزادی

تقسیم‌بندی اجزای محدود


پیش از شروع عملیات تحلیل، باید تنظیم‌های خاصی برای درجات آزادی و تقسیم‌بندی اجزای محدود انجام شود.

Run > Automatic Slab Mesh Options

نکته

ابعاد تقسیم‌بندی اجزای محدود در حدود نصف ضخامت پی باشد خوب است. یک سوم یا یک چهارم هم دیدم! تاثیرش آنقدرها نیست! این بدان معناست که حتماً باید حداکثر بعد جزء محدود برابر نصف ضخامت پی باشد. (در جایی خواندم که حداکثر اندازه مش‌بندی نصف عرض باریک‌ترین پی باشد. در عمل شاید این گفته درست باشد، اما بهتر است نصف ضخامت ملاک عمل باشد.)

بهتر است حداکثر اندازه مش‌بندی طوری باشد که عرض نوار پی مضرب صحیحی از این عدد باشد.

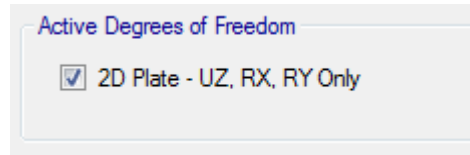
پس از تحلیل؛ دکمه  تقسیم‌بندی‌های اجزاء محدود را نشان نمی‌دهد. باید تنش‌های خاک یا دال را نمایش دهی تا مشخص شود.

تنظیم درجات آزادی

Run > Advanced Modeling Options

گزینه مدل دوبعدی *2D Plate* را فعال می‌کنیم. در حالت کلی می‌تواند سه بعدی باشد. (باجی،

(۱۱۵)

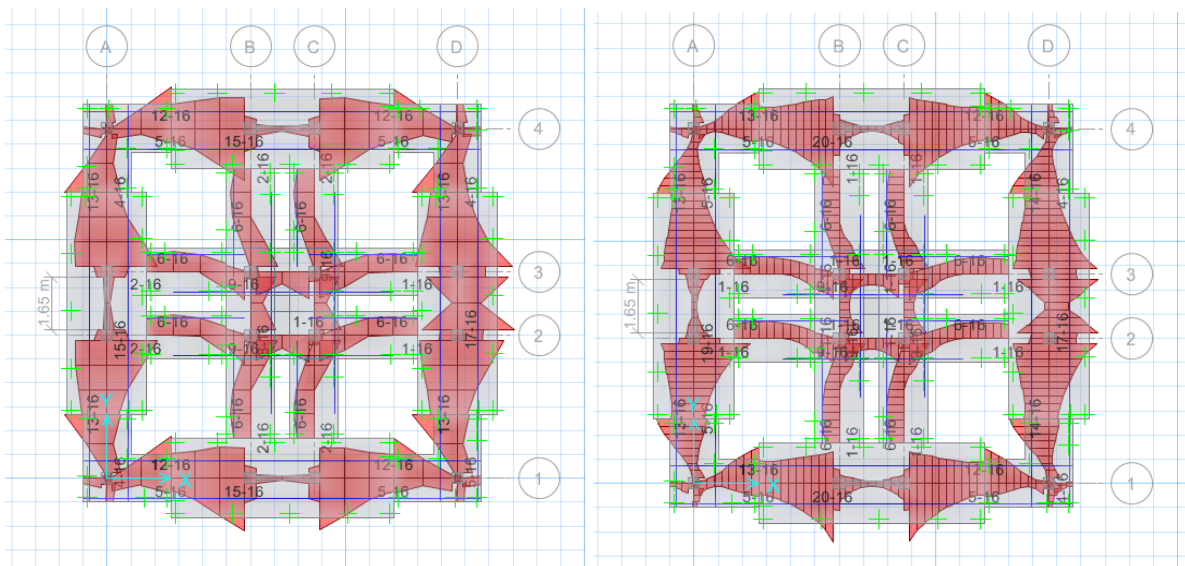


نکته

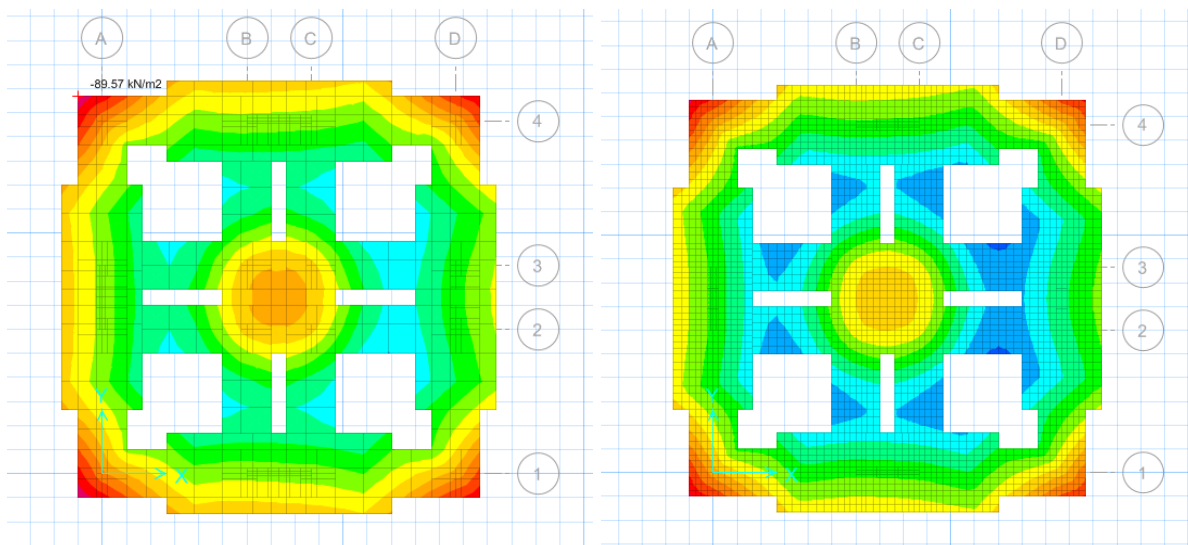
فکر می‌کنم اگر این کار را نکنیم، باید گره‌ها را در جهت حرکت x و y گیردار کنیم. تحقیق شود؟؟؟

▪ یک مقایسه در زیر آمده است

حداکثر بعد 0.25 m در مقابل حداکثر بعد 1.00 m - تحلیل خطی



9



نتیجه:

که بایستی حداکثر ابعاد را جدی گرفت!
در نتایج فشار خاک نیز همینطور است؛ آنجا هم اگر حداکثر ابعاد را محدود نکنیم، تنش‌ها را کمتر نشان می‌دهد.

این در حالی است که برنامه تا آنجا که می‌تواند در نقاطی که نیاز است، به صورت خودکار، المان‌ها را در پیرامون ستون‌ها ریز می‌کند.

-

انجام تحلیل و طراحی (۳۱)

-

Run Analysis & Design – F5

-



-

نکته

در طراحی پی باید ابتدا برش منگنه‌ای و فشار خاک کنترل شود.

ضخامت پی بر اساس کنترل برشی منگنه‌ای بدست می‌آید. ابعاد پی نیز بر اساس کنترل فشار خاک زیر پی بدست می‌آیند. پس از تعیین ابعاد و ضخامت پی، مساحت میلگرد مورد نیاز در پی محاسبه می‌شود.

-

اگر دیدی زمان تحلیل دارد زیاد طول می‌کشد یا تحلیل جلو نمی‌رود، بدان که مشکل وجود دارد. ممکن است خاک را به المان سطحی اختصاص نداده باشی. و یا سازه بیش از حد دچار بلندشدگی و یا واژگونی (ناپایداری) عجیب و غریب است!

مثلاً یک پی منفرد را با ستونی که در حال کشش است مدل کن، تحلیلش تا ابد طول می‌کشد!

-

یک خوبی **SAFE 12** اینه که با **SLEEP** کردن لپ‌تاپ، عملیات تحلیل خراب نمی‌شه. دوباره که لپ‌تاپ رو روشن کردی، تحلیل ادامه پیدا می‌کنه. و این خیلی خوبه. مخصوصاً در تحلیل‌هایی که مثلاً نیم ساعت طول می‌کشه. (شاید این خوبیه ویندوز هفت باشه!)

-

کنترل فشار خاک (۳۲)

دکمه  را می‌زنیم. *Show Reaction Forces* و آنگاه گزینه *Soil Pressure* را انتخاب می‌کنیم. برای پوش ترکیب بارهای فشار خاک، دکمه *Min* را زده و نتیجه را مشاهده کنیم.

تنش مجاز خاک به عنوان مثال برابر است با:

$$1.5 \frac{kg}{cm^2} = 1.5 \times \frac{10^1 N}{10^{-4} \times m^2} = 1.5 \frac{10^5 N}{m^2} = 150 \frac{kN}{m^2}.$$

نکته جالب

این عدد یعنی در هر مترمربع خاک، مجازیم حدود ۱۵ تن بار حالت بدون ضریب داشته باشیم.

تنش خاک باید کمتر از این مقدار باشد. اگر تنش زیر پی از تنش مجاز بیشتر بود، می‌بایستی ابعاد پی را افزایش دهیم. ممکن است آنقدر که پی ما گسترده شود! توصیه شده است که در این مورد به فکر صرفه‌جویی نباشیم!

نقاط پیرامونی پی در محدوده کوچکی ممکن است از حد تنش مجاز فراتر بروند. در این قسمت‌ها تمرکز تنش وجود دارد و نبایستی معیار طراحی قرار گیرند. چرا که مقداری جلوتر تنش به حد مجازش می‌رسد.

تقریباً:

در تحلیل خطی، با نمایش حداکثر تنش خاک می‌توان بررسی کرد که آیا بلندشدگی داشتیم یا خیر.

در سازه‌های بتنی و خصوصاً قاب‌های خمشی، احتمال بلند شدن پی بسیار کم است. زیرا وزن سازه زیاد است. (باجی، پروژه، صفحه ۴۷۲)

کنترل برش پانچ - ستون بتنی (۳۳)

اینکه برنامه چه کار می کند و اساساً ماجرا چیست، به صورت بسیار کامل و شیرین در کتاب آقای باجی آمده است. (فصل یک، صفحه ۱۱۸)

-

برش یک طرفه پی یا دال هنگام طراحی میلگردهای طولی بر اساس نوارهای طراحی انجام می شود. برش دوطرفه به صورت مجزا کنترل می شود. (باجی، ۱۱۸)

-

برنامه *SAFE* قابلیت طراحی خاموت برشی را دارد. اما این قابلیت برای دال ها طراحی شده است.. (باجی، صفحه ۱۲۷)

-

نسبت نبایستی از یک بیشتر شود.

-

برنامه خودش موقعیت ستون ها را می فهمد. اما ممکن است گاهی اشتباه کند. بهتر است قبل از تحلیل، نوع گوشه ای، لبه ای و یا مانی بودن ستون را به برنامه معرفی کنیم. بعد از تحلیل هم می شود این کار را کرد. و نیاز به تحلیل مجدد نیست.

-

نکته

گاهی پیش می آید که امکان خرابی از نوع گسیختگی برش پانچ یا همان منگنه ای وجود ندارد. در اینگونه موارد، نسبتی نداریم!

-

یادمان باشد که ابعاد بار نقطه ای در اینجا تاثیر دارد.

-

نکته مهم

دو چیز در ضخامت پی مهم است. یکی برش پانچ است. دومی اقتصاد. هرچه ضخامت پی کمتر باشد، بازوی تحمل لنگر برای خمش کم می شود، در نتیجه، میزان مصرف فولاد افزایش می یابد.

-

برش پانچ را دست کم نگیریم. در بسیاری از طراحی ها دیدم که فشار خاک تا نصف هم نیست. میلگرد بسیار کم نیاز است. اما برش پارچ بحرانی شده است... آن هم چه بحرانی! در نتیجه، جدی بگیریم!

برای نمایش نسبت تنش برش منگنه‌ای به تنش برشی مجاز دستور (F_{10})

Design > Show Punching Shear Design

بدون آنکه نتایج تحلیل را خراب کنیم، می‌توان به برنامه گفت:

Display > Punching Shear Overwrites

در قسمت *Location Type* می‌توان حالت صحیح را انتخاب کرد.

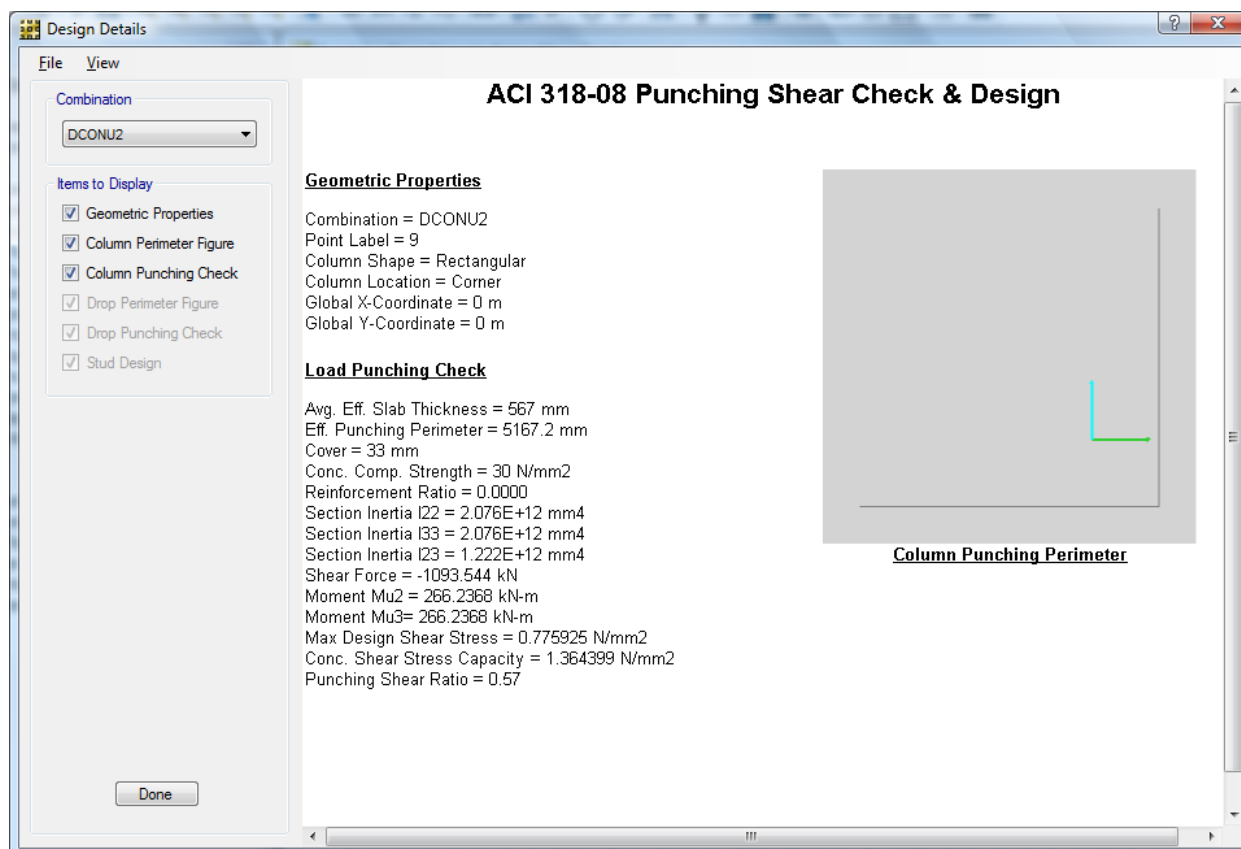
سپس دوباره دکمه *Run* را زد. اما اینبار دیگر زیاد طول نمی‌کشد. چرا که نتایج را خراب نکرده

بودیم!

