



دانشگاه عمران و معماری

گروه عمران

پروژه بتن آرمه

استاد راهنما: دکتر قلی خان

دانشجو: میثم دلشاد

زمستان 93 - تابستان 94

بام خداوند جان آفرین کیم سخن در زبان آید

باسلام

دلسوزی، تلاش و کوشش حضرتعالی در تعلیم و تربیت و انتقال معلومات و تجربیات ارزشمند دکنار برقراری رابطه صمیمی و دوستانه با دانشجویان و ایجاد فضایی دلشن برای کسب علم و دانش و درک شرایط دانشجویان حقیقتاً قابل ستایش است. اینجانب بر خود وظیفه میدانم در کسوت ساگرودی از زحمات و خدمات ارزشمند شما استاد کرامتقدر تقدیر و تشکر نمایم. از خداوند متعال برای آن سلامتی و موفقیت را مسئلت دارم.

زندگی دیکته ای نیست که آن را به ما خواهند گفت!!!

زندگی انشایی است که تنها باید خودمان بکاریم؛

زندگی می چرخد،

چه برای آنکه میخورد، چه برای آنکه میکشد

زندگی دو ضیق شادی هست

زندگانی یافتن روزنه تاریکی است.

زندگانی، سهرم نفسی با غم هست

زندگانی، سهرم سفری با رخ است

تقدیم به

مادر فداکارم

و پدر ارجمندم

که عشق بی دریغشان موجب دلگرمی و دعای خیرشان، همواره بدرقه راهم بوده

است.

فهرست

فصل اول: معرفی و مشخصات پروژه

مشخصات کلی پروژه

مشخصات خاک بستر

مشخصات مصالح مصرفی

ضوابط و آئین نامه های طراحی

پلان و جزئیات معماری

فصل دوم : بارگذاری ثقلی

جزئیات بارگذاری

فصل سوم : بارگذاری جانبی

نحوه محاسبه نیروهای جانبی زلزله

میانقاب ها

محاسبه ضریب برش پایه

بار باد

محاسبه بار جانبی باد

فصل چهارم : معرفی مشخصات سازه ای به نرم افزار Etabs

مشخصات سازه ای طبقات

مشخصات عناصر سطحی

مشخصات بتن مورد استفاده

مشخصات میلگرد های مصرفی

مشخصات مقاطع تیر و ستون

اعمال ضرایب ترک خوردگی به ستون

محاسبه جرم موثر ساختمان در زلزله

معرفی مشخصات مقاطع سطحی

اختصاص مقاطع به اعضا

معرفی الگو های بارگذاری

نیروی قائم ناشی از زلزله

معرفی روند تحلیل دینامیکی به نرم افزار

تحلیل دینامیکی

معرفی ترکیبات بارگذاری

فصل پنجم : مدلسازی

مش بندی المان های تشکیل دهنده دیوارهای برشی

نام گذاری دیوارهای برشی در نرم افزار

نام گذاری دیوارهای حایل در نرم افزار

کاهش سربار زنده

فصل ششم : بارگذاری سازه

بارگذاری سازه

بارگذاری راه پله

بارگذاری آسانسور

بارگذاری جانبی دیوار حایل

فصل هفتم : کنترل سازه

همپایه سازی برش پایه استاتیکی و دینامیکی

جدول مقادیر سختی عناصر سازه ای

ضوابط ساختمان های با شکل پذیری ویژه

کنترل فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی برای کنترل لزوم یا عدم لزوم بازلزله خروج از مرکزیت

کنترل لزوم یا عدم لزوم تشدید برون از مرکزیت اتفاقی

کنترل تناوب تجربی با زمان تناوب تحلیلی

کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات (کنترل Drift)

استفاده از روش دقیق برای محاسبه کنترل دریافت توسط خروجی نرم افزار

استفاده از تبصره 3-5-3 آیین نامه 2800 (استفاده از زمان تناوب تحلیلی) جهت (کنترل Drift)

کنترل واژگونی سازه

فصل هشتم : طراحی سازه

الزامات طراحی

طراحی آرماتورهای طولی در تیرها

محدودیت های هندسی سازه های بتنی با شکل پذیری زیاد

نمونه طراحی دستی تیر (آرماتورگذاری)

طراحی خاموت در نواحی عادی و ویژه در تیر و ستون

نمونه طراحی دستی تیر

نمونه طراحی دستی ستون

کنترل 25٪ نیروی زلزله در قاب خمشی

طراحی دیوارهای برشی

فصل نهم : وصله و مهار آرماتور

طول گیرایی میلگرد های کششی

طول گیرایی میلگرد های فشاری

وصله میلگرد های کششی

وصله میلگرد های فشاری

فصل دهم : طراحی دیوار های حایل

الزامات طراحی دیوارها

طراحی دیوارهای حایل به روش عمومی (SD)

طراحی دستی آرماتورهای افقی دیوار حایل

فصل یازدهم : طراحی پی

معرفی مشخصات به نرم افزار

مدلسازی پی

ترسیم نوارهای طراحی در نرم افزار

معرفی الگوهای بارگذاری در نرم افزار

مشاهده نتایج آنالیز سازه

نمونه کنترل برش پانچ به صورت دستی

کنترل حداقل آرماتور طولی

کنترل آرماتور افت و حرارت و جمع شدگی طولی

طراحی آرماتورهای برشی در جهت x و y

جزئیات دقیق نوارهای طراحی

کنترل مقاومت اتکایی نمونه ستون

فصل دوازدهم : طراحی سقف دال

مدلسازی اولیه سقف دال

ترسیم نوارهای طراحی در نرم افزار

بارگذاری سقف

تغییر شکل سقف پس از بارگذاری و آنالیز

طراحی دال بتنی

طراحی خمشی دال

طراحی برشی دال

تغییر شکل و کنترل خیز

جزئیات دقیق تر از نتایج تلاش های داخلی اعضا

منابع

فصل اول

معرفی و مشخصات پروژه

معرفی و مشخصات کلی پروژه:

این پروژه یک ساختمان 7 طبقه بتنی که طبقه زیر زمین و همکف پارکینگ بوده و سقف آن دال بتنی و سایر طبقات مسکونی با سقف تیرچه بلوک میباشد. مشخصات کلی پروژه مورد نظر به شرح زیر است.

- ساختمان در شهر کرمانشاه می باشد.
- کاربری ساختمان در تمام طبقات مسکونی و در زیر زمین و همکف پارکینگ می باشد.
- وجه شرقی ساختمان مشرف به همسایه بوده و در این وجه دیوار بدون نما می باشد. وجه جنوبی و شمالی و غربی از دیوار نما دار استفاده شده است.
- سیستم سازه در جهت محور X قاب خمشی بتنی در حد شکل پذیری ویژه (که بعداً به دلیل جوابگو نبودن تغییر مکان های نسبی جانبی از سیستم دیوار برشی استفاده گردید) و در جهت Y قاب خمشی بتنی با دیوار برشی ویژه است.
- شکل پذیری قاب خمشی بتنی و دیوار های برشی، ویژه در نظر گرفته می شود.

مشخصات خاک محل احداث پروژه در جدول زیر آمده است:

مشخصات خاک

نوع خاک طبق آیین نامه	تنش مجاز q_a	ضریب بستر q_s
Type 2	2 kg/cm^2	2.2 kg/cm^3

مشخصات مصالح مصرفی:

مشخصات مصالحی که در این سازه استفاده شده به شرح زیر است :

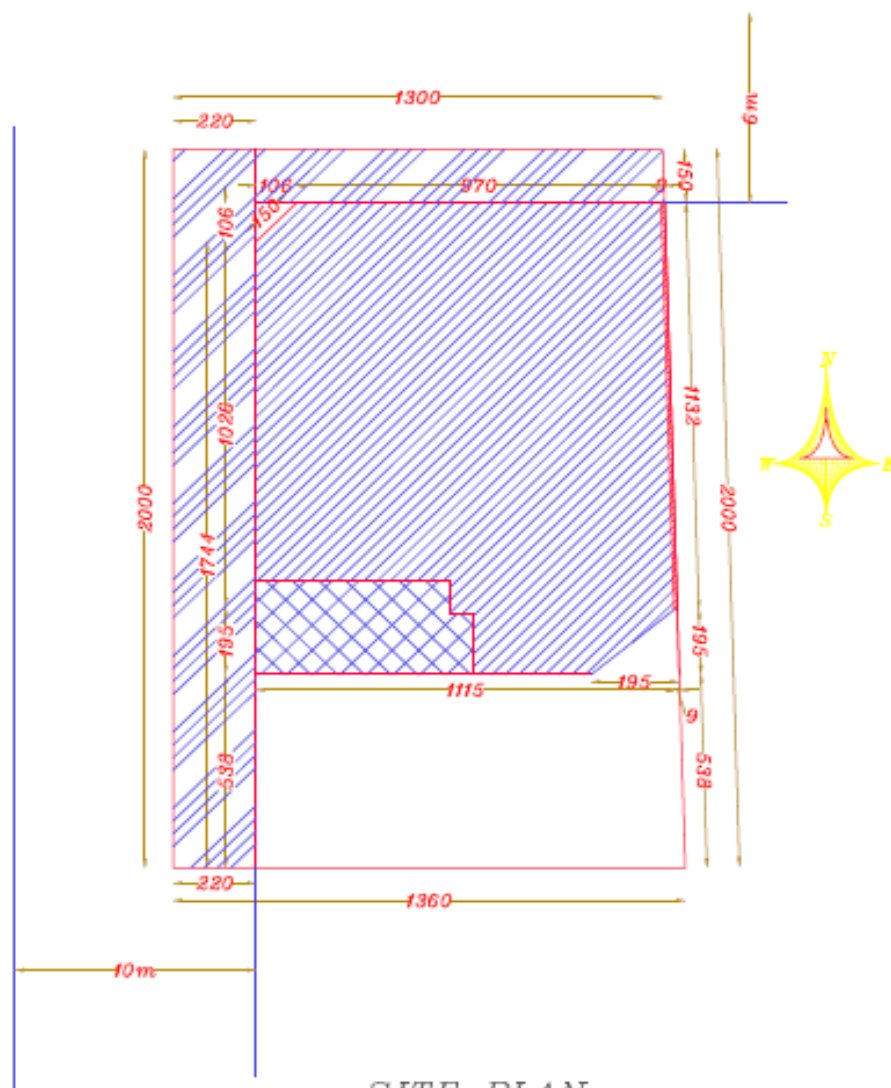
مصالح بتنی			
مشخصات تحلیلی		مشخصات طراحی	
جرم واحد حجم (M)	250 kg/m^3	f_c	250 kg/cm^2
وزن واحد حجم (W)	2500 kg/m^3	f_y	4000 kg/cm^2
مدول الاستیسیته (E_c)	$2.65 \cdot 10^9 \text{ kg/cm}^2$	f_{ys}	3000 kg/cm^2
ضریب پواسون (v)	0.2		

آیین نامه مورد استفاده:

در این پروژه از آیین نامه های زیر جهت بارگذاری و طراحی سازه بتنی استفاده شده است:

- بارگذاری ثقلی بر اساس "مبحث ششم مقررات ملی ساختمان" - بارهای وارد بر ساختمان ویرایش 1392
- تحلیل و طراحی پی بر اساس مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان
- طراحی اعضای بتن مسلح بر اساس استفاده از "آیین نامه ACI 318-08 در نرم افزار ETABS و با ترکیب بار طراحی مبحث نهم مقررات ملی ساختمان
- مبحث پانزدهم مقررات ملی ساختمان برای بحث آسانسور
- بارگذاری جانبی زلزله بر اساس آیین نامه 2800 ویرایش چهارم

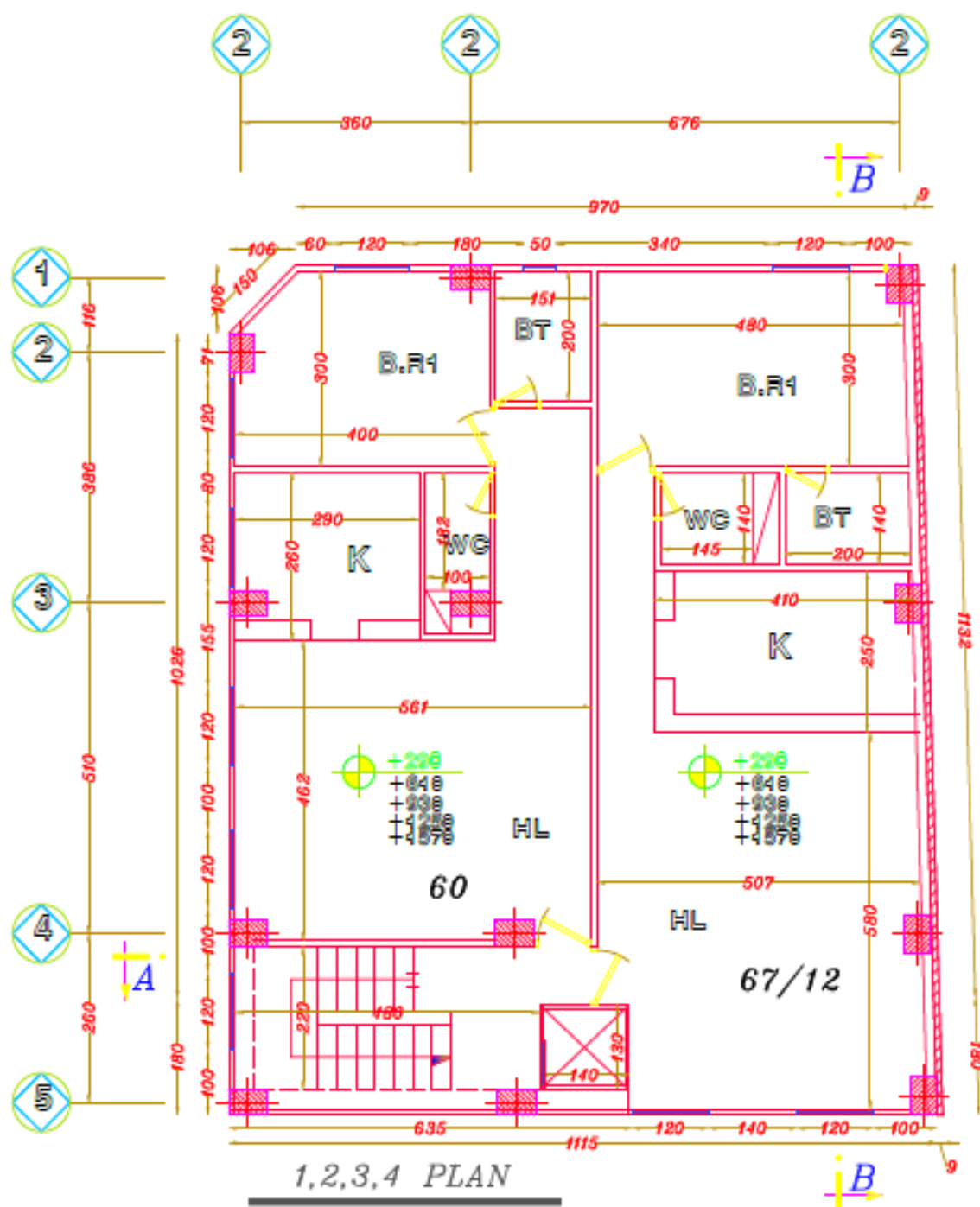
پلان و جزئیات معماری



SITE PLAN
SC:1/200







SC:1/100

+2140

+1860

+1890

+1570

+1250

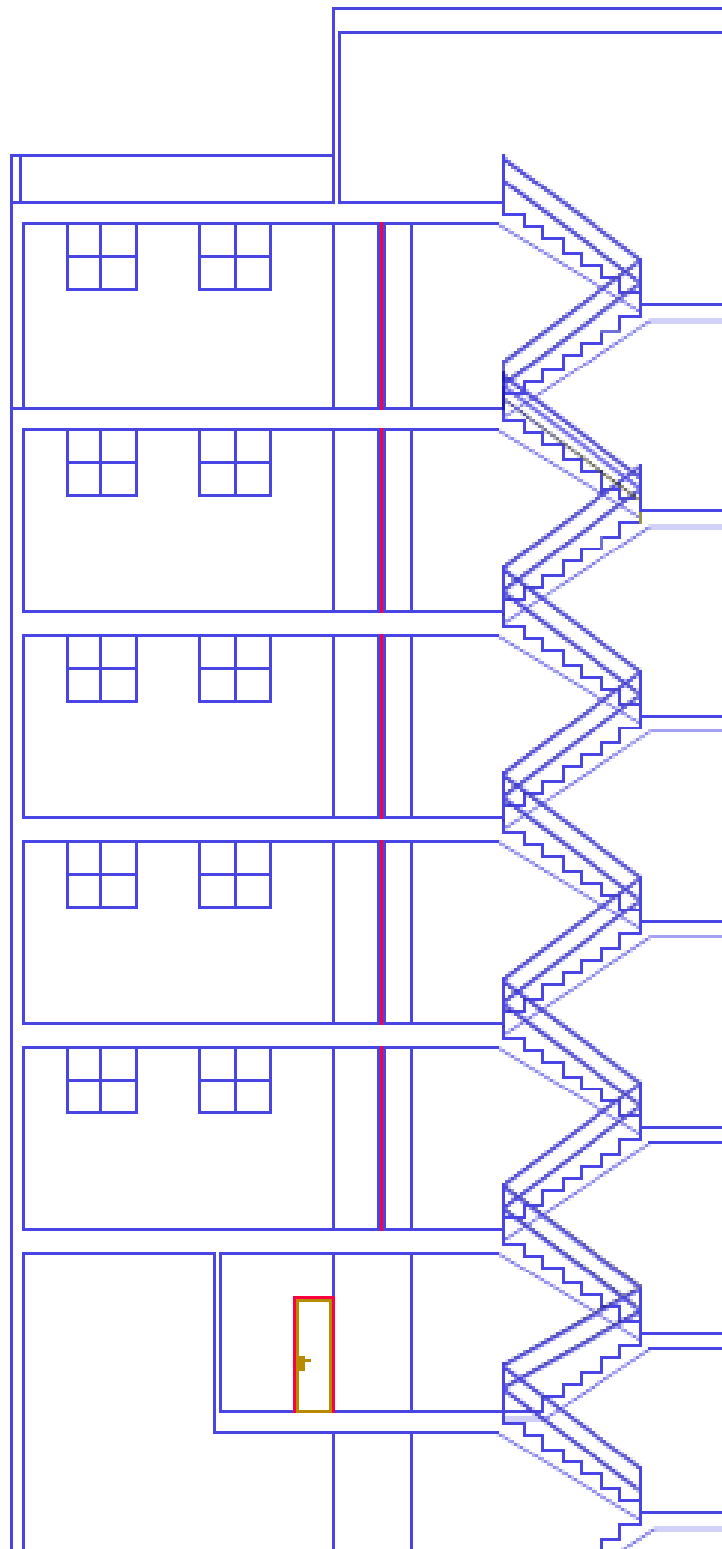
+930

+610

+290

+10

-210



SECTION A-A

SC:1 /100

+1980
+1890

+1570

+1250

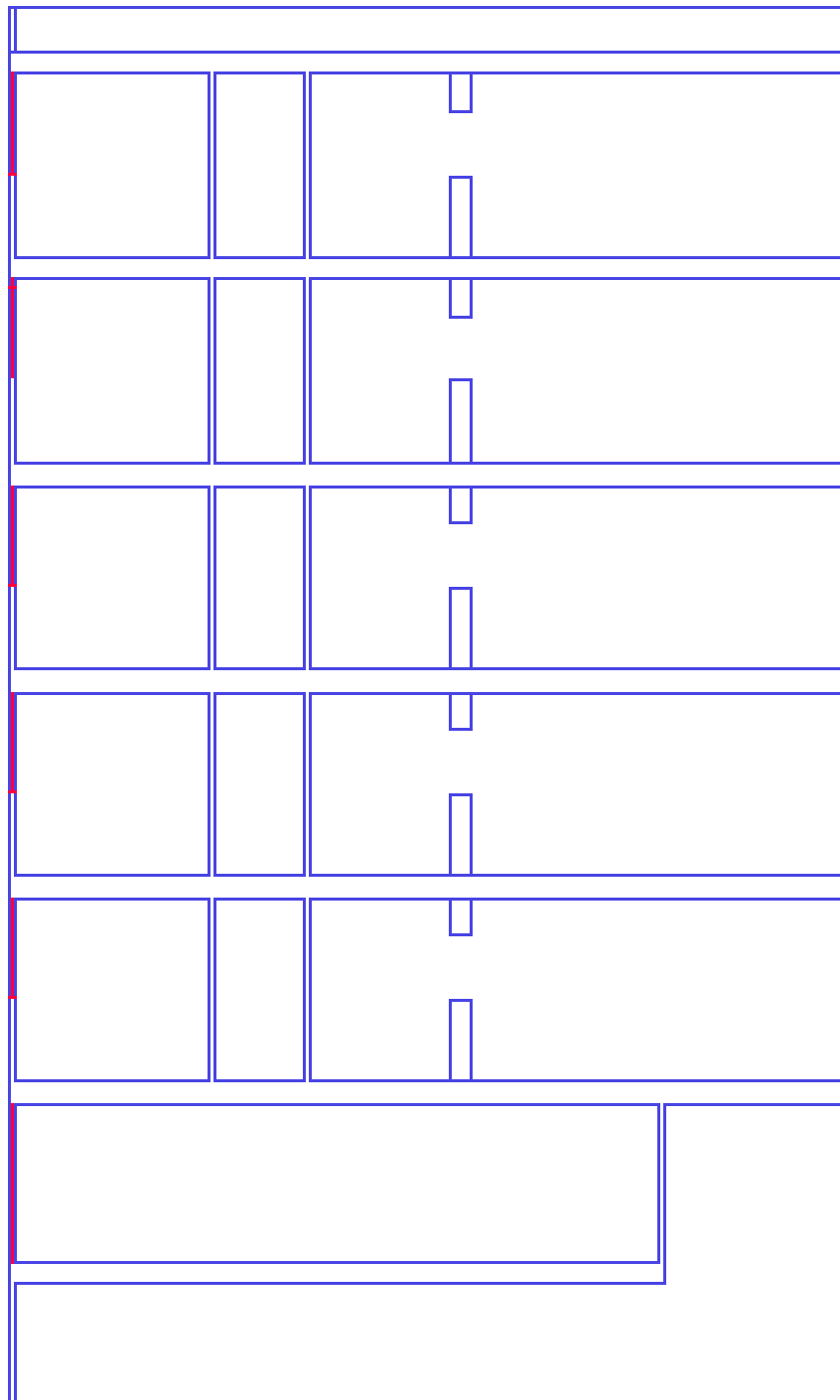
+930

+610

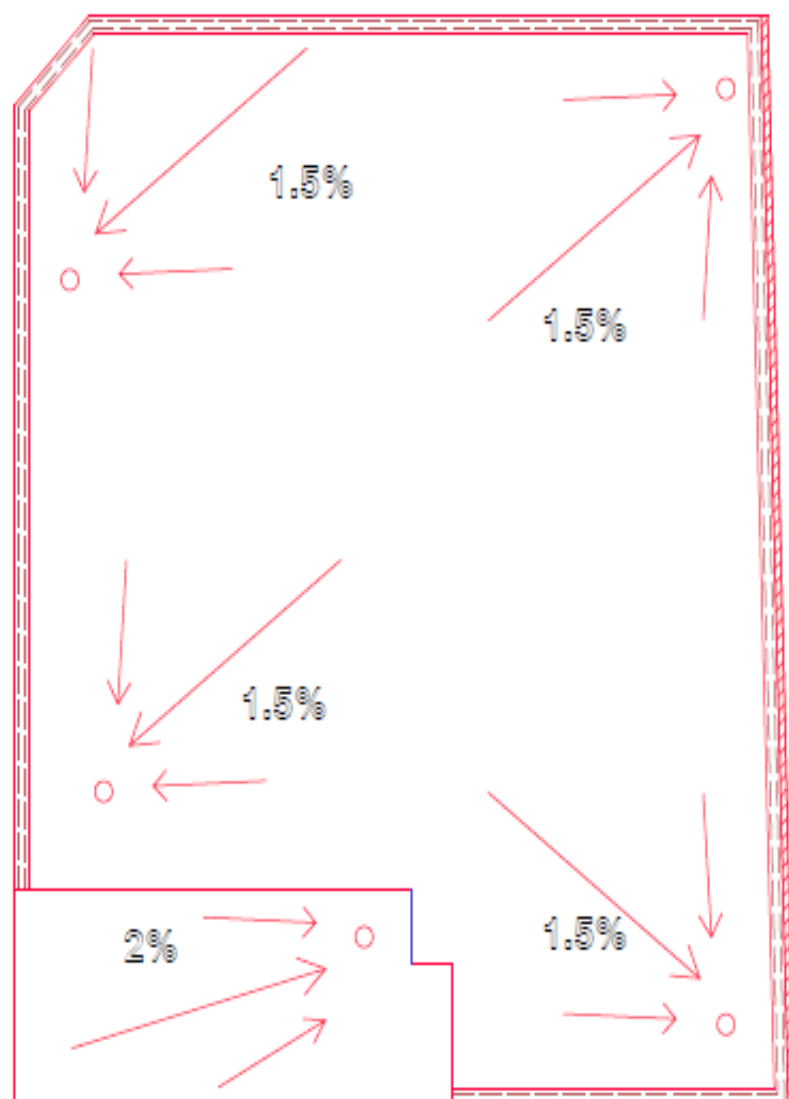
+290

+10

-210



SECTION B-B
SC:1/100



ROOF PLAN

SC:1/100

فصل دوم

بارگذاری ثقل

بارگذاری مرده

بارمرده و یا بار دائمی، آن دسته از بارهایی هستند که در طول عمر سازه، به سازه وارد می‌شوند. این بارها می‌توانند سازه ای و یا غیر سازه ای باشند. از مهمترین مزایای بارهای مرده سازه ای می‌توان به وزن اجزای ساختمان از جمله، اسکلت سازه، دیوارها، سقف ها، راه پله ها و تیغه ها، و از مهمترین بارهای مرده غیر سازه ای می‌توان به وزن لوازم و تاسیسات ثابت از قبیل تجهیزات برقی، گرمایشی و تهویه ای، لوله های شبکه آب و فاضلاب و... اشاره کرد که بایستی وزن آنها حتما در محاسبات لحاظ شوند.

همواره هدف مهندسان طراح این بوده است که سازه ای هرچه ظریف تر و در حال ایمن طراحی نمایند. یکی از عوامل مؤثر در طراحی ظریف به خصوص در مناطق لرزه خیز، وزن سازه می‌باشد. زیرا با افزایش وزن سازه، نیروهای زلزله نیز افزایش می‌یابد.

استفاده از سفال ها در دیوارهای غیر باربر به جای آجرهای فشاری، استفاده از بلوک‌های سفالی و سیمانی در سقف‌ها، استفاده از بلوک‌های یونولیتی به جای بلوک‌های سفالی و سیمانی و یا استفاده از سقفهای کاذب و در حالت کلی استفاده از مصالح سبک با مقاومت زیاد که دارای نسبت وزن به مقاومت پایین می‌باشند، همه روش‌هایی برای کاهش بار مرده ساختمان می‌باشند.

محاسبه‌ی وزن اجزای ساختمان

برای محاسبه وزن اجزای ساختمان، حجم قسمت مورد نظر در وزن مخصوص مصالح استفاده شده ، ضرب می‌شود. محاسبه حجم قسمت مورد نظر، از روش های هندسی با در دست بودن جزییات معماری میسر است. وزن مخصوص مصالح نیز در آیین نامه‌ها موجود است. وزن مخصوص اکثر مصالحی که در کارگاه‌های ایران کاربرد زیادی دارند، در پیوست (۶-۱) مبحث ششم مقررات ملی ساختمان آورده شده اند. پیدا کردن حجم بسته به اینکه عضو مورد نظر سازه ای و یا غیر سازه‌ای باشد، متفاوت خواهد بود. وزن کل عضو با جمع وزن تک تک قسمت‌های تشکیل دهنده آن بدست می‌آید.

سقف

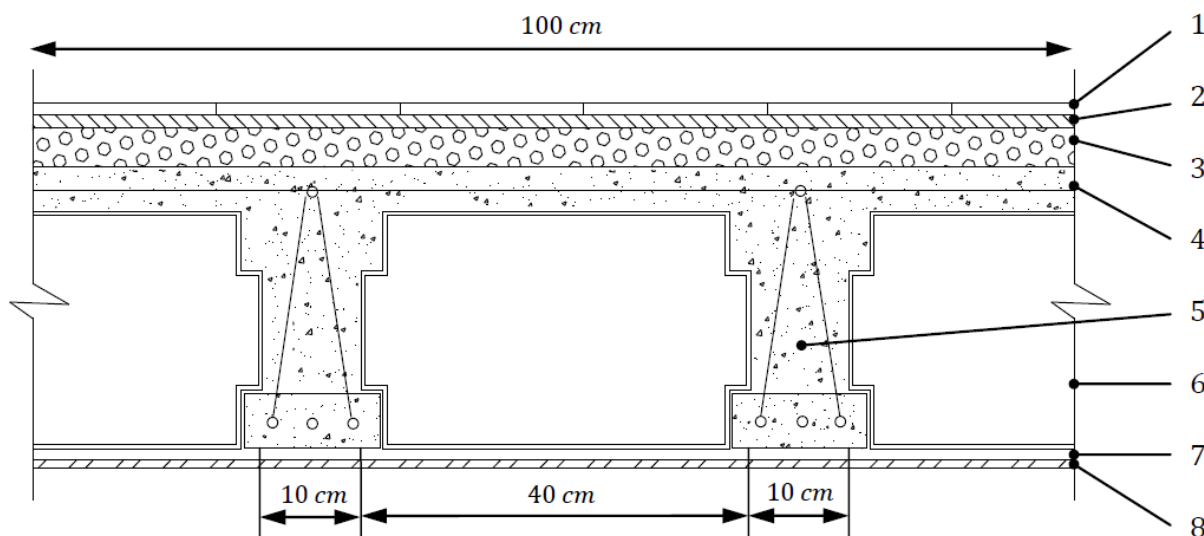
سقف‌های بتنی مسلح یکی از بهترین نوع سقف‌ها است که برای دهانه‌های بزرگ بسیار مناسب می‌باشد. بر حسب ابعاد دال و جهت آرماتورگذاری و اجرا و یا عدم اجرای تیرهای پیرامونی دال رفتار و مشخصات آن متفاوت خواهد بود.

ابعاد دال در رفتار دال دخیل هستند و اگر نسبت طول به عرض دال بیشتر از ۲ باشد، حتی اگر از چهار طرف بر روی تکیه گاه قرار گرفته باشد، رفتار دال یکطرفه خواهد بود و اگر نسبت طول به عرض کمتر از ۲ باشد رفتار دالی که روی چهار تیر تکیه دارد دوطرفه خواهد بود.

اطلاعات بارگذاری کلی و پایه

بارهای مرده کفها :

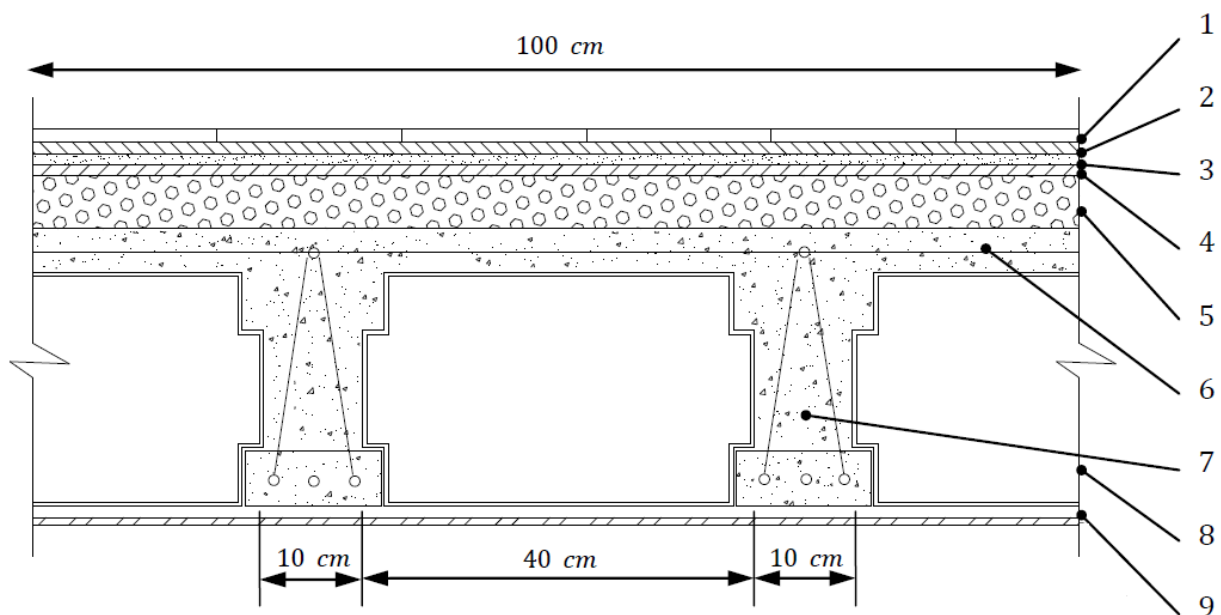
جزئیات بارگذاری کف طبقات



جزئیات اجرایی سقف تیب طبقات

محاسبه وزن واحد سطح کف در طبقات مسکونی ساختمان (سقف تیرچه بلوک با بلوک سفالی):

ردیف	نوع لایه	مصالح	ضخامت m	وزن واحد حجم Kg/m ³	وزن واحد سطح Kg/m ²
1	لایه رویه	سرامیک	0/02	2100	42
2	پوشش سازه‌ای	ملات ماسه سیمان	0.025	2100	52.5
3	شیب بندی	بتن سبک با پوک	0/05	1300	65
4	پوشش سازه‌ای	دال بتنی	0.05	---	---
5	پوشش سازه‌ای	بلوک سفالی	10 عدد	10	100
6	نازک کاری آستر	گچ و خاک	0/02	1600	32
7	نازک کاری نهایی	سفید کاری	0/01	1300	13
8	سقف کاذب	سقف کاذب گچی	0/02	50	1
		جمع		kg/m ²	305.5



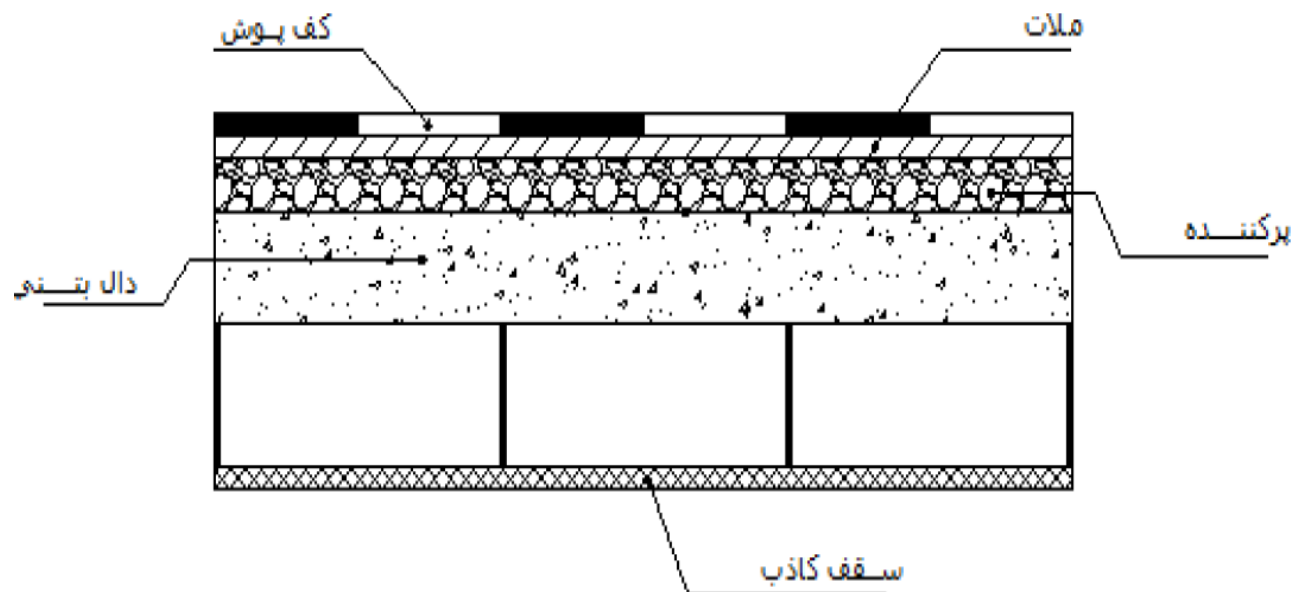
جزئیات اجرایی سقف بام

محاسبه وزن واحد سطح کف در بام ساختمان (سقف تیرچه بلوک با بلوک سفالی):

ردیف	نوع لایه	مصالح	ضخامت m	وزن واحد حجم Kg/m ³	وزن واحد سطح Kg/m ²
1	عایق رطوبتی	قیرگونی دو لایه	-	-	15
2	پوشش سازه‌ای	ملات ماسه سیمان	0.025	2100	52.5
3	شیب بندی	بتن سبک با پوکه	0.1	1300	130
4	پوشش سازه‌ای	دال بتنی	0.05	---	---
5	پوشش سازه‌ای	تیرچه	---	--	---
6	پوشش سازه‌ای	بلوک سفالی	10 عدد	10	100
7	نازک کاری آستر	گچ و خاک	0/02	1600	32
8	نازک کاری نهایی	سفید کاری	0/01	1300	13
9	سقف کاذب	سقف کاذب گچی	0/02	50	1
				جمع kg/m ²	343.5

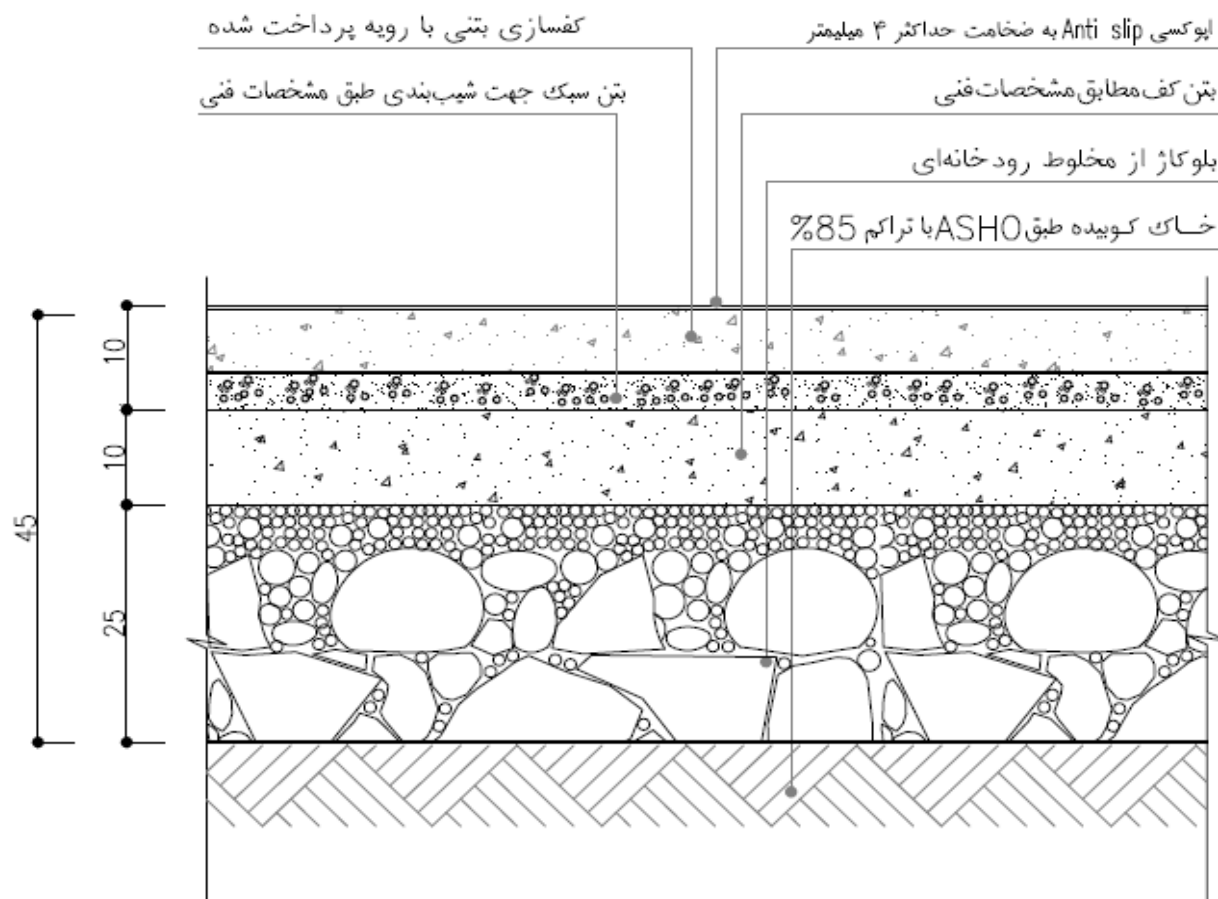
پوشش سازه‌ای کف‌ها متشکل از تیرچه بلوک با عملکرد یکطرفه می‌باشد که مشخصات تیرچه و بلوک مصرف شده در ساختمان بصورت زیر می‌باشد :

- بلوک سفالی با ابعاد 40×25×20 سانتیمتر و با وزن هرکدام از بلوکها برابر 10 کیلوگرم.



محاسبه وزن واحد سطح کف در طبقات مسکونی ساختمان (سقف دال بتنی):

ردیف	نوع لایه	مصالح	ضخامت m	وزن واحد حجم Kg/m3	وزن واحد سطح Kg/m2
1	لایه رویه	سرامیک	0/01	2100	21
2	پوشش سازه‌ای	ملات ماسه سیمان	0.025	2100	52.5
3	شیب بندی	بتن سبک با پوکه	0/05	1300	65
4	پوشش سازه‌ای	دال بتنی	0.15	---	---
5	نازک کاری آستر	گچ و خاک	0/02	1600	32
6	نازک کاری نهایی	سفید کاری	0/01	1300	13
7	سقف کاذب	سقف کاذب گچی	0/02	50	1
			جمع	kg/m ²	185



جزئیات کفسازی پارکینگ در زیر زمین

Scale=1:10

ردیف	نوع لایه	مصالح	ضخامت m	وزن واحد حجم Kg/m3	وزن واحد سطح Kg/m2
1	لایه رویه	سرامیک	0.03	2250	67.5
2	پوشش سازه‌ای	ملات ماسه و سیمان	0.03	2100	63
3	شیب بندی	بتن سبک با پوکه	0.04	1300	52
4	پوشش سازه‌ای	بتن کف	0.1	2500	250
5	پوشش سازه‌ای	بلوکاز	0.3	1400	420
جمع				852.5 kg/m ²	

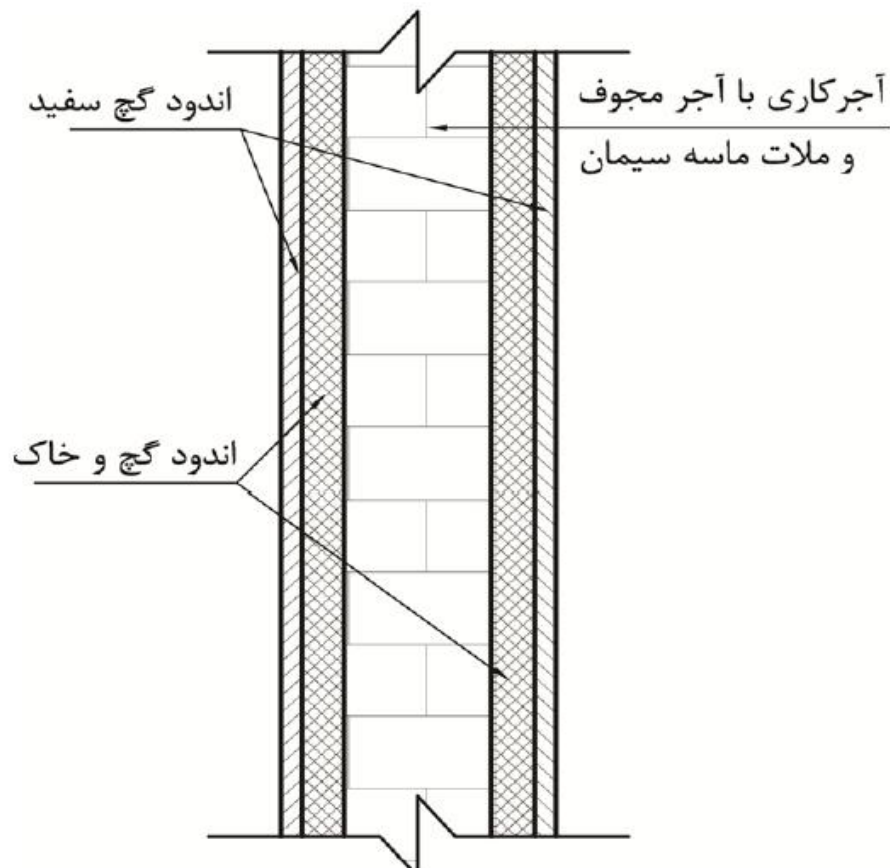
دیوارهای تیغه بندی به صورت ۱۰ الی ۱۵ سانتیمتر اجرا می‌شوند که ممکن است از بلوک‌های گچی، بلوک‌های سفالی و یا آجر فشاری در ساختن آن‌ها استفاده شده باشد. با توجه به اینکه تیغه بندی ساختمان در زمان بهره‌برداری ممکن است دچار تغییر گردد لذا اعمال بار تیغه در محل خود امری توجیه پذیر نمی‌باشد و در محاسبات از بار معادل سطحی تیغه‌ها (بار معادل تیغه بندی) استفاده می‌شود در محاسبات مربوط به تیغه‌ها وزن یک متر مربع از تیغه مطابق جزییات معماری محاسبه می‌گردد، سپس این وزن در ارتفاع خالص دیوار و طول کل تیغه ضرب می‌گردد تا وزن کل تیغه بدست آید و در نهایت وزن کل تیغه بر مساحت مفید ساختمان (مساحت مفید) تقسیم می‌گردد تا بار معادل سطحی (بار معادل تیغه بندی) بدست آید. (بند ۶-۲-۲-۲)

منظور از مساحت مفید جاهایی است که احتمال قرار گرفتن دیوار در آنجا وجود دارد. در محاسبه مساحت مفید ساختمان مساحت پله، آسانسور، پاسیو و... کسر می‌گردد.

ارتفاع خالص دیوارها به دو صورت محاسبه می‌گردد، یک دسته از دیوارهای داخلی که در زیر تیرها قرار می‌گیرند، به علت وجود آویز در تیرها ارتفاع خالص دیوار کمتر می‌شود. اما دسته دیگر از دیوارها که در زیر تیر قرار نمی‌گیرند ارتفاع خالص آن‌ها تا زیر سقف ادامه دارد و در واقع ارتفاع خالص این دسته از دیوارها نسبت به حالت قبل بیشتر است.

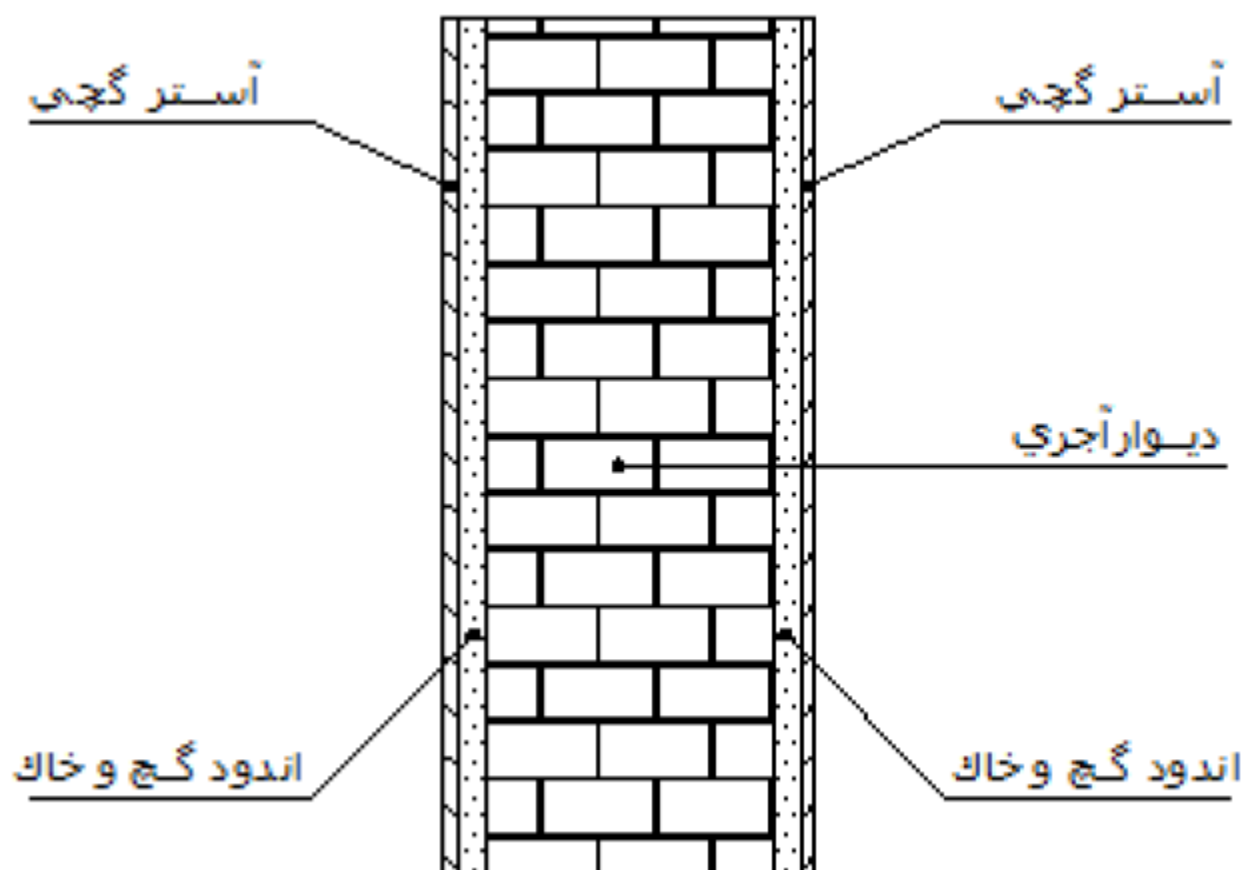
طبق مقررات مبحث ششم، اگر وزن یک مترمربع سطح تیغه کمتر از ۲۷۵ کیلوگرم نیرو بر متر مربع باشد می‌توان به جای بار گسترده خطی حاصل از تیغه، یک بار گسترده سطحی برای کف در نظر گرفت که آن را سربار معادل تیغه بندی می‌نامند. اگر وزن یک مترمربع سطح تیغه بیشتر از ۲۷۵ کیلوگرم نیرو بر متر مربع باشد، باید بار آنها را در محل واقعی خود اعمال شود و همچنین بایستی اثر آن در طراحی المان‌های کف طبقه در نظر گرفت. در هر حال در ساختمان‌هایی که بار زنده آن‌ها کمتر از ۵۰۰ کیلوگرم نیرو بر مترمربع باشد، نباید سربار معادل تیغه بندی کمتر از ۱۰۰ کیلوگرم نیرو بر متر مربع اختیار شود. این مقدار حداقل برای این در نظر گرفته می‌شود که ممکن است در طول عمر ساختمان جای تیغه‌ها تغییر یافته و یا حتی اضافه شود. اگر در ساختمان‌هایی از تیغه‌های سبک مانند دیوارهای ساندیوچی و یا هر نوع دیوار از مصالح سبک که وزن آن کمتر از ۴۰ کیلوگرم نیرو بر متر مربع باشد استفاده شود، می‌توان مقدار حداقل سربار معادل تیغه بندی را به ۵۰ کیلوگرم نیرو بر متر مربع کاهش داد.

تیغه های داخلی



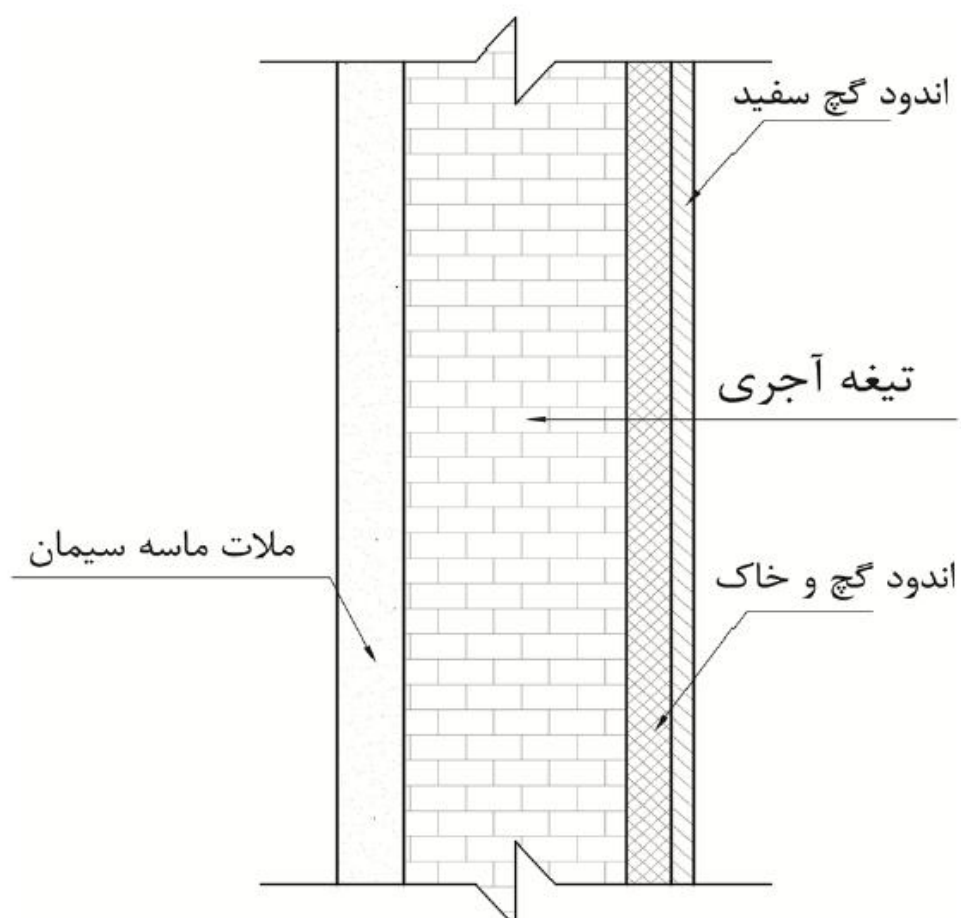
نام بار	وزن واحد حجم به واحد کیلوگرم بر متر مکعب	ضخامت به سانتیمتر	وزن واحد سطح به واحد کیلوگرم بر متر مربع
اندود گچ و خاک	۱۶۰۰	۴	۶۴
اندود گچ سفید	۱۳۰۰	۲	۲۶
آجر کاری با آجر مجوف و ملات ماسه سیمان	۸۵۰	۱۰	۸۵
مجموع		۱۶	۱۷۵

تیغه جدا کننده واحد ها



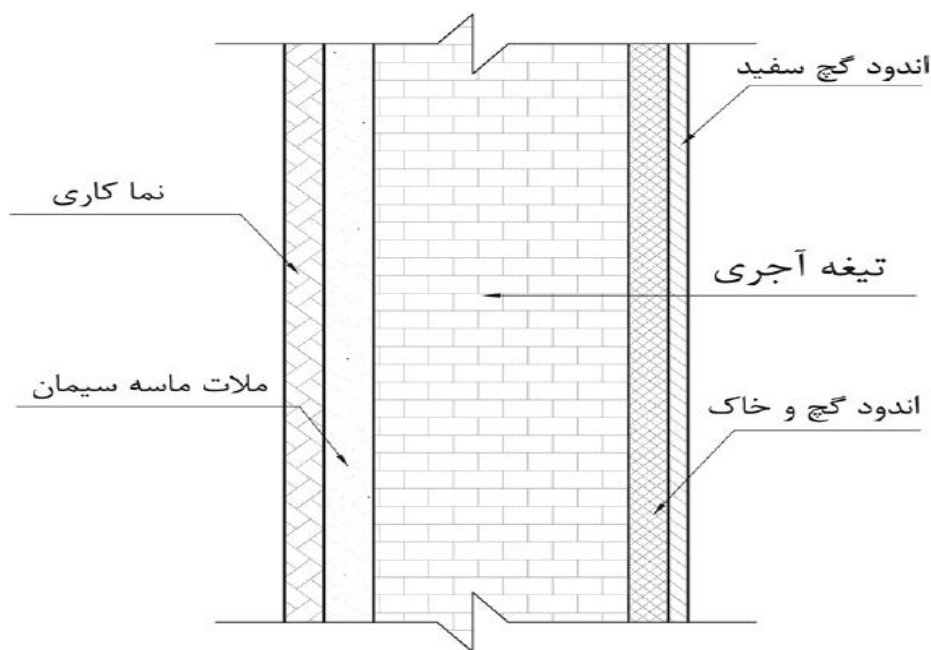
شدت بار (kg/m^2)	تعداد	ضخامت (m)	وزن مخصوص (kg/m^3)	مضامین مصرفی
۱۷۰	۱	۰.۲	۸۵۰	آجرکاری با آجر مجوف و ملات ماسه و سیمان
۸۰	۲	۰.۰۲۵	۱۶۰۰	ملات گچ و خاک
۱۳	۲	۰.۰۰۵	۱۳۰۰	سفید کاری با ملات گچ
$\sum = ۲۶۳ \text{ } kg/m^2$				

تیغه های خارجی سمت فاقد نماکاری



نام بار	وزن واحد حجم به واحد کیلوگرم بر متر مکعب	ضخامت به سانتیمتر	وزن واحد سطح به واحد کیلوگرم بر متر مربع
اندود گچ و خاک	۱۶۰۰	۲	۳۲
اندود گچ سفید	۱۳۰۰	۱	۱۳
آجر کاری با آجر مجوف و ملات ماسه سیمان	۸۵۰	۱۰	۸۵
ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۲.۵	۵۲.۵
مجموع		۱۵.۵	۱۸۲

تیغه های خارجی سمت دارای نماکاری



نام بار	وزن واحد حجم به واحد کیلوگرم بر متر مکعب	ضخامت به سانتیمتر	وزن واحد سطح به واحد کیلوگرم بر متر مربع
اندود گچ و خاک	۱۶۰۰	۲	۳۲
اندود گچ سفید	۱۳۰۰	۱	۱۳
آجر کاری با آجر مجوف و ملات ماسه سیمان	۸۵۰	۱۰	۸۵
ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۲.۵	۵۲.۵
سنگ تراورتن	۲۵۰۰	۲	۵۰
مجموع		۱۷.۵	۲۳۲

❖ دیوارهای پیرامونی دارای درصد قابل توجهی بازشو به دلیل قرار گرفتن در نمای ساختمان دارند. بنابراین اگر

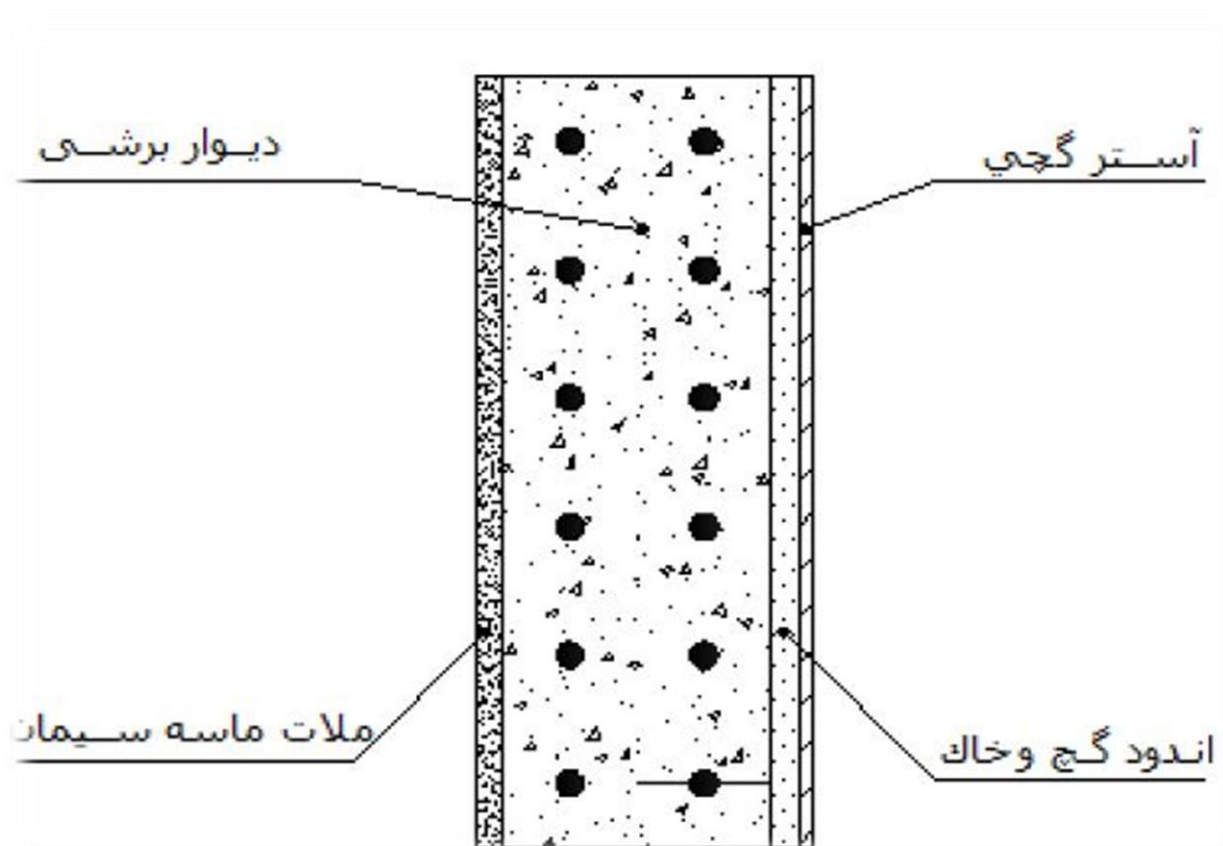
ارتفاع خالص دیوار را برابر h_n باشد و بار معادل گسترده خطی دیواری که بر روی تیر زیر آن قرار می گیرد q باشد:

$$q = h_n \times \left(\text{نسبت بازشو} - 1 \right) \times \left(\text{وزن واحد سطح دیوار} \right)$$

$$\text{نسبت بازشو} = \frac{\text{مساحت پنجره}}{\text{مساحت دیوار}}$$

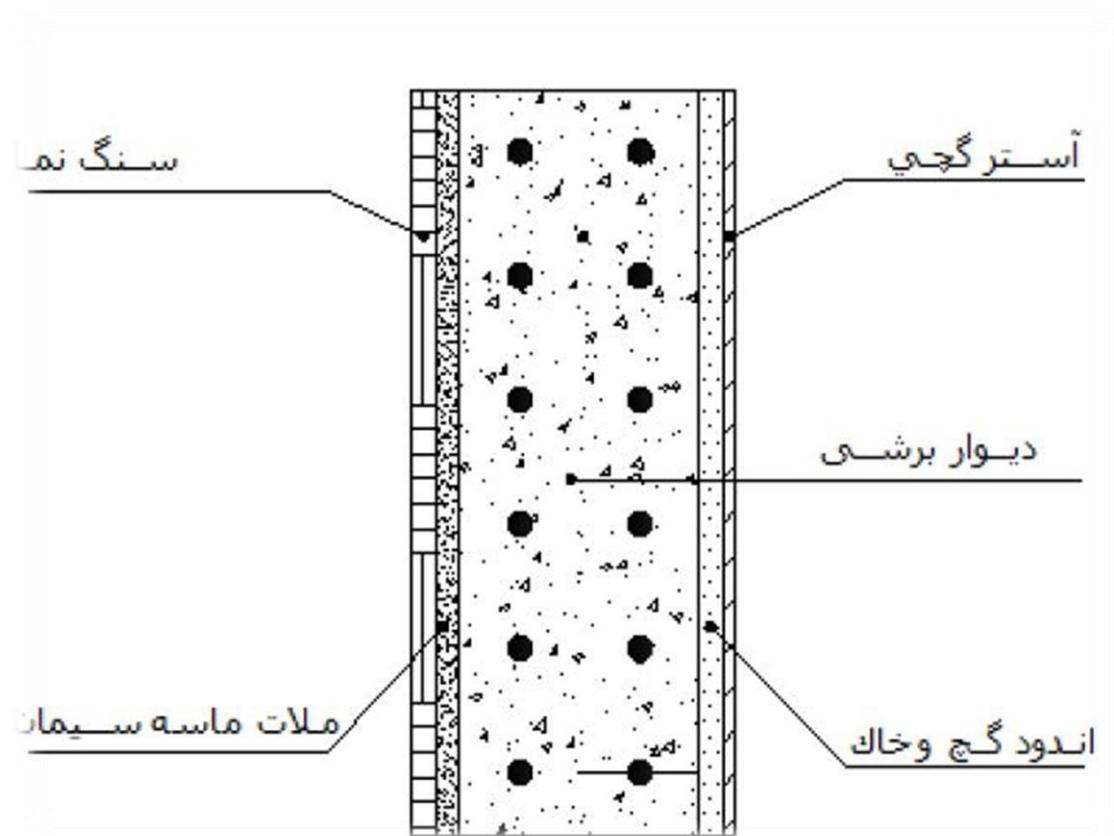
❖ بارگسترده خطی است اما یکنواخت نمی باشد و به صورت پلکانی در زیر بازشوها شدت بار کاهش می یابد. اما چون ممکن است محل اجرای پنجره دقیق نباشد به همین دلیل q را یکنواخت فرض می کنیم.

دیوار برشی بدون نما



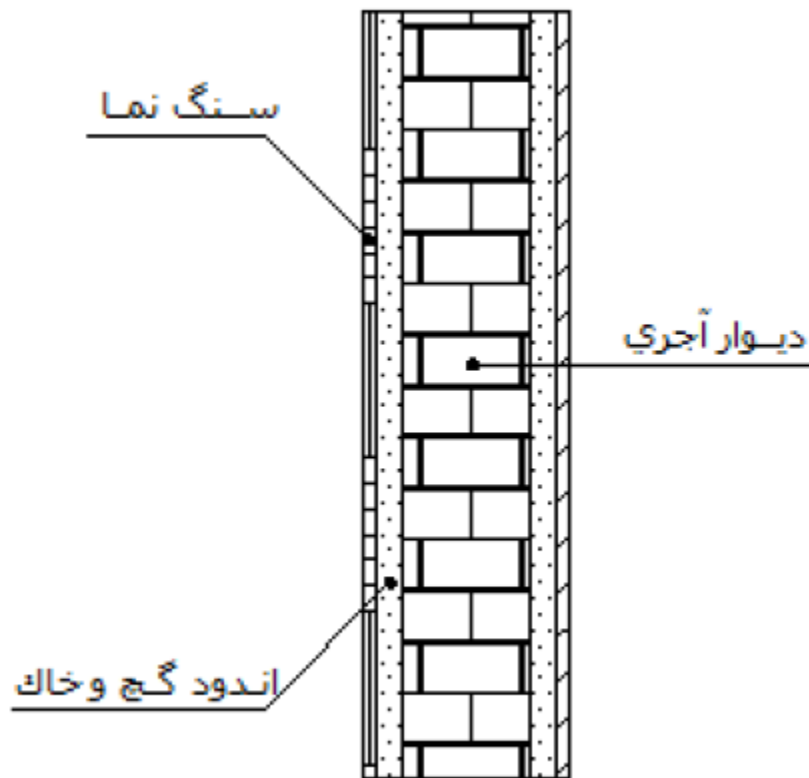
نوع مصالح	وزن مخصوص	ضخامت	شدت بار
مالات ماسه و سیمان	2100	0.03	63
بتن آرمه	2500	0.30	750
مالات گچ و خاک	1600	0.025	40
سفید کاری با ملات گچ	1300	0.005	6.5
$\sum \cong 859.5 \text{ kg/m}^2$			

دیوار برشی نمادار



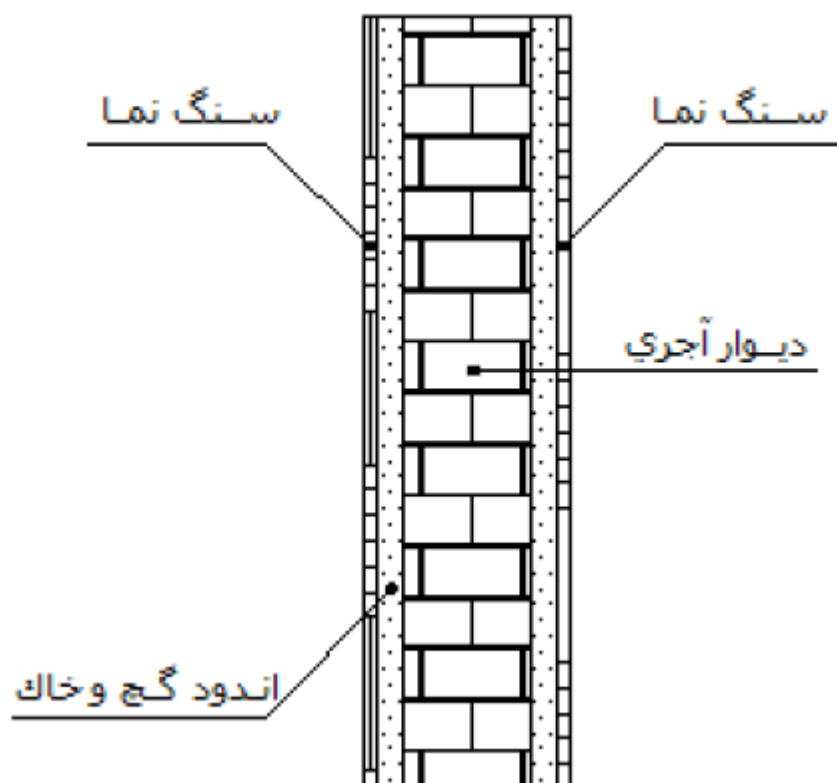
نوع مصالح	وزن مخصوص	ضخامت	شدت بار
سنگ تراورتن	2400	0.025	60
ملات ماسه و سیمان	2100	0.04	84
بتن آرمه	2500	0.30	750
ملات گچ و خاک	1600	0.025	40
سفید کاری با ملات گچ	1300	0.005	6.5
$\sum \cong 940.5 \text{ kg/m}^2$			

دیوار تیغه یک طرف به سمت سرویس

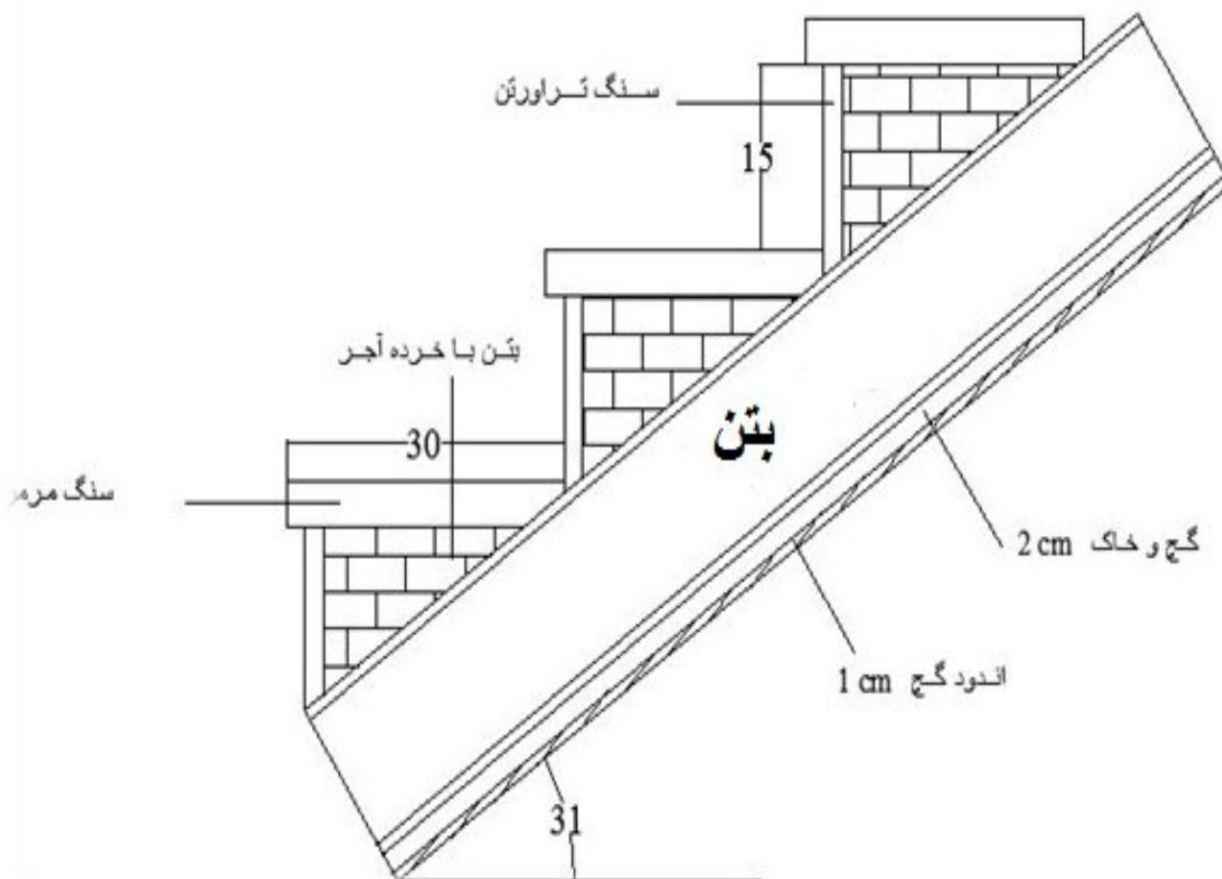


مبالغ مصرفی	وزن مخصوص (kg/m^3)	ضخامت (m)	تعداد	شدت بار (kg/m^2)
آجرکاری با آجر مجوف و ملات ماسه و سیمان	۸۵۰	۰.۱	۱	۸۵
ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۰.۰۲	۱	۴۲
کاشی سرامیک دیواری	۱۷۰۰	۰.۰۲	۱	۳۴
ملات گچ و خاک	۱۶۰۰	۰.۰۲۵	۱	۴۰
سفید کاری با ملات گچ	۱۳۰۰	۰.۰۰۵	۱	۶.۵
$\Sigma = ۲۰۷.۵ \text{ } kg/m^2$				

دیوار تیغه دو طرف سرویس



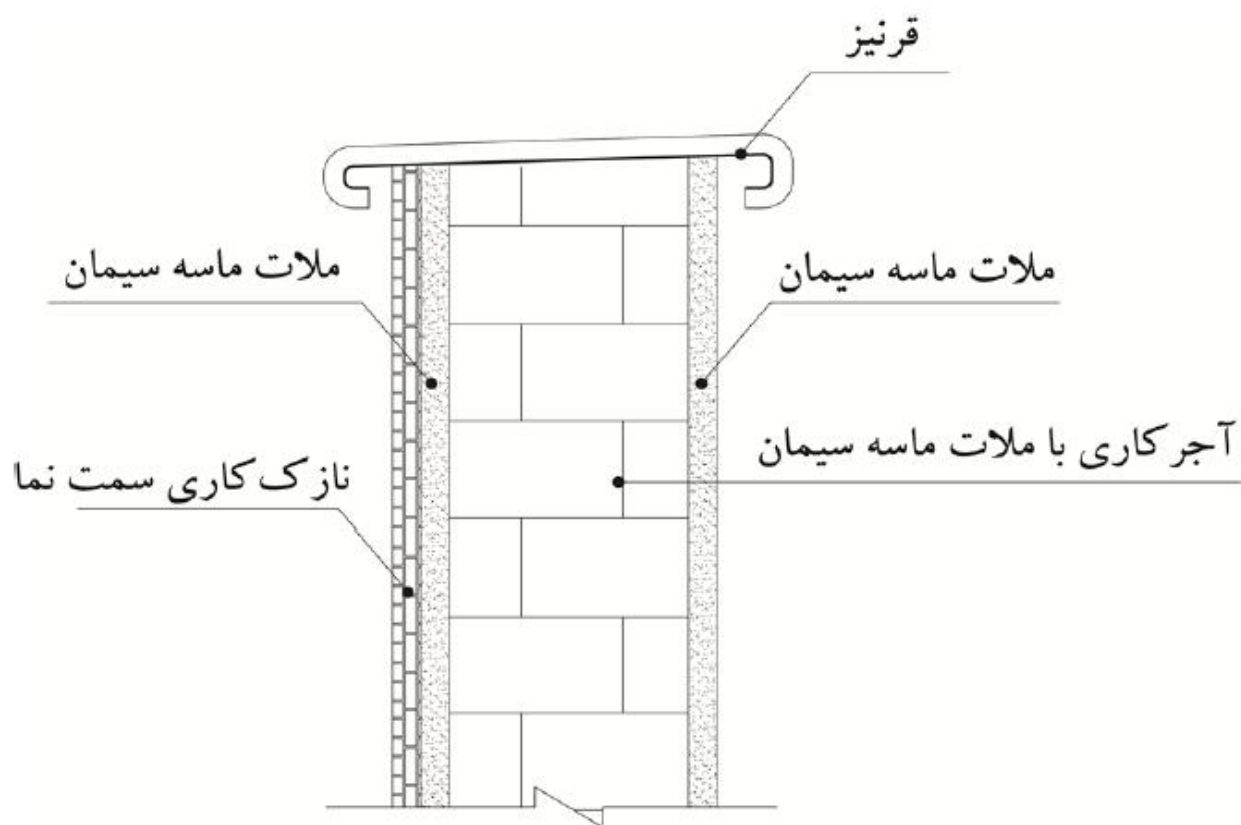
مصلح مصرفی	وزن مخصوص (kg/m^3)	ضخامت (m)	تعداد	شدت بار (kg/m^2)
آجرکاری با آجر مجوف و ملات ماسه و سیمان	۸۵۰	۰.۱	۱	۸۵
ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۰.۰۲	۲	۸۴
کاشی سرامیک دیواری	۱۷۰۰	۰.۰۲	۲	۶۸
$\Sigma = ۲۳۷.۵ \text{ } kg/m^2$				



مشخصات کلی لایه‌های سازه‌ای و پوششهای رویه و زیرین پله‌ها مطابق جدول زیر می‌باشد :

ردیف	مصلح	ضخامت m	وزن واحد حجم Kg/m3	تعداد	وزن واحد سطح Kg/m2
1	سنگ مرمر کف پله	0.03	2700	1	81
2	سنگ تراورتن پیشانی	0.02*0.15	2400	1/0.3	24
3	بتن با خرده آجر	0.0225	1700	1/0.3	127.5
4	بتن رمپ	0.1	2500	1/cos31	282.8
5	گچ و خاک	0.02	1600	1/cos31	37.33
6	سفید کاری	0/01	1300	1/cos31	15.1626
			جمع	570 kg/m ²	

مشخصات کلی لایه‌های سازه‌ای و پوششهای دیوار جان پناه



نوع مصالح	ضخامت	وزن مخصوص	شدت بار
سنگ گرانیت	0.02	2800	56
آجر مجوف	0.15	850	127.5
اندود لیسه ای	0.02	1300	42
مالات ماسه و سیمان	0.02	2100	42

$$\sum \cong 267.5 \text{ kg/m}^2$$

بار زنده

بار زنده یا غیر دائمی و یا در حالت کلی «سربار» به بارهایی اطلاق می‌شود که در اثر بهره برداری از ساختمان به آن وارد می‌شود و بر خلاف بار مرده، متغیر بوده و محل دقیق اعمال آن غیر قابل پیش بینی است. البته بار برف، زلزله، باد و... جزو این گروه قرار نمی‌گیرد. (بتد۳-۶-۱) کلا بارهای زنده به دو دسته تقسیم می‌شوند:

- ۱- بارهای زنده استاتیکی: به بارهایی می‌گویند که در اثر وزن اسباب و اثاثیه و افراد در طول مدت بهره‌برداری از ساختمان به آن اثر می‌کند و ممکن است موقعیت قرار گیری آن‌ها در طول عمر ساختمان به دفعات عوض شود و به طوری که اثر انرژی جنبشی قابل صرفه نظر کردن است.
- ۲- بارهای زنده ضربه‌ای: سربارهایی که سرعت حرکت آن‌ها قابل توجه بوده و اثر انرژی جنبشی آن‌ها بر ساختمان نیز قابل توجه است.

مقادیر سربار کف‌ها با توجه به نوع کاربری ساختمان، بسته به اینکه آیا کف مورد نظر، محل تجمع افراد خواهد بود یا نه و یا برحسب تجهیزاتی که به کار برده خواهند شد، تعیین می‌شود. این مقادیر در مبحث ششم که بر حسب آمار و احتمالات تعیین گردیده است که برای ساختمان‌های مسکونی به قرار زیر است:

بار گسترده (kg/m^2)	نوع کاربری کف‌ها
-	بام‌های شیب دار با پوشش سبک با شیب کمتر از ۱۰ درجه
۵۰	بام‌های شیب دار با پوشش سبک با شیب بیشتر از ۱۰ درجه
۱۵۰	بام‌های تخت و یا با شیب کم که به عنوان محل تجمع مورد استفاده قرار نمی‌گیرد
۳۵۰	راهروهای اصلی و پلکان‌ها که در معرض رفت و آمد و تجمع کم باشد، نظیر راهروهای اصلی ساختمان‌های مسکونی و اداری
۷۵۰	موتورخانه‌ها
۲۰۰	اتاق‌ها و راهروهای خصوصی و سرویس‌ها
۵۰۰	انبارها

فصل سوم

بار گذاری جانبی

۳-۳-۱ نیروهای جانبی زلزله

۳-۳-۱-۱ نیروی برشی پایه V_u

نیروی برشی پایه، یا برش پایه، به مجموع نیروهای جانبی زلزله اطلاق می‌شود که در تراز پایه، موضوع بند (۳-۳-۱-۲)، به ساختمان اعمال می‌گردد. این نیرو در هر یک از امتدادهای ساختمان با استفاده از رابطه (۳-۱) به دست آورده می‌شود:

$$V_u = CW \quad (۳-۱)$$

در این رابطه:

V_u : نیروی برشی در حد مقاومت. حد مقاومت و حد تنش مجاز در "تعاریف" آیین‌نامه توضیح داده شده‌اند. برای تعیین این نیرو در حد تنش مجاز مقدار آن باید بر ضریب $1/4$ تقسیم شود.

W : وزن مؤثر لرزه‌ای، شامل مجموع بارهای مرده و وزن تأسیسات ثابت و وزن دیوارهای تقسیم‌کننده به اضافه درصدی از بار زنده و بار برف، مطابق جدول (۳-۱). بار زنده باید به صورت تخفیف‌نیافته، مطابق ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در نظر گرفته شود.

C : ضریب زلزله که از رابطه (۳-۲) به دست می‌آید:

$$C = \frac{ABI}{R_u} \quad (۳-۲)$$

در این رابطه:

A: نسبت شتاب مبنای طرح مطابق بند (۲-۲)

B: ضریب بازتاب ساختمان مطابق بند (۲-۳)

I: ضریب اهمیت ساختمان مطابق بند (۳-۳-۴)

R_u : ضریب رفتار ساختمان مطابق بند (۳-۳-۵)

مقدار برش پایه، V_u ، در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود.

$$V_{u \min} = 0.12AIW \quad (۳-۳)$$

۲-۲ نسبت شتاب مبنای طرح، A

نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل در مناطق مختلف کشور، بر اساس میزان خطر لرزه‌خیزی آنها، به شرح جدول (۱-۲) تعیین می‌شود. مناطق چهارگانه عنوان‌شده در این جدول در پیوست (۱) مشخص شده است.

جدول ۱-۲ نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه‌خیزی مختلف

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰/۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰/۳۰
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰/۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰/۲۰

۳-۲ ضریب بازتاب ساختمان، B

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین با توجه به نوع آن است. این ضریب با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$B = B_1 N \quad (۱-۲)$$

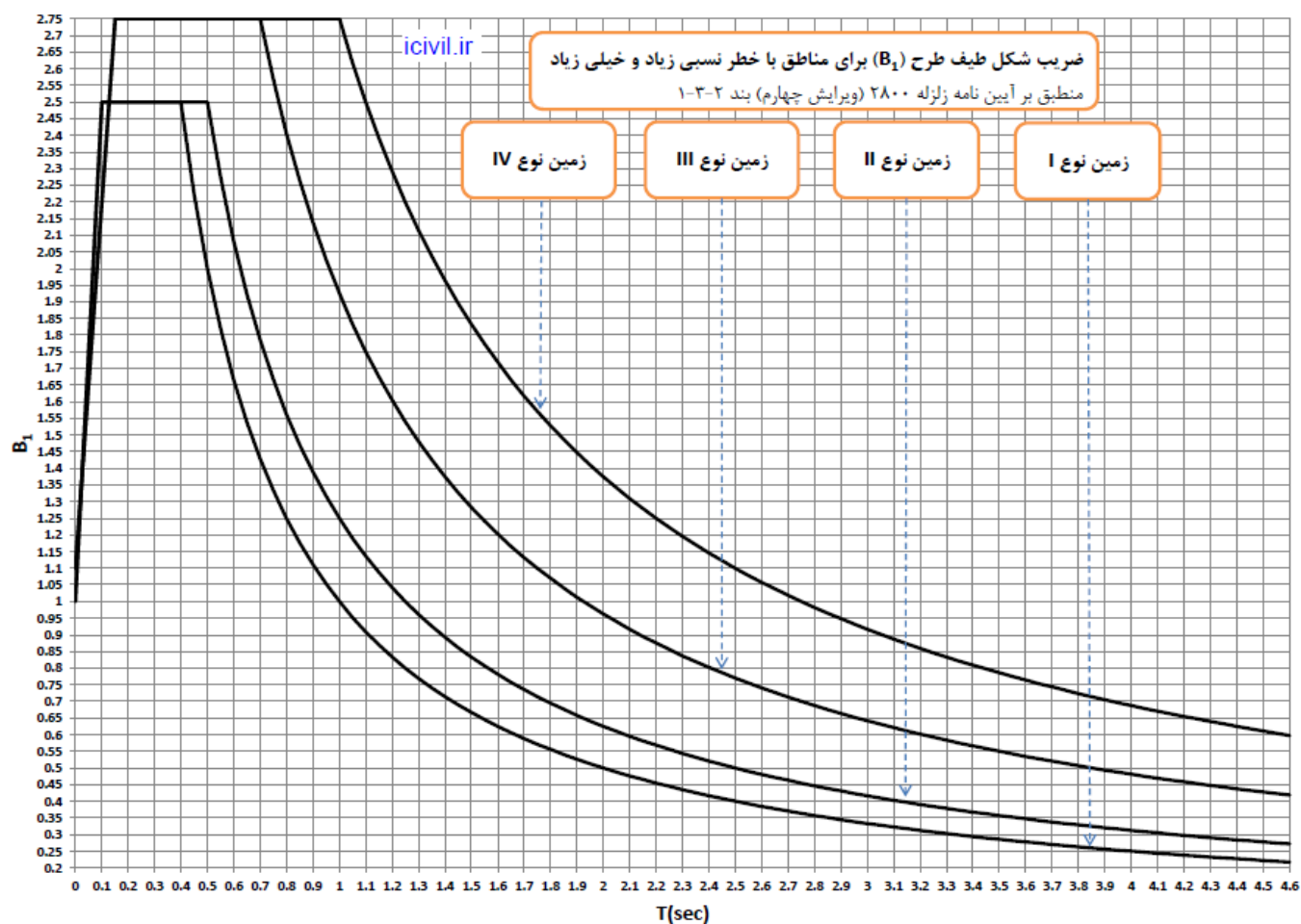
در این رابطه B_1 ضریب شکل طیف و N ضریب اصلاح طیف است.

۱-۳-۲ ضریب شکل طیف، B_1 ، با در نظر گرفتن بزرگ‌نمایی خاک در پریودهای مختلف و میزان لرزه‌خیزی منطقه مشخص می‌شود. این ضریب با استفاده از روابط زیر و یا از شکل‌های (۱-۲-الف) و (۱-۲-ب) تعیین می‌گردد.

$$\begin{aligned} B_1 &= S_0 + (S - S_0 + 1)(T/T_0) & 0 < T < T_0 \\ B_1 &= S + 1 & T_0 < T < T_s \\ B_1 &= (S + 1)(T_s/T) & T > T_s \end{aligned} \quad (۲-۲)$$

در این روابط:

T : زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان به ثابته است. این زمان طبق بند (۳-۳-۳) تعیین می‌شود.
 T_0 ، T_s و S_0 : پارامترهایی هستند که به نوع زمین و میزان خطر لرزه‌خیزی منطقه وابسته‌اند.
 مقادیر این پارامترها در جدول (۲-۲) و انواع زمین‌ها در بند (۴-۲) مشخص شده‌اند.



جدول ۲-۲ پارامترهای مربوط به روابط (۲-۲)

خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد		خطر نسبی کم و متوسط		T_s	T_0	نوع زمین
S_0	S	S_0	S			
۱	۱/۵	۱	۱/۵	۰/۴	۰/۱	I
۱	۱/۵	۱	۱/۵	۰/۵	۰/۱	II
۱/۱	۱/۷۵	۱/۱	۱/۷۵	۰/۷	۰/۱۵	III
۱/۱	۱/۷۵	۱/۳	۲/۲۵	۱/۰	۰/۱۵	IV

۲-۳-۲ ضریب اصلاح طیف، N ، به شرح زیر تعیین می‌شود:

الف- برای پهنه‌های با خطر نسبی خیلی زیاد و زیاد

$$N = 1$$

$$T < T_s$$

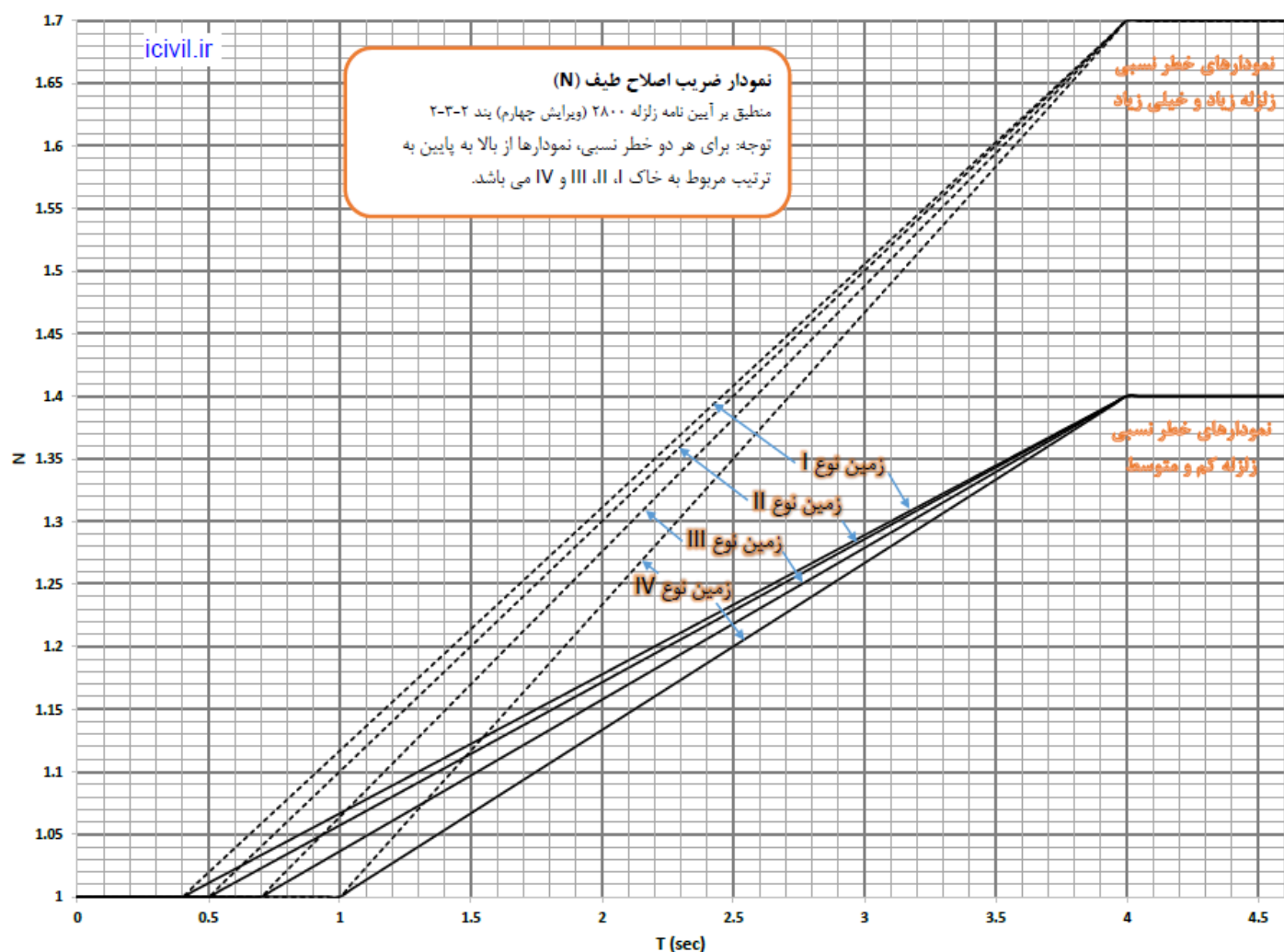
$$N = \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1$$

$$T_s < T < 4 \text{ sec}$$

(۳-۲)

$$N = 1.7$$

$$T > 4 \text{ sec}$$



۴-۳-۳ ضریب اهمیت ساختمان، A

ضریب اهمیت ساختمان با توجه به گروه طبقه‌بندی آنها، در بند (۱-۶)، مطابق جدول

(۳-۳) تعیین می‌گردد:

جدول ۳-۳ ضریب اهمیت ساختمان

ضریب اهمیت	طبقه‌بندی ساختمان
۱/۴	گروه ۱
۱/۳	گروه ۲
۱/۰	گروه ۳
۰/۸	گروه ۴

۱-۶ گروه‌بندی ساختمان‌ها برحسب اهمیت

ساختمان‌ها بر حسب نوع کاربری و میزان آسیب‌رسانی ناشی از خرابی آنها به چهار گروه اهمیت تقسیم می‌شوند:

گروه ۱- ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد»

این گروه شامل دو دسته زیر است:

الف- ساختمان‌های ضروری:

این گروه شامل ساختمان‌هایی است که قابل استفاده بودن آنها پس از وقوع زلزله اهمیت خاص دارد و وقفه در بهره‌برداری از آنها غیرمستقیم موجب افزایش تلفات و خسارات می‌شود؛ مانند بیمارستان‌ها و درمانگاه‌ها، مراکز آتش‌نشانی، مراکز و تأسیسات آبرسانی، ساختمان‌های نیروگاه‌ها و تأسیسات برق‌رسانی، برج‌های مراقبت فرودگاه‌ها، مراکز مخابرات، رادیو و تلویزیون، تأسیسات نظامی و انتظامی، مراکز کمک‌رسانی و به‌طور کلی تمام ساختمان‌هایی که استفاده از آنها در نجات و امداد مؤثر می‌باشد.

ب- ساختمان‌های خطرزا:

این گروه شامل ساختمان‌ها و تأسیساتی است که خرابی آنها موجب انتشار گسترده مواد سمی و مضر در کوتاه‌مدت و درازمدت برای محیط زیست می‌شوند، مانند کارخانه‌های تولیدکننده مواد شیمیایی خاص.

گروه ۲- ساختمان‌های «با اهمیت زیاد»

این گروه شامل سه دسته زیر است:

الف- ساختمان‌هایی که خرابی آنها موجب تلفات زیاد می‌شود، مانند مدارس، مساجد، استادیوم‌ها، سینما و تئاترها، سالن‌های اجتماعات، فروشگاه‌های بزرگ، ترمینال‌های مسافری و یا هر فضای سرپوشیده دیگری که محل تجمع بیش از ۳۰۰ نفر در زیر یک سقف باشد.

ب- ساختمان‌هایی که خرابی آنها سبب از دست رفتن ثروت ملی می‌گردد، مانند موزه‌ها، کتابخانه‌ها، و به‌طور کلی مراکزی که در آنها اسناد و مدارک ملی و یا آثار پر ارزش دیگری نگهداری می‌شود.

پ- ساختمان‌ها و تأسیسات صنعتی که خرابی آنها موجب آلودگی محیط زیست و یا آتش‌سوزی وسیع می‌شود مانند پالایشگاه‌ها، انبارهای سوخت و مراکز گازرسانی.

گروه ۳- ساختمان‌های «با اهمیت متوسط»

این گروه ساختمان‌ها شامل کلیه ساختمان‌های مشمول این آیین‌نامه، بجز ساختمان‌های عنوان شده در سه گروه دیگر می‌باشند، مانند ساختمان‌های مسکونی و اداری و تجاری، هتل‌ها، پارکینگ‌های چندطبقه، انبارها، کارگاه‌ها، ساختمان‌های صنعتی

گروه ۴- ساختمان‌های «با اهمیت کم»

این گروه شامل دو دسته زیراست:

الف- ساختمان‌هایی که خسارت نسبتاً کمی از خرابی آنها حادث می‌شود و احتمال بروز تلفات جانی انسانی در آنها بسیار کم است، مانند انبارهای کشاورزی و سالن‌های نگهداری دام.

ب- ساختمان‌های موقتی که مدت بهره‌برداری از آنها کمتر از ۲ سال است.

۳-۵ ضریب رفتار ساختمان، R_u

۳-۵-۱ ضریب رفتار ساختمان در برگیرنده خصوصیاتمانند شکل‌پذیری، نامعینی و اضافه مقاومت موجود در سازه ساختمان است. این ضریب با توجه به نوع سیستم باربر ساختمان و تمهیداتی که برای شکل‌پذیرکردن آن به‌کاربرده شده است، با رعایت محدودیت‌های بندهای (۳-۵-۲) تا (۳-۵-۷)، از جدول (۳-۴) تعیین می‌گردد. توجه شود که مقدار R_u نیروی برشی در رابطه (۳-۲) را در حد مقاومت به‌دست می‌دهد. H_m : حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان است که با سیستم باربر عنوان‌شده ساخته می‌شود. این ارتفاع از تراز پایه تعیین می‌گردد.

C_d : ضریب بزرگنمایی تغییر مکان جانبی سازه به علت رفتار غیرخطی آن است. به بند (۳-۵) مراجعه شود.

Ω_0 : ضریب اضافه مقاومت سازه است که برای تعیین زلزله تشدید یافته مورد استفاده قرار می‌گیرد. به بند (۳-۱۰) مراجعه شود.

جدول ۳-۴ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u ، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

H_m (متر)	C_d	Ω_0	R_u	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	سیستم سازه
۵۰	۵	۲/۵	۵	۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	الف- سیستم دیوارهای باربر
۵۰	۴	۲/۵	۴	۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	
-	۳/۵	۲/۵	۳/۵	۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی [۱]	
۱۵	۳	۲/۵	۳	۴- دیوارهای برشی یا مصالح بنایی مسلح	
۱۵	۳/۵	۲	۴	۵- دیوارهای متشکل از قابهای سبک فولادی سرد نورد و مهارهای تسمه‌ای فولادی	
۱۵	۴	۳	۵/۵	۶- دیوارهای متشکل از قابهای سبک فولادی سرد نورد و صفحات پوششی فولادی	
۱۰	۳	۲	۳	۷- دیوارهای بتن پاششی سبب‌مدی	
۵۰	۵	۲/۵	۶	۱- دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه [۲]	ب- سیستم قاب ساختمانی
۳۵	۴	۲/۵	۵	۲- دیوارهای برشی بتن آرمه متوسط	
-	۳	۲/۵	۴	۳- دیوارهای برشی بتن آرمه معمولی [۱]	
۱۵	۲/۵	۲/۵	۳	۴- دیوارهای برشی یا مصالح بنایی مسلح	
۵۰	۴	۲	۷	۵- مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]	
۵۰	۵	۲/۵	۷	۶- مهاربندی گمانش تاب	
۱۵	۳/۵	۲	۳/۵	۷- مهاربندی همگرای معمولی فولادی	
۵۰	۵	۲	۵/۵	۸- مهاربندی همگرای ویژه فولادی [۲]	
۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۱- قاب خمشی بتن آرمه ویژه [۴]	پ- سیستم قاب خمشی
۳۵	۴/۵	۳	۵	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط [۴]	
-	۲/۵	۳	۳	۳- قاب خمشی بتن آرمه معمولی [۴] و [۱]	
۲۰۰	۵/۵	۳	۷/۵	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	
۵۰	۴	۳	۵	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	
-	۳	۳	۲/۵	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]	
۲۰۰	۵/۵	۲/۵	۷/۵	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی) + دیوارهای برشی بتن آرمه ویژه	ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی
۷۰	۵	۲/۵	۶/۵	۲- قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه ویژه	
۵۰	۴/۵	۲/۵	۶	۳- قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط	
۵۰	۴/۵	۲/۵	۶	۴- قاب خمشی فولادی متوسط + دیوار برشی بتن آرمه متوسط	

یادداشت‌های مربوط به جدول (۳-۴)

[۱] استفاده از این سیستم برای ساختمان‌های «با اهمیت خیلی زیاد و زیاد» در تمام مناطق لرزه‌خیزی و برای ساختمان‌های «با اهمیت متوسط» در مناطق لرزه‌خیزی ۱ و ۲ مجاز نیست. ارتفاع حداکثر این سیستم برای ساختمان‌های «با اهمیت متوسط» در مناطق لرزه‌خیزی ۳ و ۴ به ۱۵ متر محدود می‌گردد.

[۲] ارتفاع مجاز در سیستم قاب ساختمانی با دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه، با مهاربندهای واگرای ویژه یا با مهاربندهای همگرای ویژه، در صورتی که شرایط زیر موجود باشد، می‌تواند از ۵۰ متر به ۷۵ متر افزایش یابد:

الف- زمین ساختگاه از نوع I، II یا III جدول (۲-۴) باشد.

ب- ساختمان دارای نامنظمی در پلان از نوع شدید پیچشی نباشد.

پ- ساختمان در هر امتداد اصلی دارای سیستم مقاوم جانبی در دو طرف مرکز جرم باشد.

[۳] در سیستم‌های قاب ساختمانی با مهاربندی‌های واگرای ویژه فولادی، چنانچه در تیرهای پیوند رفتار برشی حاکم باشد، ضریب رفتار برابر با ۷ و چنانچه رفتار خمشی حاکم باشد، این ضریب باید برابر ۶ در نظر گرفته شود.

[۴] در این جدول قاب‌های خمشی بتن‌آرمه با شکل‌پذیری کم، متوسط و زیاد عنوان شده در آیین‌نامه بتن ایران "آبا" با عناوین معمولی، متوسط و ویژه معرفی شده‌اند. ضمناً در این سازه‌ها فاصله خاموت‌ها از یکدیگر در ناحیه ویژه دو انتهای ستون‌ها، مطابق تعریف آبا، نباید بیش از ۱۵ سانتی‌متر در نظر گرفته شود.

۳-۳-۵-۲ ساخت ساختمان‌های با ارتفاع بیش از H_m در جدول (۳-۴) در کلیه مناطق کشور مجاز نیست. برای ساختمان‌های خاص که در آنها ارتفاعی بیشتر از این حدود مدنظر باشد، تأیید کمیته اجرایی این آیین‌نامه الزامی است.

۳-۳-۵-۳ در مناطق با خطر نسبی خیلی زیاد برای ساختمان‌های با اهمیت «خیلی زیاد» فقط باید از سیستم‌هایی که عنوان «ویژه» دارند، استفاده شود.

۳-۳-۵-۴ در ساختمان‌های با بیشتر از ۱۵ طبقه و یا بلندتر از ۵۰ متر، استفاده از سیستم قاب خمشی ویژه و یا سیستم دوگانه الزامی است. در این ساختمان‌ها نمی‌توان برای مقابله با تمام نیروی جانبی زلزله منحصرأ به دیوارهای برشی و یا قاب‌های مهاربندی شده اکتفا نمود.

۳-۳-۳ زمان تناوب اصلی نوسان، T

۱-۳-۳-۳ ساختمان‌های متعارف

ساختمان‌های متعارف به ساختمان‌هایی اطلاق می‌شود که توزیع جرم و سختی در ارتفاع آنها عمدتاً به صورت متناسب تغییر کند. در این ساختمان‌ها زمان تناوب اصلی نوسان را می‌توان از روابط تجربی زیر به دست آورد.

الف- برای ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

۱- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نمایند:

- در قاب‌های فولادی

$$T = 0.08H^{0.75}$$

(۳-۳)

- در قاب‌های بتن‌آرمه

$$T = 0.05H^{0.9}$$

(۴-۳)

۲- در مواردی که جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب‌ها ایجاد نمایند:

مقدار T باید برابر با ۸۰ درصد مقادیر عنوان شده در بالا در نظر گرفته شود.

ب- برای ساختمان‌های با سیستم مهاربندی واگرا، مشابه قاب‌های فولادی، از رابطه (۳-۳)

پ- برای ساختمان‌های با سایر سیستم‌های مندرج در جدول (۵-۳)، به غیر از سیستم

کنسولی، با یا بدون وجود جداگرهای میانقابی:

$$T = 0.05H^{0.75}$$

(۵-۳)

در روابط بالا H ارتفاع ساختمان از تراز پایه است و در محاسبه آن ارتفاع خرپشته، در صورتی که وزن آن بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، باید منظور گردد. در بام‌های شیب‌دار، H متوسط ارتفاع بام از تراز پایه است.

تبصره- در این ساختمان‌ها، در کلیه موارد، می‌توان زمان تناوب اصلی نوسان را با استفاده از تحلیل دینامیکی تعیین و در محاسبات نیروها منظور نمود، ولی مقدار آن در هر حالت نباید از ۱/۲۵ برابر مقادیر به دست آورده شده از روابط تجربی بالا بیشتر در نظر گرفته شود.

میانقابها :

به قابهای ساختمانی که میان آنها با دیوارهای بنایی پر می شوند . قاب میانپُر گفته می شود و به رفتار مرکب قاب و دیوار بین آن اثر میانقاب گفته می شود . مصالحی که در میان این قاب پر می شوند ممکن است از هر جنسی باشد نظیر آجر فشاری ، آجر گری و یا بلوک های سیمانی توپر و ...

هنگامیکه داخل قاب با دیوار پر شود خواص دینامیکی نظیر سختی ، مقاومت و همچنین شکل پذیری و ... در یک سازه نسبت به صرفنظر از میانقاب تغییر می کند.

در سالهای گذشته در ایران مشاهده شده است که بیشتر خرابی های زلزله متمرکز بر اثر میانقابی بوده است .

هم اکنون در ساختمان های امروزی به اثر میانقاب بدون در نظرگیری رفتار لرزه ای در طراحی و لزوماً دتایل اجرایی مناسب برای تفکیک آن توجه ای نمی شود و دیوارهای سازه ای از جمله دیوارهای داخلی و خارجی بدون هیچگونه تمهیداتی اجرا می شوند.

***دیواری که اثر میانقابی آن می تواند مورد بررسی قرار گیرد باید شرایط زیر را داشته باشد:**

به تیرهای فوقانی و تحتانی به طور کامل بچسبد.

از مصالح پر مقاومت مانند آجر فشاری یا دیوار های پیش ساخته یا Dry wall با شاتکریت بتن باشد.

دیوارها در مقابل نیروهای خارج از صفحه برای مقابله با پرتاب خارج از صفحه به هنگام وقوع زلزله مهار کافی داشته باشند.

قفل و بست بین واحدهای تشکیل دهنده دیوار (آجر فشاری - آجر موقوف - آجر ماسه آهکی و ...) به نحو مناسبی باشد که امکان لغزش بین لایه‌ها افقی و عمودی دیوار بسیار محدود باشد (مقاومت برشی ملات بین رجهای مختلف دیوار بالا باشد و واحدهای آجری بصورتی روی هم چیده شوند که درزهای قائم روی هم قرار نگیرند).

ضریب اصطکاک بین ملات و واحدهای تشکیل دهنده دیوار (اجر) در حدی باشد که امکان لغزش بین ملات و آجر وجود نداشته باشد (بخصوص برای آجرهای ماسه آهکی با سطح صیقلی)

تمامی D-Wall 3 هائی که بصورت مشبندی و بتن پاشی دورویه یا حتی تک رویه می‌باشند و به ستونهای کناری و تیرهای فوقانی و تحتانی متصل شده‌اند دارای اثرات میانقابى قابل ملاحظه‌ای می‌باشند و نمی‌توان از این اثرات صرفنظر نمود.

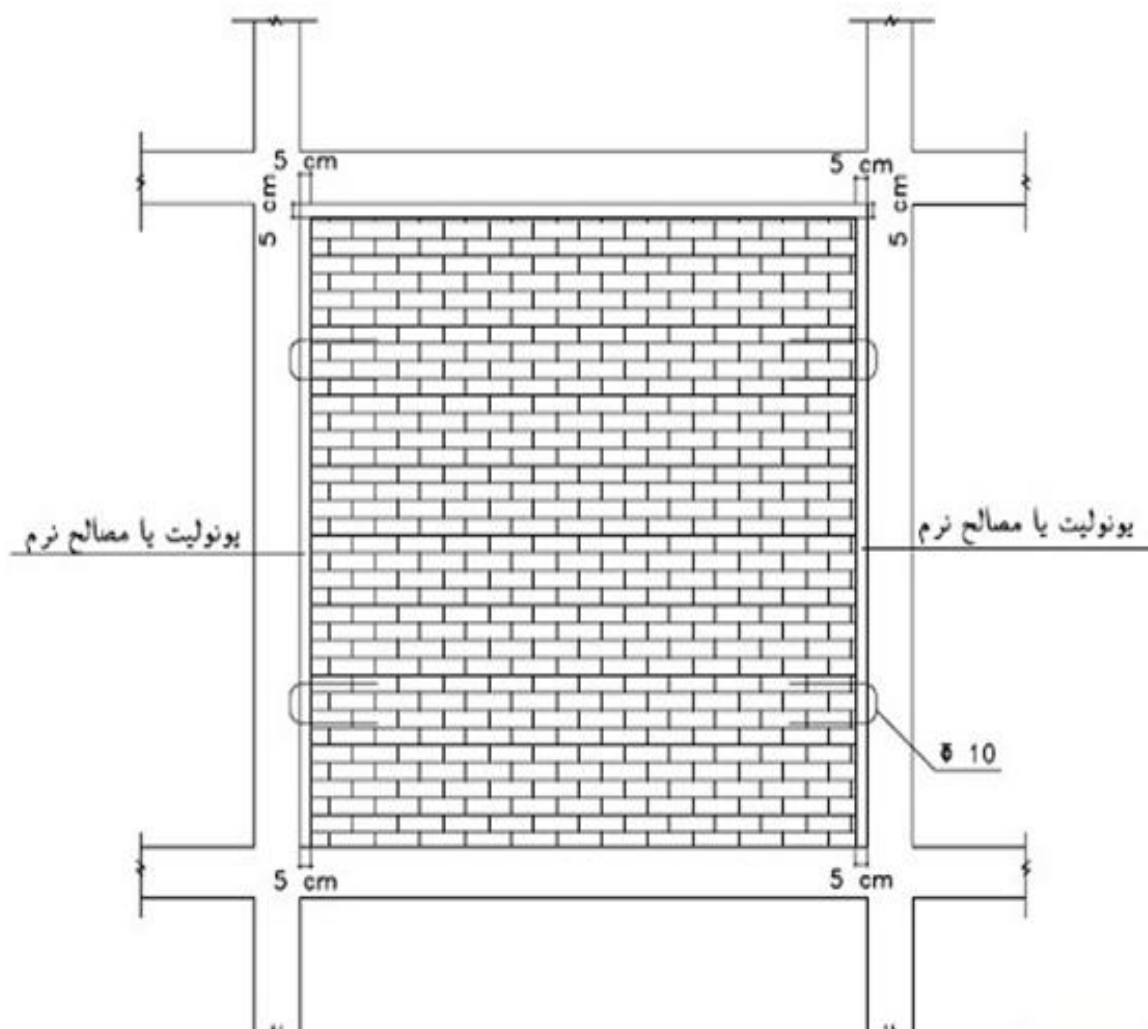
واحدهای بنائی ضعیف و سست مانند بلوک سفالی و بلوک‌های پوکه سیمانی که جزو مصالح ترد و شکننده محسوب می‌شوند حتی در صورت قفل و بست کامل به المانهای مرزی سازه (ستونها و تیرها) اثرات میانقابى بسیار ناچیزی داشته و قابل صرفنظر هستند.

***تأثیر میانقاب بر رفتار سازه :**

اگر چه خود میانقاب بر سختی و مقاومت سازه می افزایند ، اما به طور همزمان از نرمی قاب می کاهند . در نتیجه بر رفتار سازه تحت بارهای متناوب نظیر زلزله تأثیر منفی خواهند داشت . اندرکنش این دو خیلی پر اهمیت است در نتیجه نه تنها به مقاومت لرزه ای سازه کمکی نم یکنند بلکه بیشتر نقش تخریبی را خواهد داشت .

میانقاب ها رفتار خمشی ستون ها را به حالت برشی تبدیل می کنند (انتقال برش از میانقاب به قاب) در نتیجه تعداد زیادی از ستون ها از لحاظ برشی جابگو نخواهند بود با توجه به زیاد بودن وزن میانقاب ها ، معمولاً به همان میزان باعث افزایش نیروی زلزله می شوند در نتیجه اگر در باربری لرزه ای نقشی نداشته باشند سازه را در مقابل زلزله تضعیف می نمایند . در سازه های با سیستم باربر جانبی قاب خمشی برای آنکه جداگرهای میانقاب مانعی برای حرکت قابها ایجاد نکنند، جزئیات مناسب در نقشه های سازه ارائه شود.

شکل کلی زیر به عنوان راهنما ارائه می شود.



مورد دیگر خارج از تفکیک سازی اثر میانقاب ، مهار مناسب دیوار به اسکلت سازه می باشد.

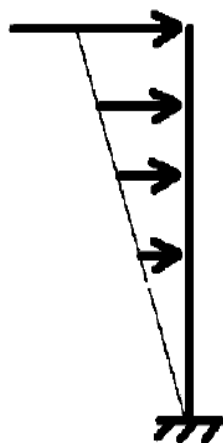


۳-۱-۳-۲ تراز پایه

تراز پایه، بنا به تعریف، به ترازى در ساختمان اطلاق می‌شود که در هنگام زلزله از آن تراز به پایین اختلاف حرکتی بین ساختمان و زمین وجود نداشته باشند. تراز پایه برای طراحی ساختمان‌ها به صورت زیر در نظر گرفته می‌شود:

- ۱- برای ساختمان‌های بدون زیرزمین یا ساختمان‌های دارای زیرزمینی که دیوارهای نگهبان آن به سازه متصل نباشند، تراز پایه باید در سطح بالای شالوده در نظر گرفته شود.
- ۲- برای ساختمان‌های دارای زیرزمینی که دیوارهای نگهبان آن به سازه متصل باشند و فضای بین خاکبرداری و دیوار نگهبان زیرزمین با خاک متراکم پر شده باشد، تراز پایه می‌تواند در نزدیک‌ترین سقف زیرزمین به زمین طبیعی اطراف در نظر گرفته شود، منوط بر آنکه اولاً خاک طبیعی موجود در اطراف ساختمان متراکم باشد و ثانیاً دیوارهای نگهبان زیرزمین بتن‌آرمه بوده و آخرین سقف زیرزمین نیز دارای صلبیت کافی باشد. در این راستا می‌توان از صلبیت تیرها و یا مجموعه تیر و دال سقف‌ها برای افزایش صلبیت سقف استفاده نمود.

- نیروی شلاقی حذف شده است و به جای آن توزیع بار در ارتفاع سازه غیر خطی شده است:



ویرایش ۳

۹-۳-۲ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

نیروی برشی پایه V ، که طبق بند ۱-۳-۲ محاسبه شده است، مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می‌گردد:

$$F_i = (V - F_t) \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad (9-2)$$

در این رابطه:

F_i : نیروی جانبی در تراز طبقه i

W_i : وزن طبقه i شامل وزن سقف و قسمتی از سربار آن مطابق جدول (۱) و نصف وزن دیوارها و ستون‌هایی که در بالا و پایین سقف قرار گرفته‌اند.

h_i : ارتفاع تراز i ، ارتفاع سقف طبقه i ، از تراز پایه

n : تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

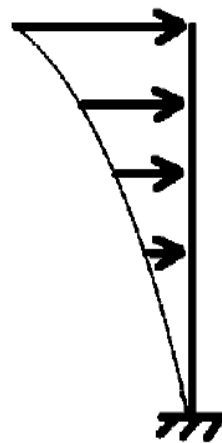
F_t : نیروی جانبی اضافی در تراز سقف طبقه n که به وسیله رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$F_t = 0.07 TV \quad (10-2)$$

نیروی F_t نباید بیشتر از $0.25 V$ در نظر گرفته شود و چنانچه T برابر یا کوچکتر از 0.7

ثانیه باشد، می‌توان آن را برابر با صفر اختیار نمود.

تبصره: در صورتی که ساختمان دارای خریشته با وزن کمتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، نیروی F_t در تراز بام اعمال خواهد شد و در غیر این صورت، نیروی F_t در تراز سقف خریشته اثر داده می‌شود.



ویرایش ۴

۹-۳-۳ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع ساختمان

نیروی برشی پایه V_u ، که طبق بند (۱-۳-۳) محاسبه شده است، مطابق رابطه زیر در ارتفاع ساختمان توزیع می‌گردد:

$$F_{ui} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_u \quad (9-3)$$

در این رابطه:

F_{ui} : نیروی جانبی در تراز طبقه i

W_i : وزن طبقه i شامل وزن سقف و قسمتی از سربار آن مطابق جدول (۱-۳) و نصف وزن دیوارها و ستون‌هایی که در بالا و پایین سقف قرار گرفته‌اند.

h_i : ارتفاع تراز سقف طبقه i از تراز پایه

n : تعداد طبقات ساختمان از تراز پایه به بالا

k : ضریبی است که با توجه به زمان تناوب نوسان اصلی سازه T از رابطه زیر به دست آورده می‌شود:

$$K = 0.5T + 0.75 \quad 0.5 \leq T \leq 2.5 \text{ Sec} \quad (7-3)$$

مقدار K برای مقادیر T کوچکتر از 0.5 ثانیه و بزرگتر از 2.5 ثانیه باید به ترتیب برابر با $1/10$ و $2/10$ در نظر گرفته شود.

تبصره: در صورتی که وزن خریشته ساختمان بیشتر از ۲۵ درصد وزن بام باشد، باید به عنوان یک طبقه مستقل محسوب شود. در غیر این صورت خریشته به عنوان بخشی از بام در نظر گرفته می‌شود.

- ضریب K بر اساس رابطه ۷-۳ محاسبه می‌شود که بستگی به دوره تناوب سازه دارد.

محاسبه ضریب برش پایه:

ارتفاع تراز پایه از روی دیوار حایل $H = ۱۸/۸$

$$T_x = ۱/۲۵ \times (۱۸/۸)^{۰/۷۵} \times ۰/۰۵ \longrightarrow T_x = ۰/۵۶۴s$$

خاک نوع دو $T_s = ۰/۱ \quad T_s = ۰/۵ \quad S = ۱/۵ \quad S_s = ۱$

$$T > T_s \longrightarrow B = (S+۱)(\frac{T_s}{T}) \longrightarrow B = (۲/۵)(\frac{۰/۵}{۰/۵۶۴}) \longrightarrow B = ۲/۲۱۶۳۱$$

$$T_s < T < ۴sec \longrightarrow N = \frac{۰/۷}{۴-T_s}(T-T_s)+۱ \longrightarrow N = ۱/۰۱۲۸$$

$$B = B.N \longrightarrow B = ۲/۲۱۶۳۱ \times ۱/۰۱۲۸ \longrightarrow B = ۲/۲۴۴۶۷$$

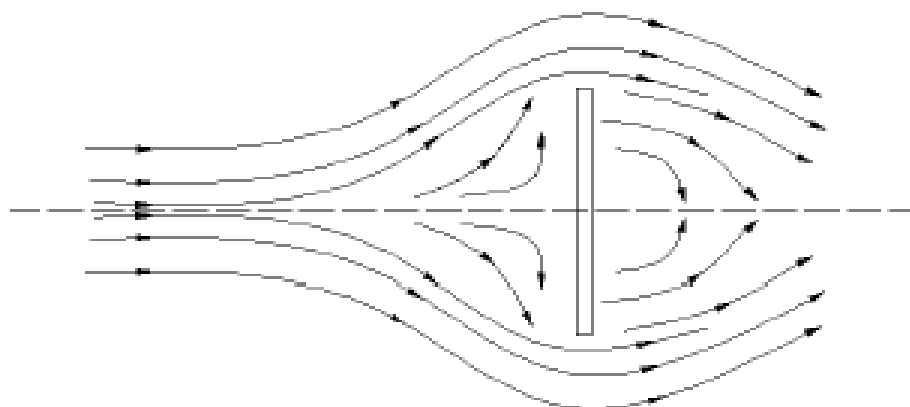
$$C_x = C_y = \frac{ABI}{R} \longrightarrow C_x = \frac{۰/۳ \times ۲/۲۴۴۶۷ \times ۱}{۷/۵} = ۰/۰۸۹۷$$

$$۰/۵ < T < ۲/۵sec \longrightarrow K = ۰/۵ + ۰/۷۵ \longrightarrow K = ۱/۰۳۲$$

بار باد

عملکرد باد بر سازه:

تفاوت اثر تیروی باد و تیروی زلزله از نظر کیفی، همان نحوه وارد شدن و اثر آن‌ها بر سازه می‌باشد. زلزله در سازه ایجاد شتاب می‌کند که طبق رابطه $F = ma$ این شتاب به تیرو تبدیل می‌شود. در واقع زلزله در تمام اجزا و ذرات سازه تیرو وارد می‌کند، در صورتی که تیروی باد یک عامل خارجی است و هر ماتی که در جلوی آن باشد تحت تأثیر آن قرار می‌گیرد و بدین تیرو وارد می‌کند.



برای تعیین اثر ناشی از باد، در طراحی بایستی اثر باد در دو امتداد عمود برهم (معمولا محورهای اصلی ساختمان) و به طور غیر همزمان بررسی شود. لازم به توضیح است که در طراحی اعضای سازه اثرات بار باد و بار زلزله به طور جداگانه بررسی می‌شوند و هر کدام بیشترین اثر را در سازه داشته باشد تعیین کننده می‌باشد و هیچگاه به طور همزمان به سازه اثر داده نمی‌شود زیرا احتمال رخ دادن زلزله و وزیدن باد شدید به طور همزمان بسیار اندک می‌باشد.

تیروی جانبی باد: (بند ۶-۶-۴ مبحث ششم)

برخورد جریان هوا به ماته و گذشتن جریان از اطراف ماته باعث می‌شود که در وجوه رو به باد تیروی فشاری و در سایر وجوه تیروی فشاری منفی (مکش) ایجاد شود. با معلوم بودن فشار یا مکش ایجاد شده توسط باد و سطوح ساختمان که فشار یا مکش مورد نظر بر آن وارد می‌شود، تیروی حاصل از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$F = A \cdot p$$

P: فشار یا مکش ناشی از باد است که براساس ضوابط بند ۶-۶-۵ مبحث ششم (فشار یا مکش ناشی از باد) محاسبه می‌شود.

A: مساحت سطحی از ساختمان است که فشار یا مکش P بر آن وارد می‌شود.

۶-۱۰-۲ فشار ناشی از باد بر ساختمان‌ها و سازه‌ها

فشار خارجی یا مکش تحت باد بر روی جز یا کل سطح یک ساختمان باید با استفاده از رابطه ذیل بدست آید.

$$p = I_w q C_e C_g C_p \quad (۶-۱۰-۱)$$

در این رابطه:

p = فشار خارجی که به صورت استاتیکی در جهت عمود بر سطح چه در حالت فشار وارد بر سطح یا مکش به سمت خارج از سطح، عمل می‌کند.

I_w = ضریب اهمیت برای بار باد طبق جدول ۶-۱۰-۲

q = فشار مبنای باد بخش ۶-۱۰-۳ و جدول ۶-۱۰-۲

C_e = ضریب بادگیری طبق بند ۶-۱۰-۱

C_g = ضریب اثر جهشی باد طبق بند ۶-۱۰-۴

C_p = ضریب فشار خارجی که بر مساحت وجه مورد نظر میانگین‌گیری شده باشد.

بار خالص باد برای کل ساختمان از جمع جبری بارهای وارده بر سطوح رو و پشت به باد (فشار یا مکش) بدست می‌آید. در برخی موارد این بار را می‌توان از جمع حاصلضرب فشار یا مکش در مساحت سطوح که فشار یا مکش میانگین‌گیری شده باشد، محاسبه شود.

فشار خالص ناشی از باد بر یک جزء یا تمام سطح یک ساختمان از جمع جبری فشار و مکش بدست می‌آید. فشار یا مکش داخلی در اثر باد از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$p_i = I_w q C_e C_{gi} C_{pi} \quad (۶-۱۰-۲)$$

در این رابطه:

p_i = فشار داخلی که بصورت استاتیکی در جهت عمود بر سطح، به شکل فشار وارد بر سطح یا مکش به سمت خارج از سطح عمل می‌کند.

I_W = ضریب اهمیت برای بار باد طبق جدول ۶-۱-۲

C_e = ضریب بادگیری طبق بند ۶-۱۰-۱

C_{gi} = ضریب اثر جهشی باد داخلی که طبق بند ۶-۱۰-۴ بیان شده است.

C_{pi} = ضریب فشار داخلی

۶-۱۰-۵ ارتفاع مبنا

برای محاسبه فشار خارجی با استفاده از هر دو روش استاتیکی و دینامیکی، ارتفاع مبنا، h ، برای محاسبه C_e به صورت زیر تعریف می‌شود:

(الف) برای ساختمان‌های کوتاه مرتبه، همان‌گونه که در بند ۶-۱۰-۵ تعریف خواهد شد، h ارتفاع متوسط بام یا ۶ متر، هر کدام که بزرگتر باشد. ارتفاع پیش آمدگی لبه بام اگر شیب بام کمتر از 7° باشد، ممکن است جایگزین ارتفاع متوسط شود.

(ب) برای ساختمان‌های بلندتر،

h برای وجه رو به باد، ارتفاع واقعی آن نقطه در بالای زمین است،

h برای وجه پشت به باد، نصف ارتفاع ساختمان، و

h برای بام و دیوارهای جانبی، ارتفاع ساختمان است.

(ج) برای هر المان سازه‌ای از ساختمان، h ارتفاع المان در بالای زمین است.

برای محاسبه فشار داخلی، ارتفاع h در رابطه مربوط به C_e به اندازه نصف ارتفاع ساختمان تعریف می‌شود، زمانی که یک بازشوی بزرگ وجود دارد؛ h باید ارتفاع بازشو از سطح زمین در نظر گرفته شود.

۶-۱۰-۳ فشار مبنای باد

فشار مبنای باد بنا به تعریف، فشاری است که باد با سرعتی برابر با سرعت مبنای باد بر سطحی عمود بر جهش وزش باد اعمال می‌کند. مقدار این فشار برابر با $0.613V^2$ بر حسب کیلونیوتن بر مترمربع و V سرعت مبنای باد به کیلومتر بر ساعت است.

جدول ۶-۱۰-۲ سرعت و فشار مبنای باد

ردیف	نام ایستگاه	سرعت مبنای باد (V) کیلومتر بر ساعت	فشار مبنا (q) کیلو نیوتن بر مترمربع
۴۹	کاشان	۱۰۰	۰.۶۱۳
۵۰	کرمان	۱۳۰	۱.۰۳۶
۵۱	کرمانشاه	۹۰	۰.۴۹۶
۵۲	گرگان	۸۰	۰.۳۹۲

ضریب بادگیری C_e تغییرات سرعت باد با ارتفاع و نیز اثرات ناشی از تغییر در زمین اطراف و توپوگرافی را نشان می‌دهد. این ضریب براساس توزیع سرعت باد در ارتفاع روی دو نوع زمین اطراف، باز و یا پرتراکم، بشرح ذیل تعیین می‌شود:

الف) برای زمین باز، $C_e = \left(\frac{h}{10}\right)^{1/2}$ ، و حداقل برابر ۰.۹ در نظر گرفته می‌شود. زمین باز زمینی است

که در آن ساختمان‌ها، درختان و موانع دیگر بصورت پراکنده بوده و یا به دریاچه، دریا و یا کنار ساحل باز، اطلاق می‌شود. h ارتفاع مبنا از روی سطح زمین طبق بخش ۶-۱۰-۵ در نظر گرفته می‌شود. فرض می‌شود C_e از قانون نمائی با ضریب ۰.۲ که معادل ضریب ۰.۱ برای سرعت‌های باد جهشی است، پیروی می‌کند. باد جهشی بادی است که حدوداً ۳ تا ۵ ثانیه ادامه دارد و نمایانگر حجمی از باد است که بر روی کل سازه اثر می‌کند.

ب) برای زمین پرتراکم، $C_e = 0.7 \left(\frac{h}{12}\right)^{1/2}$ و حداقل برابر ۰.۷ در نظر گرفته می‌شود. زمین پرتراکم به

زمین حومه شهری، شهری، جنگل پرتراکم که تا یک کیلومتر و یا ۲۰ برابر ارتفاع ساختمان در

بالا دست، هر کدام بیشتر باشد، امتداد پیدا کند، اطلاق می‌شود. فرض می‌شود C_e از قانون

نمائی با ضریب ۰.۳ که معادل ضریب ۰.۱۵ برای سرعت‌های باد جهشی است، پیروی می‌کند.

۱ مقادیر میانابایی شده بین دو گروه الف و ب را در مواردی که ناهمواری زمین در کمتر از یک

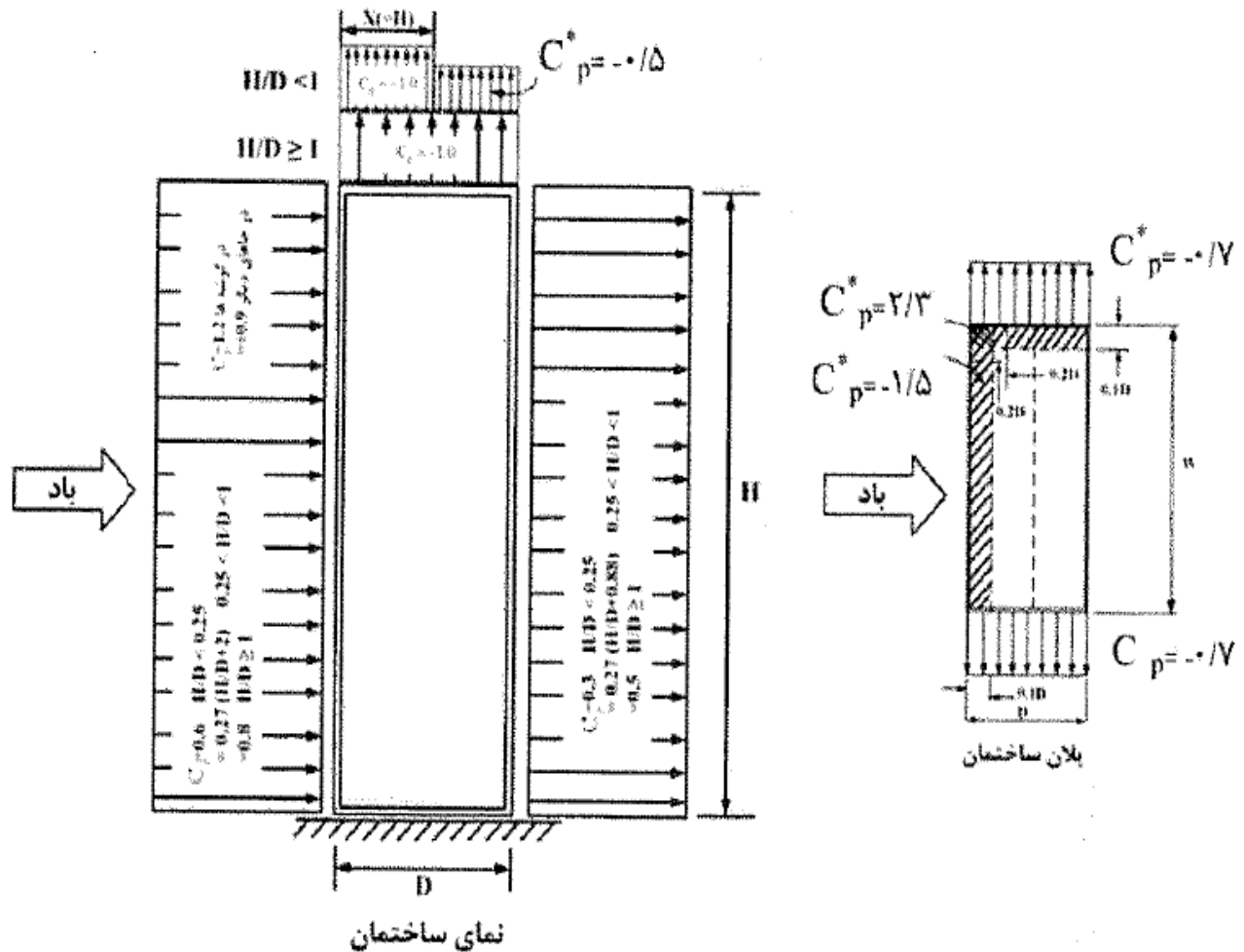
کیلومتر و یا ۲۰ برابر ارتفاع ساختمان، هر کدام بیشتر باشد، تغییر کند، می‌توان استفاده نمود.

۶-۱۰-۴ ضریب اثر جهشی باد، C_g

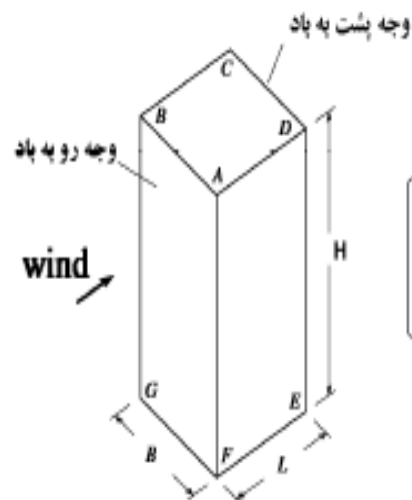
ضریب اثر جهشی باد C_g باید مطابق با یکی از موارد ذیل اختیار شود.

الف: برای کل ساختمان و اعضای اصلی سازه $C_g = ۲/۰$

ب: برای فشار خارجی و مکش در اعضاء کوچک از جمله نما یا پوسته خارجی $C_g = ۲/۵$



شکل ۶-۱۰-۷ ضرایب فشار خارجی C_p و C_p^* برای ساختمانهای با بام تخت

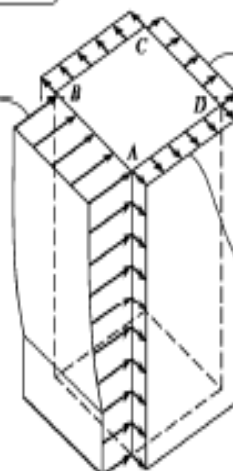


(ب) برای ساختمان‌های بلندتر،
 h برای وجه رو به باد ارتفاع واقعی آن نقطه در بالای زمین است
 h برای وجه پشت به باد نصف ارتفاع ساختمان، و
 h برای بام و دیوارهای جانبی، ارتفاع ساختمان است

زمین باز، $C_e = \left(\frac{h}{10}\right)^{2.7}$ و حداقل برابر ۰.۹
 زمین پرتراکم، $C_e = ۰.۷ \left(\frac{h}{12}\right)^{2.7}$ و حداقل برابر ۰.۷

2 $p = I_w q C_e C_g C_p$

$= 0.8$ for $H/D < 0.25$
 $= 0.27(H/D + 2)$ for $0.25 < H/D < 1$
 $= 0.8$ for $H/D \geq 1$



2 $p = I_w q C_e C_g C_p$

$= -0.3$ for $H/D < 0.25$
 $= -0.27(H/D + 0.88)$ for $0.25 < H/D < 1$
 $= -0.5$ for $H/D \geq 1$

زمین باز، $C_e = \left(\frac{H}{2 \times 10}\right)^{2.7}$ و حداقل برابر ۰.۹
 زمین پرتراکم، $C_e = ۰.۷ \left(\frac{H}{2 \times 12}\right)^{2.7}$ و حداقل برابر ۰.۷

زمین باز، $C_e = \left(\frac{H}{10}\right)^{2.7}$ و حداقل برابر ۰.۹
 زمین پرتراکم، $C_e = ۰.۷ \left(\frac{H}{12}\right)^{2.7}$ و حداقل برابر ۰.۷

محاسبه بار جانبی باد: طبق مبحث ششم ساختمان

$$P = I_w q C_e C_g C_p$$

q: فشار مبنای باد بر حسب KN/m^2 از رابطه روبه رو تعیین می شود $q = 0/0000613 v^2$

V: سرعت مبنای باد بر حسب km/hr که در جدول 6-10-2 ص 103 $q = 0/496 KN/m^2$

شهر کرمانشاه: $V = 90 km/hr$

$$I_w = 1$$

ضریب اهمیت جدول 6-1-2

$$C_e = 0/7 \left(\frac{h}{12}\right)^{0/3} \geq 0/7$$

ضریب بادگیری: مناطق شهری

$$H = 19/6$$

$H = 19/6$ با احتساب جان پناه

جزء ساختمان های بلند تلقی می شود. ساختمان بلند $\frac{H}{B} = \frac{19/6}{12/5} = 1/568 \geq 0/5$

تعیین h: بند 6-10-5 ب $h = 0/5 H \rightarrow h = 0/5 \times 19/6 = 9/8$

(1) دیوارهای سمت باد پناه (پشت به باد، مکش) $h = H \rightarrow h = 19/6$

(2) بام و دیوارهای جانبی $h = Z \rightarrow h = 19/6$

(3) دیوارهای روبه باد

پشت به باد $C_{e1} = 0/7 \left(\frac{9/8}{12}\right)^{0/3} = 0/658 \times 0/7$ *Not Good* $\rightarrow C_{e1} = 0/7$

روبه باد $C_{e2} = 0/7 \left(\frac{19/6}{12}\right)^{0/3} = 0/810 \times 0/7$ *ok* $\rightarrow C_{e3} = 0/810$ *ok*

ضریب اثر جهشی باد: C_g بند 6-10-6 الف \leftarrow (بند الف) $C_g = 2$

ضریب فشار خارجی باد: C_p بند 6-10-5 \leftarrow ساختمان بلند \leftarrow شکل 6-10-7

$$P_1 - 1 = 1 \times 0/496 \times 0/8 \times 2 \times 0/7 = 0/555 \text{ KN/m}^2$$

سمت بادگیر:

$$P_1 - 2 = 1 \times 0/496 \times 0/8 \times 2 \times 0/810 = 0/643 \text{ KN/m}^2$$

$$P_1 = 1 \times 0/496 \times (-0/5) \times 2 \times 0/7 = -0/347 \rightarrow$$

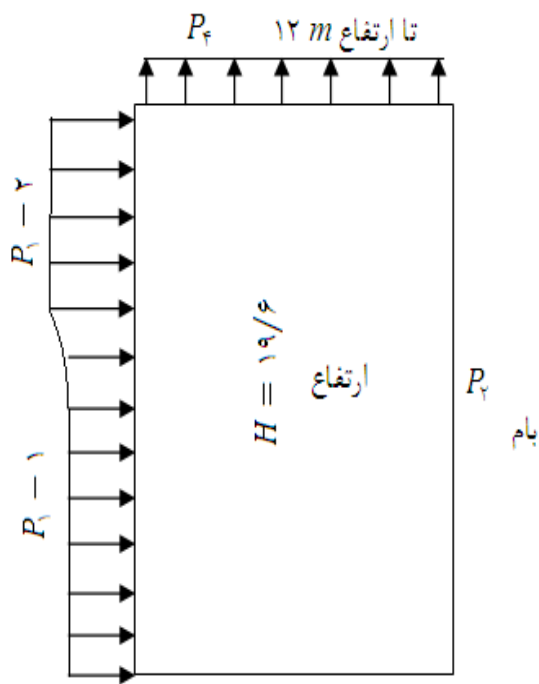
پشت به باد :

$$P_3 = 1 \times 0/496 \times (-0/7) \times 0/810 \times 2 = -0/563 \text{ KN/m}^2$$

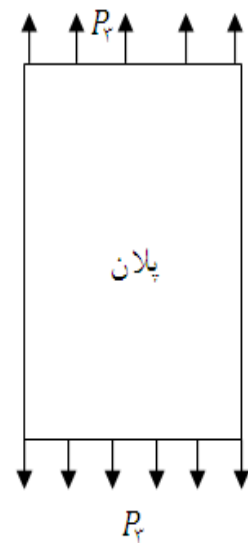
$$P_4 = 1 \times 0/496 \times (-1) \times 2 \times 0/81 = -0/803 \text{ KN/m}^2$$

$$V_{wind} = (12 \times 12/5) \times 0/555 + (19/6 - 12) \times (12/5 \times 0/643) + [(19/6 \times 12/5) \times 0/347] = 229/35 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_{wind} = 22935 \text{ kgf}$$



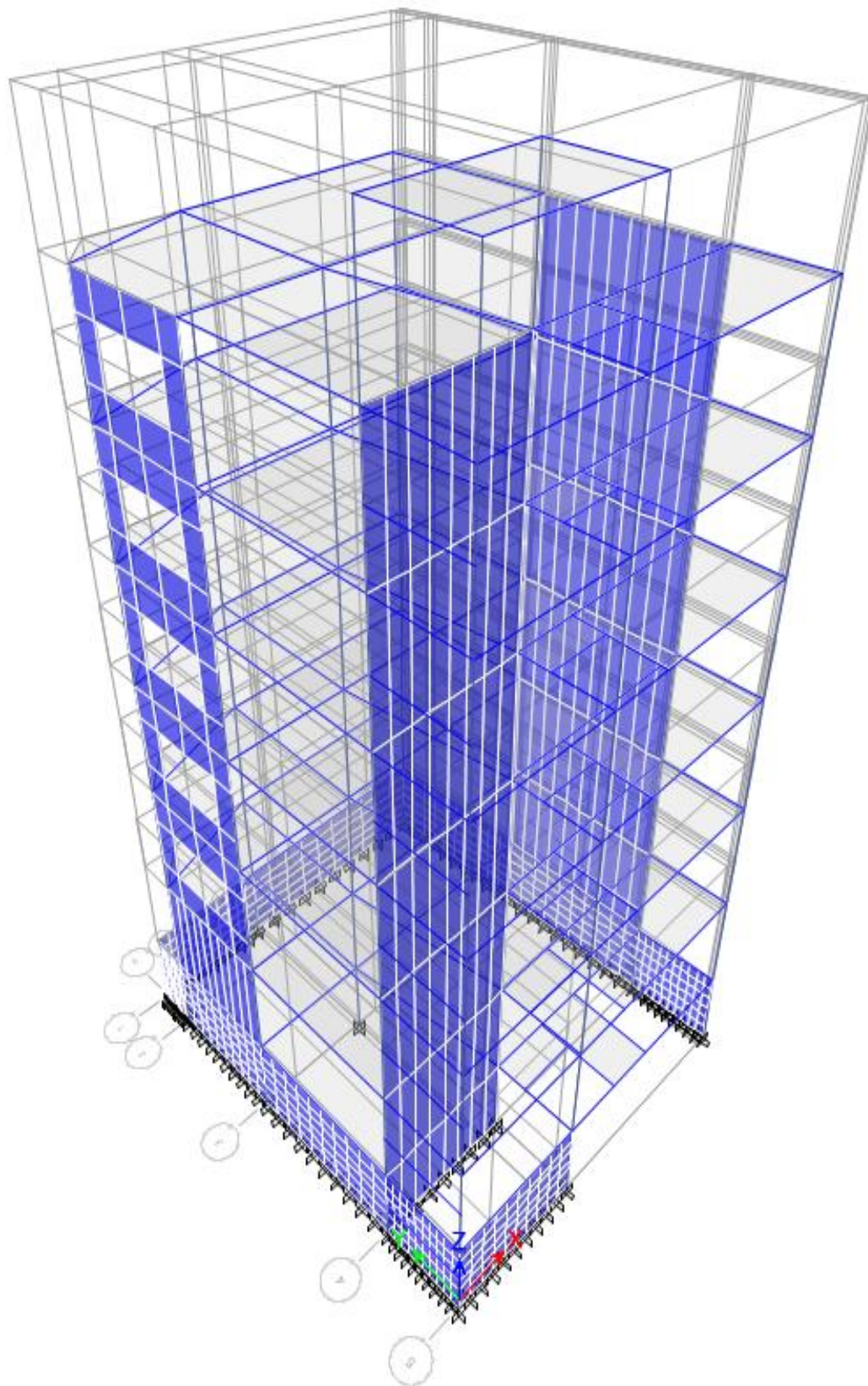
(وجه رو به باد + وجه پشت به باد)



فصل چہارم

معرفہ مشخصات

سازہ بہ نرم افزار



1 Structure Data

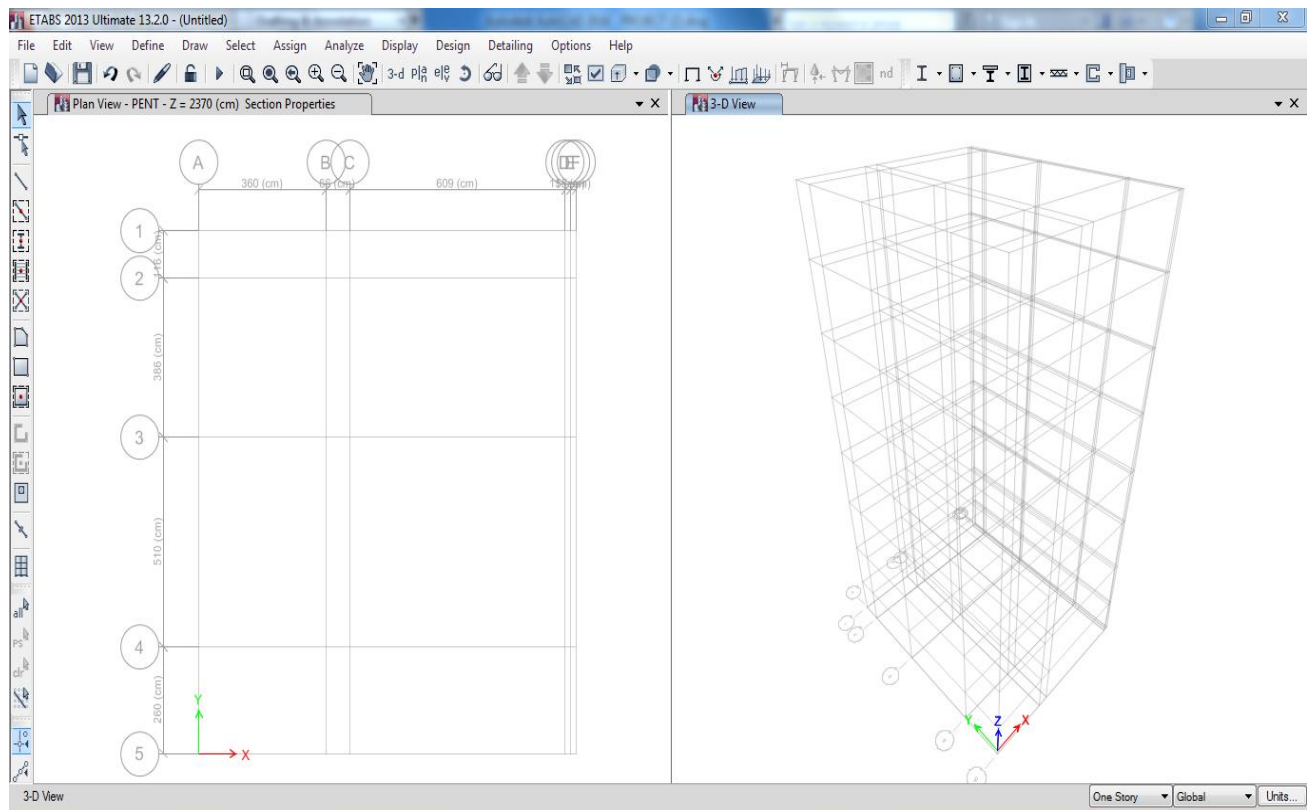
This chapter provides model geometry information, including items such as story levels, point coordinates, and element connectivity.

مشخصات سازه ای طبقات

<i>Name</i>	<i>Height cm</i>	<i>Elevation cm</i>	<i>Master Story</i>	<i>Similar To</i>	<i>Splice Story</i>
PENT	300	2370	No	None	No
ROOF	320	2070	No	None	No
Story4	320	1750	No	Story2	No
Story3	320	1430	No	Story2	No
Story2	320	1110	Yes	None	No
Story1	320	790	No	None	No
Story0-00	280	470	No	None	No
Story-1	220	190	No	None	No
Base	0	-30	No	None	No
PENT	300	2370	No	None	No
ROOF	320	2070	No	None	No
Story4	320	1750	No	Story2	No
Story3	320	1430	No	Story2	No
Story2	320	1110	Yes	None	No
Story1	320	790	No	None	No
Story0-00	280	470	No	None	No
Story-1	220	190	No	None	No
Base	0	-30	No	None	No
PENT	300	2370	No	None	No
ROOF	320	2070	No	None	No
Story4	320	1750	No	Story2	No
Story3	320	1430	No	Story2	No
Story2	320	1110	Yes	None	No
Story1	320	790	No	None	No
Story0-00	280	470	No	None	No
Story-1	220	190	No	None	No
Base	0	-30	No	None	No

Grid Lines

Grid System	Grid Direction	Grid ID	Visible	Bubble Location	Ordinate cm
G1	X	A	Yes	End	0
G1	X	H	Yes	End	106
G1	X	B	Yes	End	360
G1	X	C	Yes	End	426
G1	X	D	Yes	End	1035
G1	X	E	Yes	End	1050
G1	X	F	Yes	End	1065
G1	X	G	Yes	End	1075
G1	Y	5	Yes	Start	0
G1	Y	4	Yes	Start	260
G1	Y	3	Yes	Start	770
G1	Y	2	Yes	Start	1156
G1	Y	1	Yes	Start	1272



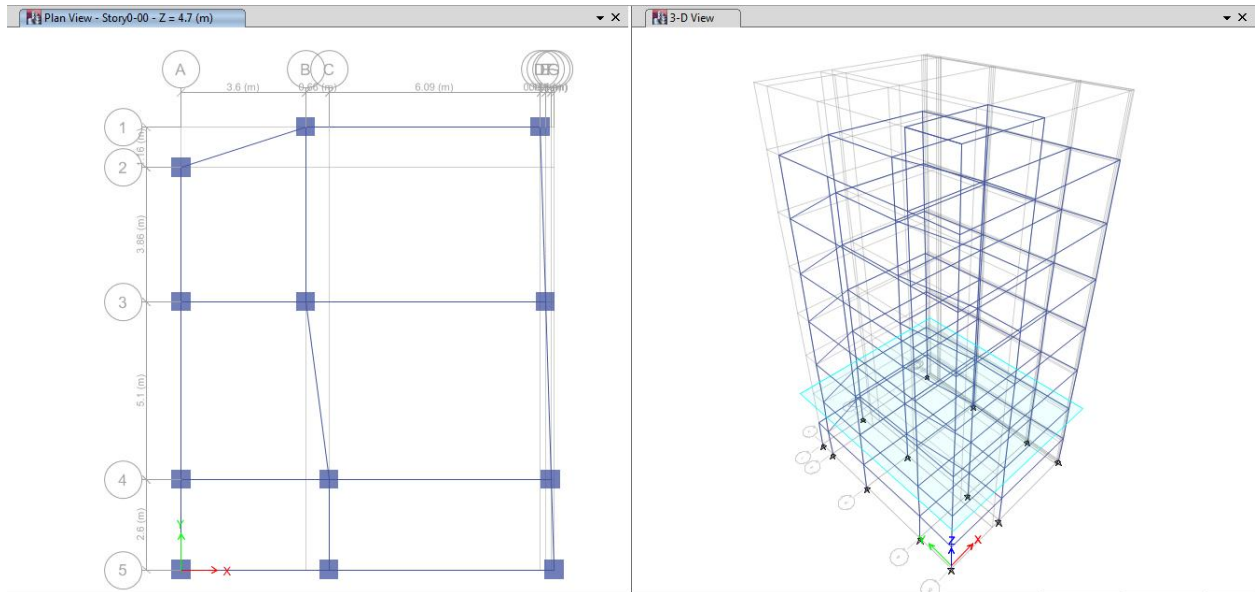
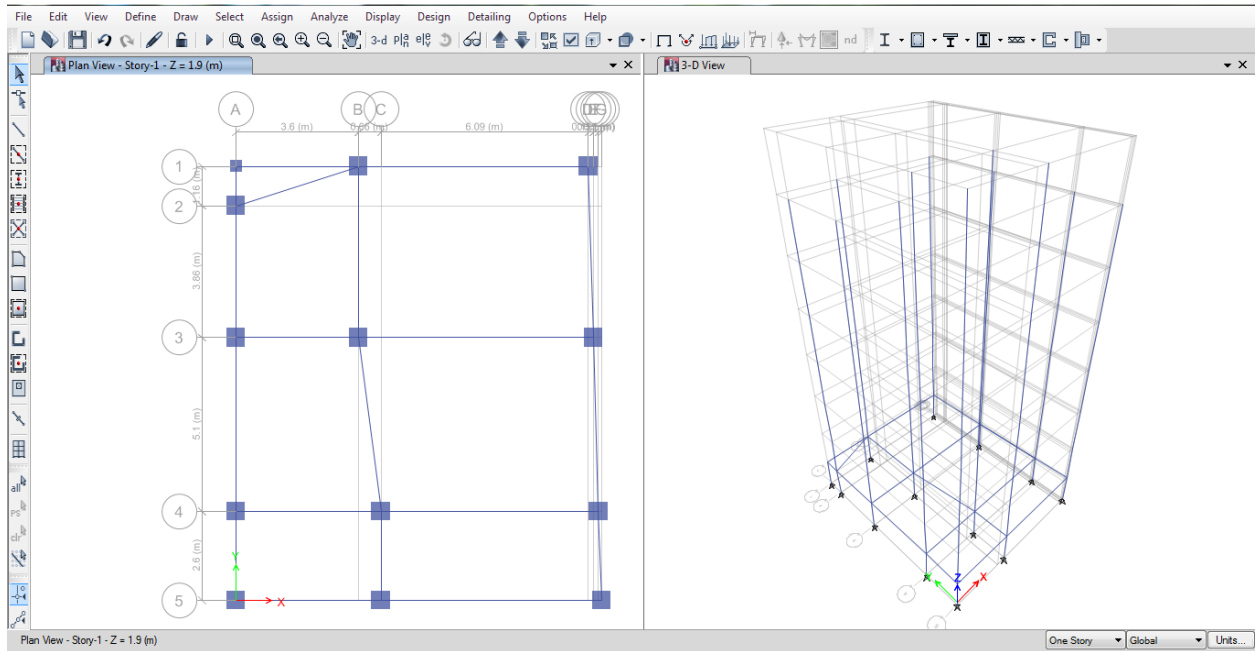
Line Connectivity

Column Connectivity Data

Column	I-End Point	J-End Point	I-End Story
C1	2	2	Below
C2	3	3	Below
C3	4	4	Below
C4	5	5	Below
C5	6	6	Below
C6	7	7	Below
C7	8	8	Below
C8	9	9	Below
C9	10	10	Below
C10	11	11	Below
C11	12	12	Below
C12	13	13	Below

Beam Connectivity Data

Beam	I-End Point	J-End Point	Curve Type
B1	6	2	None
B4	3	4	None
B5	4	5	None
B6	9	5	None
B7	9	3	None
B8	6	9	None
B9	9	10	None
B11	7	6	None
B12	8	7	None
B14	11	13	None
B15	11	10	None
B16	2	3	None
B17	10	12	None
B18	12	13	None
B19	14	12	None
B13	8	11	None
B20	45	46	None
B21	47	48	None
B22	49	50	None
B2	542	601	None
B3	16	17	None
B23	18	19	None
B10	7	10	None



Area Connectivity

مشخصات عناصر سطحی

Floor Connectivity Data					
Floor	Number of Edges	Edge Number	Point 1	Point 2	Curve Type
F3	4	1	6	7	None
		2	7	10	None
		3	10	9	None
		4	9	6	None
F8	4	1	9	5	None
		2	5	4	None
		3	4	3	None
		4	3	9	None
F9	4	1	10	12	None
		2	12	5	None
		3	5	9	None
		4	9	10	None
F16	4	1	6	9	None
		2	9	3	None
		3	3	2	None
		4	2	6	None
F17	3	1	3	28	None
		2	28	2	None
		3	2	3	None
F23	4	1	8	11	None
		2	11	10	None
		3	10	7	None
		4	7	8	None
F5	4	1	48	47	None
		2	47	45	None
		3	45	46	None
		4	46	48	None
F11	4	1	50	48	None
		2	48	10	None
		3	10	49	None
		4	49	50	None
F2	4	1	49	50	None
		2	50	48	None
		3	48	10	None
		4	10	49	None
F1	4	1	12	48	None
		2	48	51	None
		3	51	13	None
		4	13	12	None
F4	4	1	12	48	None
		2	48	47	None
		3	47	13	None
		4	13	12	None
F13	4	1	2	6	None
		2	6	9	None
		3	9	3	None
		4	3	2	None
F14	3	1	3	1	None
		2	1	2	None
		3	2	3	None

2 Properties

This chapter provides property information for materials, frame sections, shell sections, and links.

2.1 Materials

مشخصات مصالح مورد استفاده در سازه

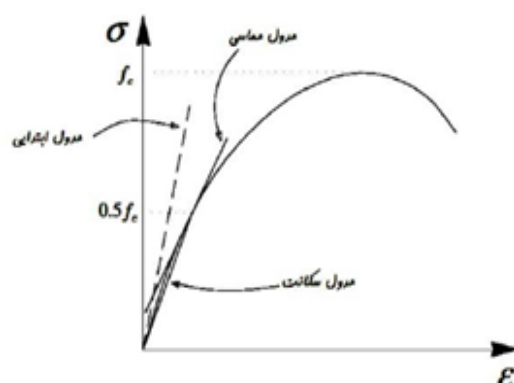
مدول الاستیسته بتن E_c

با توجه به اینکه برخلاف فولاد نمودار تنش - کرنش بتن بصورت خطی نمی‌باشد. بنابراین نمی‌توان مدول الاستیسته مشخص و ثابتی برای آن در نظر گرفت. به همین جهت مدول ابتدایی، مدول مماسی و مدول سکانت استفاده می‌گردد.

- مدول ابتدایی: شیب خط مماس به ابتدای منحنی تنش-کرنش را مدول ابتدایی می‌گویند.

- مدول مماسی: شیب خط مماس به منحنی تنش-کرنش در هر نقطه از منحنی را مدول مماسی می‌گویند.

- مدول سکانت: شیب خط مماسی را که نقطه ابتدای منحنی را به نقطه نظیر تنش $f_c/5$ متصل می‌کند را مدول سکانت گویند.



Material Property Data

General Data

Material Name: C25

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: [Change...](#)

Material Notes: [Modify/Show Notes...](#)

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 2500 kgf/m³

Mass per Unit Volume: 254.929 kgf-s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2400000000 kgf/m²

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C

Shear Modulus, G: 1000000000 kgf/m²

Design Property Data

[Modify/Show Material Property Design Data...](#)

Advanced Material Property Data

[Nonlinear Material Data...](#) [Material Damping Properties...](#)

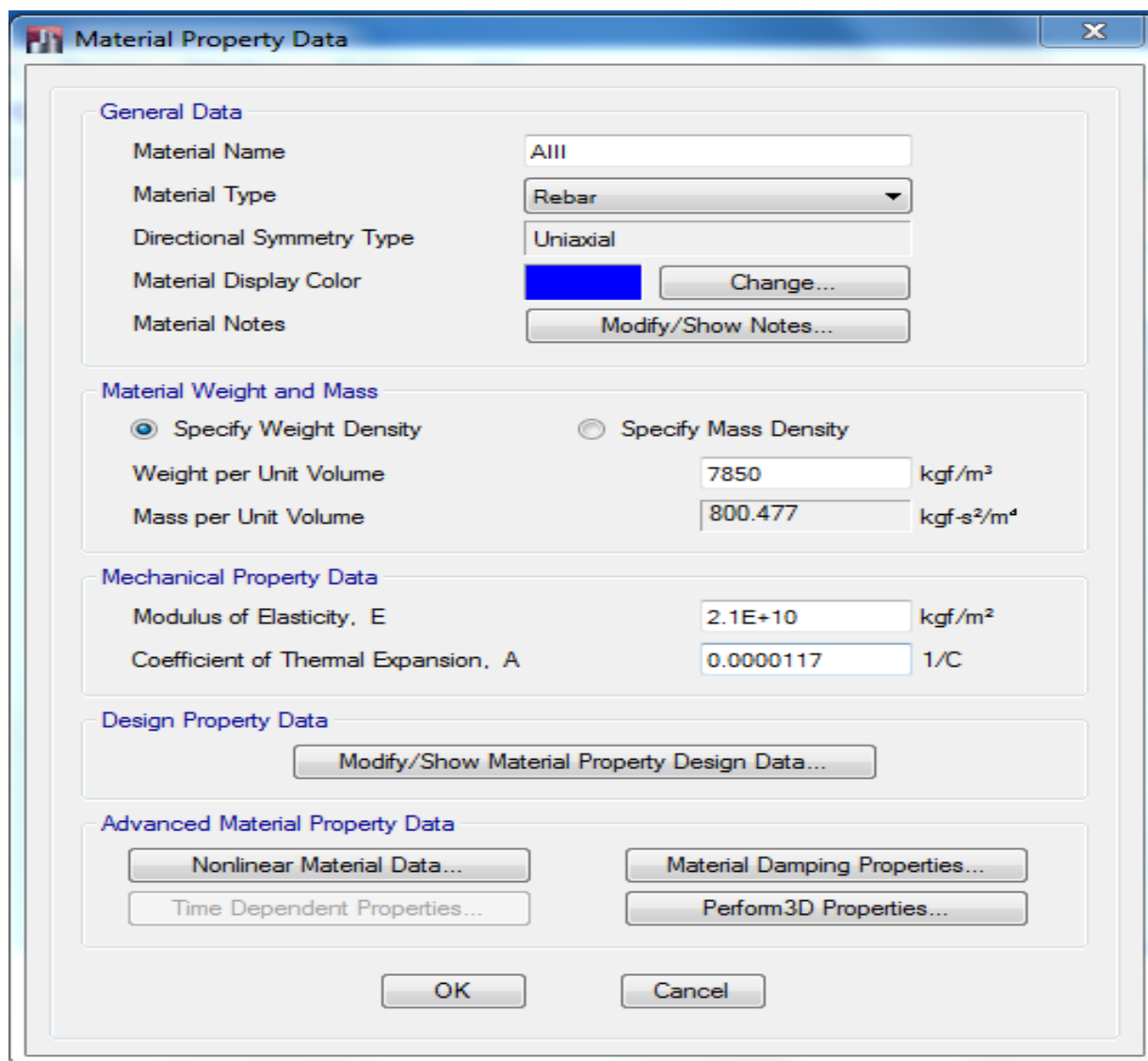
[Time Dependent Properties...](#) [Perform 3D Properties...](#)

[OK](#) [Cancel](#)

Table 2.1 - Material Properties - Summary

Name	Type	E kgf/cm ²	v	Unit Weight kgf/cm ³	Design Strengths
A992Fy50	Steel	2038901.92	0.3	0.00785	Fy=3515.35 kgf/cm ² , Fu=4569.95 kgf/cm ²
AIII	Rebar	2100000	0.3	0.00785	Fy=4000 kgf/cm ² , Fu=6000 kgf/cm ²
C25	Concrete	240000	0.2	0.0025	Fc=250 kgf/cm ²

مشخصات میلگرد مصرفی در سازه



The image shows a software dialog box titled "Material Property Data". It is organized into several sections with expandable/collapsible headers. The "General Data" section is expanded, showing fields for Material Name (AIII), Material Type (Rebar), Directional Symmetry Type (Uniaxial), Material Display Color (a blue square), and Material Notes (with a "Modify/Show Notes..." button). The "Material Weight and Mass" section is also expanded, showing two radio buttons: "Specify Weight Density" (selected) and "Specify Mass Density". Below these are input fields for Weight per Unit Volume (7850 kgf/m³) and Mass per Unit Volume (800.477 kgf-s²/m⁴). The "Mechanical Property Data" section is expanded, showing Modulus of Elasticity, E (2.1E+10 kgf/m²) and Coefficient of Thermal Expansion, A (0.0000117 1/C). The "Design Property Data" section is collapsed, showing a "Modify/Show Material Property Design Data..." button. The "Advanced Material Property Data" section is collapsed, showing buttons for "Nonlinear Material Data...", "Material Damping Properties...", "Time Dependent Properties...", and "Perform3D Properties...". At the bottom are "OK" and "Cancel" buttons.


Material Property Data

General Data

Material Name: AIII

Material Type: Rebar

Directional Symmetry Type: Uniaxial

Material Display Color:  Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 7850 kgf/m³

Mass per Unit Volume: 800.477 kgf-s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2.1E+10 kgf/m²

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties...

Time Dependent Properties... Perform3D Properties...

OK Cancel

مشخصات میلگرد های مصرفی


Material Property Data

General Data

Material Name: AIII

Material Type: Rebar

Directional Symmetry Type: Uniaxial

Material Display Color:  [Change...](#)

Material Notes: [Modify/Show Notes...](#)

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name: AIII

Material Type: Rebar, Uniaxial

Design Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Strength, Fy	40000000	kgf/m ²
Minimum Tensile Strength, Fu	60000000	kgf/m ²
Expected Yield Strength, Fye	40000000	kgf/m ²
Expected Tensile Strength, Fue	60000000	kgf/m ²

[OK](#) [Cancel](#)


Material Property Data

General Data

Material Name: AII

Material Type: Rebar

Directional Symmetry Type: Uniaxial

Material Display Color:  [Change...](#)

Material Notes: [Modify/Show Notes...](#)

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name: AII

Material Type: Rebar, Uniaxial

Design Properties for Rebar Materials

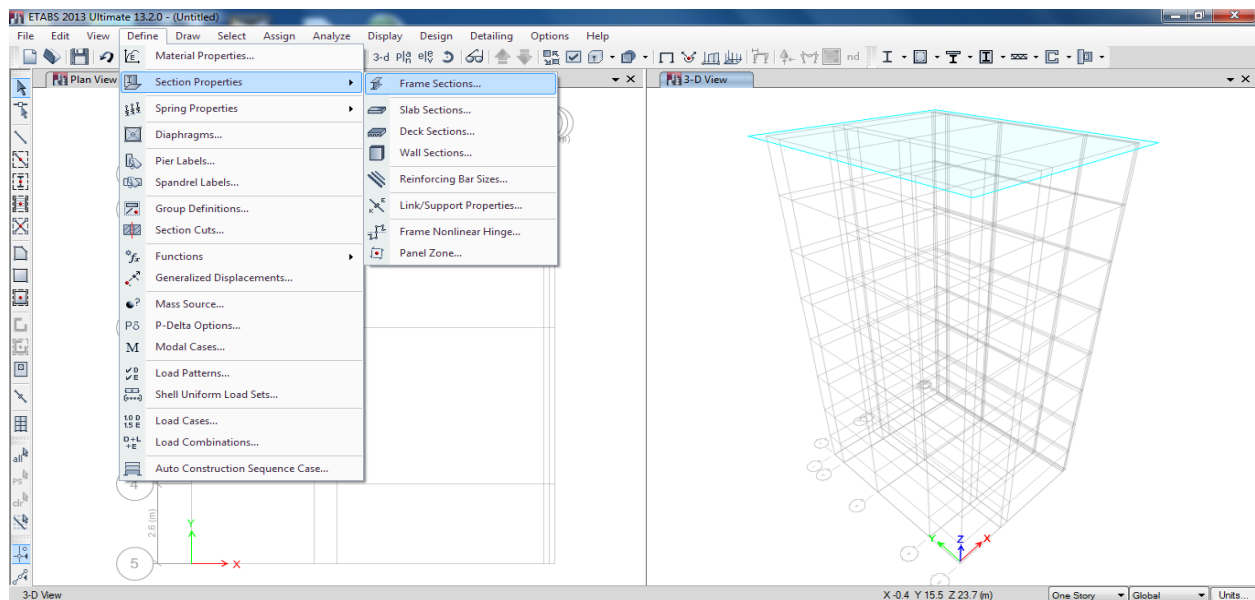
Minimum Yield Strength, Fy	30000000	kgf/m ²
Minimum Tensile Strength, Fu	50000000	kgf/m ²
Expected Yield Strength, Fye	30000000	kgf/m ²
Expected Tensile Strength, Fue	50000000	kgf/m ²

[OK](#) [Cancel](#)

2.2 Frame Sections

Table 2.2 - Frame Sections - Summary

Name	Material	Shape
BE25*25D	C25	Concrete Rectangular
BE25*25T	C25	Concrete Rectangular
BE30*30D	C25	Concrete Rectangular
BE30*30T	C25	Concrete Rectangular
BE35*35D	C25	Concrete Rectangular
BE35*35T	C25	Concrete Rectangular
BE40*40D	C25	Concrete Rectangular
BE40*40T	C25	Concrete Rectangular
BE45*45D	C25	Concrete Rectangular
BE45*45T	C25	Concrete Rectangular
BE50*50D	C25	Concrete Rectangular
BE50*50T	C25	Concrete Rectangular
BE55*55D	C25	Concrete Rectangular
C35*35	C25	Concrete Rectangular
C45*45	C25	Concrete Rectangular
C55*55	C25	Concrete Rectangular
C65*65	C25	Concrete Rectangular



Frame Section Property Data

General Data

Property Name: C55*55

Material: C25

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0.55 m

Width: 0.55 m

Property Modifiers

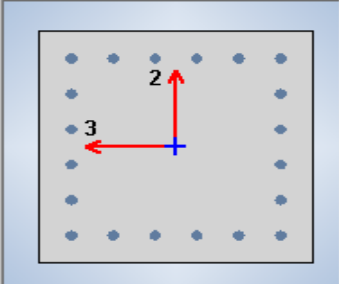
Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK Cancel

Show Section Properties...



معرفی مشخصات ستون ها به نرم افزار

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: C55*55

Material: C25

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0.55 m

Width: 0.55 m

Property Modifiers

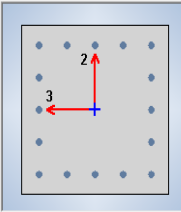
Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK Cancel

Show Section Properties...



Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

☒ P-M2-M3 Design (Column)
☐ M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: All

Confinement Bars (Ties): All

Reinforcement Configuration

☒ Rectangular
☐ Circular

Confinement Bars

☒ Ties
☐ Spirals

Check/Design

☐ Reinforcement to be Checked
☒ Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: 0.045 m

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 5

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 5

Longitudinal Bar Size and Area: 20 0.000314 m^2

Corner Bar Size and Area: 20 0.000314 m^2

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area: 10 0.000079 m^2

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 0.15 m

Number of Confinement Bars in 3-dir: 2

Number of Confinement Bars in 2-dir: 2

OK Cancel

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: C65'65

Material: C25

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 65 cm

Width: 65 cm

OK Cancel

Show Section Properties...

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

☒ P-M2-M3 Design (Column)

☐ M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: Alll

Confinement Bars (Ties): All

Reinforcement Configuration

☒ Rectangular

☐ Circular

Confinement Bars

☒ Ties

☐ Spirals

Check/Design

☐ Reinforcement to be Checked

☒ Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: 4.5 cm

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 6

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 6

Longitudinal Bar Size and Area: 20 ... 3.14 cm²

Cornar Bar Size and Area: 20 ... 3.14 cm²

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area: 10 ... 0.79 cm²

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 15 cm

Number of Confinement Bars in 3-dir: 2

Number of Confinement Bars in 2-dir: 2


OK Cancel

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: BE30*45

Material: C25

Display Color:  Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0.45 m

Width: 0.30 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Design Type

☐ P-M2-M3 Design (Column)

☒ M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: AIII

Confinement Bars (Ties): All

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid

Top Bars: 0.064 m

Bottom Bars: 0.064 m

Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams

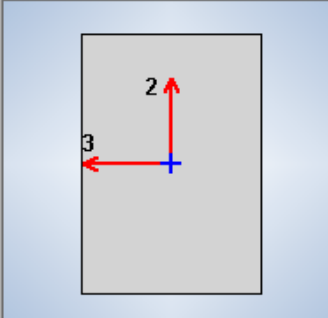
Top Bars at I-End: 0 m²

Top Bars at J-End: 0 m²

Bottom Bars at I-End: 0 m²

Bottom Bars at J-End: 0 m²

OK Cancel



$$\text{ضخامت دال - ارتفاع تیر} = \frac{\text{ضریب اصلاح جرم و وزن}}{\text{ارتفاع تیر}}$$

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: BE30*45T

Material: C25

Display Color: Change...

Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	1
Moment of Inertia about 3 axis	0.35
Mass	0.889
Weight	0.889

OK Cancel

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK Cancel

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: BE30*45D

Material: C25

Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	1
Moment of Inertia about 3 axis	0.35
Mass	0.667
Weight	0.667

OK Cancel

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK Cancel


اعمال ضرایب ترک خوردگی به ستون ها

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: C45*45

Material: C25

Display Color:  Change...

Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.7
Moment of Inertia about 3 axis	0.7
Mass	1
Weight	1

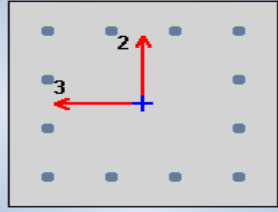
Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK Cancel




Frame Section Property Data

General Data

Property Name: C55*55

Material: C25

Display Color:  Change...

Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.7
Moment of Inertia about 3 axis	0.7
Mass	1
Weight	1

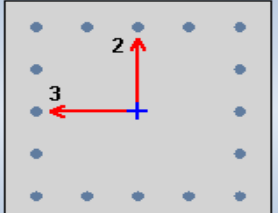
Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK Cancel

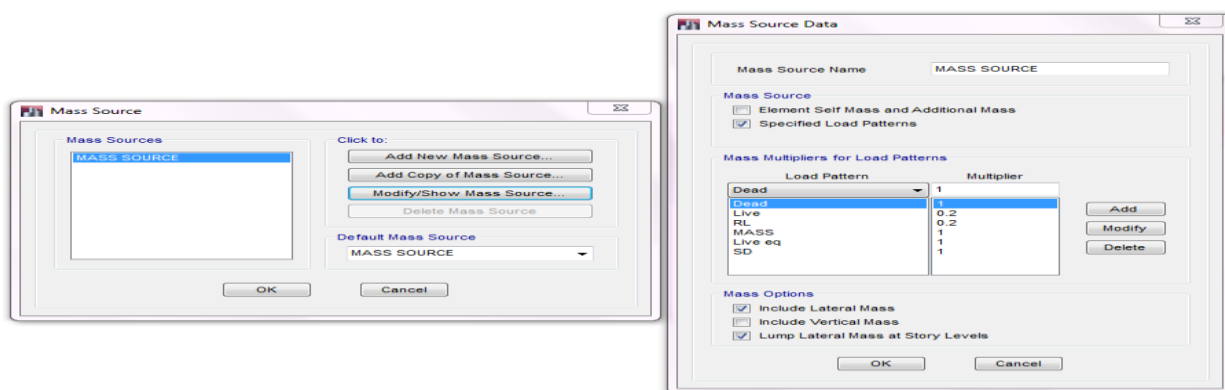


محاسبه جرم موثر ساختمان در زلزله

جهت محاسبه نیروی زلزله لازم است که جرم موثر سازه محاسبه گردد. برای این منظور به قسمت میرویم. در اینجا با فرض مشارکت 20 درصدی بار زنده در جرم موثر **Display/Mass Source** سازه این قسمت تکمیل شده است. برای کاربریهای مسکونی و بامهای مسطح این درصد 20 درصد است. برای برخی کاربریهای دیگر این مقدار 40، 60 یا حتی 100 درصد خواهد بود. برای این منظور باید به بحث ششم (جدول 6-7-1) مراجعه کرد. اگر در سازه کاربریهای مختلف با درصدهای مشارکت مختلف وجود داشته باشد در هنگام معرفی حالات بار به ازای هر کاربری با درصد مشارکت خاص باید یک حالت بار زنده خاص تعریف کرد و بار زنده آن قسمت در آن حالت خاص تعریف شود و در اینجا هم هر بار زنده با درصد مشارکت خود اضافه شود.

جدول ۳-۱ درصد میزان مشارکت بار زنده و بار برف در محاسبه نیروی جانبی زلزله

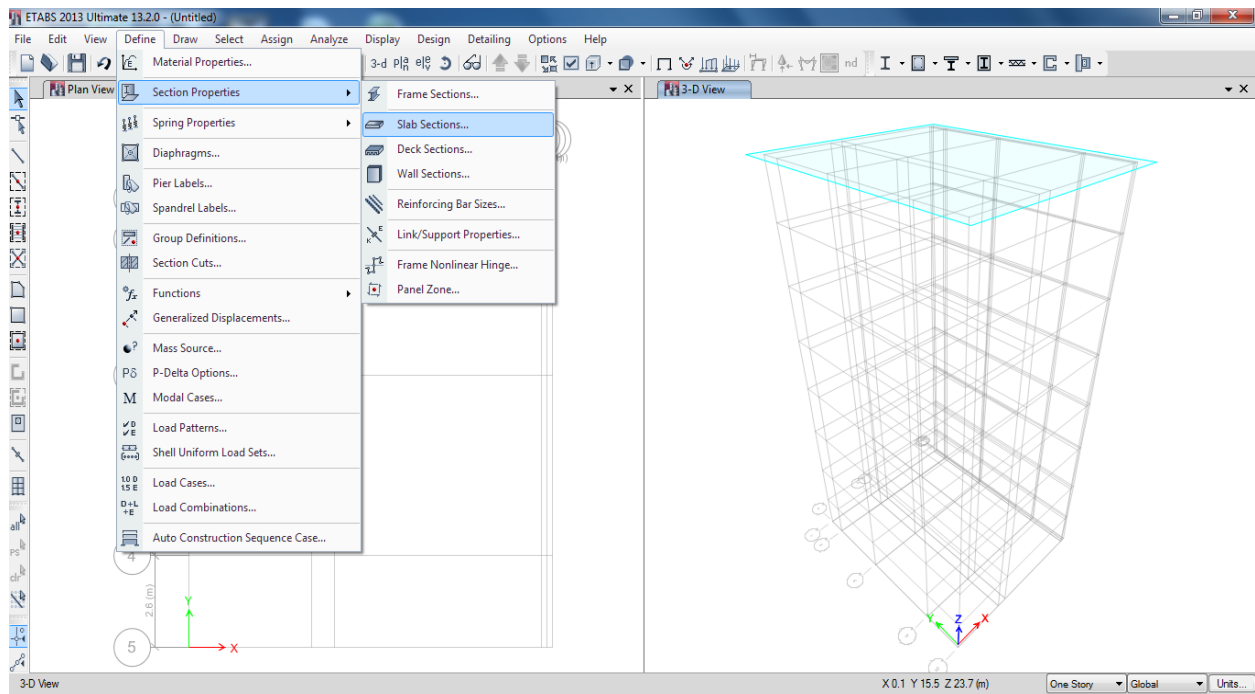
محل بار زنده	درصد میزان بار زنده
بامهای ساختمانها در مناطق با برف زیاد، سنگین و فوق سنگین	۲۰
بامهای ساختمانها در سایر مناطق	-
ساختمانهای مسکونی، اداری، هتلها و پارکینگها	۲۰
بیمارستانها، مدارس، فروشگاهها، ساختمانهای محل اجتماع یا ازدحام	۲۰
کتابخانهها و انبارها (با توجه به نوع کاربری)	حد اقل ۴۰
مخازن آب و یا سایر مایعات	۱۰۰



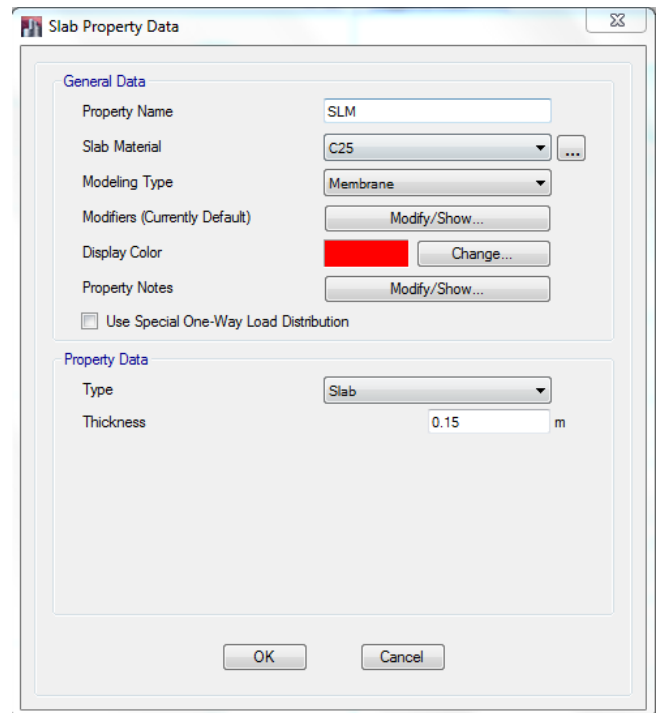
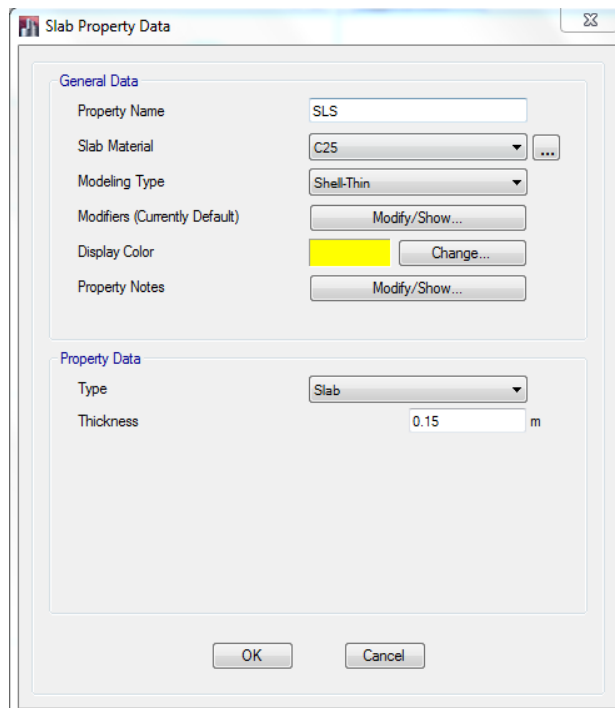
Mass Source

Name	Design Type	Element Type	Material	Total Thickness cm	Deck Material	Deck Depth cm
RW	Wall	Shell-Thin	C25	30		
SLM	Slab	Membrane	C25	15		
SLS	Slab	Shell-Thin	C25	15		
SW	Wall	Membrane	C25	30		
TIRCHE	Deck	Membrane	C25	25	A992Fy50	20

معرفی مشخصات مقاطع سطحی



معرفی مشخصات دال بتنی



تیرچه بلوک

این نوع سقف نوعی سیستم دال یکطرفه است که در آن برای کاهش بار مرده از بلوک‌های سفالی یا بتنی توخالی برای ژر کردن قسمتی از حجم سقف استفاده می‌شود.

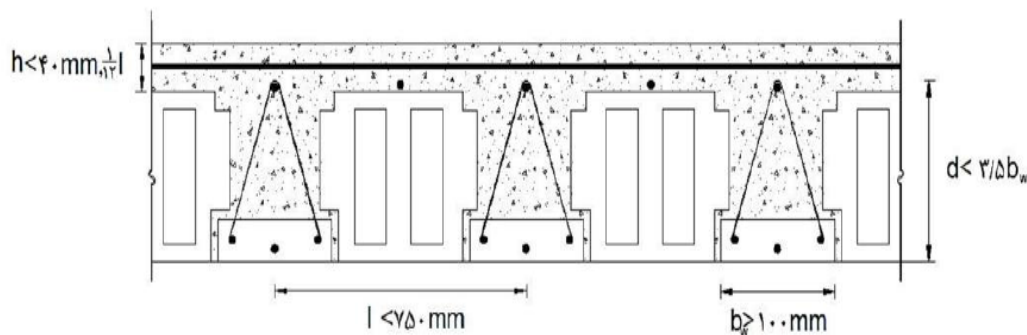
یک سقف تیرچه بلوک دارای اجزای اصلی به شرح زیر است:

- ۱- تیرچه
- ۲- بلوک
- ۳- میلگرد حرارتی، افت و میلگرد منفی
- ۴- بتن درجا

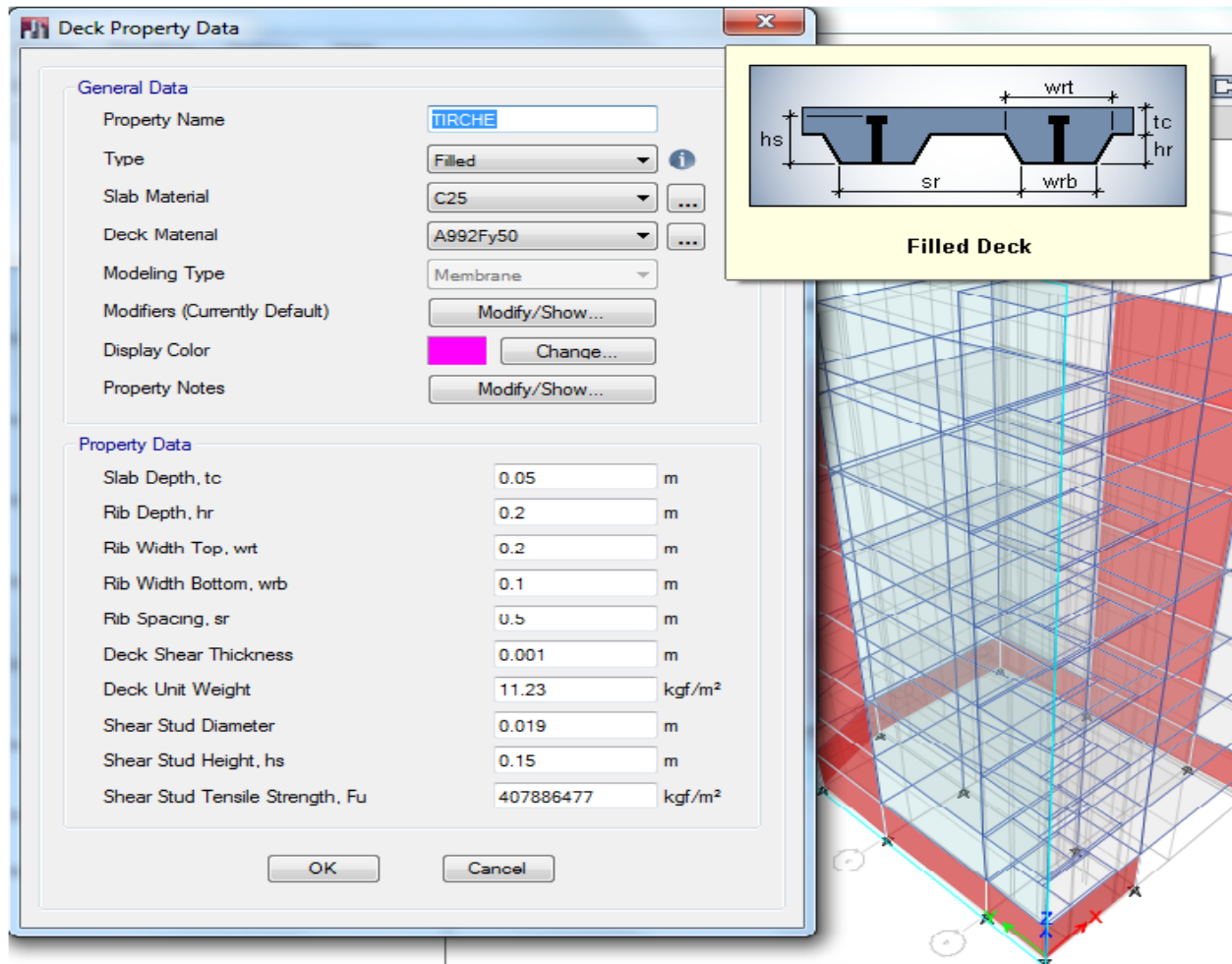
محدودیت‌ها و ویژگی‌های فنی سقف تیرچه بلوک و اجزای آن

این نوع سقف دارای محدودیت‌های اجرایی به شرح زیر است:

- (۱) فاصله محور تا محور تیرچه‌ها نباید از ۷۵۰ میلی‌متر بیشتر باشد.
- (۲) بتن پوششی قسمت بالای تیر (روی بلوک)، نباید از ۴۰ میلی‌متر یا یک دوازدهم فاصله آزاد بین تیرچه‌ها کمتر باشد.
- (۳) عرض تیرچه‌ها نباید از ۱۰۰ میلی‌متر و ارتفاع کل آنها نباید از سه و نیم برابر حداقل عرض آنها باشد.
- (۴) آرماتورهای حرارتی در دو جهت عمود بر هم روی تیرچه و بلوک‌ها قرار می‌گیرند. مقدار این آرماتورها معمولاً آرماتور به قطر ۶ میلیمتر به فاصله ۲۵۰ میلی‌متر در هر دو جهت است.