برنامه در صورت استفاده از گزینه خودکار تمام حالت‌ها را کنترل می‌کند و حالت بحرانی را بدست

می‌آورد. اما گاهی قادر به تشخیص صحیح موقعیت نیست.

یه نمونه صفحه محاسبات برش پانچ:



مروری برای فهم بیشتر

به فرض یک پی منفرد داریم. اگر سطح پی خیلی بزرگ باشد، می‌شود گفت که نیروی برشی پانچ برابر است با نیروی قائم ستون. (محل فکر) اما اگر سطح پی کم باشد، قسمتی از بار قائم ستون را، سطح زیر محیط پانچ تحمل می‌کند، در نتیجه نیروی برشی کاهش می‌یابد. و در نتیجه نسبت تنش کم‌تر می‌شود. از این جهت، می‌شود گفت که سطح کوچک پی، به نفع برش پانچ است.

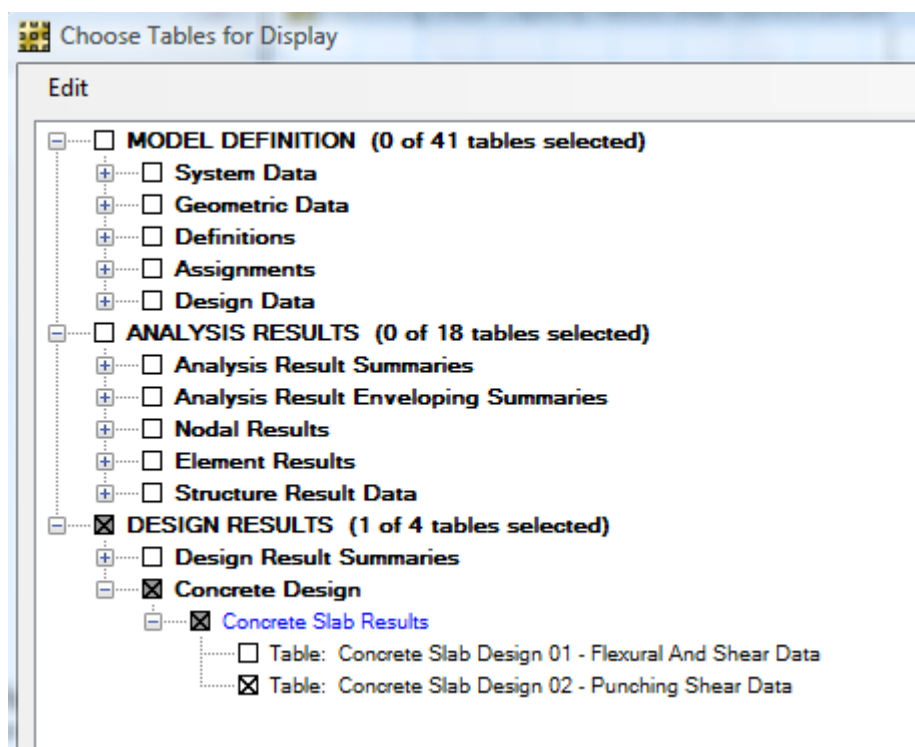
در ویرایش دوازدهم برنامه، تنش فشاری خاک زیر پی در محدوده برش منگنه‌ای از نیروی برشی کاسته می‌شود. (باجی، صفحه ۱۲۷)

نکته جالب

اگر امکان برش پانچ نباشد، یعنی اگر دور صفحه ستون یا ابعاد پی بتنی، اندازه $\frac{d}{2}$ فاصله نداشته باشد، اساساً برش پانچ اتفاق نمی‌افتد. در این صورت، در خروجی می‌نویسد: N/C

یادت باشد که منظور از d عمق موثر است، و با ضخامت کلی پی اشتباه نشود.

می‌شود از قسمت

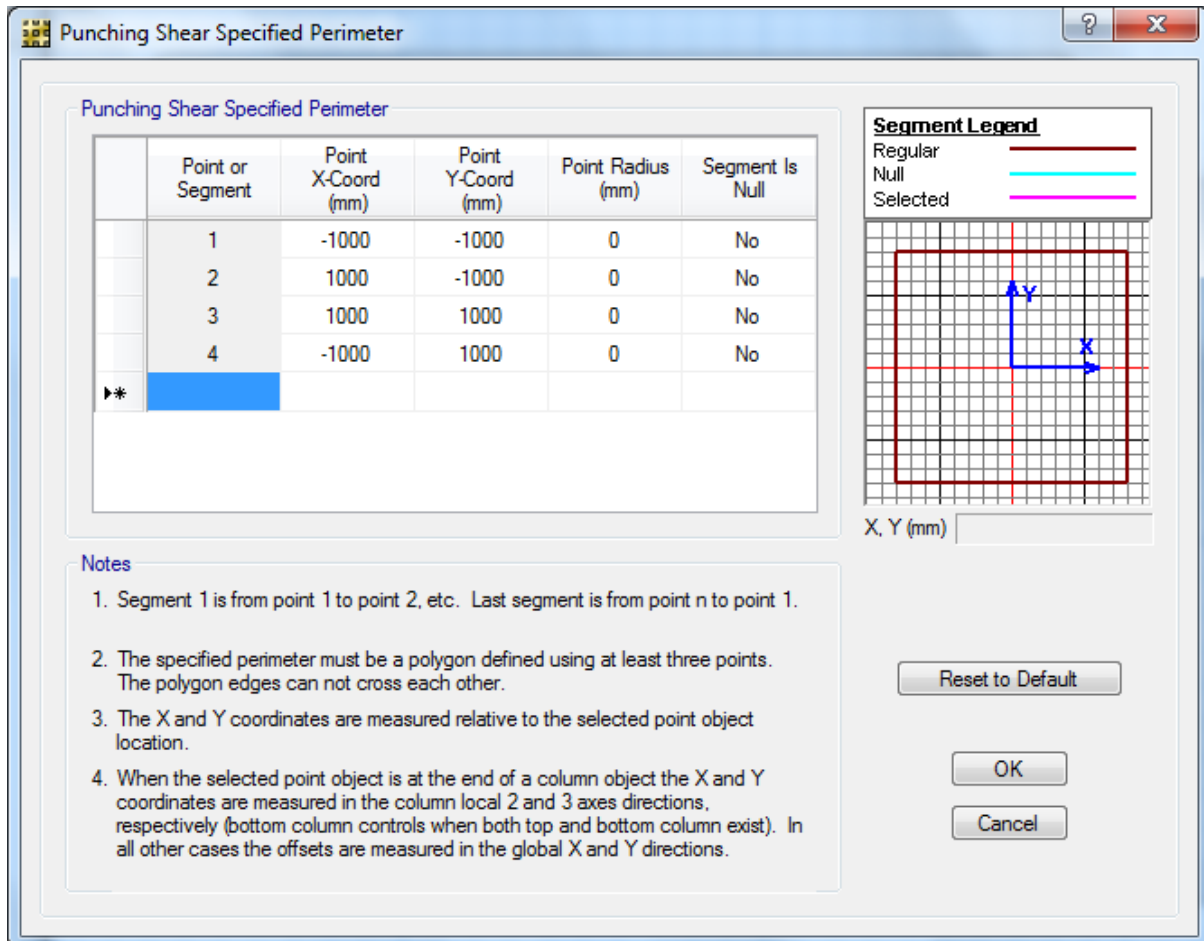


جدول برش پانچ را مشاهده کرد. چیزهای مختلفی می‌دهد.

عدد حدودی: یک ستون چهل در چهل بر روی شالوده به ارتفاع شصت سانتی‌متری، حدود ۲۵۰ تن بار مرده قائم ضربیدار، می‌تواند تحمل کند.

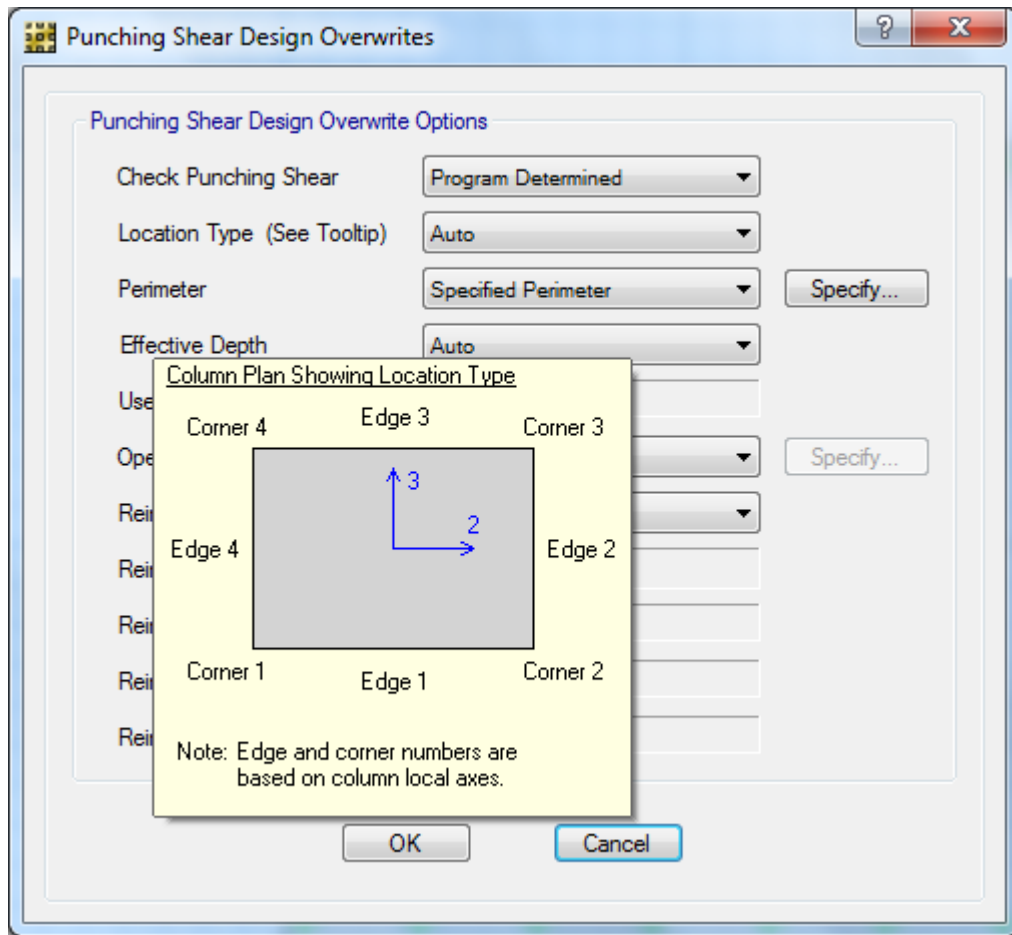
درآمدی بر محیط برش پانچ

به تصویر زیر توجه شود:



می شود در این قسمت محیط را به خوبی وارد کرد.

و همچنین این تصویر:



به نظر من، اگر بگذاریم به دست *SAFE* خیلی از اوقات غلط پولوت درمی آورد! باید خودمان دست به کار شویم. و محیط برش پانچ را به او معرفی کنیم.

۳۴ کنترل برش پانچ - دیوار برشی

برنامه به روش خودش و کتاب آقای مستوفی نژاد نیز به روش خودش مشخصات مقاطع را حساب می کنند. البته واضح است که در نهایت جوابها یکی است.

یعنی نباید گفت که چرا برای مقاطع مستطیلی $I_{23} = 0$ است. چون که ماجرایش فرق می کند با ممان اینرسی بیان شده در کتاب. در نرم افزار، یک رابطه کلی وجود دارد برای خمش دومحوره که قابل فهم است.

در کتاب دکتر مستوفی نژاد، روابطی به صورت ساده شده در جدول آمده است که ماجرایش با ماجرای روش حل نرم افزار کاملاً فرق می کند. (صفحه ۳۹۵ جلد دوم طراحی بتن)

چند یادآوری

تنش برشی بیشینه (V_{u1}) و کمینه در یک جهتی که عمود باشد چنین است: (مستوفی نژاد، جلد دوم، صفحه ۳۹۱)

$$v_{u1} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_u c}{J_c}$$

و

$$v_{u2} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_u c'}{J_c}$$

این رابطه بیان کننده «انتقال قسمتی از لنگر نامتعادل که با عملکرد برشی منتقل می‌شود» می‌باشد.

تنش مجاز برای برش منگنه‌ای به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$v_p = \min \begin{cases} 0.265\phi(2 + \frac{4}{\beta_c})\sqrt{f'_c} \\ 0.265\phi(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0})\sqrt{f'_c} \\ 1.06\phi\sqrt{f'_c} \end{cases} ; [kgf - cm]$$

برای اطلاع بیشتر به کتاب دکتر مستوفی نژاد، جلد دوم، صفحه ۵۴۷ مراجعه شود. (یکی از اعداد در کتاب آقای مستوفی نژاد نادرست تایپ شده. رابطه صحیح چنین است. (ACI - 08)

$$v_p = \min \begin{cases} \frac{\phi}{6}(1 + \frac{2}{\beta_c})\lambda\sqrt{f'_c} \\ \frac{\phi}{12}(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0})\lambda\sqrt{f'_c} \\ \frac{\phi\lambda\sqrt{f'_c}}{3} \end{cases} ; [N - mm]$$

و $\phi = 0.75$ ،

تصویر زیر از آیین‌نامه بتن آمریکا، سال ۲۰۰۸، می‌باشد که واحد آن $Metric - SI$ یا همان نیوتن، میلی‌متر است.

11.11.2.1 — For nonprestressed slabs and footings, V_c shall be the smallest of (a), (b), and (c):

$$(a) \quad V_c = 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (11-31)$$

where β is the ratio of long side to short side of the column, concentrated load or reaction area;

$$(b) \quad V_c = 0.083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (11-32)$$

where α_s is 40 for interior columns, 30 for edge columns, 20 for corner columns; and

$$(c) \quad V_c = 0.33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (11-33)$$

R11.11.2.1 — For square columns, the shear stress due to ultimate loads in slabs subjected to bending in two directions is limited to $0.33 \lambda \sqrt{f'_c}$. However, tests^{11.61} have indicated that the value of $0.33 \lambda \sqrt{f'_c}$ is unconservative when the ratio β of the lengths of the long and short sides of a rectangular column or loaded area is larger than 2.0. In such cases, the actual shear stress on the critical section at punching shear failure varies from a maximum of about $0.33 \lambda \sqrt{f'_c}$ around the corners of the column or loaded area, down to $0.17 \lambda \sqrt{f'_c}$ or less along the long sides between the two end sections. Other tests^{11.62} indicate that v_c decreases as the ratio b_o/d increases. Equations (11-31) and (11-32) were developed to account for these two effects. The words “interior,” “edge,” and “corner columns” in 11.11.2.1(b) refer to critical sections with four, three, and two sides, respectively.

For shapes other than rectangular, β is taken to be the ratio of the longest overall dimension of the effective loaded area to the largest overall perpendicular dimension of the effective loaded area, as illustrated for an L-shaped reaction area in Fig. R11.11.2. The effective loaded area is that area totally enclosing the actual loaded area, for which the perimeter is a minimum.

واحد تصویر بالا، نیوتن - میلی متر است.

تصویر زیر از اسناد و مدارک نرم افزار *SAFE* برگرفته شده است:

$$v_c = \min \begin{cases} \phi \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \lambda \sqrt{f'_c} \\ \phi \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o}\right) \lambda \sqrt{f'_c} \\ \phi 4 \lambda \sqrt{f'_c} \end{cases} \quad (\text{ACI 11.11.2.1})$$

where, β_c is the ratio of the maximum to the minimum dimensions of the critical section, b_o is the perimeter of the critical section, and α_s is a scale factor based on the location of the critical section.

$$\alpha_s = \begin{cases} 40 & \text{for interior columns,} \\ 30 & \text{for edge columns, and} \\ 20 & \text{for corner columns.} \end{cases} \quad (\text{ACI 11.11.2.1})$$

A limit is imposed on the value of $\sqrt{f'_c}$ as:

$$\sqrt{f'_c} \leq 100 \quad (\text{ACI 11.1.2})$$

واحد روابط تصویر بالا «پوند، اینچ، ثانیه» است.

برای تبدیل واحدها، به فایل آموزشی مربوطه مراجعه شود.

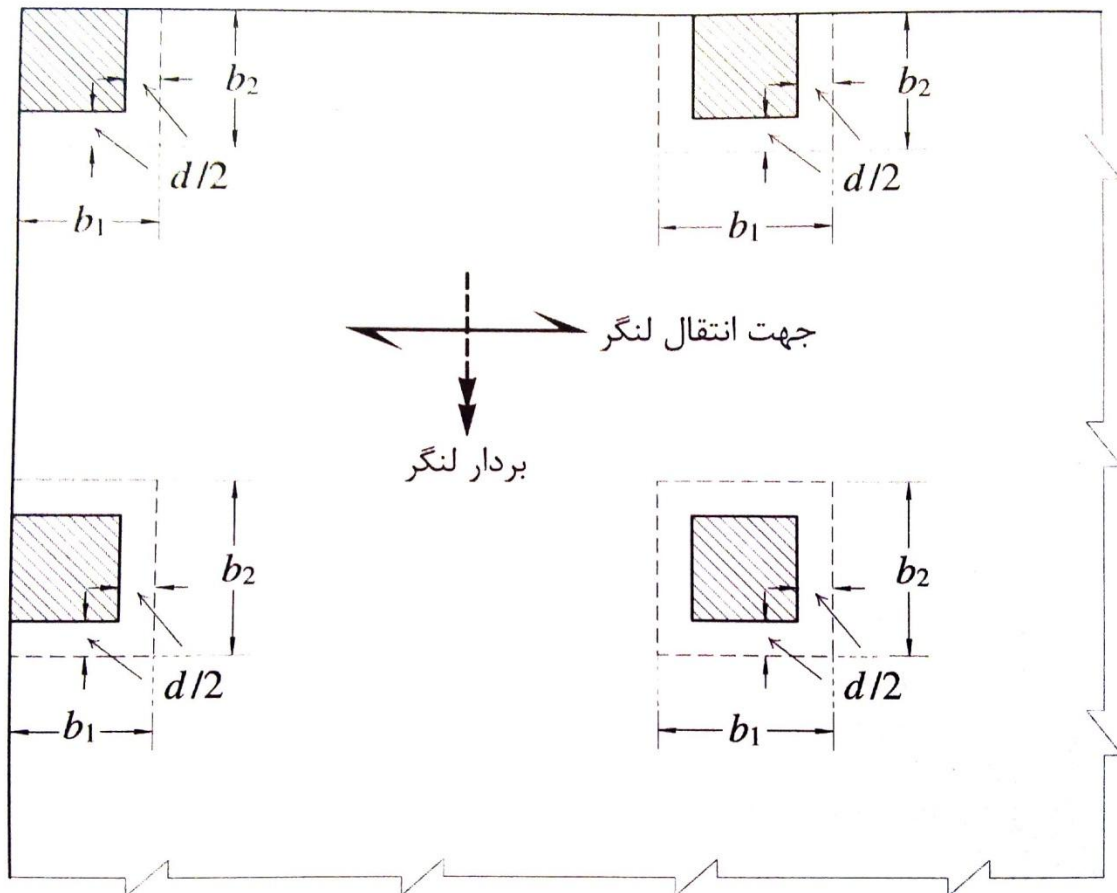
انتقال قسمتی از لنگر نامتعادل که با عملکرد برشی منتقل می‌شود:
(مراجعه شود به کتاب دکتر مستوفی‌نژاد، جلد دوم، صفحه ۳۹۱)

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f$$

که

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{b_1/b_2}}$$

در این رابطه b_1 بعد مقطع بحرانی برش منگنه‌ای در جهت دهانه‌ای است که لنگرها برای آن محاسبه شده‌اند؛ و b_2 بعد مقطع بحرانی برش منگنه‌ای در جهت عمود بر b_1 است.



جدول ۸-۱۴ مشخصات مقطع بحرانی برش جهت محاسبات تنش برشی در پیرامون

ستون‌های با مقطع مستطیلی

وضعیت ستون

خصوصیات مقطع بحرانی برش دو طرفه

ستون کناری
(حالت الف)*

$$c = \frac{b_1}{2} \quad ; \quad c' = \frac{b_1}{2} \quad ; \quad A_c = (b_1 + 2b_2)d$$

$$\frac{J_c}{c} = \frac{1}{6} [b_1 d (b_1 + 6b_2)] \quad ; \quad \frac{J_{c'}}{c'} = \frac{1}{6} [b_1 d (b_1 + 6b_2) + d^3]$$

ستون میانی
(حالت ب)*

$$c = \frac{b_1}{2} \quad ; \quad c' = \frac{b_1}{2} \quad ; \quad A_c = 2(b_1 + b_2)d$$

$$\frac{J_c}{c} = \frac{1}{3} [b_1 d (b_1 + 3b_2) + d^3] \quad ; \quad \frac{J_{c'}}{c'} = \frac{1}{3} [b_1 d (b_1 + 3b_2) + d^3]$$

ستون کناری
(حالت ج)*

$$c = \frac{b_1^2}{2b_1 + b_2} \quad ; \quad c' = \frac{b_1(b_1 + b_2)}{2b_1 + b_2} \quad ; \quad A_c = (2b_1 + b_2)d$$

$$\frac{J_c}{c} = \frac{1}{6b_1} [2b_1^2 d (b_1 + 2b_2) + d^3 (2b_1 + b_2)]$$

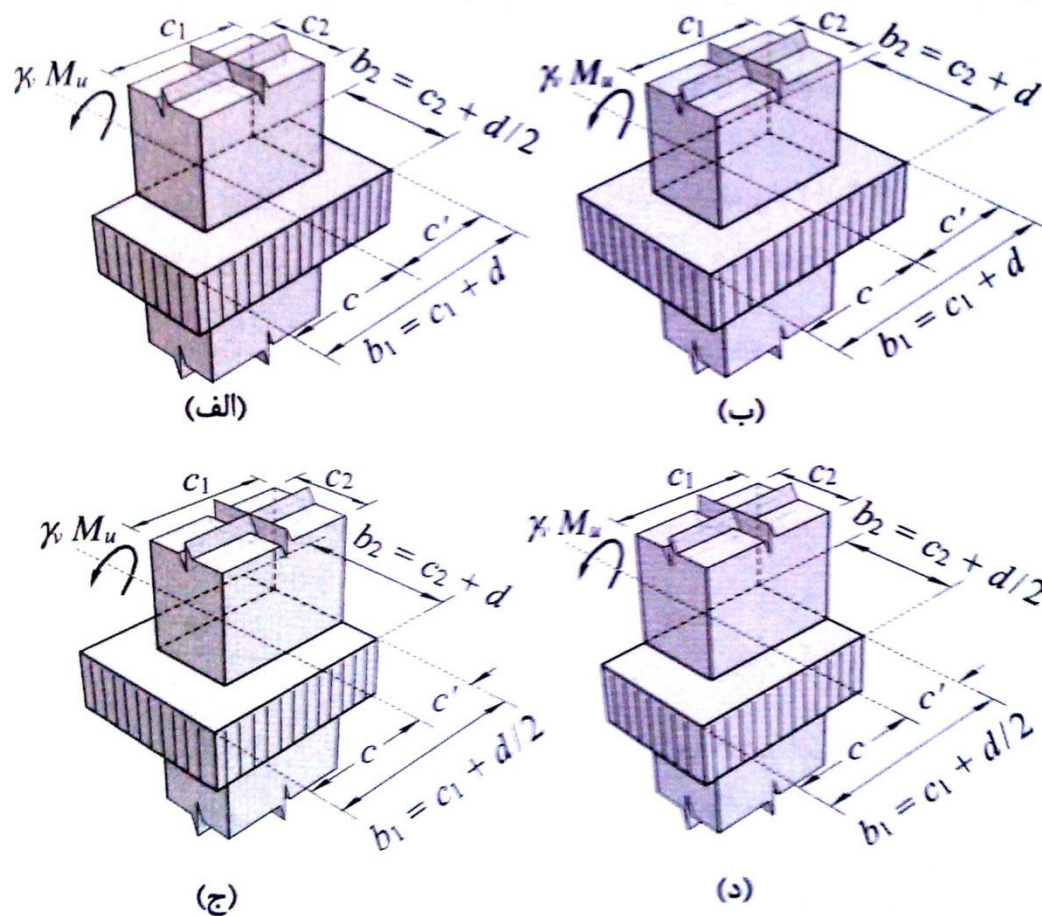
$$\frac{J_{c'}}{c'} = \frac{1}{6(b_1 + b_2)} [2b_1^2 d (b_1 + 2b_2) + d^3 (2b_1 + b_2)]$$

ستون گوشه
(حالت د)*

$$c = \frac{b_1^2}{2(b_1 + b_2)} \quad ; \quad c' = \frac{b_1(b_1 + 2b_2)}{2(b_1 + b_2)} \quad ; \quad A_c = (b_1 + b_2)d$$

$$\frac{J_c}{c} = \frac{1}{6b_1} [d (b_1 + 4b_2) + d^3 (b_1 + b_2)]$$

$$\frac{J_{c'}}{c'} = \frac{1}{6(b_1 + 2b_2)} [b_1^2 d (b_1 + 4b_2) + d^3 (b_1 + b_2)]$$



شکل ۱۴-۲۶ نمایش خصوصیات مقطع بحرانی برش جهت محاسبات تنش برشی در پیرامون ستون‌های یا مقطع مستطیلی

طریقه کنترل برش منگنه‌ای

برنامه *SAFE* در حال حاضر قابلیت کنترل برش منگنه‌ای زیر دیوارهای برشی را ندارد. امکان معادل‌سازی دیوارهای برشی با ستون وجود دارد. در این صورت برنامه برش منگنه‌ای زیر دیوارهای برشی را کنترل خواهد کرد. (باجی، پروژه‌ها، صفحه ۶۷۸)

کنترل دستی (محاسبه دستی) برش منگنه‌ای دیوار برشی (یا همان ستون) کار سختی نیست. و با یک نصف صفحه محاسبات به راحتی می‌توان به جواب رسید.

ضمناً، بین نتایج نرم‌افزار و محاسبات دستی، هیچ تفاوتی وجود نخواهد داشت و به هر دو روش می‌توان برش پانچ را کنترل کرد و نتایج یکسان خواهند بود.

۳۵ میلگردهای طولی و عرضی

-
میلگردهای طولی بر اساس لنگر خمشی نوارهای طراحی بدست می‌آیند.
میلگرد برشی نیز مورد بررسی قرار می‌گیرند. (باجی، صفحه ۱۲۸)

-
دستور

Display > Show Slab Design (Shift + F9)

▪ یک جهت یا هر دو جهت

مثلاً در یک پی نواری؛ بین دو ستون را در نظر می‌گیریم. در این وسط فقط لنگر طولی داریم. دیگر عرضی نداریم! (البته آرماتور حداقل در هر دو جهت باید قرار داد که مسلم است).
اما در زیر یک ستون، یا زیر دیوار برشی، در هر دو سمت لنگر داریم. در نتیجه در هر دو سمت بایستی به لنگر توجه کرد. مثلاً زیر یک ستون منفرد، در هر دو جهت لنگر داریم.

-
هنگام تماشای میلگردهای نوارهای طراحی، سمت چپ و پایین برنامه، اطلاعات مفیدی می‌دهد.

مبحث نهم (۱۳۸۸)

۹-۱۷-۵-۱ در پی‌های منفرد، گسترده و باسکولی (به جز تیرهای رابط) نسبت آرماتور به کار رفته در ناحیه کششی نباید کمتر از مقادیر ذکر شده در بندهای ۹-۱۷-۸-۱ الی ۹-۱۷-۸-۴ باشد. (همان ۰/۰۰۲ خودمان!) در مورد تیرهای رابط پی‌های باسکولی حداقل آرماتور باید بر اساس بند ۹-۱۱-۵-۲-۱ اختیار شود.

مبحث نهم (۱۳۸۸)

۹-۱۷-۵-۲ در پی‌های نواری مقدار نسبت آرماتور در ناحیه کششی نباید کمتر از ۰/۰۰۲۵ اختیار شود، مگر آنکه آرماتور به کار رفته به اندازه یک‌سوم بیشتر از مقدار آرماتور تعیین شده در محاسبات باشد. در حالت اخیر این نسبت نمی‌تواند کمتر از ۰/۰۰۱۵ اختیار گردد. (چنین چیزی اصلاً در *ACI* نیست).

▪ محدودیت فولادهای طولی در پی‌ها (کتاب دکتر مستوفی‌نژاد، ج ۲، ص ۵۵۲)

آیین‌نامه‌ها حداقل فولاد خمشی در پی‌ها و دال‌های سازه‌ای را به حداقل فولاد افت و حرارت محدود می‌کنند. *ACI318* نسبت سطح مقطع فولاد افت و حرارت به سطح مقطع کل بتن را (برابر با 0.002 برای میلگردهای آجدار با تنش تسلیم 300 MPa و 350 MPa)، و (برابر با 0.0018 برای میلگردهای آجدار با تنش تسلیم 420 MPa) تعیین می‌کند. حداکثر فاصله میلگردهای خمشی در دال‌ها و پی‌ها به $\min\{3h, 500\text{mm}\}$ محدود می‌شود؛ که h ضخامت دال یا پی است.

لازم به ذکر است که اگر در یک راستای مشخص از دال یا پی لنگر خمشی وجود نداشته باشد، سطح مجموع میلگردهای بالا و پایین تعبیه شده در آن راستا نباید کمتر از فولاد افت و حرارت باشد؛ در این حالت حداکثر فاصله میلگردهای افت و حرارت به $\min\{5h, 500\text{mm}\}$ محدود می‌شود. (اگر خوب بند بالا را خوانده باشی، به نظر من چیزی نیست که فروگذار شده باشد!)

-
آیین‌نامه ایران

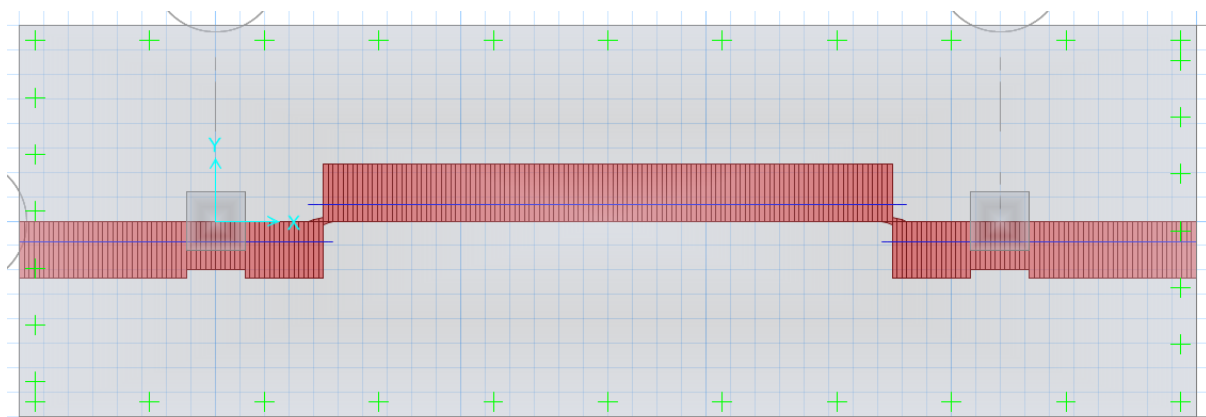
حداقل قطر آرماتور در شالوده‌ها 10 mm

فاصله محور تا محور میلگردها در شالوده‌ها به حداقل 100 mm و حداکثر 350 mm محدود می‌شود.