معرفی مشخصات سقف تیرچه بلوک



Frame Assignments

Frame Assignments - Summary

Story	Label	Unique Name	Design Type	Length cm	Analysis Section	Design Section	Max Station Spacing cm	Min Number Stations	Releases	Pier	Modifiers
PENT	C6	67	Column	300	C35*35	C35*35		3	No	P1	Yes
PENT	C7	75	Column	300	C35*35	C35*35		3	No		Yes
PENT	C9	107	Column	300	C35*35	C35*35		3	No	P1	Yes
PENT	C10	123	Column	300	C35*35	C35*35		3	No		Yes
ROOF	C1	4	Column	320	C45*45	C45*45		3	No	P7	Yes
ROOF	C2	12	Column	320	C45*45	C45*45		3	No		Yes
ROOF	C3	20	Column	320	C45*45	C45*45		3	No		Yes
ROOF	C4	28	Column	320	C45*45	C45*45		3	No	P2	Yes
ROOF	C5	52	Column	320	C45*45	C45*45		3	No	P6	Yes
ROOF	C6	68	Column	320	C45*45	C45*45		3	No	P1	Yes
ROOF	C7	76	Column	320	C45*45	C45*45		3	No		Yes
ROOF	C8	84	Column	320	C45*45	C45*45		3	No		Yes
ROOF	C9	108	Column	320	C45*45	C45*45		3	No	P1	Yes
ROOF	C10	124	Column	320	C45*45	C45*45		3	No		Yes
ROOF	C11	140	Column	320	C45*45	C45*45		3	No	P2	Yes
ROOF	C12	148	Column	320	C45*45	C45*45		3	No		Yes
Story4	C1	5	Column	320	C45*45	C45*45		3	No	P7	Yes
Story4	C2	13	Column	320	C45*45	C45*45		3	No		Yes
Story4	C3	21	Column	320	C45*45	C45*45		3	No		Yes
Story4	C4	29	Column	320	C45*45	C45*45		3	No	P2	Yes
Story4	C5	53	Column	320	C45*45	C45*45		3	No	P6	Yes
Story4	C6	69	Column	320	C45*45	C45*45		3	No	P1	Yes
Story4	C7	77	Column	320	C45*45	C45*45		3	No		Yes
Story4	C8	85	Column	320	C45*45	C45*45		3	No		Yes
Story4	C9	109	Column	320	C45*45	C45*45		3	No	P1	Yes
Story4	C10	125	Column	320	C45*45	C45*45		3	No		Yes
Story4	C11	141	Column	320	C45*45	C45*45		3	No	P2	Yes
Story4	C12	149	Column	320	C45*45	C45*45		3	No		Yes
Story3	C1	6	Column	320	C55*55	C55*55		3	No	P7	Yes
Story3	C2	14	Column	320	C55*55	C55*55		3	No		Yes
Story3	C3	22	Column	320	C55*55	C55*55		3	No		Yes
Story3	C4	30	Column	320	C55*55	C55*55		3	No	P2	Yes
Story3	C5	54	Column	320	C55*55	C55*55		3	No	P6	Yes
Story3	C6	70	Column	320	C55*55	C55*55		3	No	P1	Yes
Story3	C7	78	Column	320	C55*55	C55*55		3	No		Yes
Story3	C8	86	Column	320	C55*55	C55*55		3	No		Yes
Story3	C9	110	Column	320	C55*55	C55*55		3	No	P1	Yes
Story3	C10	126	Column	320	C55*55	C55*55		3	No		Yes
Story3	C11	142	Column	320	C55*55	C55*55		3	No	P2	Yes
Story3	C12	150	Column	320	C55*55	C55*55		3	No		Yes
Story2	C1	7	Column	320	C55*55	C55*55		3	No	P7	Yes
Story2	C2	15	Column	320	C55*55	C55*55		3	No		Yes
Story2	C3	23	Column	320	C55*55	C55*55		3	No		Yes
Story2	C4	31	Column	320	C55*55	C55*55		3	No	P2	Yes
Story2	C5	55	Column	320	C55*55	C55*55		3	No	P6	Yes
Story2	C6	71	Column	320	C55*55	C55*55		3	No	P1	Yes
Story2	C7	79	Column	320	C55*55	C55*55		3	No		Yes
Story2	C8	87	Column	320	C55*55	C55*55		3	No		Yes
Story2	C9	111	Column	320	C55*55	C55*55		3	No	P1	Yes

Story	Label	Unique Name	Design Type	Length cm	Analysis Section	Design Section	Max Station Spacing cm	Min Number Stations	Releases	Pier	Modifiers
Story2	C10	127	Column	320	C55*55	C55*55		3	No		Yes
Story2	C11	143	Column	320	C55*55	C55*55		3	No	P2	Yes
Story2	C12	151	Column	320	C55*55	C55*55		3	No		Yes
Story1	C1	8	Column	320	C55*55	C55*55		3	No	P7	Yes
Story1	C2	16	Column	320	C55*55	C55*55		3	No		Yes
Story1	C3	24	Column	320	C55*55	C55*55		3	No		Yes
Story1	C4	32	Column	320	C55*55	C55*55		3	No	P2	Yes
Story1	C5	56	Column	320	C55*55	C55*55		3	No	P6	Yes
Story1	C6	72	Column	320	C55*55	C55*55		3	No	P1	Yes
Story1	C7	80	Column	320	C55*55	C55*55		3	No		Yes
Story1	C8	88	Column	320	C55*55	C55*55		3	No		Yes
Story1	C9	112	Column	320	C55*55	C55*55		3	No	P1	Yes
Story1	C10	128	Column	320	C55*55	C55*55		3	No		Yes
Story1	C11	144	Column	320	C55*55	C55*55		3	No	P2	Yes
Story1	C12	152	Column	320	C55*55	C55*55		3	No		Yes
Story0-00	C1	9	Column	280	C65*65	C65*65		3	No	P3	Yes
Story0-00	C2	17	Column	280	C65*65	C65*65		3	No		Yes
Story0-00	C3	25	Column	280	C65*65	C65*65		3	No		Yes
Story0-00	C4	33	Column	280	C65*65	C65*65		3	No	P2	Yes
Story0-00	C5	57	Column	280	C65*65	C65*65		3	No	P3	Yes
Story0-00	C6	73	Column	280	C65*65	C65*65		3	No	P1	Yes
Story0-00	C7	81	Column	280	C65*65	C65*65		3	No		Yes
Story0-00	C8	89	Column	280	C65*65	C65*65		3	No		Yes
Story0-00	C9	113	Column	280	C65*65	C65*65		3	No	P1	Yes
Story0-00	C10	129	Column	280	C65*65	C65*65		3	No		Yes
Story0-00	C11	145	Column	280	C65*65	C65*65		3	No	P2	Yes
Story0-00	C12	153	Column	280	C65*65	C65*65		3	No		Yes
Story-1	C1	2	Column	220	C65*65	C65*65		3	No		No
Story-1	C2	10	Column	220	C65*65	C65*65		3	No		No
Story-1	C3	18	Column	220	C65*65	C65*65		3	No		No
Story-1	C4	26	Column	220	C65*65	C65*65		3	No	P2	No
Story-1	C5	50	Column	220	C65*65	C65*65		3	No		No
Story-1	C6	66	Column	220	C65*65	C65*65		3	No	P1	Yes
Story-1	C7	74	Column	220	C65*65	C65*65		3	No		No
Story-1	C8	82	Column	220	C65*65	C65*65		3	No		No
Story-1	C9	106	Column	220	C65*65	C65*65		3	No	P1	Yes
Story-1	C10	122	Column	220	C65*65	C65*65		3	No		No
Story-1	C11	138	Column	220	C65*65	C65*65		3	No	P2	No
Story-1	C12	146	Column	220	C65*65	C65*65		3	No		No
PENT	B12	211	Beam	260	BE35*35T	BE35*35T	50		No		Yes
PENT	B15	209	Beam	260	BE35*35T	BE35*35T	50		No		Yes
PENT	B13	210	Beam	426	BE35*35T	BE35*35T	50		No		Yes
PENT	B10	208	Beam	426	BE35*35T	BE35*35T	50		No		Yes
ROOF	B4	131	Beam	675	BE40*40T	BE40*40T	50		No		Yes
ROOF	B5	132	Beam	502.224	BE35*35T	BE35*35T	50		No		Yes
ROOF	B6	133	Beam	690	BE50*50T	BE50*50T	50		No		Yes
ROOF	B7	134	Beam	502	BE35*35T	BE35*35T	50		No		Yes
ROOF	B8	270	Beam	360	BE40*40T	BE40*40T	50		No		Yes
ROOF	B9	139	Beam	514.253	BE35*35T	BE35*35T	50		No		Yes
ROOF	B11	136	Beam	510	BE35*35T	BE35*35T	50		No		Yes
ROOF	B12	147	Beam	260	BE35*35T	BE35*35T	50		No		Yes
ROOF	B14	159	Beam	649	BE40*40T	BE40*40T	50		No		Yes
ROOF	B15	155	Beam	260	BE35*35T	BE35*35T	50		No		Yes
ROOF	B16	130	Beam	378.227	BE40*40T	BE40*40T	50		No		Yes

Story	Label	Unique Name	Design Type	Length cm	Analysis Section	Design Section	Max Station Spacing cm	Min Number Stations	Releases	Pier	Modifiers
ROOF	B17	156	Beam	639	BE50*50T	BE50*50T	50		No		Yes
ROOF	B18	158	Beam	260.192	BE35*35T	BE35*35T	50		No		Yes
ROOF	B13	154	Beam	426	BE40*40T	BE40*40T	50		No		Yes
ROOF	B21	271	Beam	260	BE25*25T	BE25*25T	50		Yes		No
ROOF	B22	272	Beam	180	BE25*25T	BE25*25T	50		Yes		No
ROOF	B23	217	Beam	260	BE30*30T	BE30*30T	50		No		No
Story4	B4	161	Beam	675	BE40*40T	BE40*40T	50		No		Yes
Story4	B5	162	Beam	502.224	BE35*35T	BE35*35T	50		No		Yes
Story4	B6	163	Beam	690	BE50*50D	BE50*50D	50		No		Yes
Story4	B7	164	Beam	502	BE35*35T	BE35*35T	50		No		Yes
Story4	B8	268	Beam	360	BE40*40T	BE40*40T	50		No		Yes
Story4	B9	168	Beam	514.253	BE35*35T	BE35*35T	50		No		Yes
Story4	B11	166	Beam	510	BE35*35T	BE35*35T	50		No		Yes
Story4	B12	169	Beam	260	BE35*35T	BE35*35T	50		No		Yes
Story4	B14	175	Beam	649	BE40*40T	BE40*40T	50		No		Yes
Story4	B15	171	Beam	260	BE35*35T	BE35*35T	50		No		Yes
Story4	B16	160	Beam	378.227	BE40*40T	BE40*40T	50		No		Yes
Story4	B17	172	Beam	639	BE50*50T	BE50*50T	50		No		Yes
Story4	B18	174	Beam	260.192	BE35*35T	BE35*35T	50		No		Yes
Story4	B13	170	Beam	426	BE40*40T	BE40*40T	50		No		Yes
Story4	B21	273	Beam	260	BE25*25T	BE25*25T	50		Yes		No
Story4	B22	274	Beam	180	BE25*25T	BE25*25T	50		Yes		No
Story4	B23	216	Beam	260	BE30*30T	BE30*30T	50		No		No
Story3	B4	177	Beam	675	BE40*40T	BE40*40T	50		No		Yes
Story3	B5	178	Beam	502.224	BE35*35T	BE35*35T	50		No		Yes
Story3	B6	179	Beam	690	BE50*50T	BE50*50T	50		No		Yes
Story3	B7	180	Beam	502	BE40*40T	BE40*40T	50		No		Yes
Story3	B8	267	Beam	360	BE40*40T	BE40*40T	50		No		Yes
Story3	B9	184	Beam	514.253	BE35*35T	BE35*35T	50		No		Yes
Story3	B11	182	Beam	510	BE35*35T	BE35*35T	50		No		Yes
Story3	B12	185	Beam	260	BE35*35T	BE35*35T	50		No		Yes
Story3	B14	191	Beam	649	BE40*40T	BE40*40T	50		No		Yes
Story3	B15	187	Beam	260	BE40*40T	BE40*40T	50		No		Yes
Story3	B16	176	Beam	378.227	BE40*40T	BE40*40T	50		No		Yes
Story3	B17	188	Beam	639	BE50*50T	BE50*50T	50		No		Yes
Story3	B18	190	Beam	260.192	BE35*35T	BE35*35T	50		No		Yes
Story3	B13	186	Beam	426	BE40*40T	BE40*40T	50		No		Yes
Story3	B21	275	Beam	260	BE25*25T	BE25*25T	50		Yes		No
Story3	B22	276	Beam	180	BE25*25T	BE25*25T	50		Yes		No
Story3	B23	215	Beam	260	BE30*30T	BE30*30T	50		No		No
Story2	B4	193	Beam	675	BE40*40T	BE40*40T	50		No		Yes
Story2	B5	194	Beam	502.224	BE35*35T	BE35*35T	50		No		Yes
Story2	B6	195	Beam	690	BE50*50T	BE50*50T	50		No		Yes
Story2	B7	196	Beam	502	BE35*35T	BE35*35T	50		No		Yes
Story2	B8	266	Beam	360	BE40*40T	BE40*40T	50		No		Yes
Story2	B9	200	Beam	514.253	BE35*35T	BE35*35T	50		No		Yes
Story2	B11	198	Beam	510	BE35*35T	BE35*35T	50		No		Yes
Story2	B12	201	Beam	260	BE35*35T	BE35*35T	50		No		Yes
Story2	B14	207	Beam	649	BE40*40T	BE40*40T	50		No		Yes
Story2	B15	203	Beam	260	BE35*35T	BE35*35T	50		No		Yes
Story2	B16	192	Beam	378.227	BE45*45T	BE45*45T	50		No		Yes
Story2	B17	204	Beam	639	BE50*50T	BE50*50T	50		No		Yes
Story2	B18	206	Beam	260.192	BE35*35T	BE35*35T	50		No		Yes
Story2	B13	202	Beam	426	BE40*40T	BE40*40T	50		No		Yes

Story	Label	Unique Name	Design Type	Length cm	Analysis Section	Design Section	Max Station Spacing cm	Min Number Stations	Releases	Pier	Modifiers
Story2	B21	277	Beam	260	BE25*25T	BE25*25T	50		Yes		No
Story2	B22	278	Beam	180	BE25*25T	BE25*25T	50		Yes		No
Story2	B23	214	Beam	260	BE30*30T	BE30*30T	50		No		No
Story1	B4	98	Beam	675	BE40*40T	BE40*40T	50		No		Yes
Story1	B5	99	Beam	502.224	BE35*35T	BE35*35T	50		No		Yes
Story1	B6	100	Beam	690	BE50*50T	BE50*50T	50		No		Yes
Story1	B7	101	Beam	502	BE35*35T	BE35*35T	50		No		Yes
Story1	B8	103	Beam	360	BE40*40T	BE40*40T	50		No		Yes
Story1	B9	114	Beam	514.253	BE35*35T	BE35*35T	50		No		Yes
Story1	B11	104	Beam	510	BE35*35T	BE35*35T	50		No		Yes
Story1	B12	115	Beam	260	BE35*35T	BE35*35T	50		No		Yes
Story1	B14	121	Beam	649	BE40*40T	BE40*40T	50		No		Yes
Story1	B15	117	Beam	260	BE35*35T	BE35*35T	50		No		Yes
Story1	B16	97	Beam	378.227	BE40*40T	BE40*40T	50		No		Yes
Story1	B17	118	Beam	639	BE50*50T	BE50*50T	50		No		Yes
Story1	B18	120	Beam	260.192	BE35*35T	BE35*35T	50		No		Yes
Story1	B13	116	Beam	426	BE40*40T	BE40*40T	50		No		Yes
Story1	B21	279	Beam	260	BE25*25T	BE25*25T	50		Yes		No
Story1	B22	280	Beam	180	BE25*25T	BE25*25T	50		Yes		No
Story1	B23	213	Beam	260	BE30*30T	BE30*30T	50		No		No
Story0-00	B4	51	Beam	675	BE40*40D	BE40*40D	50		No		Yes
Story0-00	B5	58	Beam	502.224	BE35*35D	BE35*35D	50		No		Yes
Story0-00	B6	59	Beam	690	BE55*55D	BE55*55D	50		No		Yes
Story0-00	B7	60	Beam	502	BE35*35D	BE35*35D	50		No		Yes
Story0-00	B8	62	Beam	360	BE40*40D	BE40*40D	50		No		Yes
Story0-00	B9	65	Beam	514.253	BE35*35D	BE35*35D	50		No		Yes
Story0-00	B11	63	Beam	510	BE35*35D	BE35*35D	50		No		Yes
Story0-00	B12	94	Beam	260	BE35*35D	BE35*35D	50		No		Yes
Story0-00	B14	95	Beam	649	BE40*40D	BE40*40D	50		No		Yes
Story0-00	B15	92	Beam	260	BE35*35D	BE35*35D	50		No		Yes
Story0-00	B16	49	Beam	378.227	BE35*35D	BE35*35D	50		No		Yes
Story0-00	B17	83	Beam	639	BE50*50D	BE50*50D	50		No		Yes
Story0-00	B18	96	Beam	260.192	BE35*35D	BE35*35D	50		No		Yes
Story0-00	B13	93	Beam	426	BE40*40D	BE40*40D	50		No		Yes
Story0-00	B21	281	Beam	260	BE25*25D	BE25*25D	50		Yes		No
Story0-00	B22	282	Beam	180	BE25*25D	BE25*25D	50		Yes		No
Story0-00	B3	212	Beam	260	BE30*30D	BE30*30D	50		No		No
Story-1	B1	3	Beam	386	BE45*45D	BE45*45D	50		No		Yes
Story-1	B4	27	Beam	675	BE40*40D	BE40*40D	50		No		Yes
Story-1	B5	34	Beam	502.224	BE50*50D	BE50*50D	50		No		Yes
Story-1	B6	35	Beam	690	BE55*55D	BE55*55D	50		No		Yes
Story-1	B7	36	Beam	502	BE35*35D	BE35*35D	50		No		Yes
Story-1	B8	37	Beam	360	BE40*40D	BE40*40D	50		No		Yes
Story-1	B9	38	Beam	514.253	BE35*35D	BE35*35D	50		No		Yes
Story-1	B11	40	Beam	510	BE45*45D	BE45*45D	50		No		Yes
Story-1	B12	41	Beam	260	BE35*35D	BE35*35D	50		No		Yes
Story-1	B14	43	Beam	649	BE40*40D	BE40*40D	50		No		Yes
Story-1	B15	44	Beam	260	BE35*35D	BE35*35D	50		No		Yes
Story-1	B16	292	Beam	378.227	BE35*35D	BE35*35D	50		No		No
Story-1	B17	46	Beam	639	BE50*50D	BE50*50D	50		No		Yes
Story-1	B18	47	Beam	260.192	BE50*50D	BE50*50D	50		No		Yes
Story-1	B19	48	Beam	512.221	BE40*40D	BE40*40D	50		No		Yes
Story-1	B13	42	Beam	426	BE40*40D	BE40*40D	50		No		Yes

Shell Assignments

Shell Assignments - Summary

Story	Label	Unique Name	Section	Diaphragm	Axis Angle deg	Pier	Spandrel	Spandrel Story	Modifiers?
ROOF	W6	163	SW			P2			Yes
ROOF	W13	164	SW			P2			Yes
ROOF	W14	165	SW			P2			Yes
ROOF	W15	166	SW			P2			Yes
ROOF	W16	167	SW			P2			Yes
ROOF	W17	168	SW			P2			Yes
ROOF	W18	169	SW			P2			Yes
ROOF	W19	170	SW			P2			Yes
ROOF	W20	171	SW			P2			Yes
ROOF	W21	172	SW			P2			Yes
ROOF	W8	106	SW			P1			Yes
ROOF	W9	107	SW			P1			Yes
ROOF	W11	108	SW			P1			Yes
ROOF	W12	115	SW			P1			Yes
ROOF	W22	116	SW			P1			Yes
ROOF	W23	117	SW			P1			Yes
ROOF	W24	118	SW			P1			Yes
ROOF	W25	119	SW			P1			Yes
ROOF	W36	227	SW			P5			Yes
ROOF	W38	229	SW			P5			Yes
ROOF	W39	230	SW			P7			Yes
ROOF	W40	231	SW			P6			Yes
ROOF	W41	232	SW			P4			Yes
ROOF	W43	234	SW			P4			Yes
ROOF	W1	1	SW			P5	S2	ROOF	Yes
ROOF	W2	6	SW			P5	S2	ROOF	Yes
ROOF	W3	18	SW			P4	S1	Story4	Yes
ROOF	W4	53	SW			P4	S1	Story4	Yes
Story4	W6	173	SW			P2			Yes
Story4	W13	174	SW			P2			Yes
Story4	W14	175	SW			P2			Yes
Story4	W15	176	SW			P2			Yes
Story4	W16	177	SW			P2			Yes
Story4	W17	178	SW			P2			Yes
Story4	W18	179	SW			P2			Yes
Story4	W19	180	SW			P2			Yes
Story4	W20	181	SW			P2			Yes
Story4	W21	182	SW			P2			Yes
Story4	W8	120	SW			P1			Yes
Story4	W9	122	SW			P1			Yes
Story4	W11	123	SW			P1			Yes
Story4	W12	124	SW			P1			Yes
Story4	W22	125	SW			P1			Yes
Story4	W23	130	SW			P1			Yes
Story4	W24	131	SW			P1			Yes
Story4	W25	132	SW			P1			Yes
Story4	W36	235	SW			P5			Yes
Story4	W38	237	SW			P5			Yes
Story4	W39	238	SW			P7			No
Story4	W40	239	SW			P6			Yes

Story	Label	Unique Name	Section	Diaphragm	Axis Angle deg	Pier	Spandrel	Spandrel Story	Modifiers?
Story4	W41	240	SW			P4			Yes
Story4	W43	242	SW			P4			Yes
Story4	W1	54	SW			P5	S2	Story4	Yes
Story4	W2	55	SW			P5	S2	Story4	Yes
Story4	W3	66	SW			P4	S1	Story3	Yes
Story4	W4	67	SW			P4	S1	Story3	Yes
Story3	W6	183	SW			P2			Yes
Story3	W13	184	SW			P2			Yes
Story3	W14	185	SW			P2			Yes
Story3	W15	186	SW			P2			Yes
Story3	W16	187	SW			P2			Yes
Story3	W17	188	SW			P2			Yes
Story3	W18	189	SW			P2			Yes
Story3	W19	190	SW			P2			Yes
Story3	W20	191	SW			P2			Yes
Story3	W21	192	SW			P2			Yes
Story3	W8	133	SW			P1			Yes
Story3	W9	134	SW			P1			Yes
Story3	W11	135	SW			P1			Yes
Story3	W12	136	SW			P1			Yes
Story3	W22	137	SW			P1			Yes
Story3	W23	138	SW			P1			Yes
Story3	W24	139	SW			P1			Yes
Story3	W25	140	SW			P1			Yes
Story3	W36	243	SW			P5			Yes
Story3	W38	245	SW			P5			Yes
Story3	W39	246	SW			P7			Yes
Story3	W40	247	SW			P6			Yes
Story3	W41	248	SW			P4			Yes
Story3	W43	250	SW			P4			Yes
Story3	W1	68	SW			P5	S2	Story3	Yes
Story3	W2	69	SW			P5	S2	Story3	Yes
Story3	W3	70	SW			P4	S1	Story2	Yes
Story3	W4	71	SW			P4	S1	Story2	Yes
Story2	W6	193	SW			P2			Yes
Story2	W13	194	SW			P2			Yes
Story2	W14	195	SW			P2			Yes
Story2	W15	196	SW			P2			Yes
Story2	W16	197	SW			P2			Yes
Story2	W17	198	SW			P2			Yes
Story2	W18	199	SW			P2			Yes
Story2	W19	200	SW			P2			Yes
Story2	W20	201	SW			P2			Yes
Story2	W21	202	SW			P2			Yes
Story2	W8	141	SW			P1			Yes
Story2	W9	142	SW			P1			Yes
Story2	W11	143	SW			P1			Yes
Story2	W12	144	SW			P1			Yes
Story2	W22	145	SW			P1			Yes
Story2	W23	146	SW			P1			Yes
Story2	W24	147	SW			P1			Yes
Story2	W25	148	SW			P1			Yes
Story2	W36	252	SW			P5			Yes
Story2	W38	254	SW			P5			Yes
Story2	W39	256	SW			P7			Yes
Story2	W40	257	SW			P6			Yes

Story	Label	Unique Name	Section	Diaphragm	Axis Angle deg	Pier	Spandrel	Spandrel Story	Modifiers?
Story2	W41	259	SW			P4			Yes
Story2	W43	261	SW			P4			Yes
Story2	W1	72	SW			P5	S2	Story2	Yes
Story2	W2	73	SW			P5	S2	Story2	Yes
Story2	W3	74	SW			P4	S1	Story1	Yes
Story2	W4	75	SW			P4	S1	Story1	Yes
Story1	W6	203	SW			P2			Yes
Story1	W13	204	SW			P2			Yes
Story1	W14	205	SW			P2			Yes
Story1	W15	206	SW			P2			Yes
Story1	W16	207	SW			P2			Yes
Story1	W17	208	SW			P2			Yes
Story1	W18	209	SW			P2			Yes
Story1	W19	210	SW			P2			Yes
Story1	W20	211	SW			P2			Yes
Story1	W21	212	SW			P2			Yes
Story1	W8	149	SW			P1			Yes
Story1	W9	150	SW			P1			Yes
Story1	W11	151	SW			P1			Yes
Story1	W12	152	SW			P1			Yes
Story1	W22	213	SW			P1			Yes
Story1	W23	214	SW			P1			Yes
Story1	W24	215	SW			P1			Yes
Story1	W25	216	SW			P1			Yes
Story1	W36	263	SW			P5			Yes
Story1	W38	266	SW			P5			Yes
Story1	W39	268	SW			P7			Yes
Story1	W40	269	SW			P6			Yes
Story1	W41	271	SW			P4			Yes
Story1	W43	274	SW			P4			Yes
Story1	W1	76	SW			P5	S2	Story1	Yes
Story1	W2	77	SW			P5	S2	Story1	Yes
Story1	W3	78	SW			P4	S1	Story0-00	Yes
Story1	W4	79	SW			P4	S1	Story0-00	Yes
Story0-00	W6	153	SW			P2			Yes
Story0-00	W13	154	SW			P2			Yes
Story0-00	W14	155	SW			P2			Yes
Story0-00	W15	156	SW			P2			Yes
Story0-00	W16	157	SW			P2			Yes
Story0-00	W17	158	SW			P2			Yes
Story0-00	W18	159	SW			P2			Yes
Story0-00	W19	160	SW			P2			Yes
Story0-00	W20	161	SW			P2			Yes
Story0-00	W21	162	SW			P2			Yes
Story0-00	W8	98	SW			P1			Yes
Story0-00	W9	99	SW			P1			Yes
Story0-00	W11	100	SW			P1			Yes
Story0-00	W12	101	SW			P1			Yes
Story0-00	W22	102	SW			P1			Yes
Story0-00	W23	103	SW			P1			Yes
Story0-00	W24	104	SW			P1			Yes
Story0-00	W25	105	SW			P1			Yes
Story0-00	W26	56	SW			P3			Yes
Story0-00	W27	57	SW			P3			Yes
Story0-00	W28	58	SW			P3			Yes
Story0-00	W29	59	SW			P3			Yes

Story	Label	Unique Name	Section	Diaphragm	Axis Angle deg	Pier	Spandrel	Spandrel Story	Modifiers?
Story0-00	W30	60	SW			P3			Yes
Story0-00	W31	61	SW			P3			Yes
Story0-00	W32	62	SW			P3			Yes
Story0-00	W33	63	SW			P3			Yes
Story0-00	W34	64	SW			P3			Yes
Story0-00	W35	65	SW			P3			Yes
Story-1	W159	469	RW						Yes
Story-1	W160	470	RW						Yes
Story-1	W161	471	RW						Yes
Story-1	W162	472	RW						Yes
Story-1	W163	473	RW						Yes
Story-1	W164	474	RW						Yes
Story-1	W165	475	RW						Yes
Story-1	W166	476	RW						Yes
Story-1	W167	477	RW						Yes
Story-1	W168	478	RW						Yes
Story-1	W169	479	RW						Yes
Story-1	W170	480	RW						Yes
Story-1	W171	481	RW						Yes
Story-1	W172	482	RW						Yes
Story-1	W173	483	RW						Yes
Story-1	W174	484	RW						Yes
Story-1	W175	485	RW						Yes
Story-1	W176	486	RW						Yes
Story-1	W177	487	RW						Yes
Story-1	W178	488	RW						Yes
Story-1	W179	489	RW						Yes
Story-1	W180	490	RW						Yes
Story-1	W181	491	RW						Yes
Story-1	W182	492	RW						Yes
Story-1	W183	493	RW						Yes
Story-1	W184	494	RW						Yes
Story-1	W185	495	RW						Yes
Story-1	W186	496	RW						Yes
Story-1	W187	497	RW						Yes
Story-1	W188	498	RW						Yes
Story-1	W189	499	RW						Yes
Story-1	W190	500	RW						Yes
Story-1	W191	501	RW						Yes
Story-1	W192	502	RW						Yes
Story-1	W193	503	RW						Yes
Story-1	W194	504	RW						Yes
Story-1	W195	505	RW						Yes
Story-1	W196	506	RW						Yes
Story-1	W197	507	RW						Yes
Story-1	W198	508	RW						Yes
Story-1	W199	509	RW						Yes
Story-1	W200	510	RW						Yes
Story-1	W201	511	RW						Yes
Story-1	W202	512	RW						Yes
Story-1	W203	513	RW						Yes
Story-1	W204	514	RW						Yes
Story-1	W205	515	RW						Yes
Story-1	W206	516	RW						Yes
Story-1	W207	517	RW						Yes
Story-1	W208	518	RW						Yes

Story	Label	Unique Name	Section	Diaphragm	Axis Angle deg	Pier	Spandrel	Spandrel Story	Modifiers?
Story-1	W209	519	RW						Yes
Story-1	W210	520	RW						Yes
Story-1	W211	521	RW						Yes
Story-1	W212	522	RW						Yes
Story-1	W213	523	RW						Yes
Story-1	W214	524	RW						Yes
Story-1	W215	525	RW						Yes
Story-1	W216	526	RW						Yes
Story-1	W217	527	RW						Yes
Story-1	W218	528	RW						Yes
Story-1	W219	529	RW			PR1-1			Yes
Story-1	W220	530	RW			PR1-1			Yes
Story-1	W221	531	RW			PR1-1			Yes
Story-1	W222	532	RW			PR2-1			Yes
Story-1	W223	533	RW			PR2-1			Yes
Story-1	W224	534	RW			PR2-1			Yes
Story-1	W225	535	RW			PR1-1			Yes
Story-1	W226	536	RW			PR1-1			Yes
Story-1	W227	537	RW			PR1-1			Yes
Story-1	W228	538	RW			PR2-1			Yes
Story-1	W229	539	RW			PR2-1			Yes
Story-1	W230	540	RW			PR2-1			Yes
Story-1	W231	541	RW			PR1-1			Yes
Story-1	W232	542	RW			PR1-1			Yes
Story-1	W233	543	RW			PR1-1			Yes
Story-1	W234	544	RW			PR2-1			Yes
Story-1	W235	545	RW			PR2-1			Yes
Story-1	W236	546	RW			PR2-1			Yes
Story-1	W237	547	RW			PR1-1			Yes
Story-1	W238	548	RW			PR1-1			Yes
Story-1	W239	549	RW			PR1-1			Yes
Story-1	W240	550	RW			PR2-1			Yes
Story-1	W241	551	RW			PR2-1			Yes
Story-1	W242	552	RW			PR2-1			Yes
Story-1	W243	553	RW			PR1-1			Yes
Story-1	W244	554	RW			PR1-1			Yes
Story-1	W245	555	RW			PR1-1			Yes
Story-1	W246	556	RW			PR2-1			Yes
Story-1	W247	557	RW			PR2-1			Yes
Story-1	W248	558	RW			PR2-1			Yes
Story-1	W249	559	RW			PR1-1			Yes
Story-1	W250	560	RW			PR1-1			Yes
Story-1	W251	561	RW			PR1-1			Yes
Story-1	W252	562	RW			PR2-1			Yes
Story-1	W253	563	RW			PR2-1			Yes
Story-1	W254	564	RW			PR2-1			Yes
Story-1	W255	565	RW			PR1-1			Yes
Story-1	W256	566	RW			PR1-1			Yes
Story-1	W257	567	RW			PR1-1			Yes
Story-1	W258	568	RW			PR2-1			Yes
Story-1	W259	569	RW			PR2-1			Yes
Story-1	W260	570	RW			PR2-1			Yes
Story-1	W261	571	RW			PR1-1			Yes
Story-1	W262	572	RW			PR1-1			Yes
Story-1	W263	573	RW			PR1-1			Yes
Story-1	W264	574	RW			PR2-1			Yes

Story	Label	Unique Name	Section	Diaphragm	Axis Angle deg	Pier	Spandrel	Spandrel Story	Modifiers?
Story-1	W265	575	RW			PR2-1			Yes
Story-1	W266	576	RW			PR2-1			Yes
Story-1	W267	577	RW			PR1-1			Yes
Story-1	W268	578	RW			PR1-1			Yes
Story-1	W269	579	RW			PR1-1			Yes
Story-1	W270	580	RW			PR2-1			Yes
Story-1	W271	581	RW			PR2-1			Yes
Story-1	W272	582	RW			PR2-1			Yes
Story-1	W273	583	RW			PR1-1			Yes
Story-1	W274	584	RW			PR1-1			Yes
Story-1	W275	585	RW			PR1-1			Yes
Story-1	W276	586	RW			PR2-1			Yes
Story-1	W277	587	RW			PR2-1			Yes
Story-1	W278	588	RW			PR2-1			Yes
Story-1	W279	589	RW						Yes
Story-1	W280	590	RW						Yes
Story-1	W281	591	RW						Yes
Story-1	W282	592	RW						Yes
Story-1	W283	593	RW						Yes
Story-1	W284	594	RW						Yes
Story-1	W285	595	RW						Yes
Story-1	W286	596	RW						Yes
Story-1	W287	597	RW						Yes
Story-1	W288	598	RW						Yes
Story-1	W289	599	RW						Yes
Story-1	W290	600	RW						Yes
Story-1	W291	601	RW						Yes
Story-1	W292	602	RW						Yes
Story-1	W293	603	RW						Yes
Story-1	W294	604	RW						Yes
Story-1	W295	605	RW						Yes
Story-1	W296	606	RW						Yes
Story-1	W297	607	RW						Yes
Story-1	W298	608	RW						Yes
Story-1	W299	609	RW						Yes
Story-1	W300	610	RW						Yes
Story-1	W301	611	RW						Yes
Story-1	W302	612	RW						Yes
Story-1	W303	613	RW						Yes
Story-1	W304	614	RW						Yes
Story-1	W305	615	RW						Yes
Story-1	W306	616	RW						Yes
Story-1	W307	617	RW						Yes
Story-1	W308	618	RW						Yes
Story-1	W309	619	RW						Yes
Story-1	W310	620	RW						Yes
Story-1	W311	621	RW						Yes
Story-1	W312	622	RW						Yes
Story-1	W313	623	RW						Yes
Story-1	W314	624	RW						Yes
Story-1	W315	625	RW						Yes
Story-1	W316	626	RW						Yes
Story-1	W317	627	RW						Yes
Story-1	W318	628	RW						Yes
Story-1	W319	629	RW						Yes
Story-1	W320	630	RW						Yes

Story	Label	Unique Name	Section	Diaphragm	Axis Angle deg	Pier	Spandrel	Spandrel Story	Modifiers?
Story-1	W321	631	RW						Yes
Story-1	W322	632	RW						Yes
Story-1	W323	633	RW						Yes
Story-1	W324	634	RW						Yes
Story-1	W325	635	RW						Yes
Story-1	W326	636	RW						Yes
Story-1	W327	637	RW						Yes
Story-1	W328	638	RW						Yes
Story-1	W329	639	RW						Yes
Story-1	W330	640	RW						Yes
Story-1	W331	641	RW						Yes
Story-1	W332	642	RW						Yes
Story-1	W333	643	RW						Yes
Story-1	W334	644	RW						Yes
Story-1	W335	645	RW						Yes
Story-1	W336	646	RW						Yes
Story-1	W337	647	RW						Yes
Story-1	W338	648	RW						Yes
Story-1	W339	649	RW			PR1-D			Yes
Story-1	W340	650	RW			PR1-D			Yes
Story-1	W341	651	RW			PR1-D			Yes
Story-1	W342	652	RW			PR2-D			Yes
Story-1	W343	653	RW			PR2-D			Yes
Story-1	W344	654	RW			PR2-D			Yes
Story-1	W345	655	RW			PR1-D			Yes
Story-1	W346	656	RW			PR1-D			Yes
Story-1	W347	657	RW			PR1-D			Yes
Story-1	W348	658	RW			PR2-D			Yes
Story-1	W349	659	RW			PR2-D			Yes
Story-1	W350	660	RW			PR2-D			Yes
Story-1	W351	661	RW			PR1-D			Yes
Story-1	W352	662	RW			PR1-D			Yes
Story-1	W353	663	RW			PR1-D			Yes
Story-1	W354	664	RW			PR2-D			Yes
Story-1	W355	665	RW			PR2-D			Yes
Story-1	W356	666	RW			PR2-D			Yes
Story-1	W357	667	RW			PR1-D			Yes
Story-1	W358	668	RW			PR1-D			Yes
Story-1	W359	669	RW			PR1-D			Yes
Story-1	W360	670	RW			PR2-D			Yes
Story-1	W361	671	RW			PR2-D			Yes
Story-1	W362	672	RW			PR2-D			Yes
Story-1	W363	673	RW			PR1-D			Yes
Story-1	W364	674	RW			PR1-D			Yes
Story-1	W365	675	RW			PR1-D			Yes
Story-1	W366	676	RW			PR2-D			Yes
Story-1	W367	677	RW			PR2-D			Yes
Story-1	W368	678	RW			PR2-D			Yes
Story-1	W369	679	RW			PR1-D			Yes
Story-1	W370	680	RW			PR1-D			Yes
Story-1	W371	681	RW			PR1-D			Yes
Story-1	W372	682	RW			PR2-D			Yes
Story-1	W373	683	RW			PR2-D			Yes
Story-1	W374	684	RW			PR2-D			Yes
Story-1	W375	685	RW			PR1-D			Yes
Story-1	W376	686	RW			PR1-D			Yes

Story	Label	Unique Name	Section	Diaphragm	Axis Angle deg	Pier	Spandrel	Spandrel Story	Modifiers?
Story-1	W377	687	RW			PR1-D			Yes
Story-1	W378	688	RW			PR2-D			Yes
Story-1	W379	689	RW			PR2-D			Yes
Story-1	W380	690	RW			PR2-D			Yes
Story-1	W381	691	RW			PR1-D			Yes
Story-1	W382	692	RW			PR1-D			Yes
Story-1	W383	693	RW			PR1-D			Yes
Story-1	W384	694	RW			PR2-D			Yes
Story-1	W385	695	RW			PR2-D			Yes
Story-1	W386	696	RW			PR2-D			Yes
Story-1	W387	697	RW			PR1-D			Yes
Story-1	W388	698	RW			PR1-D			Yes
Story-1	W389	699	RW			PR1-D			Yes
Story-1	W390	700	RW			PR2-D			Yes
Story-1	W391	701	RW			PR2-D			Yes
Story-1	W392	702	RW			PR2-D			Yes
Story-1	W393	703	RW			PR1-D			Yes
Story-1	W394	704	RW			PR1-D			Yes
Story-1	W395	705	RW			PR1-D			Yes
Story-1	W396	706	RW			PR2-D			Yes
Story-1	W397	707	RW			PR2-D			Yes
Story-1	W398	708	RW			PR2-D			Yes
Story-1	W399	709	RW						Yes
Story-1	W400	710	RW						Yes
Story-1	W401	711	RW						Yes
Story-1	W402	712	RW						Yes
Story-1	W403	713	RW						Yes
Story-1	W404	714	RW						Yes
Story-1	W405	715	RW						Yes
Story-1	W406	716	RW						Yes
Story-1	W407	717	RW						Yes
Story-1	W408	718	RW						Yes
Story-1	W409	719	RW						Yes
Story-1	W410	720	RW						Yes
Story-1	W411	721	RW						Yes
Story-1	W412	722	RW						Yes
Story-1	W413	723	RW						Yes
Story-1	W414	724	RW						Yes
Story-1	W415	725	RW						Yes
Story-1	W416	726	RW						Yes
Story-1	W417	727	RW						Yes
Story-1	W418	728	RW						Yes
Story-1	W419	729	RW						Yes
Story-1	W420	730	RW						Yes
Story-1	W421	731	RW						Yes
Story-1	W422	732	RW						Yes
Story-1	W423	733	RW						Yes
Story-1	W424	734	RW						Yes
Story-1	W425	735	RW						Yes
Story-1	W426	736	RW						Yes
Story-1	W427	737	RW						Yes
Story-1	W428	738	RW						Yes
Story-1	W429	739	RW						Yes
Story-1	W430	740	RW						Yes
Story-1	W431	741	RW						Yes
Story-1	W432	742	RW						Yes

Story	Label	Unique Name	Section	Diaphragm	Axis Angle deg	Pier	Spandrel	Spandrel Story	Modifiers?
Story-1	W433	743	RW						Yes
Story-1	W434	744	RW						Yes
Story-1	W435	745	RW						Yes
Story-1	W436	746	RW						Yes
Story-1	W437	747	RW						Yes
Story-1	W438	748	RW						Yes
Story-1	W439	749	RW						Yes
Story-1	W440	750	RW						Yes
Story-1	W441	751	RW						Yes
Story-1	W442	752	RW						Yes
Story-1	W443	753	RW						Yes
Story-1	W444	754	RW						Yes
Story-1	W445	755	RW						Yes
Story-1	W446	756	RW						Yes
Story-1	W447	757	RW						Yes
Story-1	W448	758	RW						Yes
Story-1	W449	759	RW						Yes
Story-1	W450	760	RW						Yes
Story-1	W451	761	RW						Yes
Story-1	W452	762	RW						Yes
Story-1	W453	763	RW						Yes
Story-1	W454	764	RW						Yes
Story-1	W455	765	RW						Yes
Story-1	W456	766	RW						Yes
Story-1	W457	767	RW						Yes
Story-1	W458	768	RW						Yes
Story-1	W459	769	RW			PR1-5			Yes
Story-1	W460	770	RW			PR1-5			Yes
Story-1	W461	771	RW			PR1-5			Yes
Story-1	W462	772	RW			PR2-5			Yes
Story-1	W463	773	RW			PR2-5			Yes
Story-1	W464	774	RW			PR2-5			Yes
Story-1	W465	775	RW			PR1-5			Yes
Story-1	W466	776	RW			PR1-5			Yes
Story-1	W467	777	RW			PR1-5			Yes
Story-1	W468	778	RW			PR2-5			Yes
Story-1	W469	779	RW			PR2-5			Yes
Story-1	W470	780	RW			PR2-5			Yes
Story-1	W471	781	RW			PR1-5			Yes
Story-1	W472	782	RW			PR1-5			Yes
Story-1	W473	783	RW			PR1-5			Yes
Story-1	W474	784	RW			PR2-5			Yes
Story-1	W475	785	RW			PR2-5			Yes
Story-1	W476	786	RW			PR2-5			Yes
Story-1	W477	787	RW			PR1-5			Yes
Story-1	W478	788	RW			PR1-5			Yes
Story-1	W479	789	RW			PR1-5			Yes
Story-1	W480	790	RW			PR2-5			Yes
Story-1	W481	791	RW			PR2-5			Yes
Story-1	W482	792	RW			PR2-5			Yes
Story-1	W483	793	RW			PR1-5			Yes
Story-1	W484	794	RW			PR1-5			Yes
Story-1	W485	795	RW			PR1-5			Yes
Story-1	W486	796	RW			PR2-5			Yes
Story-1	W487	797	RW			PR2-5			Yes
Story-1	W488	798	RW			PR2-5			Yes

Story	Label	Unique Name	Section	Diaphragm	Axis Angle deg	Pier	Spandrel	Spandrel Story	Modifiers?
Story-1	W489	799	RW			PR1-5			Yes
Story-1	W490	800	RW			PR1-5			Yes
Story-1	W491	801	RW			PR1-5			Yes
Story-1	W492	802	RW			PR2-5			Yes
Story-1	W493	803	RW			PR2-5			Yes
Story-1	W494	804	RW			PR2-5			Yes
Story-1	W495	805	RW			PR1-5			Yes
Story-1	W496	806	RW			PR1-5			Yes
Story-1	W497	807	RW			PR1-5			Yes
Story-1	W498	808	RW			PR2-5			Yes
Story-1	W499	809	RW			PR2-5			Yes
Story-1	W500	810	RW			PR2-5			Yes
Story-1	W501	811	RW			PR1-5			Yes
Story-1	W502	812	RW			PR1-5			Yes
Story-1	W503	813	RW			PR1-5			Yes
Story-1	W504	814	RW			PR2-5			Yes
Story-1	W505	815	RW			PR2-5			Yes
Story-1	W506	816	RW			PR2-5			Yes
Story-1	W507	817	RW			PR1-5			Yes
Story-1	W508	818	RW			PR1-5			Yes
Story-1	W509	819	RW			PR1-5			Yes
Story-1	W510	820	RW			PR2-5			Yes
Story-1	W511	821	RW			PR2-5			Yes
Story-1	W512	822	RW			PR2-5			Yes
Story-1	W513	823	RW			PR1-5			Yes
Story-1	W514	824	RW			PR1-5			Yes
Story-1	W515	825	RW			PR1-5			Yes
Story-1	W516	826	RW			PR2-5			Yes
Story-1	W517	827	RW			PR2-5			Yes
Story-1	W518	828	RW			PR2-5			Yes
Story-1	W519	829	RW						Yes
Story-1	W520	830	RW						Yes
Story-1	W521	831	RW						Yes
Story-1	W522	832	RW						Yes
Story-1	W523	833	RW						Yes
Story-1	W524	834	RW						Yes
Story-1	W525	835	RW						Yes
Story-1	W526	836	RW						Yes
Story-1	W527	837	RW						Yes
Story-1	W528	838	RW						Yes
Story-1	W529	839	RW						Yes
Story-1	W530	840	RW						Yes
Story-1	W531	841	RW						Yes
Story-1	W532	842	RW						Yes
Story-1	W533	843	RW						Yes
Story-1	W534	844	RW						Yes
Story-1	W535	845	RW						Yes
Story-1	W536	846	RW						Yes
Story-1	W537	847	RW						Yes
Story-1	W538	848	RW						Yes
Story-1	W539	849	RW						Yes
Story-1	W540	850	RW						Yes
Story-1	W541	851	RW						Yes
Story-1	W542	852	RW						Yes
Story-1	W543	853	RW						Yes
Story-1	W544	854	RW						Yes

Story	Label	Unique Name	Section	Diaphragm	Axis Angle deg	Pier	Spandrel	Spandrel Story	Modifiers?
Story-1	W545	855	RW						Yes
Story-1	W546	856	RW						Yes
Story-1	W547	857	RW						Yes
Story-1	W548	858	RW						Yes
Story-1	W549	859	RW						Yes
Story-1	W550	860	RW						Yes
Story-1	W551	861	RW						Yes
Story-1	W552	862	RW						Yes
Story-1	W553	863	RW						Yes
Story-1	W554	864	RW						Yes
Story-1	W555	865	RW						Yes
Story-1	W556	866	RW						Yes
Story-1	W557	867	RW						Yes
Story-1	W558	868	RW						Yes
Story-1	W559	869	RW						Yes
Story-1	W560	870	RW						Yes
Story-1	W561	871	RW						Yes
Story-1	W562	872	RW						Yes
Story-1	W563	873	RW						Yes
Story-1	W564	874	RW						Yes
Story-1	W565	875	RW						Yes
Story-1	W566	876	RW						Yes
Story-1	W567	877	RW						Yes
Story-1	W568	878	RW						Yes
Story-1	W569	879	RW						Yes
Story-1	W570	880	RW						Yes
Story-1	W571	881	RW						Yes
Story-1	W572	882	RW						Yes
Story-1	W573	883	RW						Yes
Story-1	W574	884	RW						Yes
Story-1	W575	885	RW						Yes
Story-1	W576	886	RW						Yes
Story-1	W577	887	RW						Yes
Story-1	W578	888	RW						Yes
Story-1	W579	889	RW			PR1-A			Yes
Story-1	W580	890	RW			PR1-A			Yes
Story-1	W581	891	RW			PR1-A			Yes
Story-1	W582	892	RW			PR2-A			Yes
Story-1	W583	893	RW			PR2-A			Yes
Story-1	W584	894	RW			PR2-A			Yes
Story-1	W585	895	RW			PR1-A			Yes
Story-1	W586	896	RW			PR1-A			Yes
Story-1	W587	897	RW			PR1-A			Yes
Story-1	W588	898	RW			PR2-A			Yes
Story-1	W589	899	RW			PR2-A			Yes
Story-1	W590	900	RW			PR2-A			Yes
Story-1	W591	901	RW			PR1-A			Yes
Story-1	W592	902	RW			PR1-A			Yes
Story-1	W593	903	RW			PR1-A			Yes
Story-1	W594	904	RW			PR2-A			Yes
Story-1	W595	905	RW			PR2-A			Yes
Story-1	W596	906	RW			PR2-A			Yes
Story-1	W597	907	RW			PR1-A			Yes
Story-1	W598	908	RW			PR1-A			Yes
Story-1	W599	909	RW			PR1-A			Yes
Story-1	W600	910	RW			PR2-A			Yes

Story	Label	Unique Name	Section	Diaphragm	Axis Angle deg	Pier	Spandrel	Spandrel Story	Modifiers?
Story-1	W601	911	RW			PR2-A			Yes
Story-1	W602	912	RW			PR2-A			Yes
Story-1	W603	913	RW			PR1-A			Yes
Story-1	W604	914	RW			PR1-A			Yes
Story-1	W605	915	RW			PR1-A			Yes
Story-1	W606	916	RW			PR2-A			Yes
Story-1	W607	917	RW			PR2-A			Yes
Story-1	W608	918	RW			PR2-A			Yes
Story-1	W609	919	RW			PR1-A			Yes
Story-1	W610	920	RW			PR1-A			Yes
Story-1	W611	921	RW			PR1-A			Yes
Story-1	W612	922	RW			PR2-A			Yes
Story-1	W613	923	RW			PR2-A			Yes
Story-1	W614	924	RW			PR2-A			Yes
Story-1	W615	925	RW			PR1-A			Yes
Story-1	W616	926	RW			PR1-A			Yes
Story-1	W617	927	RW			PR1-A			Yes
Story-1	W618	928	RW			PR2-A			Yes
Story-1	W619	929	RW			PR2-A			Yes
Story-1	W620	930	RW			PR2-A			Yes
Story-1	W621	931	RW			PR1-A			Yes
Story-1	W622	932	RW			PR1-A			Yes
Story-1	W623	933	RW			PR1-A			Yes
Story-1	W624	934	RW			PR2-A			Yes
Story-1	W625	935	RW			PR2-A			Yes
Story-1	W626	936	RW			PR2-A			Yes
Story-1	W627	937	RW			PR1-A			Yes
Story-1	W628	938	RW			PR1-A			Yes
Story-1	W629	939	RW			PR1-A			Yes
Story-1	W630	940	RW			PR2-A			Yes
Story-1	W631	941	RW			PR2-A			Yes
Story-1	W632	942	RW			PR2-A			Yes
Story-1	W633	943	RW			PR1-A			Yes
Story-1	W634	944	RW			PR1-A			Yes
Story-1	W635	945	RW			PR1-A			Yes
Story-1	W636	946	RW			PR2-A			Yes
Story-1	W637	947	RW			PR2-A			Yes
Story-1	W638	948	RW			PR2-A			Yes
Story-1	W639	949	RW						Yes
Story-1	W640	950	RW						Yes
Story-1	W641	951	RW						Yes
Story-1	W642	952	RW						Yes
Story-1	W643	953	RW						Yes
Story-1	W644	954	RW						Yes
Story-1	W645	955	RW						Yes
Story-1	W646	956	RW						Yes
Story-1	W647	957	RW						Yes
Story-1	W648	958	RW						Yes
Story-1	W649	959	RW						Yes
Story-1	W650	960	RW						Yes
Story-1	W651	961	RW						Yes
Story-1	W652	962	RW						Yes
Story-1	W653	963	RW						Yes
Story-1	W654	964	RW						Yes
Story-1	W655	965	RW						Yes
Story-1	W656	966	RW						Yes

Story	Label	Unique Name	Section	Diaphragm	Axis Angle deg	Pier	Spandrel	Spandrel Story	Modifiers?
Story-1	W657	967	RW						Yes
Story-1	W658	968	RW						Yes
Story-1	W659	969	RW						Yes
Story-1	W660	970	RW						Yes
Story-1	W661	971	RW						Yes
Story-1	W662	972	RW						Yes
Story-1	W663	973	RW						Yes
Story-1	W664	974	RW						Yes
Story-1	W665	975	RW						Yes
Story-1	W666	976	RW						Yes
Story-1	W667	977	RW						Yes
Story-1	W668	978	RW						Yes
Story-1	W669	979	RW						Yes
Story-1	W670	980	RW						Yes
Story-1	W671	981	RW						Yes
Story-1	W672	982	RW						Yes
Story-1	W673	983	RW						Yes
Story-1	W674	984	RW						Yes
Story-1	W675	985	RW						Yes
Story-1	W676	986	RW						Yes
Story-1	W677	987	RW						Yes
Story-1	W678	988	RW						Yes
Story-1	W679	989	RW						Yes
Story-1	W680	990	RW						Yes
Story-1	W681	991	RW						Yes
Story-1	W682	992	RW						Yes
Story-1	W683	993	RW						Yes
Story-1	W684	994	RW						Yes
Story-1	W685	995	RW						Yes
Story-1	W686	996	RW						Yes
Story-1	W687	997	RW						Yes
Story-1	W688	998	RW						Yes
Story-1	W689	999	RW						Yes
Story-1	W690	1000	RW						Yes
Story-1	W691	1001	RW						Yes
Story-1	W692	1002	RW						Yes
Story-1	W693	1003	RW						Yes
Story-1	W694	1004	RW						Yes
Story-1	W695	1005	RW						Yes
Story-1	W696	1006	RW						Yes
Story-1	W697	1007	RW						Yes
Story-1	W698	1008	RW						Yes
Story-1	W699	1009	RW						Yes
Story-1	W700	1010	RW						Yes
Story-1	W701	1011	RW						Yes
Story-1	W702	1012	RW						Yes
Story-1	W703	1013	RW						Yes
Story-1	W704	1014	RW						Yes
Story-1	W705	1015	RW						Yes
Story-1	W706	1016	RW						Yes
Story-1	W707	1017	RW						Yes
Story-1	W708	1018	RW						Yes
Story-1	W709	1019	RW						Yes
Story-1	W710	1020	RW						Yes
Story-1	W711	1021	RW						Yes
Story-1	W712	1022	RW						Yes

Story	Label	Unique Name	Section	Diaphragm	Axis Angle deg	Pier	Spandrel	Spandrel Story	Modifiers?
Story-1	W713	1023	RW						Yes
Story-1	W714	1024	RW						Yes
Story-1	W715	1025	RW						Yes
Story-1	W716	1026	RW						Yes
Story-1	W717	1027	RW						Yes
Story-1	W718	1028	RW						Yes
Story-1	W719	1029	RW						Yes
Story-1	W720	1030	RW						Yes
Story-1	W721	1031	RW						Yes
Story-1	W722	1032	RW						Yes
Story-1	W723	1033	RW						Yes
Story-1	W724	1034	RW						Yes
Story-1	W725	1035	RW						Yes
Story-1	W726	1036	RW						Yes
Story-1	W727	1037	RW						Yes
Story-1	W728	1038	RW						Yes
Story-1	W729	1039	RW						Yes
Story-1	W730	1040	RW						Yes
Story-1	W731	1041	RW						Yes
Story-1	W732	1042	RW						Yes
Story-1	W733	1043	RW						Yes
Story-1	W734	1044	RW						Yes
Story-1	W735	1045	RW						Yes
Story-1	W736	1046	RW						Yes
Story-1	W737	1047	RW						Yes
Story-1	W738	1048	RW						Yes
Story-1	W739	1049	RW						Yes
Story-1	W740	1050	RW						Yes
Story-1	W741	1051	RW						Yes
Story-1	W742	1052	RW						Yes
Story-1	W743	1053	RW						Yes
Story-1	W744	1054	RW						Yes
Story-1	W745	1055	RW						Yes
Story-1	W746	1056	RW						Yes
Story-1	W747	1057	RW						Yes
Story-1	W748	1058	RW						Yes
Story-1	W749	1059	RW						Yes
Story-1	W750	1060	RW						Yes
Story-1	W751	1061	RW						Yes
Story-1	W752	1062	RW						Yes
Story-1	W753	1063	RW						Yes
Story-1	W754	1064	RW						Yes
Story-1	W755	1065	RW						Yes
Story-1	W756	1066	RW						Yes
Story-1	W757	1067	RW						Yes
Story-1	W758	1068	RW						Yes
Story-1	W8	90	SW			P1			Yes
Story-1	W9	91	SW			P1			Yes
Story-1	W11	92	SW			P1			Yes
Story-1	W12	93	SW			P1			Yes
Story-1	W22	94	SW			P1			Yes
Story-1	W23	95	SW			P1			Yes
Story-1	W24	96	SW			P1			Yes
Story-1	W25	97	SW			P1			Yes
PENT	F23	83	TIRCHE	D1					No
ROOF	F3	30	TIRCHE	D1					No

Story	Label	Unique Name	Section	Diaphragm	Axis Angle deg	Pier	Spandrel	Spandrel Story	Modifiers?
ROOF	F8	29	TIRCHE	D1					No
ROOF	F9	31	TIRCHE	D1	90				No
ROOF	F16	28	TIRCHE	D1	90				No
ROOF	F17	49	SLS	D1					No
ROOF	F2	11	TIRCHE	D1					No
ROOF	F1	12	TIRCHE	D1	90				No
Story4	F3	35	TIRCHE	D1					Yes
Story4	F8	34	TIRCHE	D1					No
Story4	F9	36	TIRCHE	D1	90				Yes
Story4	F16	33	TIRCHE	D1	90				No
Story4	F17	50	SLS	D1					No
Story4	F2	17	TIRCHE	D1					Yes
Story4	F1	26	TIRCHE	D1	90				No
Story3	F3	40	TIRCHE	D1					No
Story3	F8	39	TIRCHE	D1					No
Story3	F9	41	TIRCHE	D1	90				No
Story3	F16	38	TIRCHE	D1	90				No
Story3	F17	51	SLS	D1					No
Story3	F2	27	TIRCHE	D1					No
Story3	F1	37	TIRCHE	D1	90				No
Story2	F3	45	TIRCHE	D1					No
Story2	F8	44	TIRCHE	D1					No
Story2	F9	46	TIRCHE	D1	90				No
Story2	F16	43	TIRCHE	D1	90				No
Story2	F17	52	SLS	D1					No
Story2	F2	42	TIRCHE	D1					No
Story2	F1	47	TIRCHE	D1	90				No
Story1	F3	24	TIRCHE	D1					No
Story1	F8	22	TIRCHE	D1					No
Story1	F9	25	TIRCHE	D1	90				No
Story1	F16	21	TIRCHE	D1	90				No
Story1	F17	48	SLS	D1					No
Story1	F2	32	TIRCHE	D1					No
Story1	F1	10	TIRCHE	D1	90				No
Story0-00	F3	15	SLM	D1					No
Story0-00	F8	14	SLM	D1					No
Story0-00	F9	16	SLM	D1					No
Story0-00	F16	13	SLM	D1					No
Story0-00	F17	19	SLS	D1					No
Story0-00	F11	23	SLM	D1					No
Story0-00	F4	9	SLM	D1					No
Story-1	F3	3	SLM	D1					No
Story-1	F8	2	SLM	D1					No
Story-1	F9	4	SLM	D1					No
Story-1	F5	20	SLM	D1					No
Story-1	F11	5	SLM	D1					No

معرفی الگوهای بارگذاری

This chapter provides loading information as applied to the model.

Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Load
Dead	Dead	1	
Live	Live	0	
RL	Reducible Live	0	
MASS	Other	0	
EX	Seismic	0	User Coefficient
EPX	Seismic	0	User Coefficient
EY	Seismic	0	User Coefficient
EPY	Seismic	0	User Coefficient
EZ	Seismic	0	None
SOIL	Other	0	
PaeX	Seismic	0	None
PaeY	Seismic	0	None
Live eq	Live	0	
SD	Superimposed Dead	0	

Name	Stiffness From	Mass Source	Load Type	Load Name	Scale Factor	Design Load Type
Dead	Preset P-delta	MASS SOURCE	Load Pattern	Dead	1	Program Determined
Live	Preset P-delta	MASS SOURCE	Load Pattern	Live	1	Program Determined
RL	Preset P-delta	MASS SOURCE	Load Pattern	RL	1	Program Determined
MASS	Preset P-delta	MASS SOURCE	Load Pattern	MASS	1	Program Determined
EX	Preset P-delta	MASS SOURCE	Load Pattern	EX	1	Program Determined
EPX	Preset P-delta	MASS SOURCE	Load Pattern	EPX	1	Program Determined
EY	Preset P-delta	MASS SOURCE	Load Pattern	EY	1	Program Determined
EPY	Preset P-delta	MASS SOURCE	Load Pattern	EPY	1	Program Determined
EZ	Preset P-delta	MASS SOURCE	Load Pattern	EZ	1	Program Determined
SOIL	Preset P-delta	MASS SOURCE	Load Pattern	SOIL	1	Program Determined
PaeX	Preset P-delta	MASS SOURCE	Load Pattern	PaeX	1	Program Determined
PaeY	Preset P-delta	MASS SOURCE	Load Pattern	PaeY	1	Program Determined
Live eq	Preset P-delta	MASS SOURCE	Load Pattern	Live eq	1	Program Determined
SD	Preset P-delta	MASS SOURCE	Load Pattern	SD	1	Program Determined
~TorsionS	Preset P-delta	MASS SOURCE	Load Pattern	~SPXECC	1	Program Determined
~TorsionS	Preset P-delta	MASS SOURCE	Load Pattern	~SPYECC	1	Program Determined

Define Load Patterns

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
Dead	Dead	1	
Dead	Dead	1	
Live	Live	0	
RL	Reducible Live	0	
MASS	Other	0	
EX	Seismic	0	User Coefficient
EPX	Seismic	0	User Coefficient
EY	Seismic	0	User Coefficient
EPY	Seismic	0	User Coefficient
EZ	Seismic	0	None

Click To:

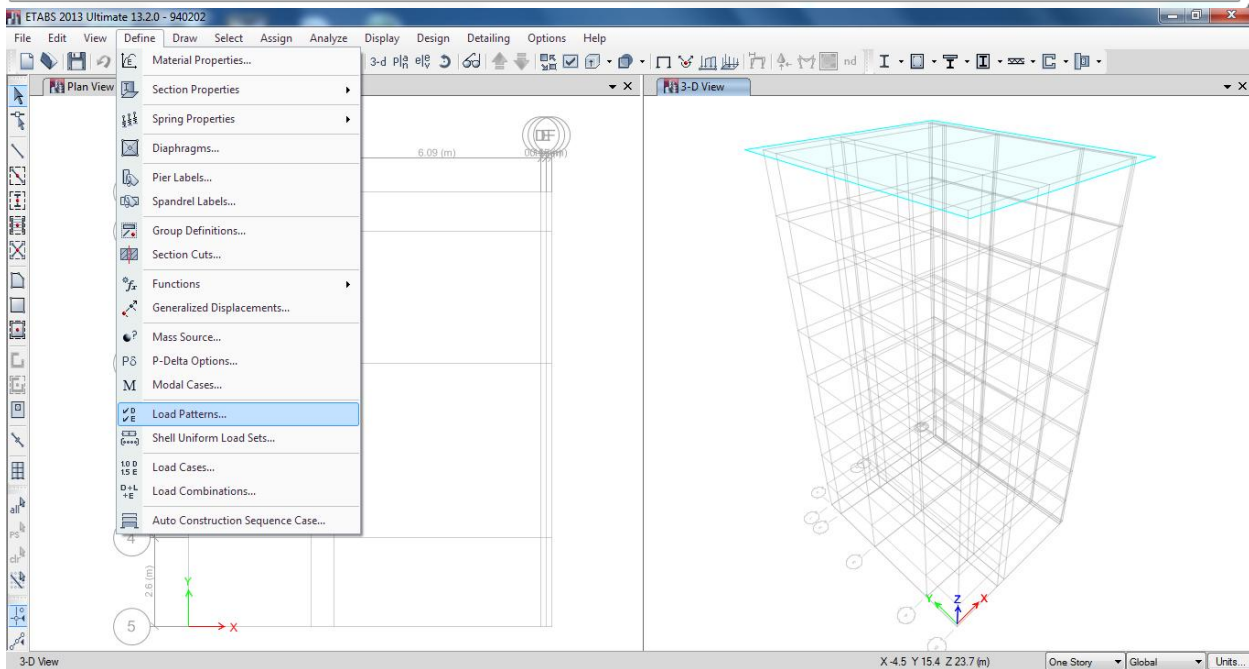
Add New Load

Modify Load

Modify Lateral Load...

Delete Load

OK Cancel



Define Load Patterns

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
RL	Reducible Live	0	
Dead	Dead	1	
Live	Live	0	
RL	Reducible Live	0	
MASS	Other	0	
EX	Seismic	0	User Coefficient
EPX	Seismic	0	User Coefficient
EY	Seismic	0	User Coefficient
EPY	Seismic	0	User Coefficient
EZ	Seismic	0	None

Click To:

Add New Load

Modify Load

Modify Lateral Load...

Delete Load

OK Cancel

معرفی بار زلزله استاتیکی (بدون خروج از مرکزیت)

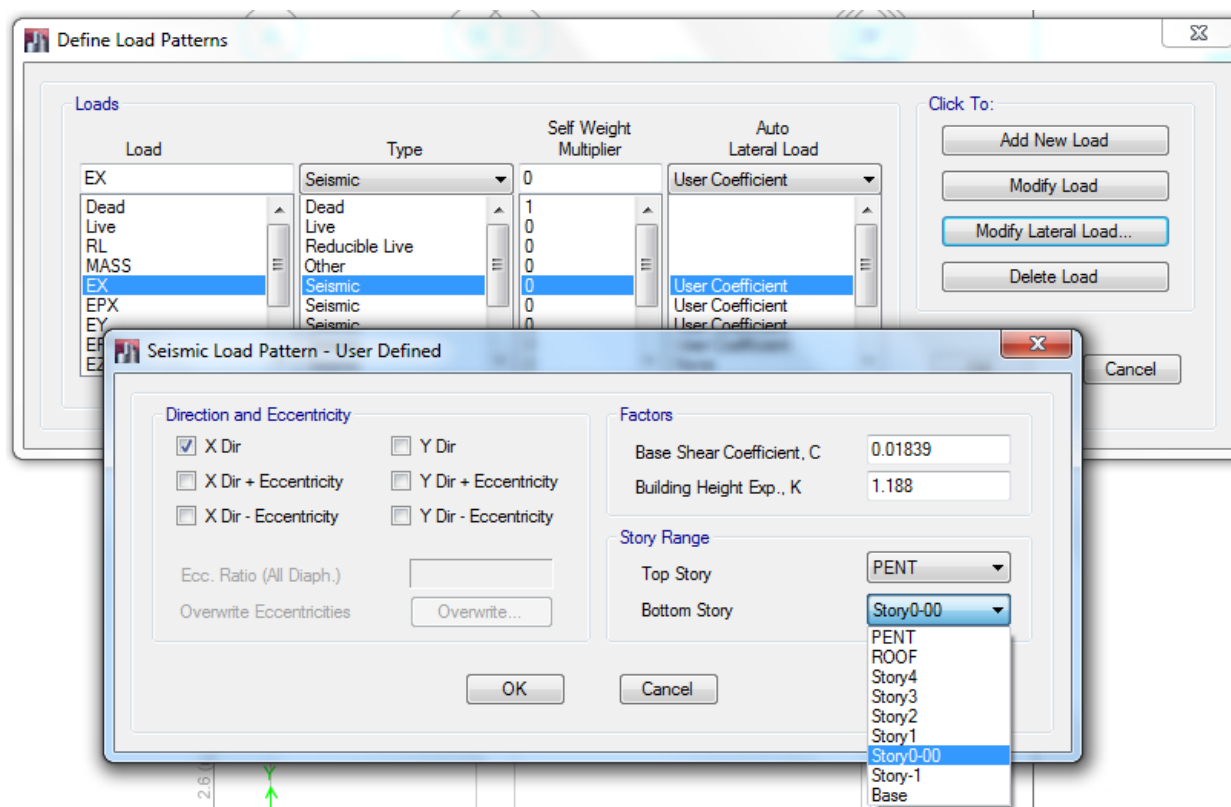
User Coefficient Auto Seismic Load Calculation

This calculation presents the automatically generated lateral seismic loads for load pattern EX using the user input coefficients, as calculated by ETABS.

Direction and Eccentricity

Direction = X

Factors and Coefficients



معرفی بار زلزله استاتیکی (با خروج از مرکزیت اتفاقی مثبت)

User Coefficient Auto Seismic Load Calculation

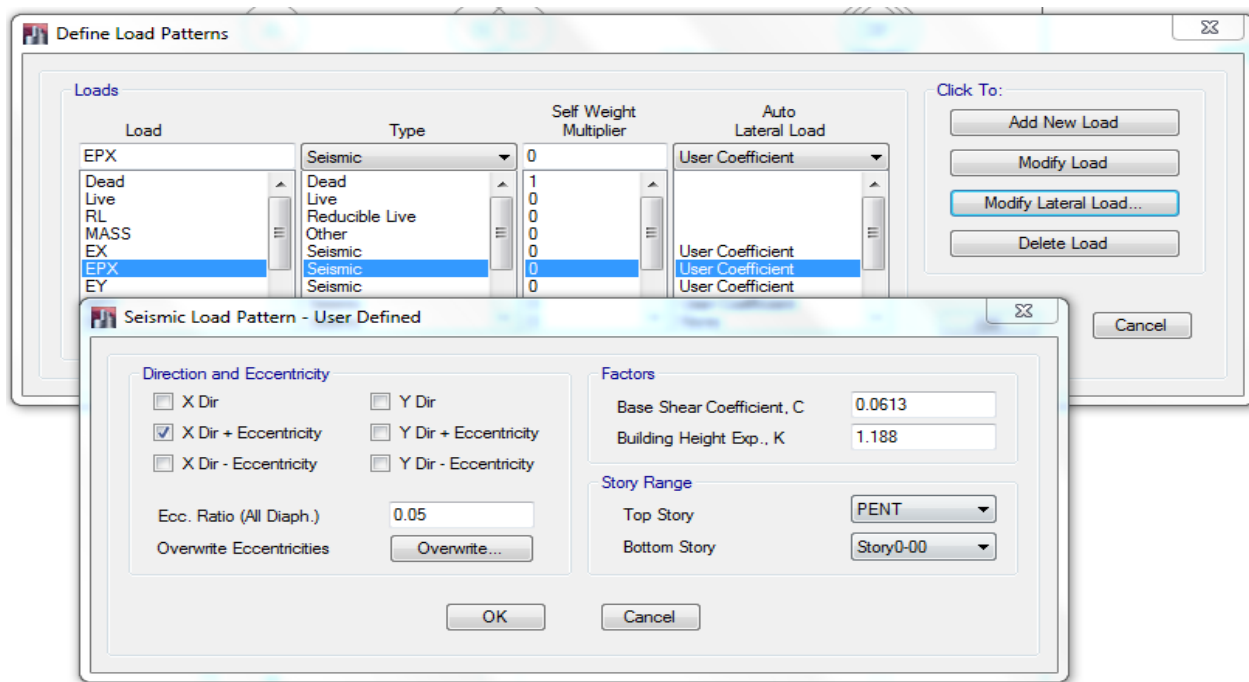
This calculation presents the automatically generated lateral seismic loads for load pattern EPX using the user input coefficients, as calculated by ETABS.

Direction and Eccentricity

Direction = X + Eccentricity Y

Eccentricity Ratio = 5% for all diaphragms

Factors and Coefficients



معرفی بار زلزله استاتیکی (بدون خروج از مرکزیت)

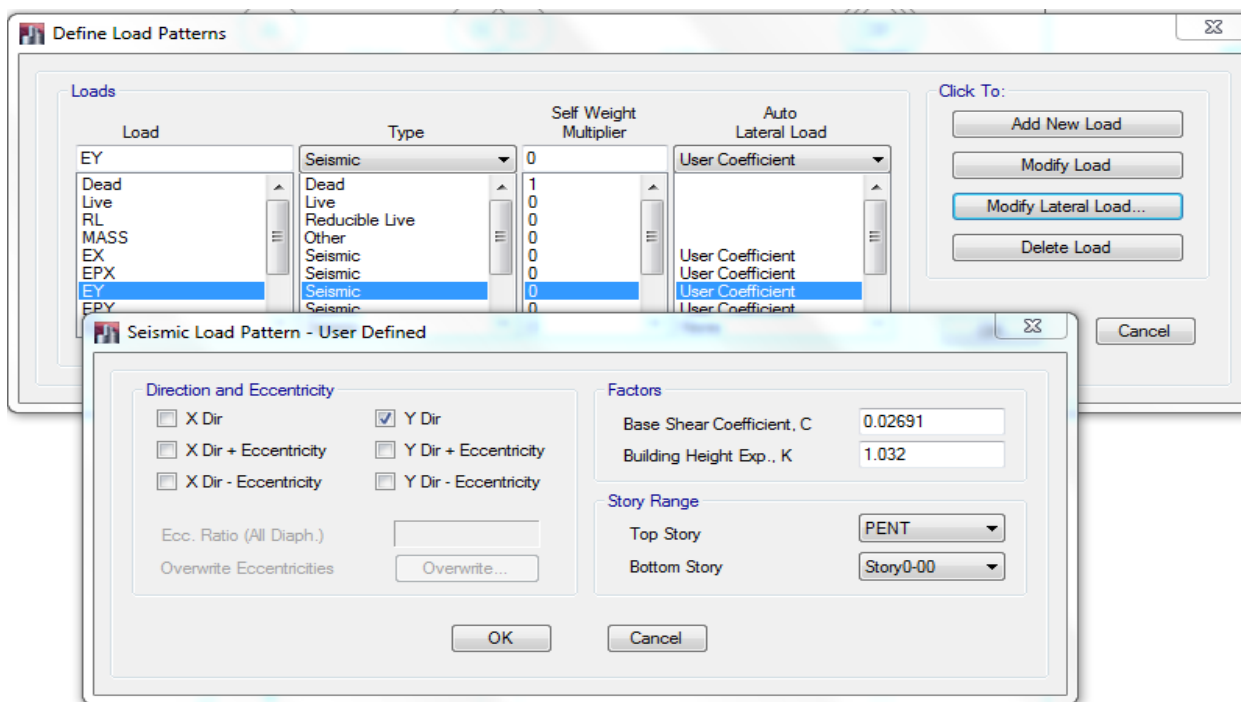
User Coefficient Auto Seismic Load Calculation

This calculation presents the automatically generated lateral seismic loads for load pattern EY using the user input coefficients, as calculated by ETABS.

Direction and Eccentricity

Direction = Y

Factors and Coefficients



معرفی بار زلزله استاتیکی (با خروج از مرکزیت اتفاقی مثبت)

User Coefficient Auto Seismic Load Calculation

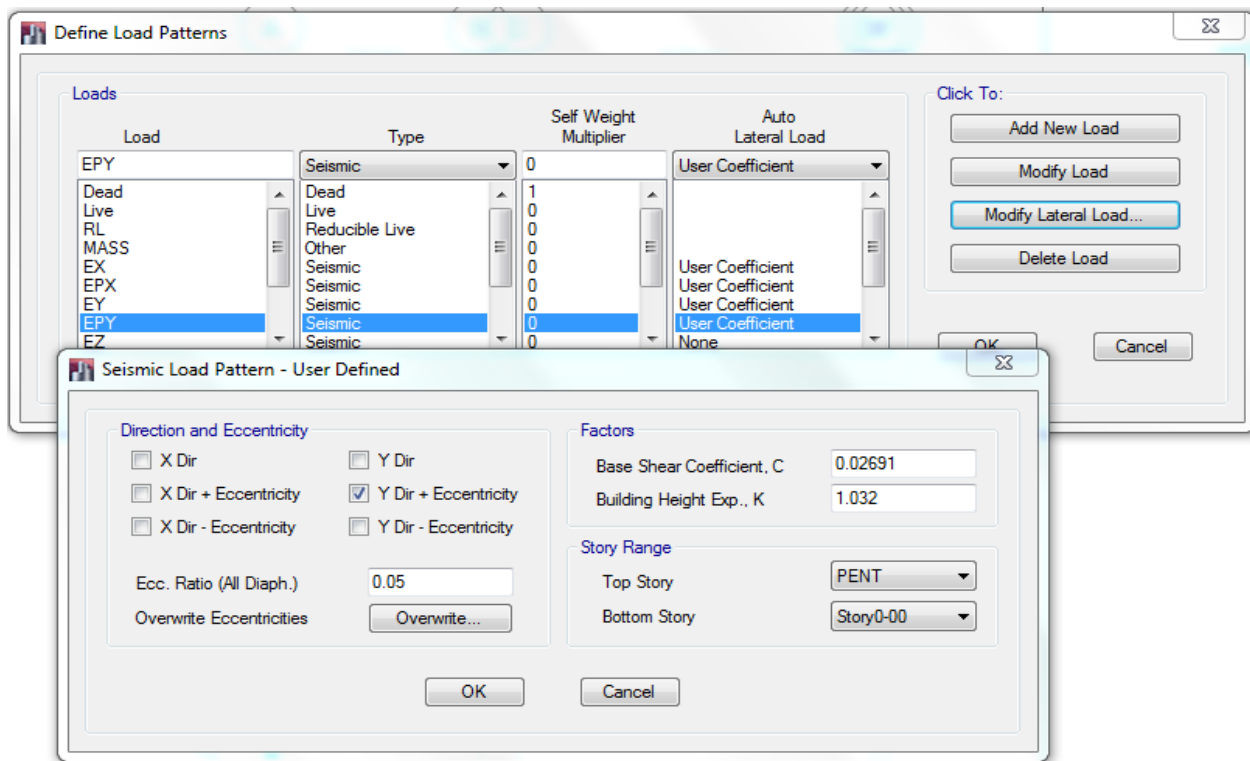
This calculation presents the automatically generated lateral seismic loads for load pattern EPY using the user input coefficients, as calculated by ETABS.

Direction and Eccentricity

Direction = Y + Eccentricity X

Eccentricity Ratio = 5% for all diaphragms

Factors and Coefficients



۹-۳-۳ نیروی قائم ناشی از زلزله

۹-۳-۳-۱ نیروی قائم ناشی از زلزله که اثر مؤلفه قائم شتاب زلزله در ساختمان است، در موارد زیر باید در محاسبات منظور شود.

الف- کل سازه ساختمان‌هایی که در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد واقع شده‌اند.

ب- تیرهایی که دهانه آنها بیشتر از پانزده متر می‌باشد، همراه با ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی آنها.

پ- تیرهایی که بار قائم متمرکز قابل توجهی در مقایسه با سایر بارهای منتقل شده به تیر را تحمل می‌کنند، همراه با ستون‌ها و دیوارهای تکیه‌گاهی آنها. در صورتی که بار متمرکز حداقل برابر با نصف مجموع بار وارده به تیر باشد، آن بار قابل توجه تلقی می‌شود.

ت- بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌هایی که به صورت طره ساخته می‌شوند.

۹-۳-۳-۲ مقدار نیروی قائم از رابطه (۳-۱۰) محاسبه می‌شود. در مورد بالکن‌ها و پیش‌آمدگی‌ها، این نیرو باید در هر دو جهت رو به بالا و رو به پایین و بدون منظور نمودن اثر کاهنده بارهای ثقلی در نظر گرفته شود.

$$F_v = 0.6 A I W_p$$

(۳-۱۰)

در این رابطه:

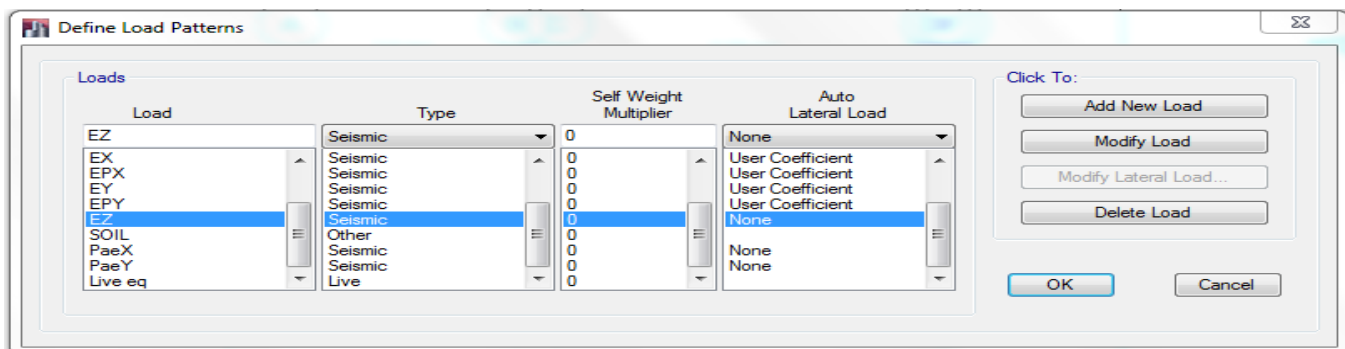
A و **I** مقادیری هستند که برای محاسبه نیروی برشی پایه منظور شده‌اند.

W_p: در مورد بند الف بالا بار مرده و در مورد سایر بندها بار مرده به اضافه کل سربار است.

نیروی قائم زلزله باید در هر دو جهت رو به بالا و روبه پایین، جداگانه به سازه اعمال شود. در نظر گرفتن نیروی قائم در جهت رو به بالا در طراحی پی ساختمان ضروری نیست.

اثرات زلزله‌ها در طبیعت به دو صورت افقی و عمودی به سازه‌ها وارد می‌شود که خوشبختانه احتمال وقوع زلزله در جهت افقی بیش از جهت عمودی است. در بعضی از زلزله‌ها اثر مولفه نیروی قائم بیش از جهت افقی است مانند زلزله بم که بزرگی مخرب آن دیده شده است، بزرگی این زلزله در جهت افقی حدوداً 6 ریشتر بوده که جزء زلزله‌ای متوسط جهان بشمار می‌آید، اما مولفه قائم آن بسیار قوی و بزرگی آن بیش از 8 ریشتر می‌باشد. خرابی ساختمانها در بم به غیر از مسائل اجرایی و فنی، افزایش نیروی زلزله بیش از نیروی محاسباتی در استاندارد 2800 است.

معرفی بار قائم ناشی از زلزله وارد بر طره‌ها



اگر بر اساس بند 6-7-2-1-3 مبحث ششم لازم باشد که سازه بر اساس روش دینامیکی، تحلیل شود باید علاوه بر حالت بارهای استاتیکی بارهای دینامیکی هم به نرم افزار معرفی شود. استفاده از روش استاتیکی برای ساختمانهای منظم تا 5 طبقه یا کمتر از 18 متر از تراز پایه و یا برای برای سازه های منظم با ارتفاع کمتر از 50 متر از تراز پایه مجاز است. غیر از آن باید سازه حتماً به روش دینامیکی تحلیل شود. البته حتی اگر استفاده از روش تحلیل استاتیکی هم مجاز باشد بهتر است که از روش دینامیکی جهت تحلیل استفاده کنیم. در این حالت اگر سازه منظم باشد میشود بر اساس بند 6-7-2-6-2 الف-2 مقدار برش پایه دینامیکی را نسبت به برش پایه استاتیکی تا 10 درصد کاهش داد که این باعث اقتصادی شدن طرح سازه خواهد شد. تشخیص منظم یا نامنظم بودن سازه بر اساس ضوابط بند 6-7-1 مبحث ششم باید انجام شود. برخی از شرایط ذکر شده در این بند همان ابتدا قابل تشخیص است ولی برخی دیگر مثل کنترل فاصله بین مرکز جرم و سختی سازه و همچنین کنترل نسبت تغییر مکان جانبی ماکسیمم به تغییر مکان میانگین در طبقه باید بعد از آنالیز سازه انجام شود. در این مورد باید در ابتدا یک حدس اولیه داشته باشیم و سپس بعد از آنالیز و طراحی اولیه سازه به صورت دقیقتر صحت حدس اولیه را بررسی کرد. جهت تحلیل دینامیکی سازه به دو روش تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی میتوان عمل کرد که روش اول متداولتر است و در اینجا نیز همین روش توضیح داده میشود. به این منظور باید به شرح زیر عمل کنیم: ابتدا باید طیف طرح استاندارد مبحث ششم را در بیرون از برنامه تهیه کنیم و سپس به داخل برنامه ایمپورت کنیم. طیف طرح استاندارد مطابق بند 6-7-2-1-2 و بر اساس ضوابط عنوان شده در 6-7-2-5 مبحث ششم. برای این منظور میشود از فایل اکسل ضمیمه شده هم استفاده کرد.

در صورت استفاده از فایل اکسل باید به شیت تحت نام اطلاعات ورودی مراجعه کرده و اطلاعات خانه های آبی رنگ را وارد نمود. اگر ضریب رفتار سازه برای هر دو جهت اصلی آن یکسان است یک بار تولید طیف طرح استاندارد توسط این فایل کفایت میکند و در غیر این صورت باید دو طیف استاندارد جداگانه تهیه شود. در قسمت T_{max} حداکثر مقدار زمان تناوبی که ممکن است در مودهای مختلف برای سازه پیش آید را باید وارد نمایید.

برای این منظور عددی بین 5 تا 10 ثانیه معمولاً کفایت میکند و نیازی به اعداد بزرگتر نیست. پس از وارد کردن اطلاعات در این شیت به طور خودکار محاسبات انجام شده و اعداد طیف طرح در شیت تحت نام اعداد مربوط به طیف طرح « ساخته میشود.

به شیت مذکور مراجعه کرده و ستونهای A و B را کپی کرده و در یک فایل نوت پد خالی که قبلاً باز کرده اید txt نمایید. فایل را به اسمی دلخواه به طور مثال SPEC1 ذخیره نمایید. بعد از ساخت طیف طرح استاندارد باید آن را به داخل برنامه ایمپورت نماییم. برای این منظور به منوی Define/Response Spectrum Functions... مراجعه میکنیم. در اینجا در قسمت بالا سمت راست از منوی Choose Function Type to Add گزینه Spectrum From File را انتخاب کرده و سپس بر روی Add New Function کلیک مینماییم. در اینجا (در قسمت Function Name یک اسم دلخواه مثلاً Spec1 انتخاب کرده و در زیر آن سمت راست گزینه Period vs Value را انتخاب نمایید. و سپس بر روی دکمه Browse کلیک کرده و فایل نوتپدی که در مرحله قبل ساخته اید از روی کامپیوتر خود فراخوانی نمایید. سپس در پایین صفحه بر روی دکمه Display Graf کلیک نمایید تا نموداری مشابه نمودار ترسیم شده در فایل اکسل ظاهر شود. اگر نمودار با نمودار شیت اکسل متفاوت باشد در این فرایند اشتباهی رخ داده است که باید بازگشته و اصلاح نماییم. سپس بر روی دکمه (Convert to User Defined وسط سمت چپ صفحه) کلیک نمایید تا صفحه جدیدی ظاهر شود و بالاخره بر روی دکمه OK کلیک مینماییم تا فرآیند معرفی طیف طرح استاندارد به اتمام برسد. اگر ضریب رفتار برای دو جهت اصلی سازه متفاوت باشد این فرآیند باید یک بار دیگر برای جهت دیگر سازه تکرار شود.

پس از وارد کردن طیف طرح استاندارد باید به قسمت Define Response Spectrum Cases رفته و حالات مختلف بار دینامیکی را به نرم افزار معرفی نماییم. روشهای مختلفی برای معرفی حالات دینامیکی بار وجود دارد. در اینجا به یکی از این روشها که شرایط مورد نظر آیین نامه برای سازه های نامنظم را هم تامین میکند و همچنین در آن حداقل برون از مرکزیت اتفاقی هم اعمال میشود اشاره میکنیم. در قسمت Define/Response Spectrum Cases بر روی دکمه Add New Spectrum کلیک میکنیم و در چهار مرحله چهار طیف دینامیکی را به نامهای SPECX و SPECY و SPECX2 و SPECY2 با در نظر گرفتن 5 درصد برون از مرکزیت اتفاقی (برای دو تای اول) و بدون در نظر گرفتن برون از مرکزیت اتفاقی برای دوتای دوم و میرایی 5 درصد معرفی میکنیم.

طیف اول برای جهت X ، طیف دوم برای جهت Y با در نظر گرفتن برون از مرکزیت اتفاقی است. طیف سوم و چهارم هم با دو طیف اول مشابهند ولی در آنها برون از مرکزیت اتفاقی اعمال نشده است. از این جهت طیف دوم برای وقتی استفاده میشود که مطابق بند 6-7-2-3-1 نیاز به اعمال 100 درصد نیروی زلزله در یک جهت با 30 درصد نیروی زلزله در جهت متعامد باشد و مطابق تبصره 2 همین بند برای جهت 30 درصد نیازی به اعمال برون از مرکزیت اتفاقی نباشد. اگر سازه شامل این بند نباشد نیازی به تعریف طیفهای سوم و چهارم نیست اما اعمال آن در جهت اطمینان است. (توجه کنید که در قسمت SCALE FACTOR باید عدد شتاب جاذبه بر حسب واحد برنامه وارد شود. این عدد 9.81 متر بر محدود ثانیه میباشد که در صورتی که از واحد دیگری استفاده شده باشد باید متناسب با آن عدد دیگر استفاده شود.

منحنی طیف ضریب بازتاب یا ضریب B در استاندارد 2800 ابزار اساسی در هنگام استفاده از روش تحلیل استاتیکی معادل وروش آنالیز طیفی در آئین نامه زلزله است. به همین دلیل وجود دقت کافی در محاسبه و ارائه این ضریب در آئین نامه ها اهمیت زیادی در طراحی هرچه مطمئن تر سازه ها در برابر زلزله دارد. از طرفی با توجه به اینکه ضریب بازتاب رابطه ای مستقیم با ضریب زلزله دارد، دست بالا گرفتن ضریب B تاثیر منفی بر ملاحظات اقتصادی پروژه خواهد داشت.

اطلاعات زمین شناسی و ژئوتکنیک موجود به منظور بررسی شرایط ساختگاهی جمع آوری و پردازش میشود. سپس با شناخت خصوصیات دینامیکی لایه های زمین و تعیین سرعت موج برشی در این لایه ها ،تعداد 20 پروفیل نماینده انواع زمین آیین نامه ایران انتخاب و سپس تحلیل دینامیکی با نرم افزار DeepSoil در دو حالت تحلیل خطی معادل و غیرخطی صورت گرفته و طیف طرح شتاب افقی به همراه طیف میانگین و طیف میانگین بعلاوه یک انحراف معیار در تراز پی حاصل ازتحلیل دینامیکی ارائه می گردد.نهایتاً پارامترهای لرزه ای سطح زمین، شامل بیشینه شتاب و طیف طراحی استخراج گردیده و با هدف مشخص شدن میزان محافظه کاری یا غیر محافظه بودن آیین نامه، با طیف های طرح معرفی شده در آیین نامه زلزله 2800 مقایسه می گردد که بطور کلی، در تحلیل خطی معادل، طیف طرح آیین نامه برای انواع زمین نوع یک،دو،سه دست بالا در نظر گرفته شده است ودر قسمت منحنی بهتر است که کاهش پیدا کند. در تحلیل خطی معادل طیف نوع یک نسبتاً مناسب، نوع دو مقداری ضعیف، نوع سه تا حدی دست بالا گرفته شده و برای زمانهای کمتر از 5/0 ثانیه،بررسی بیشتری نیاز می باشد و در قسمت منحنی طیف طرح بهتر است کاهش پیدا کند.

در این روشها نیروی جانبی زلزله با استفاده از بازتاب دینامیکی که سازه در جریان حرکت زمین ناشی از زلزله از خود نشان می دهد تعیین میگردد. این روشها شامل روش تحلیل طیفی و روش تحلیل تاریخچه زمانی است. کاربرد هر یک از این دو روش در ساختمانهای مشمول این مقررات اختیاری است. اثرات حرکت زمین به یکی از صورتهای طیف بازتاب شتاب و تاریخچه زمانی تغییرات شتاب مشخص می شود. طیف بازتاب شتاب برای این زلزله طیف طرح نامیده می شود. در این آیین نامه برای طیف طرح استاندارد و یا از طیف طرح ساختگاه مطابق ضوابط خاص خود استفاده نمود استفاده از هر یک از طیفها برای کلیه ساختمانها اختیاری است. تنها در مورد استفاده از طیف طرح ویژه ساختگاه باید توجه داشت که مقدار آن نباید کمتر از دو سوم مقدار نظیر در طیف طرح استاندارد باشد.

الف : طیف طرح استاندارد

این طیف از حاصلضرب مقادیر ضریب بازتاب ساختمان در پارامترهای نسبت شتاب مبنا، ضرایب اهمیت ساختمان و عکس ضریب رفتار بدست می آید.
این طیف با فرض نسبت میرائی 5 درصد تعیین شده است.

ب : طیف طرح ویژه ساختگاه

این طیف با توجه به ویژگیهای زمین شناسی، تکتونیکی، لرزه شناسی، میزان ریسک و مشخصات خاک در لایه های مختلف ساختگاه و با در نظر گرفتن نسبت میرائی 5 درصد تعیین می شود. در صورتیکه نوع ساختمان و سطح زلزله مورد نظر منظور نمودن میرائی متفاوتی را ایجاب نماید می توان آن را مبنای تهیه طیف قرار داد. مقادیر محاسبه شده این طیف باید در ضریب اهمیت ساختمان و عکس ضریب رفتار ساختمان ضرب گردد. مقادیر طیف حاصل نباید از $2/3$ مقادیر نظیر طیف طرح استاندارد کمتر باشد.

پ : تاریخچه زمانی تغییرات شتاب (شتاب نگاشت)

شتاب نگاشت باید حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین در محل احداث بنا در هنگام زلزله باشد . بدین منظور باید حداقل سه شتابنگاشت با ویژگیهای زیر در تحلیل مورد استفاده قرار گیرد.

در صورتیکه شتاب نگاشت ها مربوط به زلزله های واقعی اتفاق افتاده در منطق دیگر باشند باید حتی المقدور سعی شود ویژگیهای زمین شناسی، تکتونیکی، لرزه شناسی و به خصوص مشخصات لایه های خاک در محل شتاب نگار با محل ساختمان مورد نظر مشابهت داشته باشند.

مدت زمان حرکت شدید در شتاب نگاشتها باید زمانی حداقل برابر 10 ثانیه و یا 3 برابر زمان تناوب اصلی سازه مورد نظر هرکدام بیشتر است باشد.

روش تحلیل دینامیکی طیفی با استفاده از آنالیز مدها

در این روش تحلیل دینامیک با فرض رفتار الاستیک خطی سازه و با استفاده از حداکثر بازتاب کلیه مدهای نوسانی سازه که در بازتاب کل سازه اثر قابل توجهی دارند انجام می گیرد. حداکثر بازتاب در هر مد با توجه به زمان تناوب آن مد از طیف طرح به دست می آید و بازتاب کلی سازه از ترکیب آماری بازتابهای حداکثر هر مد تخمین زده می شود.

الف : تعداد مدهای نوسان

در هریک از دو امتداد متعامد ساختمان باید حداقل سه مد اول نوسان یا تمام مدهای نوسان با زمان تناوب بیشتر از 4 درصد ثانیه یا تمام مدهای نوسان که مجموع جرمهای موثر ساختمان در آنها بیشتر از 90 درصد جرم کل سازه است هر کدام که تعدادشان بیشتر است در نظر گرفته شود.

ب : ترکیب اثرات مدها

حداکثر بازتابهای دینامیکی سازه از قبیل نیروهای داخلی اعضا، تغییر مکانها، نیروهای طبقات، برشهای طبقات و عکس العمل پایه در هر مد را باید با روشهای آماری شناخته شده مانن روش جذر مجموع مربعات و یا روش ترکیب مربعی کامل تعیین نمود. ترکیب اثرات حداکثر مدها در ساختمانهای نامنظم در پلان و یا در مواردی که زمانهای تناوب دو یا چند مد سازه با یکدیگر نزدیک باشند، باید صرفاً با روشهایی که اندرکنش مدهای ارتعاشی را در نظر می گیرد مانند روش ترکیب مربعی کامل انجام شود.

روش تحلیل دینامیکی : محاسبه لحظه به لحظه بازتابهای ساختمان تحت تاثیر شتاب نگاشت های واقعی زلزله را می توان در مورد کلیه ساختمانها به کار برد.

به طور کلی برای ساختمانهای کاملاً منظم و یا ساختمانهایی که در ارتفاع منظم هستند در صورتیکه از این روش استفاده شود می توان آنرا در دو امتداد متعامد ساختمان به طور جداگانه ای انجام داد ولی چنانچه ساختمان در پلان به حدی نامنظم باشد که نوسان آن در بعضی و یا تمام مدها عمدتاً به طور توأم در دو امتداد متعامد انجام پذیرد یعنی ساختمان مدهای نوسانی داشته باشد که در آن مدها حرکت در یک امتداد توأم با حرکت در امتداد عمود بر آن باشد برای ملحوظ نمودن اثرات این حرکات توأم ساختمان باید بوسیله روش تحلیل دینامیکی و با استفاده از یک مدل سه بعدی محاسبه شود .

در این روش بازتابهای سازه در هر مقطع زمانی در مدت وقوع زلزله با تاثیر دادن شتابهای ناشی از حرکت زمین (شتاب نگاشت) در تراز پایه ساختمان و انجام محاسبات دینامیکی مربوطه تعیین می گردد.

این روش را می توان در تحلیل خطی الاستیک و یا تحلیل غیر خطی سازه های مورد استفاده قرار داد. مقایسه بین نتایج تحلیل الاستیک سازه با استفاده از طیف طرح استاندارد و یا طیف طرح ویژه ساختگاه یا آنچه از تحلیل تاریخچه زمانی خطی به دست می آید الزامی بوده و دلائل احتمالی بین آنها باید طی یک گزارش فنی جامع توجیه گردد.

طیف عکس العمل:

پیدا کردن تمام تاریخچه تغییر مکان ها و نیروها در اثر ارتعاشات زلزله با استفاده از معادلات دینامیکی کار پر زحمت و پرهزینه ای می باشد. برای بسیاری از سازه ها کافی است که فقط جواب ماکزیمم ها را ارزیابی کنیم.

طیف های طرح:

منحنی های ثبت شده شتاب زمین در حین وقوع زلزله های مختلف و طیف هایی که از آنها بدست می آیند اساس یک روش منطقی را برای طرح زلزله ای سازه ها فراهم می کنند. با وجود اینکه طیف های مختلف با یکدیگر اختلاف دارند در هر منطقه ای می توان بعضی خصوصیات مشترک در آنها پیدا کرد.

با استفاده از خصوصیات مشترک و صاف کردن منحنی ها می توان برای هر منطقه ای طیف های طرح را رسم نمود که طراح سازه بتواند از آنها برای طرح سازه های مقاوم در مقابل زلزله استفاده کنند. این منحنی ها اساس تحلیل زلزله ای سازه ها به روش طیفی یا شبه دینامیکی را تشکیل می دهند.

هاوزنر بر اساس منحنی های شتاب ثبت شده در چهار تا از بزرگترین زلزله های امریکا منحنی های ایده آل و صاف شده را برای طیف های تغییر مکان سرعت و شتاب رسم نموده است.

شکل منحنی های مزبور با حرکات زمین در جاهای دیگر ممکن است سازگاری نداشته باشد بلکه برای هر منطقه ای این منحنی ها شکل خاصی خواهند داشت. معمولاً این منحنی ها را برای مقدار معینی از شتاب میزان و مقیاس می کنند.

تحلیل سازه ها به روش شبه دینامیکی یا طیفی:

روش دینامیکی برای تعیین تغییر مکانها و نیروهای ناشی از زلزله در سازه ها پر زحمت و وقت گیر است و معمولاً باید به وسیله حسابگرهای الکترونیک صورت گیرد اگر مابه جای تمام تاریخچه تغییر مکان فقط مقادیر ماکزیمم ناشی از مودهای تحلیل دینامیکی سازه ها به مقدار قابل ملاحظه ای ساده می شود.

مقدار ماکزیمم γ_n از انتگرال دو هامل بدست می آید.

چون ماکزیمم های مودهای مختلف در کی زمان اتفاق نمی افتد و همچنین لزوماً علامت یکسان ندارند نمی توان مقادیر ماکزیمم ها را با یکدیگر جمع نمود. بهترین کاری که در یک تحلیل شبه دینامیکی یا طیفی می توان انجام داد این است که جوابهای ماکزیمم بدست آمده از مودهای مختلف را بر اساس تئوری احتمالات ترکیب نمود. فرمولهای تقریبی مختلفی برای ترکیب کردن ماکزیمم ها بکار می رود که متداولترین آنها فرمول جذر مجموع مربعات می باشد

بیشتر انرژی ناشی از زلزله در چند مود اول جذب می شود. از این رو برای سازه های با درجات آزادی خیلی زیاد معمولاً کافی است که 3 تا 6 مود اول با یکدیگر ترکیب شود و بدین ترتیب در محاسبات صرفه جویی قابل ملاحظه ای نمود.

تحلیل دینامیکی

همانگونه که از نام تحلیل برمی آید این تحلیل بر اساس دینامیک سازه است و باید برای سازه ی مورد نظر بر اساس نیروهای آن کالیبره شود. کالیبره کردن این تحلیل بدین صورت است که با مقیاس کردن ضرایب اولیه آن برش پایه ی آن را با برش پایه حاصل از تحلیل استاتیکی هم اندازه می کنند. تا نتایج آن معتبر و واقعی شوند. در صورتی که همپایه صورت نگیرد، نیروها ممکن است کمتر از واقع بدست آیند یا بسیار بیشتر از واقعیت بر سازه اعمال گردند.

برای مدل کردن تحلیل دینامیک در ایتبس چند روش زیر صحیح می باشند. سایر مواردی که احتمالاً استفاده می شوند بایستی بازبینی شده و صحت آنها کنترل گردد. به صورت عمومی و برای ساختمان های معمولی آنچه برای پهنه ی ایران مورد قبول است روش CQC برای Model Combination می باشد. در سایر روش ها بایستی مطالعات بیشتری برای مدل مذکور انجام گیرد.

اصولاً در اغلب ساختمان ها به دلایل مختلف آیین نامه ای باید شرایط 100-30 اعمال گردند. در این خصوص روش های مختلفی وجود دارد که مهمترین آنها در ذیل آمده است. در خصوص صحت روش های دیگر باید کنترل های مورد نیاز قبل از استفاده انجام گیرد.

1. روش بار دستی : اساس این روش بر محاسبه ی بارهای دینامیکی بصورت دستی یا استخراج آنها از یک بار دینامیکی محاسبه شده توسط برنامه و اعمال آنها بر روی مدل می باشد. البته این روش سه عیب دارد یکی اینکه با هر تغییر در ابعاد و مقاطع مدل باید کلیه بارها مجدداً محاسبه گردند و بر روی مدل اعمال شوند. دوم اینکه کنترل این روش نیز به راحتی میسر نمی باشد و احتمال عدد سازی در آن وجود دارد. سوم اینکه اثرات متعامد در همپایه کردن آن دیده نمی شود. تنها مزیتی که برای این روش عنوان می شود این است که سازه سبکتر خواهد شد که با توجه به عیب دومی که برای آن ذکر شد، احتمالاً منشاء آن معلوم شود.

2. روش ترکیب بار : بارهای دینامیکی را بصورت تک جهته تعریف شده و در ترکیبات بار با یکدیگر ادغام می شوند این روش نسبت به سایر روش ها منطقی تر می باشد. چرا که نیروها هر کدام در جای خود استفاده شده و بدون ماکزیمم گیری در طراحی استفاده می گردند. لکن این روش ساخت ترکیب بارهای متعدد را می طلبد.

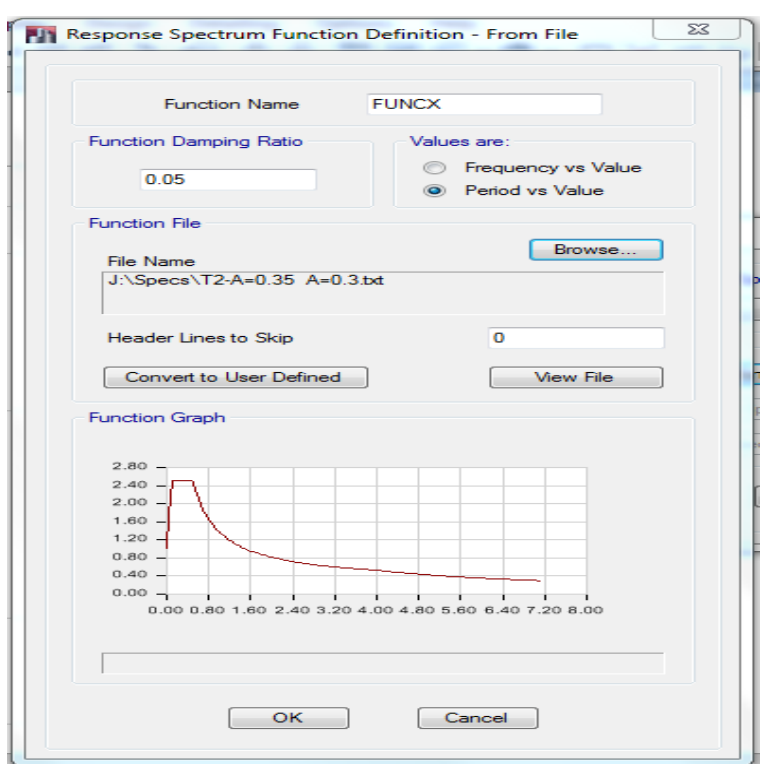
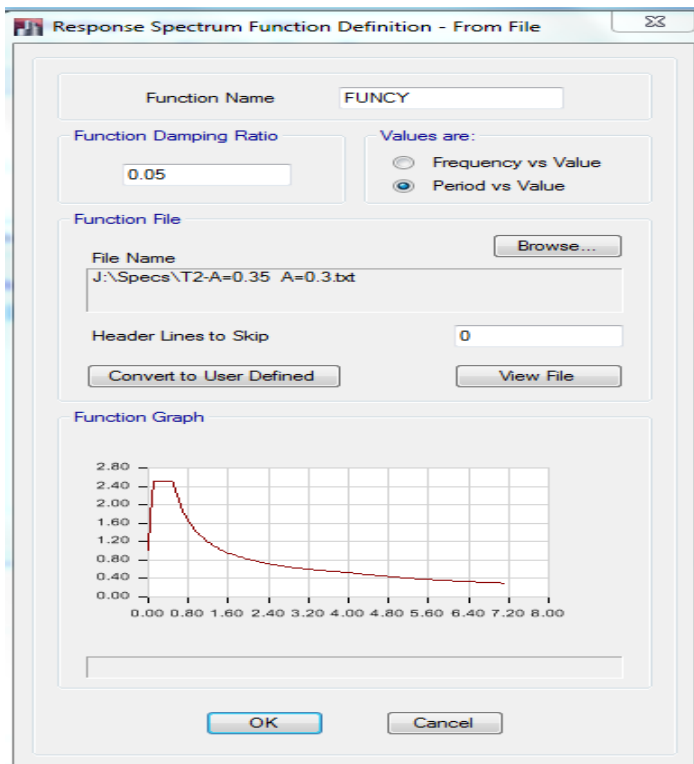
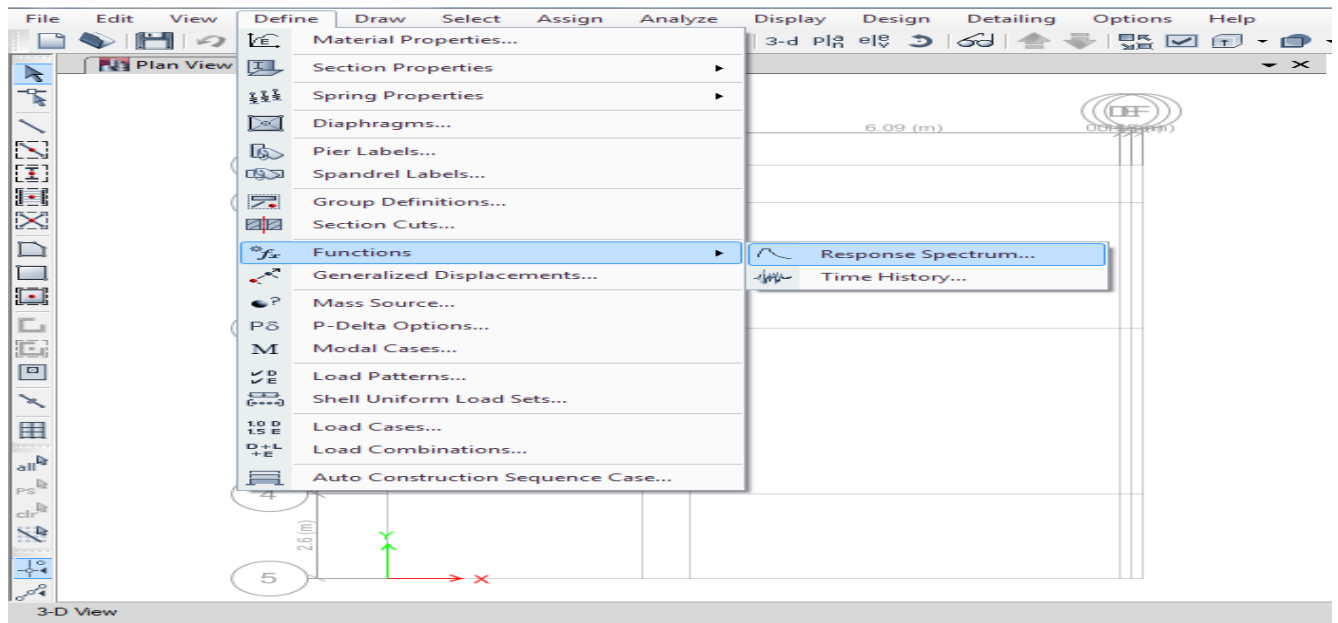
3. روش دوران: با تعریف تعداد زیادی نیروی دینامیکی که با یکدیگر زاویه دارند، وضعیت عام تری نسبت به شرایط 100-30 را اعمال نمود. البته با توجه به بررسی های صورت گرفته باید در نظر داشت که این اختلاف زاویه باید در محدوده ی زیر 10 درجه قرار گیرد که کار را کمی دشوار می نماید. لازم به ذکر است که زوایای 15 درجه و بالاتر که معمول است دارای خطای زیادی در برخی مدلها می باشند. همچنین در این روش هم پایه کردن با مشکلات اساسی روبرو است که از دقت آن می کاهد.

4. روش تعریف کردن ضرایب و ادغام توسط نرم افزار : در این روش سعی میشود که کاربر با مسائل مربوط به 100-30 دخیل نگردد و آن را به عهده ی نرم افزار می گذارد. نتیجه ی کار نیز بخاطر نحوه ی محاسبه عموماً دست بالاتر از سایر روش ها بدست می آید. این روش زیر مجموعه ی CQC بوده و حالت های مختلف آن تنها در پارامترهای مربوط به Directional Combination با یکدیگر تفاوت دارند. همچنین برای هم پایه کردن این روش نیاز است که دو بار دینامیکی جداگانه ی یک جهت تعریف نمود و ابتدا آنها را هم پایه کرد، سپس ضرایب مورد استفاده از آنها را در این روش ها به کار برد. در این حالت ها عملاً یک بار دینامیکی اصلی برای محاسبه و طراحی سازه تعریف می شود و دو بار دینامیکی مجازی برای هم پایه نمودن در کنار آن وجود دارند که در طراحی استفاده نخواهند شد.

4-1. استفاده از SRSS و ضرایب 1و1 برای هر دو جهت: با توجه به فلسفه ی روش SRSS باید توجه داشت که در این روش برای هر دو جهت باید از ضریب یک استفاده شود و بحث 100-30 بصورت داخلی هر چند دست بالاتر منظور گرفته می شود.

4-2. روش استفاده از ABS و اعمال ضریب 0.3 برای Orthogonal SF و تعریف ضرایب 1و1 برای هر دو جهت. در اینصورت نرم افزار بصورت داخلی ضریب 30 درصد را در یکی از جهات ضرب کرده و با جهت دیگر جمع می نماید. این کار را برای جهت دیگر نیز انجام داده و مقدار قدر مطلق بزرگتر را بعنوان جواب باز می گرداند.

معرفی منحنی ضریب بازتاب به نرم افزار



معرفی حالات بار دینامیکی بر اساس منحنی ضریب بازتاب

Load Case Data

General

Load Case Name: SY Design...

Load Case Type: Response Spectrum Notes...

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	FUNCY	9.81*0.3

Add Delete ☐ Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms Modify/Show...

OK Cancel

حالت بار دینامیکی بدون خروج از مرکزیت در جهت Y

Load Case Data

General

Load Case Name: SY Design...

Load Case Type: Response Spectrum Notes...

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	FUNCY	9.81*0.3

Add Delete ☐ Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor:

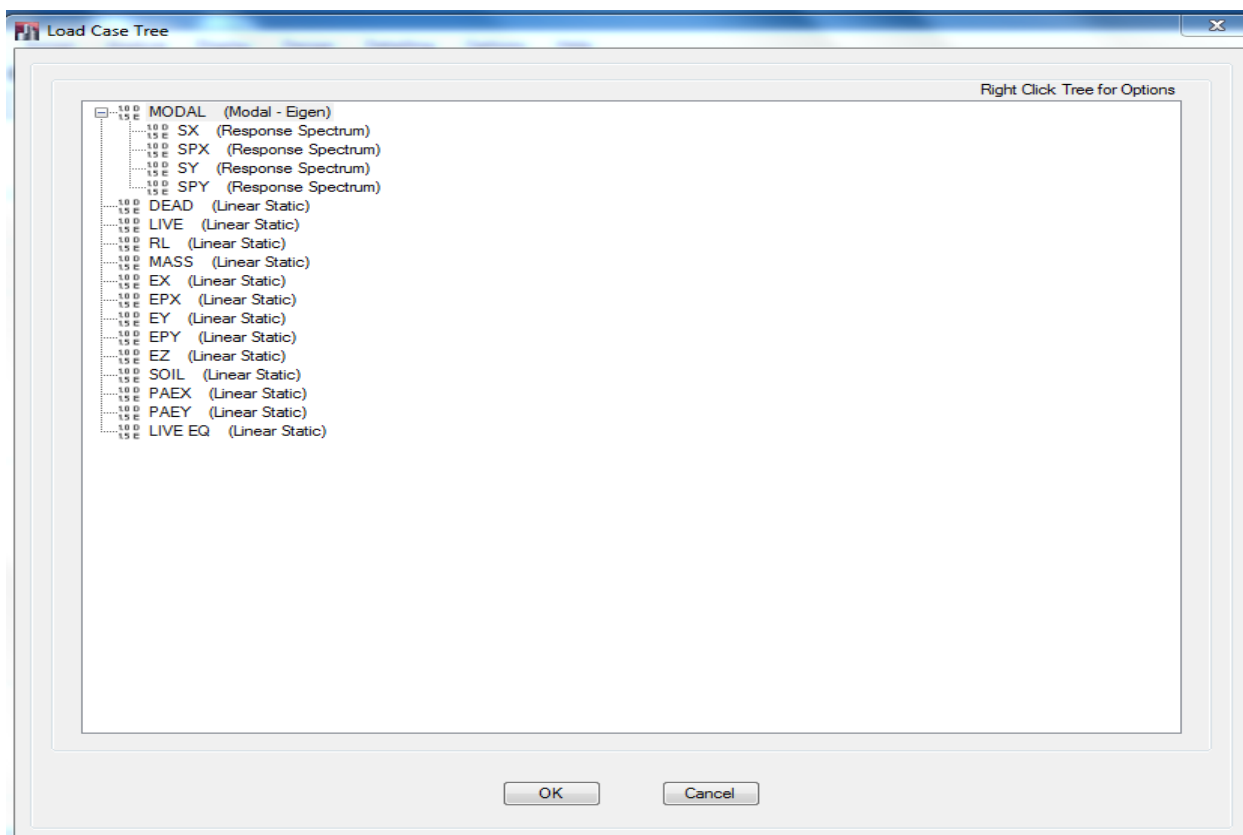
Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms Modify/Show...

OK Cancel

حالت بار دینامیکی دارای خروج از مرکزیت در جهت Y

Name	Mass Source	Load Type	Load Name	Function	Scale Factor	Modal Combination Method	Directional Combination Method	Eccentricity Ratio	Constant Damping
SX	Previous (MASS SOURCE)	Acceleration	U1	Func	196.7944	CQC	SRSS	0	0.05
SPX	Previous (MASS SOURCE)	Acceleration	U1	Func	723.978	CQC	SRSS	0.05	0.05
SY	Previous (MASS SOURCE)	Acceleration	U2	Func	176.55	CQC	SRSS	0	0.05
SPY	Previous (MASS SOURCE)	Acceleration	U2	Func	736.5348	CQC	SRSS	0.05	0.05



لیست بارها به صورت نمودار خطی

Name	Type
~TorsionSPX	Linear Static
~TorsionSPY	Linear Static
Dead	Linear Static
Live	Linear Static
RL	Linear Static
MASS	Linear Static
EX	Linear Static
EPX	Linear Static
EY	Linear Static
EPY	Linear Static
EZ	Linear Static
SOIL	Linear Static
SX	Response Spectrum
SPX	Response Spectrum
SY	Response Spectrum
SPY	Response Spectrum
PaeX	Linear Static
PaeY	Linear Static
Live eq	Linear Static
SD	Linear Static

معرفی ترکیبات بارگذاری

Name	Load Case/Combo	Scale Factor	Type	Auto
Comb1	Dead	1.4	Linear Add	No
Comb2	Dead	1.2	Linear Add	No
Comb2	Live	1.6		No
Comb2	RL	1.6		No
Comb2	Live eq	1.6		No
Comb2	SOIL	1.6		No
Comb3	Dead	0.9	Linear Add	No
Comb3	SOIL	1.6		No
Comb4	Dead	1.2	Linear Add	No
Comb4	Live	1		No
Comb4	RL	1		No
Comb4	SPX	1.4		No
Comb4	EZ	0.42		No
Comb4	Live eq	1		No
Comb5	Dead	1.2	Linear Add	No
Comb5	Live	1		No
Comb5	RL	1		No
Comb5	SPY	1.4		No
Comb5	EZ	0.42		No
Comb5	Live eq	1		No
Comb6	Dead	1.2	Linear Add	No
Comb6	Live	1		No
Comb6	RL	1		No
Comb6	SPX	1.4		No
Comb6	SY	1.4		No
Comb6	EZ	0.42		No
Comb6	Live eq	1		No
Comb7	Dead	1.2	Linear Add	No
Comb7	Live	1		No
Comb7	RL	1		No
Comb7	SPY	1.4		No
Comb7	SX	1.4		No
Comb7	EZ	0.42		No
Comb7	Live eq	1		No
Comb8	Dead	1.2	Linear Add	No
Comb8	Live	1		No
Comb8	RL	1		No
Comb8	SX	1.4		No
Comb8	SY	1.4		No
Comb8	EZ	1.4		No
Comb8	Live eq	1		No
Comb9	Dead	0.9	Linear Add	No
Comb9	SOIL	1.6		No
Comb9	SPX	1.4		No
Comb9	EZ	0.42		No
Comb9	PaeX	1.4		No
Comb9	PaeY	0.42		No
Comb10	Dead	0.9	Linear Add	No
Comb10	SOIL	1.6		No
Comb10	SPX	1.4		No
Comb10	EZ	0.42		No
Comb10	PaeY	1.4		No
Comb10	PaeX	0.42		No

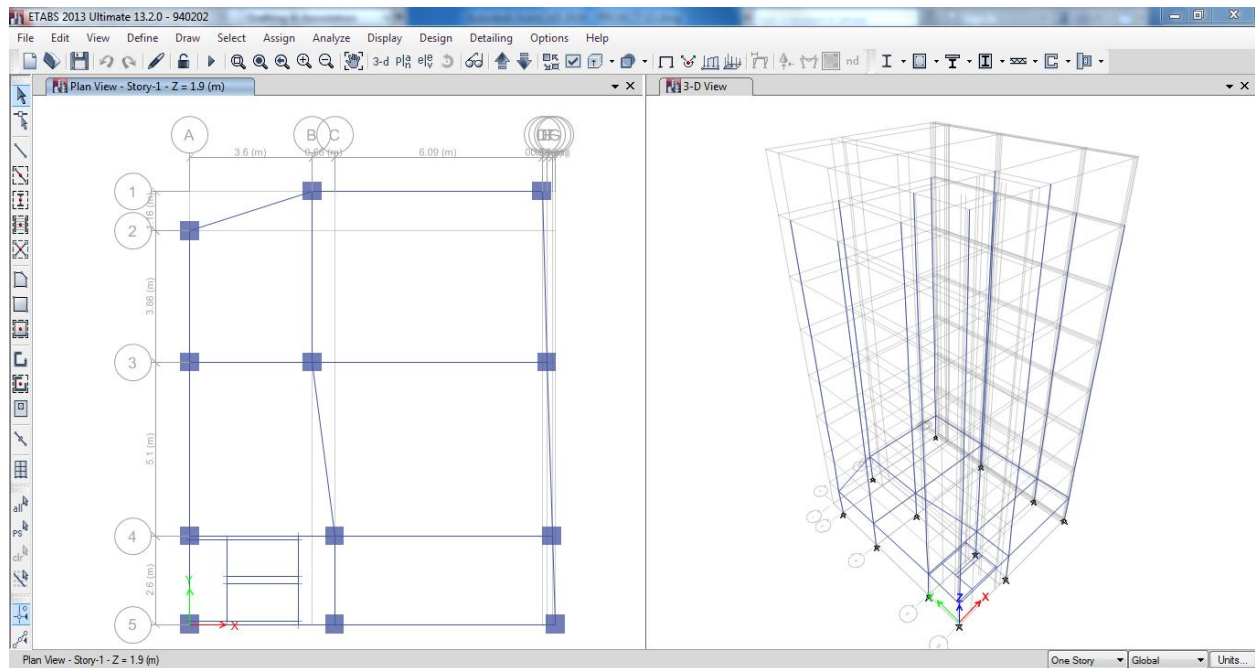
Name	Load Case/Combo	Scale Factor	Type	Auto
Comb11	Dead	0.9	Linear Add	No
Comb11	SOIL	1.6		No
Comb11	SPY	1.4		No
Comb11	EZ	0.42		No
Comb11	PaeX	1.4		No
Comb11	PaeY	0.42		No
Comb12	Dead	0.9	Linear Add	No
Comb12	SOIL	1.6		No
Comb12	SPY	1.4		No
Comb12	EZ	0.42		No
Comb12	PaeY	1.4		No
Comb12	PaeX	0.42		No
Comb13	Dead	0.9	Linear Add	No
Comb13	SOIL	1.6		No
Comb13	SPX	1.4		No
Comb13	SY	1.4		No
Comb13	EZ	0.42		No
Comb13	PaeX	1.4		No
Comb13	PaeY	0.42		No
Comb14	Dead	0.9	Linear Add	No
Comb14	SOIL	1.6		No
Comb14	SPX	1.4		No
Comb14	SY	1.4		No
Comb14	EZ	0.42		No
Comb14	PaeY	1.4		No
Comb14	PaeX	0.42		No
Comb15	Dead	0.9	Linear Add	No
Comb15	SOIL	1.6		No
Comb15	SPY	1.4		No
Comb15	SX	1.4		No
Comb15	EZ	0.42		No
Comb15	PaeX	1.4		No
Comb15	PaeY	0.42		No
Comb16	Dead	0.9	Linear Add	No
Comb16	SOIL	1.6		No
Comb16	SPY	1.4		No
Comb16	SX	1.4		No
Comb16	EZ	0.42		No
Comb16	PaeY	1.4		No
Comb16	PaeX	0.42		No
Comb17	Dead	0.9	Linear Add	No
Comb17	SOIL	1.6		No
Comb17	SX	1.4		No
Comb17	SY	1.4		No
Comb17	EZ	1.4		No
Comb17	PaeX	0.42		No
Comb17	PaeY	0.42		No
Comb18	Dead	0.9	Linear Add	No
Comb18	SOIL	1.6		No
Comb18	SX	1.4		No
Comb18	SY	1.4		No
Comb18	EZ	1.4		No
Comb18	PaeY	0.42		No
Comb18	PaeX	0.42		No
Comb19	EZ	-1.4	Linear Add	No

فصل پنجم

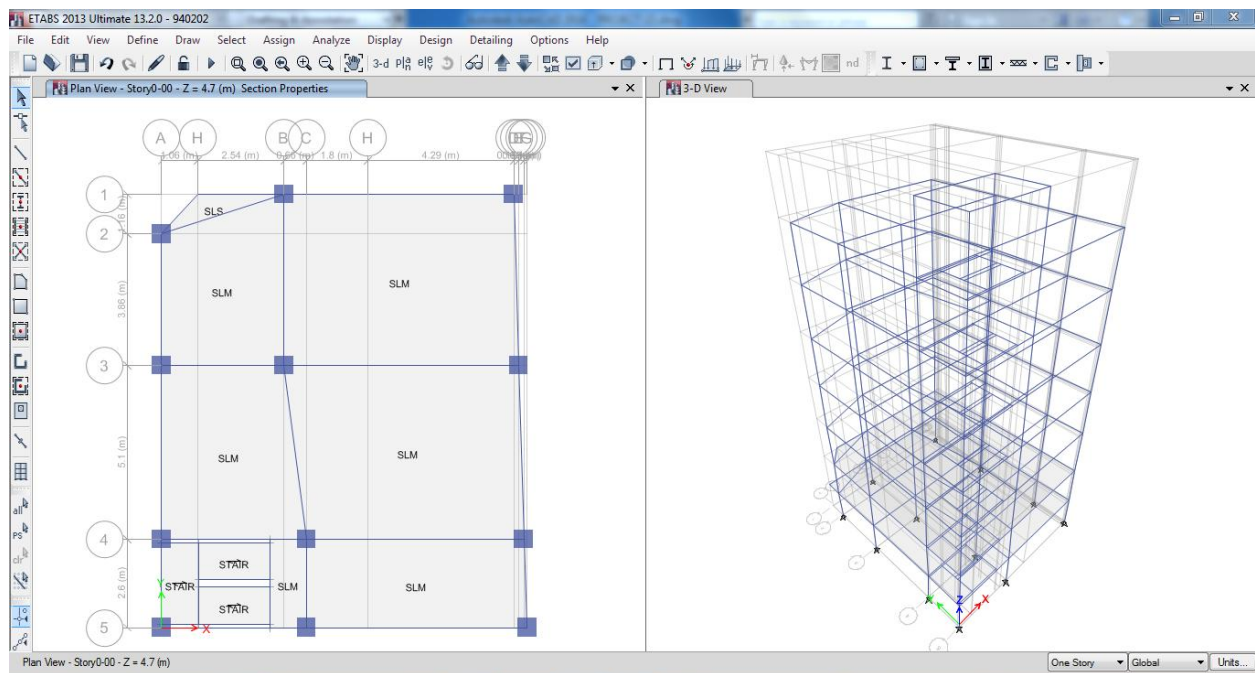
مدلسازی

فرایند مدل سازی

ترسیم تیرها و ستون ها



ترسیم کف ها از نوع دال بتنی



طراحی دال سقف در نرم افزار ایتبس انجام نمی گیرد و نرم افزار فقط کار توزیع بار را انجام میدهد.

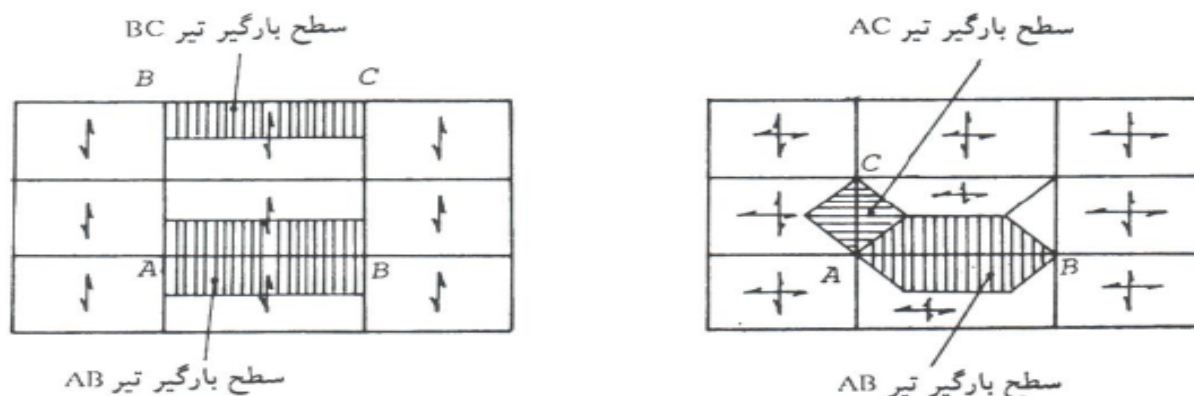
سقف های یک طرفه:

برای هر عضو باربر، سطحی که آن عضو وظیفه باربری آن را بر عهده دارد، سطح بارگیر نامیده می شود. با استفاده از این تعریف، می توانیم با در دست بودن شدت بار وارد بر واحد سطح، بار وارد بر عضو مورد نظر را محاسبه می نماییم. دال یک طرفه دالی است که بار سقف را بین دو شاهرز تقسیم می کند مانند سقف تیرچه بلوک و یا دال های بتنی که نسبت طول به عرض آنها بیشتر از دو باشد.

سطح بارگیر تیرها در پلان شکل زیر مشخص شده است که برابر است با نصف فاصله محور به محور آن ها از تیر مجاور از هر دو طرف، در امتداد تیر. با ضرب شدت بار واحد سطح، در سطح بارگیر تیرچه، بار وارد بر آن جهت طراحی به دست می آید.

سقف های دو طرفه:

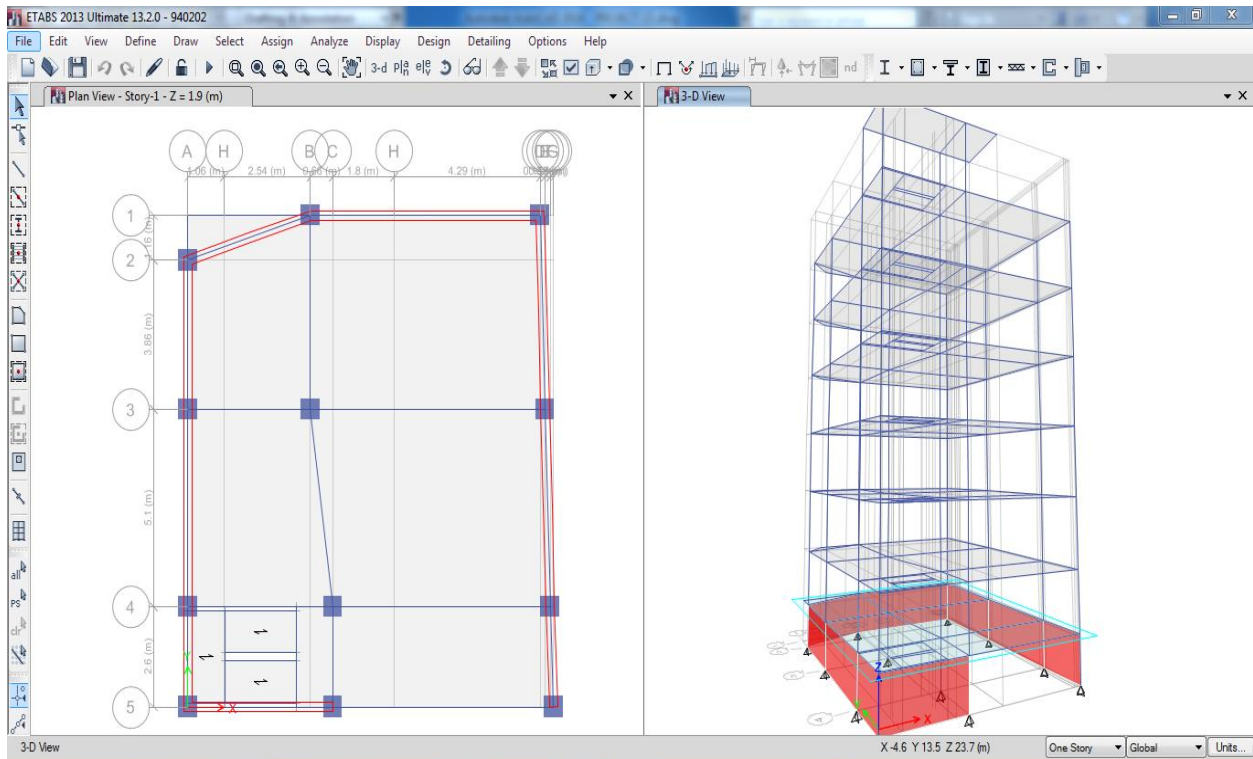
برای محاسبه ی بار وارد بر تیرهای اطراف کف، از قانون تیم سازهای گوشه های پانل استفاده می کنیم. بدین ترتیب که در پانل مورد نظر، تیم ساز هر گوشه پانل رسم می شود (فقط برای گوشه هایی که دو تیر از همان پانل بدان وارد شده است). بسته به تیرهای اطراف، سطوحی از برخورد تیم سازها به وجود می آید که سطح بارگیر هر شاهرز را مشخص می کند. اگر پانل مربع شکل باشد بار وارد بر تیرهای اطراف به صورت مثلثی خواهد بود و اگر پانل به شکل مستطیل باشد بار وارد بر دو تیر متقابل به هم به صورت دوزنقه ای و بر دو تیر دیگر به صورت مثلثی خواهد بود.



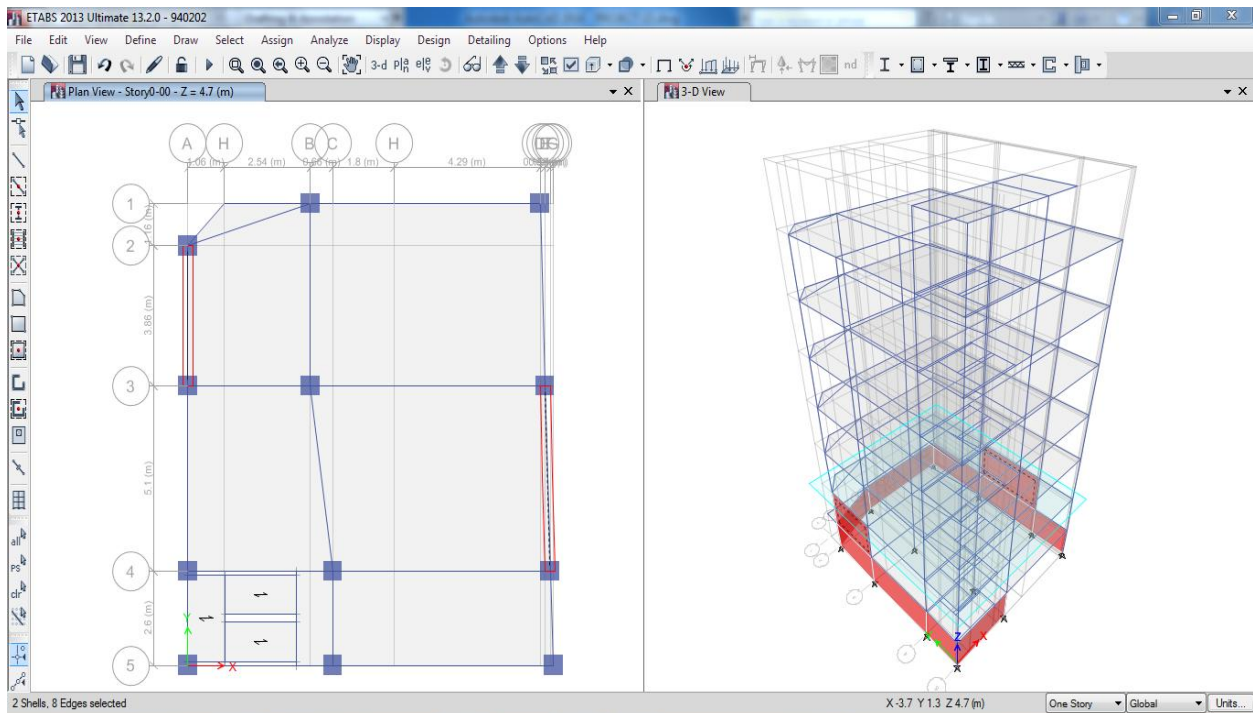
استفاده از گزینه membrane در مورد دالها اگر المانها شکل مستطیلی و یا نزدیک به مستطیل داشته باشند مناسبی خواهد بود.

در این حالت توزیع بار به صورت سهم بارگیر بر اساس سطوحی که از تقاطع نیمساز زوایای رئوس هر پانل دال به دست می آید خواهد بود. این روش برای پنلهای با شکل چند ضلعی نامنظم نامناسب خواهد بود و بهتر است در این حالت از گزینه shell استفاده شود در این حالت باید مش بندی سقف هم به طور مناسبی انجام شود. (جزئیات آن در کتابهای مختلف ذکر شده است). توجه شود که در حالت استفاده از گزینه membrane به عنوان ضخامت دال تنها گزینه membrane دارای اهمیت است (هر چند که میتوان در قسمت Bending هم همان عدد را برای ضخامت وارد نمود)

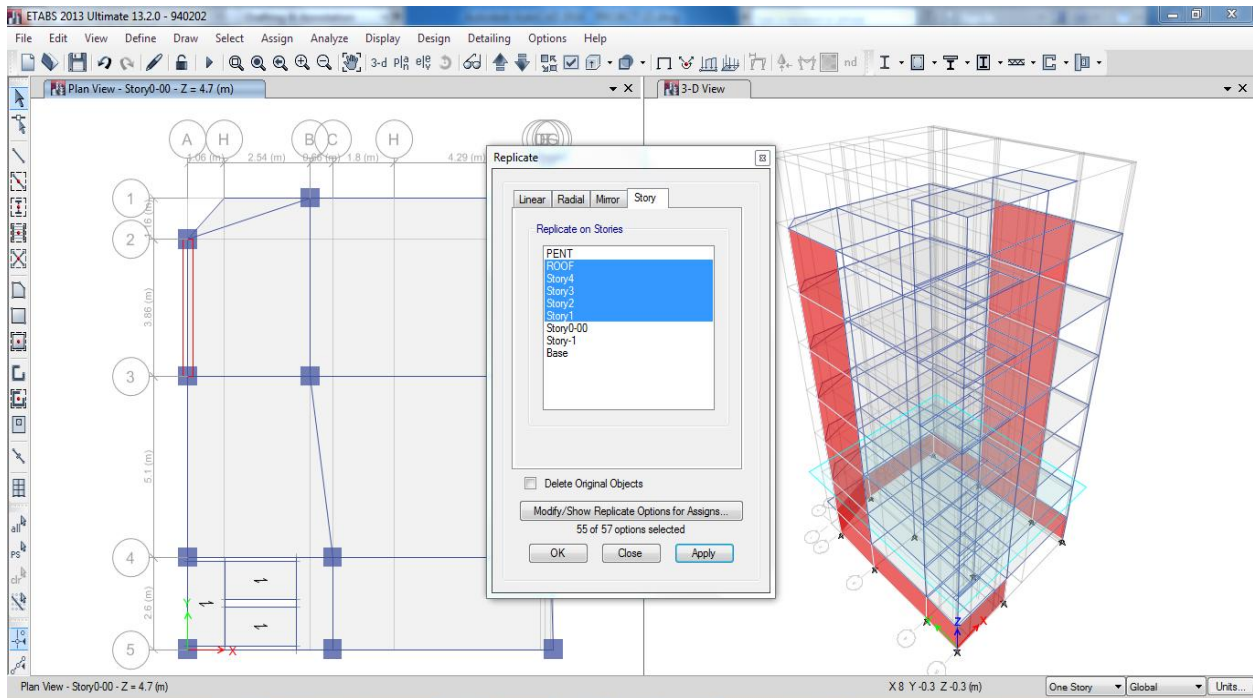
مدلسازی اولیه دیوار های حایل



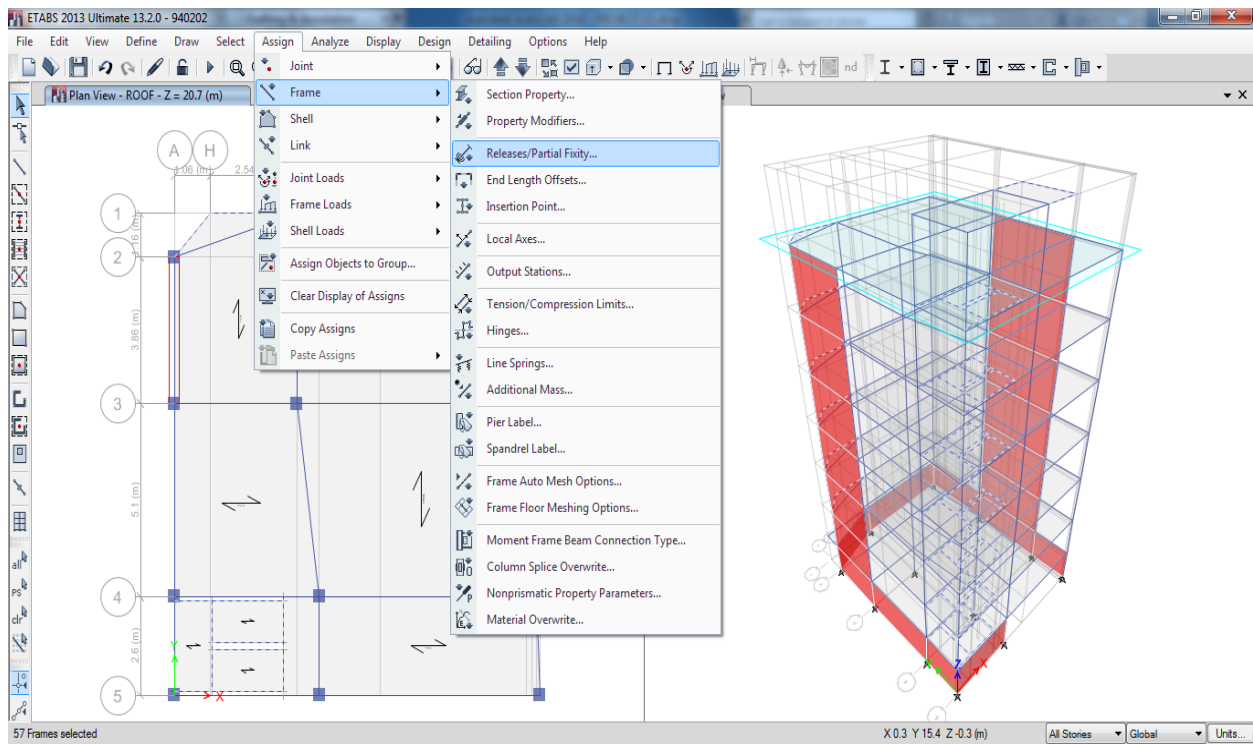
ترسیم اولیه دیوار های برشی



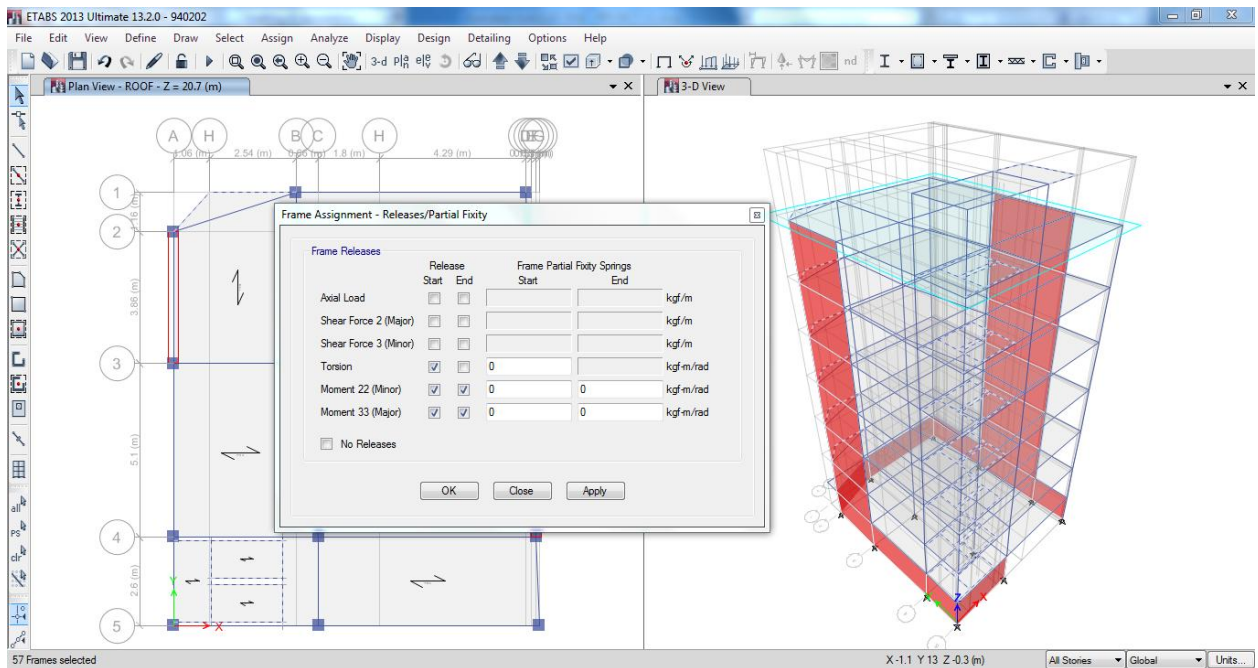
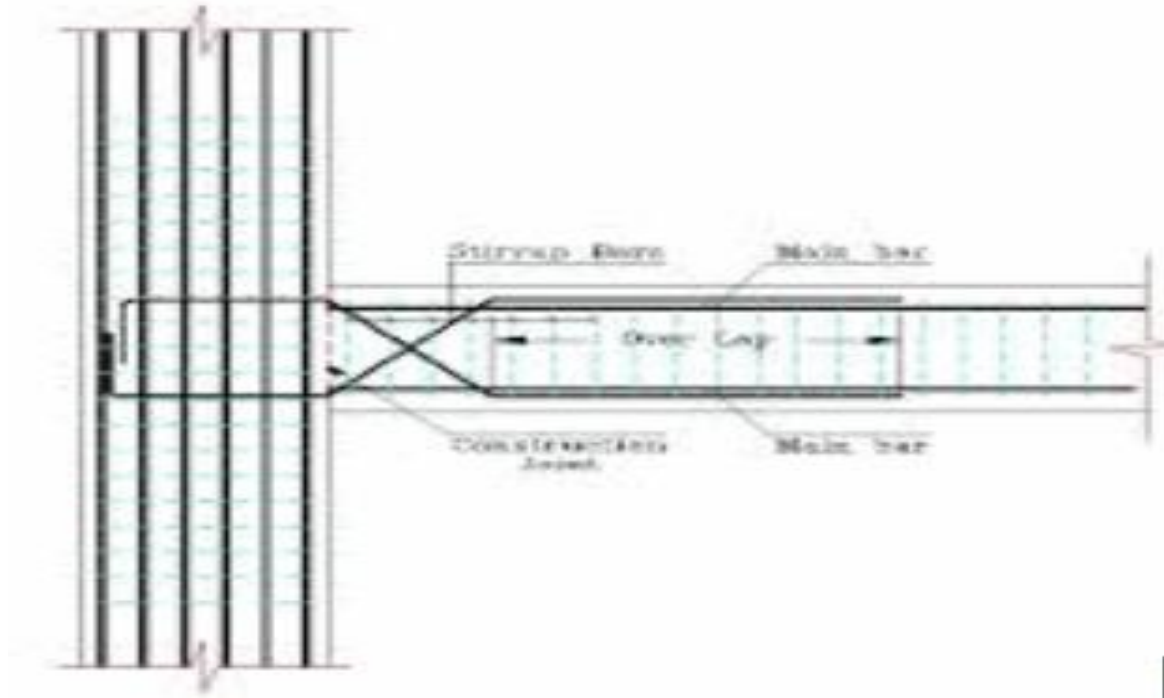
کپی دیوار برشی در سایر طبقات



آزادسازی لنگرهای انتهایی در اتصالات مفصلی



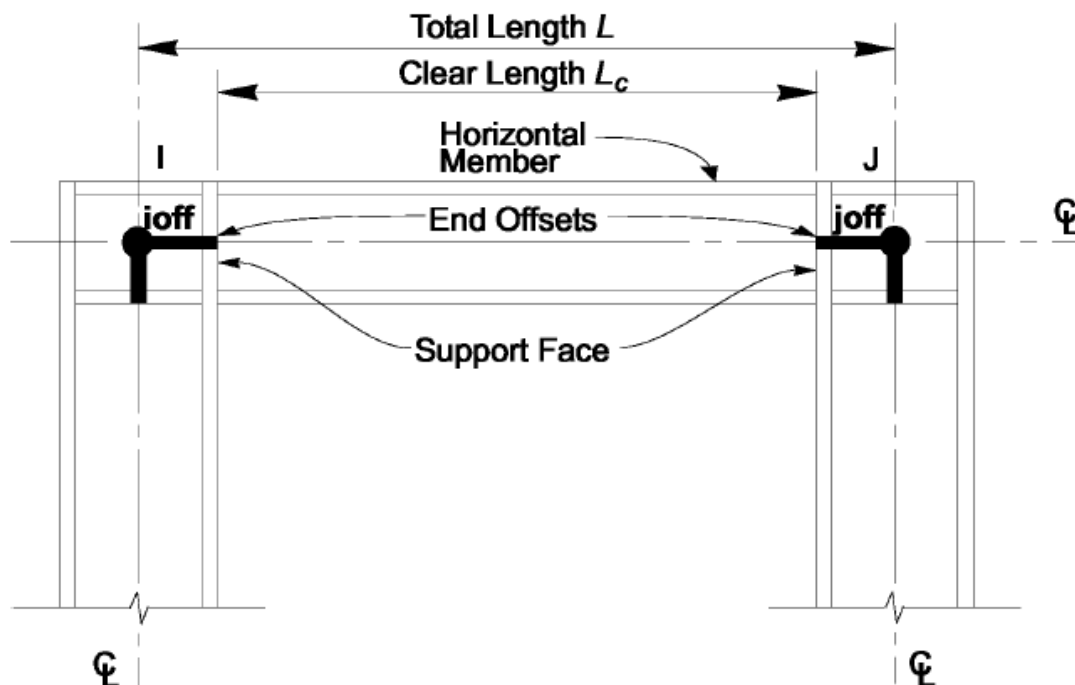
جزئیات اجرایی اتصالات مفصلی در مقاطع بتنی



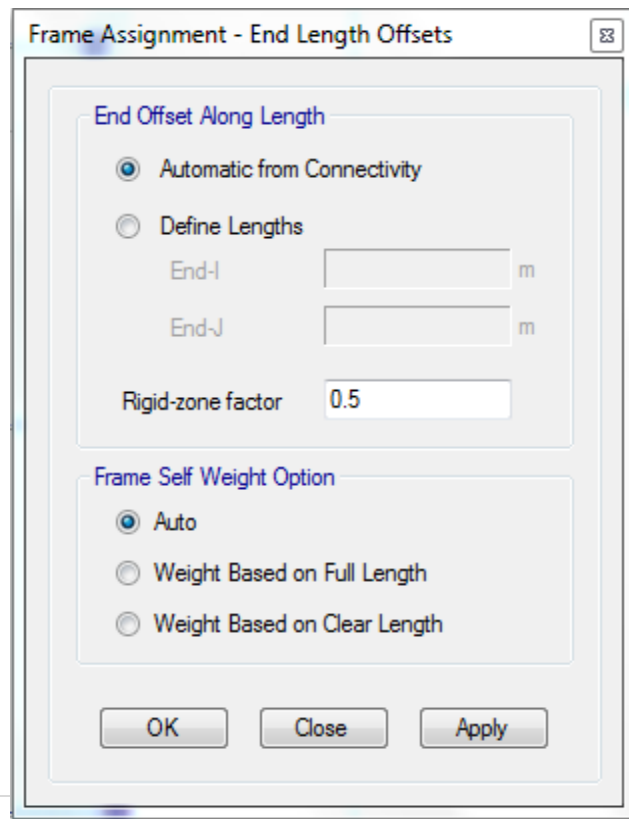
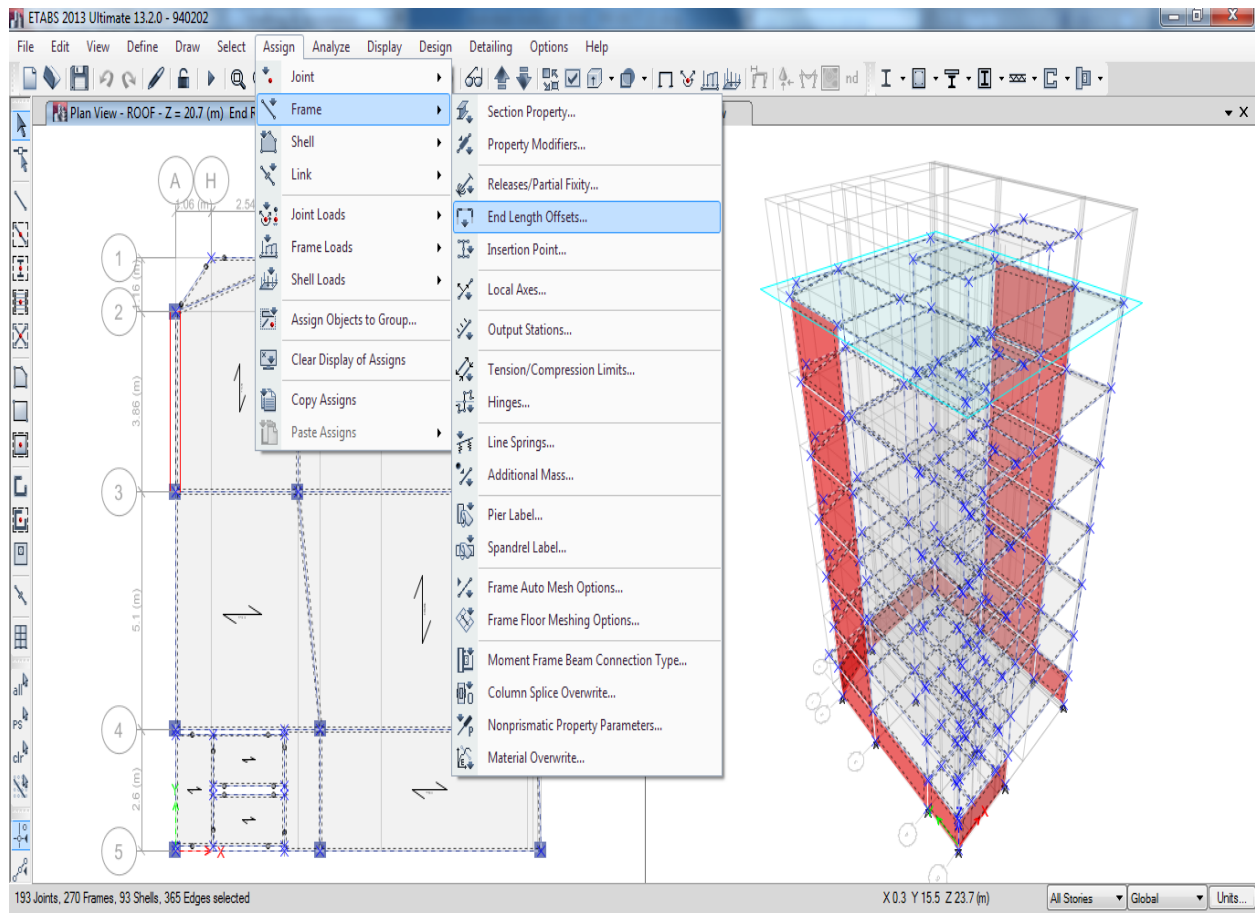
اختصاص نواحی صلب انتهایی

نواحی صلب انتهایی محل اشتراک تیرها با ستون ها می باشد. نرم افزار به صورت خودکار نواحی صلب انتهایی در اتصالات تیر به ستون را محاسبه می کند. این ضریب در طول ناحیه گیردار انتهایی برای تعیین مقطع بحرانی کنترل خمش و برش در انتهای تیر تاثیر ندارد اما روی طول عضو برای محاسبه سختی و بتبع آن توزیع نیروها و محاسبه تغییر شکل سازه که تحت تاثیر سختی است تاثیر گذار است.

قابل ذکر است که این حالت تاثیری در تغییر شکل های محوری و پیچشی دارد و فقط برای تغییر شکل های خمشی و برشی تاثیر گذار است. یعنی هر عددی که به نرم افزار معرفی می شود ناحیه بحرانی محلی ثابت خواهد بود ولی در محاسبه سختی ضربی از طول این قسمت از طول عضو کسر میشود عدد 0.5 به صورت تجربی پیشنهاد می شود و مبنای آیین نامه ای ندارد.



The default value for **rigid** is zero. The maximum value of unity would indicate that the end offsets are fully rigid. You must use engineering judgment to select the appropriate value for this parameter. It will depend upon the geometry of the connection, and may be different for the different elements that frame into the connection. Typically the value for **rigid** would not exceed about 0.5.



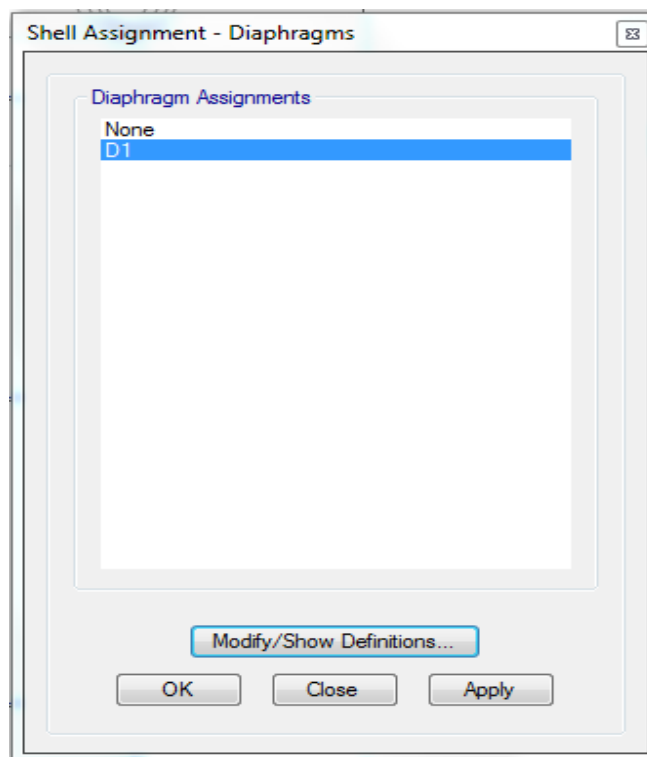
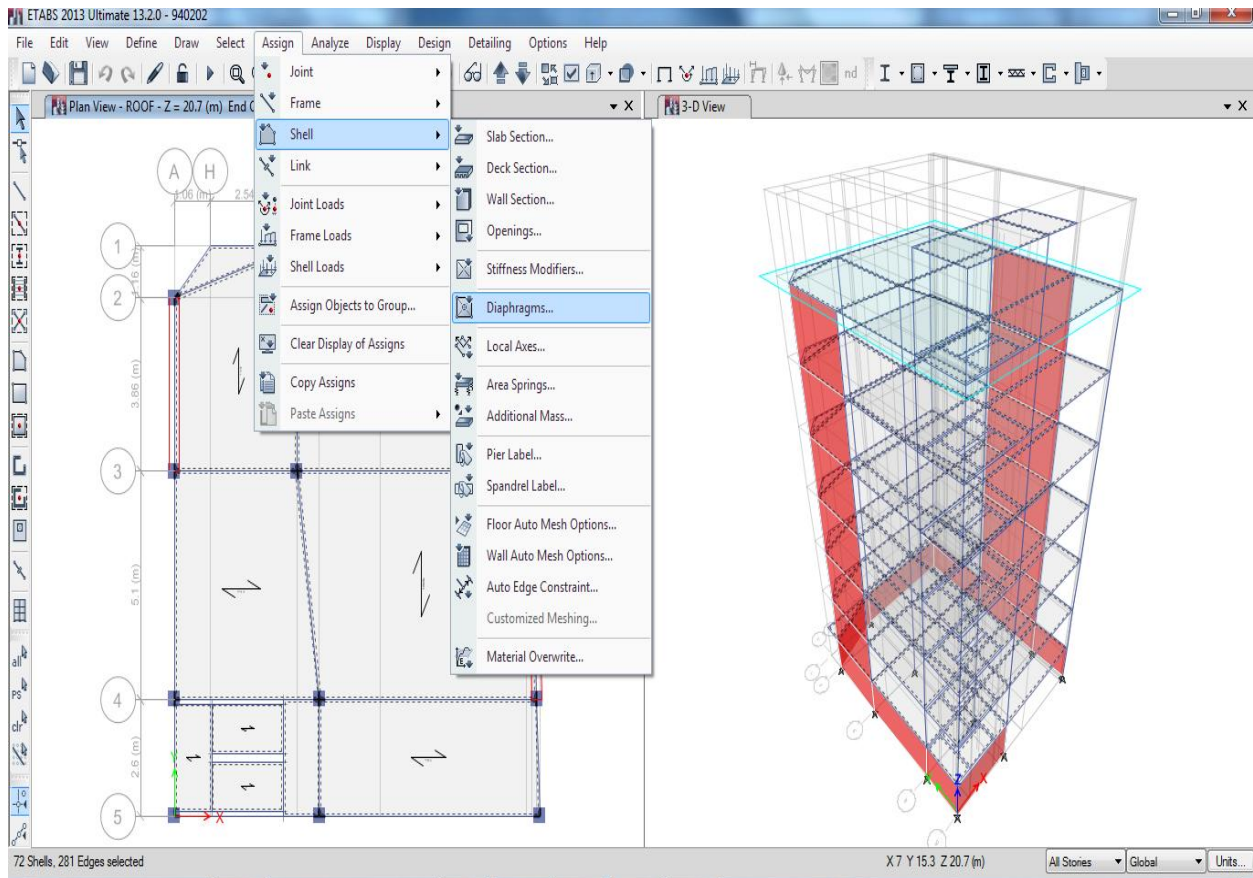
اختصاص دیافراگم صلب به طبقات

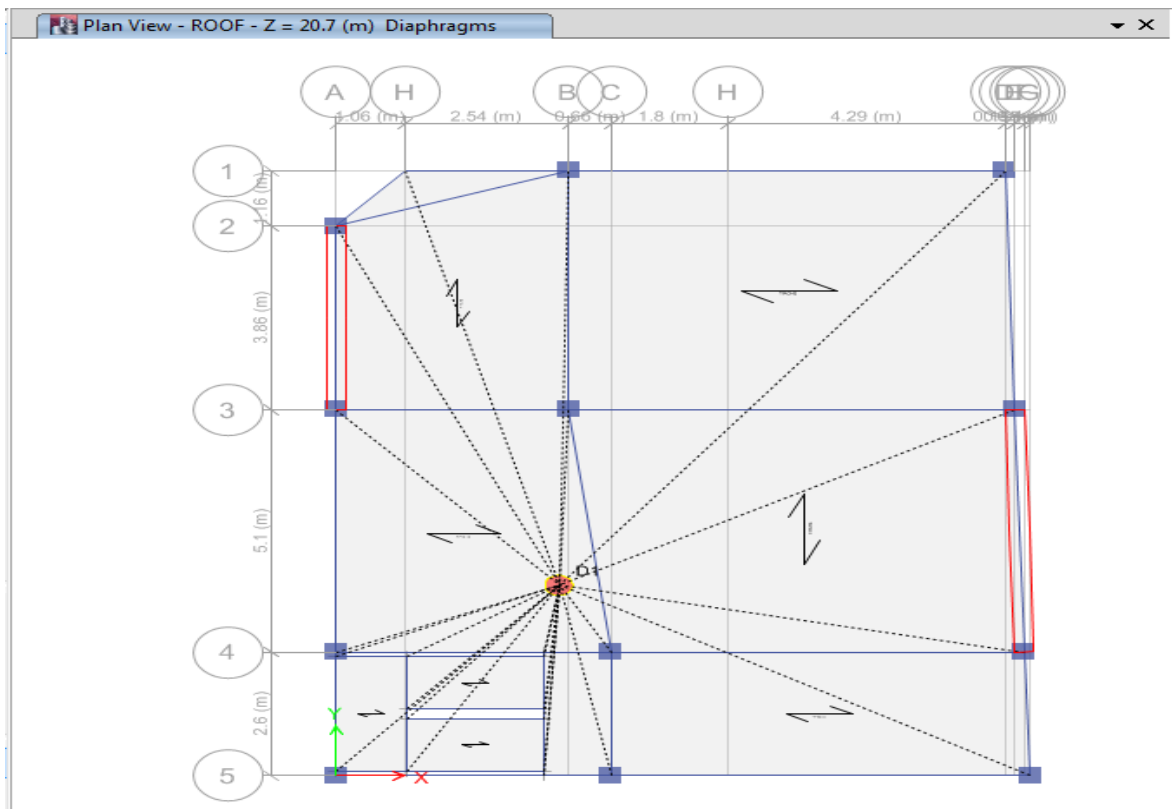
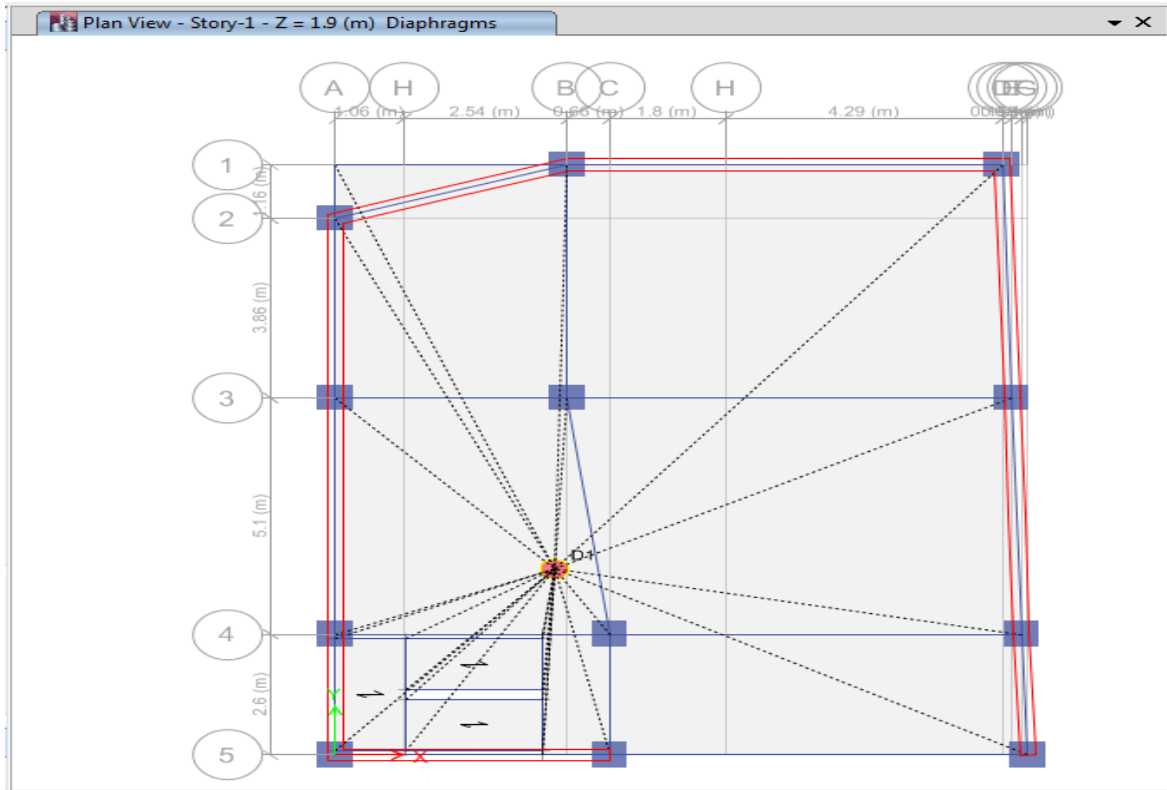
با توجه به سختی قابل توجه سقفها عموماً میشود آنها را به صورت جسمی صلب در نظر گرفت. ضوابط مربوط به دیافراگمها در بند 6-7-2-7 مبحث ششم ذکر شده است. به طور خاص ضابطه صلب یا انعطافپذیر بودن سقف در بند 6-7-2-7-4 مبحث ششم ذکر شده است. در پیوست 6 از آیین نامه 2800 هم به طور مفصل در این مورد بحث شده است. اگر سقف بتنی ابعاد کوچکی در طول و عرض خود نداشته باشد و یا گشایشهای بزرگ و متوالی در آن وجود نداشته باشد میشود به صلبیت آن اطمینان کرد و در نرم افزار از گزینه دیافراگم صلب Rigid استفاده نمود. در غیر این صورت باید از گزینه صلب انعطاف پذیر (Semi Rigid) استفاده کرد. در حالت اول کل نیروی زلزله به مرکز جرم طبقه منتقل شده و به نسبت سختی بین عناصر مقاوم توزیع میشود و در حالت دوم نیرو به نسبت جرم بین نقاط مختلف سقف توزیع شده و از آنجا این نیرو با آنالیز سختی عناصر مختلف و با در نظر گرفتن اینکه دیگر سقف صلب نیست بین عناصر مقاوم مختلف توزیع میشود.

برای معرفی دیافراگم صلب یا غیرصلب عناصر سطحی در هر طبقه را انتخاب نمایید و به قسمت Assign/Shell/Area/Diaphragms بروید. به طور پیش فرض یک دیافراگم صلب به نام D1 وجود دارد و میتوانید از آن برای تمام طبقات استفاده کنید.

در صورت صلب تعریف نکردن دیافراگم در محاسبات سازه سبب می شود تا هر یک از المان ها به صورت مجزا به فعالیت خود بپردازند و به صورت گروهبی وارد عرصه جذب و استهلاک انرژی نشوند.

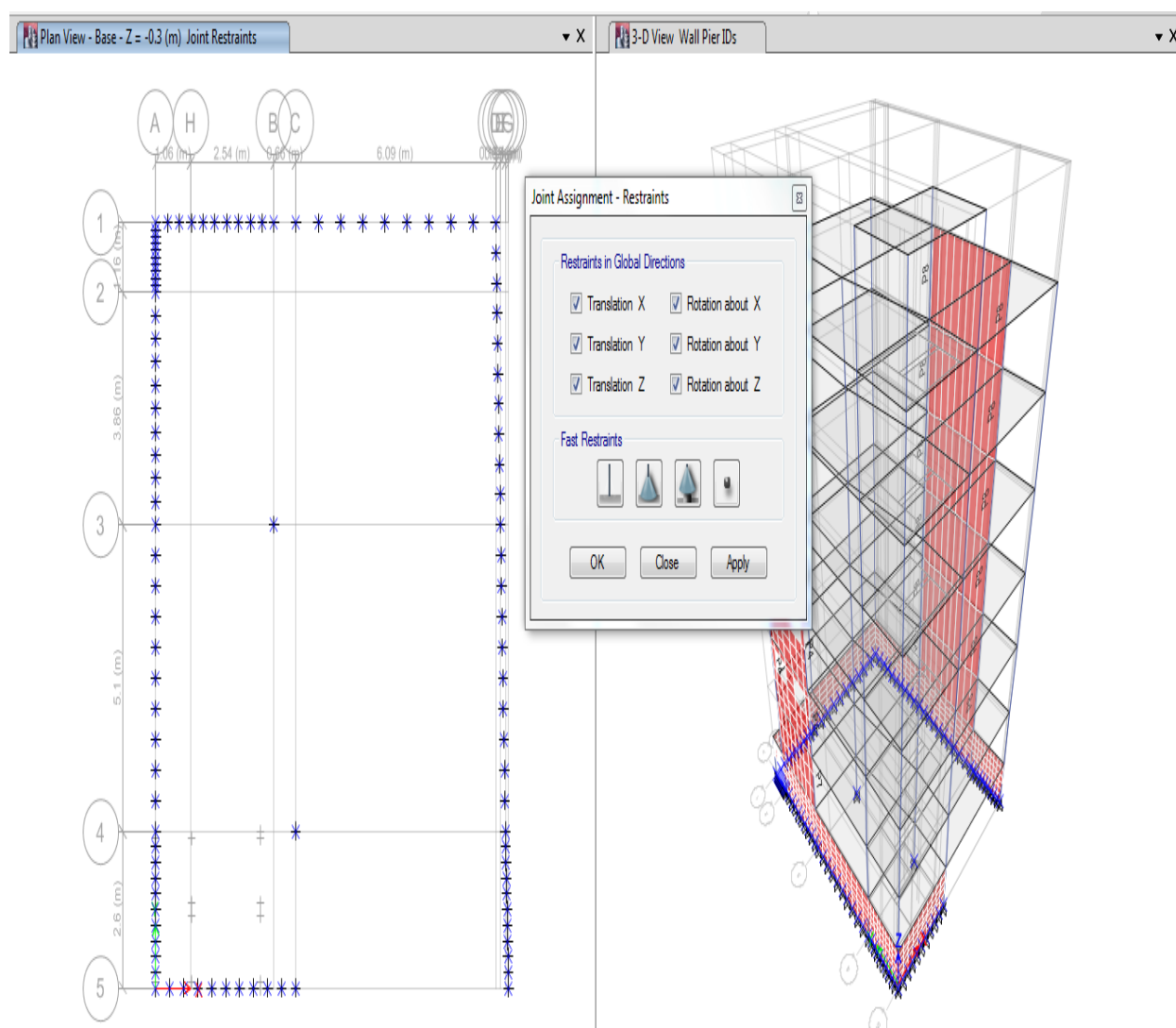
به طور عمده می توان گفت که به دیافراگم ، دید سازه ای سقف نیز می توان گفت و می بایست از ایجاد بازشوهای بزرگ و مجاور یک دیگر در دیافراگم های کف خودداری نمود توزیع نیرو بین عناصر مقاوم به نسبت سختی آن ها در یک طرح لرزه ای مطلوب است تحقق این امر مستلزم عملکرد صلب دیافراگم کف است. وجود بازشوهای بیش از حد مجاز نه تنها موجب کاهش صلبیت دیافراگم کف می شود بلکه سبب پیچش نا همگون در کف خواهد شد.

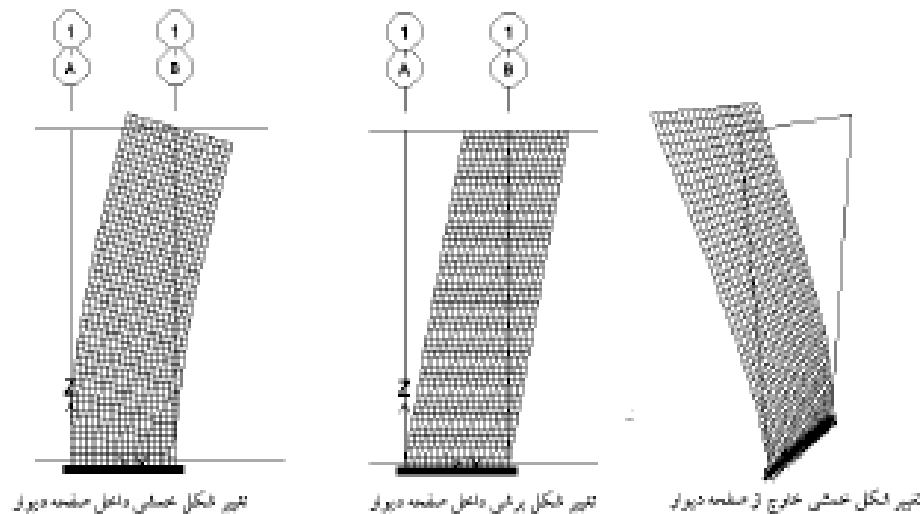
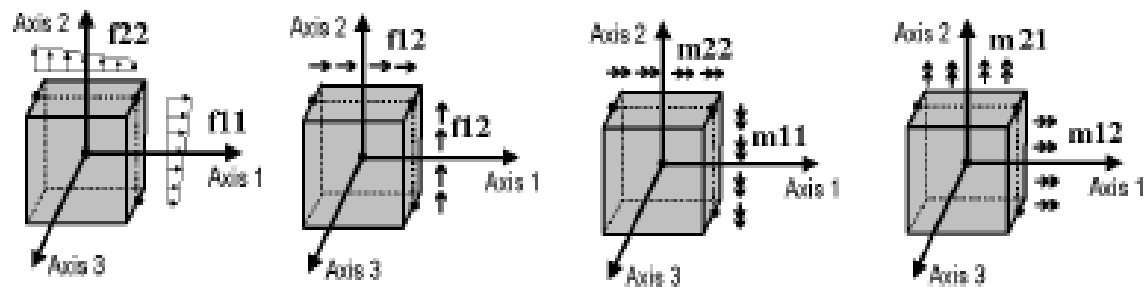
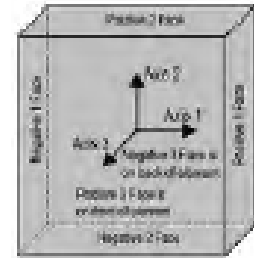




اختصاص تکیه گاه گیر دار به پی

در مورد نوع اتصال ستونها به پی بحثهای مختلفی وجود دارد اما به نظر میرسد که اتصال ستونها به پی در اکثریت موارد به صورت گیردار است. به همین جهت جدا از اینکه سازه بتنی است یا فولاد





Modeling cracked shear-wall behavior

Page restrictions apply Added by Truly Guzman, last edited by Mike Abell on Apr 17, 2012 (view change)

The cracked behavior of shear walls and other shell objects may be modeled in ETABS by using property modifiers to adjust their stiffness. When local axes correspond with default settings, modifiers, and their associated properties, are as follows:

- f12 controls shear behavior through the GA component
- f11 controls flexure through EI
- f22 controls axial behavior through EA

ACI 318-05, Section 10.11 recommendations are associated with slenderness effects and governing flexural deformations, in which case, users should modify EI, which correlates with f11 for frames and either f11 or f22 for shells.

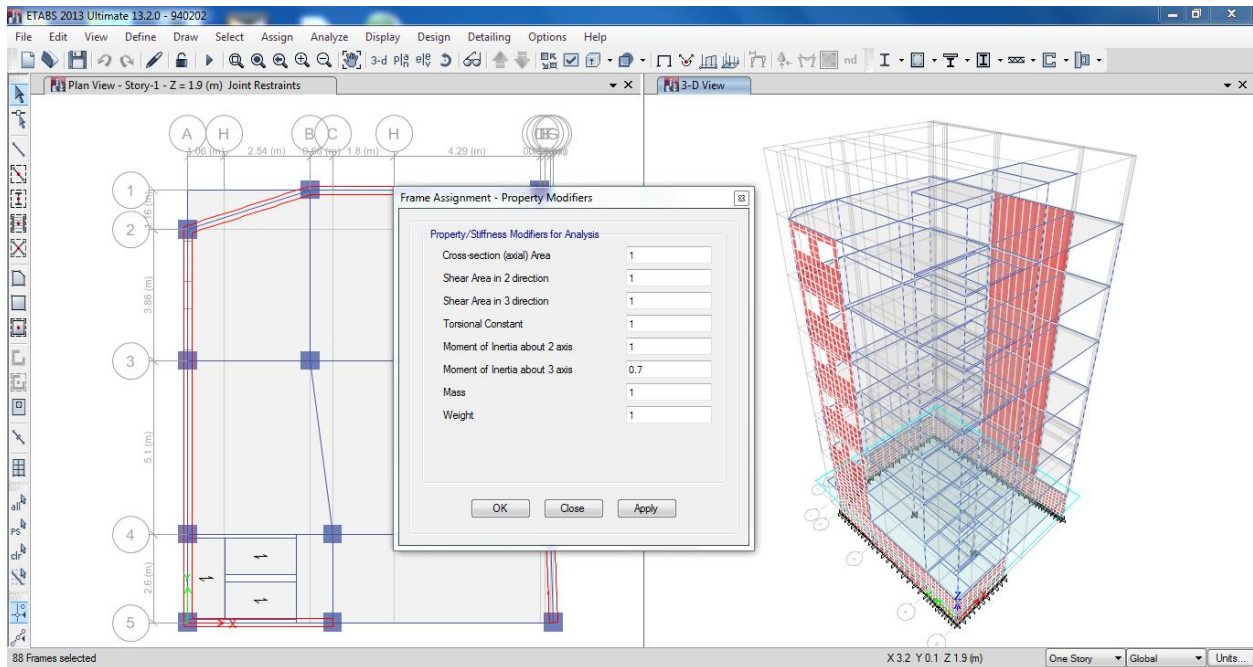
ACI 318-08, Section 8.8 provides modification factors. No recommendation is made for shear, though users should modify GA when shear walls experience stiffness degradation upon cracking.

Default settings align shear walls such that their 1-axis is horizontal and their 2-axis is vertical. As a result, the flexural modifier EI should be applied to f22 for wall piers and f11 for spandrels.

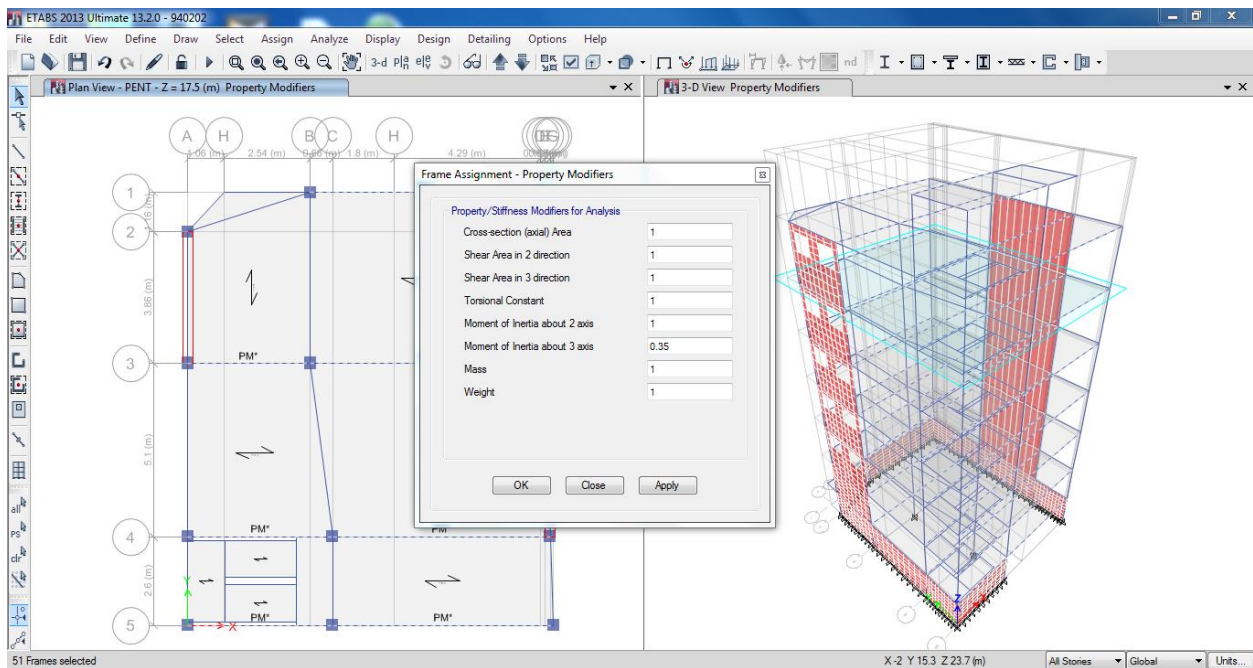
Copyright © 2013 Computers and Structures, Inc. All rights reserved.

مرجع: www.wiki.csiberkeley.com

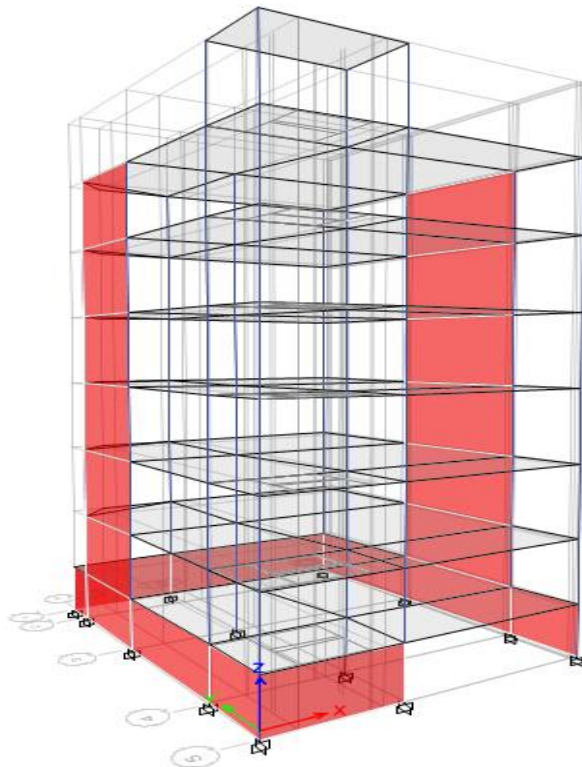
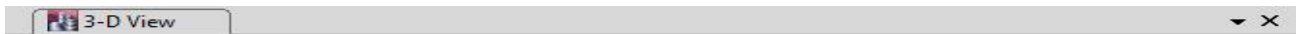
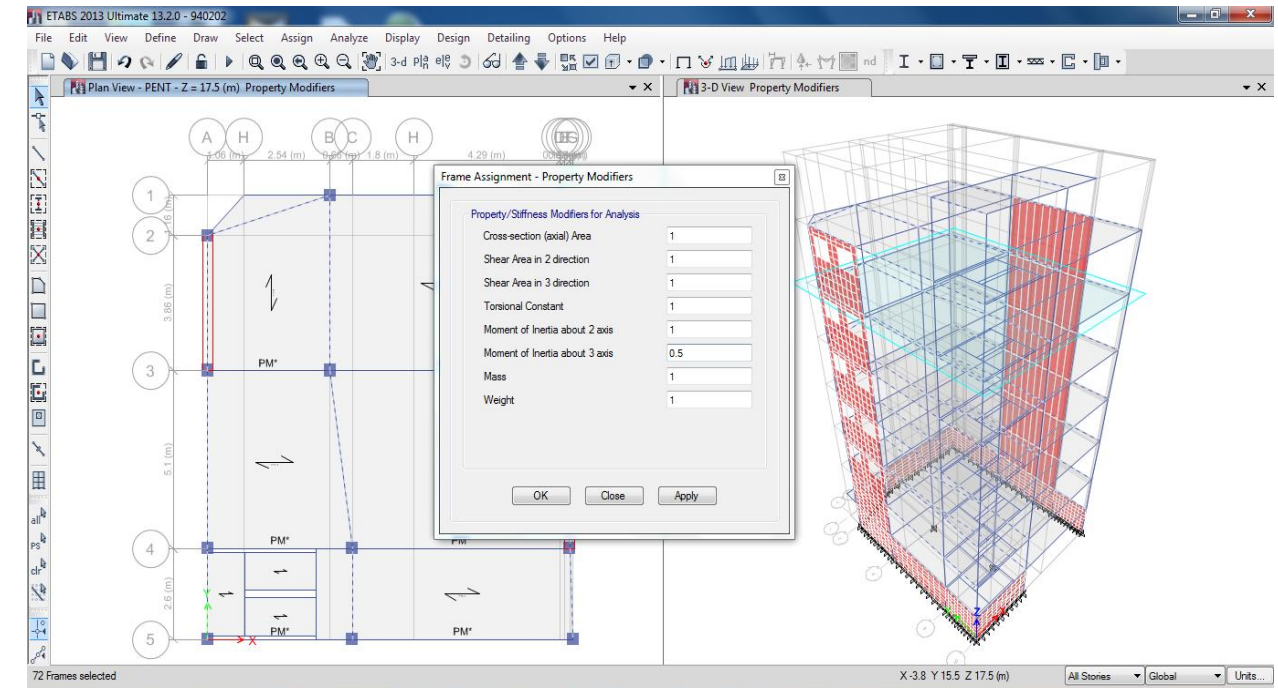
اعمال ضرایب ترک خوردگی به ستون ها



اعمال ضرایب ترک خوردگی به تیر ها با فرض اینکه مهاری نشده باشند. (در جهت قاب خمشی)



اعمال ضرایب ترک خوردگی به تیر ها با فرض اینکه مهار شده باشند. (در جهت دیوار برشی)



مقطع دیوار برشی معمولاً از نوع صرفاً غشایی Membrane (با رفتار درون صفحه‌ی) معرفی می‌شود. دیوار برشی تنها بارهای درون صفحه خود را تحمل نموده و لنگر خارج از صفحه را تحمل نمی‌نماید. به عبارت دیگر دیوار در راستای طول خود عملکرد دارد و در راستای ضخامت عملکردی ندارد. با فرض این رفتار، هیچ لنگری در امتداد خارج از صفحه‌ی دیوار ایجاد نمی‌شود، مشابه اینکه در راستای طولی دیوار مفصل شده باشد.

در تعریف المان دیوار برشی در ناحیه membrane و Bending دو ضخامت نشان‌دهنده مشخصات غشایی (کششی و فشاری) و مشخصات خمشی می‌باشد که هر دو از روی یک ضخامت بدست می‌آیند. برای ورق‌های موجداری صفحات تقویت شده ممکن است این دو ضخامت متفاوت باشند.