-
نکته مهم در مورد برنامه

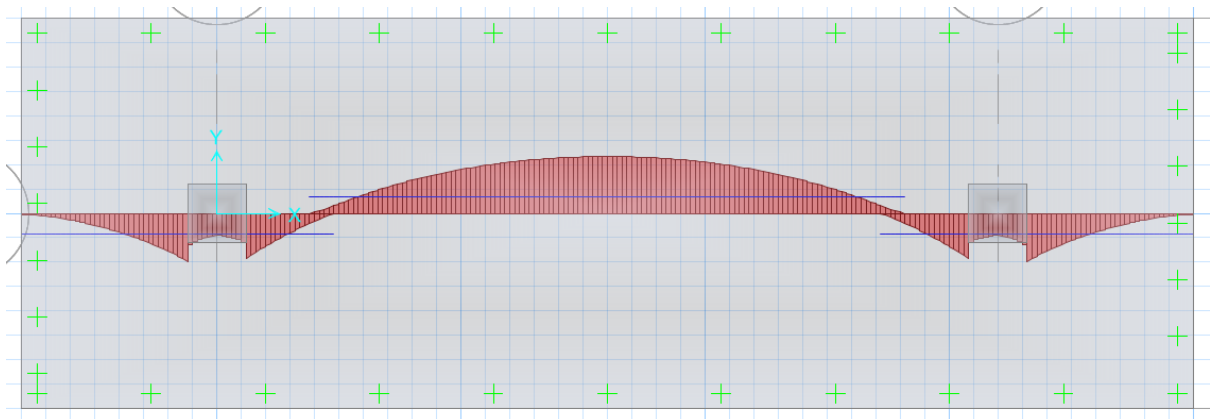
هر سمتی که از یک مقدار کوچک، نه صفر، لنگر بیشتری داشته باشد، برنامه میلگرد حداقل را برای او قرار می‌دهد. علت این مقدار کوچک، باز می‌گردد به «حداکثر بعد مش‌بندی». با ریز شدن مش‌بندی این مسئله اهمیتش بسیار کم می‌شود.

به تصویر زیر نگاه کنیم:



تمام خطوط افقی میلگرد حداقل است. و آن خط‌های آبی‌رنگ در واقع نیاز به میلگرد را نشان می‌دهد. (بدون در نظر گرفتن طول مهارتی در بتن.)

اگر بخواهیم که میلگرد حداقل خمشی را رعایت نکند، شکل چنین است:



نگاهی به اسناد برنامه:

2.6.1.3 Minimum and Maximum Slab Reinforcement

The minimum flexural tension reinforcement required for each direction of a slab is given by the following limits (ACI 7.12.2):

$$A_{s,min} = 0.0020 bh \text{ for } f_y = 40 \text{ ksi or } 50 \text{ ksi} \quad (\text{ACI 7.12.2.1(a)})$$

$$A_{s,min} = 0.0018 bh \text{ for } f_y = 60 \text{ ksi} \quad (\text{ACI 7.12.2.1(b)})$$

$$A_{s,min} = \frac{0.0018 \times 60000}{f_y} bh \text{ for } f_y > 60 \text{ ksi} \quad (\text{ACI 7.12.2.1(c)})$$

به نظر من برنامه از ضریب 0.002 برای میلگردهای معرفی شده ما استفاده می کند. کار خوبی هم

می کند!

▪ حداقل میلگرد حرارت و جمع شدگی

نکته مهم: برنامه تنها در یک سمت (پایین یا بالای شالوده) میلگرد حداقل را قرار می دهد. (در هر مقطع، در سمتی که لنگر خمشی بیشتری دارد.)

به پیوست رجوع شود.

نکته:

در پی ها میلگرد حداقل خمشی، آنطوری که در تیرها داشتیم و محاسباتی بود، مطرح نیست.

یکی دیگر از منابع خوب:

جزوه ۴۰۰ صفحه‌ای آقای دکتر محمدرضا جعفری. (سایت ایران سازه).

-

▪ توضیح در مورد رعایت کردن میلگرد حداقل

وقتی می‌گوییم میلگرد حداقل، یعنی اگر از این حد آرماتور کمتر شد، میلگرد حداقل را می‌گذاریم. در مورد پی نواری، آمریکا که گویا چیزی نگفته. اما مبحث نهم، مطالبی گفته. می‌دانیم که در پی نواری تقریباً همیشه در یک مقطع هم لنگر مثبت داریم، هم منفی. مخصوصاً اگر قاب خمشی باشد که این امر مسلم است.

مرحله اول

مقادیر

$$0.0011 bh =$$

$$0.0015 bh =$$

$$0.0019 bh =$$

$$0.0025 bh =$$

را محاسبه می‌کنیم.

تا اونجایی که بیش از ۰/۰۰۲۵ هست که هیچ! خودش را می‌گذاریم.

بین ۰/۰۰۲۵ و ۰/۰۰۱۹ را مقدار ۰/۰۰۲۵ می‌گذاریم.

بین ۰/۰۰۱۹ و ۰/۰۰۱۱ مقدار 1.3 برابر آرماتور محاسباتی باید قرار گیرد.

کمتر از ۰/۰۰۱۱ مقدار ۰/۰۰۱۵ باید قرار بگیرد.

-

این شکل میلگردگذاری کار سختی است. در نتیجه ساده‌سازی می‌کنیم:

i. دو مقدار ۰/۰۰۱۵ و ۰/۰۰۲۵ را محاسبه می‌کنیم.

ii. همه جا را، هم در بالا، هم در پایین، مقداری ۰/۰۰۱۵ میلگرد سراسری قرار می‌دهیم.

iii. از مقطعی که نیاز به ۰/۰۰۱۵ دارد تا مقطعی که نیاز به ۰/۰۰۲۵ دارد، مقدار ۰/۰۰۲۵ قرار

می‌دهیم.

در این صورت؛

مقدار کمی میلگرد (از ۰/۰۰۱۱ تا ۰/۰۰۱۵) کمتر از مبحث نه قرار خواهد گرفت.

مقدار کمی میلگرد (از ۰/۰۰۱۵ تا ۰/۰۰۱۹) بیشتر از مبحث نه قرار خواهد گرفت.

-

▪ توضیحی در مورد میلگردگذاری عمومی (سراسری)

Show Rebar Above Specified Value

None

Typical Uniform Reinforcing Specified Below

Reinforcing Specified in Slab Rebar Objects

Typical Uniform Reinforcing

Define by Bar Size and Bar Spacing

Define by Bar Area and Bar Spacing

	Bar Size	Spacing (mm)
Top	<input type="text"/>	<input type="text"/>
Bottom	<input type="text"/>	<input type="text"/>

گزینه اولش که *none* است و هیچ!

گزینه سوم بر اساس میلگردهایی است که مستقیماً رسم شده. که حداقل در پی‌ها آنچنان کاربردی ندارد.

اما گزینه دوم:

Typical Uniform Reinforcing Specified Below

وقتی این قسمت را علامت دار می‌کنیم، قسمت زیر آشکار می‌شود:

Typical Uniform Reinforcing

Define by Bar Size and Bar Spacing

Define by Bar Area and Bar Spacing

	Bar Size	Spacing (mm)
Top	16	250
Bottom	16	250

هدف این است که در یابیم برنامه چطور این میلگردها را قرار می‌دهد.

با مثالی ساده همه چیز مشخص می‌شود.

پی با مقطع مستطیل به عرض 1000 mm و ارتفاع پی هر چقدر می‌خواهد باشد.

از برنامه می‌خواهیم هر 190 mm میلگرد 16 را برای ما قرار دهد.

برنامه می‌آید:

$$\frac{1000}{190} = 5.26$$

و این عدد را در مساحت میلگرد 16 ضرب می‌کند:

$$5.26 \times 201\text{mm}^2 = 1057\text{mm}^2$$

و این مقدار مساحت میلگرد را در پی به عنوان میلگرد عمومی فرض می‌کند.
نتیجه اینکه:

برنامه نمی‌آید جزء صحیح بگیرد.

بنابراین:

اگر بخواهیم در پی به عرض یک متر 5 میلگرد 16 به صورت عمومی قرار دهیم، باید فاصله میلگردها را 200 mm وارد کنیم. و این یعنی؛ نبایستی پوشش بتن را از دو سمت کم کنیم!

-

▪ حداقل فولاد برشی (یادآوری رابطه)

در همه اعضای خمشی بتن آرمه که در آن‌ها $V_u > V_c/2$ باشد، حداقل فولاد برشی از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$\left(\frac{A_v}{s}\right)_{min} = 0.35 \frac{b_w}{f_y} (mm^2/mm) ; [N, mm]$$

این رابطه برای مبحث نهم است.

مقدار حاصل از ACI عددی نزدیک به همین رابطه می‌شود.

-

۳۶ مرور نتایج خروجی - نیروها

-

مرور نتایج خروجی - *Deformed shaped*

مرور نتایج خروجی - *Show slab forces*

مرور نتایج خروجی - *Show beam forces*

مرور نتایج خروجی - *Show strip forces*

می‌توان پوش را گرفت و به صورت دستی طراحی خمشی و برشی را کنترل کرد.

-

می‌توان از *Show Tables* استفاده کرد.

و می‌توان از نتایج پرینت هم گرفت.

-

پس از طراحی، با کلیک راست بر روی «نوار طراحی» اطلاعات خوبی نمایش داده می‌شود.

رسم خروجی‌های طراحی (۳۷)

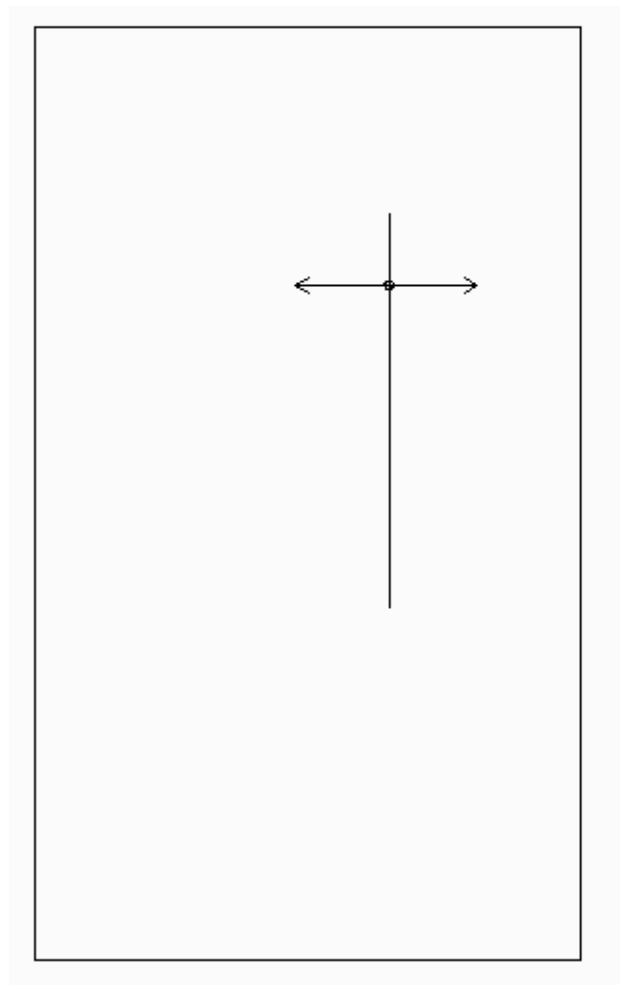
خروجی‌های میلگرد را می‌توانی به روش‌های مختلف بدست آورد و نقشه را رسم نمود. خود برنامه نیز توان ترسیم نقشه پی را دارد.

تحقیق شود؟؟؟

برنامه چطور نقشه خروجی می‌دهد. (دکمه $Shift + F5$)

نکته

در خواندن نقشه یا رسم آن، اینطور است که:



این فلش یعنی:

از این سر فلش تا آن سر فلش باید آن میلگردی که بر او عمود هست و دایره هم دارد، باید قرار بگیرد. نه اینکه جهت فلش، جهت قرارگیری میلگرد باشد!

در رسم دیوار برشی نیز مشابه این داریم.

-

- - - - -

(۱) تأثیر «ضریب بستر خاک» بر فشار خاک، نشست و میلگرد

(متن قدیمی!)

هر چه خاک زیر شالوده دارای ضریب بستر بیشتر باشد، نشست کمتر است و میزان برش هم کم تر.
(مثل ضریب الاستیسیته عمل می کنه.)

من یک پی منفرد مربع دو متر و چهل در دو متر و چهل مدل کردم. بعد برش را دیدم. هر چه میزان ضریب بستر خاک را بیشتر می کردم و در نتیجه نشست کم می شد، میزان برش در بر ستون و در همه جا کمتر می شد. راست می گوید. علت اش را هم این می دانم که اگر میزان انعطاف پذیری خاک کم باشد نیرو در کل سطح پی پخش می شود و اگر نباشد تنها در زیر ستون به خاک منتقل می شود!
نکته اینکه: در زمین های سست، ضخامت پی را بهتر است بیشتر بگیریم.

فرض کنید خاک زیر شالوده صلب باشد. دیگر انحنایی نخواهیم داشت و کرنش و در نتیجه تنشی در پایین شالوده نخواهیم داشت. البته ممکن است که در بالای شالوده مقداری جمع شود.
در نتیجه جای تعجب ندارد، هنگامی که خاک سخت تر معرفی می شود، خمش در، تقریباً، زیر ستون کمتر می شود.

نابایستی ضریب بستر خاک را زیاد گرفت. چون خمش کم شده و میلگرد کم!
نابایستی ضریب بستر خاک را کم گرفت. چون انحنا زیاد و خمش زیاد و میلگرد زیاد!

بین 1.5 تا 2.5 می تواند بازی کند. چون اطلاعات خاک ندارم، اظهار نظر نمی کنم.

مثال عددی:

یک پی منفرد دو و چهل در دو و چهل، مثال کتاب را رفتیم. بیست تا فی دوازده لازم داشت.
ضریب بستر خاک را مقدار اندکی کم کردم. دیدم که نرم اینبار نوزده تا فی دوازده می خواهد.
سپس ضریب بستر خاک را بسیار کم دادم، باز هم نوزده تا فی دوازده می خواست!

نتیجه:

این امر نشان می دهد که این حدود ضریب بستر خاک بحرانی ترین حالت است. البته برای خمش. و بر روی تنش واقعی زیر پی تأثیر می گذارد. و باید ضریب بستر خاک واقعی باشد.

آنگاه آمدم و ضریب بستر خاک را بالا دادم، یعنی خاک به سمت صلب رفت و جلوی انحنا شالوده را گرفت و خمش کم شد و شد ده تا فی دوازده.

این امر یعنی که برای خمش پی خیلی خوب شد (برای شالوده های روی پی سخت).