- در صورت عدم تقسیم بندی دیوار برشی، ارتباط دیوار با پی تنها در دو نقطه انتهایی برقرار می‌شود که منجر به انتقال کوپل نیروی بزرگ به پی می‌شود که منجر به خطا می‌شود. برای ارتباط گسترده دیوار با پی و بالا بردن دقت محاسبات باید دیوارها در راستای طولی آنها تقسیم بندی شوند. برای این منظور از منوی Edit>Mesh Areas تعداد تقسیم بندی را به نحوی در راستای طولی و عرضی انجام دهید تا طول تقسیمات طولی انجام شده حداکثر 0.5 متر شود. هرچه شبکه بندی ریز تر باشد دقت محاسبات بالاتر خواهد رفت. برای دیوارهای برشی که مقطع آنها از نوع غشایی Membrane باشد تقسیم بندی در راستای طولی کفایت اما برای دیوار باید تقسیم بندی در راستای قائم نیز صورت گیرد.

در صورت وجود دیوار برشی در سازه این المانها باید به نحو مناسبی جهت رسیدن به جوابهای معقول مشبندی شوند. مشبندی المانهای دیوار با مراجعه به قسمت Edit/Mesh Areas امکانپذیر است. برای مشبندی اولیه دیوارهایی که دارای گشایش ناشی از در یا پنجره هستند در محل تقاطع گوشه های سوارخ و دیوار به قسمت Edit/Mesh Walls for Opening مراجعه نمایید.

در مشبندی دیوارهایی که حاوی سوارخ نیستند استفاده از همان گزینه اول مناسب خواهد بود. در این دیوارها بهتر است که مشبندی تنها در جهت عرضی دیوار انجام شود و در راستای ارتفاع دیوار مش بندی لزومی ندارد. هر چقدر تعداد المانهای بیشتر شود دقت محاسبات بیشتر خواهد شد. در مورد دیوارهایی که دارای گشایش هستند بعد از یک بار مش بندی از طریق منوی Edit/Mesh Walls for Opening در صورت لزوم و بزرگ بودن المانهای به دست آمده باز هم باید دوباره مشبندی را از طریق منوی اولی یعنی قسمت Edit/Mesh Areas انجام دهیم. باید توجه نمایید که در نرم افزار تنها تغییر شکلهای برشی دیده میشود و از اثرات تغییر شکلهای خمشی صرفنظر میشود. اگر نسبت طول به عرض المان دیوار از سه بیشتر باشد تغییر شکل خمشی غالب خواهد بود و باید تقسیم بندی ادامه یابد. برای قسمتهایی از دیوار که در بالا و پایین در و پنجره قرار میگیرند (اصطلاحاً تیر همبند یا) SPANDREL تقسیم بندی در طول قطعه و برای بقیه قطعات تقسیم بندی در ارتفاع باید انجام شود. این تقسیم بندی باید به گونه ای انجام شود که نسبت بعد بزرگ به کوچک المان از سه کوچکتر شود. در تیرهای همبند نسبت طول به ارتفاع المان باید از سه کمتر شود و در قسمتهای دیگر دیوار سوارخدار نسبت ارتفاع به عرض المان دیوار باید از سه کمتر شود. بعد از مش بندی دیوارها یک سری نقاط در تراز فونداسیون ایجاد میشوند که این نقاط باید همانند بقیه نقاط در این تراز با مراجعه به قسمت Assign/Joint/Point/Restraint (Supports).... مقید شوند. تکیه گاهی که اینجا تعریف میشود به صورت گیردار کامل باید تعریف شود (تعریف این تکیه گاه به صورت مفصلی هم معمولاً در نتایج نرم افزار باعث تغییر قابل ملاحظه نسبت به حالت قبل نخواهد شد .

برای دیوارهای برشی و المانهای خطی متصل به آنها Spandrel و Pier تعریف این بخش مربوط به سازه های دارای دیوار برشی است و شامل بقیه سازه ها نمیشود. در این مورد هم در کتابهای مختلف به صورت مفصل بحث شده است. المانهای سطحی دیوار برشی و ستونهای متصل به آنها و همچنین تیرهای متصل به دیوار برشی (در صورت وجود) باید به صورت Pier و Spandrel نامگذاری شوند. البته در هنگام ترسیم آنها امکان نامگذاری خودکار آنها وجود دارد.

اختصاص Pier برای المانهای سطحی دیوار از طریق منوی Assign/Shell/Area/Pier Label ... و اختصاص آن برای عناصر خطی (ستونهای متصل به دیوار برشی) از طریق منوی Assign/Frame/Line/Pier Label ... امکانپذیر است. برای تیرهای همبند هم باید گزینه Spandrel تعریف شود. بخش سطحی آنها از طریق منوی Assign/Shell/Area/Spandrel Label ... و برای بخش خطی آن (تیری که در تراز طبقه قرار دارد البته در صورت وجود) از طریق منوی Assign/Frame/Line/Spandrel Label این کار امکانپذیر است. نکات دیگری که در این زمینه قابل ذکر است به شرح زیر است .

این اسم گذاری ربطی به نتایج انالیز نرم افزار ندارد و این اسم گذاری روشی است برای مشاهده نتایج طراحی نرم افزار عدم نامگذاری تمام یا بخشی از سیستم دیوار برشی باعث عدم طراحی آن قسمتها توسط نرم افزار میشود. پس بر این اساس برای مشاهده نتایج طراحی باید این نامگذاری را انجام دهیم.

هر جز از سیستم میتواند یک بار به عنوان Pier و یک بار دیگر به عنوان Spandrel نامگذاری شود. اما معمولاً نامگذاری تیرهای همبند (قسمت های بالا و پایین سوراخها در دیوار برشی) به عنوان Spandrel و قسمتهای دگر به عنوان Pier کفایت میکند. در واقع Spandrel برای اجزایی است که عملکرد تیری در آنها غالب است و Pier برای اجزای دیگری است که عملکرد ستونی در آنها غالب است.

3 - در هر دهانه بهتر است که ستون های دو سمت دیوار با خود دیوار نامی مشابه به عنوان Pier داشته باشند.

ستونهایی که محل تقاطع حداقل دو دیوار برشی هستند را میتوان به دلخواه به نام یکی از این چند دیوار نامگذاری کرد.

در هر دهانه مشابهت نامگذاری عناصر Pier در طبقات مختلف اشکالی ایجاد نخواهد کرد. اما اگر به دلیل وجود سوراخ در دیوار مقطع دیوار در ارتفاع یک طبقه متغیر باشد بهتر است برای رسیدن به جوابهای مناسب طراحی در ارتفاع طبقه برای هر قسمت نامی مجزا انتخاب شود. همچنین بهتر است که نام دو جزء دیوار در دو سمت راست و چپ یک سوراخ متفاوت باشد و تا برای هر یک از این دو بخش نتایج طراحی به صورت جداگانه توسط نرم افزار گزارش شود. در کل باید توجه کرد که در دیوارهای دارای سوراخ در ارتفاع آن طبقه قسمتی از دیوار به عنوان Pier بحرانی تر است که مجاور سوراخ با عرض بیشتری باشد (یا به بیان دیگر عرض مقطع خالص آن قسمت کمتر از قسمتها دیگر در آن طبقه باشد در صورتی که در دهانه های مجاور دیوار برشی به گونه ای قرار گیرد که عملاً آن دیوارها با هم یکپارچه باشند میشود که نامگذاری یکسانی برای آنها به عنوان Pier انجام شود اما برا آنکه بشود نتایج طراحی را راحتتر برای هر بخش به دست آورد بهتر است که برای هر دهانه نامگذاری مجزایی انجام شود.

احداث دیوارهای برشی چه در ساختمانهای بلند و چه متوسط و حتی در ساختمانهای کوتاه موجب می شود که مقاومت ساختمان بطور قابل توجهی افزایش یابد و در مقایسه با ساختن قابهای خمشی اقتصادی تر خواهد بود و بهترین شیوه برای کنترل خیز جانبی ساختمانها می باشد. امروزه بخوبی می توان از دیوارهای برشی در کنار قابهای خمشی به نحوی استفاده کرد که رفتار مجموعه سازه نرم، مقاوم و شکل پذیر باشد. در غالب موارد دیوارهای برشی قادرند بیشترین سهم نیروی برش پایه را تحمل کنند که موجب افزایش چشمگیر سختی ساختمان و کاهش قابل ملاحظه خسارت به عناصر غیرسازه ای می گردند و همچنین دیوارهای برشی قادرند حتی پس از پذیرش ترکهای زیاد، بارهای ثقلی ساختمان را تحمل کنند که ستونها فاقد چنین خاصیتی هستند و در کل چنین عواملی دیوارهای برشی را قابل اطمینان تر از قابهای خمشی ساخته است.

تحقیقات نشان داده است که در صورت اجرای صحیح و آرماتورگذاری کافی، شکل پذیری مناسبی از خود نشان می دهند. در دیوارهای برشی دارای بازشو اگر دیوار در پایین ترین قسمت خود دارای یک یا چند بازشو باشد هریک از اجزاء دیوار در طرفین بازشو را پایه های دیواری و بخشی از دیوار که بین بازشوی بالایی و پایینی واقع می شود را تیر همبند یا کوپله می نامند.

Zhao و همکاران به بررسی تاثیر ارتفاع تیر کوپله و درصد آرماتور برشی آن در آزمایشگاه پرداختند و به این نتیجه رسیدند که تیرهای کوپله با نسبت دهانه به ضخامت کمتر از 2 شبیه تیرهای عمیق رفتار می کنند و در برش دچار شکست می شوند. همچنین به این نتیجه رسیدند که تیرهای کوپله با درصد آرماتور برشی کمتر دچار گسیختگی برشی-کششی می شوند اما نمونه های با آرماتور برشی بیشتر، اغلب دچار گسیختگی لغزشی- برشی می شوند و دارای شکستی ترد هستند.

Paulay به بررسی شکل پذیری دیوارهای کوپله پرداخت و به این نتیجه رسید که دیوارهای کوپله محاسن ویژه ای دارند که عبارتند از:

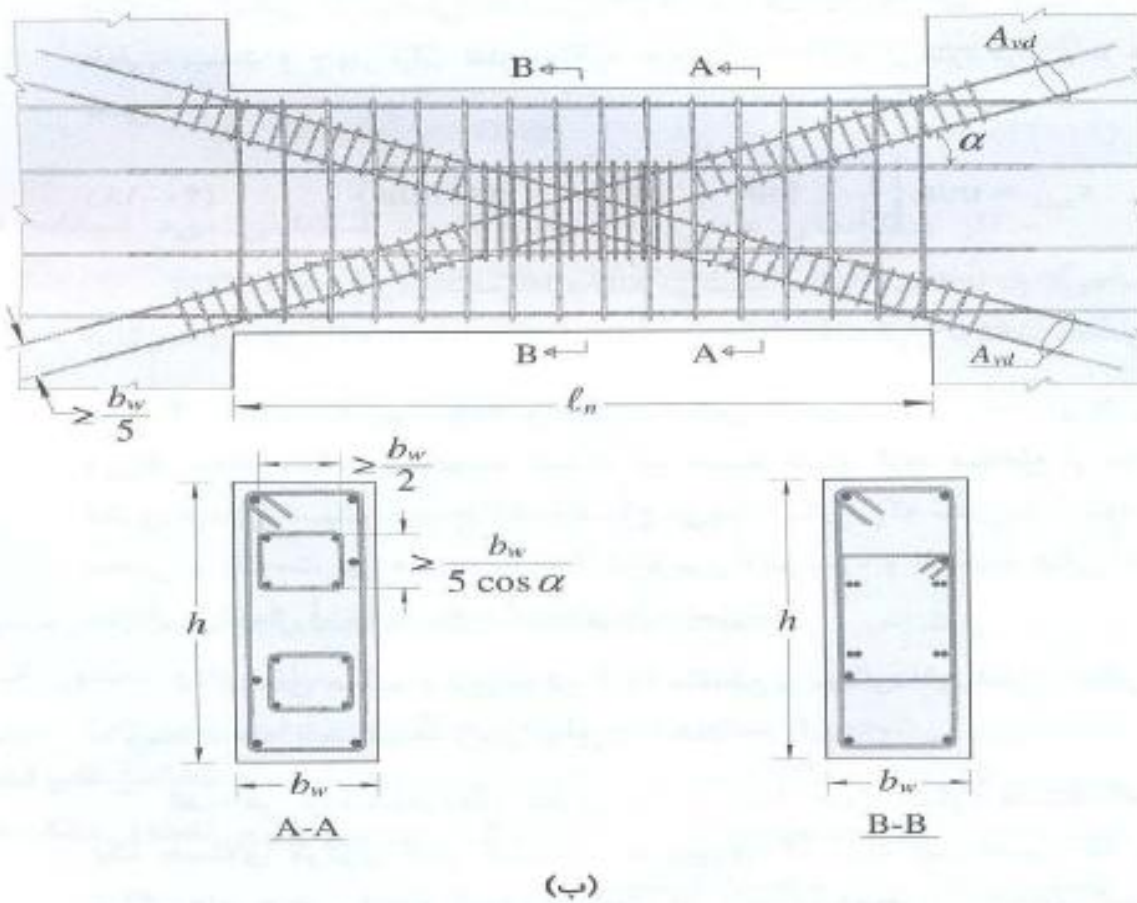
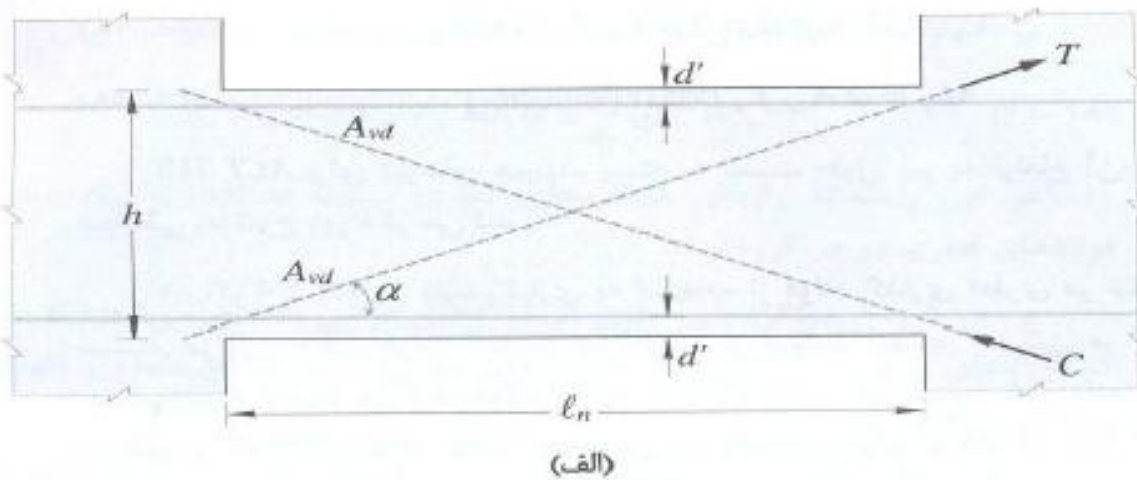
- کنترل تغییر مکان بسیار عالی دارند.

- یک سیستم کوپله قوی، امکان استفاده از دیوارهای لاغر بدون به خطر انداختن حدود مجاز تغییر شکل نسبی طبقات را فراهم می نماید.

- حدود تغییر شکلها در خلال یک پاسخ شکل پذیر، متاثر از مدهای دینامیکی بالاتر نمی باشد.

- با یک آرماتورگذاری مناسب و کافی، میرایی هیسترتیک بزرگتری نسبت به ساختمانهای سنتی با دیوار برشی از خود نشان می دهد.

افزایش ارتفاع تیر کوپله باعث افزایش مقاومت نهایی می گردد اما در صورتیکه ارتفاع تیر کوپله بیش از حدود 33٪ ارتفاع طبقه گردد، تاثیر زیادی در مقاومت نهایی دیوار ندارد و شکل پذیری را نیز کاهش می دهد.



شکل ۱۸-۱۳ الف) عملکرد خربایی فولادهای قطری در تیر همبند؛ ب) فولاد گذاری آیین‌نامه‌ای در تیر همبند

۹-۲۳-۴-۳-۴ تیرهای همبند در دیوارهای همبسته

۹-۲۳-۴-۳-۴-۱ تیرهای همبند در دیوارهای همبسته که در آنها نیروی برشی نهایی از $2A_{cv}V_c$ بیشتر و نسبت طول دهانه آزاد به ارتفاع مقطع آنها از ۲ کمتر باشد، باید مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۳-۴-۲ و ۹-۲۳-۴-۳-۴-۳ آرماتورگذاری شوند، در غیر این صورت آرماتورگذاری در این تیرها مطابق ضوابط قطعات خمشی انجام می‌شود. عرض این تیرها در هیچ حالت نباید کمتر از ۲۰۰ میلیمتر اختیار شود.

۹-۲۳-۴-۳-۴-۲ مقاومت برشی در تیرهای همبند باید کلاً به وسیله آرماتورهای قطری که به صورت ضربدری و متقارن در سراسر طول تیر ادامه داشته و در دیوارهای طرفین تیر در طولی به اندازه یک و نیم برابر طول گیرایی میلگردها مهار می‌شوند، تأمین گردد. سطح مقطع آرماتور قطری در هر یک از شاخه‌های ضربدری از رابطه (۹-۲۳-۶) محاسبه می‌شود:

$$A_{vd} = \frac{V_u}{2f_{yd} \sin \alpha} \quad (۹-۲۳-۶)$$

در این رابطه α زاویه بین میلگرد قطری و محور طولی تیر است.

۹-۲۳-۴-۳-۴-۳ آرماتورهای قطری باید به وسیله میلگردهای عرضی به صورت دورپیچ یا تنگ با قطر حداقل ۸ میلی‌متر محصور شوند، حداکثر فاصله میلگردهای عرضی از یکدیگر برابر با کوچکترین سه مقدار (الف) تا (پ) این بند است:

الف- ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد قطری

ب- ۲۴ برابر قطر تنگ‌ها یا دورپیچ‌ها

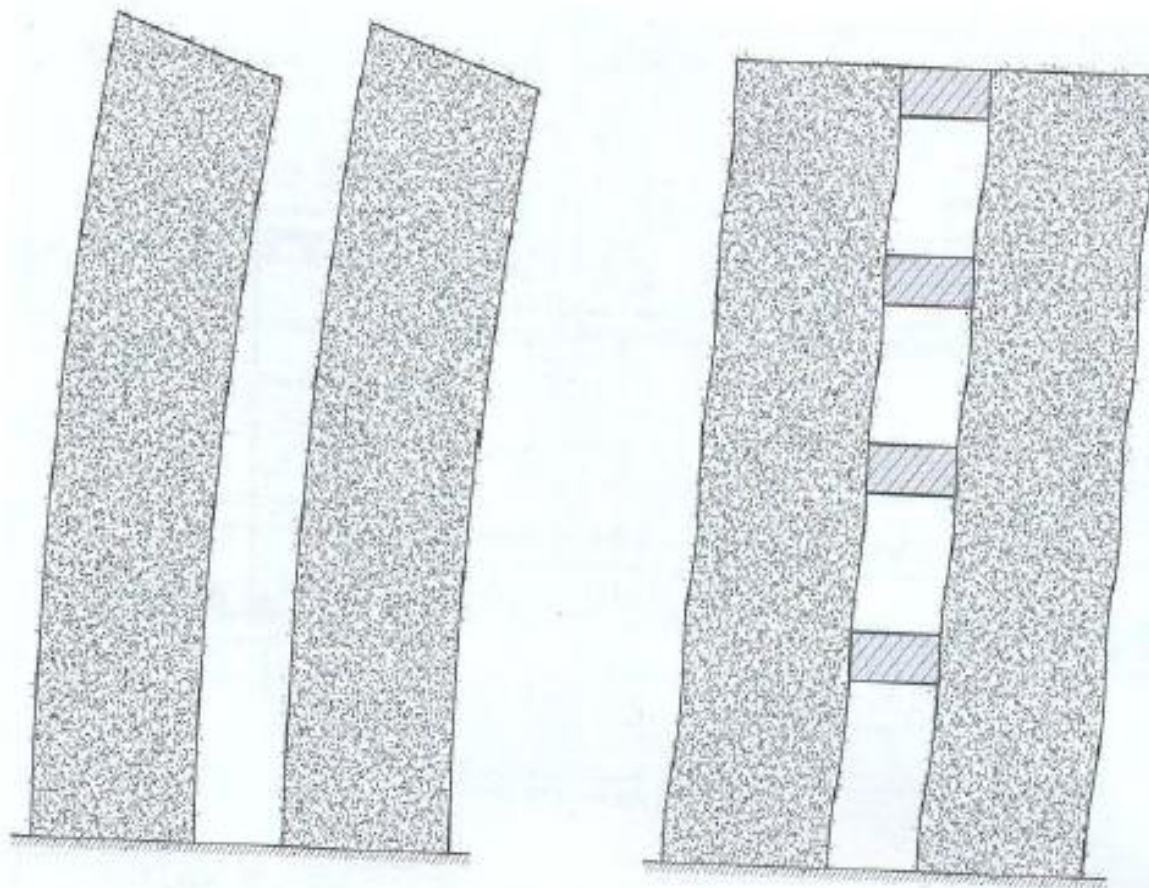
پ- ۱۲۵ میلیمتر

۹-۲۳-۴-۳-۴-۴ مقاومت خمشی تأمین شده توسط میلگردهای قطری را می‌توان در محاسبه ظرفیت خمشی تیر همبند منظور کرد.

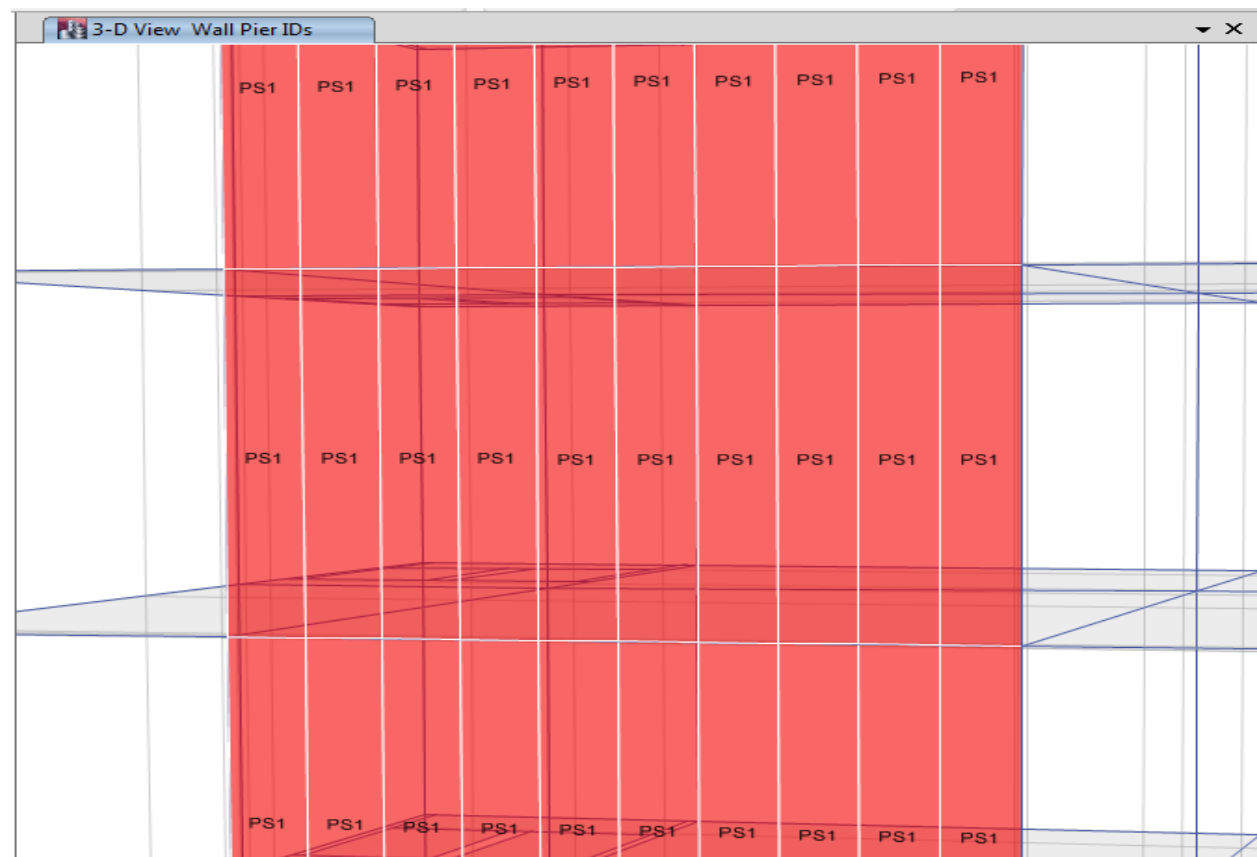
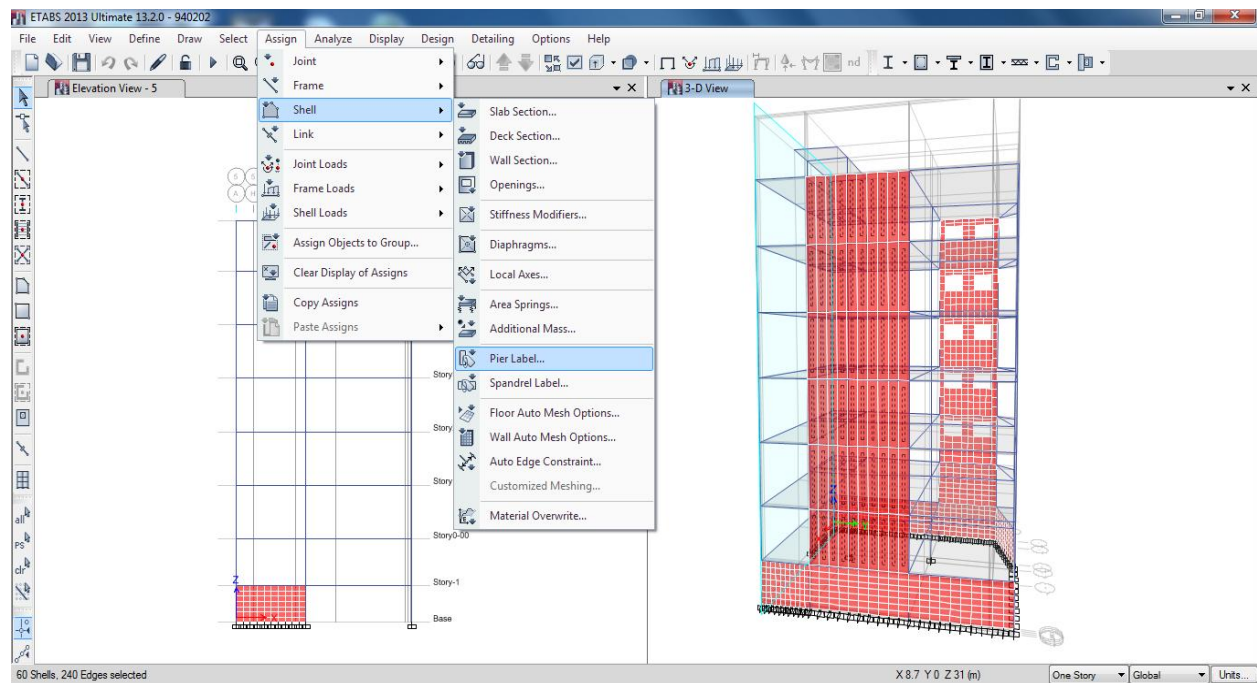
۴- دیوارهای برشی هم بسته و تیرهای هم بند :

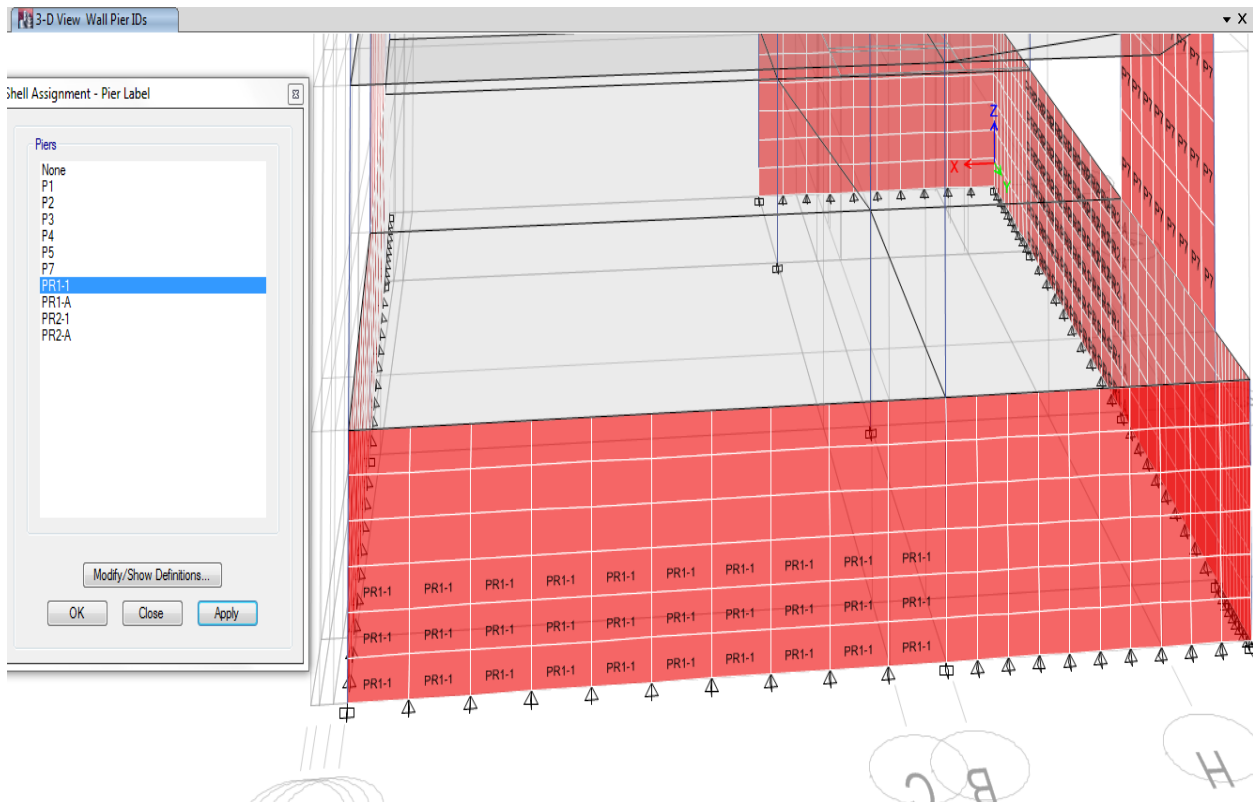
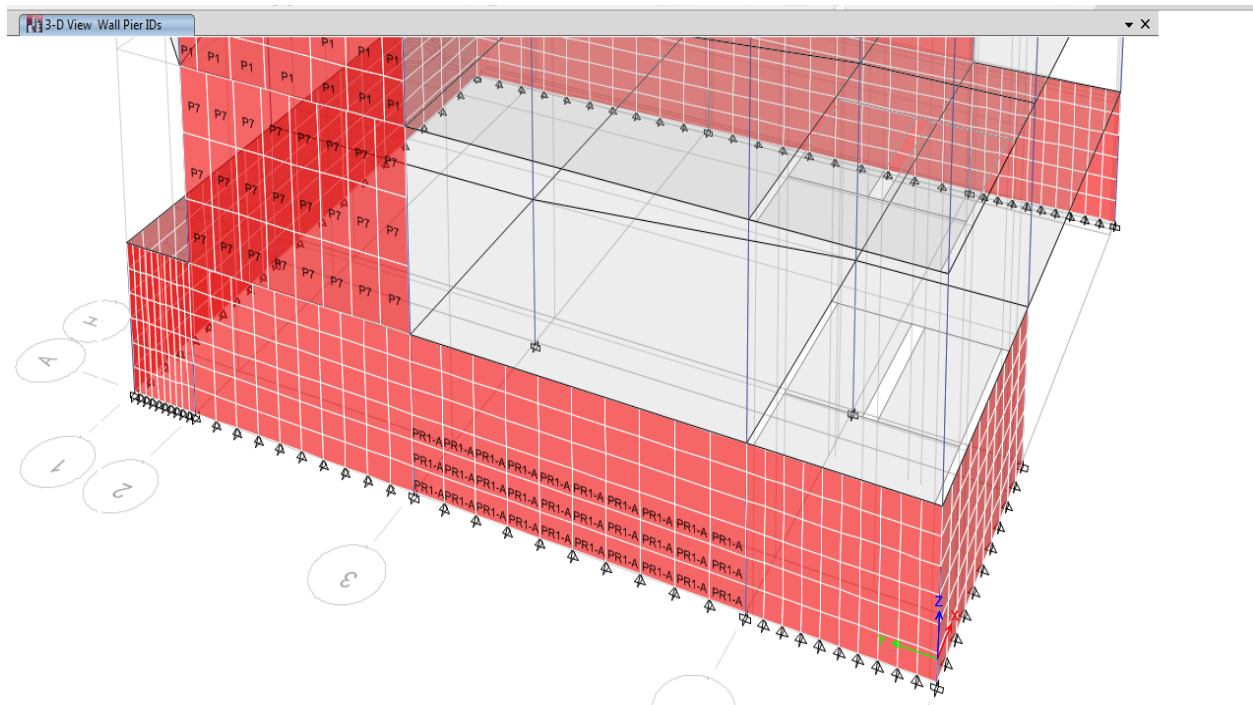
دو دیوار برشی مجزا و مجاور را که به دلیل وجود بازشوهای بزرگ از یکدیگر جدا شده اند میتوان به وسیله ی اعضای سازه ای مقاوم در مقابل بارهای محوری و لنگرهای خمشی به یکدیگر متصل نمود. در این حالت دیوارهای برشی متصل شده به یکدیگر به نام "دیوارهای برشی هم بسته" یا "دیوارهای برشی ممزوج" و تیر رابط به نام تیر "هم بند" یا "تیر پیوند" خوانده می شود. سختی ترکیبی دو دیوار برشی هم بسته از جمع سختی آن دو دیوار به صورت مجزا بیشتر است. دیوارهای برشی هم بسته تغییر شکل جانبی ساختمان و نیز میزان لنگرهای خمشی طراحی در دیوار را کاهش می دهد.

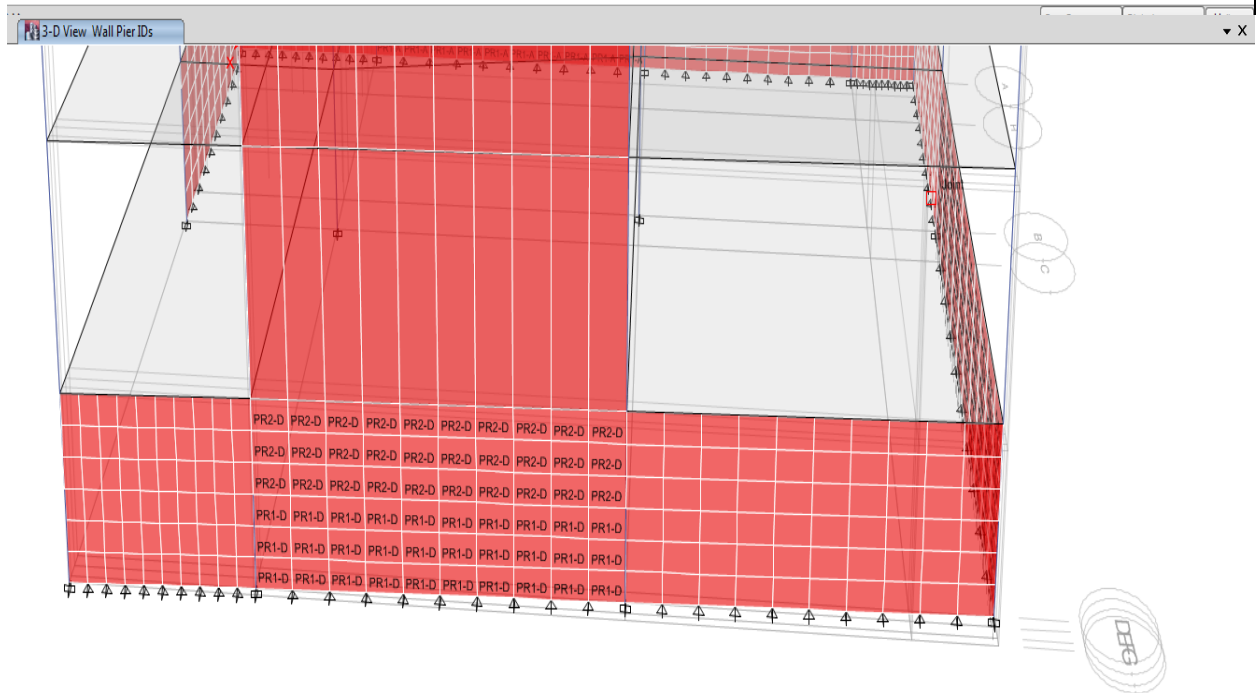
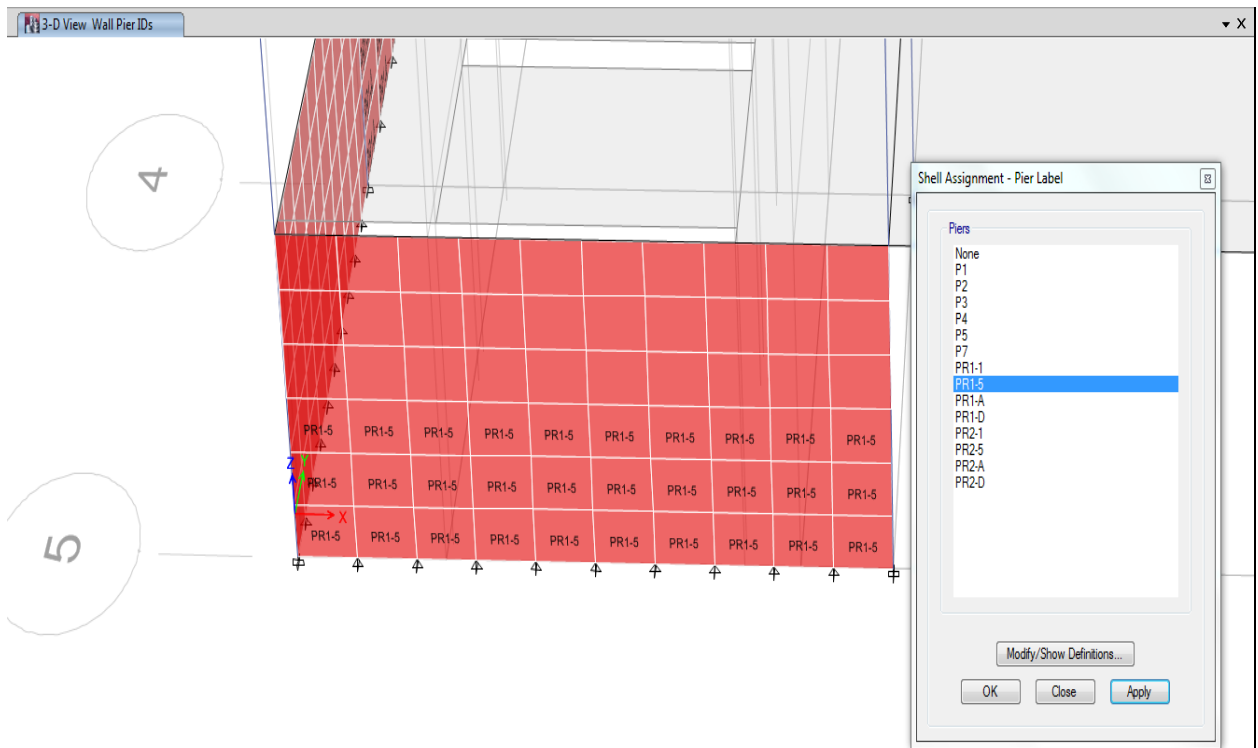
در شکل زیر دو دیوار برشی مجاور به صورت مجزا و به صورت هم بسته نشان داده شده است. در این شکل ملاحظه می شود که تغییر شکل دیوارهای برشی مجزا و دیوارهای برشی هم بسته کاملاً با هم متفاوت است. در حقیقت دو دیوار برشی مجاور و مجزا تغییر شکل خمشی از خود نشان می دهند. در حالی که تیر هم بند یا انتقال برش و لنگر خمشی بین دو دیوار رفتار دیوارهای برشی هم بسته را به رفتار قاب خمشی نزدیک کرده و تغییر شکل جانبی را نیز به تغییر شکل برشی نزدیک می کند. سختی تیر رابط (تیر پیوند یا تیر هم بند) تأثیر به سزایی در رفتار دیوارهای برشی هم بسته دارد به طوری که اگر سختی آن کم باشد رفتار مجموعه به رفتار دو دیوار برشی مجزا و اگر سختی تیر پیوند کاملاً زیاد باشد رفتار مجموعه به رفتار یک دیوار برشی کامل و پیوسته در محدوده ی آن دو دیوار نزدیک می شود.



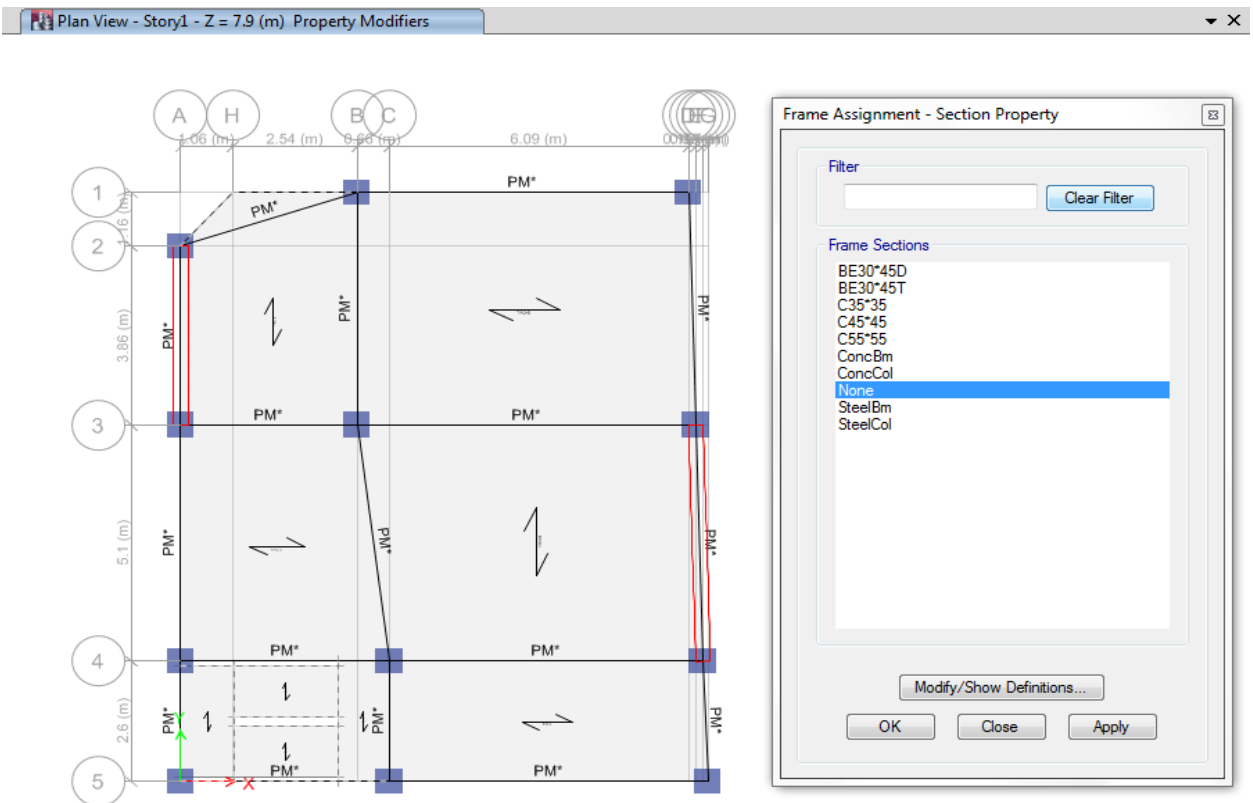
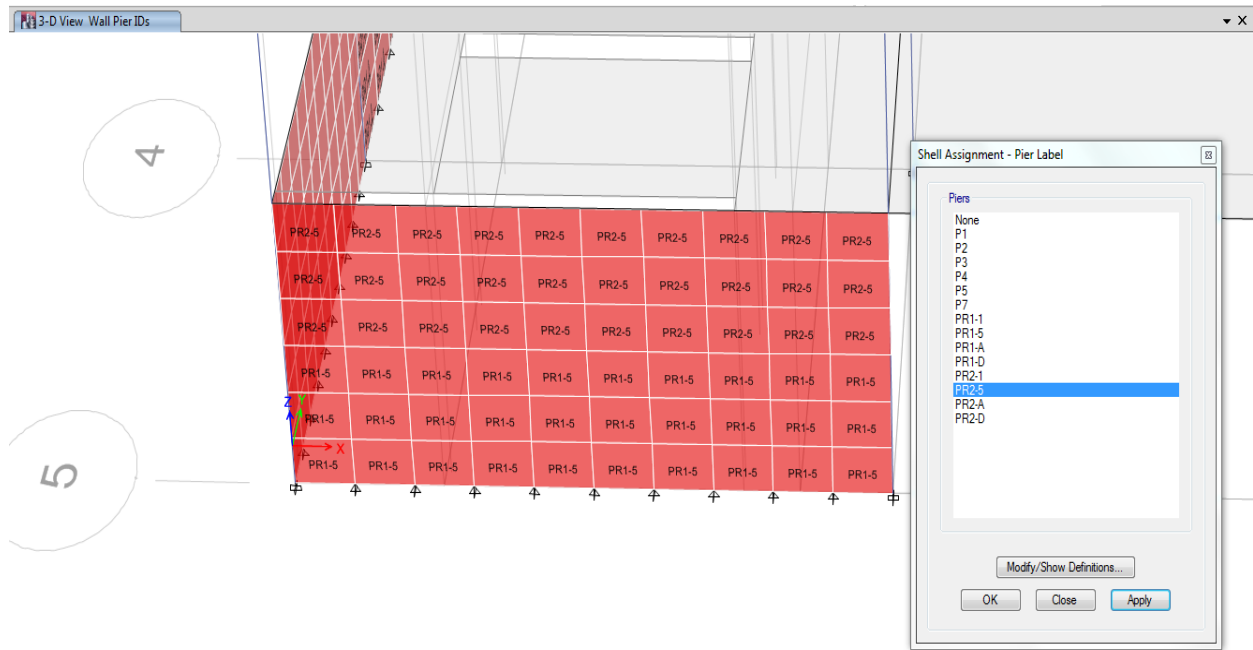
نام گذاری دیوارهای برشی







اختصاص مقطع به اعضای مورد نظر NONE



کاهش بارهای زنده طبق ویرایش ۹۲ مبحث ششم

4.7.2 Reduction in Uniform Live Loads

Subject to the limitations of Sections 4.7.3 through 4.7.6, members for which a value of $K_{LL}A_T$ is 400 ft² (37.16 m²) or more are permitted to be designed for a reduced live load in accordance with the following formula:

$$L = L_o \left(0.25 + \frac{15}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \right) \quad (4.7-1)$$

In SI:

$$L = L_o \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \right)$$

where

L = reduced design live load per ft² (m²) of area supported by the member

L_o = unreduced design live load per ft² (m²) of area supported by the member (see Table 4-1)

K_{LL} = live load element factor (see Table 4-2)

A_T = tributary area in ft² (m²)

L shall not be less than $0.50L_o$ for members supporting one floor and L shall not be less than $0.40L_o$ for members supporting two or more floors.

4.7.3 Heavy Live Loads

Live loads that exceed 100 lb/ft² (4.79 kN/m²) shall not be reduced.

EXCEPTION: Live loads for members supporting two or more floors shall be permitted to be reduced by 20 percent.

4.7.4 Passenger Vehicle Garages

The live loads shall not be reduced in passenger vehicle garages.

EXCEPTION: Live loads for members supporting two or more floors shall be permitted to be reduced by 20 percent.

4.7.5 Assembly Uses

Live loads shall not be reduced in assembly uses.

4.7.6 Limitations on One-Way Slabs

The tributary area, A_T , for one-way slabs shall not exceed an area defined by the slab span times a width normal to the span of 1.5 times the slab span.

۷-۵-۶ کاهش بارهای زنده طبقات

۱-۷-۵-۶ کلیات

به جز بارهای زنده یکتواخت بام، سایر بارهای زنده توزیع شده یکتواخت حداقل، و سلا داده شده در جدول ۱-۵-۶ را می‌توان بر طبق ملاحظات بندهای ۲-۷-۵-۶ الی ۶-۷-۵-۶ کاهش داد.

۲-۷-۵-۶ کاهش در بارهای زنده یکتواخت

با در نظر گرفتن محدودیت‌های ارائه شده در بندهای ۲-۷-۵-۶ الی ۶-۷-۵-۶ اعضای که برای آن‌ها مقدار $K_{LL}A_T$ برابر با ۳۷ مترمربع یا بیشتر باشد، را می‌توان با استفاده از بارهای زنده کاهش یافته بر طبق رابطه (۱-۵-۶) کاهش داد:

$$L = L_o \left[0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \right] \quad (1-5-6)$$

که در آن:

L : بار زنده طراحی کاهش یافته در هر مترمربع، تحمل شده توسط عضو

L_o : بار زنده طراحی کاهش نیافته در هر مترمربع، تحمل شده توسط عضو (از جدول ۱-۵-۶)

K_{LL} : ضریب عضو برای بار زنده (از جدول ۲-۵-۶)

A_T : سطح بارگیر (مترمربع)

L برای اعضای که بار یک طبقه را تحمل می‌کنند نباید از ۵۰٪ برای اعضای که بار دو طبقه و یا بیشتر را تحمل می‌کنند، نباید از ۴۰٪ کمتر باشد.

۳-۷-۵-۶ بارهای زنده سنگین

بارهای زنده بیش از ۵ کیلو نیوتن بر متر مربع کاهش نمی‌یابند.

استثنا: بارهای زنده برای اعضای که بار دو طبقه و یا بیشتر را تحمل می‌کنند را می‌توان به میزان ۲۰٪ کاهش داد.

۴-۷-۵-۶ محل عبور و یا پارک خودروهای سواری

بارهای زنده محل عبور و یا پارک خودروهای سواری کاهش داده نمی‌شود.

استثنا: کاهش بارهای زنده اعضای که بار ۲ طبقه یا بیشتر را تحمل می‌کنند، به میزان ۲۰٪ مجاز می‌باشد.

۵-۷-۵-۶ محل اجتماع و ازدحام

بار زنده محل‌های اجتماع و ازدحام کاهش نمی‌یابد.

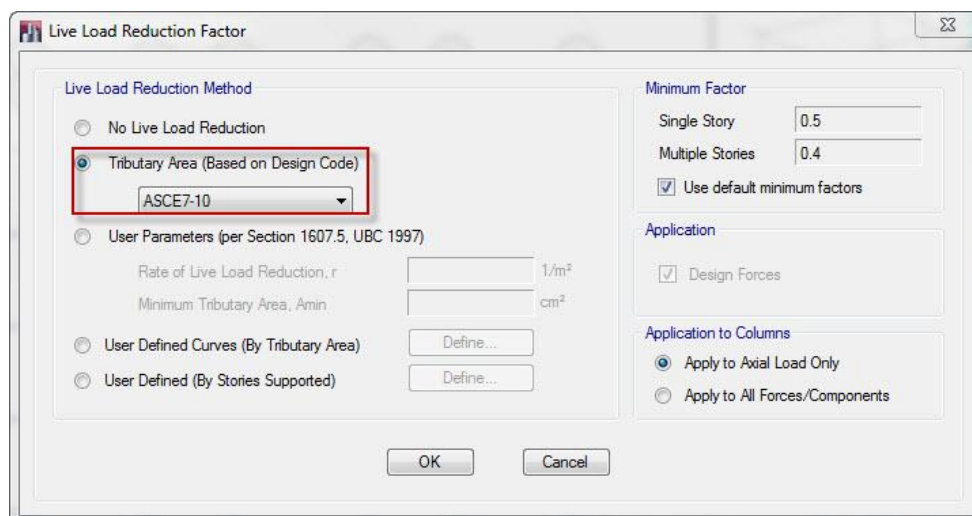
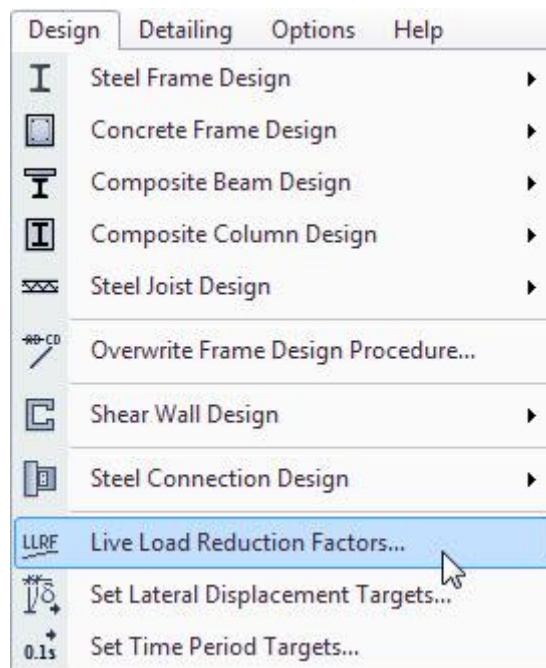
۶-۷-۵-۶ محدودیت‌های مربوط به دال‌های یک‌طرفه

ساج (از ۴ بر A_T برای دال‌های یک‌طرفه از حاصلضرب دهانه دال در عرض، برابر با ۱٫۵ برابر دهانه دال (در جهت عمود بر آن) بیشتر نخواهد بود.

نحوه اعمال کاهش سربار در نرم افزار طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان

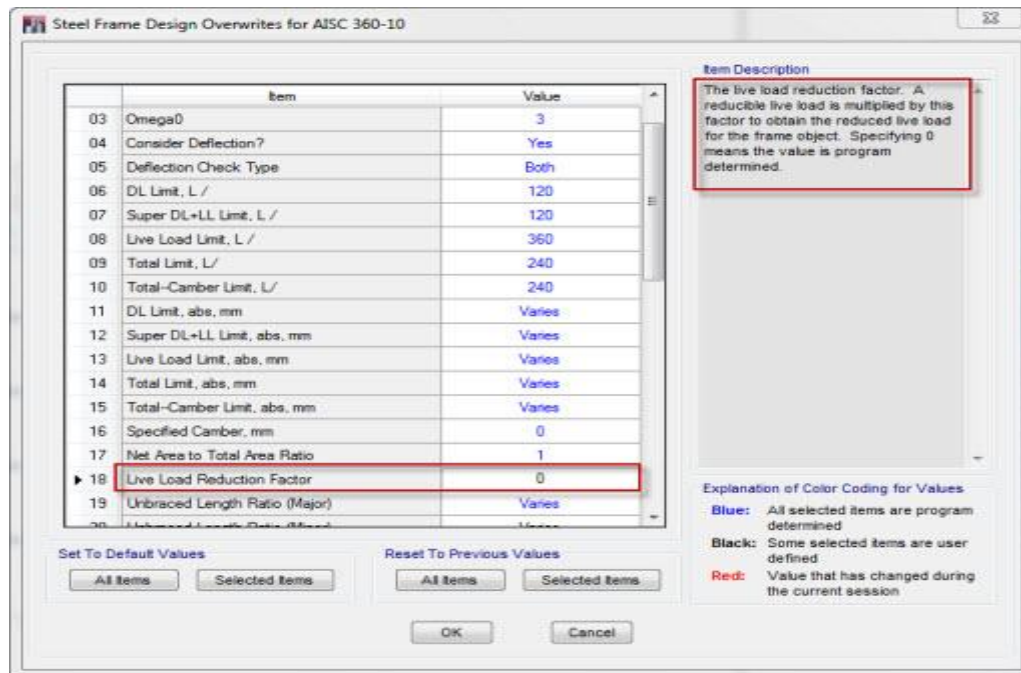
کاهش سربار بار زنده

از مهمترین تغییرات ویرایش 92 مبحث دهم تغییر در نحوه اعمال کاهش سربار بار زنده میباشد. کاهش سربار زنده ظاهراً بر ETABS 2013 میباشد به همین جهت از این پس میتوانیم از این آیین نامه در نرم افزار ASCE7.10 اساس آیین نامه جهت کاهش سربار زنده استفاده کرد. برای لحاظ کاهش سربار بار زنده در نرم افزار مطابق شکل زیر عمل میشود:



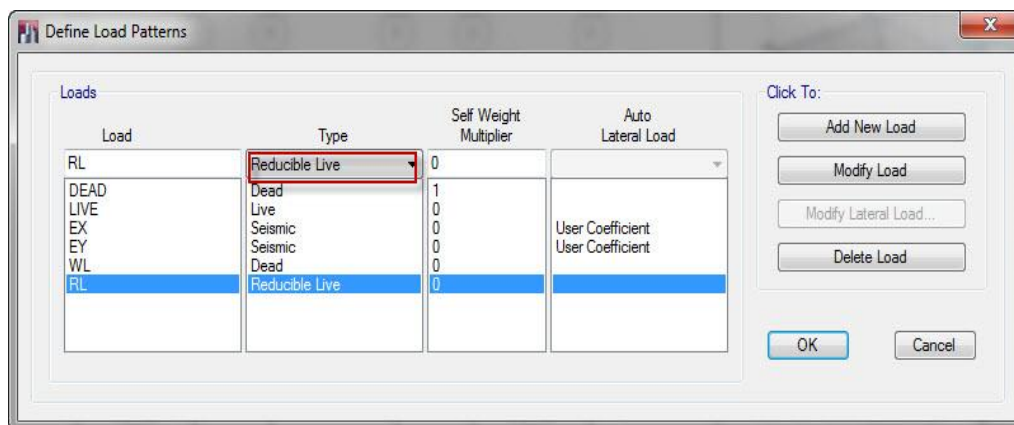
با انتخاب اعضا سپس از طریق منوی زیر میبایست به نرم افزار فهماند که بار زنده کاهش یافته هر عضو را از روی سطح بارگیر عضو (تیر یا ستون) به طور خودکار لحاظ کند.

Design > View/Revise Overwrites commands.



نرم افزار تنها زمانی می تواند کاهش بار زنده را حساب کند که برای اعضا سطح بارگیر تعریف شده است و لازمه آن نیز تعریف سطح بارگیر برای سقف ها میباشد

اما اگر موفق نشدیم که برای سقف ها سطح بارگیر تعریف کنیم از روش دستی میتوانیم مقدار نیروی حاصل از کاهش سربار بار زنده را محاسبه و با حساب در ترکیبات بار آنرا در بارگذاری لحاظ کنیم



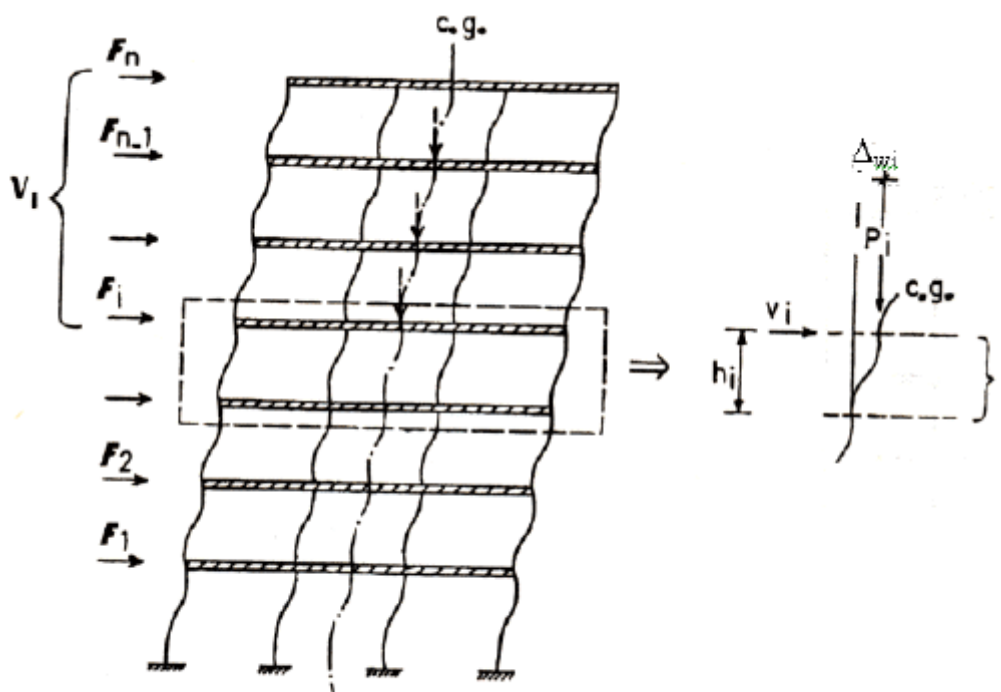
اثر P-Delta

طبق آیین نامه ۲۸۰۰:

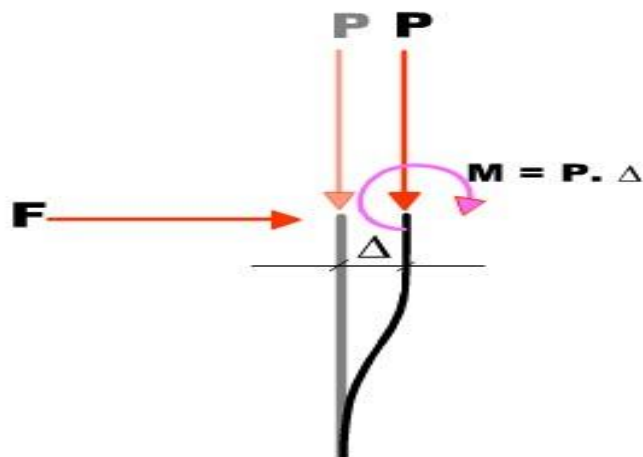
اثرهای پی دلتا در هر طبقه به دلیل برون محوری بارهای ثقیل طبقات بالای طبقه i (طبقه مورد نظر) که نیروی (P) نامیده میشود، ایجاد میگردند. در صورتی که تغییر مکان جانبی طبقه i بر اثر نیروهای جانبی زلزله Δ باشد، به لنگر ایجاد شده در هر طبقه، لنگری که مقدار آن برابر با حاصلضرب p و Δ است اضافه میگردد.

به بیان ساده تر میتوان در مورد اثر P-Delta چنین گفت:

اثرهای پی دلتا در واقع لنگرهای ایجاد شده ای هستند که به دلیل جابجایی طبقات در اثر نیروی جانبی به سازه وارد میشوند. همانطور که میدانید اگر یک نیرویی خارج از خط اثر خود جابجا شود، لنگر ایجاد میکند. حال در زمان وارد شدن نیروی جانبی به ساختمان، طبقه مورد نظر جابجایی (Δ) خواهد داشت. که این جابجایی دلیل اصلی ایجاد اثرهای پی دلتا است. با وجود اینکه این جابجایی معمولاً تنها در حد چند سانتی متر است اما به دلیل زیاد بودن نیروی ثقیل وارد بر ستون، زمانی که ضربدر آن شود لنگر قابل ملاحظه ای را ایجاد میکند. این لنگر را لنگر ثانویه میگویند (به دلیل اینکه این لنگر تنها پس از جابجایی نسبت به حالت اولیه بوجود می آید).

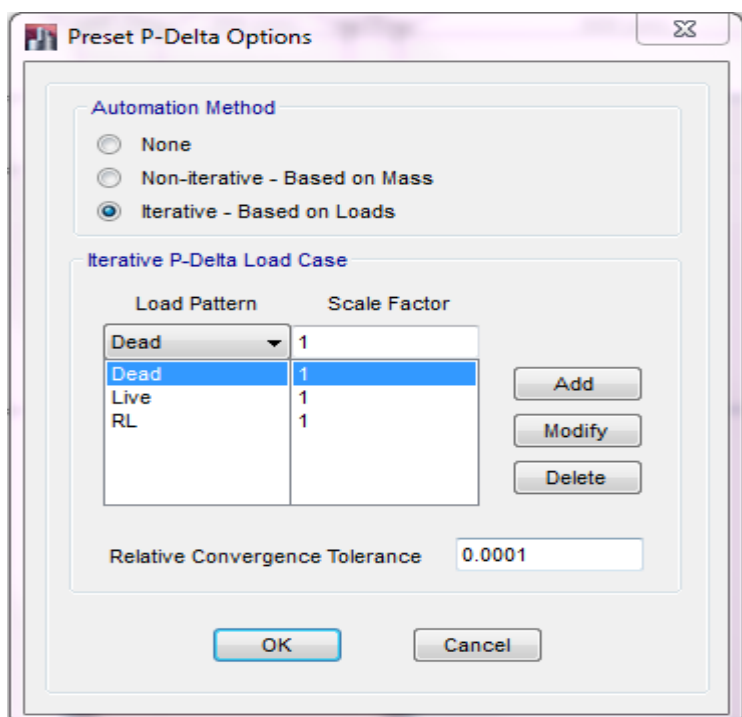


شکل ۲ تغییر شکل های جانبی بر اثر وارد شدن نیروهای جانبی



با توجه به اینکه در تمامی سازه ها بر اثر نیروی جانبی تغییر مکان خواهیم داشت، برای همه سازه ها باید اثر پی دلتا بررسی شود. هر چه سازه ما جابجایی بیشتری داشته باشد مسلماً اثر پی دلتا تاثیر بیشتری خواهد داشت (زیرا لنگر ثانویه به دو متغیر جابجایی و نیروی محوری وابسته است، حال هر کدام از این دو متغیر بیشتر شوند طبعاً مقدار لنگر ثانویه بزرگتر خواهد شد).

اعمال اثر پی دلتا در نرم افزار



فصل ششم

بارگذاری سازه

بارگذاری سازه:

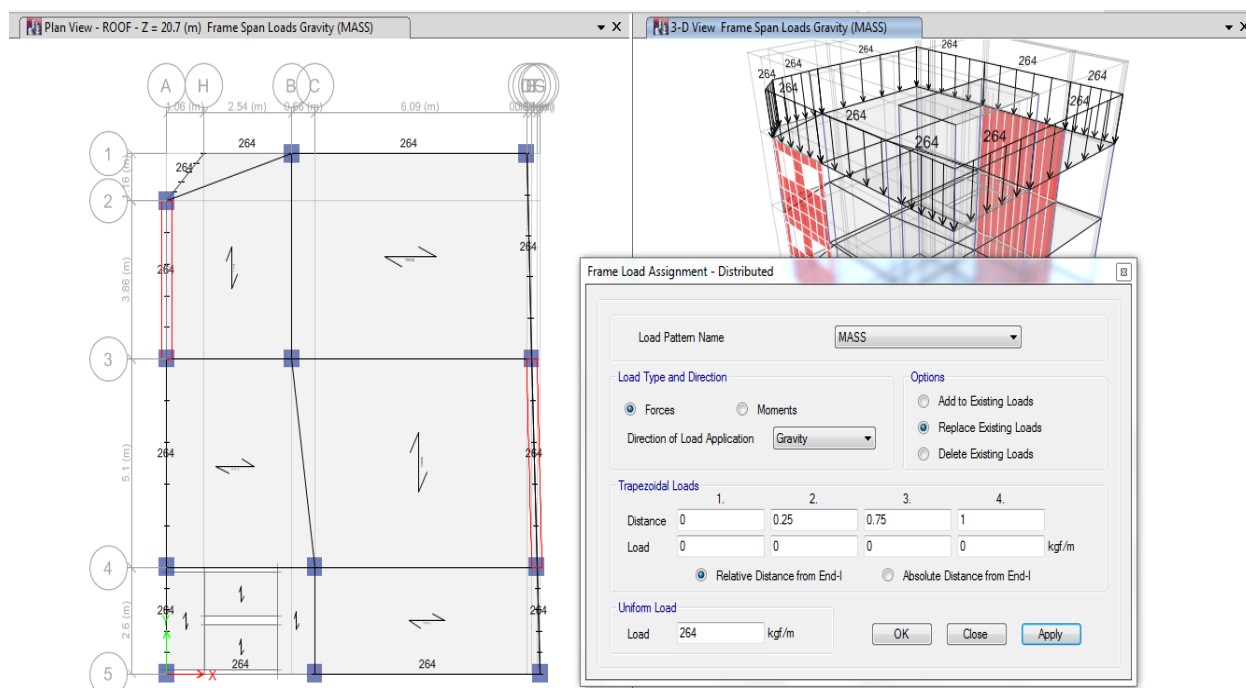
بار اصلاح جرم طبقات در تیرهای پیرامون بام

در جهت اطمینان از ارتفاع خالص طبقات $\text{Mass} = \frac{\text{بار دیوار بدون نما}}{2}$ استفاده می‌کنیم.

$$D = 182 \times 2 / 9 = 527 / 8 \text{ kg/m} \approx 528 \text{ kg/m}$$

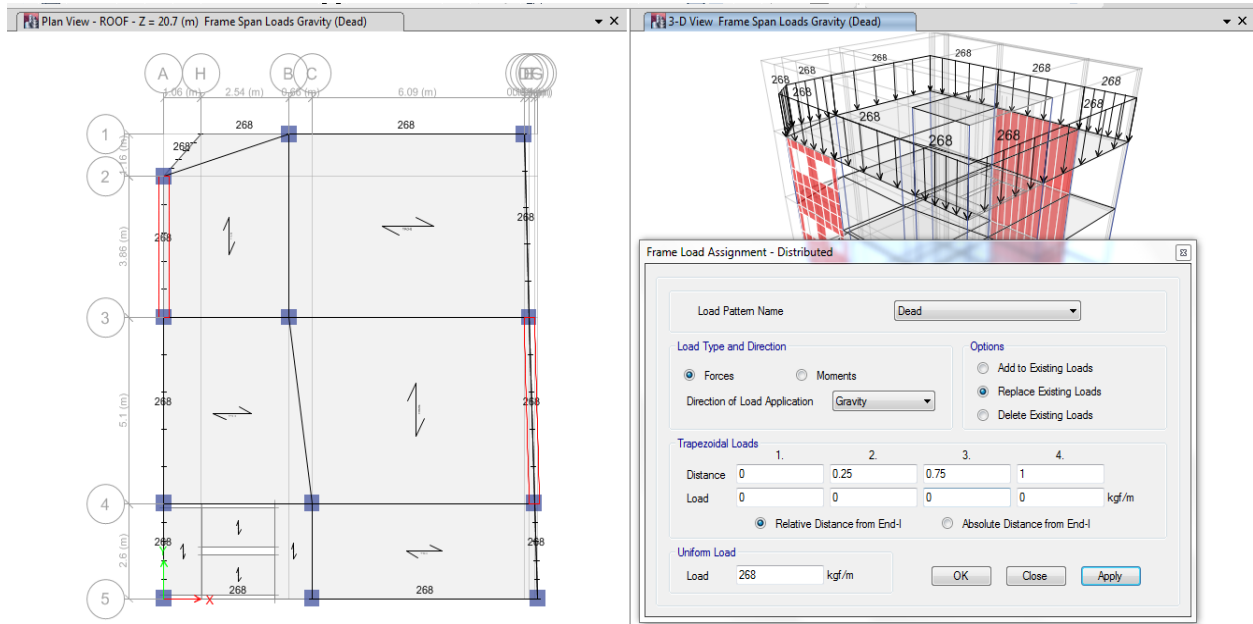
$$\text{Mass} = 528 / 2 = 264 \text{ kg/m}$$

در جهت اطمینان در کل طول بار پیرامون تیرهای بام از وزن دیوار نمادار استفاده شده است.



$$DL = 268 \text{ kg/m}$$

بار جان پناه به تیرهای اطراف بام:

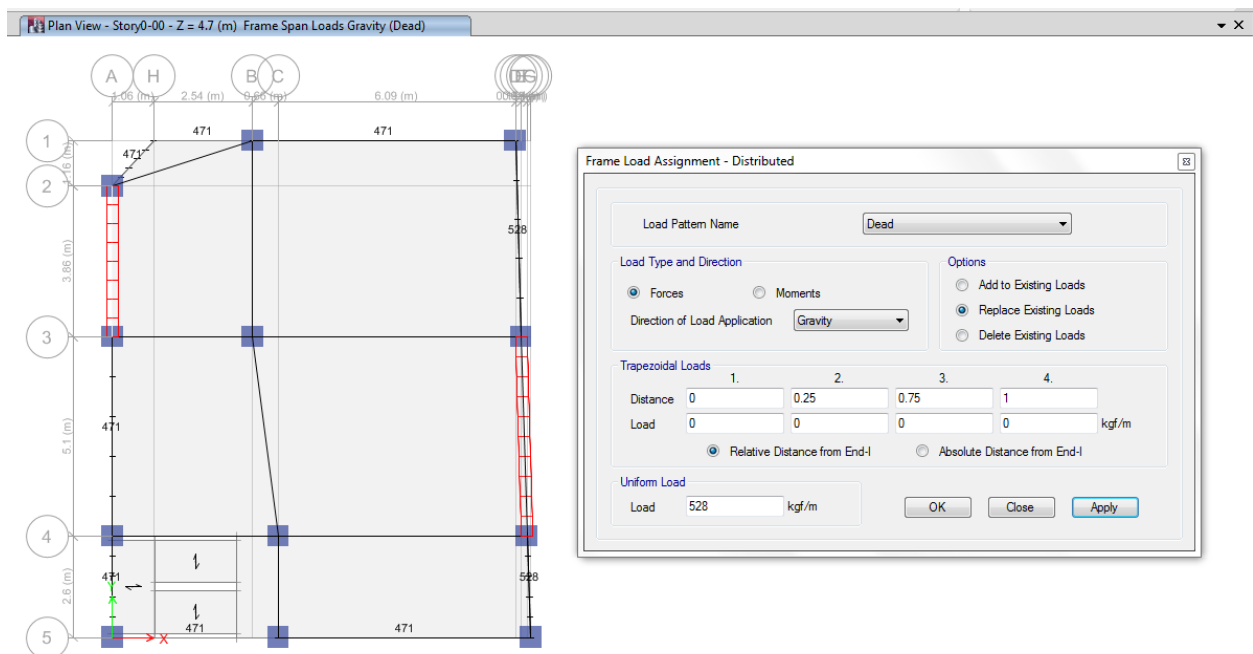


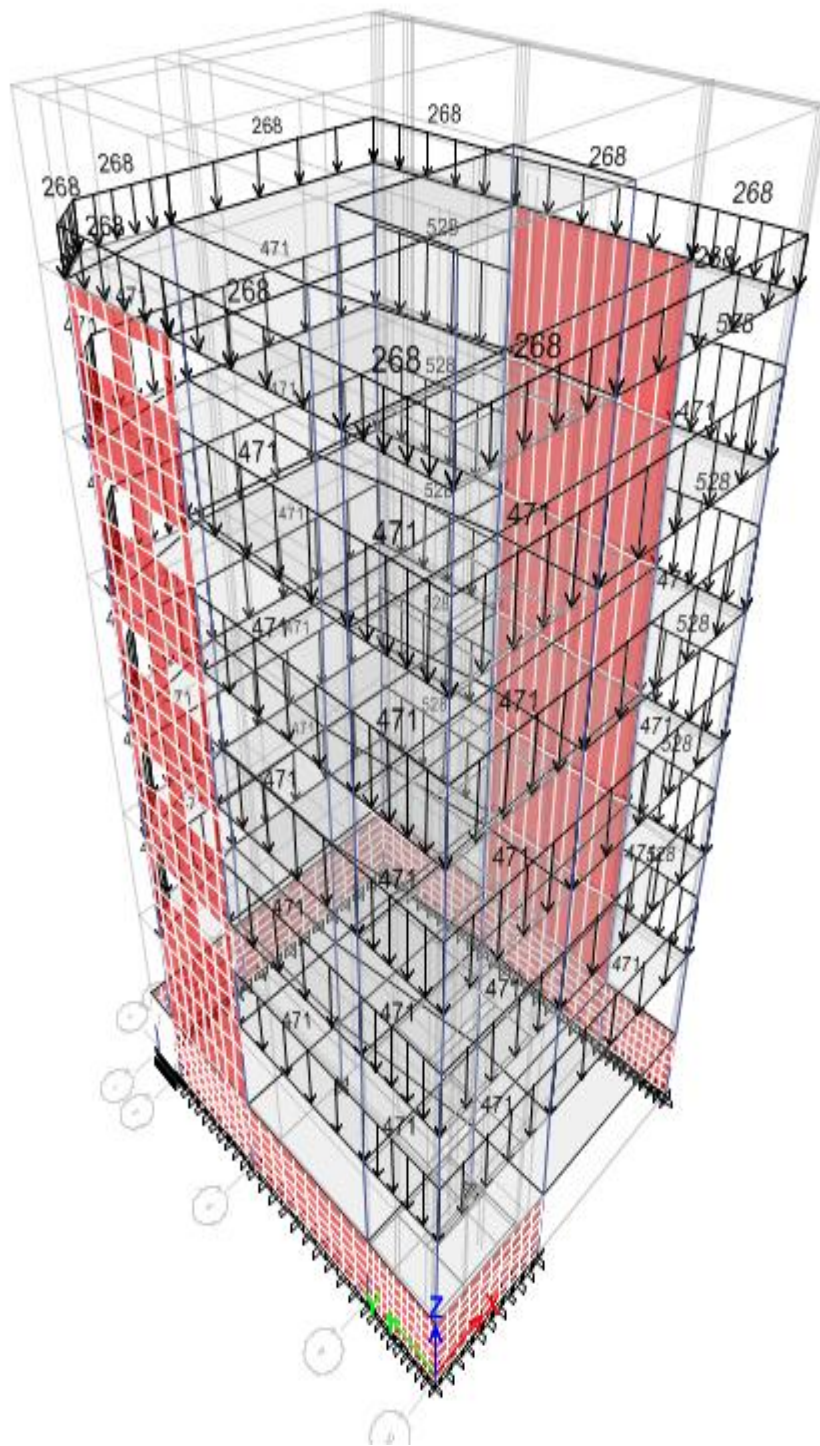
$$232 \times 2 / 9 \times 0.7 = 471 \text{ kg/m}$$

بار تیرها در جهت نما:

$$182 \times 2 / 9 \times 0.7 = 527.8 \approx 528 \text{ kg/m}$$

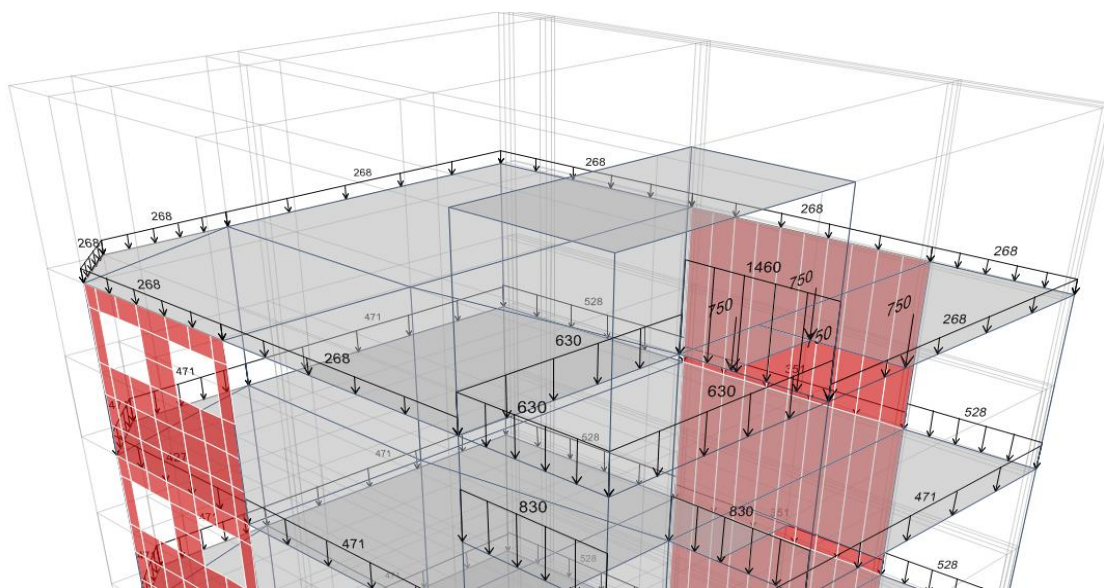
بار تیرها در جهت بدون نما:





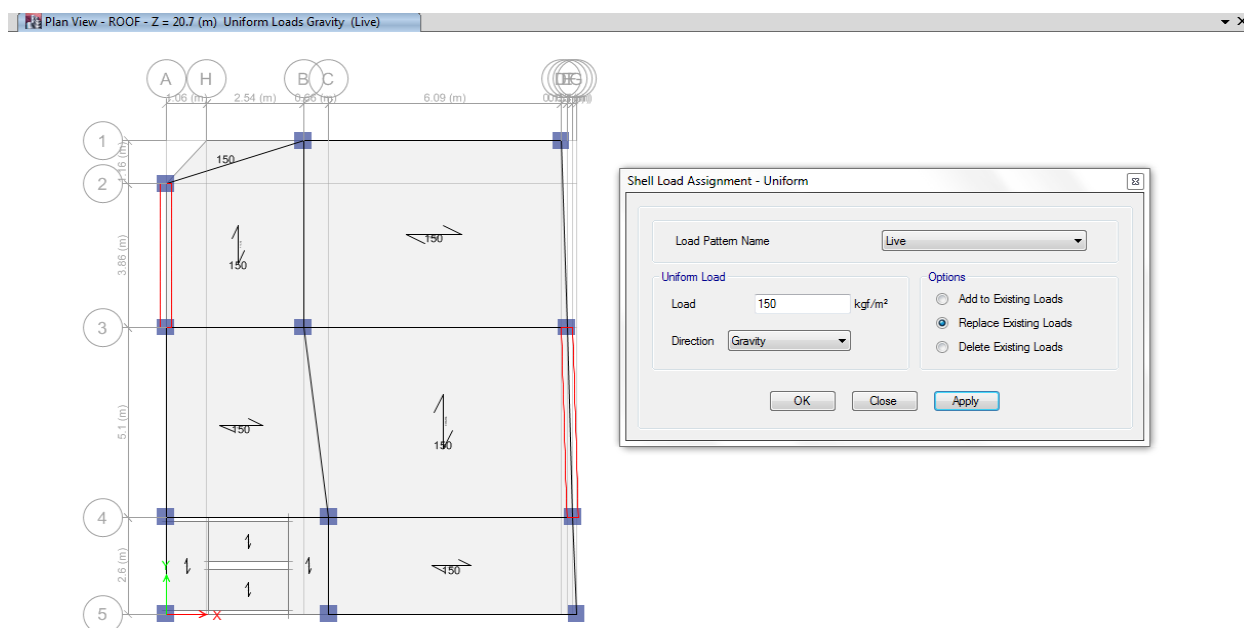
بارگذاری تیرهای اطراف راه‌پله در اثر وزن دیوارهای خرپشته:

$$232 \times (3 - 0.3) = 626.4 \approx 630 \text{ kg/m}$$



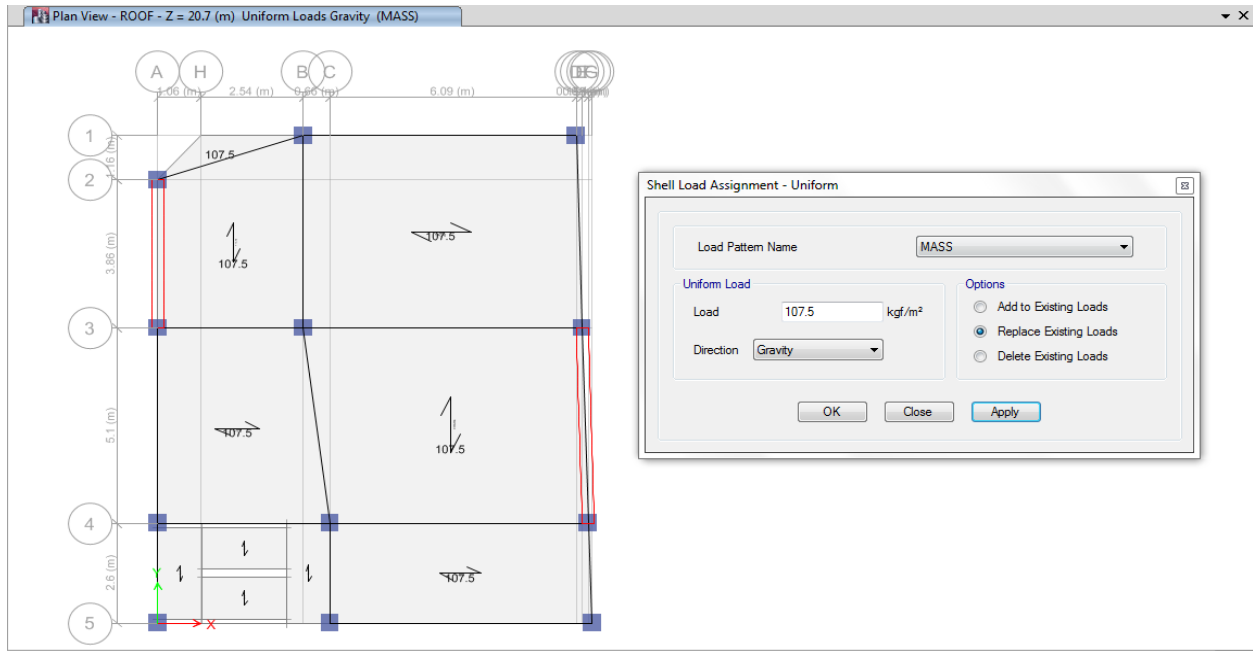
$$Live = 150 \text{ kg/m}^2$$

بار زنده بام و خرپشته:



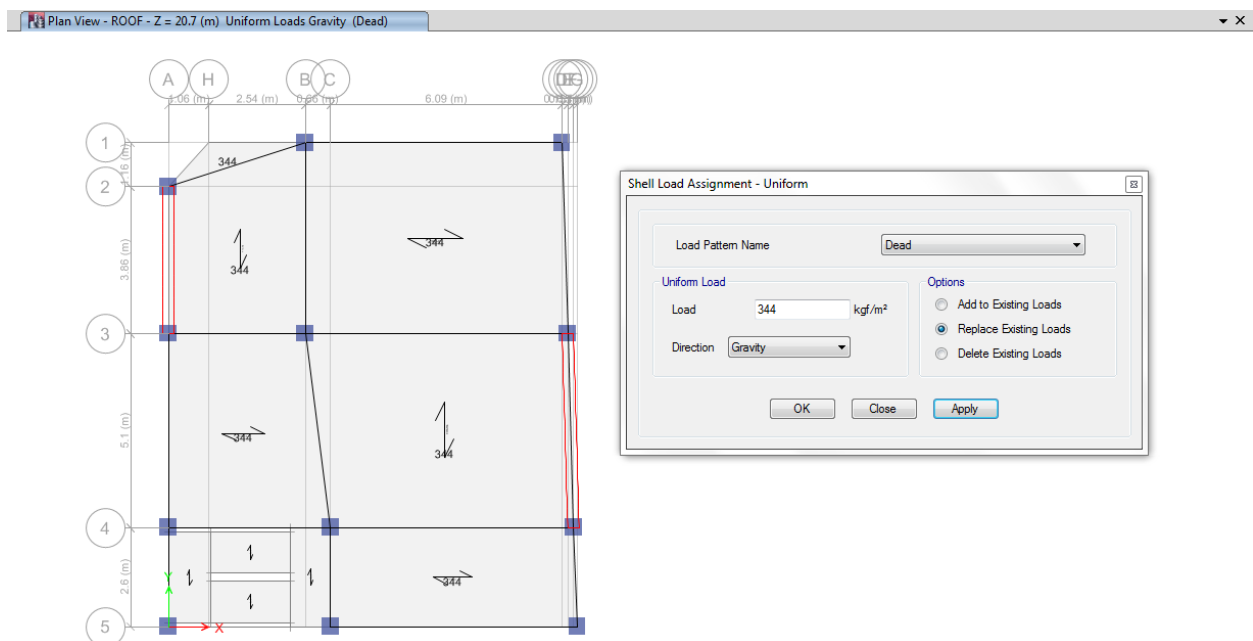
اصلاح جرم طبقه بام:

$$\text{Mass} = \frac{215}{2} = 107.5 \text{ kg/m}$$



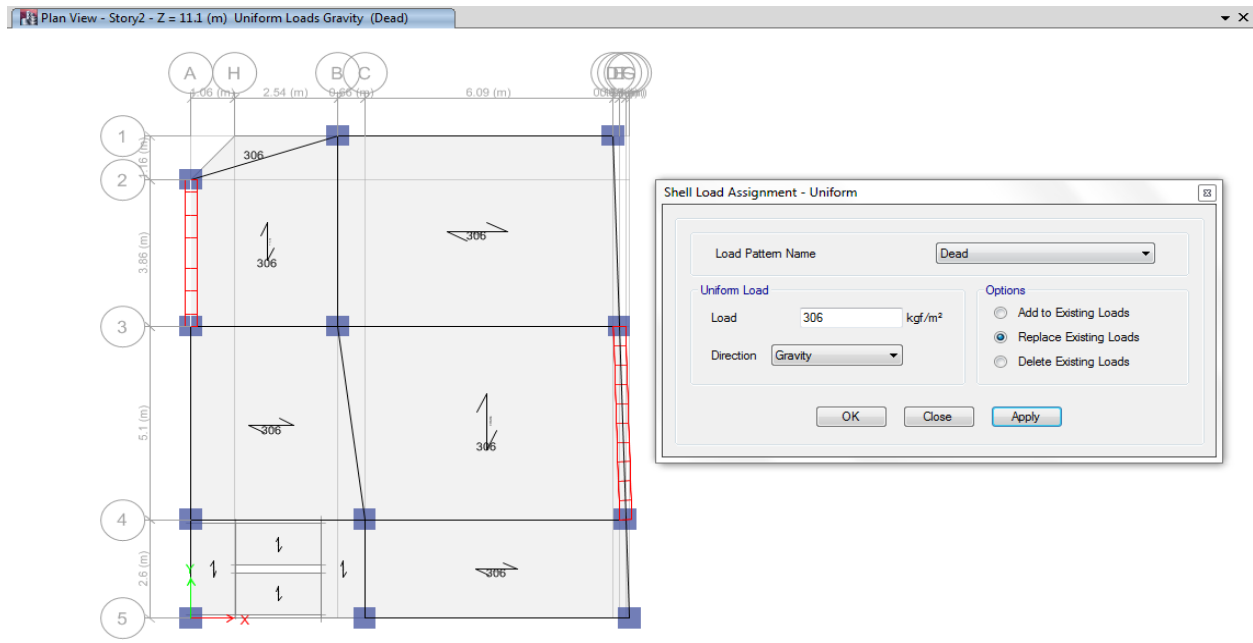
بارگذاری کف بام و خرپشته:

$$DL = 343/5 \longrightarrow 344 \text{ kg use}$$



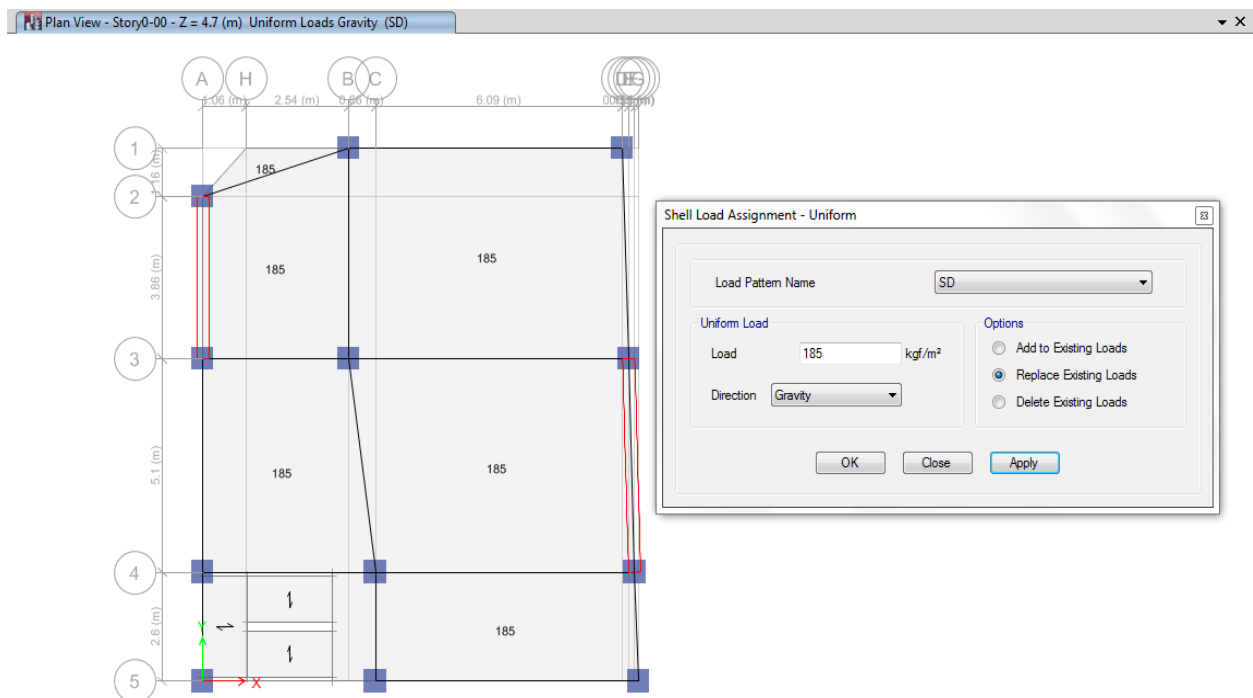
بار گسترده طبقات مسکونی (تیرچه):

$$DL = 305 / 5 \text{ kg/m} \longrightarrow 306 \text{ kg use}$$



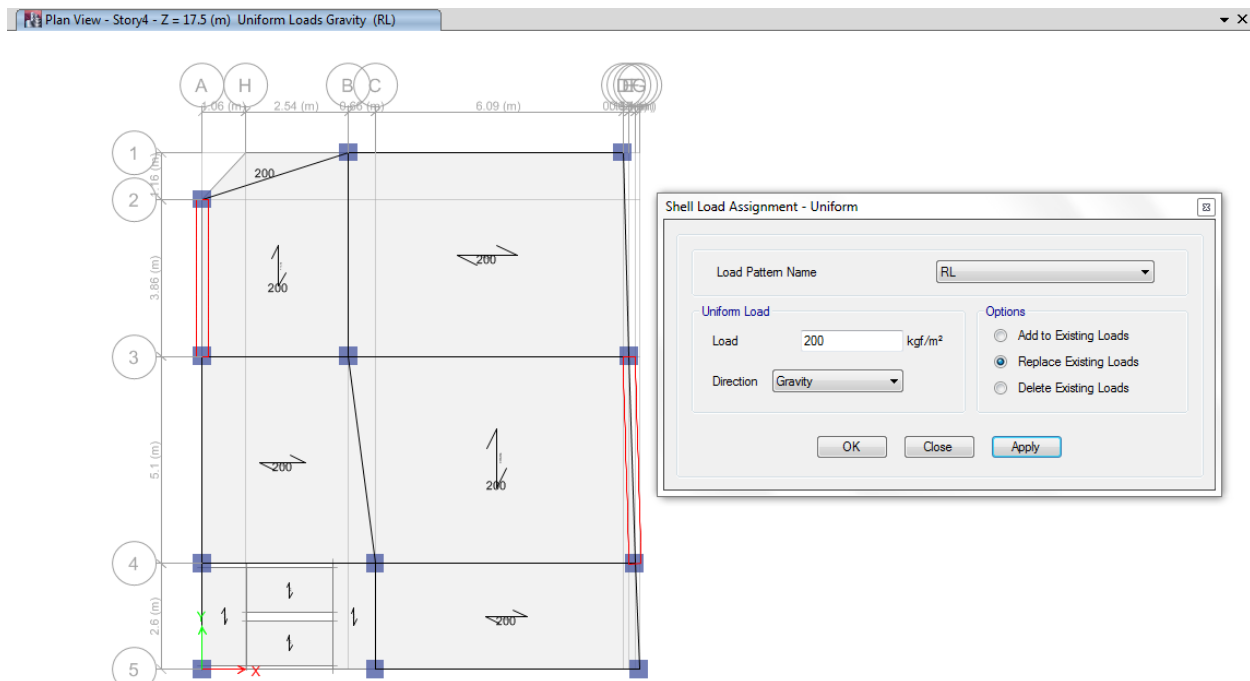
$$DL = 185 \text{ kg/m}^2$$

بار گسترده طبقات با دال (در کف اول سازه):