در نهایت:

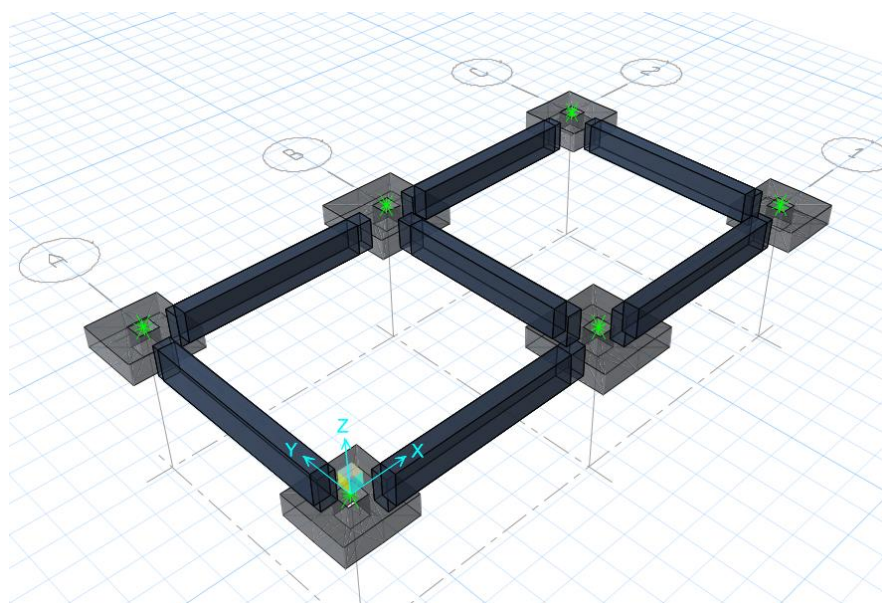
-

۲) مروری بر پی های منفرد مرتبط با شناژ

-

اول اینکه تا آنجا که ممکن است، حتی برای ساختمان های یک طبقه، حتی یک انباری، از این نوع پی استفاده نکنیم!

-



-

🔗 کلاف های رابط بین پی های مجاور

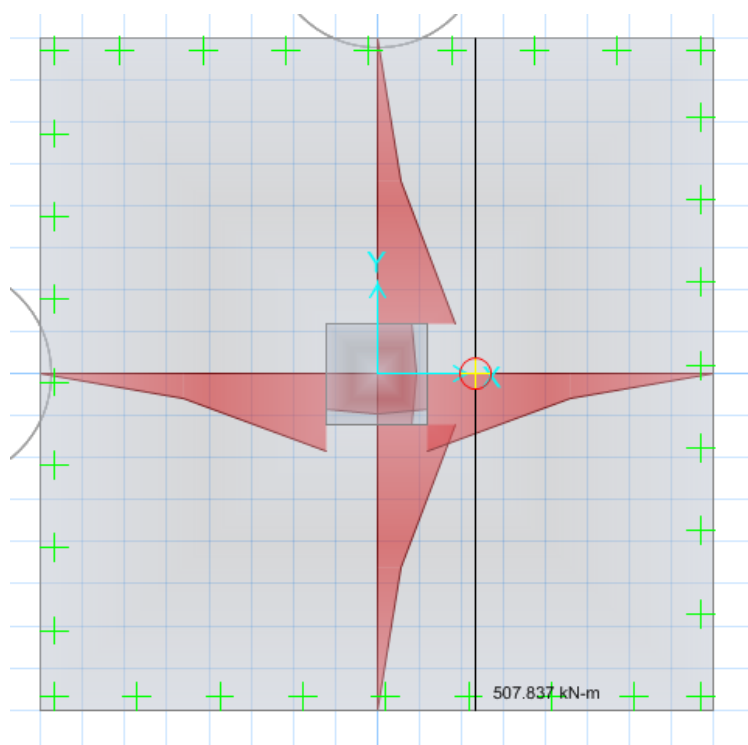
بر اساس مبحث نهم از مقررات ملی ساختمان، کلاف های رابط باید برای نیروی کششی معادل ده درصد بزرگ ترین نیروی محوری نهایی وارد به ستون های طرفین خود طراحی شوند. ابعاد کلاف رابط باید متناسب با ابعاد شالوده و حداقل ۳۰۰ میلی متر اختیار شود؛ به طوری که سطح فوقانی آن با پی یکسان

باشد. تعداد میلگردهای طولی کلافها باید حداقل ۴ عدد، و قطر آنها حداقل ۱۴ میلی‌متر باشد. این میلگردها باید توسط میلگردهای عرضی به قطر حداقل ۸ میلی‌متر، و با فواصل حداکثر ۲۵۰ میلی‌متر مهار شوند. میلگردهای طولی کلافها باید در شالوده‌های میانی ممتد باشند، و در شالوده‌های کناری در بر ستون مهار شوند. (سازه‌های بتن‌آرمه؛ مستوفی‌نژاد، جلد دوم، صفحه ۵۶۰)

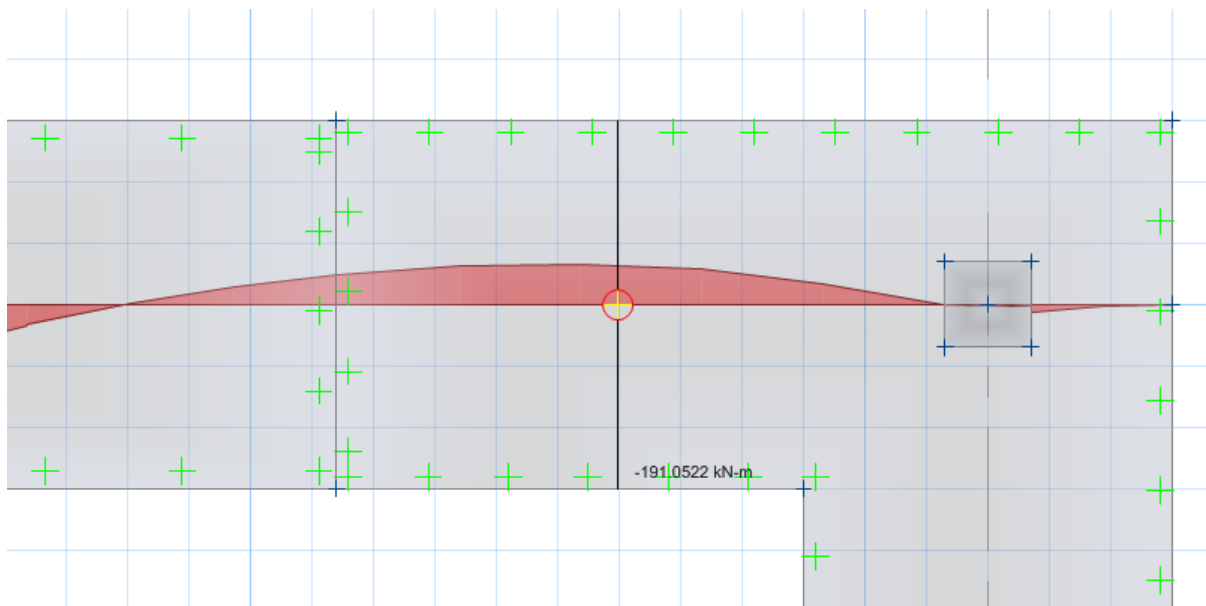
۳) قرارداد علامت در برنامه

قبل از شروع؛ می‌دانیم که با زدن دکمه **1z** می‌توان از کنار نیز به پی نگاه کرد.

به این تصویر نگاه کنیم.



و همچنین به این عکس:



با بررسی تصاویر بالا به این نتایج می‌رسیم:

در برنامه *SAFE*، بالا، آسمان است! (+y)

در برنامه *SAFE*، لنگر مثبت یعنی که پایین در کشش باشد. (طبق قرارداد بالا).

در برنامه *SAFE*، لنگر مثبت در حالت پیش فرض در سمت کشش رسم می‌شود.

از بالا که نگاه می‌کنیم، پایین و راست، یعنی زیر پی، بالا و چپ یعنی روی پی.

-

در منوی *Option* یک گزینه هست به نام *Moment Diagrams on Tension Side*

در حالت معمولی این تیک زده است.

-

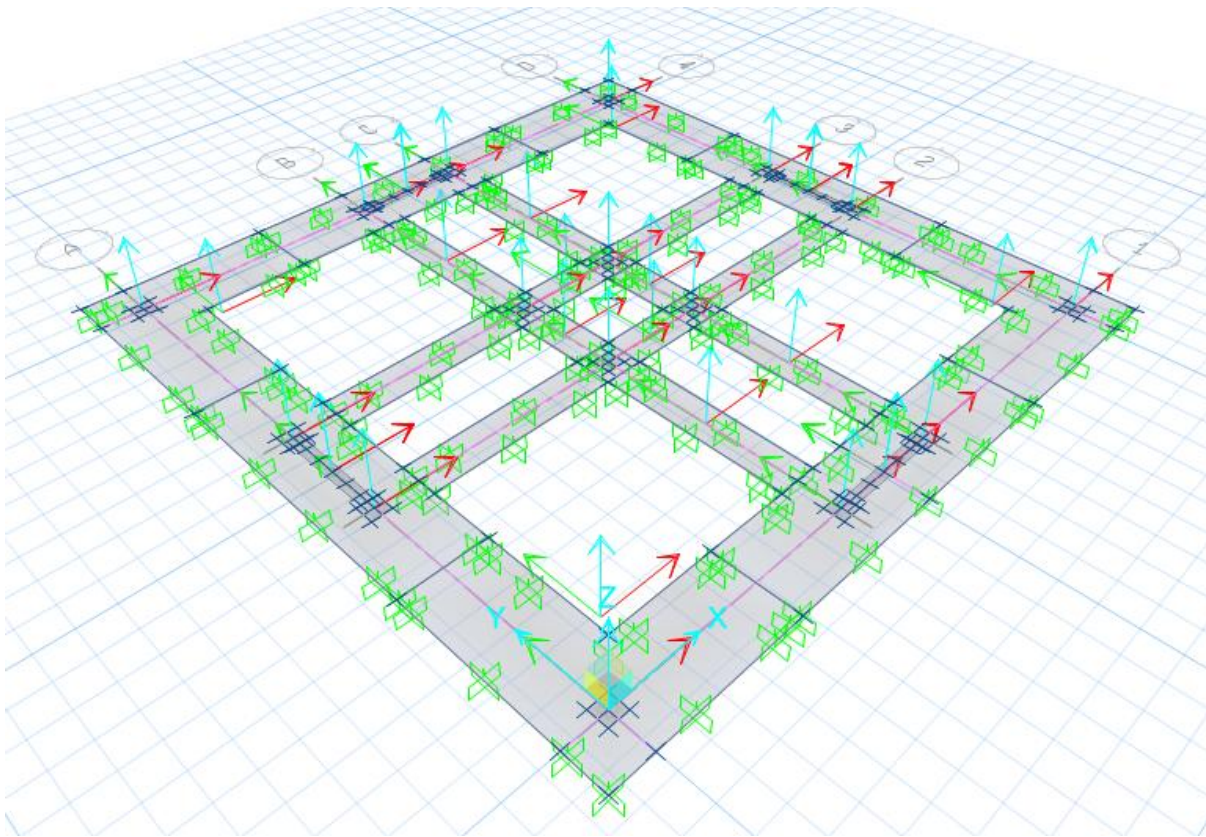
وقتی می‌خواهیم نیرو «نوار طراحی» را نگاه کنیم، می‌زنیم *Max*، یعنی نیروی داخلی مثبت (برای

لنگر یعنی پایین در کشش) و *Min* هم یعنی نیروی داخلی منفی. (منظور کم و بیش نیست. منظور علامت

است!)

-

و نگاهی به این تصویر بیاندازیم، بد نیست!

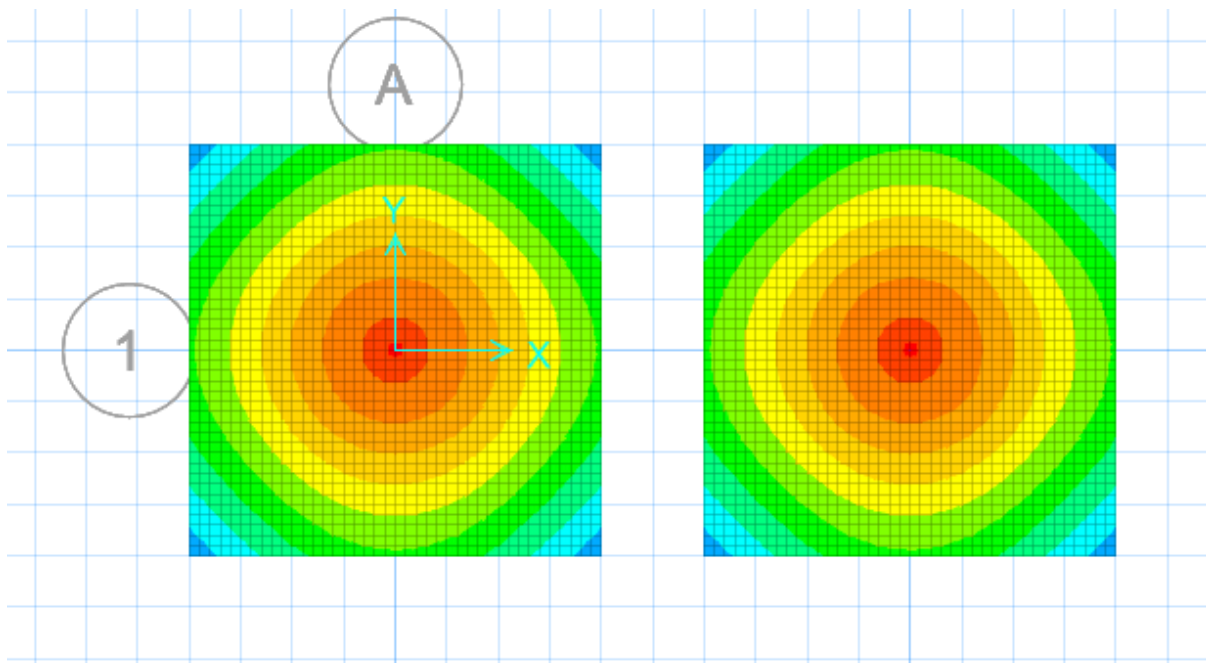


یادمان هست که برنامه‌های *CSI* همه پرسپولرسی هستند! (یعنی قرمز محور یک و اصلی است).
 در نتیجه تنش *S11* می‌تواند همان تنشی باشد که ما بیشتر دنبال آن هستیم.

-

۴) نوار طراحی چطور کار می کند

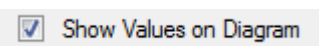

برای اینکه ببینیم نوار طراحی چطور کار می کند و در طراحی چطور به ما کمک می کند، بایستی با مثال آموخت:

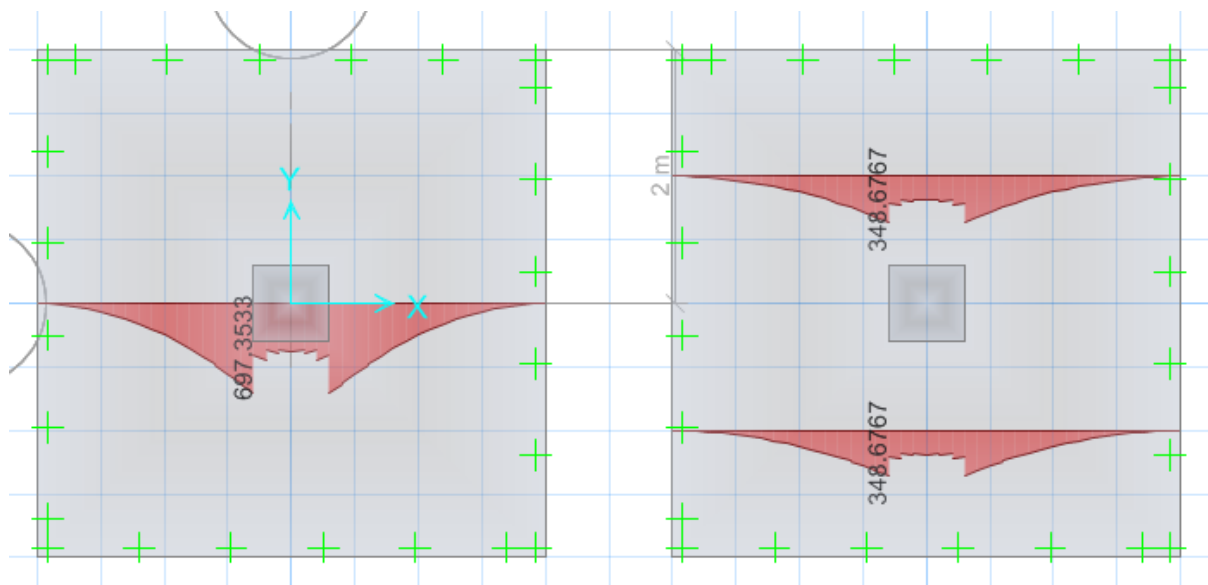


باید توجه کرد که برای تحقیق این مسئله حتماً نیاز است که مش بندی المان سطح بسیار ریز باشد. در این نمونه حداکثر بعد جزء محدود برابر ۱۰ سانتی متر معرفی شده است.