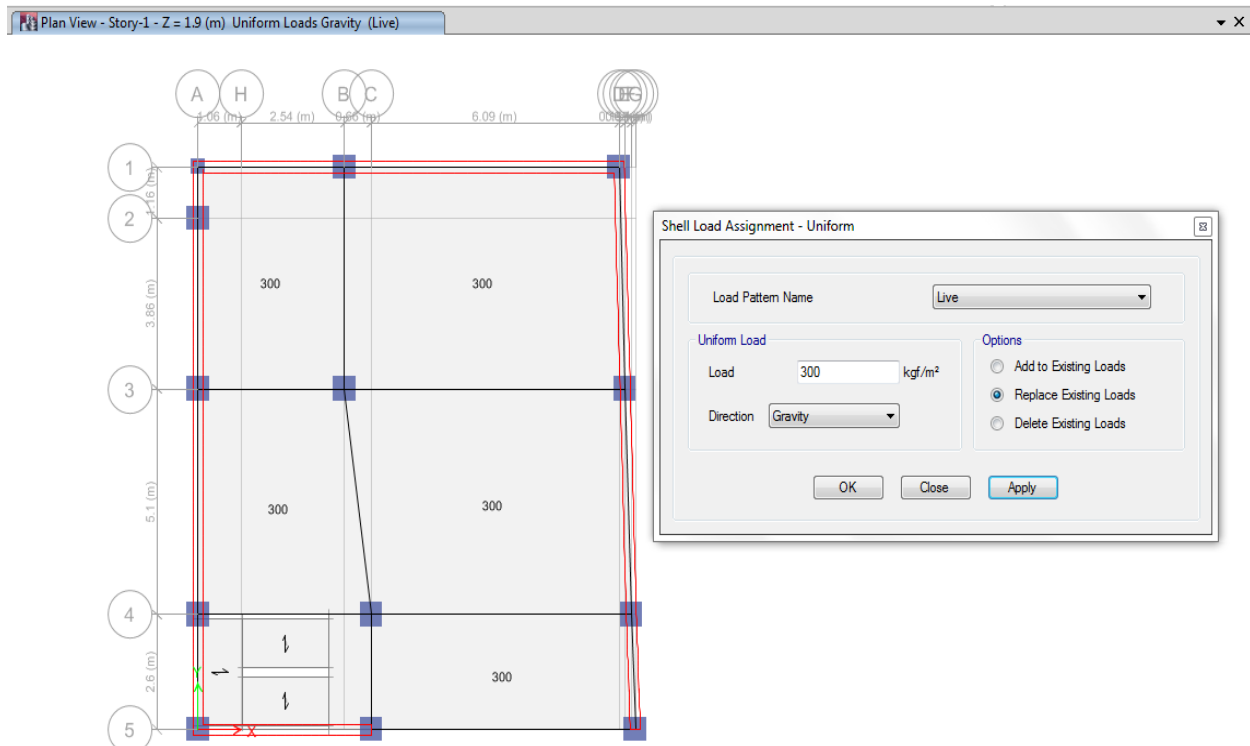


$$RL = 200 \text{ kg/m}^2$$

بار گسترده زنده قابل کاهش مسکونی:



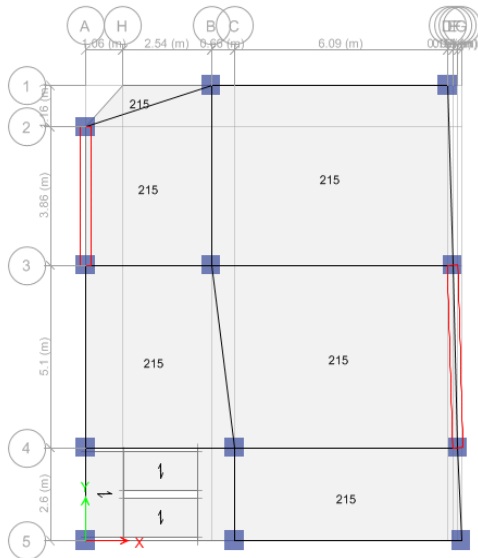
بار گسترده زنده غیر قابل کاهش پارکینگ: $\text{Live} = 300 \cdot \text{kg/m}^2$



$$Leq = 215 \text{ kg/m}^2$$

بار تیغه بندی طبقات:

Plan View - Story0-00 - Z = 4.7 (m) Uniform Loads Gravity (Live eq)



Shell Load Assignment - Uniform

Load Pattern Name: Live eq

Uniform Load

Load: 215 kg/m²

Direction: Gravity

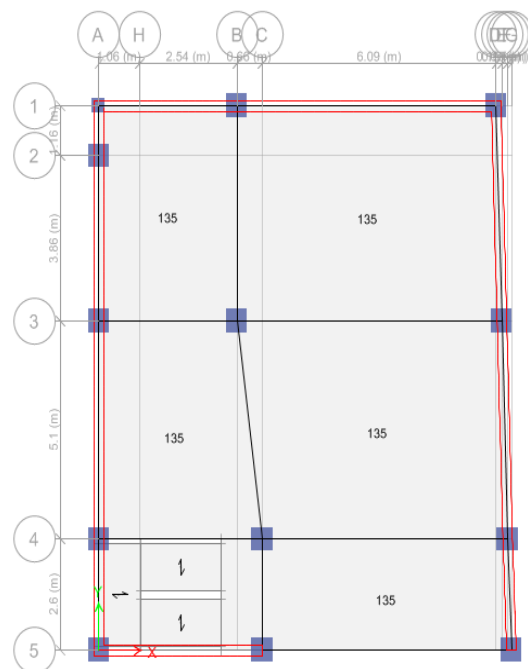
Options

- ☐ Add to Existing Loads
- ☒ Replace Existing Loads
- ☐ Delete Existing Loads

OK Close Apply

$$Leq = 135 \text{ kg/m}^2 \text{ بار معادل تیغه بندی پارکینگ}$$

Plan View - Story-1 - Z = 1.9 (m) Uniform Loads Gravity (Live eq)



Shell Load Assignment - Uniform

Load Pattern Name: Live eq

Uniform Load

Load: 135 kg/m²

Direction: Gravity

Options

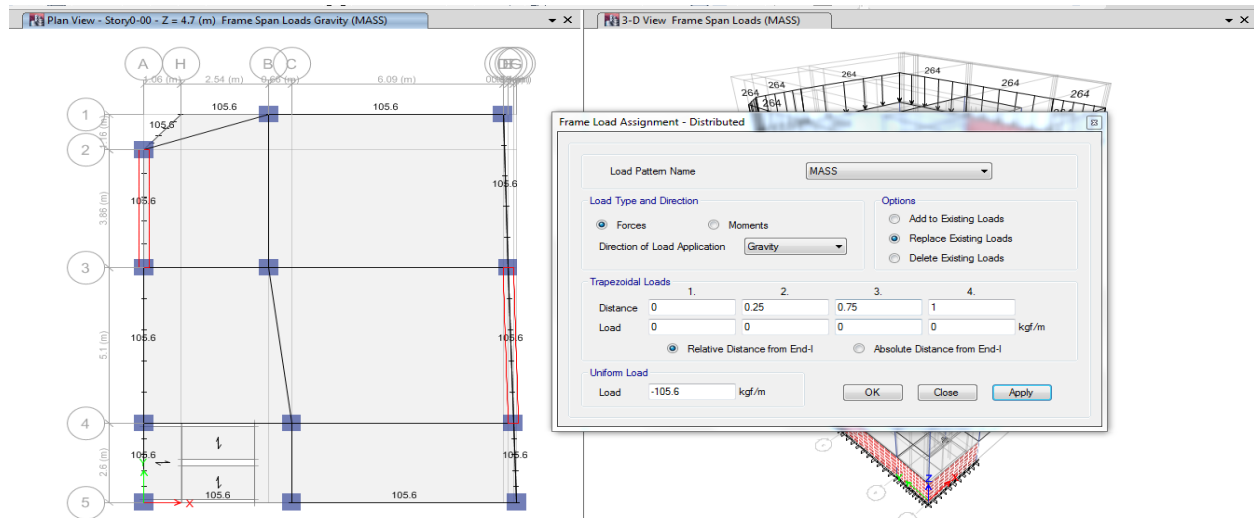
- ☐ Add to Existing Loads
- ☒ Replace Existing Loads
- ☐ Delete Existing Loads

OK Close Apply

اصلاح جرم در طبقه اول:

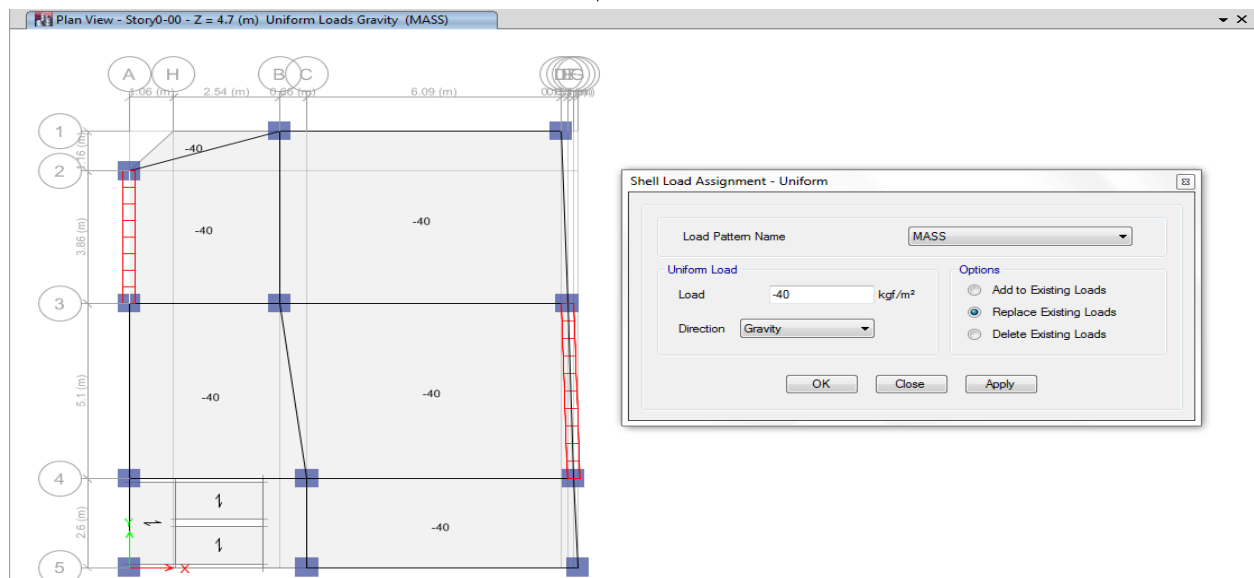
$$\text{Mass} = \left(\frac{H_1 - H_r}{2} \right) \times W \longrightarrow \text{Mass} = \left(\frac{2/45 - 2/85}{2} \right) \times W$$

$$W = 182 + 2/9 = 528 \text{ kg/m}^2 \longrightarrow \text{Mass} = -105.6$$



اصلاح تیغه بندی در طبقه اول و پارکینگ:

$$\text{Mass} = \left(\frac{135 - 215}{2} \right) = -40 \text{ kg/m}^2$$



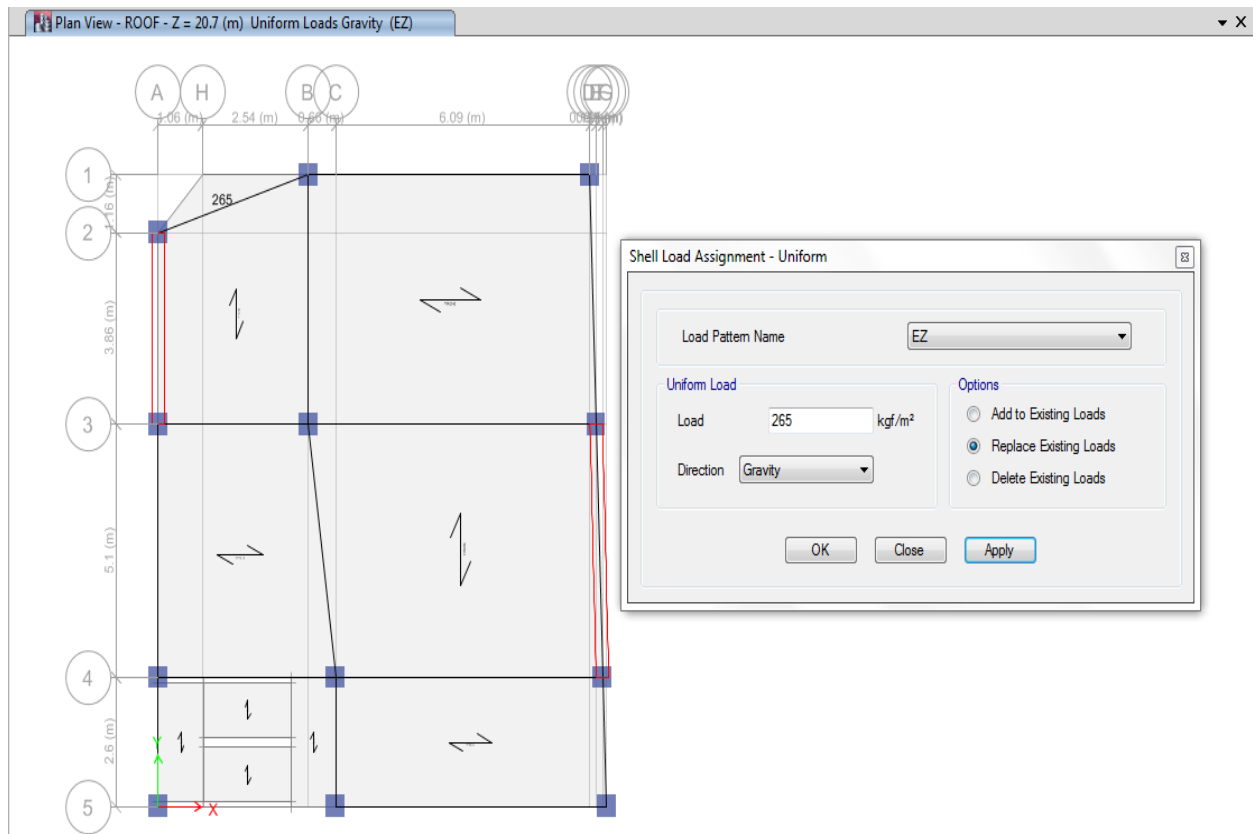
بارگذاری قائم نیروی زلزله: EZ

$$F_v = 1/4 AIWP$$

$$WP = DL + LL \longrightarrow WP = 30.6 + 0.5 \times 2500 + 200 = 631$$

$$F_v = 1/4 \times 1 \times 0.3 \times 631 \longrightarrow F_v = 265 \text{ kg/m}^2$$

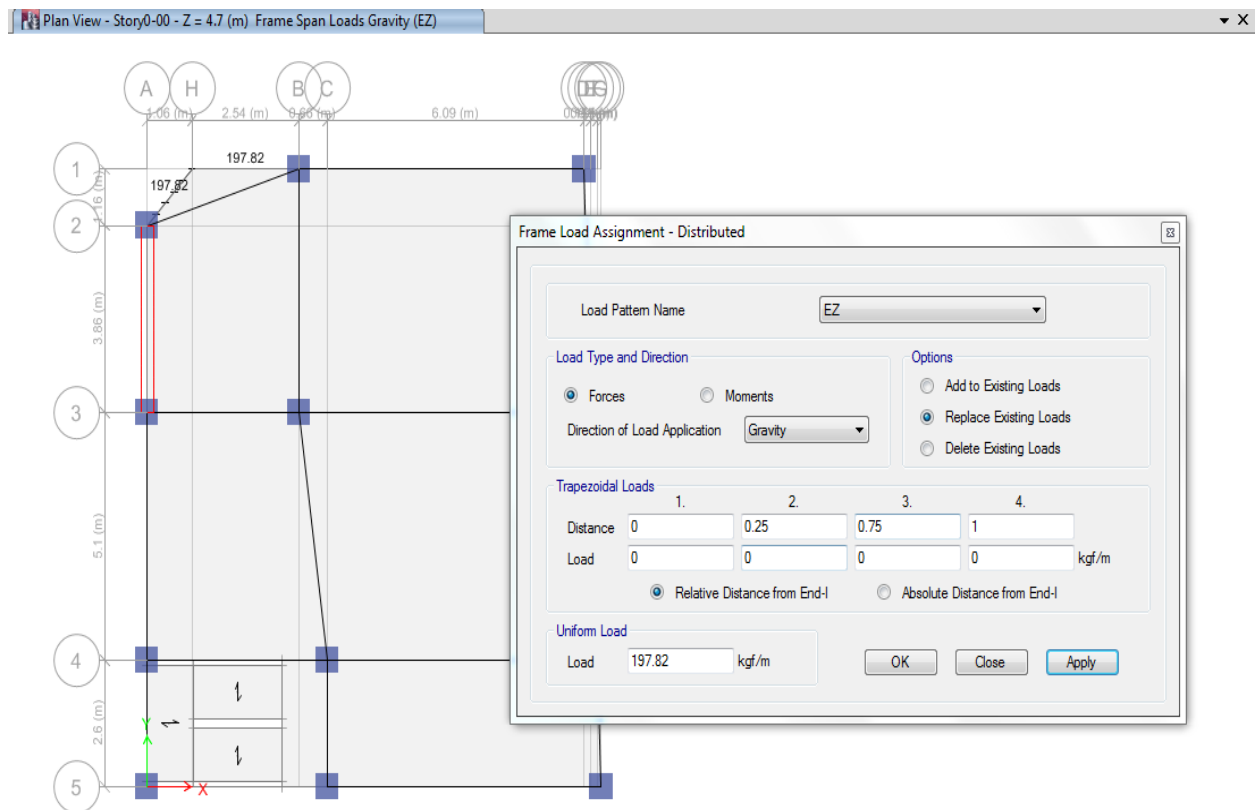
بار قائم ناشی از وزن طره در طبقات



$$F_v = 1/4 \times 1 \times 0.3 \times 471$$

$$WP = 471 \text{ kg/m}^2 \text{ (بار خطی دیوارها)}$$

$$F_v = 197.82 \text{ kg/m}$$



بارگذاری بار زنده طره‌ها:

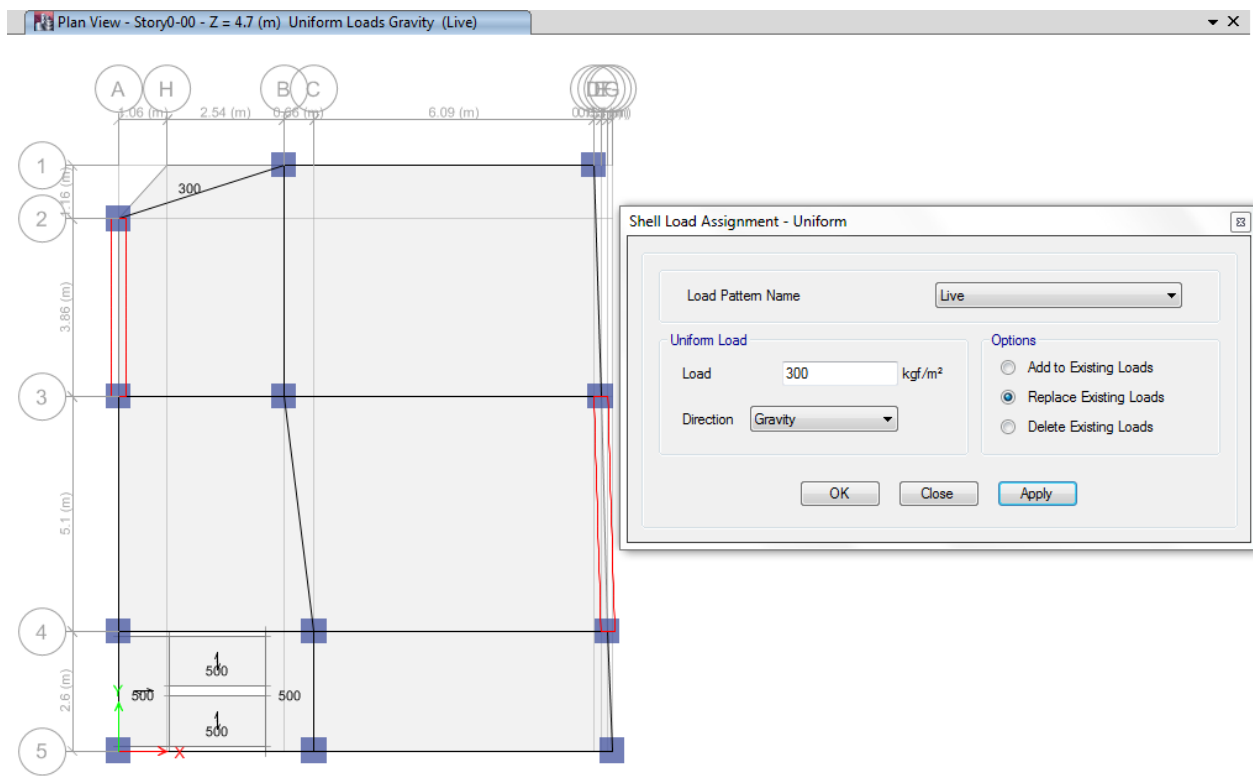
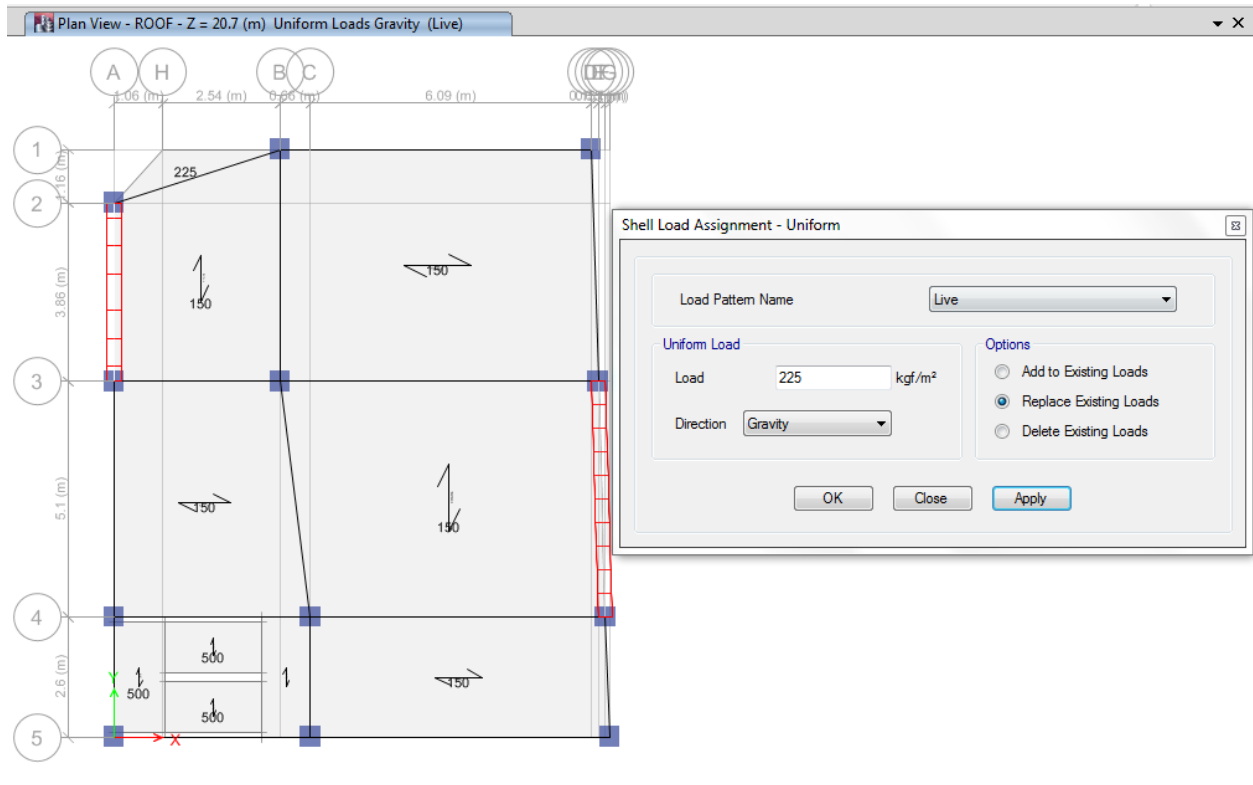
طبق مبحث ششم ساختمان 1/5 برابر بار نده اتاق متصل به آن در نظر می‌گیریم.

$$\text{طبقات Live} = 1/5 \times 200 = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{بام Live} = 1/5 \times 150 = 225 \text{ kg/m}^2$$

جدول ۱-۵-۶ حداقل بارهای زنده گسترده یکنواخت L_o و بار زنده متمرکز کفها

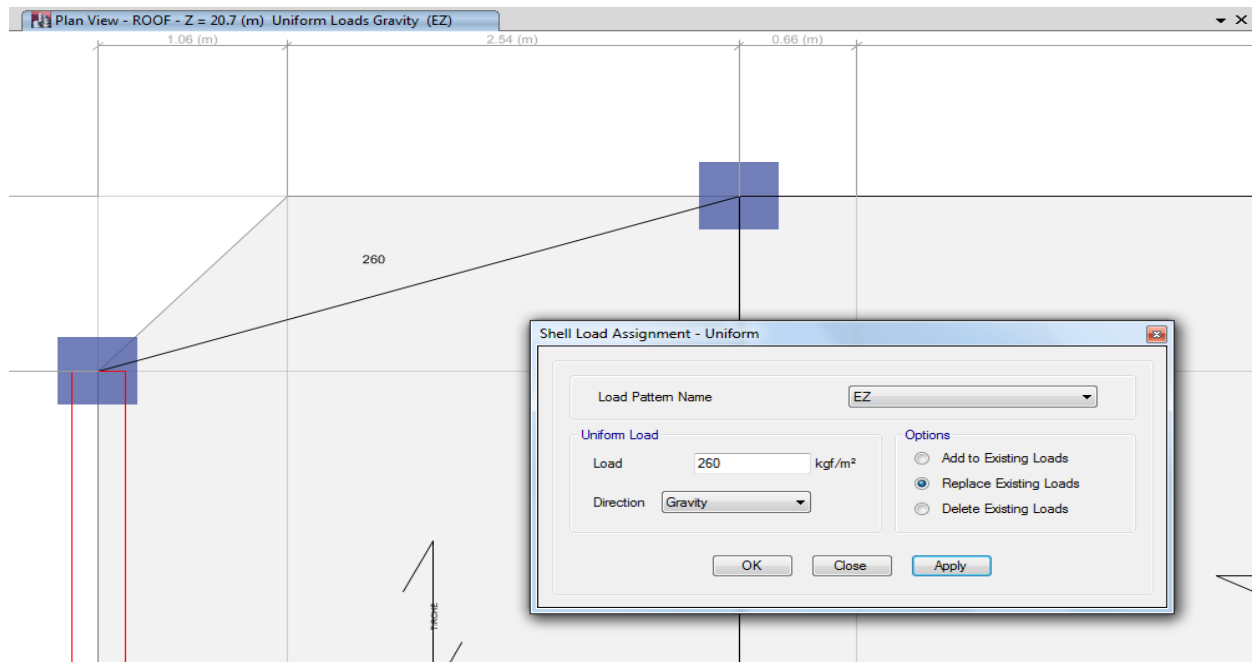
ردیف	نوع کاربری	بار گسترده کیلو نیوتن بر متر مربع	بار متمرکز کیلو نیوتن
۱	بامها		
۱-۱	بامهای معمولی تخت، شیبدار و قوسی	$1.5^{(1)}$	۱٫۳
۲-۱	بام با پوشش سبک	۰٫۵	۱٫۳
۳-۱	بامهای دارای باغچه و گلخانه	۵	—
۴-۱	بامهایی با پوشش پارچهای یا سازه اسکلتی	۰٫۲۵ (غیر قابل کاهش)	۱٫۳
۵-۱	بامهایی با امکان تجمع و ازدحام	بسته به نوع کاربری	—
۶-۱	قابهای نگهدارنده یک قضایند	۰٫۲۵ (غیر قابل کاهش، فقط به اعضای قائم وارد می‌شود)	۱
۲	سالن‌ها و محل‌های تجمع و ازدحام		
۱-۲	سالن‌های عمومی و محل‌های تجمع دارای صندلی‌های ثابت (چسبیده به کف)	$3^{(1)}$	—
۲-۲	سالن‌های عمومی و محل‌های تجمع فاقد صندلی‌های ثابت	$5^{(1)}$	—
۳-۲	سالن‌های غذاخوری و رستوران‌ها	$5^{(1)}$	—
۴-۲	سینماها و تئاترها	$5^{(1)}$	—
۵-۲	صحنه سینماها و تئاترها	$7.5^{(1)}$	—
۶-۲	سالن‌های اجرای مراسم گروهی، اجرای سرود و ...	$7.5^{(2)}$	—
۷-۲	شبستان مساجد و تکایا	$6^{(1)}$	—
۸-۲	سالن انتظار و ملاقات	$5^{(2)}$	—
۹-۲	پایانه‌های مسافری	$6^{(1)}$	—
۳	راهروها، راه پله‌ها ^(۱) و بالکن‌ها		
۱-۳	راهروهای مراکز تجمع و ازدحام واقع در طبقه همکف (ورودی)	۵	—
۲-۳	راهروهای مراکز تجمع و ازدحام واقع در سایر طبقات	مطابق بار زنده اتاق‌های مجاور	—
۳-۳	راه‌پله و راههای منتهی به درب‌های خروجی	$5^{(2)}$ و $5^{(1)}$	۱٫۳
۴-۳	راه پله اضطراری	۵	۱٫۳
۵-۳	راهرو دسترسی برای امور تعمیر و نگهداری تاسیسات	۲	۱٫۳
۶-۳	بالکن‌ها	۱٫۵ برابر بار زنده کف اتاق‌های متصل به آنها لازم نیست بیش از ۵ کیلو نیوتن بر مترمربع در نظر گرفته شود.	—



$$F_v = 344 + 0.5 \times 2500 + 150 = 619$$

بار قائم ناشی از زلزله در طره ها

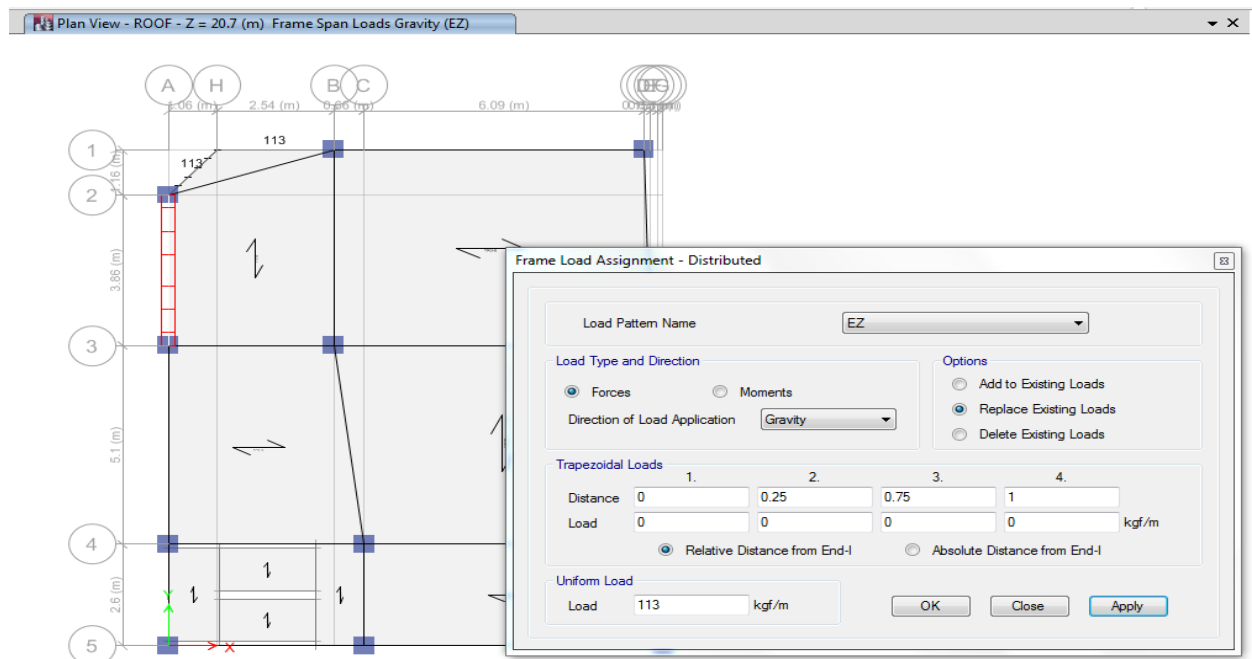
$$F_v = 1/4 \times 1 \times 0.3 \times 619 = 26 \text{ kg/m}^2$$



$$WP = 268 \text{ kg/m}^2$$

بار خطی ناشی از زلزله:

$$F_v = 268 \times 1/4 \times 1 \times 0.3 = 112/56 \approx 113 \text{ kg/m}$$



اعمال بار مرده به دیوار برشی ها (وزن دیوار برشی از وزن بار وارده کسر شده است)

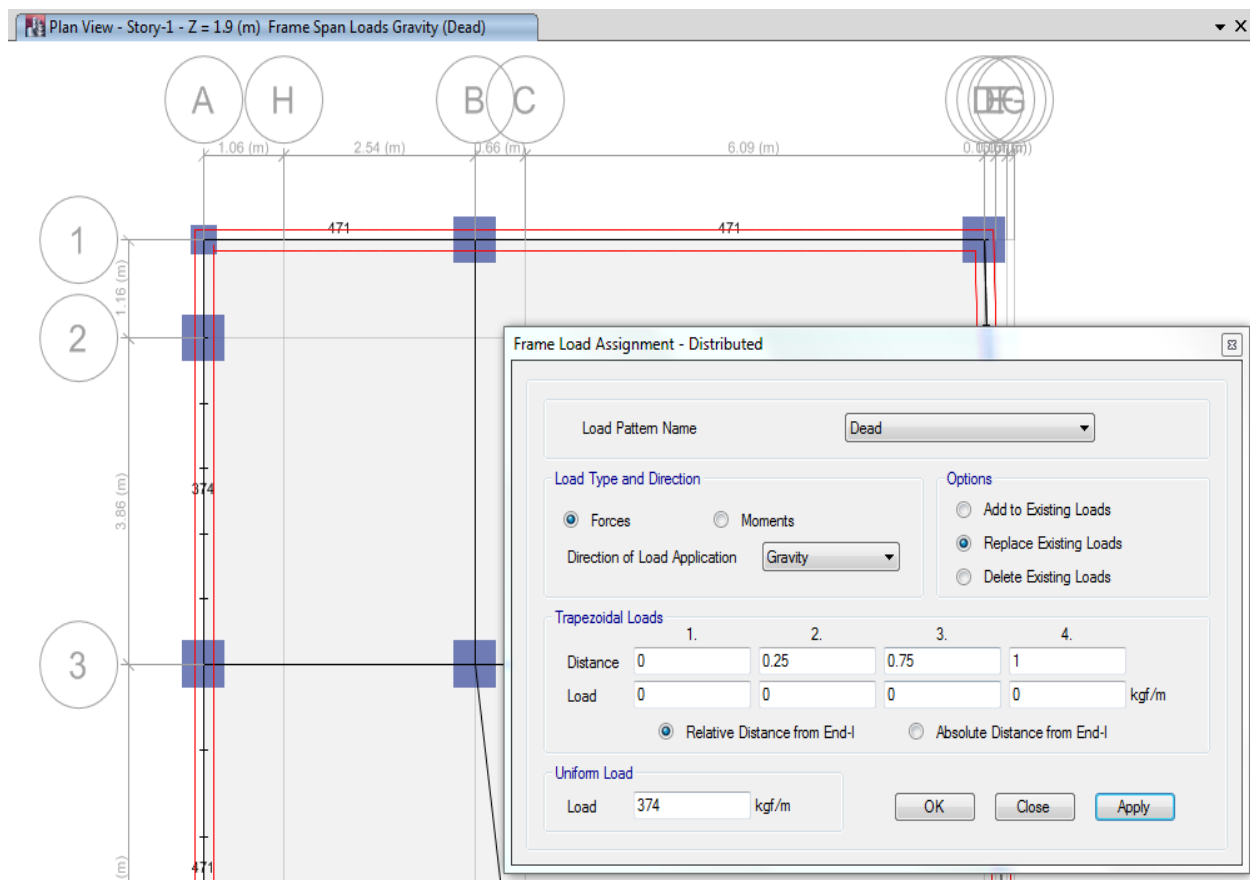
$$\text{وزن دیوار برشی نما دار} = 190 / 5 \text{ kg / m} \times 0.7 = 133 / 35 \text{ kg / m}$$

وزن دیوار برشی بدون نما $= 190 \text{ kg/m}$

$$133/35 \times 2/1 = 373/35 \text{ kg}$$

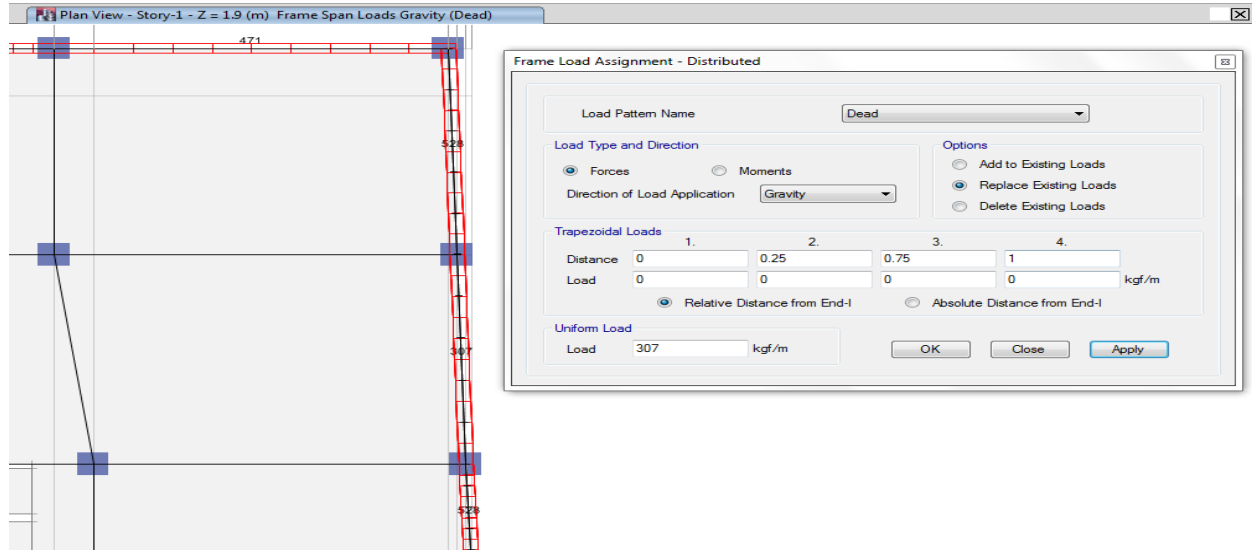
بار وارده به دیوار برشی نمادار در طبقه اول

$$DL = \text{user} \times 4 \text{ kg} / \text{m}$$



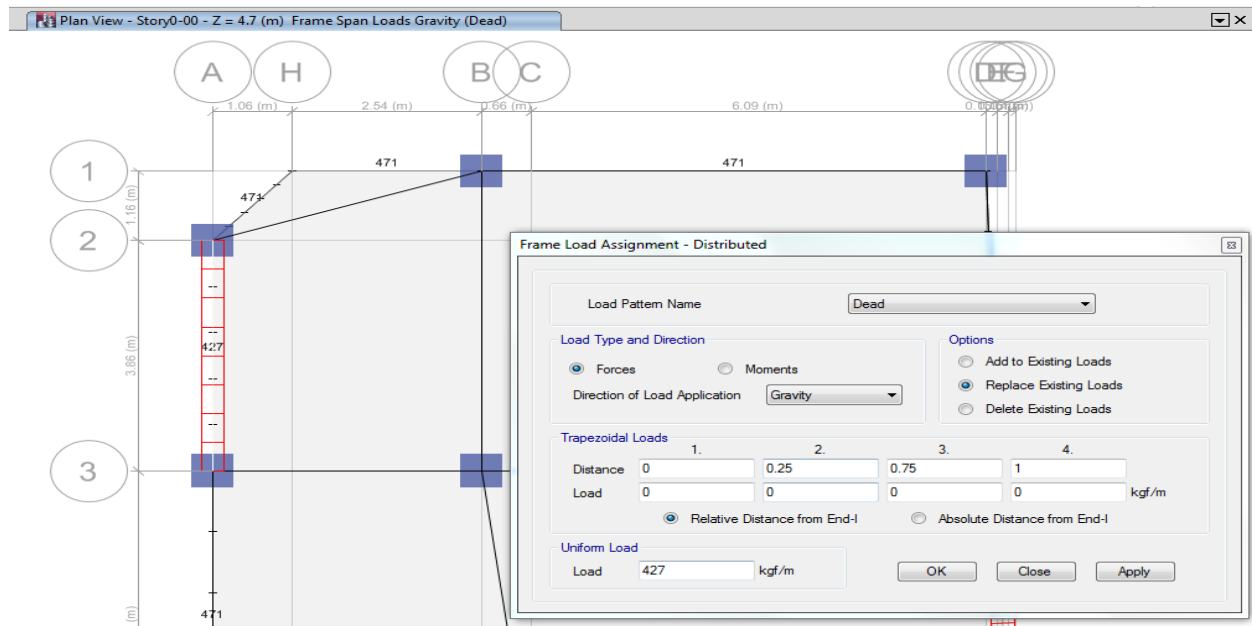
بار مرده وارده به دیوار برشی بدون نما در طبقه اول

$$DL = 109/5 \times 2/8 = 306/6 \quad \text{use} \quad 307 \text{ kg/m}$$



بار مرده وارده به دیوار برشی نمادار در طبقات:

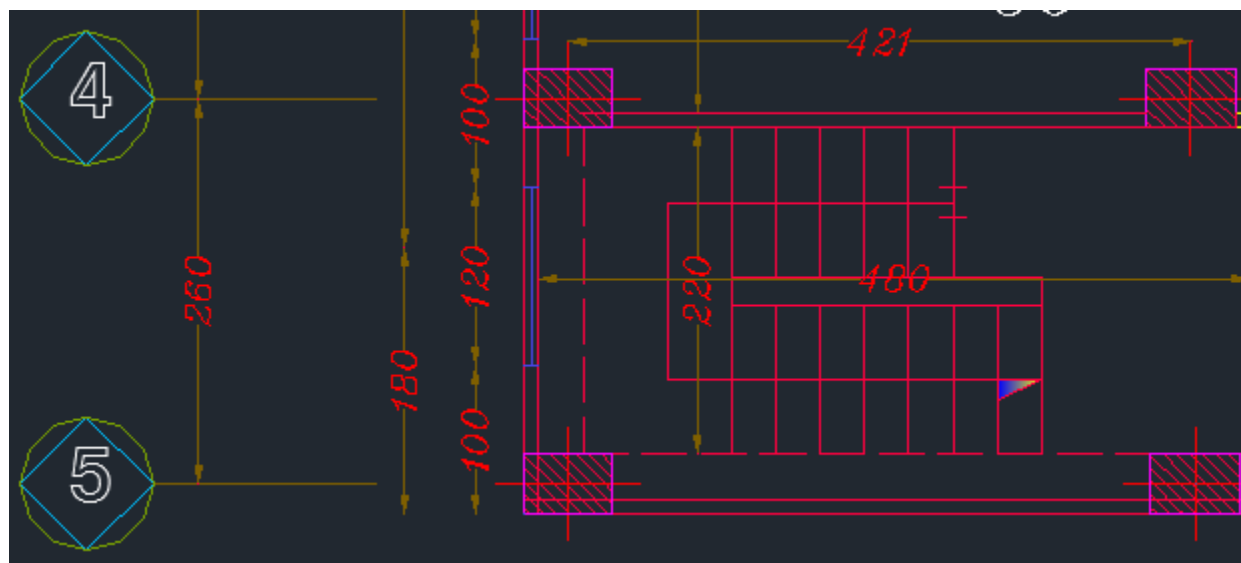
$$133/35 \times 3/2 = 426/72 \text{ kg/m} \rightarrow 427 \text{ kg/m}$$



بار مرده وارده به دیوار برشی بدون نما در طبقات:

$$109/5 \times 3/2 = 351 \text{ kg/m}$$





بارگذاری تیرهای طبقه و نیم طبقه راه پله:

$$\text{بار مرده نیم طبقه} \quad 570 \times \frac{4/21}{2} = 1168/5 \approx 1170 + \frac{471}{2} = 1170 + 236 = 1406 \text{ kg/m}$$

$$\text{بار زنده نیم طبقه} \quad 500 \times \frac{4/21}{2} = 1052/5 \approx 1055 \text{ kg/m} \quad \text{خطی}$$

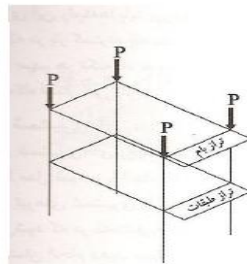
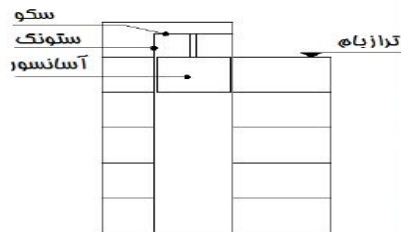
بار ستون ها طبقه بر راه پله به صورت متمرکز وارد شده است.

$$\text{طبقه به صورت متمرکز به ستون ها} \quad \frac{(570 \times 4/21 \times 2/6)}{4} = 1560 \text{ kg}$$

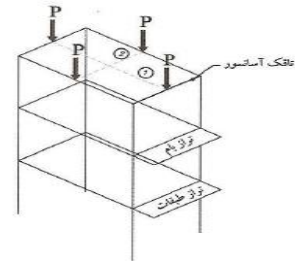
$$\frac{(500 \times 4/21 \times 2/6)}{4} = 1370 \text{ kg}$$

آسانسور

حرکت مکرر آسانسورها به سمت بالا و پایین، بارهای دینامیکی به سیستم باربر ساختمان وارد می‌کند که اثرات آن بایستی در محاسبات سازه ساختمان لحاظ شود. معمولاً در بالاترین تراز، آسانسورها دارای هستند که موتور و سایر تجهیزات بالابرنده در آنجا نصب می‌شود که آن را سکو می‌نامند. کابین آسانسور از سکو آویزان است و این سکو بایستی به تیر و یا ستون‌هایی تکیه داشته باشد. اگر سکو از تراز بام بالاتر باشد، معمولاً دارای چهار ستون کوچک در چهار گوشه خواهد بود که کل بار آسانسور به صورت چهار بار متمرکز به تیرهای زیر ستون‌های کوچک منتقل می‌شود. اگر سکو هم‌تراز با بام باشد و به تیرهای بام تکیه داده شود، بهتر است اثرات آن به صورت بار گسترده بین تیرها تقسیم شود.



(ب) بارگذاری آسانسور در صورت عدم مدلسازی اتاقک



(الف) بارگذاری آسانسور در صورت مدلسازی اتاقک آسانسور

طبق توصیه مبحث ششم، در محاسبه بار زنده و مرده آسانسور، ضریب افزایش ۲ اعمال می‌شود. یعنی کلیه بارهای وارد بر آسانسور اعم از زنده و یا مرده دو برابر در نظر گرفته می‌شود. در صورت عدم دسترسی به اطلاعات برای آسانسور تا ظرفیت ۶ نفر بار مرده آسانسور و کلیه متعلقات آن را حدود ۱۰۰۰ کیلوگرم در نظر می‌گیرند. بار زنده و ابعاد چاه آسانسور بر اساس مبحث پانزدهم مقررات ملی ساختمان به قرار زیر است:

ظرفیت به کیلوگرم تیرو (بار زنده)	ظرفیت به نفر	ابعاد چاه آسانسور	
		عرض	عمق
۳۰۰	۴	۱۴۰	۱۶۰
۳۷۵	۵	۱۶۰	۱۶۰
۴۵۰	۶	۱۶۰ یا ۱۸۰	۱۷۰
۶۰۰	۸	۱۶۰ یا ۱۸۰	۱۹۰
۱۰۰۰	۱۳	۱۶۰ یا ۱۸۰	۲۶۰

برای این پروژه آسانسور با ظرفیت ۶ نفر در نظر گرفته شده است. بنابراین بار زنده آن 450 kg/m^2 حساب می‌شود.

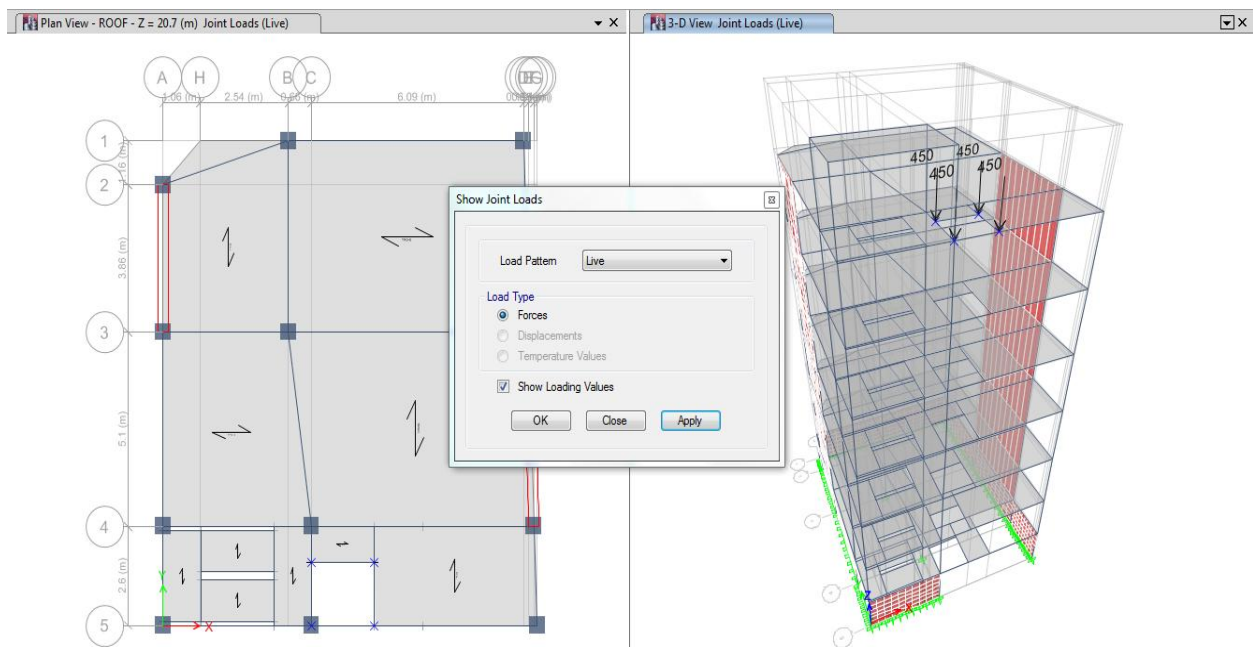
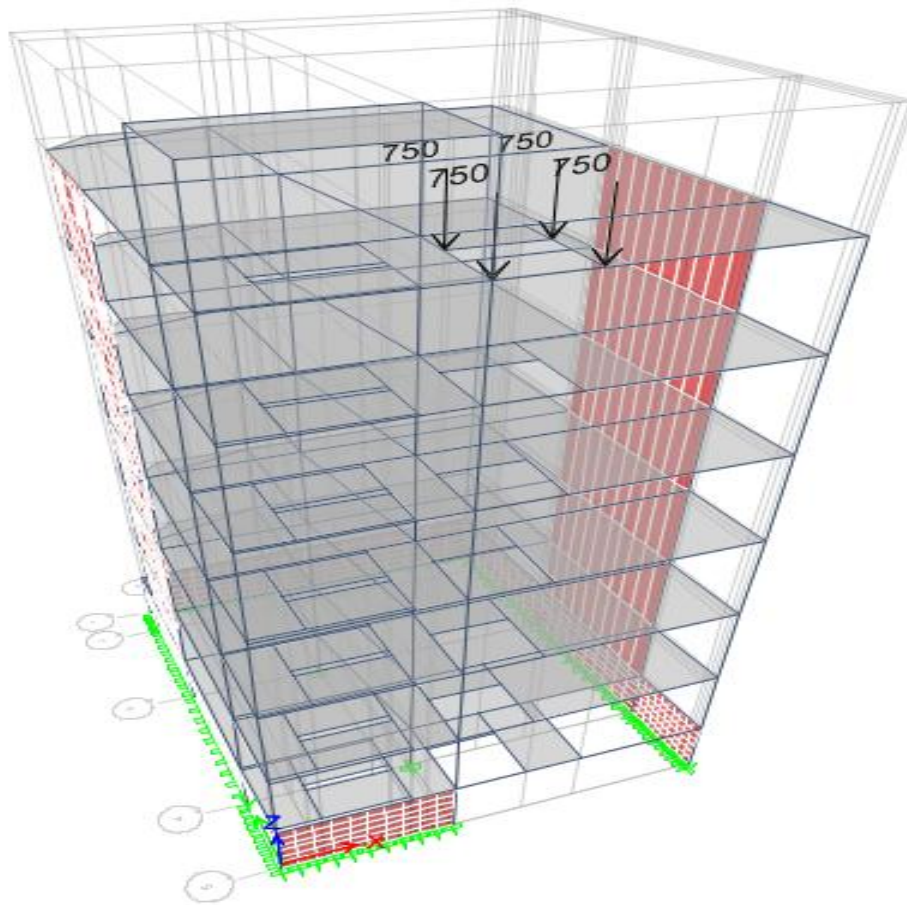
بار آسانسور مطابق مبحث ۱۵:

با فرض ظرفیت ۶ نفر بارزنده 450 kg/m^2 و بار مرده آن 1000 kg/m^2 طبق مبحث ششم برای اعمال بار دینامیکی آسانسور هر دو مقدار را در ۲ ضرب می‌کنیم.

$$\text{وزن سکو} \quad 1/4 \times 1/3 \times 0/2 \times 2500 = 910 \quad \text{و} \quad 1000 \times 2 = 2000 \quad \text{مرده}$$

$$\rightarrow \frac{2910}{4} = 727/5 \rightarrow D = 750 \text{ kg} \quad \text{اطمینان}$$

$$\text{زنده} \quad 2 \times 450 = 900 \text{ kg/m}^2 \quad \text{موتور خانه} \quad 750 \rightarrow \frac{1650}{4} = 412/5 \rightarrow \text{Live} = 450 \text{ kg}$$



دیوار حایل

چنانچه ارتفاع خاکبرداری ساختمان زیاد نباشد نیازی به دیوار حائل بتنی نیست و با دیوار آجری 20 سانتی نیز میتوان خاک اطراف را مهار کرد. اما در سازه هایی که دارای یک یا چند طبقه پارکینگ در زیرزمین میباشند وجود دیوار حائل برای نگهداری سازه در مقابل فشار خاک دورتادور ضروری میباشد. بهتر است دیوار حائل دورتادور سازه اجرا گردد و معمولا به جهت طره ای بودن آن ، ابعاد و میزان آرماتورهای بیشتری به نسبت دیوار برشی در طبقات نیاز خواهد داشت. مقاطع دیوار حائل را همانند دیوار برشی میتوان به سه روش که عمومی ترین آن تخصیص مقطع با Section Designer و کنترل کردن آن است اختصاص داد. Etabس طراحی دیوار را برای خمش حول محور ضعیف (ضخامت دیوار) انجام نمی دهد بنابراین فشار جانبی خاک باید در محاسبات دستی در نظر گرفته شود و طراحی دیوار حائل برای فشار فعال استاتیکی و دینامیکی خاک انجام گیرد.

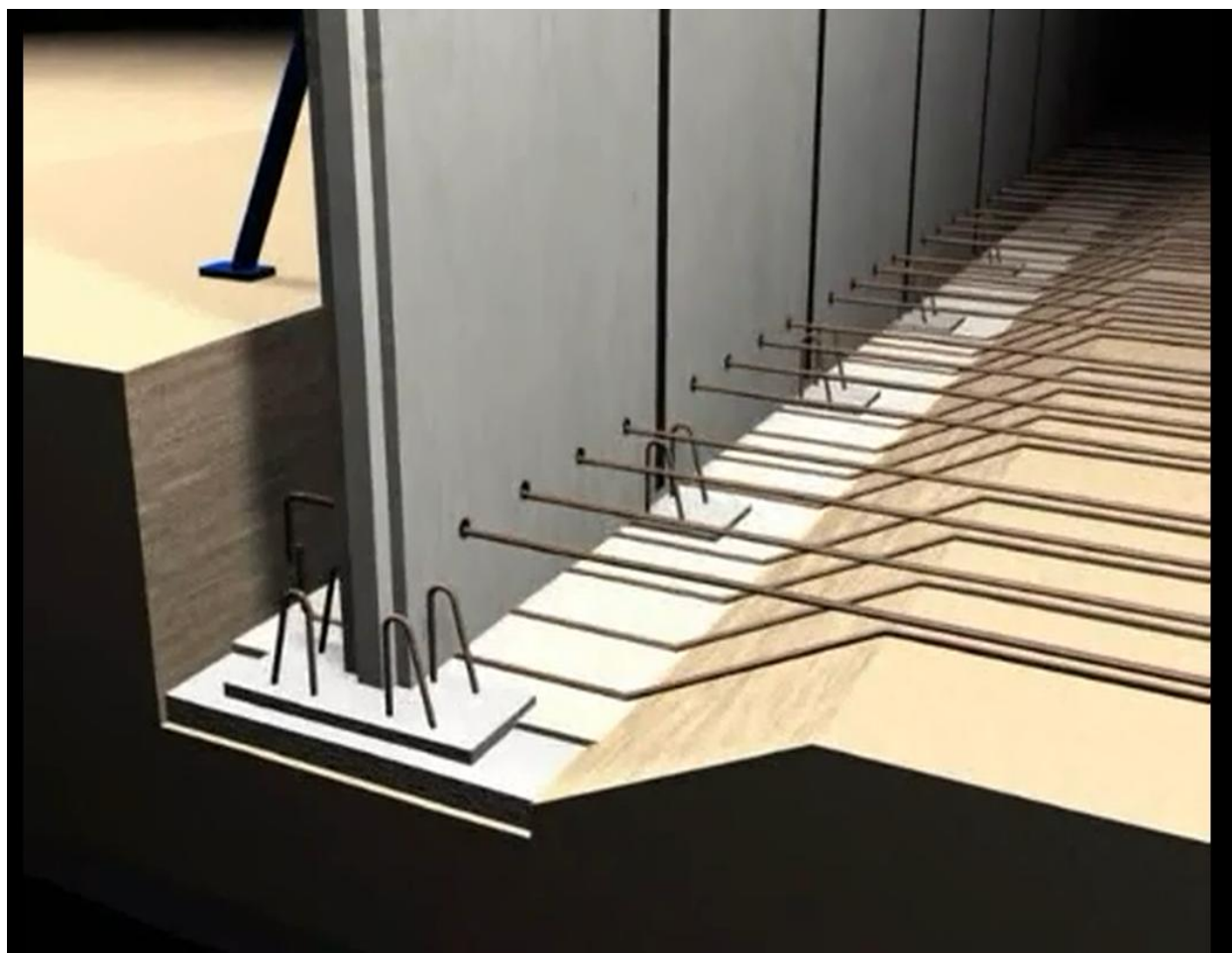
بار ناشی از خاک دورتادور بطور مثلثی وارد می آید که برای محاسبه تنش موثر افقی خاک میبایست وزن مخصوص خاک و اشباع و خشک بودن و همچنین ضریب چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی آنرا تعیین نمود تا بشه ازروی روابط مکانیک خاک فشار موثر افقی در حالت اکتیو خاک را بدست آورد.

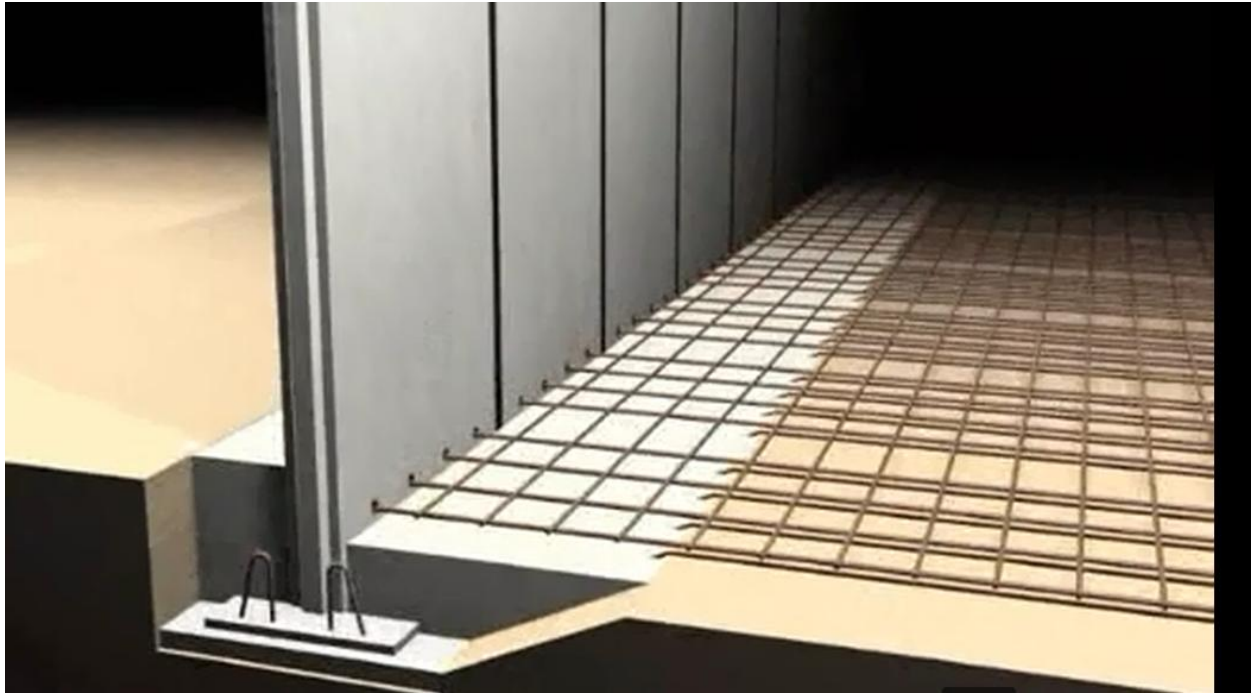
اما این بار از نوع مثلثی میباشد که با تعریف دیوار حائل از نوع Shell امکان توزیع بار مثلثی اما در Etabس نیست که در اینجا میشه با یک قضاوت مهندسی و گسترده کردن این بار در ارتفاع به نتیجه ای معقول رسید.

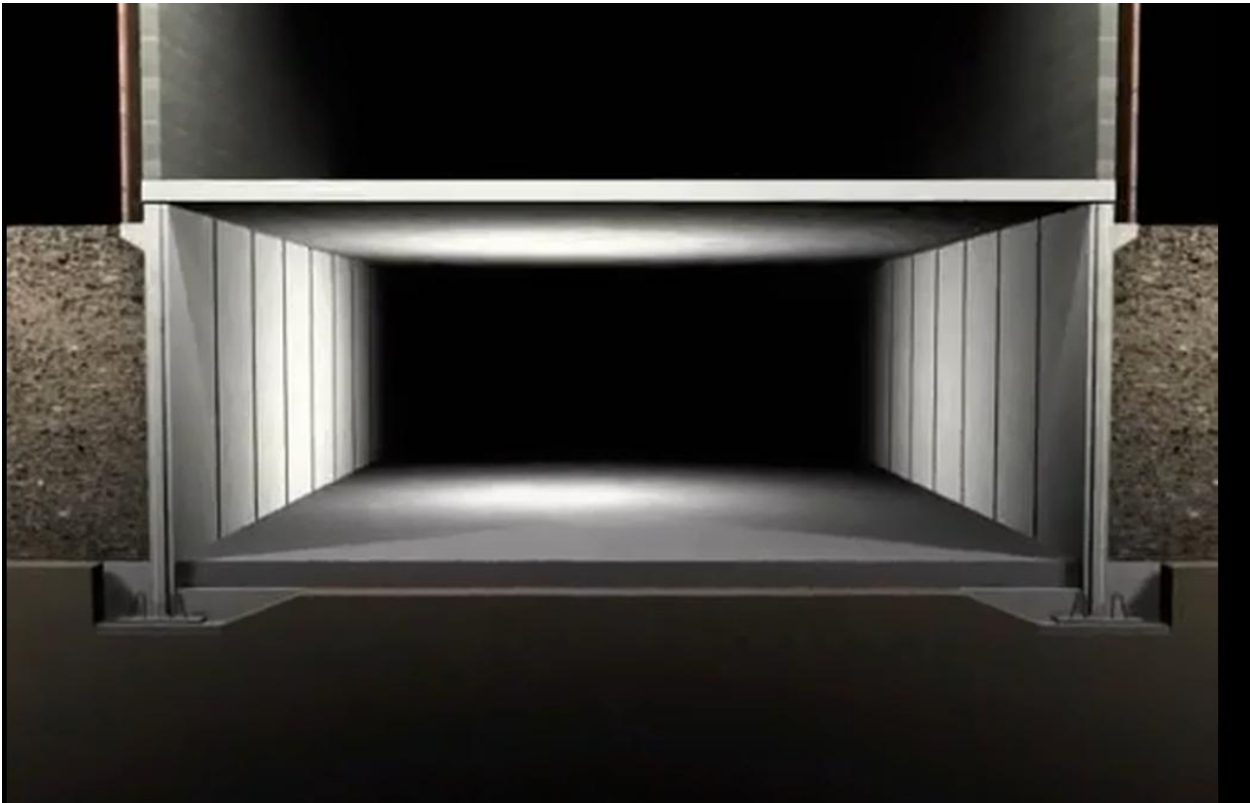
در صورتیکه یک دیوار حائل بتنی محیط زیرزمین را پوشش دهد می توان توزیع نیروی زلزله را از روی این تراز در نظر گرفت. در واقع تراز پایه از کف به روی طبقه دارای دیوار حائل منتقل میشود و این نکته را باید هنگام تخصیص ضریب نیروی زلزله در قسمت $User < Ex-Ey < Load$ Cases $Coefficient$ اعمال نمود.

همچنین برای سازه بتنی میتوان با عبور دادن میلگرد های قائم دیوار در تیر تراز طبقه و در سازه فلزی با عبور دادن از سقف امکان اتصال دیوار حائل با تراز طبقه فراهم گردد.

نحوه اجرای دیوار حایل بتنی به صورت تصویری







بار جانبی دیوار حایل (ناشی از وزن خاک):

$$\text{عدد پایداری} = \frac{\gamma H.}{S_n} = \frac{1800 \times 2/2}{1600} = 2.475 < 4$$

مقاومت برشی خاک در حالت زهکش نشده = S_n ارتفاع دیوار = $H.$ وزن مخصوص خاک = γ

$$P_{\text{soil}} = 0.4 \gamma H. = 0.4 \times 1800 \times 2/2 = 1584 \text{ kg/m}^2 \longrightarrow P_{\text{soil}} = 1600 \text{ kg/m}^2$$

$$(P_{\text{soil}})_{\text{min}} = 950 \times 2/2 = 209 \text{ kg/m}^2$$



جدول 1-4-6 مبحث ششم

$$P_{\text{soil}} = 209 \text{ kg/m}^2$$

$$K_n = 0.2 \longrightarrow K_{ae} \cos \gamma = 0.37 \quad \text{از روی نمودار}$$

$$\delta = \frac{1}{2} \varphi \quad \longrightarrow \quad \delta = 17/5$$

$$K_{ae} = \frac{0.37}{\cos 17/5^\circ} = 0.388$$

$$P_{ae} = K_{ae} \gamma H \longrightarrow P_{ae} = 0.388 \times 1800 \times 2/2 = 1537 \text{ kg/m}^2$$

use $P_{ae_{xy}} = 1537 \text{ kg/m}^2$ بار جانبی زلزله به دیوار حایل

جدول ۴-۶-۱ بار طراحی جانبی خاک

شرح مصالح اتبافته شده	طبقه بندی یکنواخت خاک	بار طراحی جانبی خاک ^[۱] (kN/m^2 به ازای هر متر عمق)
شن تمیز خوب دانه بندی شده؛ مخلوط شن و ماسه	GW	$5.5^{[۲]}$
شن تمیز بد دانه بندی شده؛ مخلوط شن و ماسه	GP	$5.5^{[۲]}$
شن لای دار؛ مخلوط شن و ماسه بد دانه بندی شده	GM	$5.5^{[۲]}$
شن رس دار؛ مخلوط شن و رس بد دانه بندی شده	GC	$7.0-7^{[۲]}$
ماسه تمیز خوب دانه بندی شده؛ مخلوط شن به همراه ماسه	SW	$5.5^{[۲]}$
ماسه تمیز بد دانه بندی شده؛ مخلوط شن و ماسه	SP	$5.5^{[۲]}$
ماسه لای دار؛ مخلوط ماسه و لای بد دانه بندی شده	SM	$7.0-7^{[۲]}$
مخلوط ماسه و لای با ریزدانه های پلاستیک	SM-SC	$13.35^{[۲]}$
ماسه لای دار و رس دار؛ مخلوط ماسه و رس بد دانه بندی شده	SC	$13.35^{[۲]}$
لای و لای رس دار غیر آلی	ML	$13.35^{[۲]}$
مخلوط غیر آلی لای و رس	ML-CL	$13.35^{[۲]}$
رس های غیر آلی با پلاستیسیته کم تا متوسط	CL	15.71
لای ها و لای های رس دار آلی؛ خاک های آلی با پلاستیسیته کم	OL	$^{[۲]}$
لای با پلاستیسیته بالا، رس های کشسان	MH	$^{[۲]}$
رس های غیر آلی با پلاستیسیته کم	CH	$^{[۲]}$
رس های آلی و رس های لای دار	OH	$^{[۲]}$

[۱] بار طراحی جانبی خاک ارائه شده برای خاک در شرایط مرطوب و برای چگالی بهینه می باشد. شرایط واقعی محل باید منظور شود. فشارهای خاک غوطه ور و اشباع شامل وزن خاک شناور به علاوه بارهای هیدرواستاتیکی می باشد.

[۲] برای دیوارهای نسبتاً صلب، در حالتی که توسط کفها مهار شوند، بار جانبی طراحی خاک باید برای خاک های شنی و ماسه ای تا 9.5 kN/m^2 بر هر متر عمق افزایش یابد. دیوار زیرزمینی که بیشتر از $2/4$ متر در زیر سطح زمین ادامه نیافته باشد و نیز کف هایی با سیستم سبک را نگه می دارند، دیوارهای نسبتاً صلب منظور نمی شوند.

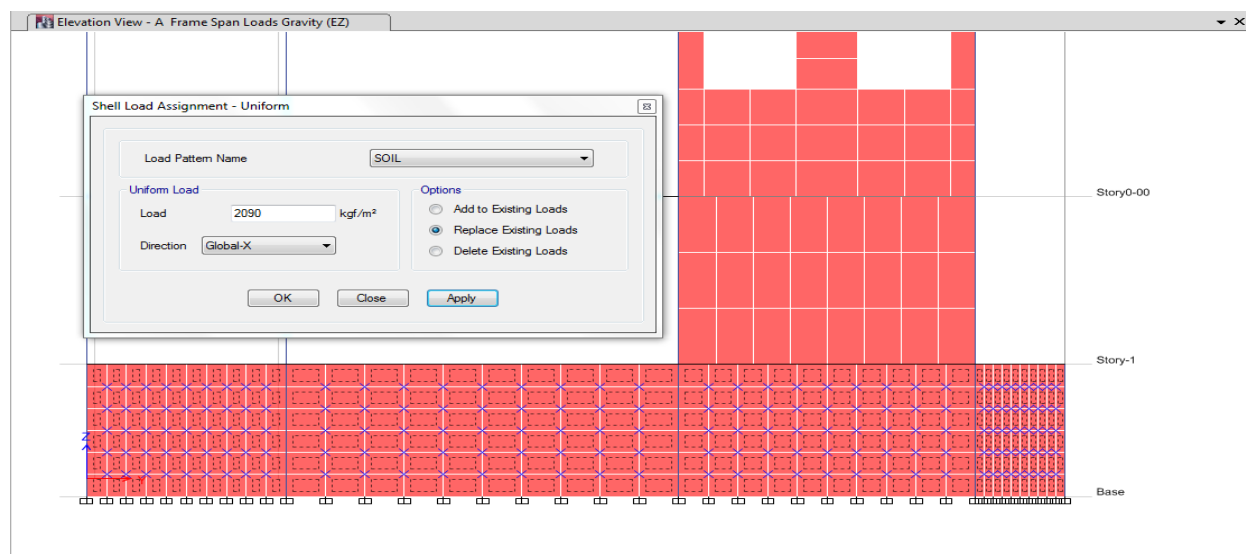
[۳] برای دیوارهای نسبتاً صلب، در حالتی که توسط کفها مهار می شوند، بار جانبی طراحی خاک باید برای خاک های لای و رسی تا 15.71 kN/m^2 بر هر متر عمق افزایش یابد. دیوار زیرزمینی که بیشتر از $2/4$ متر در زیر سطح زمین ادامه نیافته باشد و نیز کف هایی با سیستم سبک را نگه می دارند، دیوارهای نسبتاً صلب منظور نمی شوند.

[۴] مصالح پرکننده نامناسبی است.

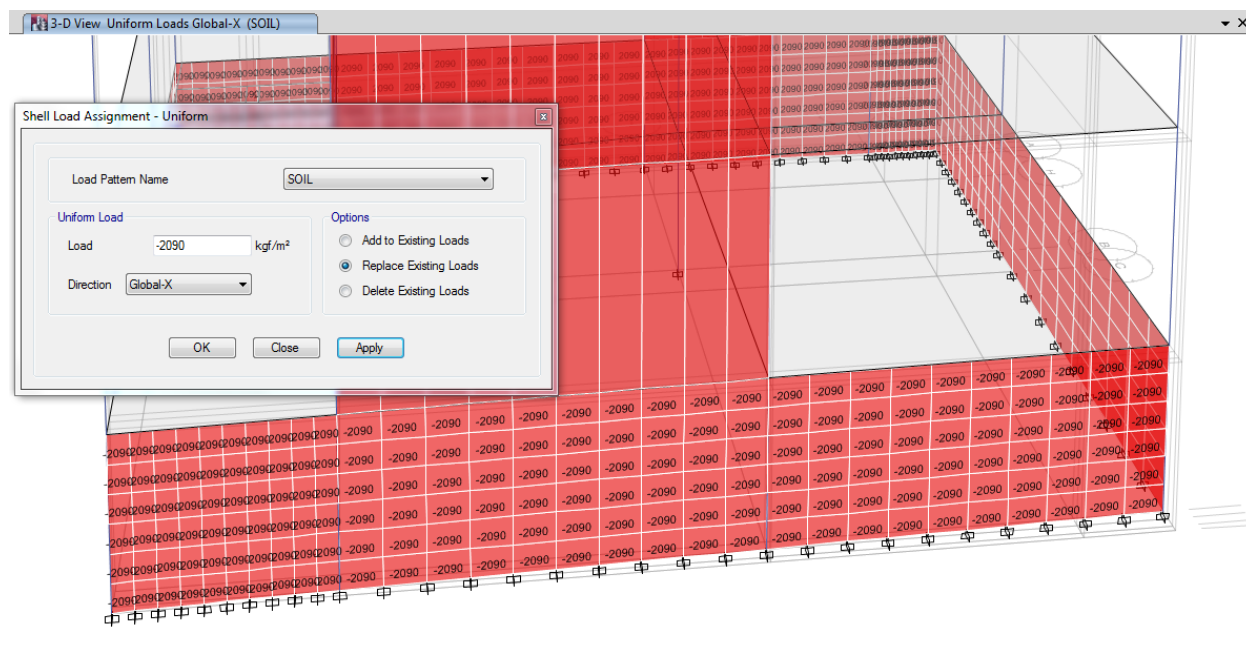
بارگذاری جانبی دیوار حایل

فشار جانبی ناشی از خاک در یک جهت سازه

$$P_{\text{soil}} = 2090 \text{ kg/m}^2$$

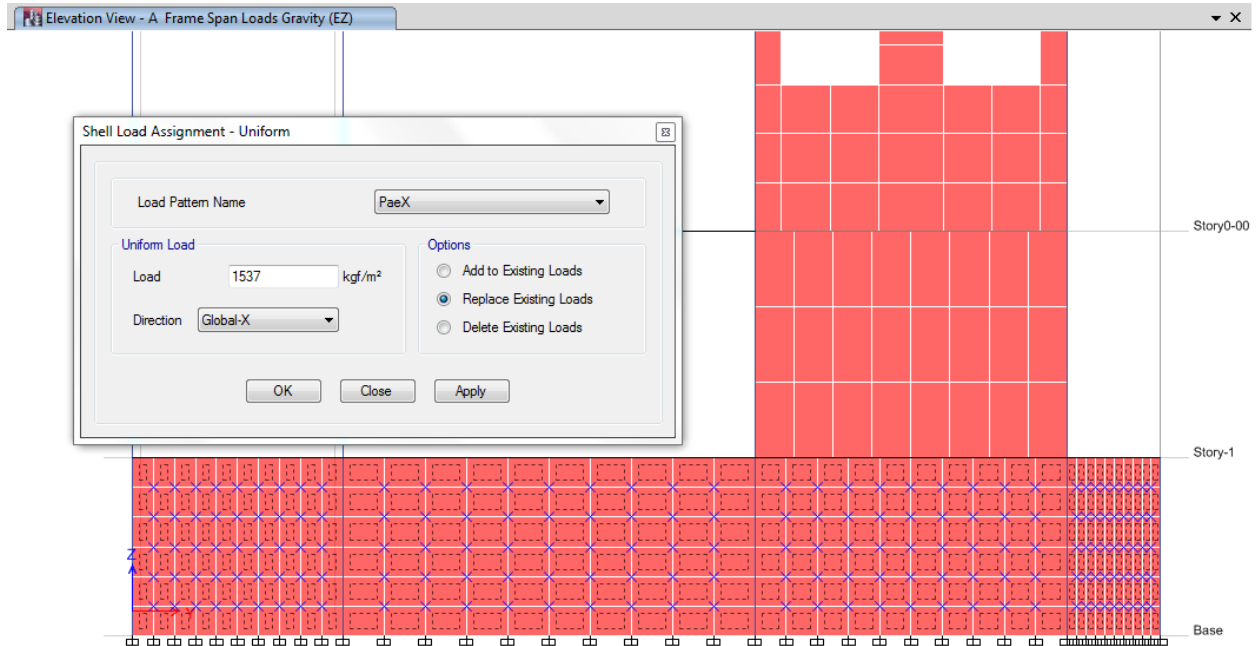


$$P_{\text{soil}} = -2090 \text{ kg/m}^2$$

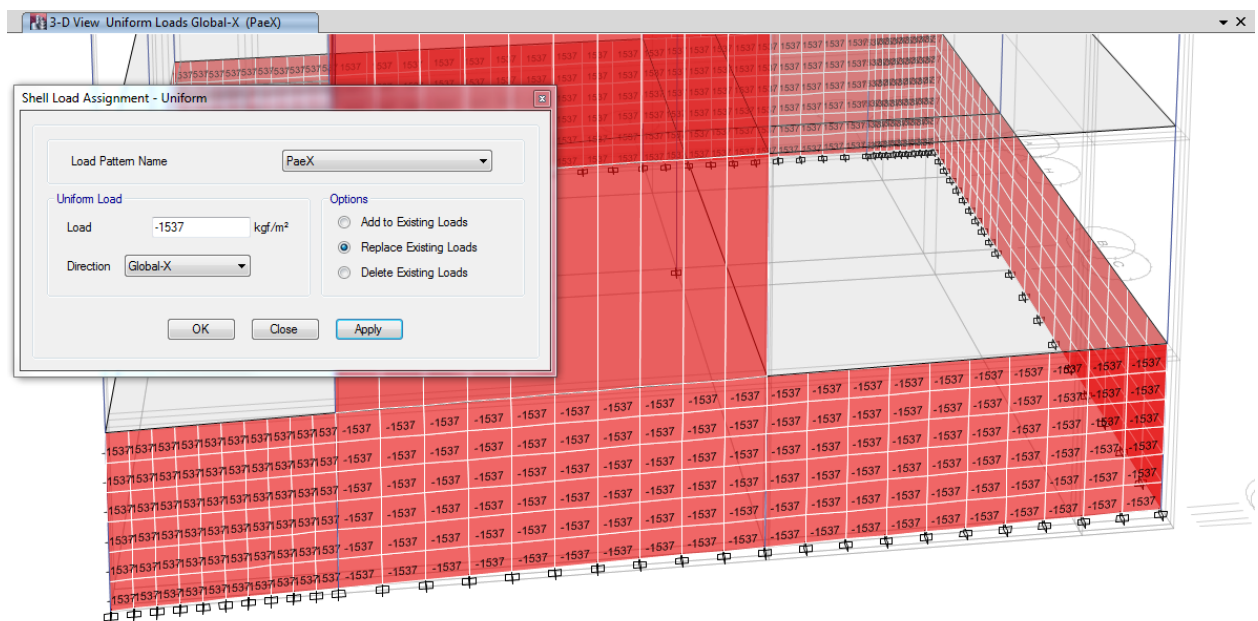


فشار جانبی ناشی از زلزله در یک جهت سازه

$$P_{ae_{xy}} = 1537 \text{ kg/m}^2$$

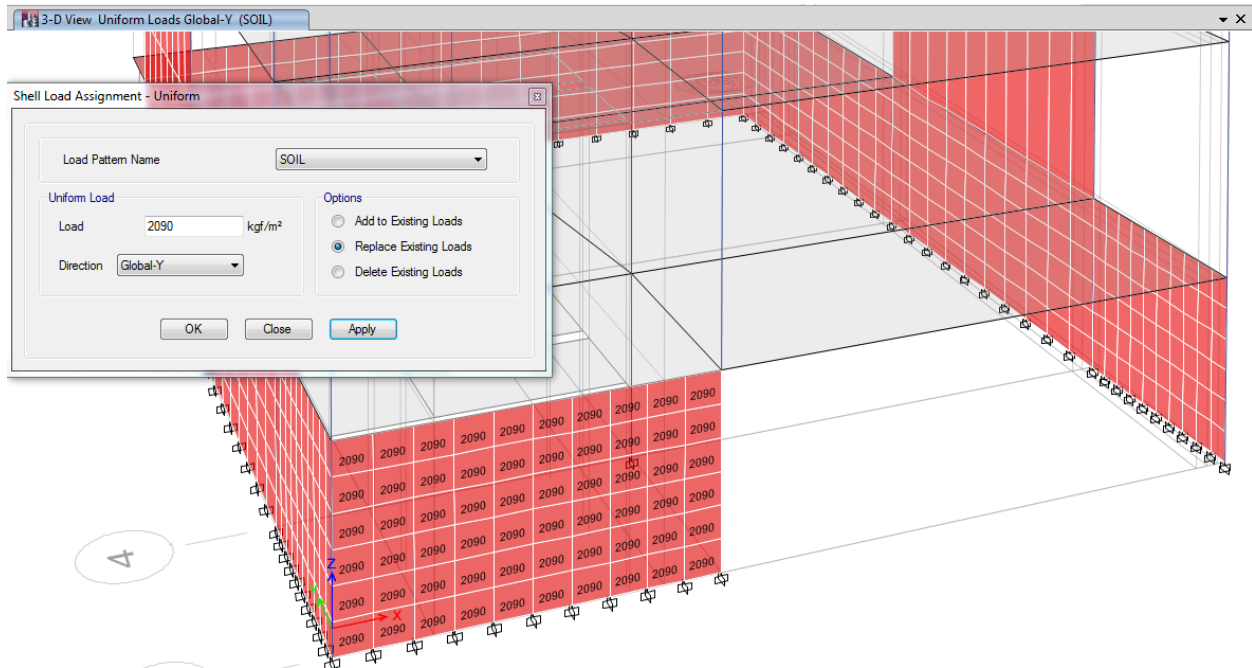


$$P_{ae_{xy}} = -1537 \text{ kg/m}^2$$

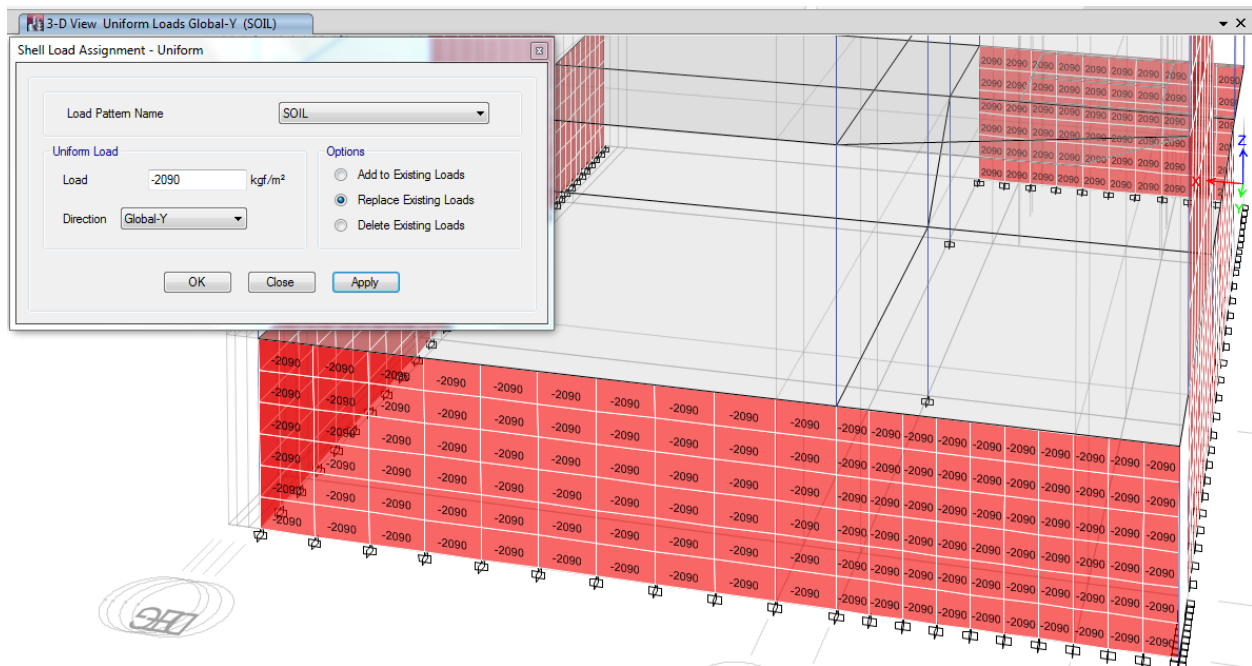


فشار جانبی ناشی از خاک در جهت ایکس سازه

$$P_{\text{soil}} = 2090 \cdot \text{kg/m}^2$$

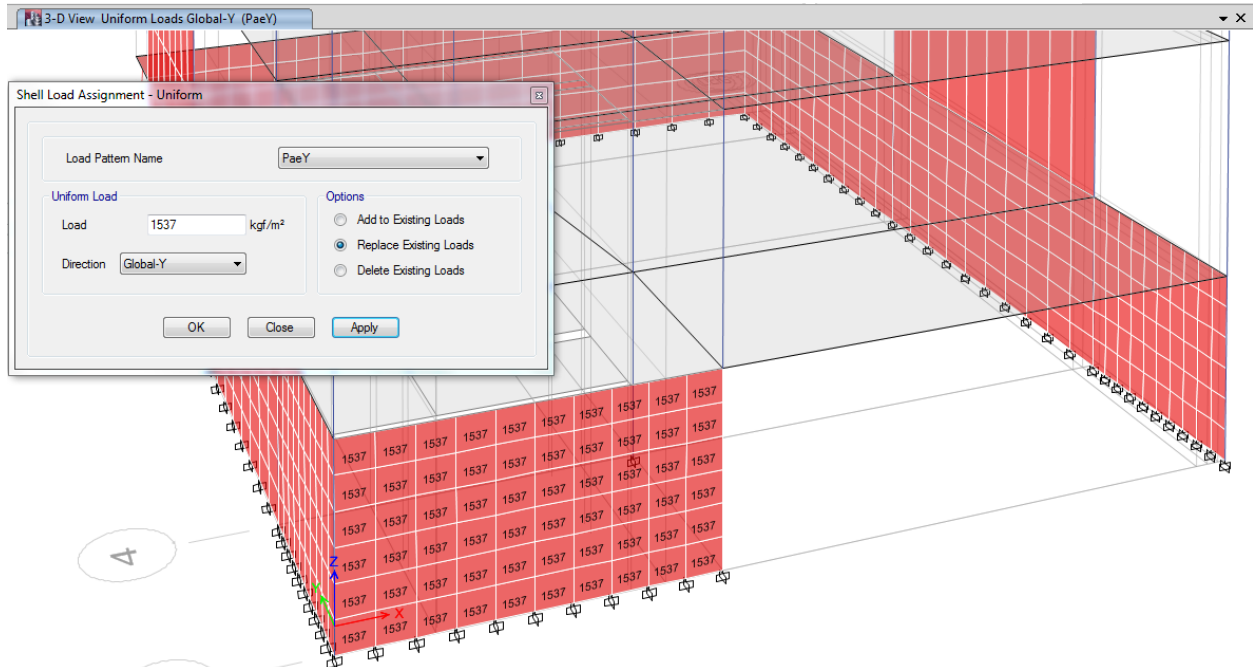


$$P_{\text{soil}} = -2090 \text{ kg/m}^2$$

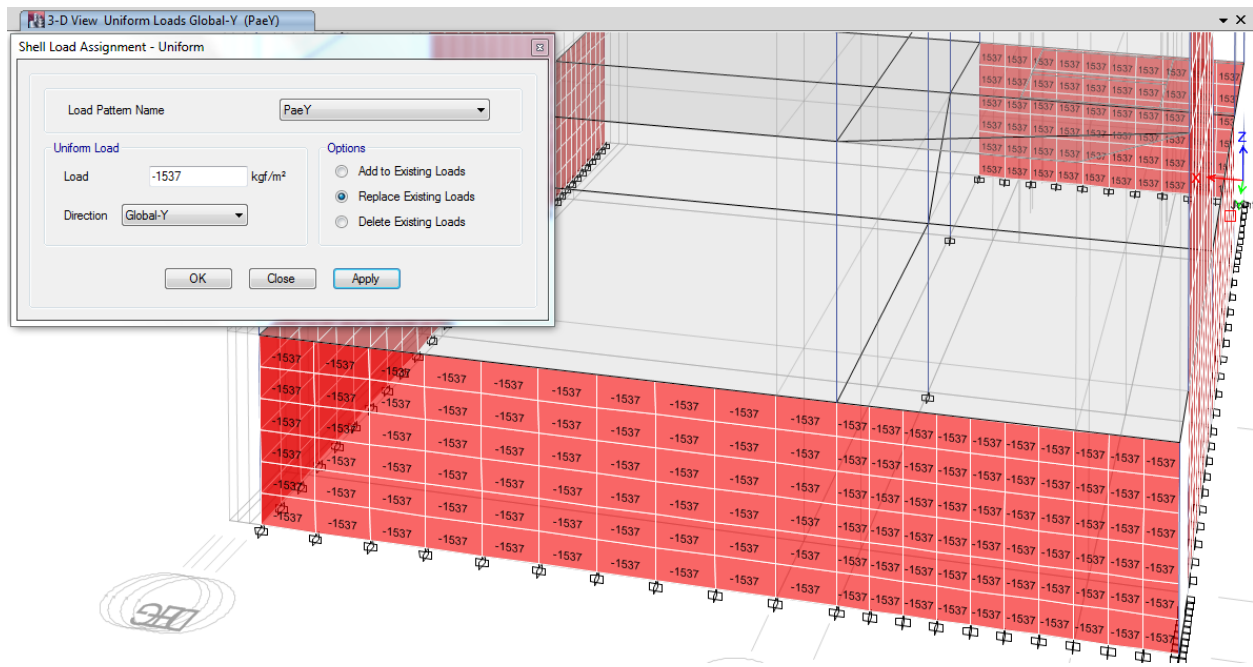


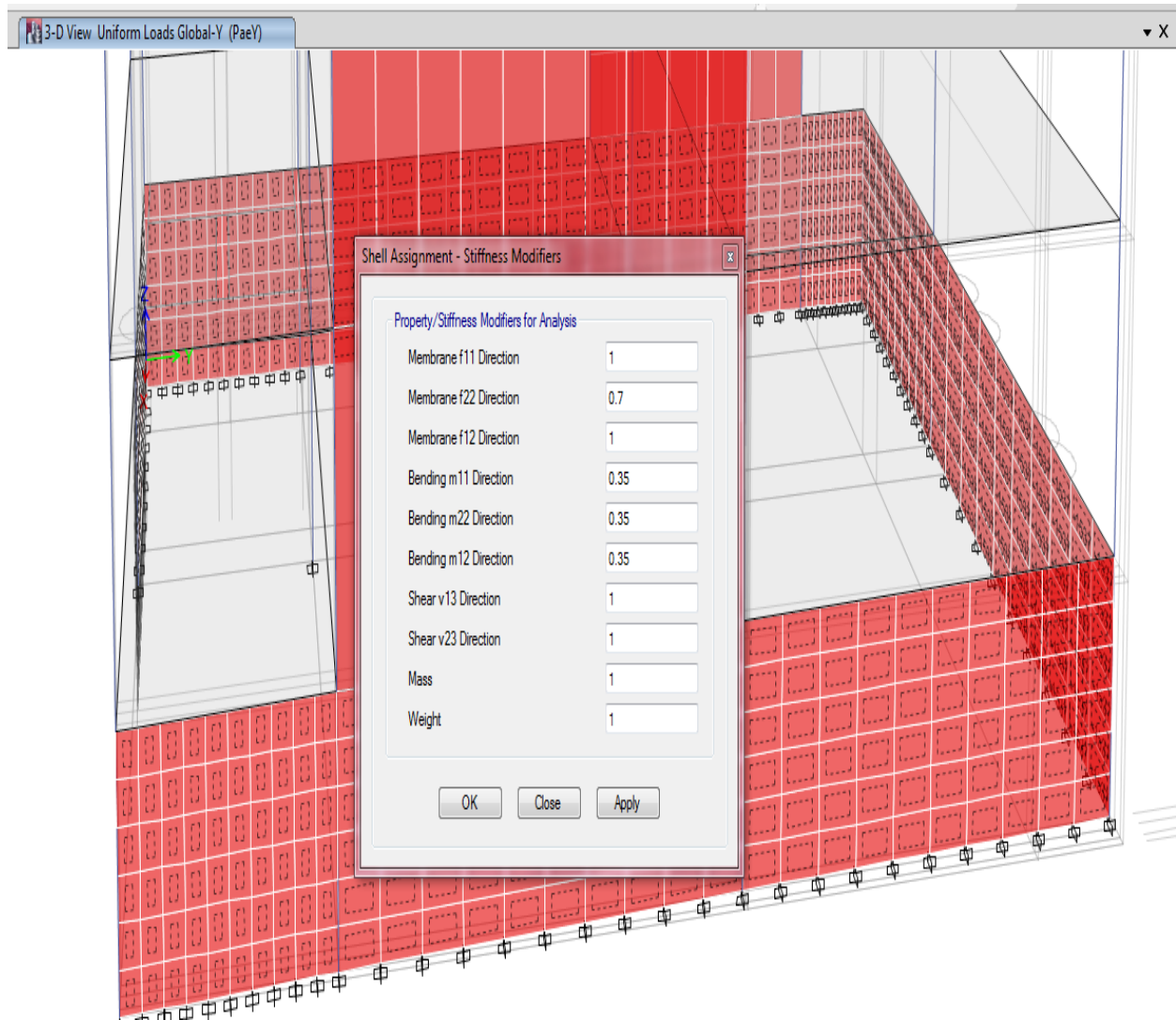
فشار جانبی ناشی از زلزله در جهت ایکس سازه