یک یادآوری کوچک!

یک مقطع داریم، که مقطع یک لنگری دارد. و طراحی فولاد یعنی اینکه ببینیم چقدر میلگرد لازم داریم که زحمت کشش مقطع را بر دوش بکشد.

با استفاده از دستور  و گزینه  شکل زیر را تولید می کنیم.



در نمونه سمت چپ، یک نوار طراحی داریم که از وسط رد شده. در نمونه سمت راست؛ دو نوار طراحی داریم که با هر کدام نصف عرض پی را پوشش می‌دهند. با دقت در اعداد، به دلپذیری مشاهده می‌شود که جمع حداکثر لنگرهای سمت راست برابر لنگر بیشینه سمت چپ است.

-

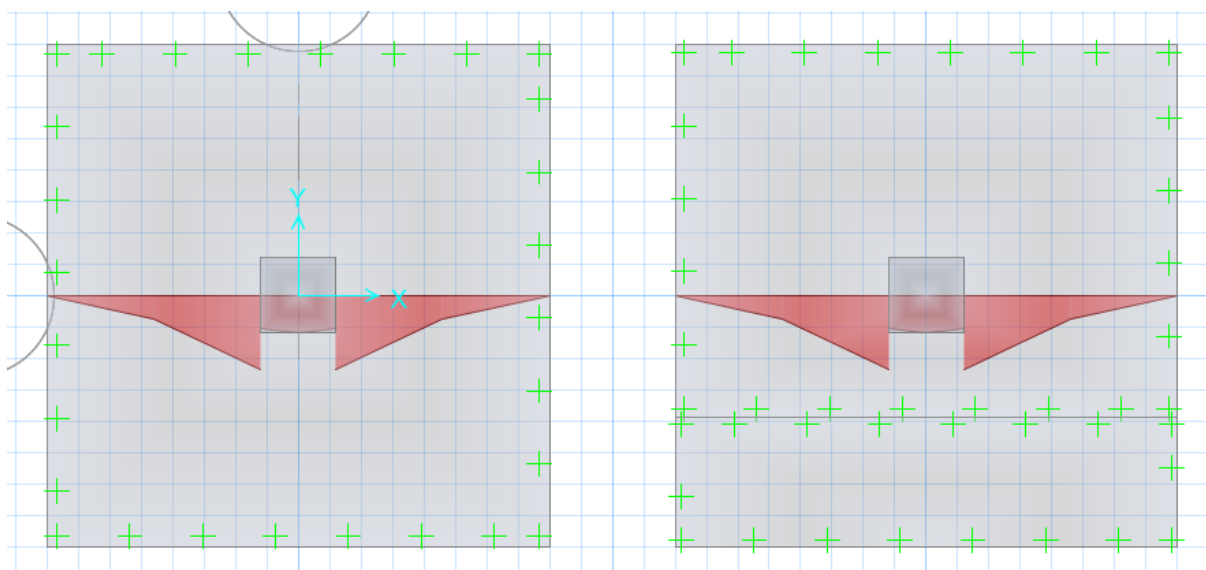
نتیجه اینکه:

در پی نیروی داخلی داریم. نوار طراحی می‌آید و جمع می‌کند نیروهای داخلی را در عرضی که به آن معرفی کردیم.

باید توجه کرد که در توزیع میلگرد خمشی پایین پی، وسطها لنگر بیشتر است. و گوشه‌ها لنگر کمتر. بنابراین بهتر است میلگردها در وسط متراکم‌تر از پهلوها باشد. به طور مثال، می‌توان همین پی منفرد را با یک نوار ستونی میانی و دو نوار کناری در پهلوها طراحی کرد تا دقت طراحی و در واقع دقت توزیع میلگرد افزایش یافت. این کار برای یک پی منفرد کوچک چندان لازم نیست، اما برای پی گسترده حتماً بایستی صورت بگیرد.

-

در مثال دیگری، دو پی مشابه را بررسی می‌کنیم که البته در نمونه سمت راستی، پی از دو قسمت تشکیل شده است. (در تصویر مشخص است).

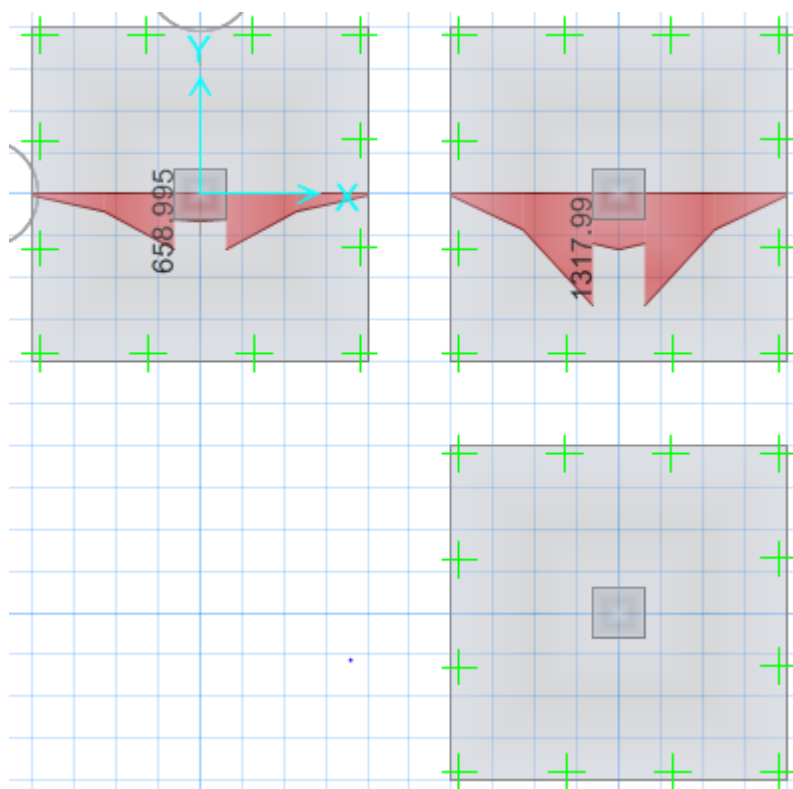


نتیجه:

نوار طراحی می‌فهمد که پی زیرش چیست و ضخامتش را می‌فهمد. و برایش مهم نیست که پی‌ها یکی باشند یا خیر. کاری که «نوار طراحی» می‌کند، می‌آید و نیروی داخلی کل اجزاء محدود را در راستای مورد نظر جمع می‌کند.

-

مثال دیگر:



-

توضیح اینکه:

دو پی سمت راست از هم جدا هستند. اما نوار طراحی سمت راستی هر دو را شامل می‌شود.

نتیجه:

اینکه نوار طراحی می‌آید و تمام لنگرهایی که در محدوده ی خودش است را جمع می‌زند. و حتی نیاز ندارد المان‌های سطحی به یکدیگر متصل باشند.

-

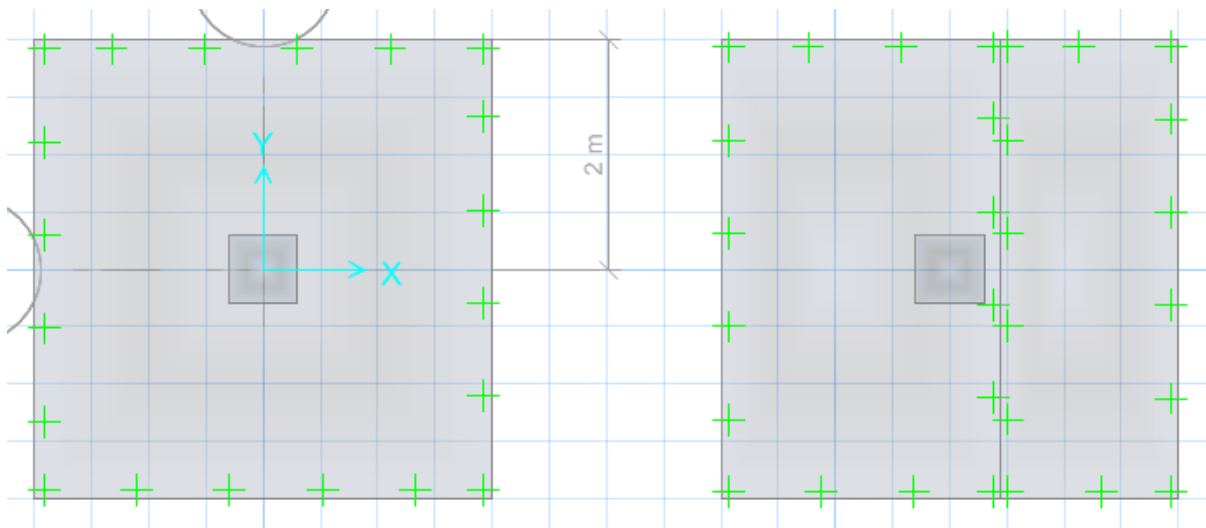
۵) تاثیر تغییر ضخامت پی بر لنگر آن

-

جایی پیش می‌آید که برای جواب دادن برش پانچ نیاز می‌شود که ضخامت در قسمت‌هایی افزایش یابد. و یا جایی پیش می‌آید که برای افزایش بازوی لنگر میلگردهای خمشی به کار رفته، لازم است آنجاها که لنگر خیلی زیاد است، عمق مقطع بیشتر از اطراف باشد. و یا طور دیگر بگوییم، جایی ضخامت پی بیش از حد زیاد است. برای اقتصادی‌تر شدن پی لازم می‌شود که ضخامت پی متغیر باشد.

-

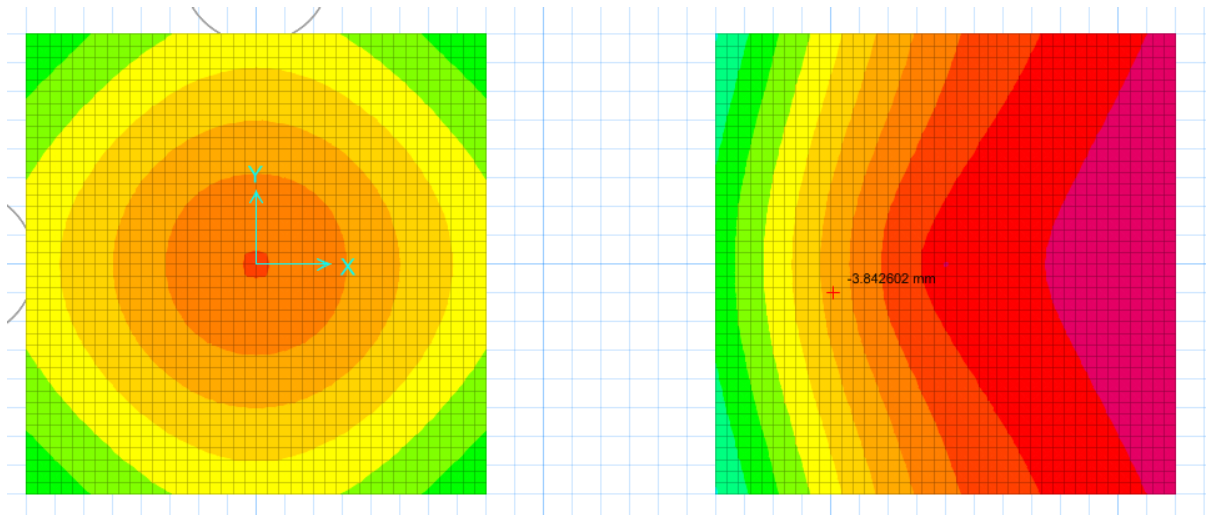
دو پی را در نظر بگیریم:



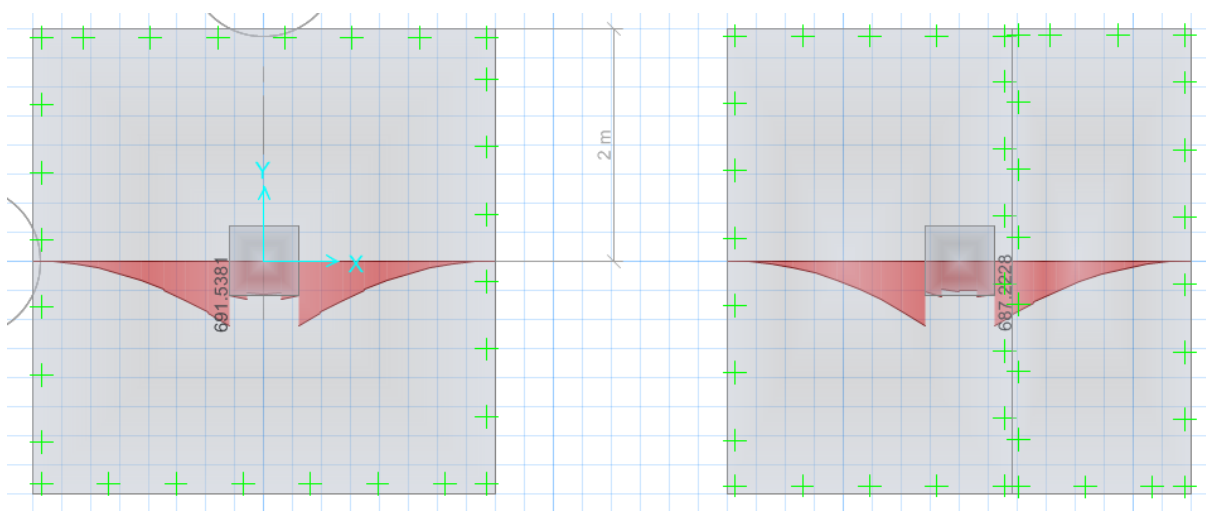
در نمونه سمت چپ؛ ضخامت پی ۵۰۰ میلی‌متر است. در نمونه سمت راست؛ دو ضخامت داریم: ضخامت قسمت چپ برابر ۵۰۰ میلی‌متر و ضخامت قسمت سمت راست برابر ۱۰۰۰ میلی‌متر است. (به شکل توجه شود).

-

تغییر مکان قائم:



می خواهیم ببینیم چه تأثیری بر لنگر «نوار طراحی» می گذارد.



می بینیم که تقریباً ناچیز!

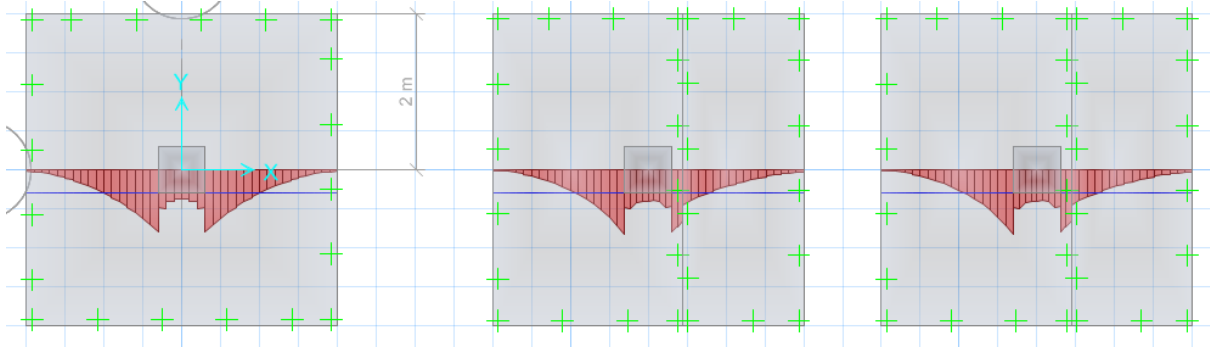
نتیجه:

تغییر ضخامت پی تأثیر چندانی بر لنگر این پی نداشت. (در این مثال)
 البته در پی های عمیق تر و عریض تر متصل به ستون و احیاناً دیوار برشی این تفاوت لنگر بیشتر به چشم می آید.

۶) تأثیر تغییر ضخامت پی بر «نوار طراحی»

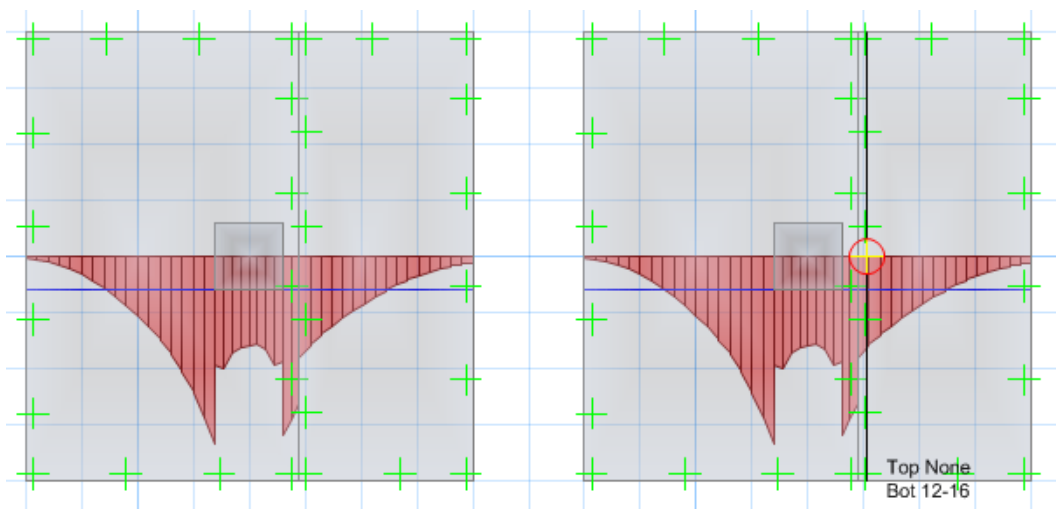
به سه نمونه پایین توجه شود:

در دو نمونه زیر ضخامت سمت راست پی دو برابر ضخامت سمت چپ است. (۵۰ و ۱۰۰)



توضیح در مورد نمونه‌ها:

نمونه چپ که معمولی است. نمونه وسط با راست هیچ فرقی نمی‌کنند، جز اینکه در نمونه وسط از یک «نوار طراحی» استفاده شده است، در حالیکه در نمونه سمت راست، با تغییر ضخامت پی، «نوار طراحی» نیز فرق کرده. به بیان دیگر، در نمونه سمت راست، دو «نوار طراحی» به کار رفته است.



سپس به میلگردهای طراحی شده نگاه می‌کنیم، می‌بینیم برای حالتی که تغییر ضخامت در مسیر یک «نوار طراحی» حادث شده، در مقایسه با حالتی که برای هر ضخامت، یک «نوار طراحی» مجزا مدل شده است، هیچ تفاوتی در نیروی داخلی و در نتیجه در طراحی مشاهده نشد.

نکته

در این مثال با دو برابر شدن ضخامت پی، میزان میلگرد طراحی شده نیز به نیم نزدیک شد. که این امر از پیش نیز کاملاً قابل پیش‌بینی بود!

نتیجه اینکه:

با تغییر ضخامت پی، لازم نیست نوار طراحی دیگری مدل شود.

اما این نکته پا بر جاست که بهتر است با تغییر عرض پی «نوار طراحی» نوینی مدل گردد.

-

۷) مروری بر میلگرد حداقل حرارت و جمع‌شدگی

-

مثال: یک نمونه پی منفرد که خود برنامه می‌سازد را تولید می‌کنیم.

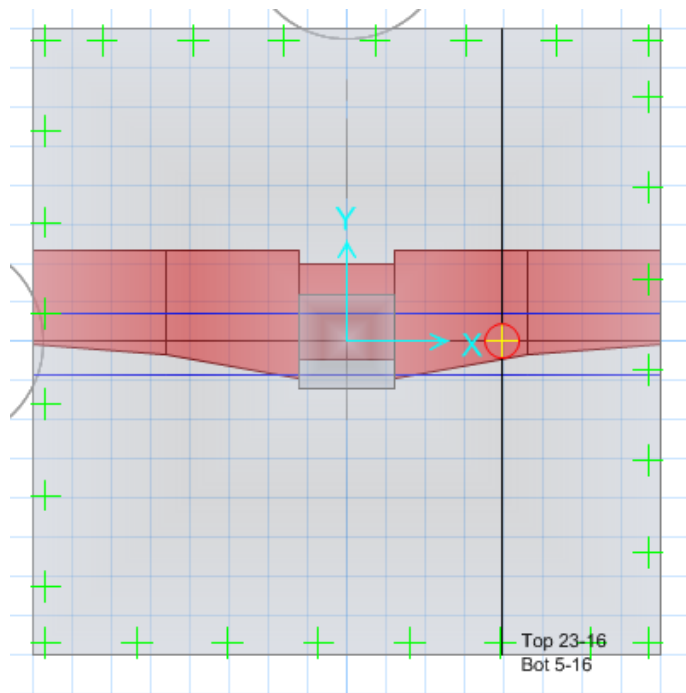
و بار مرده ۱۰۰۰ کیلونیوتن مرده از بالا و ۹۹۹ کیلونیوتن زنده از پایین به عنصرنقطه‌ای اختصاص

می‌دهیم. پس از تحلیل، مشاهده می‌کنیم که برنامه *SAFE* تنها در پایین شالوده میلگرد حداقل را قرار

داده است.

اینبار بار زنده را که از پایین وارد می‌شد، برابر ۱۰۰۱ کیلونیوتن وارد می‌کنیم. پس از تحلیل مشاهده

می‌کنیم که برنامه تنها در بالای شالوده میلگرد حداقل خمشی را قرار داده است.



نتیجه:

برنامه تنها در یک سمت میلگرد حداقل را قرار می‌دهد. (در سمتی که لنگر خمشی بیشتر است.)

Impose Minimum Reinforcing

و در جهت دیگر، میلگرد محاسبه شده را قرار می‌دهد. که می‌تواند در قسمت‌هایی از میلگرد حداقل نیز بیشتر باشد.

-

تفسیر:

آیین‌نامه بیان کرده که میلگرد حداقل پی همان میلگرد افت و حرارت است. در تیرها علت قرار دادن میلگرد حداقل خمشی بدین قرار بود: به خاطر اینکه مبدا مقاومت نهایی مقطع از لنگر ترک خوردگی آن کمتر باشد و تیر بلافاصله پس از ترک خوردگی گسیخته شود، میلگرد حداقل خمشی در تیر قرار داده می‌شد. که در واقع میلگردها نقش کششی داشتند. (مستوفی‌نژاد، جلد اول، ص ۱۷۲)
(رجوع شود به مبحث نهم ۱۳۸۸ - صفحه ۲۹۲ الی ۲۹۳).

-

۸) نمونه محاسبه دستی برش منگنه‌ای پی دیوار برشی

-

محاسبه برش منگنه‌ای دو مرحله دارد:

یک - استخراج نیروها از برنامه ETABS

دو - محاسبه دستی با استفاده از روابط طراحی.

-

طریقه استخراج نیرو از ETABS

نیروهای لازم جهت کنترل برش پانچ، یک نیروی محوری به همراه صفر، یک و یا دو لنگر خمشی می‌باشد.

هنگامی که تعدادی دیوار و یا ستون با همدیگر یک *Pier* تشکیل می‌دهند، در هنگام خروجی می‌شود می‌شود به صورت کلی خروجی گرفت.

از میان ترکیب‌بارها، ترکیب‌بارهای رنگی بیشترین اثر را تولید می‌کنند:

Number	Load Combination
K01	1.4DL
K02	1.2DL + 1.6LL
K03	1.2DL + 1.0LL + 1.0EX
K04	1.2DL + 1.0LL - 1.0EX
K05	0.9DL + 1.0EX

K06	$0.9DL - 1.0EX$
K07	$1.2DL + 1.0LL + 1.0EY$
K08	$1.2DL + 1.0LL - 1.0EY$
K09	$0.9DL + 1.0EY$
K10:	$0.9DL - 1.0EY$

علت این امر نیز مشخص است؛ چون در ترکیب بارهای رنگی بالا، هم بار ثقلی داریم، هم نیروی زلزله که تولید لنگر خمشی بیشتری می کند.

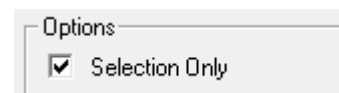
ابتدا در نرم افزار *ETABS* یکی از المان های دیوار و یا ستون *PIER* مورد نظر را انتخاب کرده و در قسمت:

Display > Table ...

در قسمت:

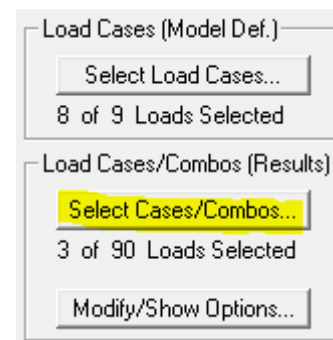
Analysis > Wall Output > Wall Forces > Pier Forces

و



و

در قسمت



سه بار *DEAD* و *LIVE* و (*EX* یا *EY*) انتخاب گردد.

دقت:

جهت دیوار مورد نظر با جهتی که *EX* یا *EY* را انتخاب می کنیم باید یکسان باشد.

-

می توان چنین خروجی ای را بدست آورد:

	Story	Pier	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
▶	M1	P1	DEAD	Top	-731945.43	0.00	-1869.80	0.000	3749172.520	0.000
	M1	P1	DEAD	Bottom	-772030.11	0.00	-1869.80	0.000	-1860237.812	0.000
	M1	P1	LIVE	Top	-116489.56	0.00	19.43	0.000	-38964.512	0.000
	M1	P1	LIVE	Bottom	-116489.56	0.00	19.43	0.000	19333.135	0.000
	M1	P1	EX	Top	0.00	396659.46	0.00	1762543.114	0.000	1118960172.3
	M1	P1	EX	Bottom	0.00	396659.46	0.00	1762543.114	0.000	2313208942.0

واحد عکس «نیوتن - میلی متر» است.

البته!

این با صرف نظر کردن از لنگر خارج از صفحه است. چه عالی می شود که سیستم مقاوم جانبی جهت عمود نیز شامل دیوار برشی باشد!

در نتیجه؛

دو سری ترکیب بار را کنترل می کنیم: (البته همه را باید کنترل کنیم!)

1	$1.2DL + 1.6LL$
2	$1.2DL + 1.0LL \pm 1.0EQ$

برای حالت اول: (مقادیر *bottom* مورد نظر است.)

$$1.2DL + 1.6LL = (1.2)(772030) + (1.6)(116489) = 1112818 N$$

بدون در نظر گرفتن لنگر خمشی.

برای حالت دوم:

بار ثقیلی را از قسمت:

$$1.2DL + 1.0LL = (1.2)(772030) + (1.0)(116489) = 1042.9 kN$$

و لنگر را از قسمت:

$$1.0EQ = 2313208942 N.mm = 2313.2 kN.m$$

استخراج می شوند.

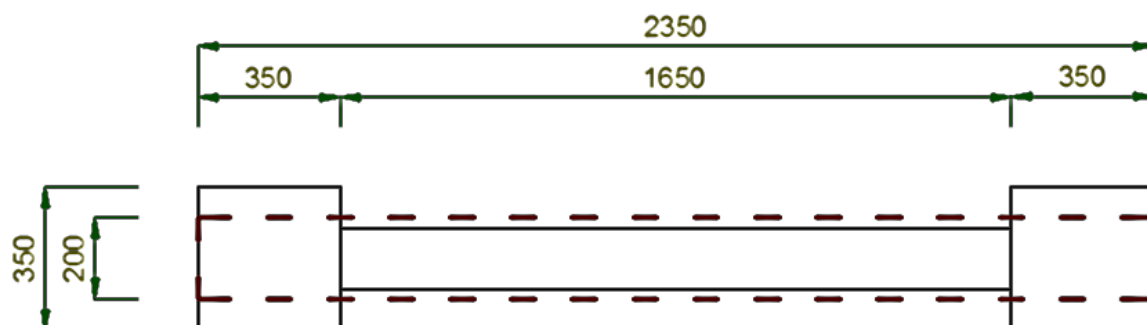
اینجا به بعدش مانند این است که یک ستون داریم با این چند ترکیب بار.

محاسبه دستی با استفاده از روابط طراحی

توضیح با شکل، به همراه مثال در کتاب باجی آورده شده است. (صفحه ۶۷۸)

نکته:

در اینجا دیوار برشی I شکل که شامل المان‌های مرزی نیز می‌شود را به صورت مستطیلی به طول کل دیوار برشی و به عرض «المان‌های لبه‌ای» در نظر می‌گیریم.



در مورد عرض مستطیل فرض شده (خط چین)، می‌توان در جهت اطمینان ضخامت جان را در نظر گرفت. اما شاید بهتر باشد با قضاوت مهندسی مقداری بزرگ تر را در نظر بگیریم. در شکل، ضخامت جان 150 mm است. و ضخامت فرض شده 200 mm می‌باشد.

روند کار:

تنش ناشی از نیروی برشی (نیروی محوری قائم + تنش برشی ناشی از آن قسمتی از لنگر نامتعادل که با عملکرد برشی انتقال پیدا می‌کند). را بدست می‌آوریم.

آنگاه ظرفیت برشی بتن (تنش) را محاسبه می‌کنیم.

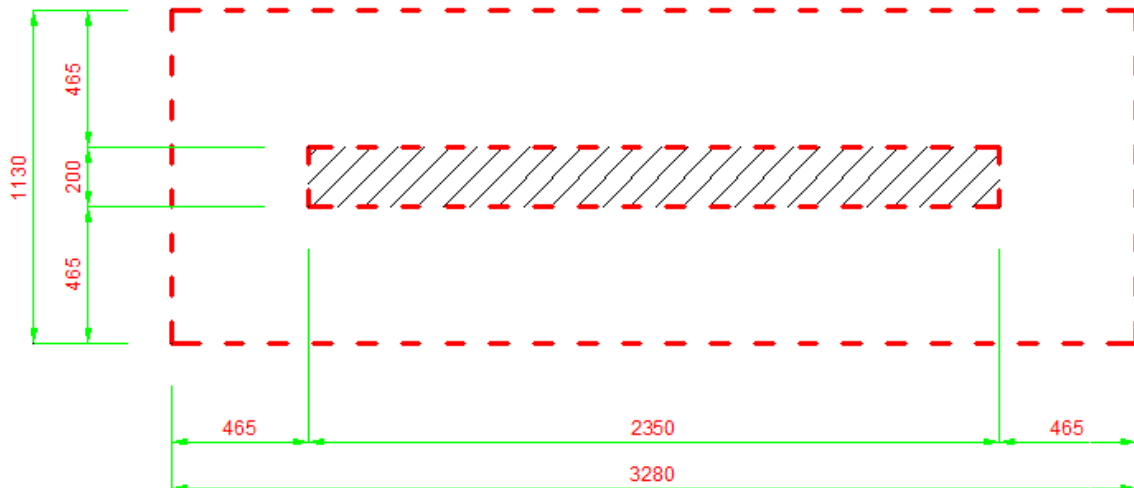
تقسیم می‌کنیم!