$$P_{ae_{xy}} = 1537 \text{ kg/m}^2$$



$$P_{ae_{yx}} = -1537 \text{ kg/m}^2$$

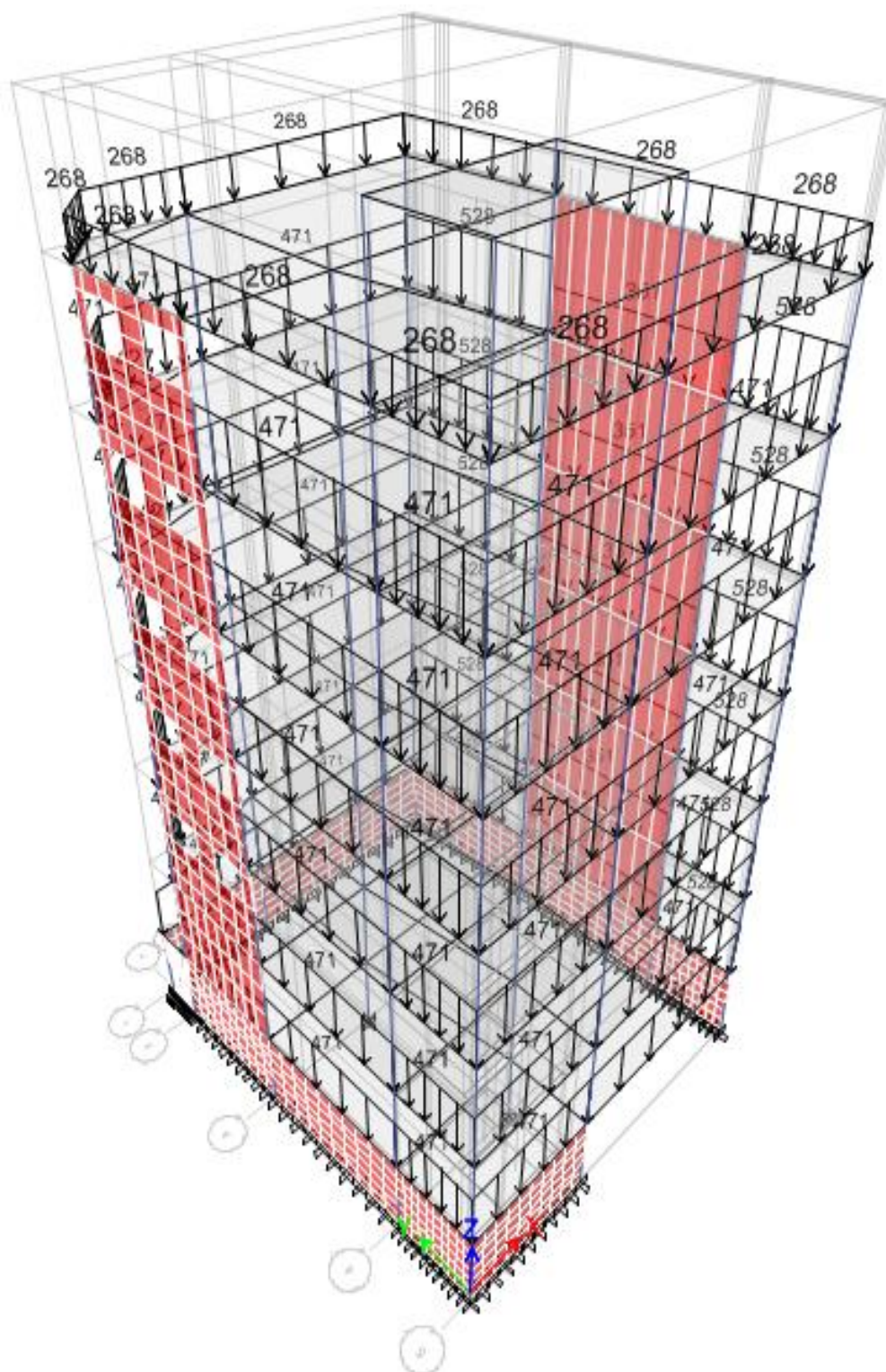




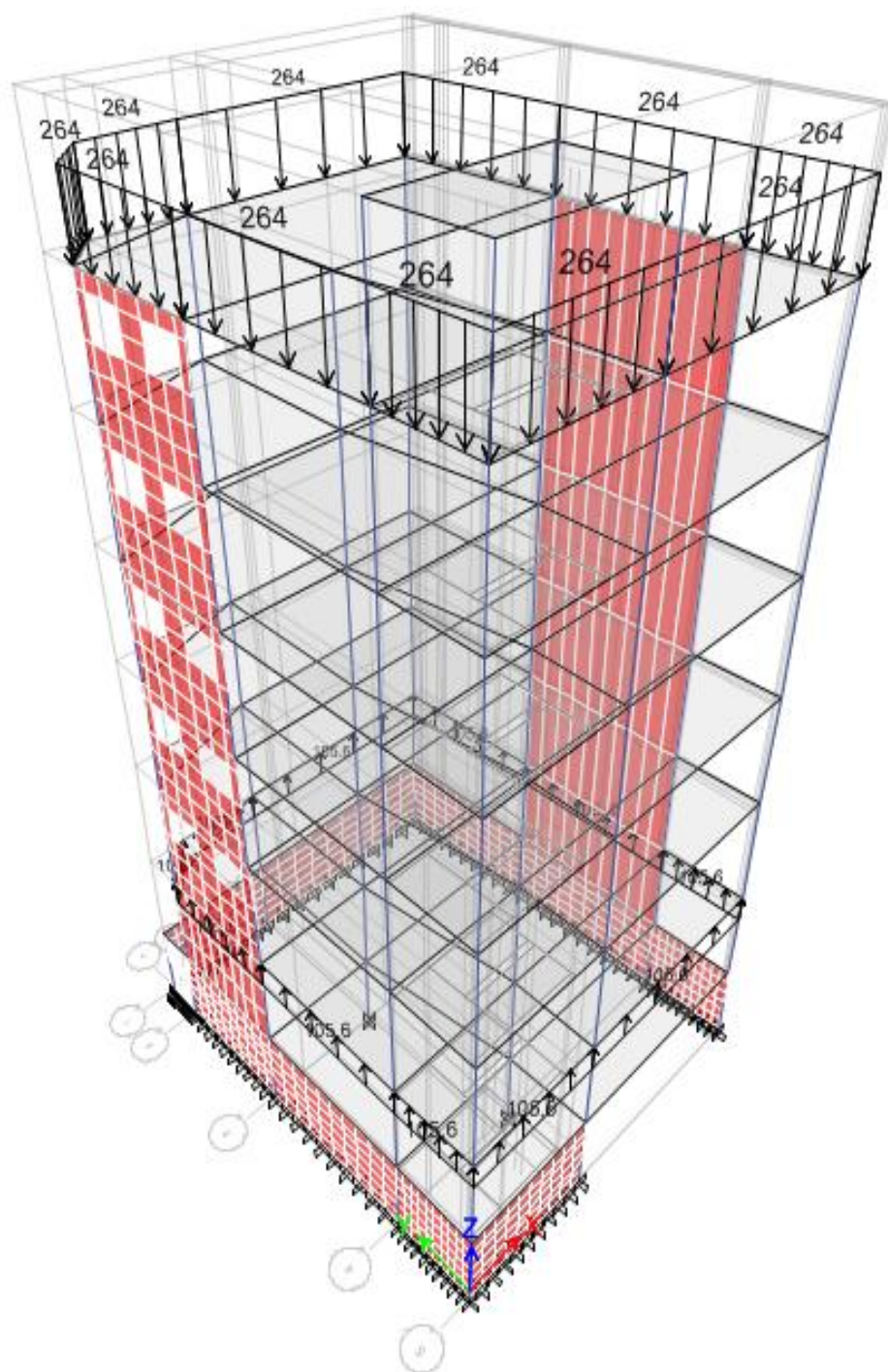
Membrane f_{22} : 0.7

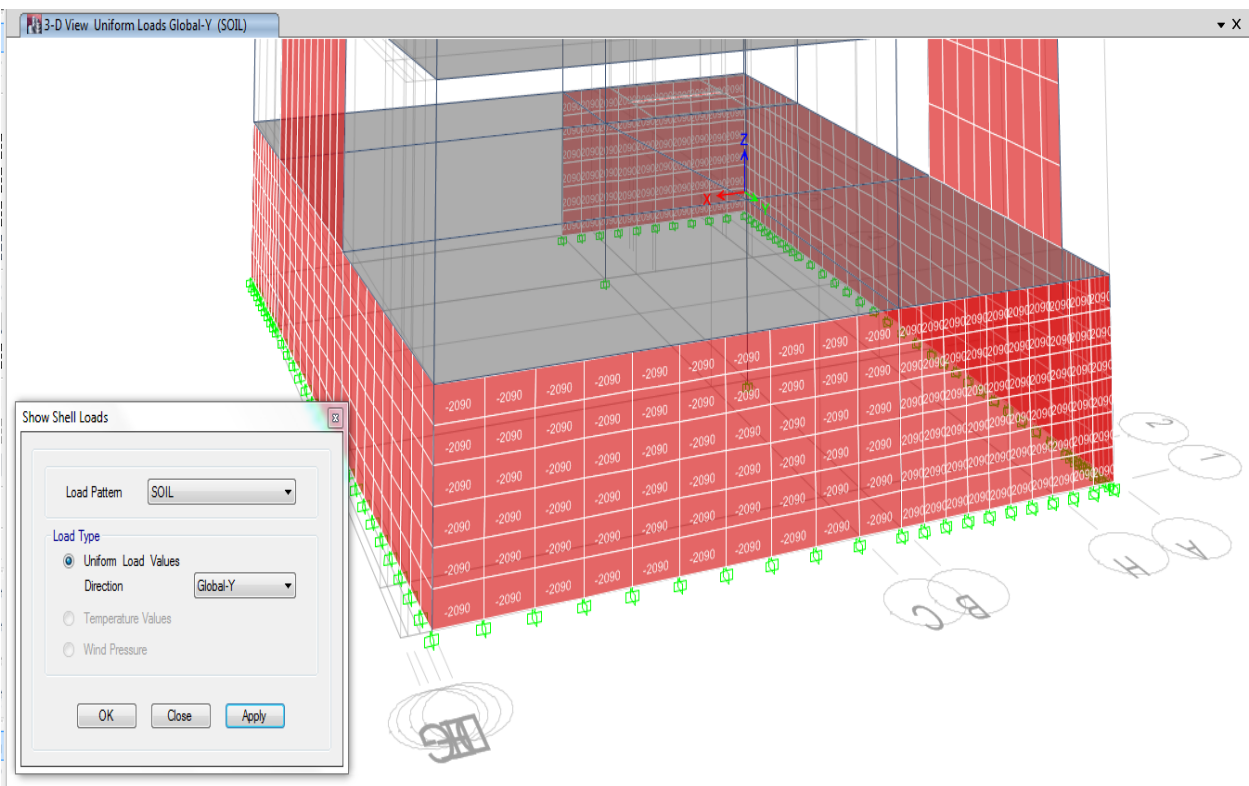
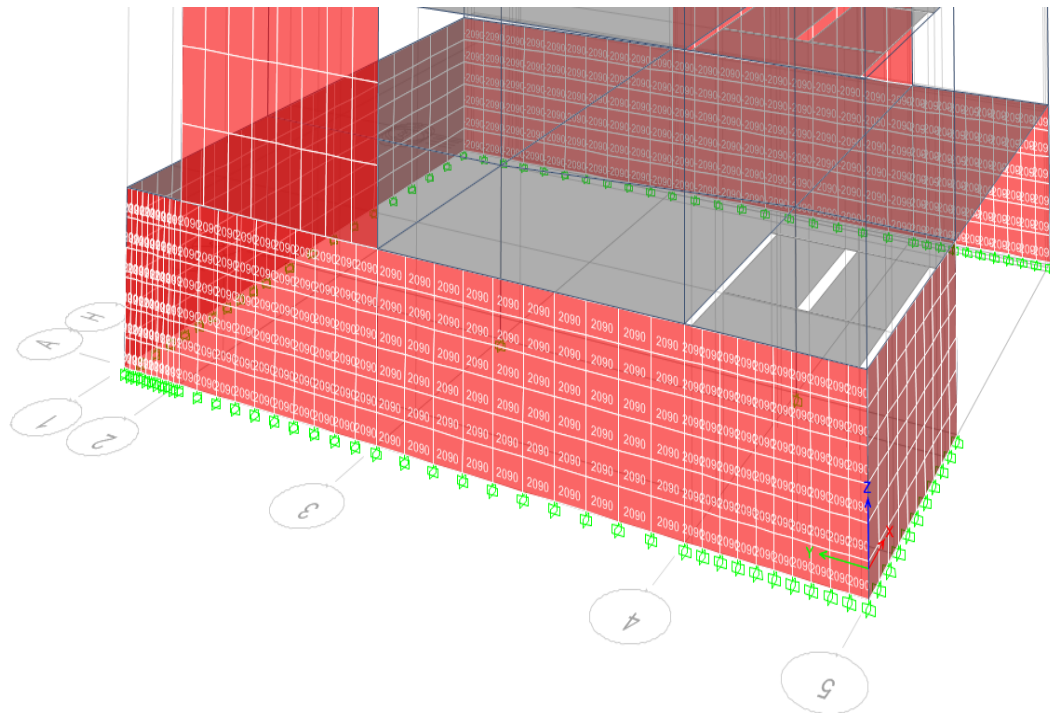
Bending m_{11} , m_{22} , m_{12} : 0.35

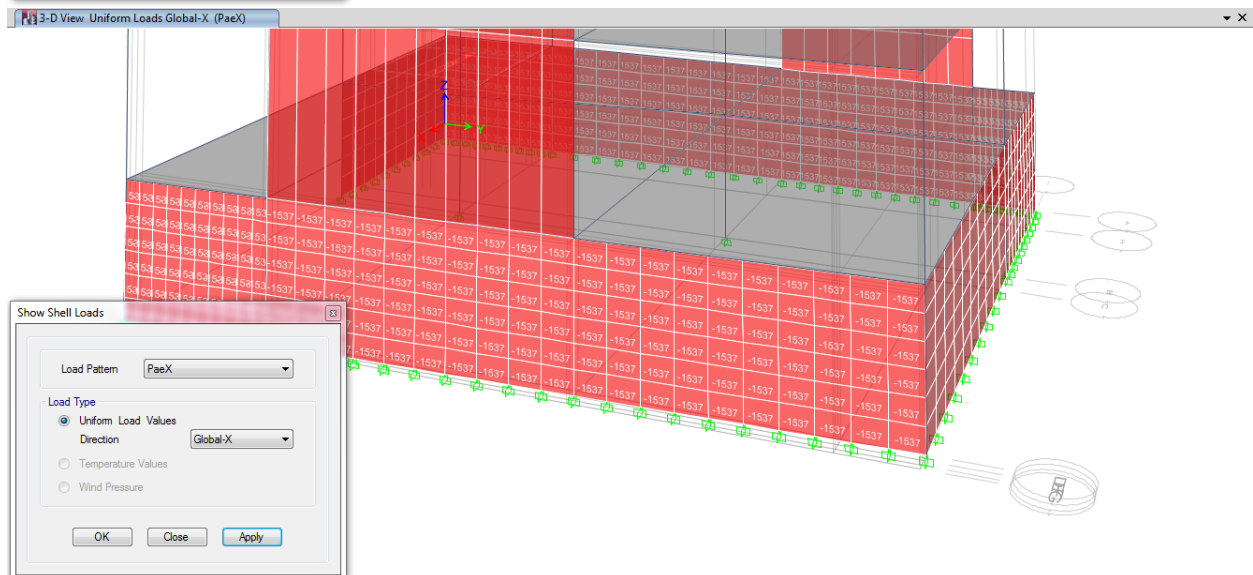
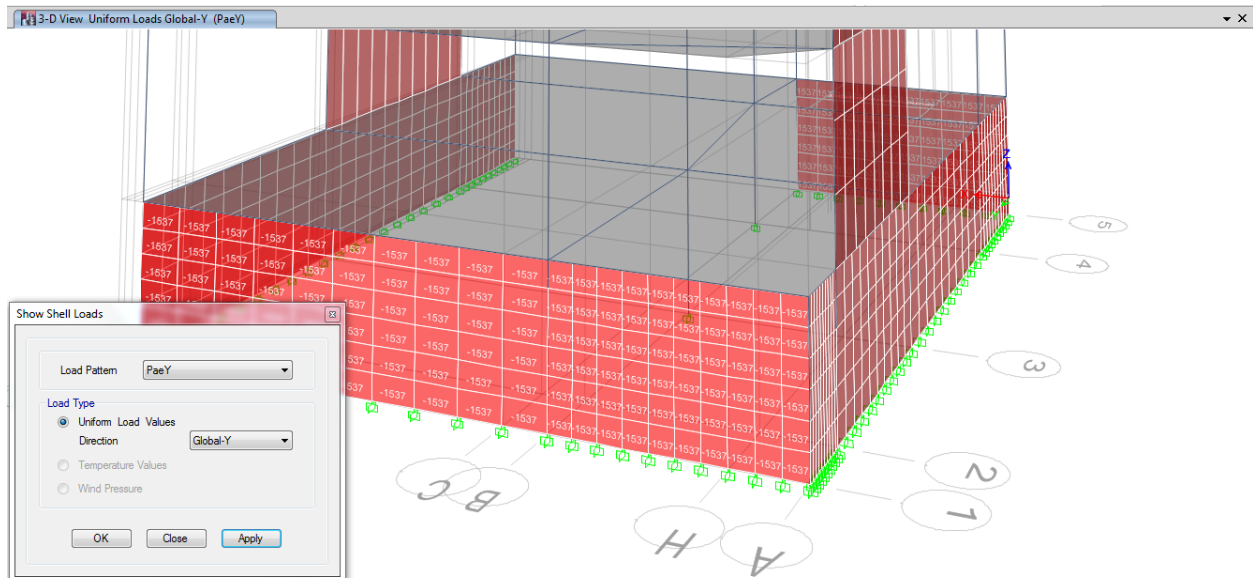
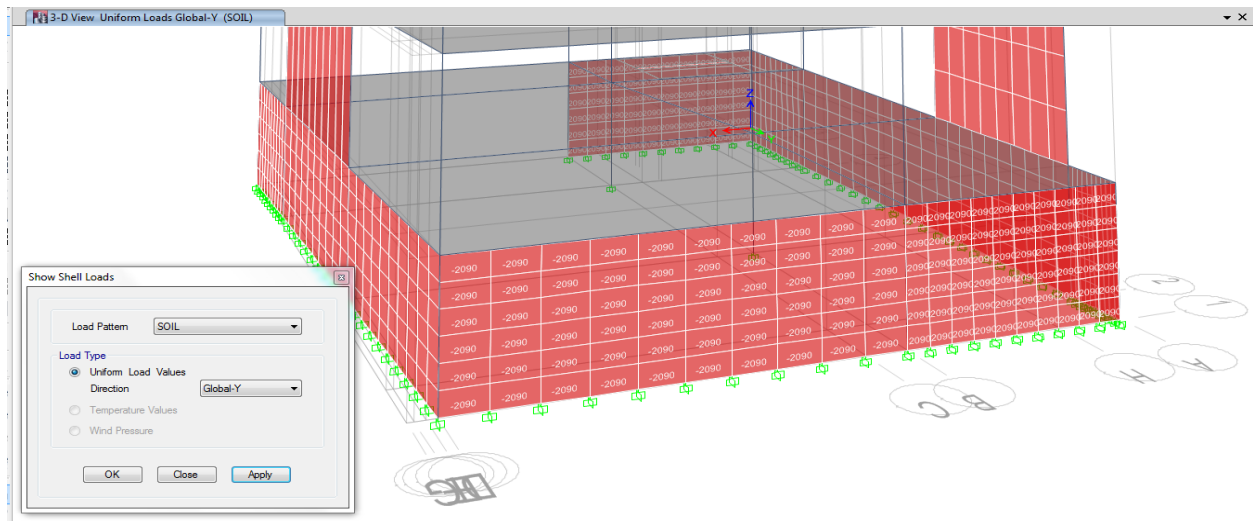
بار مرده خطی



بار اصلاح جرم در طبقه اول و بام







منحنی ضریب بازتاب:

به توجه به روابط آیین نامه 2800، برای دوره تناوب تا 3 ثانیه مقادیر B به نرم افزار معرفی شده است.

$$S_{a,spx} = \frac{0.7 \times B \times 1}{\gamma/5} \times 9/8 = 0.3924B$$

$$S_{a,spy} = \frac{0.7 \times B \times 1}{\gamma/5} \times 9/8 = 0.3924B$$

Load Case Data

General

Load Case Name: SPX

Load Case Type: Response Spectrum

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MASS SOURCE)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	2800	0.3924

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms

Buttons: Design..., Notes..., Add, Delete, Advanced, OK, Cancel, Modify/Show...

برای اعمال قاعده 30-100 کفایت بار دینامیکی بدون خروج از مرکزیت را در 3/0 ضرب کنیم.

$$S_{a,sx} = 0.3924 \times 0.3 = 0.1177 \quad \longrightarrow \quad S_x = 0.1177$$

بار خروج از مرکزیت 0.05 $S_{px} = 0.3924$

Load Case Data

General

Load Case Name: SX Design...

Load Case Type: Response Spectrum Notes...

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MASS SOURCE)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	2800	0.1177

Add Delete ☐ Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms Modify/Show...

OK Cancel

$$S_{a,sy} = . / 3924 \times . / 3 = . / 1177 \longrightarrow S_y = . / 1177$$

Load Case Data

General

Load Case Name

SY

Design...

Load Case Type

Response Spectrum

Notes...

Exclude Objects in this Group

Not Applicable

Mass Source

Previous (MASS SOURCE)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	2800	0.1177

Add

Delete

☐ Advanced

Other Parameters

Modal Load Case

Modal

Modal Combination Method

CQC

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1

Rigid Frequency, f2

Periodic + Rigid Type

Earthquake Duration, td

Directional Combination Type

SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor

Modal Damping

Constant at 0.05

Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity

0 for All Diaphragms

Modify/Show...

OK

Cancel

بار خروج از مرکزیت 0/05

$$S_{py} = 0.3924$$

Load Case Data

General

Load Case Name

SPY

Design...

Load Case Type

Response Spectrum

Notes...

Exclude Objects in this Group

Not Applicable

Mass Source

Previous (MASS SOURCE)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	2800	0.3924

Add

Delete

☐ Advanced

Other Parameters

Modal Load Case

Modal

Modal Combination Method

CQC

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1

Rigid Frequency, f2

Periodic + Rigid Type

Earthquake Duration, td

Directional Combination Type

SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor

Modal Damping

Constant at 0.05

Modify/Show...

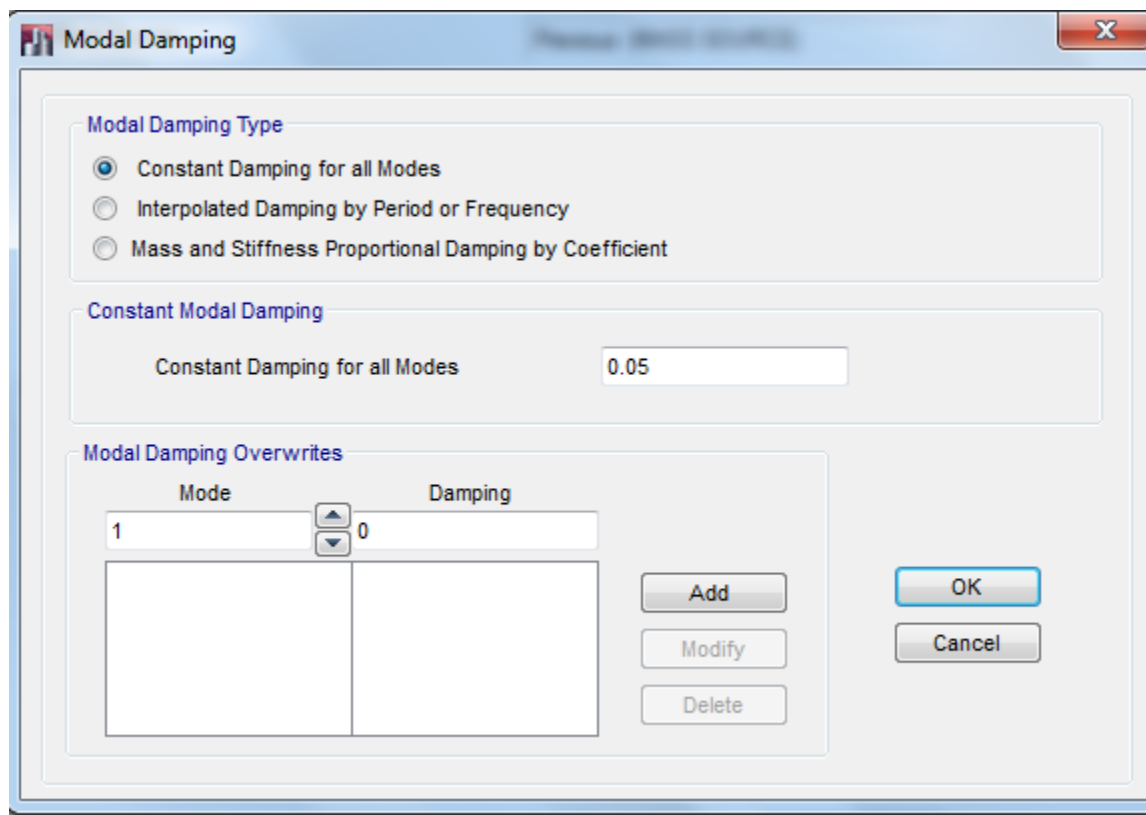
Diaphragm Eccentricity

0.05 for All Diaphragms

Modify/Show...

OK

Cancel



The image shows a software dialog box titled "Modal Damping". It contains three main sections: "Modal Damping Type" with three radio button options, "Constant Modal Damping" with a text input field, and "Modal Damping Overwrites" with a table for mode-specific damping values. The "Constant Damping for all Modes" option is selected, and the value "0.05" is entered in the text field. The "Modal Damping Overwrites" table has one row with "Mode" 1 and "Damping" 0. There are "Add", "Modify", and "Delete" buttons next to the table, and "OK" and "Cancel" buttons at the bottom right.

Modal Damping

Modal Damping Type

- ☒ Constant Damping for all Modes
- ☐ Interpolated Damping by Period or Frequency
- ☐ Mass and Stiffness Proportional Damping by Coefficient

Constant Modal Damping

Constant Damping for all Modes

Modal Damping Overwrites

Mode	Damping
1	0

Add Modify Delete

OK Cancel

فصل هفتم

کنترل سازه

همپایه‌سازی برش پایه استاتیکی و دینامیکی

با توجه به خروجی نرم افزار

در جهت اطمینان 100٪ برش پایه استاتیکی استفاده می‌کنیم.

$$\text{Scale}_{\text{SPX}} = \frac{587.2 / 82}{\sqrt{(592.6 / 96)^2 + (5257 / 48)^2}} = 0.987$$

$$\text{Scale}_{\text{SPy}} = \frac{25769 / 87}{\sqrt{(1.66 / 29)^2 + (25818 / 27)^2}} = 0.997$$

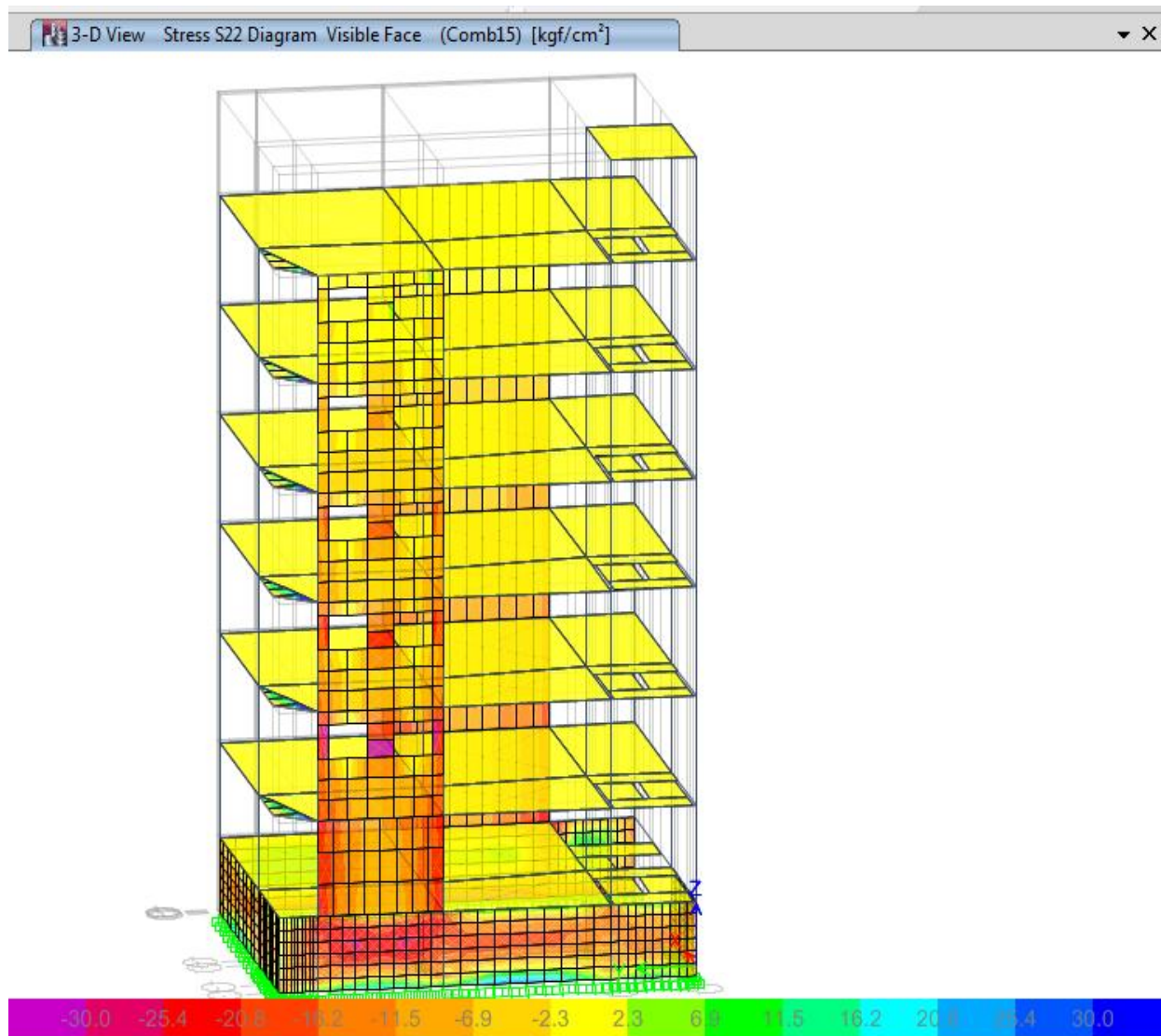
$$\text{Scale}_{\text{Sx}} = \frac{1761.0 / 85}{\sqrt{(17761 / 46)^2 + (1577 / 19)^2}} = 0.987$$

$$\text{Scale}_{\text{Sy}} = \frac{25769 / 87}{\sqrt{(1.66 / 74)^2 + (25829 / 0.7)^2}} = 0.996$$

بررسی ترک خوردگی، عدم ترک خوردگی دیوارهای و اعمال ضرایب به آنها:

$$\text{بند } 3-14-9 \longrightarrow \text{fr} = 0.6 \sqrt{f_c} \longrightarrow \text{fr} = 0.6 \sqrt{25} = 3.0 \text{ kg/cm}^2$$

با توجه به دیوار برشی در جهت y در این سازه: از ترکیب باری که در آن Spy حضور دارد استفاده می‌کنیم و هم چنین باید ترکیب باری انتخاب شود که در آن ضریب بار مرده باشد، ترکیب بار Com_{11} و Com_{15} این شرایط را دارند و با توجه به اینکه در Com_{15} 30 در صد بار زلزله در جهت x نیز در آن مشارکت دارد به احتمال خیلی زیاد بحرانی خواهد بود.



پس از آنالیز سازه متوجه خواهیم شد که هیچ کدام از دیوارهای برشی ترک نمی خورد در نتیجه:

در صورت ترک خوردن هر قسمت از دیوار و ستون ضرایب به 0/5 تغییر پیدا می کرد

دیوار ترک نخورده $f_{22} : 0.7$

Shell Assignment - Stiffness Modifiers

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Membrane f11 Direction	1
Membrane f22 Direction	0.7
Membrane f12 Direction	1
Bending m11 Direction	1
Bending m22 Direction	1
Bending m12 Direction	1
Shear v13 Direction	1
Shear v23 Direction	1
Mass	1
Weight	1

OK Close Apply

ستون متصل به دیوار برشی ترک نخورده

cross section. 0.7

moment 2 axis: 0.7

moment 3 axis: 0.7

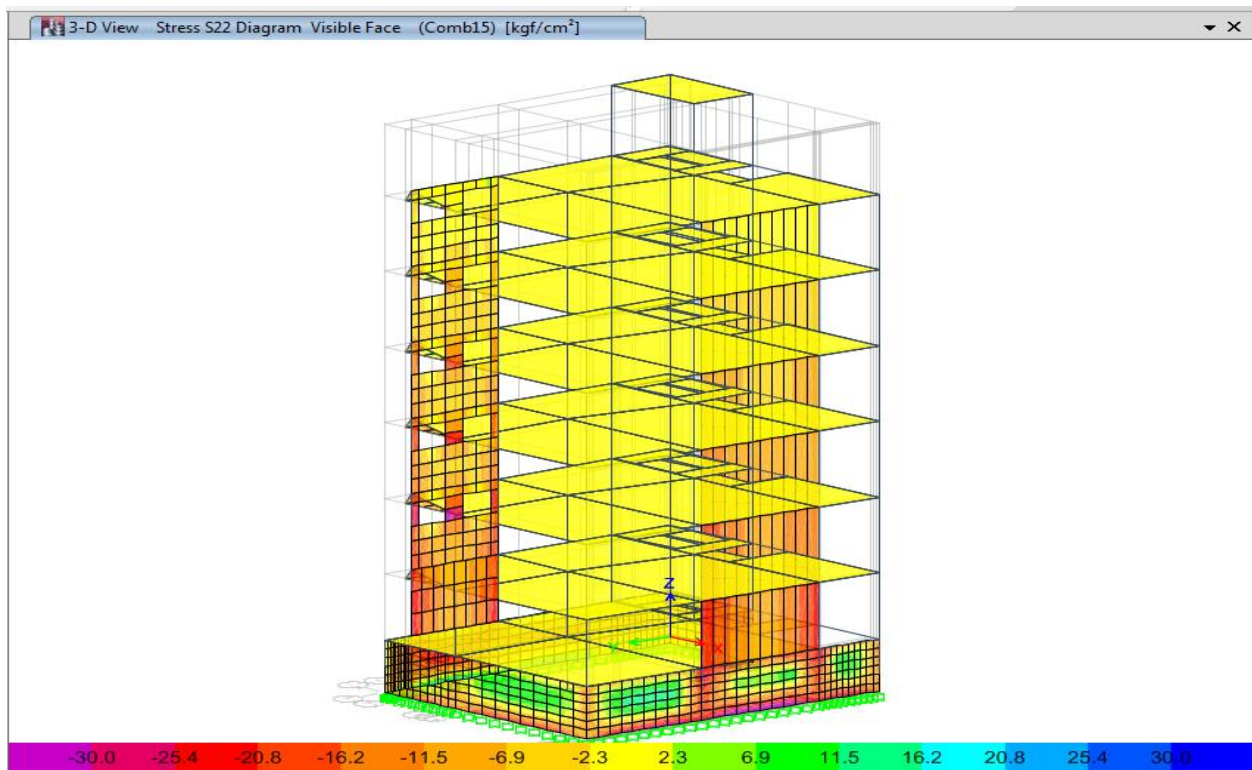
Frame Assignment - Property Modifiers

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	0.7
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.7
Moment of Inertia about 3 axis	0.7
Mass	1
Weight	1

OK Close Apply

پس از اعمال این ضرایب مقادیر سختی اعضا تغییر خواهد کرد و باید دوباره عملیات همپایه سازی برش پایه دینامیکی و استاتیکی را انجام دهیم.



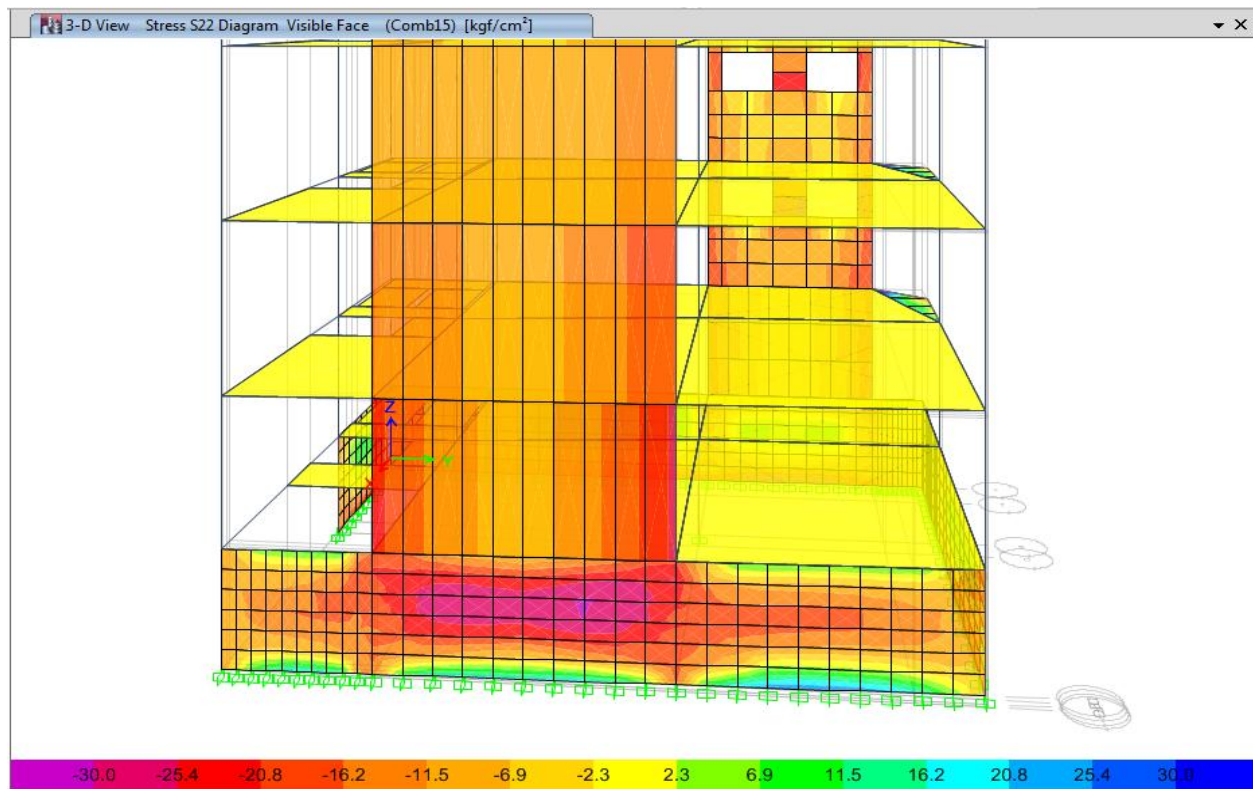
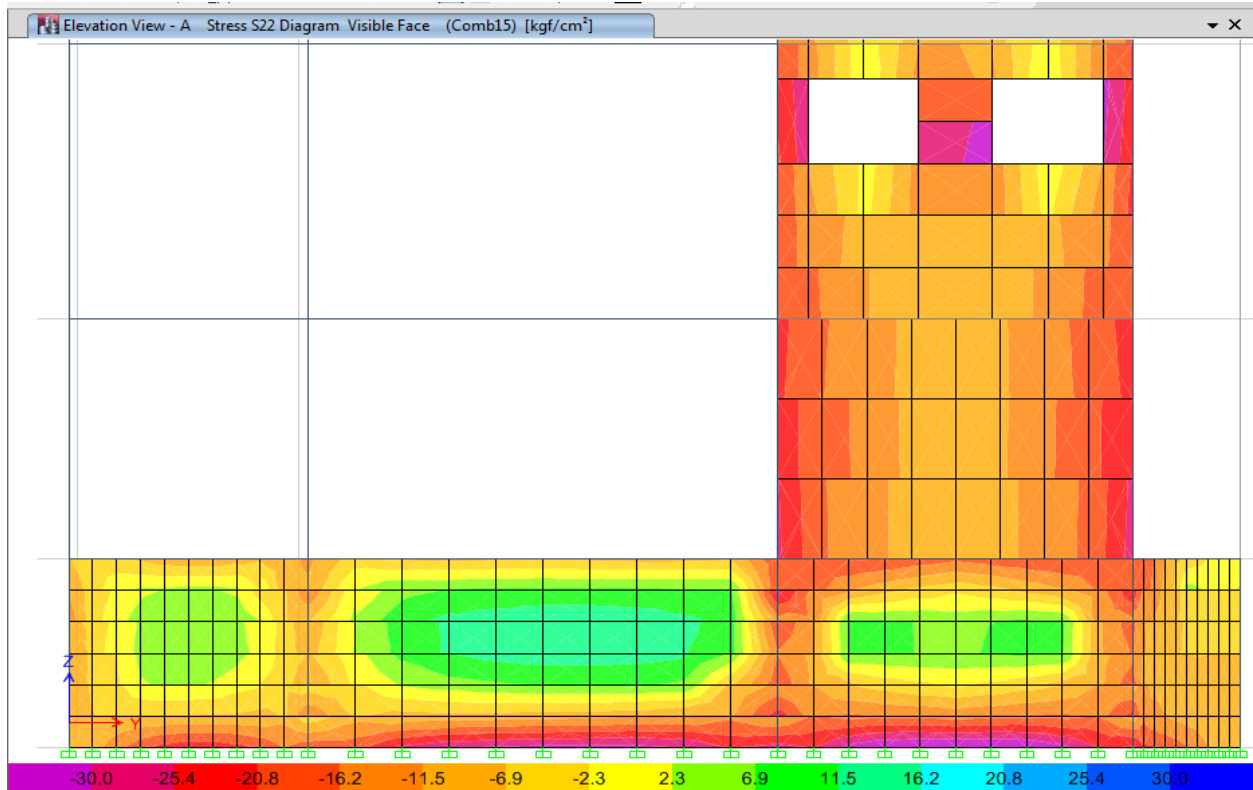
در چند قسمت کوچک دیوارهای حایل و برشی ترک خورده اند که ضریب ترک خوردگی به آنها اعمال کرده ایم. همپایه سازی برش پایه: (پس از اعمال ضرایب ترک خوردگی)

$$Scale_{SPX} = \frac{59170/9}{\sqrt{(54589/73)^2 + (10677/46)^2}} = 1/0.63$$

$$Scale_{SPy} = \frac{25975/35}{\sqrt{(4683/62)^2 + (51182/51)^2}} = 0/50.5$$

$$Scale_{Sx} = \frac{17751/27}{\sqrt{(16378/21)^2 + (3203/49)^2}} = 1/0.63$$

$$Scale_{Sy} = \frac{25975/35}{\sqrt{(4683/66)^2 + (51182/51)^2}} = 0/50.5$$



جدول مقادیر سختی عناصر سازه ای

Story stiffnes	Load Case	Shear X kgf	Drift X cm	Stiffness X kgf/cm	Shear Y kgf	Drift Y cm	Stiffness Y kgf/cm
PENT	EX 1	0	0.09	0	0	0.016	0
ROOF	EX 1	8226.89	0.144	57098.91	0	0.026	0
Story4	EX 1	15706.65	0.143	109654.7	0	0.026	0
Story3	EX 1	21423.82	0.135	158795.1	0	0.025	0
Story2	EX 1	25268.88	0.117	216247.3	0	0.023	0
Story1	EX 1	27146.54	0.093	292572.8	0	0.017	0
Story0-00	EX 1	27146.54	0.043	628203.3	0	0.005	0
Story-1	EX 1	27146.54	0.004	7092612	0	0.001	0
PENT	EPX 1	0	0.297	0	0	0.064	0
ROOF	EPX 1	27422.98	0.492	55740.04	0	0.103	0
Story4	EPX 1	52355.5	0.49	106834.1	0	0.104	0
Story3	EPX 1	71412.72	0.462	154557.5	0	0.101	0
Story2	EPX 1	84229.61	0.401	210104.3	0	0.091	0
Story1	EPX 1	90488.45	0.317	285257.6	0	0.069	0
Story0-00	EPX 1	90488.45	0.147	616291	0	0.021	0
Story-1	EPX 1	90488.45	0.012	7258886	0	0.003	0
PENT	EY 1	0	0.004	0	0	0.041	0
ROOF	EY 1	0	0.02	0	8226.89	0.07	117094.2
Story4	EY 1	0	0.022	0	15706.65	0.069	227186.2
Story3	EY 1	0	0.021	0	21423.82	0.066	326613.1
Story2	EY 1	0	0.019	0	25268.88	0.058	438427.1
Story1	EY 1	0	0.014	0	27146.54	0.042	644264.4
Story0-00	EY 1	0	0.003	0	27146.54	0.016	1692927
Story-1	EY 1	0	8.61E-05	0	27146.54	0.001	28617600
PENT	EPY 1	0	0.003	0	0	0.038	0
ROOF	EPY 1	0	0.015	0	8226.89	0.068	120745.8
Story4	EPY 1	0	0.017	0	15706.65	0.067	234228.6
Story3	EPY 1	0	0.016	0	21423.82	0.064	336916.2
Story2	EPY 1	0	0.015	0	25268.88	0.056	452419.1
Story1	EPY 1	0	0.01	0	27146.54	0.041	664723.3
Story0-00	EPY 1	0	0.002	0	27146.54	0.016	1728637
Story-1	EPY 1	0	8.85E-05	0	27146.54	0.001	28874334
PENT	EZ 1	0	0.001	0	0	0.002	0
ROOF	EZ 1	0	0.002	0	0	0.003	0
Story4	EZ 1	0	0.002	0	0	0.003	0
Story3	EZ 1	0	0.002	0	0	0.002	0
Story2	EZ 1	0	0.001	0	0	0.002	0
Story1	EZ 1	0	0.001	0	0	0.001	0
Story0-00	EZ 1	0	0.00025	0	0	0.000417	0

Story-1	EZ 1	0	1.70E-05	0.01	0	1.62E-05	0.001141
PENT	SX	601.82	0.147	4105.19	455.38	0.066	6933.13
ROOF	SX	7650.94	1.848	4140.15	4187.28	0.061	68990.62
Story4	SX	13916.95	1.154	12054.72	7342.3	0.06	121607.7
Story3	SX	18674.84	0.407	45925.65	9690.47	0.058	168428.5
Story2	SX	21841.94	0.243	89756.82	11192.07	0.051	219722
Story1	SX	23522.64	0.091	259526.5	11926.85	0.038	317555.8
Story0-00	SX	24042.39	0.041	589404.9	12108.16	0.013	898295.6
Story-1	SX	24089.97	0.003	7447338	12119.29	0.001	11472441
PENT	SPX	2214	0.545	4065.03	1675.26	0.251	6669.51
ROOF	SPX	28146.71	6.816	4129.78	15404.41	0.244	63144.89
Story4	SPX	51198.45	4.267	11998.9	27011.26	0.243	111319.7
Story3	SPX	68702.02	1.514	45390	35649.82	0.231	154195.6
Story2	SPX	80353.33	0.91	88273.94	41174.02	0.205	201170.8
Story1	SPX	86536.36	0.349	247845.7	43877.13	0.151	290657.5
Story0-00	SPX	88448.46	0.156	566993.3	44544.18	0.054	818345.2
Story-1	SPX	88623.48	0.012	7281420	44585.11	0.004	11082174
PENT	SY	815.08	0.141	5775.61	646.28	0.079	8174.31
ROOF	SY	3777.96	0.335	11285.8	8091.2	0.075	108551.4
Story4	SY	6397.44	0.249	25644.55	14593.2	0.074	197870.6
Story3	SY	8402.04	0.125	67166.91	19438.27	0.07	279032.8
Story2	SY	9769.1	0.085	114656.6	22585.96	0.061	370773.3
Story1	SY	10542.44	0.035	301228.1	24183.7	0.044	545167.4
Story0-00	SY	10828.27	0.017	620826.5	24626.43	0.016	1516675
Story-1	SY	10872.57	0.002	5249907	24657.71	0.001	21148470
PENT	SPY	3400.38	0.596	5704.23	2696.15	0.342	7886.51
ROOF	SPY	15760.95	1.416	11127.61	33755.03	0.328	102815.9
Story4	SPY	26688.97	1.061	25151.8	60880.19	0.327	186410
Story3	SPY	35051.78	0.542	64650.83	81092.97	0.309	262432.8
Story2	SPY	40754.91	0.372	109442.4	94224.57	0.27	349428.8
Story1	SPY	43981.16	0.155	283770	100890.1	0.196	515867.7
Story0-00	SPY	45173.59	0.077	588266.2	102737	0.071	1445161
Story-1	SPY	45358.41	0.009	5087190	102867.5	0.005	20439852
PENT	PaeX 1	0	2.45E-05	0	0	1.11E-05	0
ROOF	PaeX 1	0	5.10E-05	0	0	0	0
Story4	PaeX 1	0	6.43E-05	0	0	5.05E-06	0
Story3	PaeX 1	0	4.74E-05	0	0	7.76E-06	0
Story2	PaeX 1	0	0.0002339	0	0	6.78E-06	5.71E-05
Story1	PaeX 1	0	5.68E-05	0	0	6.64E-06	6.25E-05
Story0-00	PaeX 1	0	0.001	0	0	2.39E-05	0
Story-1	PaeX 1	21.53	0.001	14377.26	0	0.001	0
PENT	PaeY 1	0	2.19E-05	0	0	1.66E-05	0
ROOF	PaeY 1	0	3.02E-05	0	0	0	0.000141
Story4	PaeY 1	0	3.81E-05	0	0	0	0.000213

۹-۲۳-۴ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

۹-۲۳-۴-۱ اعضای تحت خمش در قاب‌ها ($N_u \leq 0.15 f_{cd} A_g$)

۹-۲۳-۴-۱-۱ محدودیت‌های هندسی

۹-۲۳-۴-۱-۱-۱ در اعضای خمشی قاب‌ها محدودیت‌های هندسی (الف) تا (پ) این بند باید رعایت شوند:

الف- ارتفاع مؤثر مقطع نباید بیشتر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد.

ب- عرض مقطع نباید کمتر از سه دهم ارتفاع آن و ۲۵۰ میلی‌متر باشد.

پ- عرض مقطع نباید:

- بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی، در صفحه عمود بر محور طولی عضو خمشی، به اضافه سه چهارم ارتفاع عضو خمشی در هر طرف عضو تکیه‌گاهی،

- بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی، به اضافه یک چهارم بعد دیگر مقطع عضو تکیه‌گاهی در هر طرف آن.

۹-۲۳-۴-۱-۱-۲ برون محوری هر عضو خمشی نسبت به ستونی که با آن قاب تشکیل می‌دهد، یعنی فاصله محورهای هندسی دو عضو از یکدیگر، نباید بیشتر از یک چهارم عرض مقطع ستون باشد.

۹-۲۳-۴-۲ آرماتور طولی

۹-۲۳-۴-۲-۱ در تمامی مقاطع عضو خمشی نسبت آرماتور، هم در پایین و هم در بالا، نباید

کمتر از مقادیر $\frac{1}{4}$ و $\frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}$ و نسبت آرماتور کششی نباید بیشتر از ۰.۲۵ اختیار شود.

حداقل دو میلگرد با قطر ۱۲ میلیمتر یا بیشتر باید هم در پایین و هم در بالای مقطع در سراسر طول تعبیه شود. ضابطه بند ۹-۱۴-۵-۲-۳ در این حالت نیز معتبر است.

تنظیمات طراحی سازه‌های بتنی:

Concrete Frame Design Preferences for ACI 318-08

	Item	Value
01	Design Code	ACI 318-08
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Number of Interaction Curves	24
04	Number of Interaction Points	11
05	Consider Minimum Eccentricity?	Yes
06	Seismic Design Category	D
07	Design System Rho	1
08	Design System Sds	0.5
09	Phi (Tension Controlled)	0.9
10	Phi (Compression Controlled Tied)	0.65
11	Phi (Compression Controlled Spiral)	0.75
12	Phi (Shear and/or Torsion)	0.75
13	Phi (Shear Seismic)	0.6
14	Phi (Joint Shear)	0.85
15	Pattern Live Load Factor	0.75
16	Utilization Factor Limit	1

Item Description
The selected design code. Subsequent design is based on this selected code.

Explanation of Color Coding for Values
Blue: Default Value
Black: Not a Default Value
Red: Value that has changed during the current session

Set To Default Values: All Items, Selected Items
Reset To Previous Values: All Items, Selected Items

OK Cancel

$$\rho_{\min} = \max$$

$$\rho_{\max} = 2/5\% \left\{ \begin{array}{l} \frac{1/4}{f_y} = \frac{1/4}{400} = 0.25\% \\ \frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y} = \frac{0.25 \times \sqrt{0.25}}{400} = 0.312\% \end{array} \right.$$

در تیرها

۹-۲۳-۴-۲-۴ حداقل مقاومت خمشی ستون‌ها

۹-۲۳-۴-۲-۴-۱ در تمامی اتصالات تیرها به ستون‌ها، به‌جز موارد گفته شده در بندهای ۹-۲۳-۴-۲-۴ و ۹-۲۳-۴-۲-۴-۳ لنگرهای خمشی مقاوم ستون‌ها باید در رابطه (۹-۲۳-۵) صدق کنند:

$$\sum M_c \geq 1/2 \sum M_b \quad (9-23-5)$$

در این رابطه:

$\sum M_c$ = مجموع لنگرهای مقاوم خمشی ستون‌ها در بالا و پایین اتصال است که در بر اتصال محاسبه شده باشند. لنگرهای مقاوم خمشی ستون‌ها باید برای نامساعدترین حالت بار محوری، در جهت بارگذاری جانبی مورد نظر، که کمترین مقدار لنگرها را به‌دست دهد، محاسبه شوند.

$\sum M_b$ = مجموع لنگرهای مقاوم خمشی تیرها در دو سمت اتصال است که در بر اتصال محاسبه شده باشند.

جمع لنگرها در رابطه (۹-۲۳-۵) باید چنان صورت گیرد که لنگرهای ستون‌ها در جهت مخالف لنگرهای تیرها قرار گیرند. رابطه (۹-۲۳-۵) باید در حالتی که لنگرهای خمشی تیرها در دو جهت در صفحه قائم قاب، عمل نمایند برقرار باشد.

۹-۲۳-۴-۲-۴-۲ چنانچه تعداد ستون‌های موجود در یک طبقه در یک قاب بیشتر از چهار عدد باشند، از هر چهار ستون یک ستون می‌تواند رابطه (۹-۲۳-۵) را ارضا نکند.

۹-۲۳-۴-۲-۴-۳ ستون‌های قاب‌های یک و دو طبقه و نیز ستون‌های طبقه آخر در قاب‌های چند طبقه می‌توانند رابطه (۹-۲۳-۵) را ارضا نکنند. در این صورت این ستون‌ها باید ضابطه بند ۹-۲۳-۴-۲-۴-۴ را ارضا کنند. این ستون‌ها مشمول ضابطه بند ۹-۲۳-۴-۲-۴-۵ نمی‌شوند.

۹-۲۳-۴-۲-۴-۴ چنانچه ستونی رابطه (۹-۲۳-۵) را ارضا نکند، باید در تمام طول دارای میلگردگذاری عرضی ویژه مطابق ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۲-۴-۲ تا ۹-۲۳-۴-۲-۴-۶ باشد.

۹-۲۳-۴-۲-۴-۵ چنانچه ستونی ضابطه بند ۹-۲۳-۴-۲-۴-۱ را تأمین نکند باید از کمک آن به سختی جانبی و مقاومت ساختمان در مقابل بار جانبی زلزله صرف‌نظر شود. این ستون در هر حال باید ضوابط بند ۹-۲۳-۴-۶ را تأمین نماید.

ضابطه تیر ضعیف – ستون قوی در سازه های با حد شکل پذیری ویژه

4.10.3 Weak Beam Strong Column Measure

Only for Special Moment Frames (SMF) with seismic design category (SDC) A to F, the code requires that the sum of column flexure strengths at a joint should be more than the sum of beam flexure strengths (AISC SEISMIC 9.6). The column flexure strength should reflect the presence of axial force present in the column. The beam flexural strength should reflect potential increase in capacity for strain hardening. To facilitate the review of the strong column weak beam criterion, the program will report a beam-column plastic moment capacity ratio for every joint in the structure.

For the major direction of any column (top end), the beam-to-column-strength ratio is obtained as

$$R_{maj} = \frac{\sum_{n=1}^{n_b} M_{pbn}^* \cos \theta_n}{M_{pcax}^* + M_{pcbax}^*} \quad (\text{AISC SEISMIC 9.6})$$

For the minor direction of any column, the beam-to-column-strength ratio is obtained as

$$R_{min} = \frac{\sum_{n=1}^{n_b} M_{pbn}^* \sin \theta_n}{M_{pcay}^* + M_{pcbby}^*} \quad (\text{AISC SEISMIC 9.6})$$

where,

R_{maj} = Plastic moment capacity ratios, in the major directions of the column

R_{min} = Plastic moment capacity ratios, in the minor directions of the column

M_{pbn}^* = Plastic moment capacity of n -th beam connecting to column

θ_n = Angle between the n -th beam and the column major direction

$M_{pcax,y}^*$ = Major and minor plastic moment capacities, reduced for axial force effects, of column above story level

$M_{pcbax,y}^*$ = Major and minor plastic moment capacities, reduced for axial force effects, of column below story level

n_b = Number of beams connecting to the column

The plastic moment capacities of the columns are reduced for axial force effects and are taken as

$$M_{pc}^* = Z_c \left(F_{yc} - \left| \frac{P_{uc}}{A_g} \right| \right) \quad (\text{LRFD}) \quad (\text{AISC SEISMIC 9.6})$$

The plastic moment capacities of the beams are amplified for potential increase in capacity for strain hardening as

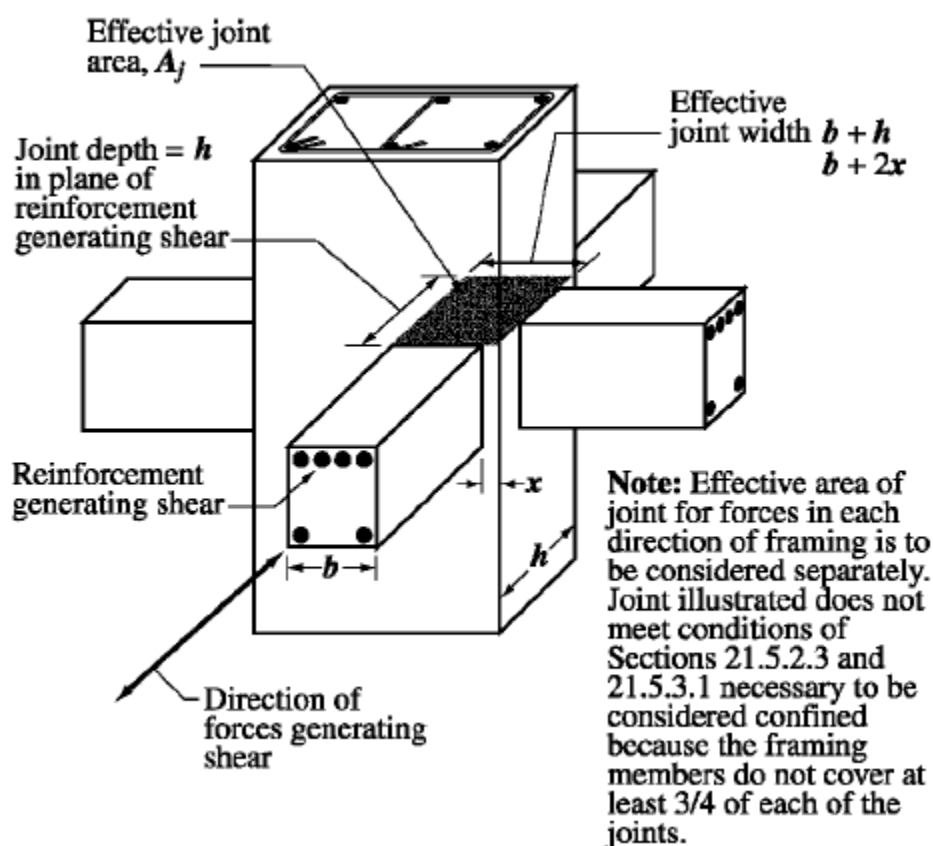
$$M_{pb}^* = 1.1 R_y F_{yb} Z_b f_{mv} \quad (\text{LRFD}) \quad (\text{AISC SEISMIC 9.6})$$

پس از آنالیز تیرهای متصل به طره و جوابگو بار وارده نیستند و باید اصلاح شوند. انتخاب مقطع Be 35×55 به جای

Be 30×45

پس از چند بار آنالیز و طراحی مقدار حداقل و حداکثر آرماتور در تیرها کنترل شد و حداقل و حداکثر آرماتور در ستون ها (6٪ تا 1٪) است که با توجه به وجود وصله ها در ستون ها بهتر است این مقدار به 3٪ محدود شود.

کنترل برش در چشمه اتصال



مقاطع نهایی تیر و ستون پس از کنترل ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی و همچنین کنترل برش در چشمه اتصال بدست آمده اند.

۹-۲۰-۴-۴ اتصالات تیر به ستون در قاب‌ها

۹-۲۰-۴-۴ ضوابط کلی طراحی

۹-۲۰-۴-۴-۱ طراحی اتصالات تیرها به ستون‌ها در قاب‌ها برای برش باید براساس رابطه (۹-۱۲-۱) صورت گیرد. مقادیر V_r و V_u در این رابطه باید طبق ضوابط بند ۹-۲۰-۴-۴-۱ و ۹-۲۰-۴-۴-۱-۳ تعیین شوند.

۹-۲۰-۴-۴-۲ نیروی برشی نهایی موثر به اتصال، V_u ، باید براساس بیشترین نیروی کششی که ممکن است در میلگردهای کششی تیرهای دو سمت اتصال و نیز برش موجود در ستون‌های بالا و پایین اتصال پدید آید محاسبه گردد. برای تعیین این مقادیر فرض می‌شود در تیرهای دو سمت اتصال مفصل‌های پلاستیک با ظرفیت‌های خمشی مثبت یا منفی برابر با لنگرهای خمشی مقاوم محتمل، M_{pr} ، در مقاطع بر اتصال تشکیل شده باشند. جهت‌های این لنگرها باید به‌صورتی در نظر گرفته شوند که بیشترین برش در اتصال ایجاد شود.

۹-۲۰-۴-۴-۳ نیروی برشی مقاوم نهایی اتصال، V_r ، را می‌توان با شرط رعایت ضوابط بند ۹-۲۰-۴-۴-۲ حداکثر برابر با مقادیر (الف) تا (پ) این بند در نظر گرفت:

الف) برای اتصالات محصورشده در چهار سمت $12A_j V_c$

ب) برای اتصالات محصورشده در سه سمت و یا در دو سمت مقابل هم $9A_j V_c$

پ) برای سایر اتصالات $7/5 A_j V_c$

یک اتصال زمانی توسط نیرویی که به یک وجه آن می‌رسد محصورشده تلقی می‌گردد که تیر حداقل سه‌چهارم سطح آن اتصال را پوشانده باشد.

A_j = حداقل مساحت مقطع داخلی اتصال در صفحه‌ای به موازات محور آرماتوری که در اتصال ایجاد برش می‌کنند میلی‌متر مربع

عمق این مقطع برابر با عمق کلی مقطع ستون است. در مواردی که تیر اصلی به تکیه‌گاهی به پهنای بیشتر اتصال می‌یابد عرض مؤثر اتصال کوچکترین دو مقدر (الف) و (ب) اختیار شود:

الف) عرض تیر به اضافه عمق کل مقطع اتصال

ب) دو برابر کوچکترین فاصله محور تیر از هر ستون در جهت عمود بر محور تیر

21.5.3 — Shear strength

21.5.3.1 — V_n of the joint shall not be taken as greater than the values specified below for normal-weight concrete.

For joints confined on all four faces $1.7 \sqrt{f'_c} A_j$

For joints confined on three faces or on two opposite faces $1.2 \sqrt{f'_c} A_j$

For others $1.0 \sqrt{f'_c} A_j$

A member that frames into a face is considered to provide confinement to the joint if at least three-quarters of the face of the joint is covered by the framing member. A joint is considered to be confined if such confining members frame into all faces of the joint.

A_j is the effective cross-sectional area within a joint computed from joint depth times effective joint width. Joint depth shall be the overall depth of the column. Effective joint width shall be the overall width of the column, except where a beam frames into a wider column, effective joint width shall not exceed the smaller of (a) and (b):

(a) beam width plus joint depth

(b) twice the smaller perpendicular distance from longitudinal axis of beam to column side.

در طبقه Roof با توجه به بند 9-20-4-2-3 می‌توان در این طبقه از 40×40 c استفاده کرد با توجه به اینکه ضابطه

تیر ضعیف - ستون قوی در آن رعایت نشده باشد که باید در اینصورت از آرماتورگذاری عرضی ویژه استفاده کنیم که از این

کار صرف نظر کرده ایم.

کنترل نهایی سازه:

مشخصات مرکز جرم و مرکز سختی سازه

Story	Diaphragm	Mass X kgf-s ² /cm	Mass Y kgf-s ² /cm	XCM cm	YCM cm	Cumulative X kgf-s ² /cm	Cumulative Y kgf-s ² /cm	XCCM cm	YCCM cm	XCR cm	YCR cm
PENT	D1	12.7509	12.7509	213	130	12.7509	12.7509	213	130	259.046	164.764
ROOF	D1	163.5041	163.5041	552.147	662.332	176.2551	176.2551	527.612	623.822	730.014	339.329
Story4	D1	190.852	190.852	547.582	656.67	367.107	367.107	537.994	640.899	731.088	337.425
Story3	D1	195.9036	195.9036	547.665	658.166	563.0106	563.0106	541.359	646.907	731.866	335.354
Story2	D1	199.8268	199.8268	547.287	658.941	762.8374	762.8374	542.912	650.059	735.025	332.789
Story1	D1	199.5155	199.5155	547.86	658.075	962.3529	962.3529	543.938	651.721	732.19	337.711
Story0-00	D1	184.0692	184.0692	542.941	656.182	1146.4221	1146.4221	543.778	652.437	624.946	416.069
Story-1	D1	190.6651	190.6651	508.439	737.408	1337.0871	1337.0871	538.738	664.554	522.086	934.55

کنترل فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی برای کنترل لزوم یا عدم لزوم بازلزله خروج از مرکزیت

10/75 m:بعد سازه در جهت X

12/72 m:بعد سازه در جهت Y

نام طبقه	فاصله بین مرکز جرم تجمعی و مرکز سختی در جهت X	فاصله بین مرکز جرم تجمعی و مرکز سختی در جهت Y	درصد خروج از مرکزیت X%	درصد خروج از مرکزیت Y%
Roof	1/8651	2/9402	٪17/35	٪23/11
Story4	1/7024	2/8118	٪15/83	٪22/1
Story3	1/6583	2/8713	٪15/42	٪22/57
Story2	1/6453	2/8423	٪15/3	٪22/35
Story1	1/5657	2/65	٪14/56	٪20/8
Story0	0/7721	2/664	٪7/18	٪20/94
Story-1	0/307	5/04	٪2/85	٪39/6

به طور مثال Roof

$$|XCC - XCR| = |5/3238 - 7/1889| = 1/8651m$$

$$\text{خروج از مرکزیت} = \frac{1/8651}{10/75} \times 100 = 17/35\%$$

به دلیل مدل نکردن دیوارهای حایل در طبقات پایین در محل ورودی رمپ پارکینگ فاصله بین مرکز جرم و سختی در ساختمان زیاد شده است. (در Story-1)

سازه در هر دو جهت X و Y دارای خروج از مرکزیت بیش از 5٪ بعد ساختمان است. پس فرض اولیه برای در نظر گرفتن نیروی زلزله با خروج از مرکزیت صحیح بوده است.

کنترل لزوم یا عدم تشدید برون از مرکزیت اتفاقی:

با توجه به خروجی نرم افزار : در جهت X فقط در Story-1 نسبت $\text{Ratio}=1/295$ که از $1/2$ بیشتر است و باید اصلاح شود.

در جهت Y هم دارای بیش از $1/2$ است که اصلاح شود.

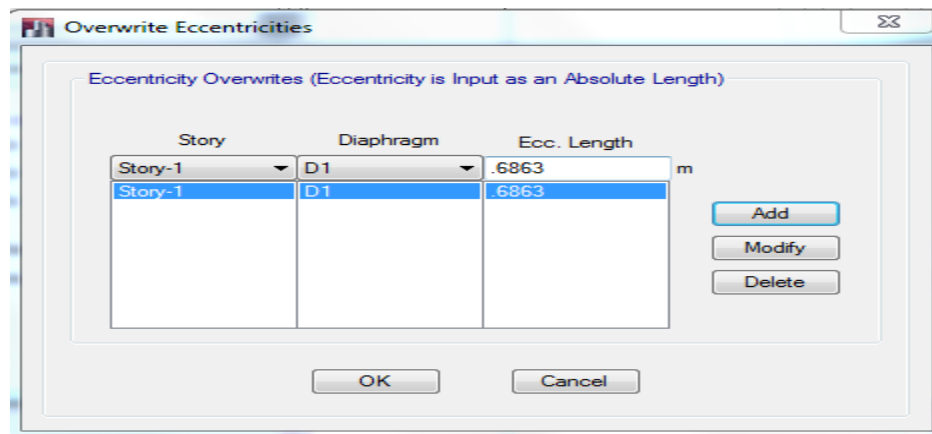
Story Max/Avg Displacements						
<div> <div> <div>8</div> <div>of 18</div> </div> <div> <div>Reload</div> <div>Apply</div> </div> </div>						
	Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum m	Average m	Ratio
	PENT	SPX Max	X	0.145075	0.143878	1.008319
	ROOF	SPX Max	X	0.127495	0.122982	1.036695
	Story4	SPX Max	X	0.106429	0.102928	1.034015
	Story3	SPX Max	X	0.081474	0.078995	1.031381
	Story2	SPX Max	X	0.054288	0.05277	1.028763
	Story1	SPX Max	X	0.028401	0.027654	1.027041
	Story0-00	SPX Max	X	0.008546	0.008285	1.031569
▶	Story-1	SPX Max	X	0.000241	0.000186	1.29504
	Base	SPX Max	Y	0	0	
	PENT	SPY Max	Y	0.005753	0.004919	1.169562
	ROOF	SPY Max	Y	0.004535	0.003798	1.194168
	Story4	SPY Max	Y	0.003543	0.002963	1.195714
	Story3	SPY Max	Y	0.002546	0.002127	1.197033
	Story2	SPY Max	Y	0.001605	0.00134	1.19743
	Story1	SPY Max	X	0.001111	0.000807	1.376413
	Story0-00	SPY Max	X	0.000382	0.00028	1.365824
	Story-1	SPY Max	X	2.1E-05	1.3E-05	1.658724
	Base	SPY Max	Y	0	0	

محاسبه طول برون از مرکزیت:

$$\left(\frac{\text{Ratio}}{1/2}\right)^2 \times 0.5 \Delta L$$

در جهت X:

$$\text{Story} - 1 = \left(\frac{1/295.4}{1/2}\right)^2 \times 0.5 \times 12/72 = 0.6863 \text{ m}$$

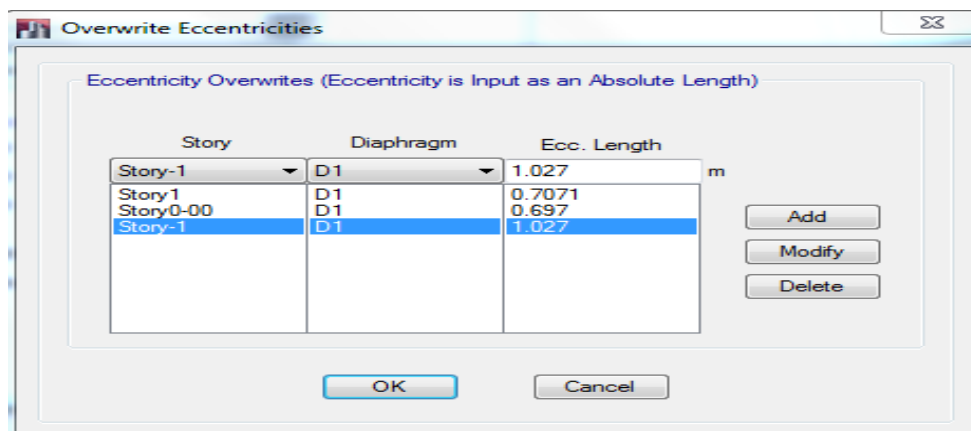


در جهت Y:

$$\text{Story} + 1 = \left(\frac{1/3764}{1/2}\right)^2 \times 0.5 \times 10/75 = 0.7071 \text{ m}$$

$$\text{Story} - 0 = \left(\frac{1/3658}{1/2}\right)^2 \times 0.5 \times 10/75 = 0.697 \text{ m}$$

$$\text{Story} - 1 = \left(\frac{1/6587}{1/2}\right)^2 \times 0.5 \times 10/75 = 1.027 \text{ m}$$



کنترل تناوب تجربی با زمان تناوب تحلیلی:

در فایل دوم کنترل 25٪ ضرایب ترک خوردگی را برای تیرها، $0.5I_g$ و برای ستون ها و دیوارها برابر $1I_g$ در نظر می گیریم و مجدداً سازه را آنالیز می کنیم. برداشت دوره تناوب تحلیلی نرم افزار :

Modal Participating Mass Ratios						
1 of 21 Reload Apply						
	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ
▶	Modal	1	2.824	0.0029	0	0
	Modal	2	2.036	0.5952	6.516E-06	0
	Modal	3	1.661	0.0004	0	0
	Modal	4	-1.808	1.394E-05	0	0
	Modal	5	-1.534	3.037E-05	0	0
	Modal	6	-1.219	6.06E-07	0	0
	Modal	7	-1.144	1.441E-06	0	0
	Modal	8	-0.954	0	0	0
	Modal	9	-0.875	1.48E-06	2.072E-06	0
	Modal	10	0.727	0	0	0
	Modal	11	-0.756	0	2.327E-06	0
	Modal	12	-0.706	0	0	0
	Modal	13	-0.702	2.671E-06	0	0
	Modal	14	-0.645	0	2.405E-06	0
	Modal	15	0.607	0.0429	0.1502	0
	Modal	16	0.603	1.295E-06	1.184E-05	0
	Modal	17	-0.615	0	0	0
	Modal	18	0.563	0.0802	0.0846	0
	Modal	19	0.526	4.911E-06	0.0004	0
	Modal	20	0.517	2.039E-05	0.0001	0
	Modal	21	0.436	1.705E-06	0.0001	0

$$T_x = 2/124 \text{sec} \quad \text{و} \quad T_y = 0/175 \text{sec}$$

زمان تناوب تجربی:

$$T_x = 0/176 \text{sec} < 2/124 \text{sec} \quad \text{ok}$$

$$T_y = 0/564 \text{sec} < 0/175 \text{sec} \quad \text{ok}$$

پس فرض اولیه درست بوده و نیاز به محاسبه مجدد نیست.

۵-۳ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

۳-۵-۱ تغییر مکان جانبی نسبی واقعی هر طبقه، که اختلاف بین تغییر مکان‌های جانبی واقعی مراکز جرم کف‌های بالا و پایین آن طبقه است، نباید از مقدار مشخصی که

در این بند تعیین شده، تجاوز نماید. این تغییر مکان تنها با استفاده از تحلیل غیرخطی سازه قابل محاسبه است، ولی می‌توان آن را با تقریب خوبی از رابطه زیر به دست آورد:

$$\Delta_M = c_d \cdot \Delta_{eu} \quad (۱۱-۳)$$

در این رابطه:

Δ_M = تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی و یا تغییر مکان نسبی واقعی طبقه

C_d = ضریب بزرگنمایی مطابق جدول (۳-۴)

Δ_{eu} = تغییر مکان جانبی نسبی طبقه زیر اثر زلزله طرح، مطابق رابطه (۳-۱)

در مواردی که روش طراحی تنش مجاز است، تغییر مکان جانبی نسبی به دست آمده از آن روش باید در ضریب ۱/۴ ضرب شود و سپس با مقدار مجاز Δ_a در بند (۳-۵-۲) مقایسه شود.

۳-۵-۲ مقدار Δ_M که با منظور کردن اثر $P-\Delta$ در محاسبه Δ_M به دست می‌آید نباید از مقدار مجاز Δ_e زیر تجاوز نماید.

- در ساختمان‌های تا ۵ طبقه $\Delta_e = 0.025h$

- در سایر ساختمان‌ها $\Delta_e = 0.020h$

در این روابط h ارتفاع طبقه است.

۳-۵-۳ در محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{eu} ، برای رعایت محدودیت‌های فوق، مقدار برش پایه در رابطه (۳-۱) را می‌توان بدون منظور کردن محدودیت مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان T در تبصره بند (۳-۳-۳-۱) تعیین کرد. ولی در ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد محدودیت آن بند در مورد زمان تناوب اصلی باید رعایت شود. در هر حال، رعایت رابطه (۳-۳) از بند (۳-۳-۳-۱) در خصوص حداقل برش پایه در محاسبات تغییر مکان نسبی ضروری است.

کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات (کنترل Drift)

با توجه به اینکه سیم سازه در جهت X قاب خمشی ویژه و در جهت Y قاب خمشی ویژه+ دیوار برشی ویژه است و برای هر دو جهت ضریب $C_d=5/5$ می باشد.

Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	X m	Y m	Z m
PENT	SPX Max	5	Diaph D1 X	0.000871	4.26	0	23.7
PENT	SPX Max	2	Diaph D1 Y	0.000473	0	2.6	23.7
PENT	SPY Max	5	Diaph D1 X	0.000797	4.26	0	23.7
PENT	SPY Max	2	Diaph D1 Y	0.000712	0	2.6	23.7
ROOF	SPX Max	194	Diaph D1 X	0.183495	0	8.43	20.7
ROOF	SPX Max	7	Diaph D1 Y	0.000801	0	2.6	20.7
ROOF	SPY Max	194	Diaph D1 X	0.007343	0	8.43	20.7
ROOF	SPY Max	7	Diaph D1 Y	0.000871	0	2.6	20.7
Story4	SPX Max	194	Diaph D1 X	0.050676	0	8.43	17.5
Story4	SPX Max	7	Diaph D1 Y	0.000865	0	2.6	17.5
Story4	SPY Max	194	Diaph D1 X	0.006623	0	8.43	17.5
Story4	SPY Max	7	Diaph D1 Y	0.000907	0	2.6	17.5
Story3	SPX Max	194	Diaph D1 X	0.041424	0	8.43	14.3
Story3	SPX Max	6	Diaph D1 Y	0.000838	0	7.7	14.3
Story3	SPY Max	194	Diaph D1 X	0.008125	0	8.43	14.3
Story3	SPY Max	7	Diaph D1 Y	0.000868	0	2.6	14.3
Story2	SPX Max	194	Diaph D1 X	0.033007	0	8.43	11.1
Story2	SPX Max	6	Diaph D1 Y	0.000772	0	7.7	11.1
Story2	SPY Max	194	Diaph D1 X	0.005132	0	8.43	11.1
Story2	SPY Max	7	Diaph D1 Y	0.000785	0	2.6	11.1
Story1	SPX Max	194	Diaph D1 X	0.018999	0	8.43	7.9
Story1	SPX Max	193	Diaph D1 Y	0.000627	0	10.83	7.9
Story1	SPY Max	194	Diaph D1 X	0.005485	0	8.43	7.9
Story1	SPY Max	193	Diaph D1 Y	0.000625	0	10.83	7.9
Story0-00	SPX Max	4	Diaph D1 X	0.000571	10.35	12.72	4.7
Story0-00	SPX Max	201	Diaph D1 Y	0.000256	0	11.174	4.7
Story0-00	SPY Max	13	Diaph D1 X	0.000236	10.75	0	4.7
Story0-00	SPY Max	201	Diaph D1 Y	0.00026	0	11.174	4.7
Story-1	SPX Max	259	Diaph D1 X	0.000164	0	11.676	1.9
Story-1	SPX Max	255	Diaph D1 Y	6.60E-05	0	10.016	1.9
Story-1	SPY Max	14	Diaph D1 X	8.70E-05	10.635	3.11	1.9
Story-1	SPY Max	255	Diaph D1 Y	8.60E-05	0	10.016	1.9
max				0.183495	m		

$$\text{Dript} \leq \frac{0/02}{C_d} = \frac{0/02}{5/5} = 0/00363$$

ساختمان بیش از 5 طبقه :

با توجه به خروجی نرم افزار سازه در جهت y از لحاظ Drift مشکلی ندارد (به دلیل وجود دیوار برشی) ولی سازه در جهت x از لحاظ سختی دارای مشکل است و باید تقویت گردد.

استفاده از روش دقیق برای محاسبه کنترل دررفت توسط خروجی نرم افزار:

ابتدا تغییر مکان مطلق سازه در مرکز جرم برای بارهای جانبی را از نرم افزار برداشت می کنیم برای بدست آوردن تغییر مکان نسبی جانبی (Drift) تفاضل تغییر مکان مطلق آن طبقه و طبقه پایین تر از آن همان بار را بدست می آوریم.

$$\text{Drifty}P_{ent} = \frac{0/115273 - 0/097689}{hp_{ent} = 3} = 0/005861 > 0/00363N.G$$

$$\text{Driftyroof} = \frac{0/097689 - 0/08163}{3/2} = 0/00501 > 0/00363N.G$$

در بقیه طبقات نیز در جهت y دررفت جوابگو نیست.

استفاده از تبصره 3-5-3 آیین نامه 2800 (استفاده از زمان تناوب تحلیلی)

$$\text{Period}_y = 2/824$$

$$\text{Period}_y = 0/875$$

تیب II

$$T_s = 0/1$$

$$T_s = 0/5$$

$$S = 1/5$$

$$S_s = 1$$

$$T > T_s \longrightarrow 2/824 > 0/5 \longrightarrow B = (1/5 + 1) \left(\frac{0/5}{2/824} \right) = 0/442$$

$$T > T_s \longrightarrow 0/875 > 0/5 \longrightarrow B = 2/5 \times \left(\frac{0/5}{0/875} \right) = 1/428$$

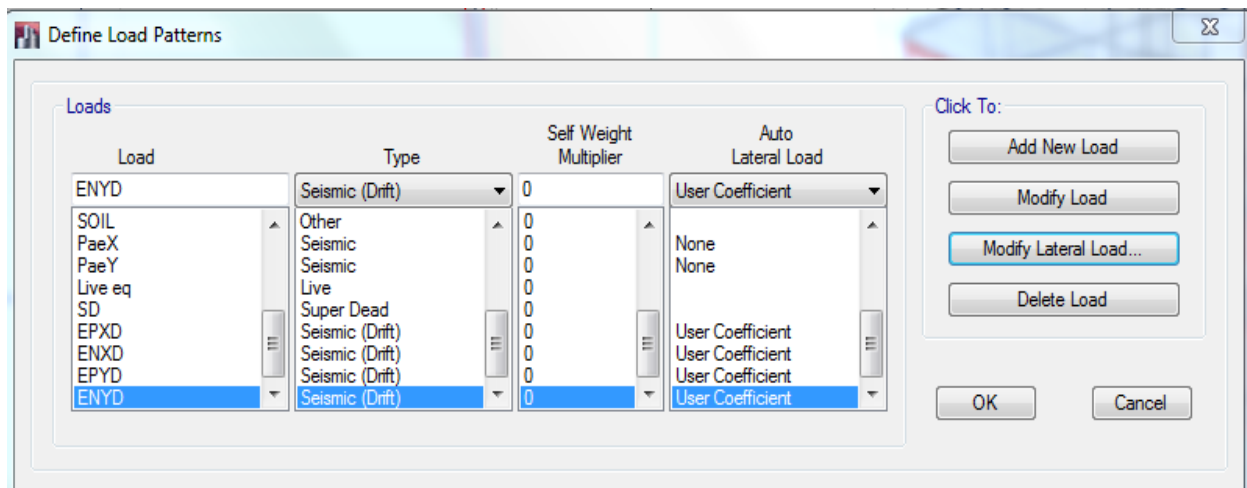
$$N_1 = \frac{0/7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 \quad T_s = 0/5 < T < 4 \text{ sec} \quad N_x = \frac{0/7}{4 - 0/5} (2/824 - 0/5) + 1$$

$$N_1 = 1/4648 \longrightarrow B_x = 1/4648 \times 0/442 = 0/647$$

$$N_y = \frac{0/7}{4 - 0/5} (0/875 - 0/5) + 1 = 1/075 \quad B_y = 1/075 \times 1/428 = 1/5351$$

$$C_x = \frac{0/3 \times 1/5351 \times 1}{7/5} = 0/0614$$

معرفی الگوی بار SPXD و SPYD و ENXD و ENYD به نرم افزار در فایل دوم:



استفاده از تناوب برای بدست آوردن برش پایه استاتیکی:

برداشت Drift این‌ها الگوی بار زلزله : (روش تقریبی محاسبه دریفت) با توجه به خروجی نرم افزار متوجه می‌شویم در طبقه Stroy4, roof مقدار دریفت کمی از دریفت محاسباتی مجاز بالاتر رفته است. در ادامه با استفاده از روش دقیق دریفت را محاسبه می‌کنیم.

محاسبه کنترل دریفت با استفاده از تبصره 3-5-3 آیین نامه 2800 (روش دقیق):

در طبقه Roof قسمت بار EPXD (0/003756) و ENXD (003938) در طبقه Story4 قسمت بار (EPXD=0/004027) به صورت تقریبی هستند.

Diaphragm Drifts								
9 of 64 Reload Apply								
	Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	X m	Y m	Z m
	PENT	EPXD	3	Diaph D1 X	0.001615	0	0	23.7
	PENT	ENXD	3	Diaph D1 X	0.001657	0	0	23.7
	PENT	EPYD	3	Diaph D1 X	8.2E-05	0	0	23.7
	PENT	ENYD	3	Diaph D1 X	0.000165	0	0	23.7
	ROOF	EPXD	35	Diaph D1 X	0.003756	0	10.03	20.7
	ROOF	ENXD	35	Diaph D1 X	0.003938	0	10.03	20.7
	ROOF	EPYD	58	Diaph D1 X	0.000606	0	8.03	20.7
	ROOF	ENYD	36	Diaph D1 X	0.001051	0	9.23	20.7
▶	Story4	EPXD	58	Diaph D1 X	0.004027	0	8.03	17.5
	Story4	ENXD	58	Diaph D1 X	0.003627	0	8.03	17.5
	Story4	EPYD	58	Diaph D1 X	0.001132	0	8.03	17.5
	Story4	ENYD	58	Diaph D1 X	0.001933	0	8.03	17.5
	Story3	EPXD	59	Diaph D1 X	0.003316	0	10.63	14.3
	Story3	ENXD	59	Diaph D1 X	0.003384	0	10.63	14.3
	Story3	EPYD	58	Diaph D1 X	0.000218	0	8.03	14.3
	Story3	ENYD	58	Diaph D1 X	0.000429	0	8.03	14.3
	Story2	EPXD	59	Diaph D1 X	0.003088	0	10.63	11.1
	Story2	ENXD	59	Diaph D1 X	0.003128	0	10.63	11.1
	Story2	EPYD	4	Diaph D1 X	0.000149	10.35	12.72	11.1
	Story2	ENYD	58	Diaph D1 X	0.000227	0	8.03	11.1

$$U_{x,EPXD(Roof)} = 0.42298m$$

روش دقیق:

$$U_{x,EPXD(Story4)} = 0.35512m$$

$$Drift_{x,EPXD(Roof)} = \frac{0.42298 - 0.35512}{ارتفاع \quad 3/2} = 0.0212m < 0.036ok$$

$$U_{x,EPXD(Roof)} = 0.42503m$$

روش دقیق:

$$U_{x,EPXD(Story4)} = 0.35665m$$

$$Drift_{x,EPXD(Roof)} = \frac{0.42503 - 0.35665}{ارتفاع \quad 3/2} = 0.0213m < 0.036ok$$

$$U_{x,EPXD(Story4)} = 0.35512m$$

$$U_{x,EPXD(Story3)} = 0.27159m$$

$$Drift_{x,EPXD(Story4)} = \frac{0.35512 - 0.27159}{ارتفاع \quad 3/2} = 0.0261m < 0.036ok$$

کنترل واژگونی سازه

این کنترل بر اساس ضابطه بند 6-7-3-5 مبحث ششم باید انجام گیرد. ضریب اطمینان در برابر واژگونی سازه حداقل باید برابر 1.75 به دست آید. این ضریب نسبت لنگر مقاوم به لنگر واژگونی می باشد. این لنگرها باید نسبت به نقطه گوشه ای ساختمان در زیر پی محاسبه میشود و چون ساختمان دارای چهار گوشه میباشد یا باید نسبت به هر چهار نقطه این محاسبه را انجام داد و یا اینکه تشخیص داد که کدام نقطه بحرانیتر است و نسبت به همان نقطه محاسبه را انجام داد. در محاسبه لنگر مقاوم میتوان وزن پی و خاک روی آن را هم در نظر گرفت که با توجه به نامعلوم بودن این وزن قبل از طراحی پی یا باید برای آن بر اساس قضاوت مهندسی عددی را حدس زد و یا در جهت اطمینان از آن صرفنظر کرد. در اینجا فرض میکنیم در جهت اطمینان از این وزن صرفنظر میکنیم. ضمن اینکه باید ضخامت پی و بعد قسمت بیرون زده از پی در لبه ها نسبت به لبه ساختمان را حدس بزنیم. در اینجا میتوان از طول قسمت بیرون زده پی نسبت به لبه ساختمان در جهت اطمینان صرفنظر کنیم اما از ضخامت پی نمیشود صرفنظر کرد؛ چون این ضخامت باعث اضافه شدن لنگر واژگونی میشود و صرفنظر از آن خلاف اطمینان است. پس این ضخامت باید بر اساس قضاوت مهندسی حدس زده شود. (برای ساختمانهای تا حدود 6 طبقه میشود این ضخامت را در حدود یک متر فرض نمود).

$$M_x = (V_x \times l_m) + M'_x \quad M_y = (V_y \times l_m) + M'_y \quad \longrightarrow \quad \text{نرم افزار}$$

Story Forces									
30 of 32 Reload Apply									
	Story	Load Case/Combo	Location	P kgf	VX kgf	VY kgf	T kgf-m	MX kgf-m	MY kgf-m
	Story3	SPX Max	Bottom	0	40308.72	8783.61	254654.96	62209.58	322865.56
	Story3	SPY Max	Bottom	0	1440.44	20576.81	193446.87	144550.87	13994.87
	Story2	EPX	Bottom	0	-55843.78	0	381506.89	346.22	-570693.92
	Story2	EPY	Bottom	0	0	-24206.28	-141705.5	219588.04	-172.07
	Story2	SPX Max	Bottom	0	47337.04	10069.06	317057.68	94499.81	470306.07
	Story2	SPY Max	Bottom	0	1007.81	23724.72	219770.18	220633.86	13126.4
	Story1	EPX	Bottom	0	-59189.62	0	404669.49	559.35	-781772.08
	Story1	EPY	Bottom	0	0	-25983.57	-152463.59	303087.4	-276.96
	Story1	SPX Max	Bottom	0	55015.2	10718.61	382412.31	128954.82	636345.39
	Story1	SPY Max	Bottom	0	1917.83	25381.17	231755.86	302086.66	8928.16
	Story0-00	EPX	Bottom	0	-59189.62	0	404673.72	662.25	-958053.68
	Story0-00	EPY	Bottom	0	0	-25983.57	-152463.27	376020.59	-331.93
	Story0-00	SPX Max	Bottom	0	58129.37	10887.11	407562.19	159542.56	788999.26
	Story0-00	SPY Max	Bottom	0	2327.25	25865.92	235077.1	374663.41	7718.59
	Story-1	EPX	Bottom	0	-59189.62	0	404672.49	667.6	-1088559.15
	Story-1	EPY	Bottom	0	0	-25983.57	-152463.28	433196.82	-332.42
	Story-1	SPX Max	Bottom	0	58211.65	10896.38	408111.51	183512.89	906924.64
	Story-1	SPY Max	Bottom	0	2346.87	25900.27	235244.1	431649.12	10281.8

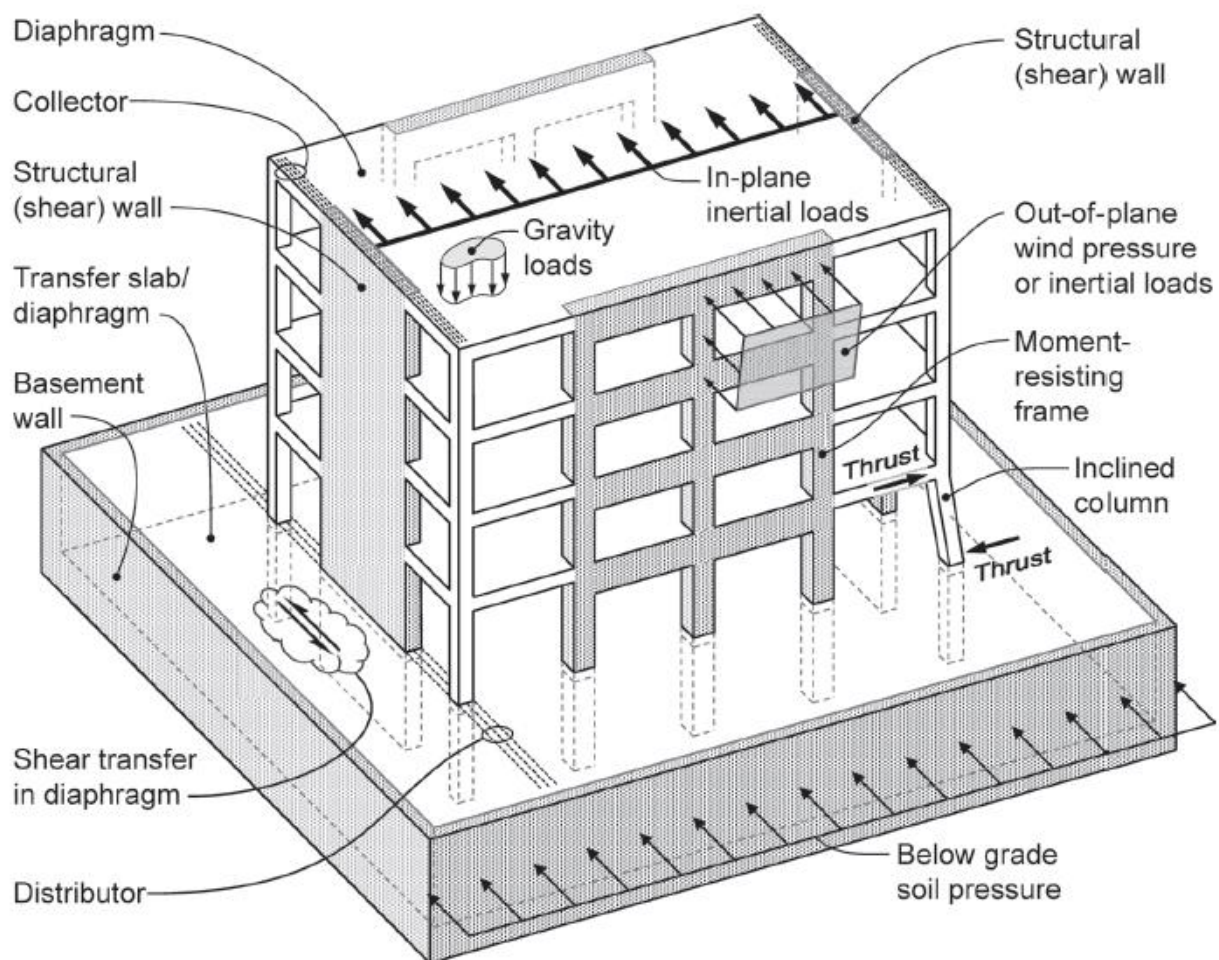
$$M_x : (59189/62 \times 1m) + 433196/82 = 492/386 \text{ ton}$$

$$M_y : (25900/27 \times 1m) + 1088559/15 = 1114/4894 \text{ ton}$$

$$X \text{ ضریب اطمینان واژگونی} = \frac{6907/7}{492/38} = 14/03 \geq 1/75 \text{ ok}$$

$$Y \text{ ضریب اطمینان واژگونی} = \frac{8610/02}{1114/489} = 7/725 \geq 1/75 \text{ ok}$$

همانطور که مشخص است سازه از نظر واژگونی هیچ گونه مشکلی ندارد.