ابتدا تنش وارده را محاسبه می‌کنیم، سپس «تنش برشی ظرفیت بتن» را بدست خواهیم آورد.

نکته: برش دو طرفه باید در فاصله $d/2$ از بر تکیه‌گاه کنترل شود.

شروع می‌کنیم به محاسبه:

به تصویر زیر نگاه کنیم.



$$\frac{d}{2} = \frac{930}{2} = 465 \text{ mm}$$

بدست آوردن ابعاد مستطیل برش منگنه‌ای:

$$b_1 = 2350 + 2 \times \frac{930}{2} = 3280 \text{ mm}$$

$$b_2 = 200 + 2 \times \frac{930}{2} = 1130 \text{ m}$$

و «محیط برش منگنه‌ای» اینطور محاسبه می‌شود:

$$b_0 = 2(3280 + 1130) = 8820 \text{ mm}$$

و

$$A_c = b_0 d = 8820 \times 930 = 8202600 \text{ mm}^2$$

و

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{b_1/b_2}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{3280/1130}} = 0.468$$

در نتیجه:

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f = 1 - 0.483 = 0.532$$

-

بر اساس روابط کتاب دکتر مستوفی‌نژاد: (جلد دوم، صفحه ۳۹۶)

$$\frac{J_c}{c} = \frac{1}{3} [b_1 d (b_1 + 3b_2) + d^3]$$

$$\frac{J_c}{c} = \frac{1}{3} [3280 \times 930 (3280 + 3 \times 1130) + 930^3] = 70.502 \times 10^8 \text{ mm}^2$$

-

$$v_{u1} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_{uc}}{J_c}$$

که

$$v_{u1} = \frac{1042.9 \times 10^3}{8.20 \times 10^6} + \frac{0.532 \times 2313 \times 10^6}{70.502 \times 10^8} = 0.127 + 0.174 = 0.301 \text{ MPa}$$

واحد روابط زیر $[N - mm]$ است.

ضریب کاهش مقاومت برشی؛ $(\phi = 0.75)$

ستون میانی؛ $(\alpha_s = 40)$

بتن معمولی؛ $(\lambda = 1.0)$

نسبت طول به عرض مقطع مستطیلی ستون یا همان دیوار؛ $(\beta_c = 2350/200 = 11.75)$

$$v_p = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{\phi}{6} \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \lambda \sqrt{f'_c} \\ \frac{\phi}{12} \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0}\right) \lambda \sqrt{f'_c} \\ \frac{\phi \lambda \sqrt{f'_c}}{3} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.75}{6} \left(1 + \frac{2}{11.75}\right) (1.0) \sqrt{21} \\ \frac{0.75}{12} \left(2 + \frac{40 \times 930}{9120}\right) (1.0) \sqrt{21} \\ \frac{(0.75)(1.0) \sqrt{21}}{3} \end{array} \right. ; \text{ [MPa]}$$

در نتیجه «تنش برشی ظرفیت» برابر است با:

$$v_p = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.670 \\ 1.74 \\ 1.145 \end{array} \right. = 0.67 \text{ MPa}$$

-

$$\text{Critical Ratio} = \frac{v_{p \max}}{v_p} = \frac{0.30}{0.67} = 0.44$$

-

می‌شود برنامه «برش پانچ» را در *Excel* نوشت و از آن استفاده کرد. و دیگران نوشته‌اند. با این حال بهتر است با دست کنترل شود. (چون گاهی دیوار برشی گوشه است و یا U یا T شکل است که لازم است با قضاوت مهندسی حالت‌های شکست و خرابی را حدس زد و از تنش‌های بحرانی فاصله گرفت.)

-

مقایسه نتایج دستی با SAFE

می‌توان با استفاده از برنامه SAFE نیز برش پانچ را کنترل کرد.

-

نکته جالب و مفید در مدل سازی رایانه‌ای

سوال:

تحلیل دستی ممکن است ده درصد نسبت تنش را بیشتر نشان دهد. چرا؟

جواب:

در عمل، قسمتی از بار ستون‌ها را، مساحت داخلی محدوده برش منگنه‌ای تحمل می‌کند و در عمل، قسمتی از بار اعمال شده، در برش منگنه‌ای شرکت نداشته و مستقیماً در زیر ستون به زمین منتقل می‌شود.

مثلاً در مورد همین مثال، اگر از انتقال بار از سطح زیر محدوده برش پانچ صرف‌نظر نکنیم، نسبت تنش برشی پانچ، 0.34 خواهد بود که ۱۰ درصد کمتر است. از اینرو، این شکل محاسبه «برش پانچ» در جهت اطمینان خواهد بود.

در مثال‌های بسیار عالی کتاب دکتر مستوفی‌نژاد، این اثر کاهش نیروی برشی اعمال شده است.

-

نکته در مدل‌سازی رایانه‌ای:

در نتیجه اگر بخواهیم نتایج دستی را با نرم‌افزار بدست آوریم، لازم است پی زیر دیوار ابعادی برای ده متر در ده متر داشته باشد.

-

نتایج همین مثال بالا، به وسیله نرم‌افزار:

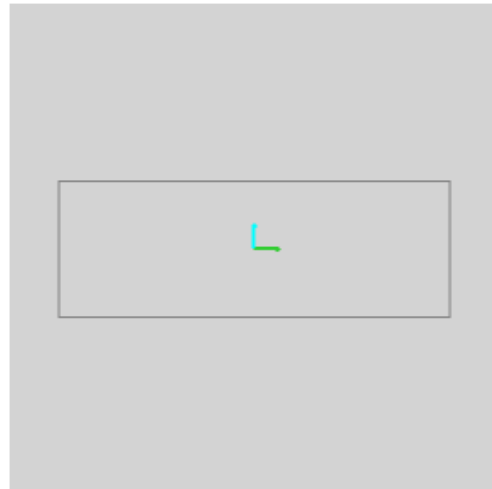
ACI 318-08 Punching Shear Check & Design

Geometric Properties

Combination = c101
Point Label = 2
Column Shape = Rectangular
Column Location = Interior
Global X-Coordinate = 5.5 m
Global Y-Coordinate = 0 m

Load Punching Check

Avg. Eff. Slab Thickness = 930 mm
Eff. Punching Perimeter = 8820 mm
Cover = 68 mm
Conc. Comp. Strength = 21 N/mm²
Reinforcement Ratio = 0.0000
Section Inertia I₂₂ = 2.323E+12 mm⁴
Section Inertia I₃₃ = 1.156E+13 mm⁴
Section Inertia I₃ = 0 mm⁴
Shear Force = -1003.986 kN
Moment Mu₂ = -0.0183 kN-m
Moment Mu₃ = 1225.8603 kN-m
Max Design Shear Stress = 0.29628 N/mm²
Conc. Shear Stress Capacity = 0.667921 N/mm²
Punching Shear Ratio = 0.44



Column Punching Perimeter

با دقت در تنش برشی بیشینه و ظرفیت برشی بتن و نسبت تنش به این نتیجه می‌رسیم که نتایج محاسبات دستی با رایانه‌ای یکسان است.

۹) انتقال داده از SAP به SAFE

این مطلب قدیمی است. و ممکن است ناقص باشد.
نویسنده (حامد ۲۶) این مطلب را تأیید نمی‌کند!

چه می‌خواهیم بکنیم؟

می‌دانیم که SAP2000 نتایج تحلیل را مثل بچه آدم به SAFE انتقال نمی‌دهد! مثلاً آنجا که دهانه مهاربندی داریم، فقط بار گره پایین ستون را انتقال می‌دهد و عکس‌العمل مهاربند را بی‌خیال می‌شود. در نتیجه: می‌خواهیم با کلک رشتی فایل قابل فهم برای SAFE را ایجاد کنیم. روال به این ترتیب است: در ابتدا از SAP خروجی می‌گیریم، سپس دستکاریش می‌کنیم، و همین دیگه! مراحل در جلوتر مفصل توضیح داده شده است.

چند نکته:

در این کار به نرم افزار *Excel* نیاز می باشد.

یادت باشد که داریم از *SAP* به *SAFE* انتقال می دهیم. نه از *ETABS* به *SAFE*. که اگر با *ETABS* بود کار راحت تر بود.

مراحل

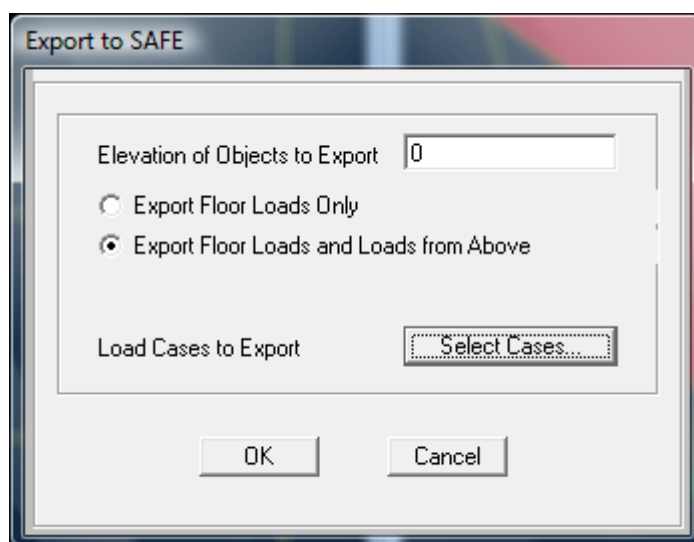
نرم افزار *SAP* را باز می کنیم.

سازه را تحلیل می کنیم.

خروجی می گیریم. از این مسیر می رویم:

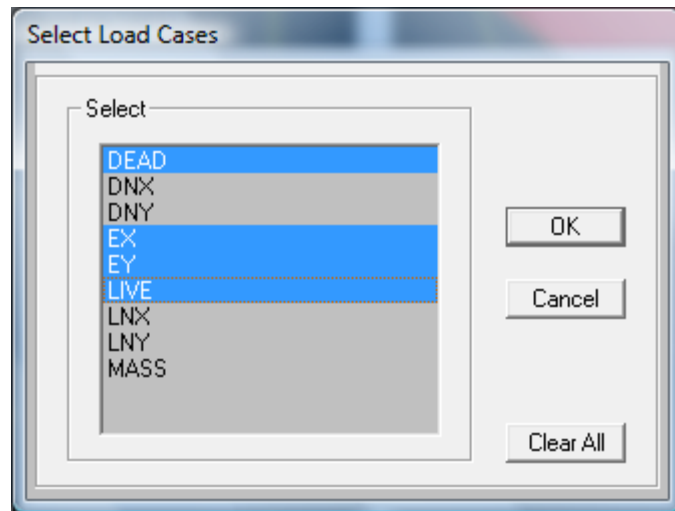
File > Export > SAFE.F2K

تراز را صفر معرفی می کنیم.

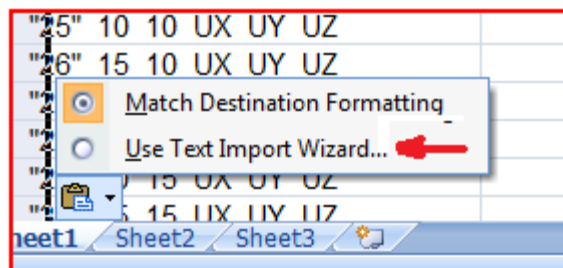


بارهای زیر را تیک می زنیم.

Dead, Live, EX, EY



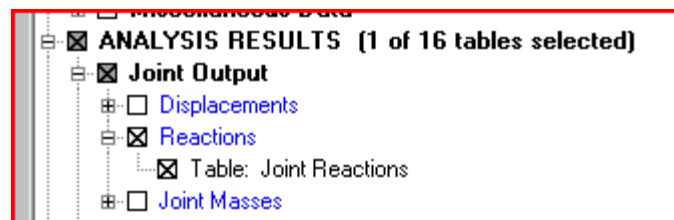
فایل تولید شده را باز می‌کنیم. با استفاده از نرم‌افزار *Notepad*.
 همه را کپی می‌کنیم داخل *Excel*. (دکمه مربعی که پایین چیزهای *paste* شده آمده است را
 می‌زنیم و عبارت *Use Text Import Wizard ...* را می‌زنیم. بعد دکمه *tab* را می‌زنیم و در
 منتهای امر که اعداد خانه‌خانه می‌شوند).



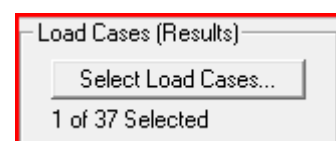
در نرم‌افزار *SAP* به آدرس زیر می‌رویم:

Display > Show Tables ...

اینجوری!



و البته، در قسمت:



فقط یک نوع بار را انتخاب می‌کنیم. یکی از این‌ها را:

Dead, Live, EX, EY

کار سختی نیست. کوه رو که نمی‌خواییم بذاریم رو دوشمون که !! یا اینکه ماه رو بیاریم تو خونه...
و اینکه، دکمه *OK* را می‌زنیم.
در قسمت:

File > Export All Tables ... > To Excel ...

قبل از هر چیز بگم که اینجا باید به مقدار آدم به چیزایی بلد باشه. البته نه خیلی آ. به موقع نباید ترسید. بذار بریم جلو.

تا اینجا دو تا فایل *Excel* داریم.

باید نیروهای عکس‌العمل سازه را آورد و در فایل خروجی گرفته شده ریخت. همین.
باید ستون‌های مربوط هر کدام را کپی کرد و در فایل خروجی گرفته شده چسباند. همین. چ
مثلاً اینها همان است:

$$F1 = FX$$

$$F2 = FY$$

$$F3 = FG$$

برای بار مرده به بار. برای زنده هم به بار. و هر کدام برای خودش.

یک کار دیگر هم باید بکنیم. نام بارها را تغییر دهیم.
مثلاً نوشته:

Dead_Above

و زیادی نوشته!

باید جایگزین کنیم.

کنترل *H* را می‌زنیم. این برای *Replace* است.

در یک کادر *Above* را می‌نویسیم. حتی آندرلای را. حواس‌ها جمع. بعد، در جعبه‌ای که باید چیز مورد نظر ما جایگزین شود، هیچ چیز نمی‌نویسیم، باید خالی باشد. این یعنی که در واقع آن عبارت را از سراسر متن پاک می‌کند.

دکمه *Replace All* را می‌زنیم.

و یک کار کوچک دیگر. یه چیزی حدود هفت‌هشت خط را باید پاک کنیم. خطوط تکراری را. چون از اول *Dead* داشتیم و حالا یکی دیگر هم اضافه شد، تکراری‌ها را پاک می‌کنیم که خدای نکرده گیر ندهد. آفرین!

همین.

-

در انتها:

تمام داده‌های *Excel* را انتخاب می‌کنیم و در همان فایل *f2k* می‌چسبانیم و *save* می‌کنیم.

-

نرم‌افزار *SAFE* را باز می‌کنیم و مسیر زیر را می‌رویم:

File > Import > SAFE.F2K File ...

و همین دیگه.

-

(۴) منابع و مراجع
-

انتشارات	نویسنده / مترجم	عنوان	
متفکران	محمدعلی برخوردار و جواد هاشمی	آموزش سریع و کاربردی نرم افزار SAFE	۱
ارکان دانش	داود مستوفی نژاد	سازه‌های بتن آرمه، جلد دوم	۲
دانشگاه برکلی	شرکت CSI	نرم افزار SAFE 12.3.0	۳
نشر علم عمران ۱۳۹۱	حسن باجی	محاسبات پروژه های ساختمانی با استفاده از SAFE و ETABS با استفاده از SAFE12 - چاپ سیزدهم	۴

-

پایان.

حامد احمدی (حامد ۲۶)

www.hamed2400.blogfa.com

hamed2400@gmail.com

همراه: 0939 707 4350

خدایا شکرت!