فصل هشتم

طراح سازه

Effective Length Method

For structures exhibiting small second-order effects, the effective length method may be suitable. The effective length approach relies on two main assumptions, namely, that the structural response is elastic and that all columns buckle simultaneously. The effective length method also relies on a calibrated approach to account for the differences between the actual member response and the 2nd-order elastic analysis results. The calibration is necessary because the 2nd-order elastic analysis does not account for the effects of distributed yielding and geometric imperfections. Since the interaction equations used in the effective length approach rely on the calibration corresponding to a 2nd-order elastic analysis of an idealized structure, the results are not likely representative of the actual behavior of the structure. However, the results are generally conservative. In the AISC 360-05/IBC 2006 code, the effective length method is allowed provided the member demands are determined using a second-order analysis (either explicit or by amplified first-order analysis) and notional loads are included in all gravity load combinations. K -factors must be calculated to account for buckling (except for braced frames, or where $\Delta_2/\Delta_1 < 1.0$, $K = 1.0$)

Direct Analysis Method

The Direct Analysis Method is expected to more accurately determine the internal forces of the structure, provided care is used in the selection of the appropriate methods used to determine the second-order effects, notional load effects and appropriate stiffness reduction factors as defined in AISC 2.2, App. 7.3(3). Additionally, the Direct Analysis Method does not use an effective length factor other than $k = 1.0$. The rationale behind the use of $k = 1.0$ is that proper consideration of the second-order effects ($P-\Delta$ and $P-\delta$), geometric imperfections (using notional loads) and inelastic effects (applying stiffness reductions) better accounts for the stability effects of a structure than the earlier Effective Length methods.

۱-۲-۵ الزامات تحلیل و طراحی

به طور کلی برای تأمین پایداری کل سازه و تمامی اجزای آن، به کار بردن هر روش تحلیل و طراحی علمی و منطقی که آثار ذکر شده در بند ۱-۲-۱۰ به نحو موثری در آن لحاظ شده باشد، مجاز است. روش های تحلیل و طراحی ارائه شده در زیر با محدودیت ها و الزامات ذکر شده به عنوان روش های قابل قبول تحلیل و طراحی محسوب می گردند.

(۱) روش تحلیل مستقیم

(۲) روش طول موثر

(۳) روش تحلیل مرتبه اول

۱-۲-۵-۱ محدودیت ها و الزامات روش تحلیل مستقیم

برای تعیین مقاومت های مورد نیاز اعضاء و طراحی آنها و تحلیل و طراحی به روش تحلیل مستقیم محدودیت ها و الزامات زیر باید تأمین گردند.

الف- محدودیت ها

در تحلیل و طراحی به روش تحلیل مستقیم هیچگونه محدودیتی وجود ندارد.

ب- الزامات

(۱) تحلیل سازه مطابق بند ۱-۲-۴ از نوع تحلیل مرتبه دوم باشد.

(۲) مطابق الزامات بند ۱-۲-۵-۱-۱ آثار نواقص هندسی اولیه (شامل کجی و ناشاقولی) در تحلیل مرتبه دوم منظور گردد.

(۳) مطابق الزامات بند ۱-۲-۵-۱-۲ تحلیل مرتبه دوم براساس سختی کاهش یافته اعضاء صورت گیرد.

(۴) مقاومت طراحی کلیه اعضاء محوری فشاری (مطابق بخش ۱-۲-۴) برای انواع سیستم های قاب بندی شده ذکر شده در بند ۱-۲-۳ با فرض عدم انتقال جانبی ($K=1$) تعیین شود.

طراحی آرماتورهای طولی در تیرها:

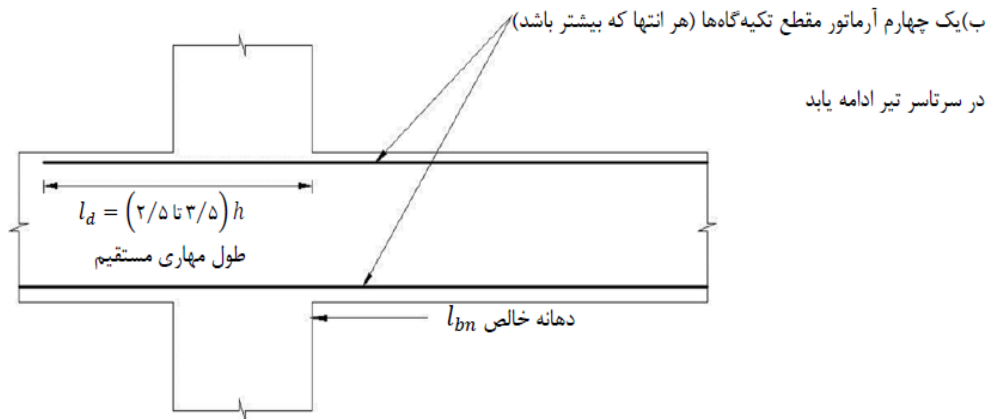
آرماتورهای طولی

۱- در تمامی مقاطع عضو خمشی نسبت آرماتورها هم در پایین و هم در بالا نباید کمتر از مقادیر $\frac{1}{4} \frac{f_c}{f_y}$ و $\frac{0.25\sqrt{f_c}}{f_y}$ و نسبت آرماتور کششی نباید بیشتر از 0.25 اختیار شود. حداقل دو میلگرد با قطر مساوی یا بزرگتر از 12 میلی متر باید هم در پایین و هم در بالای مقطع در سراسر طول ادامه یابند.

۲- در تکیه گاهای عضو خمشی و در هر مقطعی که در آن امکان تشکیل مفصل پلاستیک وجود داشته باشد، باید آرماتور فشاری به مقدار نصف آرماتور کششی موجود در آن مقطع تامین گردد.

۳- در هر عضو خمشی حداقل یک چهارم آرماتور موجود در مقاطع بر تکیه گاهها، هر انتها که آرماتور بیشتری دارد، باید در سراسر طول تیر در بالا و پایین ادامه داده شوند.

الف) حداقل دو میلگرد با قطر 12 میلی متر یا بزرگتر در سراسر تیر



$$\rho_{\min} = \max\left(\frac{0.25\sqrt{25}}{400}, \frac{1}{4}\right) = \max(0.003125, 0.0035) = 0.0035$$

$$\rho_{\min} = 0.0035 \quad \rho_{\max} = 2/5\% = 0.025$$

محدودیت‌های هندسی سازه‌های بتن آرمه با شکل‌پذیری زیاد

الف- ارتفاع مؤثر مقطع نباید بیشتر از یک چهارم طول دهانه آزاد باشد.

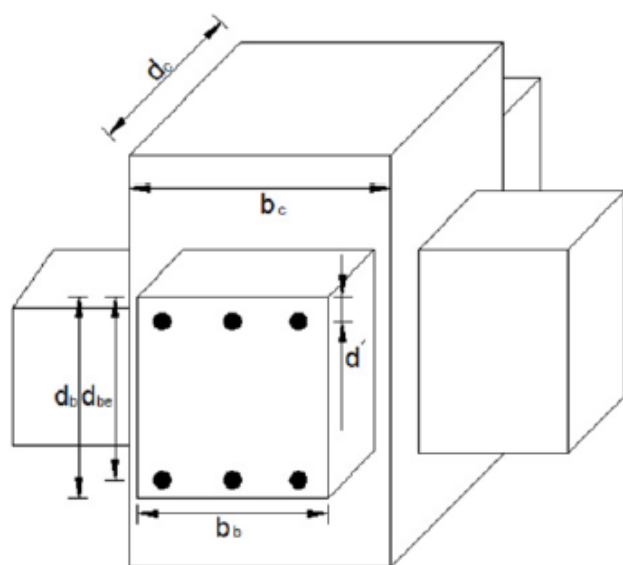
ب- عرض مقطع نباید کمتر از سه دهم ارتفاع آن و ۲۵۰ میلی‌متر باشد.

پ- عرض مقطع نباید:

- بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی، در صفحه عمود بر محور طولی عضو خمشی، به اضافه سه چهارم ارتفاع عضو خمشی در هر طرف عضو تکیه‌گاهی،

- بیشتر از عرض عضو تکیه‌گاهی، به اضافه یک چهارم بعد دیگر مقطع عضو تکیه‌گاهی در هر طرف آن.

۹-۲۳-۱-۴-۱-۲ برون محوری هر عضو خمشی نسبت به ستونی که با آن قاب تشکیل می‌دهد، یعنی فاصله محورهای هندسی دو عضو از یکدیگر، نباید بیشتر از یک چهارم عرض مقطع ستون باشد.



$$d_{be} \leq \frac{1}{4} l_{free}$$

$$b_b \geq \left(\frac{3}{10} d_b, 250 \text{ mm} \right)$$

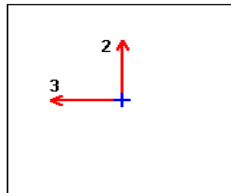
$$b_b \leq \left(b_c + \frac{3}{4} d_b \right)$$

$$b_b \leq \left(b_c + \frac{1}{4} d_c \right)$$

۵- استفاده از وصله پوششی در میلگردهای طولی خمشی فقط در شرایطی مجاز است که در تمام طول وصله آرماتور عرضی از نوع تنگ یا دورپیچ موجود باشد. فواصل سفرهای آرماتور عرضی در برگرفته عرضی نباید بیشتر از یک چهارم ارتفاع مؤثر مقطع و ۱۰۰ میلی‌متر اختیار شود.

ETABS 2013 Concrete Frame Design

ACI 318-08 Beam Section Design



Beam Element Details (Summary)

Level	Element	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)	LLRF	Type
Story1	B6	BE45*45T	Comb6	657.5	690	1	Sway Special

Section Properties

b (cm)	h (cm)	b _f (cm)	d _s (cm)	d _{ct} (cm)	d _{cb} (cm)
45	45	45	0	6.4	6.4

Material Properties

E _c (kgf/cm ²)	f' _c (kgf/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (kgf/cm ²)	f _{ys} (kgf/cm ²)
240000	250	1	4000	3000

Design Code Parameters

Φ _T	Φ _{CTied}	Φ _{CSpiral}	Φ _{Vns}	Φ _{Vs}	Φ _{Vjoint}
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}

	Design -Moment kgf-cm	Design +Moment kgf-cm	-Moment Rebar cm ²	+Moment Rebar cm ²	Minimum Rebar cm ²	Required Rebar cm ²
Top (+2 Axis)	-1916656.7		15.01	0	6.11	15.01
Bottom (-2 Axis)		958328.35	0	7.18	6.11	7.18

Shear Force and Reinforcement for Shear, V_{u2}

Shear V _{u2} kgf	Shear ΦV _c kgf	Shear ΦV _s kgf	Shear V _p kgf	Rebar A _v /S cm ² /cm
16919.49	10923.46	5996.03	6270.95	0.069

Torsion Force and Torsion Reinforcement for Torsion, T_u

Φ*T _u kgf-cm	T _{cr} kgf-cm	Area A _o cm ²	Perimeter, p _h cm	Rebar A _t /s cm ² /cm	Rebar A _t cm ²
47581.32	71632.15	1108.3	144.44	0	0

نمونه طراحی دستی تیر (آرماتورگذاری) (بالای مقطع)

تیر Story1 محور 3 بین B, E elementB6 BE45 × 45T

$$A_{smin} = 0.0035 \times 45 \times 45 = 7.09 \text{ cm}^2$$

در تیر مورد نظر در بالای مقطع در سه ایستگاه مقدار آرماتور را مشخص کرده است. از حداقل مساحت آرماتور در جهت سراسری استفاده می‌کنیم و از مقدار اختلاف باقیمانده به صورت آرماتور تقویتی به کار می‌بریم.

در تیر مورد نظر در ایستگاه وسط در بالای مقطع $A_s = 4.69 \text{ cm}^2$ است که به عنوان آرماتور سراسری در نظر می‌گیریم.

$$A_{s\phi 16} = 2.01 \text{ cm} \quad N = \frac{4.69}{2.01} = 2.33 \quad \text{USE } 3\phi 16 = 6.03 \text{ cm}$$

از $\phi 16$ استفاده

۹-۱۴-۱۱ محدودیت‌های فولادگذاری جهت اعضای خمشی یا فشاری

۹-۱۴-۱۱-۱ محدودیت‌های فاصله میلگردها

۹-۱۴-۱۱-۱-۱ فاصله آزاد بین هر دو میلگرد موازی واقع در یک سفره نباید از هیچیک از مقادیر زیر کمتر باشد:

الف) قطر میلگرد بزرگتر

ب) ۲۵ میلی‌متر

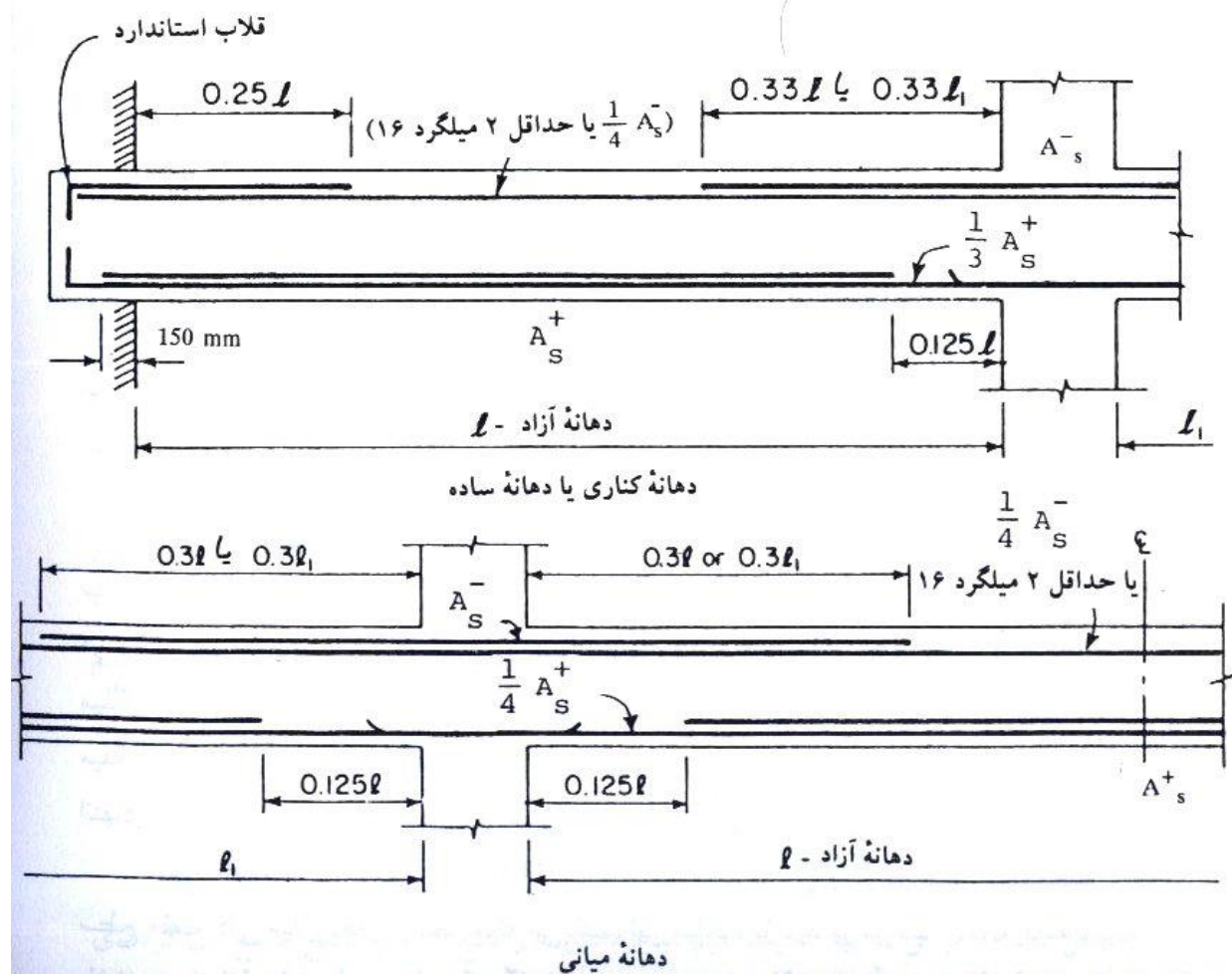
پ) $1/33$ برابر قطر اسمی بزرگترین سنگدانه بتن

۹-۱۴-۱۱-۲ در اعضای تحت فشار و خمش فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر، نباید بیشتر از ۲۰۰ میلی‌متر باشد.

۹-۱۴-۱۱-۳ در صورتی که میلگردهای موازی در چند سفره قرار گیرند، میلگردهای سفره فوقانی باید طوری بالای میلگردهای سفره تحتانی واقع شوند که معبر بتن تنگ نشود، فاصله آزاد بین هر دو سفره نباید از ۲۵ میلی‌متر و نه از قطر بزرگترین میلگرد کمتر باشد.

حداقل فاصله بین آرماتورهای طولی

میلگرد انتخابی حداقل و حداکثر فاصله را رعایت می‌کند.



طراحی میلگرد تقویتی:

$$A_s = 8/89 - 6/0.3 = 2/86 \text{ cm}^2, \quad \text{USE } 2\phi 16 = 3.07 \text{ cm}$$

محاسبه طول آرماتورهای تقویتی:

$$L_n = 360 - 65 = 295 \text{ cm}$$

$$L = 0.35 L_n \rightarrow L_n = 0.35 \times 295 = 73/75 \approx 75 \text{ cm}$$

این طول بدون احتساب طول فرو رفتن در ستون ها و خم های اجرایی است که باید جداگانه حساب شود.

در ایستگاه سمت راست مقدار $A_s = ۸/۵۵\text{cm}^۲$ است.

$$A_s = ۸/۵۵ - ۶/۰۳ = ۲/۵۲\text{cm}^۲, \quad \text{USE } 2\phi 14 = 3.07\text{cm}$$

برای آرماتورهای تقویتی با توجه به اینکه در تکیه گاه سمت راست دهانه آخر می باشد.

$$L_{n_v} = ۲۹۵\text{cm}$$

$$L_{n_v} = ۶۹۰ - ۶۵ = ۶۲۵\text{cm} \longrightarrow L = ۰/۳ \times ۶۲۵ = ۱۸۷/۵\text{cm} \quad L = ۱۹۰\text{cm}$$

$$A_s = ۱۵/۰۱ - ۶/۰۳ = ۸/۹۸\text{cm} \quad \text{USE در ایستگاه سمت چپ:}$$

$$4\phi 18 = 10.17\text{cm}^2$$

$$L_n = ۶۲۵\text{cm} \longrightarrow L = ۰/۳ \times ۶۲۵ = ۱۸۷/۵\text{cm} \quad L = ۱۹۰\text{cm}.$$

در دهانه میانی و ایستگاه سمت راست:

تیرهای طبقه 1 در پایین مقطع:

استفاده از بهینه کردن مساحت به عنوان آرماتور سراسری:

$$A_s = ۵/۵۹\text{cm}^۲, \quad \text{USE } 3\phi 16 = 6.03\text{cm}$$

مانند نمونه قبل در مقطع بالای تیر حداکثر فاصله رعایت شده است.

$$A_s = ۵/۵۹ - ۳/۵۲ = ۲/۰۷\text{cm}^۲, \quad \text{USE } 2\phi 14 = 3.07\text{cm}$$

آرماتور تقویتی در وسط تیر

$$L_n = 360 - 65 = 295 \text{ cm} \longrightarrow$$

$$L = (L_n - 0.125L_n) + 15 = 0.875L_n + 15 = (0.875 \times 295) + 15 = 273.125 \text{ cm} \quad L = 275 \text{ cm}$$

به این ترتیب باید دو عدد آرماتور به طول 275 سانتی متر در پایین مقطع قرار دهیم . که از این طول به مقدار 15 سانتی متر در داخل ستون قرار می گیرد.

در دهانه سمت راست: (در وسط دهانه به عنوان اطمینان)

$$A_s = 7/80 - 6/0.3 = 1/77 \text{ cm}^2$$

$$\text{USE } 2\phi 12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$L_n = 690 - 65 = 625 \text{ cm}$$

$$L = (L_n - 0.125L_n) = 0.875L_n = (0.875 \times 625) = 546 \text{ cm} \quad L = 550 \text{ cm}$$

این مقدار دقیقاً در وسط دهانه قرار می گیرد

. با توجه به خروجی نرم افزار مقطع تیر نیازی به آرماتور پیچشی ندارد.

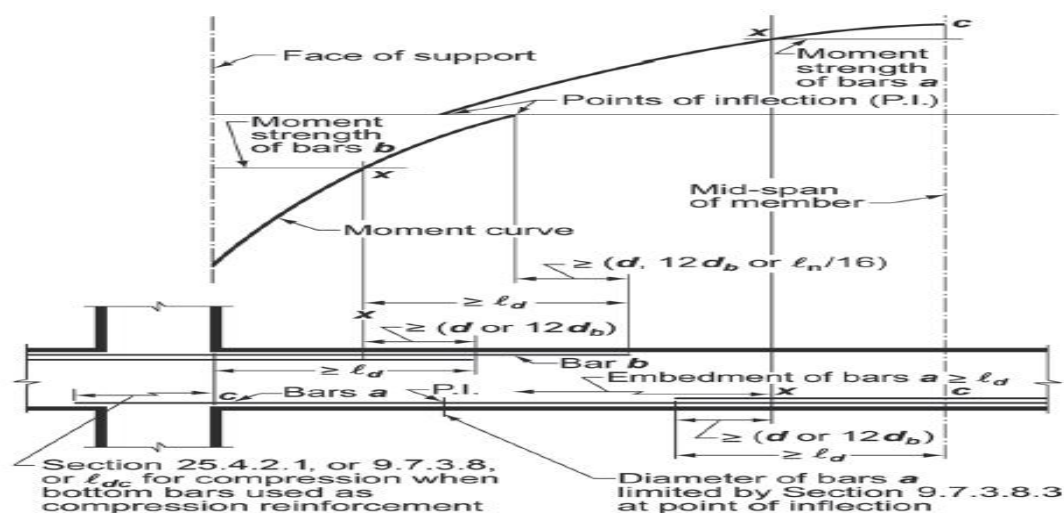


Fig. R9.7.3.2—Development of flexural reinforcement in a typical continuous beam.

۹-۲۳-۴-۱-۳ آرماتور عرضی

۹-۲۳-۴-۱-۳-۱ در اعضای خمشی در طول قسمت‌های بحرانی که در زیر مشخص می‌شوند، آرماتور عرضی باید از نوع تنگ ویژه بوده و شرایط آن مطابق بند ۹-۲۳-۴-۱-۳-۲ در نظر گرفته شود، مگر آنکه طراحی برای برش نیاز به آرماتور بیشتری را ایجاب کند:

الف- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع از بر تکیه‌گاه به سمت وسط دهانه

ب- در طولی معادل دو برابر ارتفاع مقطع در دو سمت مقطعی که در آن امکان تشکیل مفصل پلاستیک در اثر تغییر مکان جانبی غیرالاستیک قاب وجود داشته باشد.

پ- در طولی که در آن برای تأمین ظرفیت خمشی مقطع به میلگرد فشاری نیاز باشد.

۹-۲۳-۴-۱-۳-۲ تنگ‌های ویژه و فواصل آنها از یکدیگر باید دارای شرایط (الف) تا (پ) این بند باشند:

الف- قطر تنگ‌ها کمتر از ۸ میلی‌متر نباشد.

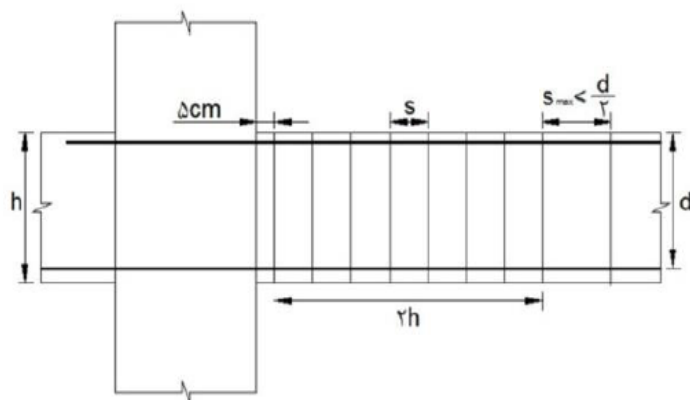
ب- فاصله تنگ‌ها از یکدیگر بیشتر از مقادیر: یک‌چهارم ارتفاع مؤثر مقطع، ۸ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی، ۲۴ برابر قطر خاموت‌ها و ۳۰۰ میلی‌متر اختیار نشود.

پ- فاصله اولین تنگ از بر تکیه‌گاه بیشتر از ۵۰ میلی‌متر نباشد.

۹-۲۳-۴-۱-۳-۳ در قسمت‌هایی از طول عضو خمشی که مطابق ضابطه بند ۹-۲۳-۴-۱-۳-۱ تنگ ویژه به کار برده می‌شود، میلگردهای طولی در محیط مقطع باید دارای تکیه‌گاه عرضی باشند. ۹-۲۳-۴-۱-۳-۴ در قسمت‌هایی از طول عضو خمشی که به تنگ ویژه نیاز نیست، خاموت‌ها باید در دو انتها دارای قلاب ویژه بوده و فاصله آنها از یکدیگر کمتر یا مساوی نصف ارتفاع مؤثر باشد.

۹-۲۳-۴-۱-۳-۵ تنگ‌های ویژه در اعضای خمشی را می‌توان با دو قطعه میلگرد ساخت. یک میلگرد به شکل U که در دو انتها دارای قلاب ویژه باشند و میلگرد دیگر به شکل قلاب دوخت که با میلگرد اول یک تنگ بسته تشکیل دهد. خم ۹۰ درجه قلاب‌های دوخت متوالی که یک میلگرد طولی را در بر می‌گیرند، باید بطور یک در میان در دو سمت عضو خمشی قرار داده شوند. چنانچه میلگردهای طولی که توسط قلاب‌های دوخت نگهداری شده‌اند در داخل یک دال که تنها در یک سمت عضو خمشی قرار دارد محصور باشند، خم ۹۰ درجه قلاب‌های دوخت را می‌توان در آن سمت، در دال، قرار داد.

در تیرهای قاب خمشی ویژه:



$$S \leq \begin{cases} \frac{1}{4} \times d \\ \text{قطر کوچکترین آرماتور طولی} \times 8 \\ \text{قطر خاموت ها} \times 24 \\ 300mm \end{cases}$$

$$S = \min \begin{cases} d/4 \\ 8d_b \\ 24d_s \\ 300 \end{cases}$$

d_b : قطر آرماتور طولی $\phi 16$
 d_s : قطر آرماتور برشی $\phi 10$

$$d = 45 - 5 - 10 - 0 / 8 = 38 / 2$$

$$S = \min \begin{cases} 38 \times \frac{1}{4} = 9.5 / 5mm \\ 8 \times 16 = 128mm \\ 24 \times 10 = 240mm \\ 300mm \end{cases}$$

ناحیه ویژه $S_b = 9 / 5cm$ USE S_b

$$L_n = 2 \times 45 = 90cm$$

$$USE L_s = 90cm$$

$$S < \frac{d}{2} = 19 / 1$$

$$USE S_s = 18cm$$

ناحیه عادی

با توجه به خروجی نرم افزار که نسبت $(\frac{A_v}{S})$ به ما گزارش می کند آرماتورهای برشی را طراحی می کنیم.

فرض اولیه آرماتور برشی $\phi 10 \text{ mm}$ از تک خاموت دارای 2 ساق است.

$$\left(\frac{A_v}{S}\right)_{\text{ناحیه ویژه}} = \frac{2 \times \pi \times 5^2}{95} = 1/653$$

$$\left(\frac{A_v}{S}\right)_{\text{ناحیه عادی}} = \frac{2 \times \pi \times 5^2}{180} = 0/872$$

با فرض اینکه مقدار برش وارده از نصف مقاومت نهایی بتن بیشتر باشد.

$$\left(\frac{A_v}{S}\right)_{\min} = 0/35 \frac{b_w}{f_y} = 0/35 \times \frac{450}{400} = 0/393 \quad \text{کنترل حداقل:}$$

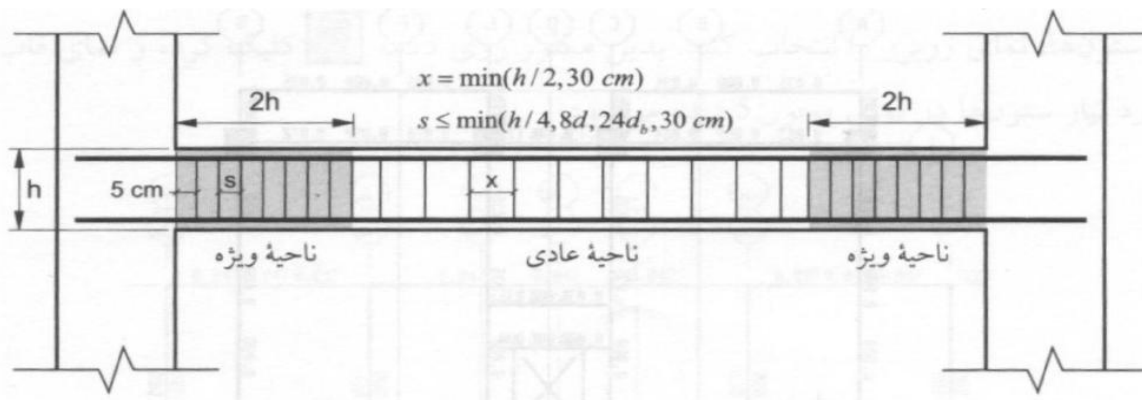
همان طور که مشخص است نسبت $\left(\frac{A_v}{S}\right)$ محاسبه شده از حداقل آیین نامه بیشتر است. برای دو ساق $0/436 \times 2 = 0/872$

$$\left(\frac{A_t}{S}\right) = \frac{\pi \times 5^2}{180} = 0/436 \quad \text{یک ساق} \quad \text{آرماتور پیچشی است.}$$

استفاده از آرماتورهای $\phi 10$ به فاصله 18 سانتی متر در ناحیه عادی

استفاده از آرماتورهای $\phi 10$ به فاصله 9/5 سانتی متر در ناحیه ویژه

این سازه با توجه به شکل پذیری ویژه براساس مقاومت طراحی نشده است. چون به این دلیل سازه در ابتدا براساس مقاومت طراحی شد و پس از انجام کنترل های آیین نامه مثل برش در چشمه اتصال ، ضابطه تیر ضعیف، ستون قوی المان هایی که براساس مقاومت طراحی شده بودند پاسخگوی این کنترل ها نبودند، مجبور به افزایش سازه المان ها شدیم. به همین دلیل مخصوصاً در المان های ستون نتایج آرماتور به دلیل رعایت حداقل درصد آرماتور در طبقات مشابه هم شده اند.



طراحی آرماتورهای برشی (خاموت) در ستون

طول بزرگترین ستون مورد استفاده در سازه (اطمینان)

$$L_0 = \max \left\{ \begin{array}{l} L_n / 6 = \frac{3900}{6} = 650 \text{ mm} \\ \text{بعد بزرگ مقطع} \\ 450 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\text{USE } L_n = 650 \text{ mm}$$

طول ناحیه ویژه

$$S_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 8d_{b \min} = 8 \times 20 = 160 \text{ mm} \\ 4 \times \text{کوچکترین بعد ستون} = \frac{350}{4} = 87.5 \text{ mm} \\ 125 \text{ mm} \end{array} \right.$$

از کوچکترین بعد ستون در جهت اطمینان استفاده می کنیم.

$$\text{USE } S_1 = 87.5 \text{ mm}$$

$$S_1 = \min \begin{cases} 6d_{b\min} = 6 \times 20 = 120 \text{ mm} \\ 200 \text{ mm} \\ 2 = \frac{350}{2} = 175 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{USE } S_r = 120 \text{ mm} = 12 \text{ cm}$$

$$S_1 = 8 \text{ cm} \quad \text{ناحیه ویژه}$$

$$S_r = 12 \text{ cm} \quad \text{ناحیه عادی}$$

فاصله بین خاموت ها در ستون

می‌توانیم برای فرض اولیه مقدار آرماتور عرضی را برابر $\phi 10$ در نظر بگیریم. برای مثال در ستون طبقه اول از 20×20 استفاده کرده‌ایم.

$$\text{ناحیه ویژه} \quad \frac{A_v}{S} = \frac{3 \times \pi \times 5^2}{80} = 2/945$$

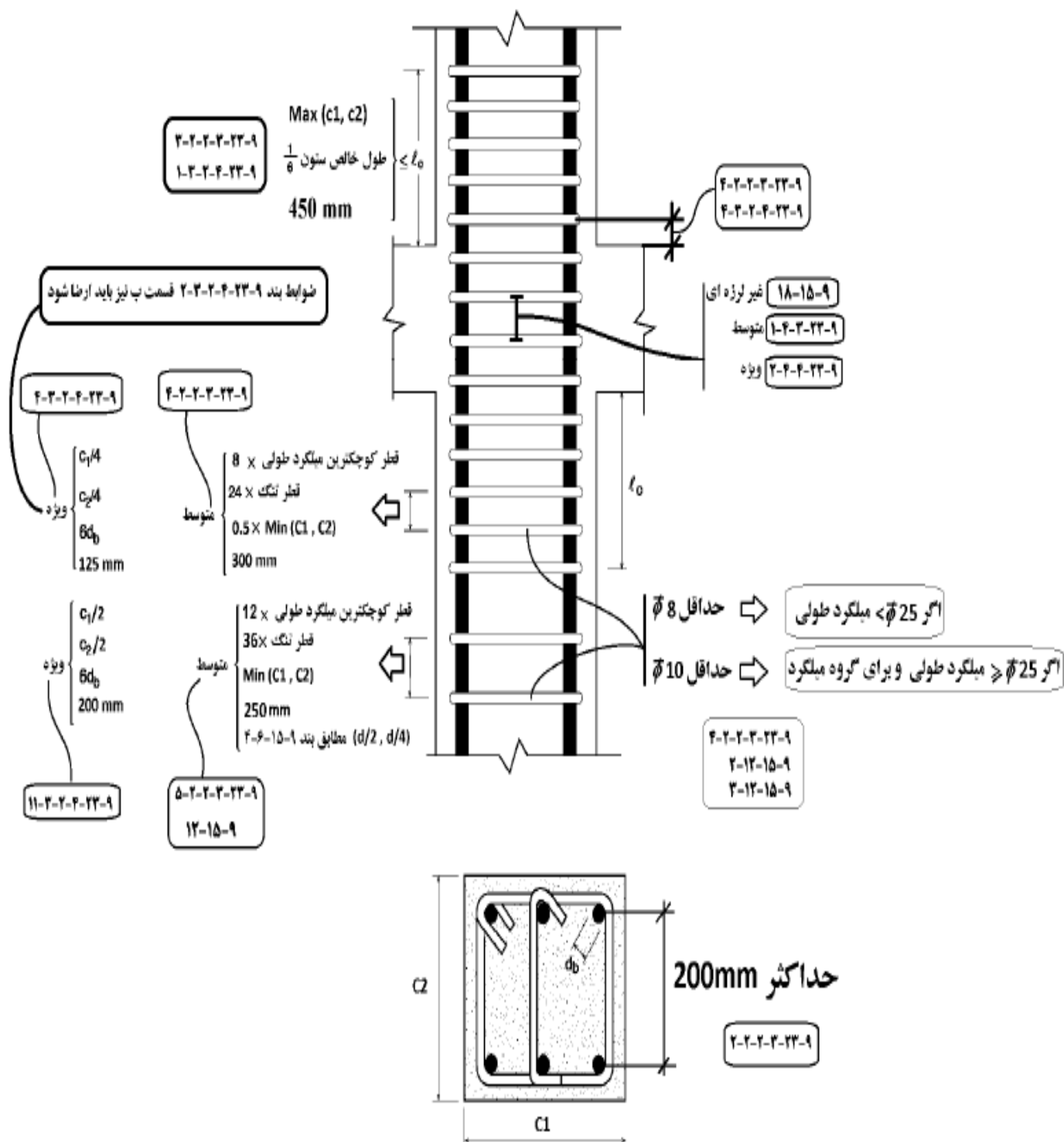
$$\text{ناحیه عادی} \quad \frac{A_v}{S} = \frac{3 \times \pi \times 5^2}{120} = 1/963$$

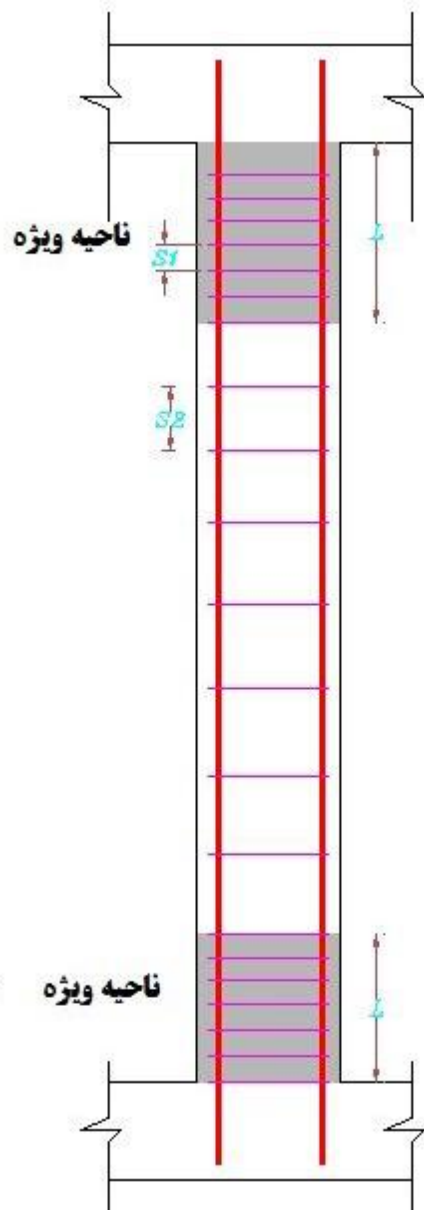
با فرض عدم در نظر گرفتن اثر سنجاقک ها در محاسبات (در جهت اطمینان محاسبات)

$$\text{ناحیه ویژه} \quad \frac{A_v}{S} = \frac{2 \times \pi \times 5^2}{80} = 1/963$$

$$\text{ناحیه عادی} \quad \frac{A_v}{S} = \frac{2 \times \pi \times 5^2}{120} = 1/309$$

با توجه به اینکه مقدار $\frac{A_v}{S}$ در دتایل محاسباتی از مقدار $\frac{A_v}{S}$ نرم افزار که در کلیه ستون ها گزارش شده است بیشتر است می‌توانیم از این دتایل برای کلیه ستون ها استفاده کنیم.



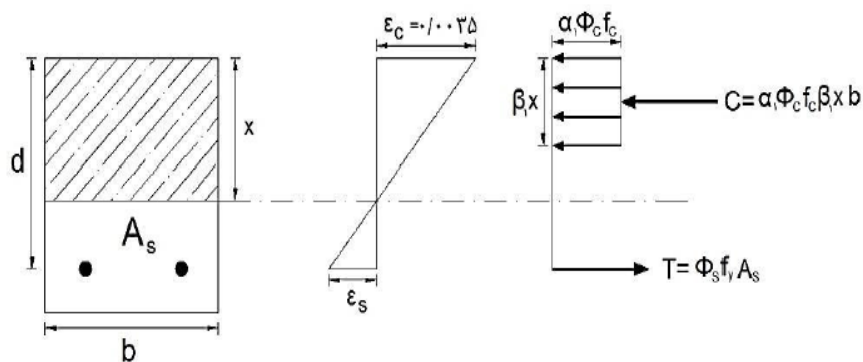


در سازه هایی که با شکل پذیری ویژه هستند باید قلاب ویژه در خاموتها رعایت کنیم. حداقل زاویه خم بردار 135 درجه با انتهای مستقیم به طول حداقل 8 برابر قطر آرماتور و یا 100 میلی متر باشد.

قلاب مذکور باید آرماتورهای راسته را در بر گیرد و انتهای آن به قسمت داخل ستون متمایل باشد.

نمونه طراحی دستی تیر:

به منظور سهولت در طراحی، آیین‌نامه استفاده از یک توزیع تنش فشاری مستطیلی بجای توزیع تنش‌های دقیق‌تر را برای بتن مجاز می‌داند. این توزیع در شکل زیر نشان داده شده است.

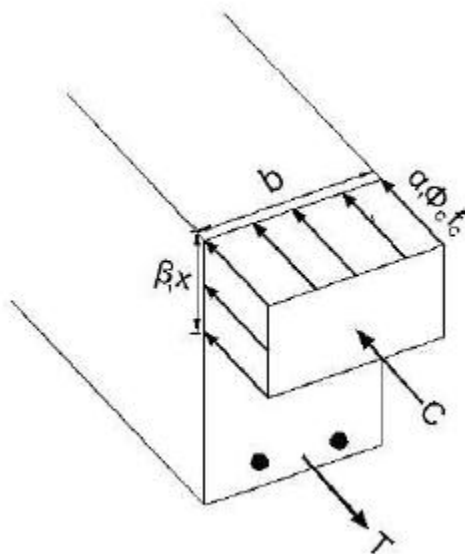


$$C = \alpha_1 \phi_c f_c \beta_1 x = \alpha_1 f_{cd} \beta_1 x b$$

نیروی فشاری بتن:

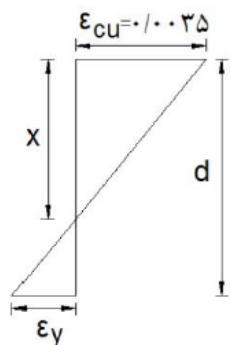
$$T = \phi_s f_y A_s = f_{yd} A_s$$

نیروی کششی فولاد:



مقطع بالانس

به مقطعی اطلاق می‌شود که همزمان با رسیدن کرنش بتن به $\varepsilon_{cu} = 0.0035$ فولاد کششی نیز به حدی جاری شدن برسد ($\varepsilon_s = \varepsilon_y$). عمق تار کششی در مقطع بالانس یک مقدار واحد است که رابطه زیر بدست می‌آید.



$$\frac{x}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} = \frac{0.0035}{0.0035 + \varepsilon_y}$$

با ضرب صورت و مخرج رابطه فوق در $E_s = 2 \times 10^5$ داریم:

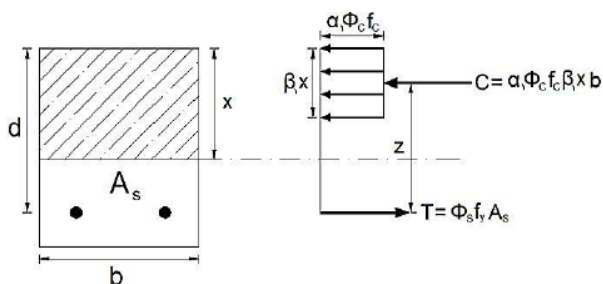
$$\frac{x}{d} = \frac{700}{700 + f_y}$$

درصد فولاد کششی

$$\rho_b = \alpha_1 \beta_1 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left(\frac{700}{700 + f_y} \right)$$

مطابق مبحث نهم: حداکثر درصد فولاد

$$\rho_{max} = \min(\rho_b, 0.025)$$



$$C = \alpha_1 \phi_c f_c \beta_1 x = \alpha_1 f_{cd} \beta_1 x b$$

$$T = \phi_s f_y A_s = f_{yd} A_s$$

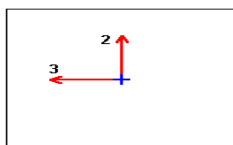
$$T = C \rightarrow f_{yd} A_s = \alpha_1 f_{cd} \beta_1 x b \rightarrow x = \frac{f_{yd} A_s}{\alpha_1 f_{cd} \beta_1 b}$$

$$M_r = T \times Z = T \left(d - \frac{\beta_1 x}{2} \right)$$

$$M_r = A_s f_{yd} \left(d - \frac{A_s f_{yd}}{2 \times \alpha_1 f_{cd} b} \right)$$

ETABS 2013 Concrete Frame Design

ACI 318-08 Beam Section Design



Beam Element Details (Summary)

Level	Element	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)	LLRF	Type
Story1	B8	BE35*35T	Comb6	32.5	360	1	Sway Special

Section Properties

b (cm)	h (cm)	b _f (cm)	d _s (cm)	d _{ct} (cm)	d _{cb} (cm)
35	35	35	0	6.4	6.4

Material Properties

E _c (kgf/cm ²)	f' _c (kgf/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (kgf/cm ²)	f _{ys} (kgf/cm ²)
240000	250	1	4000	3000

Design Code Parameters

Φ _T	Φ _{CTied}	Φ _{CSpiral}	Φ _{Vns}	Φ _{Vs}	Φ _{Vjoint}
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}

	Design -Moment kgf-cm	Design +Moment kgf-cm	-Moment Rebar cm ²	+Moment Rebar cm ²	Minimum Rebar cm ²	Required Rebar cm ²
Top (+2 Axis)	-809298.63		8.89	0	3.52	8.54
Bottom (-2 Axis)		552487.49	0	4.55	3.52	5.66

Shear Force and Reinforcement for Shear, V_{u2}

Shear V _{u2} kgf	Shear ΦV _c kgf	Shear ΦV _s kgf	Shear V _p kgf	Rebar A _v /S cm ² /cm
8467.88	0	8467.88	6422.89	0.1645

Torsion Force and Torsion Reinforcement for Torsion, T_u

Φ*T _u kgf-cm	T _{cr} kgf-cm	Area A _o cm ²	Perimeter, p _h cm	Rebar A _t /s cm ² /cm	Rebar A _l cm ²
23200.83	33703.47	579.5	104.44	0	0

با استفاده از خروجی نرم افزار:

$$M_u^+ = 552487 / 49 \text{ kg.cm}$$

$$M_u^- = -809298 / 63 \text{ kg.cm}$$

مقطع $B \times 35 \times 35$

$$D = 35 \text{ cm} \quad B = 35 \text{ cm} \quad d = D - \text{cover} = 35 - 6/4 = 28/6 \text{ cm}$$

R10.3.3 — The nominal flexural strength of a member is reached when the strain in the extreme compression fiber reaches the assumed strain limit 0.003. The net tensile strain ϵ_t is the tensile strain in the extreme tension steel at nominal strength, exclusive of strains due to prestress, creep, shrinkage, and temperature. The net tensile strain in the extreme tension steel is determined from a linear strain distribution at nominal strength, shown in Fig. R10.3.3, using similar triangles.

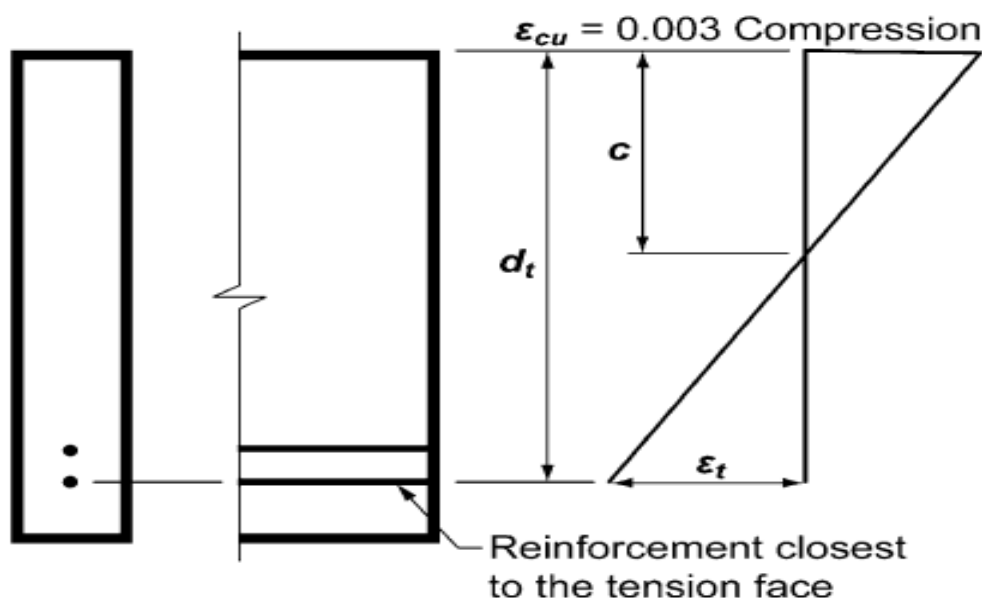


Fig. R10.3.3—Strain distribution and net tensile strain.

بررسی تک آرمه یا دوبل آرمه بودن مقطع:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi f_c b}}$$

$$C_{\max} = \frac{\epsilon_{c\max}}{\epsilon_{c\max} + \epsilon_{c\min}} d = \frac{0.003}{0.003 + 0.005} \times 28/6 = 10/725 \text{ cm}$$

$$a_{\max} = 0.85 \times 10/725 = 8/43 \text{ cm}$$

$$a = 28/6 - \sqrt{28/6^2 - \frac{2 \times |8.9298/63|}{0.85 \times 250 \times 0.9}} = 4/596 \text{ cm}$$

$a_{\max} > a \longrightarrow$ مقطع به صورت تک آرمه طراحی می شود

$$C = 0.85 \times f'_c b_{a\max}$$

$$A_s = \frac{M_u}{f_y(d - \frac{a}{2})} = \frac{8.9298/63}{0.9 \times 4000 \times (28/6 - \frac{4/596}{2})} = 8/54 \text{ cm}^2$$

چنانچه نتایج نرم افزار درایستگاه سمت چپ Endj را مشاهده کنیم دقیقاً با نتایج نرم افزار یکی خواهد بود.

محاسبه آرماتورها در پایین مقطع:

$$a^+ = 28/6 - \sqrt{28/6^2 - \frac{2 \times 552487/49}{0.85 \times 250 \times 0.9 \times 0.35}} = 3/483 \text{ cm}$$

$$a_{\max} > a \longrightarrow A_s = \frac{M_u}{f_y(d - \frac{a}{2})} = \frac{552487/49}{0.9 \times 4000 \times (28/6 - \frac{3/483}{2})} = 5/668 \text{ cm}^2$$

مطابقت کامل با نتایج نرم افزار

ETABS 2013 Concrete Frame Design

ACI 318-08 Beam Section Design

Beam Element Details (Envelope)

Level	Element	Section ID	Length (cm)	LLRF	Type
Story1	B8	BE35*35T	360	1	Sway Special

Section Properties

b (cm)	h (cm)	b _f (cm)	d _s (cm)	d _{ct} (cm)	d _{cb} (cm)
35	35	35	0	6.4	6.4

Material Properties

E _c (kgf/cm ²)	f' _c (kgf/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (kgf/cm ²)	f _{ys} (kgf/cm ²)
240000	250	1	4000	3000

Design Code Parameters

Φ _T	Φ _{CTied}	Φ _{CSpiral}	Φ _{Vns}	Φ _{Vs}	Φ _{Vjoint}
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85

Flexural Reinforcement for Major Axis Moment, M_{u3}

	End-I Rebar Area cm ²	End-I Rebar %	Middle Rebar Area cm ²	Middle Rebar %	End-J Rebar Area cm ²	End-J Rebar %
Top (+2 Axis)	8.89	0.73	2.77	0.23	8.55	0.7
Bot (-2 Axis)	5.59	0.46	3.52	0.29	5.67	0.46

Flexural Design Moment, M_{u3}

	End-I Design M _u kgf-cm	End-I Station Loc cm	Middle Design M _u kgf-cm	Middle Station Loc cm	End-J Design M _u kgf-cm	End-J Station Loc cm
Top (+2 Axis)	-809022.29	32.5	-209657.06	229.167	-809298.63	327.5
Combo	Comb6		Comb6		Comb6	
Bot (-2 Axis)	552298.83	32.5	309001.34	229.167	552487.49	327.5
Combo	Comb13		Comb13		Comb13	

Shear Reinforcement for Major Shear, V_{u2}

End-I Rebar A _v /s cm ² /cm	Middle Rebar A _v /s cm ² /cm	End-J Rebar A _v /s cm ² /cm
0.1645	0.1234	0.1664

Design Shear Force for Major Shear, V_{u2}

End-I Design V_u kgf	End-I Station Loc cm	Middle Design V_u kgf	Middle Station Loc cm	End-J Design V_u kgf	End-J Station Loc cm
8467.88	32.5	793.79	130.833	8564.4	327.5
Comb6		Comb8		Comb6	

Torsion Reinforcement

Shear Rebar A_t /s cm^2/cm	Longitudinal Rebar A_l cm^2
0	0

Design Torsion Force

Design T_u kgf-cm	Station Loc cm	Design T_u kgf-cm	Station Loc cm
23200.83	327.5	23200.83	327.5
Comb6		Comb6	

۹-۱۴-۳-۶ ضوابط بند ۹-۱۴-۳-۵ را می‌توان به وسیله یک توزیع تنش یکنواخت عمود بر مقطع با مقدار $\alpha_1 \phi_c f_c$ که سطح تأثیر آن، سطح محدود شده در ناحیه فشاری مقطع بین کناره‌های مقطع و خطی به موازات محور خنثی به فاصله $\beta_1 x$ از دورترین تار فشاری می‌باشد، معادل نمود. ضرایب α_1 و β_1 وابسته به مقدار f_c مطابق روابط (۹-۱۴-۳) بدست می‌آیند:

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.015 f_c \quad (9-14-3)$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.025 f_c$$

$$M_u^+ = 5418.0515 / 39 \text{ N.mm}$$

$$M_u^- = 79365.86 \text{ N.mm}$$

$$\rho_b = 0.6 B_1 \frac{f_c}{f_y} \frac{700}{700 + f_y} = 0.6 \times 0.85 \times \frac{25}{400 \times 700 + 400} = 0.02$$

$$M_{r \max} = \rho_b b d f_{yd} \left(d - \frac{a_b}{2} \right) = \text{ظرفیت خمشی مقطع تک آرمه}$$

$$a_b = B_1 X_b \quad a_b = B_1 \times \frac{700}{700 + f_y} d = 0.85 \times \frac{700}{700 + 400} \times 28 / 6 = 154 / 7 \text{ mm}$$

$$M_{r\max} = 0.2 \times 350 \times 286 \times 0.185 \times 400 \times \left(286 - \frac{154/7}{2}\right) \times 10^{-3} = 1420.238 / 82 \text{ KN.mm}$$

عدد بدست آمده حداکثر لنگری است که می توان به مقطع اعمال کرد.

$$M_{r\max} = 1420.238 / 82 \geq M_u^- = 79365 / 0.86 \text{ KN}$$

طراحی در حالت تک آرمه:

$$A_s = \frac{0.185 f_{cd} b d}{f_{yd}} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{0.185 f_c b d^2}} \right]$$

$$A_s = \frac{0.185 \times 0.65 \times 25 \times 350 \times 286}{400 \times 0.185} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 79365 \times 0.86}{0.185 \times 0.65 \times 25 \times 350 \times 286^2}} \right] = 920 / 317 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\min} < \rho = \frac{A_s}{b d} \times 100 = \frac{1/54}{28/6 \times 35} = 0.183 < \rho_{\max} \quad \text{ok}$$

طراحی برای لنگر مثبت:

$$A_s = \frac{0.185 \times 0.65 \times 25 \times 350 \times 286}{400 \times 0.185} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 5418.515 / 39}{0.185 \times 0.65 \times 25 \times 350 \times 286^2}} \right] = 601 / 697 \text{ mm}^2$$

طبق آیین نامه در تکیه گاه های اعضای خمشی که امکان تشکیل مفصل پلاستیک وجود دارد آرماتور فشاری نصف آرماتور کششی در مقطع بکار می رود.

$$(A_{s_{\text{comp}}})_{\min} = 0.5 A_{s_{\text{Ten}}} = 0.5 \times 920 / 317 = 460 / 308$$

مطابق بند 3-2-1-4-20-9 در هر عضو خمشی حداقل 1/4 آرماتور موجود در تکیه گاه ، هر انتها که آرماتور بیشتری داشته باشد در سراسر طول تیر در بالا ادامه داشته باشد.

۹-۲۳-۴-۵ ضوابط طراحی برای برش

۹-۲۳-۴-۵-۱ اعضای تحت خمش و تحت فشار و خمش در قاب‌ها

۹-۲۳-۴-۵-۱-۱ در اعضای تحت خمش و تحت فشار و خمش در قاب‌ها، کنترل حالت حدی نهایی مقاومت در برش باید براساس رابطه (۹-۱۵-۱) صورت گیرد. مقادیر V_u و V_r در این رابطه باید بر طبق ضوابط بندهای ۹-۲۳-۴-۵-۱-۲ تا ۹-۲۳-۴-۵-۱-۴ محاسبه شوند.

۹-۲۳-۴-۵-۱-۲ نیروی برشی نهایی، V_u ، در اعضای خمشی باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای قائم و لنگرهای خمشی موجود در مقاطع انتهایی عضو با فرض آنکه در این مقاطع مفصل‌های پلاستیک تشکیل شده‌اند، تعیین شود. ظرفیت خمشی مفصل‌های پلاستیک، مثبت یا منفی باید برابر با لنگر خمشی مقاوم محتمل مقطع، M_{pr} ، در نظر گرفته شود. جهت‌های این لنگرهای خمشی باید چنان در نظر گرفته شوند که نیروی برشی ایجاد شده در عضو بیشترین باشد.

۹-۲۳-۴-۵-۱-۳ نیروی برشی نهایی، V_u ، در اعضای تحت فشار و خمش باید برابر با کمترین دو مقدار (الف) و (ب) این بند نظر گرفته شود ولی این نیرو در هیچ حالت نباید کمتر از مقدار نیروی برشی باشد که از تحلیل ساختمان زیر اثر بارهای نهایی ناشی از بارهای قائم و نیروی جانبی زلزله به دست آمده است.

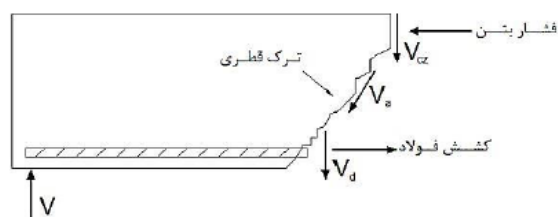
الف- نیروی برشی ایجاد شده در عضو زیر اثر نیروهای استاتیک وارد به آن شامل بارهای قائم، در صورت وجود، و لنگرهای خمشی موجود در مقاطع انتهایی آن با فرض آنکه در این مقاطع مفصل‌های پلاستیک تشکیل شده باشد، می‌گردد. ظرفیت خمشی مفصل‌های پلاستیک، مثبت یا منفی، باید برابر لنگر خمشی مقاوم محتمل مقطع، M_{pr} ، در نظر گرفته شود و در تعیین آن باید نامساعدترین نیروی محوری نهایی موجود که در عضو منتج به بیشترین لنگر خمشی می‌شود، منظور گردد. جهت‌های این لنگرهای خمشی باید چنان در نظر گرفته شود که نیروی برش ایجاد شده در عضو بیشترین باشد.

ب- نیروی برشی ایجاد شده در عضو با فرض آنکه در تیرهای متصل به دو انتهای عضو، در مقاطع مجاور به اتصال‌ها، مفصل‌های پلاستیکی با مشخصات گفته شده در بند ۹-۲۳-۴-۵-۱-۲ تشکیل شده باشند. جهت‌های این لنگرهای خمشی باید چنان در نظر گرفته شوند که نیروی برش ایجاد شده در عضو مورد نظر بیشترین باشد.

مکانیزم انتقال برش در تیرهای بتن آرمه

مطابق شکل زیر نیروی برشی V توسط ترکیب عملکرد برش V_{cz} در ناحیه فشاری ترک نخورده بتن، برش V_d از عملکرد داول آرماتورهای طولی و برش V_a از مؤلفه قائم درگیری سنگدانه‌ها تحمل می‌شود. بنابراین:

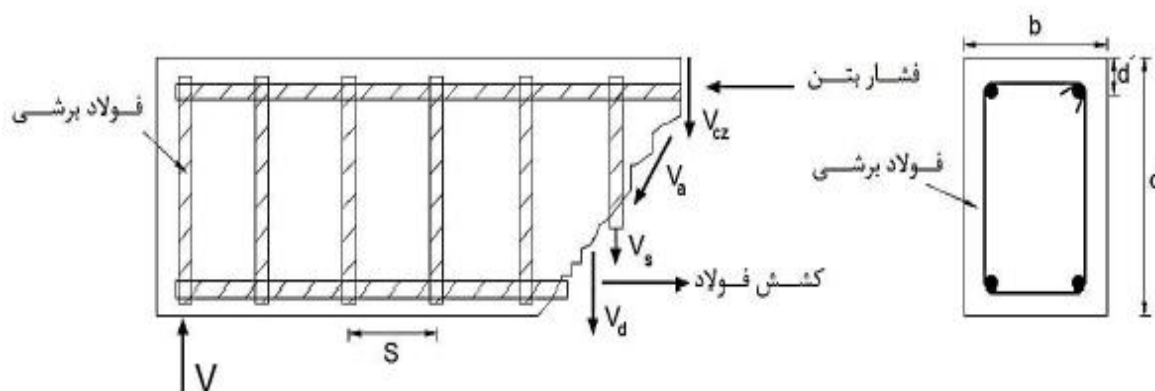
$$V = V_{cz} + V_d + V_a$$



نکته: در نتیجه آزمایش‌های انجام شده، سهم تحمل برش در یک تیر بتن آرمه به ترتیب زیر تعیین شده است:

- برش در ناحیه فشاری تیر $V_{cz} = 20 - 40\%$
- عملکرد داول آرماتور کششی $V_d = 15 - 20\%$
- درهم‌گیری سنگدانه‌ها $V_a = 35 - 50\%$

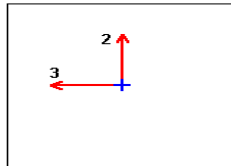
نکته: با افزایش نیروی برشی بر تیر، مقاومت آرماتورها قبل از بقیه به حداکثر ظرفیت خود می‌رسد و پس از آن نیروی برشی بزرگی به اتصال درهم‌گیری سنگدانه‌ها وارد می‌شود. احتمالاً در این مرحله در هم‌گیری سنگدانه‌ها از هم گسیخته شده و در نتیجه نیروی برشی بزرگی به ناحیه فشاری تیر وارد می‌شود که باعث گسختگی آن به طور ناگهانی و انفجاری می‌شود.



طراحی تیر برای برش تحت آیین نامه مبحث نهم مقررات ملی ساختمان

ETABS 2013 Concrete Frame Design

ACI 318-08 Beam Section Design



Beam Element Details (Shear Details)

Level	Element	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (mm)	LLRF	Type
Story1	B8	BE35*35T	Comb6	325	3600	1	Sway Special

Section Properties

b (mm)	h (mm)	b _f (mm)	d _s (mm)	d _{ct} (mm)	d _{cb} (mm)
350	350	350	0	64	64

Material Properties

E _c (MPa)	f' _c (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (MPa)	f _{ys} (MPa)
23535.96	24.52	1	392.27	294.2

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_{CTied}	$\Phi_{CSpiral}$	Φ_{Vns}	Φ_{Vs}	Φ_{Vjoint}
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85

Shear/Torsion Design for V_{u2} and T_u

Rbar A _{vs} mm ² /mm	Rbar A _t /S mm ² /mm	Rbar A _t mm ²	Design V _{u2} N	Design T _u N-mm	Design M _{u3} N-mm	Design P _u N
1.64	0	0	83041.54	2275224	-82241336	0

Design Forces

Factored V _{u2} N	Factored M _{u3} N-mm	Design V _{u2} N	Capacity V _p N	Gravity V _g N
83041.54	44018436.06	83041.54	62987.05	40386.49

Capacity Moment

	Long.Rebar A_s (Bottom) mm^2	Long.Rebar A_s (Top) mm^2	Capacity Moment M_{pos} N-mm	Capacity Moment M_{neg} N-mm
Left	559	889	73256803.26	111620116
Right	567	855	74191679.19	107821143

Design Basis

Design V_{u2} N	Conc.Area A_c mm^2	Area A_g mm^2	Tensn.Reinf A_{st} mm^2	Strength f_{ys} MPa	Strength f_{cs} MPa	LtWt.Reduc Factor Unitless
83041.54	100100	122500	889	294.2	24.52	1

Shear Rebar Design

Stress V MPa	Conc.Capacity V_c MPa	Uppr.Limit V_{max} MPa	Conc.Capacity ϕV_c MPa	Uppr.Limit ϕV_{max} MPa	RebarArea A_v/s mm^2/mm	Shear ϕV_c N	Shear ϕV_s N	Shear ϕV_n N
0.83	0.82	3.29	0.49	1.97	1.64	0	83041.54	83041.54

Torsion Capacity

Torsion T_u N-mm	Critical ϕT_{cr} N-mm	Conc.Area A_{cp} mm^2	Conc.Area A_{oh} mm^2	Conc.Area A_o mm^2	Perimeter P_{cp} mm	Perimeter P_h mm
2275224	3305181.11	122500	68173.2	57947.2	1400	1044.4

۹-۲۰-۳-۵ ضوابط طراحی برای برش در اعضای قابها

۹-۲۰-۳-۵-۱ در اعضای تحت خمش و تحت نیروی محوری و خمش در قابها، کنترل حالت حدی نهایی مقاومت در برش باید براساس رابطه (۹-۱۲-۱) صورت گیرد. مقدار V_u در این رابطه نباید از یکی از دو مقدار (الف) و (ب) این بند کمتر در نظر گرفته شود:

الف) مجموع نیروی برشی ایجادشده در عضو در اثر بارهای قائم و نیروی برشی همساز با لنگرهای خمشی اسمی موجود در مقاطع انتهایی، با فرض تشکیل مفصل‌های پلاستیکی

ب) نیروی برشی به‌دست‌آمده از تحلیل سازه زیر اثر بارهای نهایی ناشی از بارهای قائم و نیروی جانبی زلزله با فرض آنکه نیروی زلزله مؤثر به‌سازه دو برابر مقدار تعیین‌شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان منظور شود.

21.12.3 — ϕV_n of beams, columns, and two-way slabs resisting earthquake effect, E , shall not be less than the smaller of (a) and (b):

(a) The sum of the shear associated with development of nominal moment strengths of the member at each restrained end of the clear span and the shear calculated for factored gravity loads;

(b) The maximum shear obtained from design load combinations that include E , with E assumed to be twice that prescribed by the governing code for earthquake-resistant design.

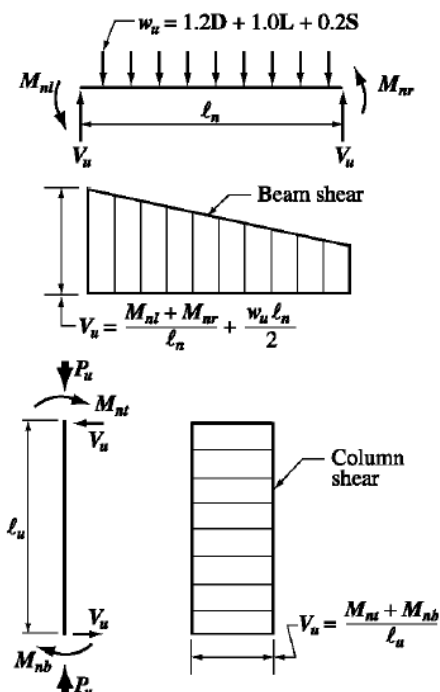


Fig. R21.12.3—Design shears for frames in regions of moderate seismic risk (see 21.12)

$$V_u = 83.41 / 54 \text{ N} = 83 / 0.415 \text{ KN}$$

$$V_c = 0.17 \phi_c \sqrt{f_c} b d = 0.17 \times 0.65 \sqrt{25} \times 350 \times 286 \times 10^{-3} = 65 / 0.65 \text{ KN}$$

$$V_s = V_u - V_c = 83 / 0.415 - 65 / 0.65 = 17 / 9765 \text{ KN}$$

$$V_s = \frac{A_v}{S} \times \phi_s \times f_y d \longrightarrow \frac{A_v}{S} = \frac{17976 / 5}{0.185 \times 400 \times 286} = 0.184$$

طراحی تیر برای برش : (ACI)

$$V_u = 8467 / 88 \text{ kg}$$

$$V_c = 0.17 \phi_c \sqrt{f_c'} b d = 0.17 \times 0.65 \times \sqrt{25} \times 350 \times 286 / 6 = 838 / 415 \text{ kg}$$

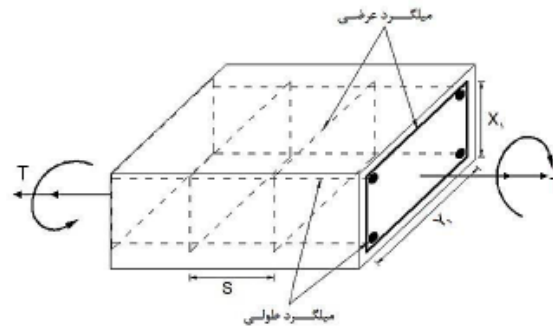
$$V_n = \frac{8467 / 88}{0.75} = 1129.0 / 5 \text{ kg}$$

$$V_s = V_n - V_c = 1129.0 / 5 - 8388 / 415 = 19.2 / 0.851 \text{ kg}$$

$$\frac{A_v}{S} \times f_y d = V_s \longrightarrow \frac{A_v}{S} = \frac{19.2 / 0.85}{400 \times 286 / 6} = 0.253$$

طراحی تیر برای پیچش:

در شکل زیر تنش‌های برشی ناشی از پیچش باعث ایجاد تنش‌های کششی قطری در عضو شده و ترک قطری به وجود می‌آورند. در نتیجه میلگردهای طولی و عرض وارد عمل شده و آثار ناشی از پیچش را تحمل می‌کنند. برای توزیع نیروها، در این شرایط مدل مورد نظر یک مدل خرابای فضایی است. که در آن فولاد به عنوان عضو کششی و بتن بعنوان عضو فشاری بین خاموت‌ها عمل می‌کند.



Torsion Capacity

Torsion T_u N-mm	Critical ΦT_{cr} N-mm	Conc.Area A_{cp} mm ²	Conc.Area A_{oh} mm ²	Conc.Area A_o mm ²	Perimeter P_{cp} mm	Perimeter P_h mm
2275224	3305181.11	122500	68173.2	57947.2	1400	1044.4

چنانچه پیچش وارده T_u از مقدار $0.25 T_{cr}$ کمتر باشد طراحی برا پیچش ضرورتی ندارد.

$$T_{cr} = 0.4 \phi_c \sqrt{f_c} \left(\frac{A_c^2}{P_c} \right)$$

P_c : محیط بیرونی مقطع $2(b+h)$

A_c : سطح مقطع خالص $(b \cdot h)$

$$T_{cr} = 0.4 / 65 \times \sqrt{25} \left(\frac{(350 \times 350)^2}{2 \times 700} \right) = 13934375 \text{ N.mm}$$

$$0.25 T_{cr} = 3483593 / 75 \leq 2275224$$

نتیجه می‌شود که طراحی برای پیچش تیر مورد نظر الزامی نمی‌باشد.

منحنی اثر متقابل بار محوری و لنگر خمشی

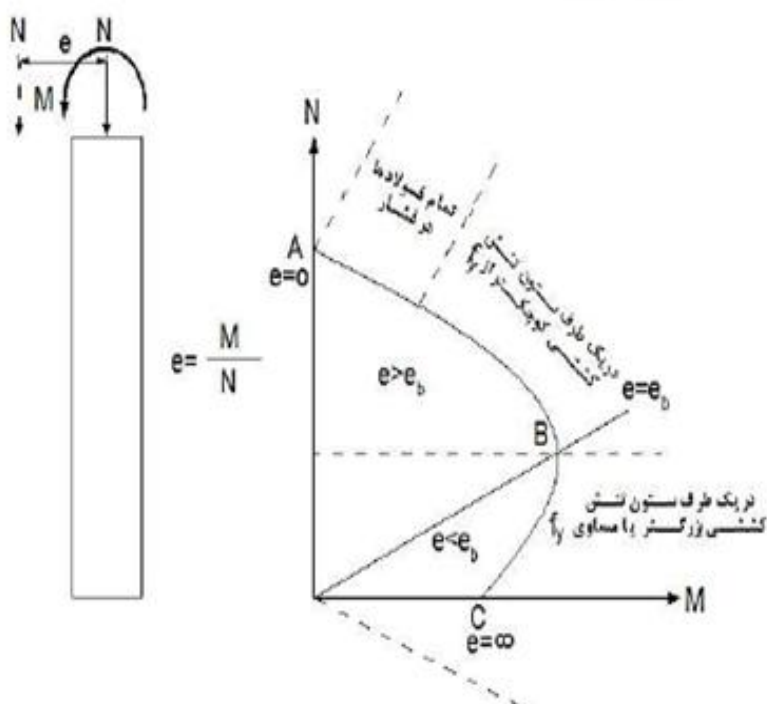
منحنی اثر متقابل بار محوری و لنگر خمشی در شکل زیر نشان داده شده است. در این منحنی سه نقطه وجود دارد:

۱- نقطه A : نقطه متناظر با بار محوری خالص و لنگر خمشی صفر.

۲- نقطه B : وضعیت متعادل مقطع ستون.

۳- نقطه C : نقطه متناظر با لنگر خمشی خالص با نیروی محوری صفر.

با افزایش نیروی محوری فشاری در مقطع ستون ابتدا ظرفیت خمشی مقطع افزایش یافته (ناحیه کنترل کشش) و بعد از رسیدن به نقطه تعادل با افزایش نیروی محوری فشاری ظرفیت خمشی مقطع کاهش می‌یابد. (ناحیه کشش).



ETABS 2013 Concrete Frame Design

ACI 318-08 Column Section Design

Column Element Details (Envelope)

Level	Element	Section ID	Length (mm)	LLRF	Type
Story1	C5	C65*65	3200	1	Sway Special

Section Properties

b (mm)	h (mm)	dc (mm)	Cover (Torsion) (mm)
650	650	65	32.3

Material Properties

E_c (MPa)	f'_c (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (MPa)	f_{ys} (MPa)
23535.96	24.52	1	392.27	294.2

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_{CTied}	$\Phi_{CSpiral}$	Φ_{Vns}	Φ_{Vs}	Φ_{Vjoint}
0.9	0.65	0.75	0.85	0.6	0.85

Longitudinal Reinforcement Design for $P_u - M_{u2} - M_{u3}$ Interaction

Column End	Rebar Area mm ²	Rebar %
Top	4225	1
Bottom	4225	1

Design Axial Force & Biaxial Moment for $P_u - M_{u2} - M_{u3}$ Interaction

Column End	Design P_u N	Design M_{u2} N-mm	Design M_{u3} N-mm	Station Loc mm	Controlling Combo
	N	N-mm	N-mm	mm	
Top	3721.93	-80459.42	129300	2850	Comb19
Bottom	4816.92	-249159.56	167339.93	1200	Comb19

Shear Reinforcement for Major Shear, V_{u2}

Column End	Rebar A_v /s mm ² /mm	Design V_{u2} N	Station Loc mm	Controlling Combo
Top	0.76	34881.29	2850	Comb19
Bottom	0.76	34881.29	1200	Comb19

Shear Reinforcement for Minor Shear, V_{u3}

Column End	Rebar A_v /s mm ² /mm	Design V_{u3} N	Station Loc mm	Controlling Combo
Top	0.76	22704.17	2850	Comb19
Bottom	0.76	22704.17	1200	Comb19

Joint Shear Check/Design

	Joint Shear Ratio	Shear $V_{u,Tot}$ N	Shear V_c N	Joint Area mm ²	Controlling Combo
Major(V_{u2})	0.226	400922.65	1771808.34	422500	Comb4
Minor(V_{u3})	0.226	249026.98	1771808.34	422500	Comb4

Beam/Column Capacity Ratios

	6/5(B/C) Ratio	Column/Beam Ratio	SumBeamCap Moments N-mm	SumColCap Moments N-mm	Controlling Combo
Major ₃₃	0.177	6.762	91379262.33	617917816	Comb14
Minor ₂₂	0.114	10.485	58932563.62	617917816	Comb14

$$M_{u_x} = \begin{cases} M_{u_{x_l}} = 12930 \cdot N \cdot mm \\ M_{u_{x_r}} = 167339 / 93 N \cdot mm \end{cases}$$

$$M_{u_y} = \begin{cases} M_{u_{y_l}} = -8.459 / 42 N \cdot mm \\ M_{u_{y_r}} = -249159 / 56 N \cdot mm \end{cases}$$

$$P_u = 4816 / 92 N$$

۷-۱۶-۹ ضوابط اثر لاغری

۱-۷-۱۶-۹ در قطعات فشاری مهارشده در صورتی که $\frac{M_1}{M_2} \leq (34 - 12 \frac{M_1}{M_2})$ باشد، می‌توان از

اثر لاغری صرف‌نظر کرد. مقدار $(34 - 12 \frac{M_1}{M_2})$ را نبایستی بیش از ۴۰ در نظر گرفت. نسبت $\frac{M_1}{M_2}$ مثبت است اگر این دو لنگر موجب انحنای ستون در یک جهت شوند و منفی است اگر این دو لنگر موجب انحنای ستون در دو جهت شوند.

۲-۷-۱۶-۹ در قطعات فشاری مهار نشده در صورتی که $k \frac{l_u}{r} \leq 22$ باشد، می‌توان از اثر لاغری صرف‌نظر کرد.

۳-۷-۱۶-۹ در قطعات فشاری با $k \frac{l_u}{r} > 100$ اثر لاغری باید براساس تحلیل دقیق، مطابق بند ۱-۲-۱۶-۹ بررسی شود.

۴-۷-۱۶-۹ استفاده از قطعات فشاری با $k \frac{l_u}{r} > 200$ مجاز نیست.

کنترل لاغری ستون در دو جهت

در طبقه مهاربندی نشده $\frac{KL_u}{r} \leq 34 - 12 (< \frac{M_1}{M_2} <)$

در طبقات مهاربندی شده $\frac{KL_u}{r} \leq 22 \rightarrow \frac{1 \times 285}{0.3 \times 65} = 14/615 < 12$ ok

$$L^u = 320 - 35 = 285 \text{ cm}$$

$$\frac{KL_u}{r} = 14/615 \leq 34 - 12 \left(\frac{80459/42}{-249159/56} \right) = 37/87 \quad \text{ok}$$

بنابراین ستون در هر دو جهت از لحاظ لاغری مشکلی ندارد.

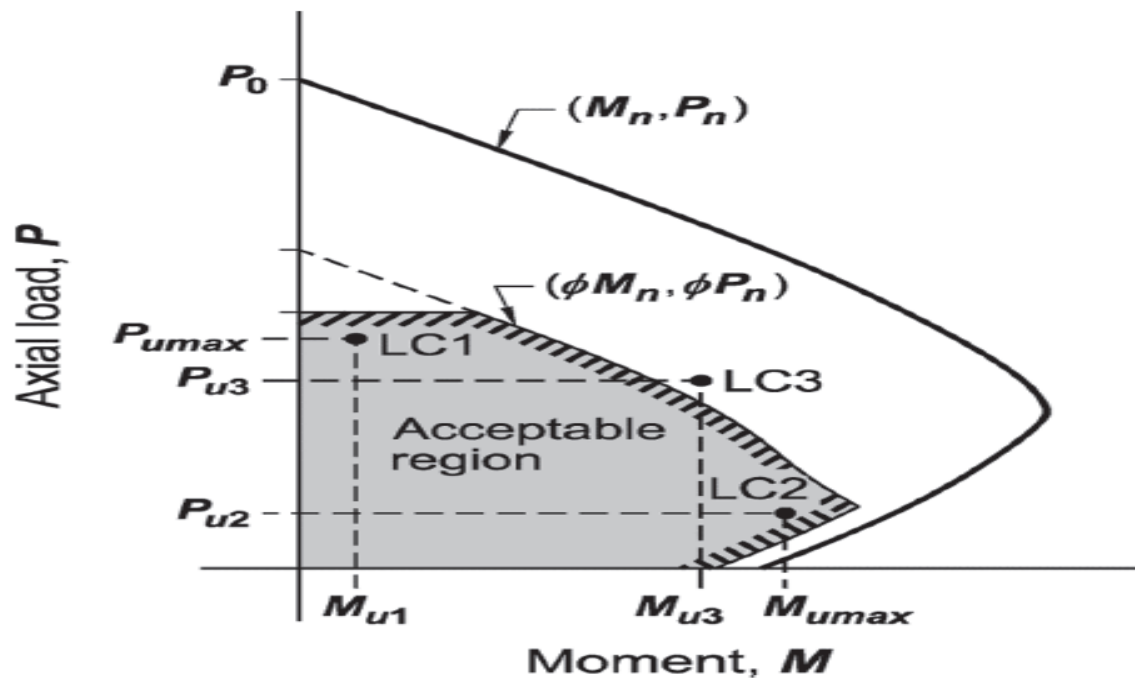


Fig. R10.4.2.1—Critical column load combination.

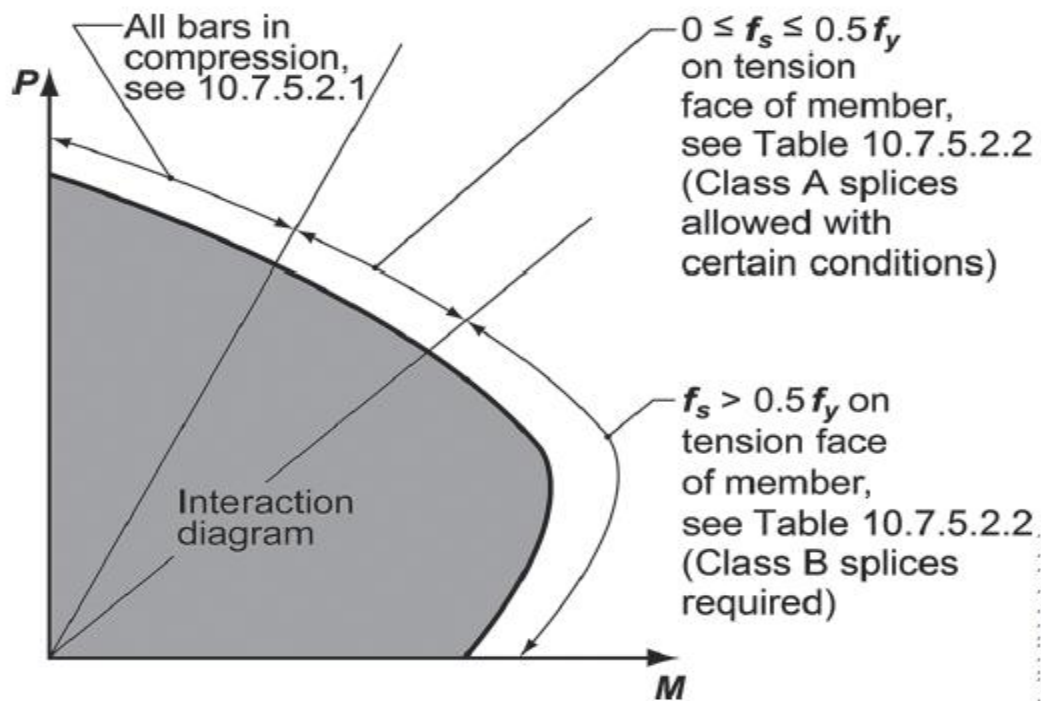


Fig. R10.7.5.2—Lap splice requirements for columns.

۳-۱۵-۹ نیروی برشی مقاوم تأمین شده توسط بتن

۱-۳-۱۵-۹ V_c را می‌توان بر اساس ضوابط بندهای ۱-۱-۳-۱۵-۹ تا ۳-۱-۳-۱۵-۹ و یا با جزئیات دقیق‌تر مطابق بند ۲-۳-۱۵-۹ محاسبه نمود.

۱-۱-۳-۱۵-۹ برای اعضای که تحت اثر برش و خمش قرار دارند:

$$V_c = v_c b_w d \quad (۳-۱۵-۹)$$

در این رابطه V_c با استفاده از رابطه (۴-۱۵-۹) محاسبه می‌شود:

$$v_c = 0.17 \phi_c \sqrt{f_c} \quad (۴-۱۵-۹)$$

۲-۱-۳-۱۵-۹ برای اعضای که تحت اثر برش و خمش و فشار محوری قرار دارند:

$$V_c = v_c \left(1 + \frac{N_u}{12 A_g}\right) b_w d \quad (۵-۱۵-۹)$$

۳-۱-۳-۱۵-۹ برای اعضای که تحت اثر همزمان برش، خمش و کشش محوری قرار دارند:

$$V_c = v_c \left(1 + \frac{N_u}{3 A_g}\right) b_w d \geq 0 \quad (۶-۱۵-۹)$$

در این رابطه، N_u منفی است.

طراحی ستون برای برش:

$$V_u = 34881/29 \text{ N}$$

$$V_c = 0.17 \phi_c \sqrt{f_c} \left(1 + \frac{P_u}{12 A_g}\right) \times B d$$

$$V_c = 0.17 \times 0.65 \times \sqrt{25} \left(1 + \frac{4816/92}{12 \times 5650 \times 650}\right) \times 650 \times (650 - 64) = 247/820 \text{ KN} \geq V \quad \text{ok}$$

جهت 3-3

$$V_u = 2270.4/17 \text{ N} = 22/70.417 \text{ KN}$$

$$V_c = 0.17 \times 0.65 \times \sqrt{25} \left(1 + \frac{4816/92}{12 \times 650 \times 650}\right) \times 650 \times (650 - 64) = 22/70.4 \text{ KN} \leq V_c = 247/820$$

مقطع وارده در برابر برش وارده جوابگو می باشد و فقط باید به خاموت حداقل در ستون استفاده کنیم.

$$\text{ناحیه ویژه} \quad \frac{A_v}{S} = \frac{2 \times \pi \times 5^2}{80} = 1/963$$

$$\text{ناحیه عادی} \quad \frac{A_v}{S} = \frac{2 \times \pi \times 5^2}{100} = 1/57$$

طراحی ستون برای اثر توام فشار و خمش:

روش خروج از مرکزیت تک محوری معادل:

خروج از مرکزیت دو محوره e_x و e_y را می‌توانیم با یک خروج از مرکزیت معدل جایگزین کنیم.

$$e_x = \frac{M_{ux}}{P_u} = \frac{167339/93}{4816/92} = 3474 \text{ mm}$$

$$e_y = \frac{M_{uy}}{P_u} = \frac{249159/56}{4816/92} = 51/725 \text{ mm}$$

$$\frac{e_y}{D} = \frac{52}{650} = 0.08 > \frac{e_x}{B} = \frac{35}{650} = 0.052$$

ستون را برای P_u و M_{ueqx} طراحی می‌کنیم.

$$\frac{P_u}{f_c A_g} = \frac{4816/92}{25 \times (650 \times 650)} = 0.0004 < 0.04 \text{ mm}$$

محاسبه ضریب آلفا

$$\alpha = (0.05 + \frac{P_u}{f_c A_g}) \frac{f_y + 275}{690} = (0.05 + 0.00045) \frac{400 + 275}{690} = 0.0489 < 0.06$$

$$\alpha = 0.0489 < 0.06 \text{ N.G} \longrightarrow \alpha = 0.06$$

محاسبه خروج از مرکزیت معادل برای جهت y :

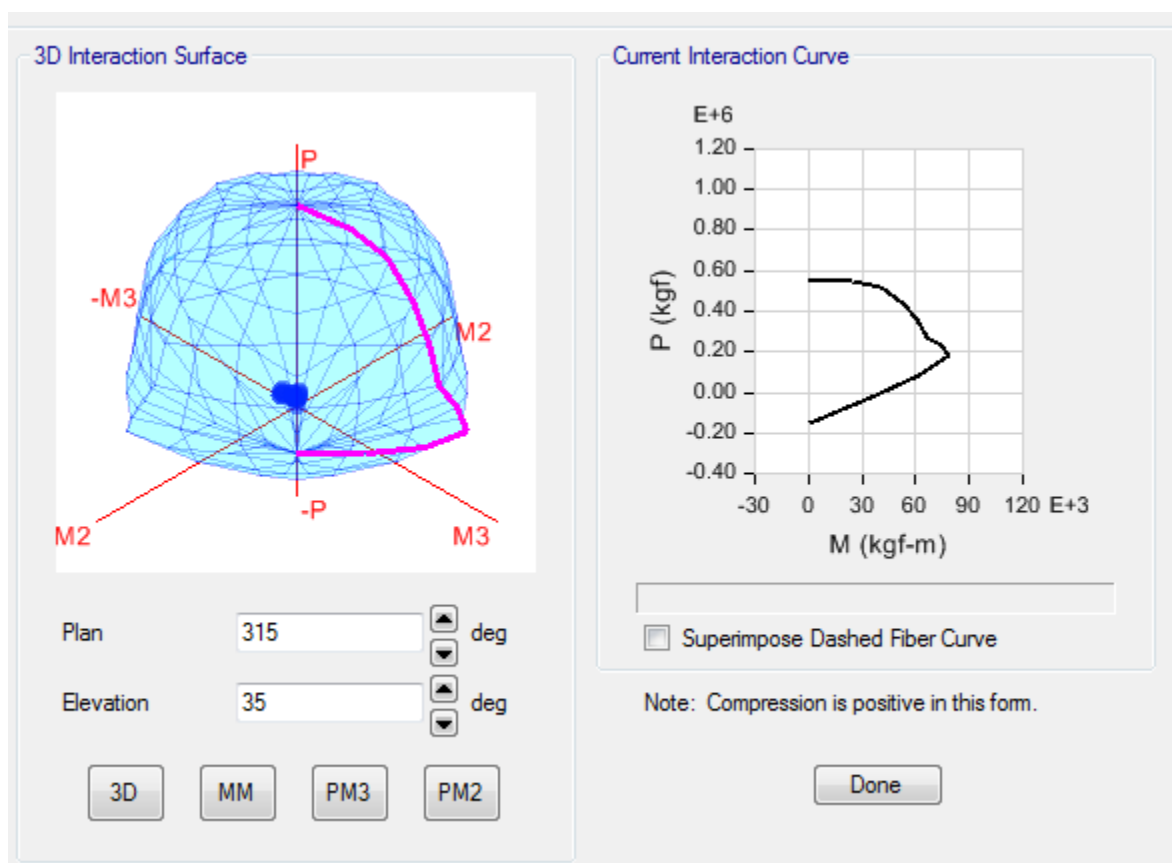
$$e_{eqy} = e_y + \frac{\alpha e_x}{B} \cdot D = 51/725 + \frac{0.06 \times 34/74}{650} \times 650 = 92/569$$

$$M_{u_{eqx}} = P_u \times e_{eqy} = 4816/92 \times 92/569 = 445/897 \text{ KN.mm}$$

$$\gamma = \frac{h - 2d'}{h} = \frac{65 - 2 \times 5}{65} = 0.8461$$

$$\frac{P_u}{bh} = \frac{4816/92}{65 \times 65} \approx 0.01$$

$$\frac{M_{u_{eqy}}}{bh^2} = \frac{445897}{65 \times 65} \approx 0.016$$

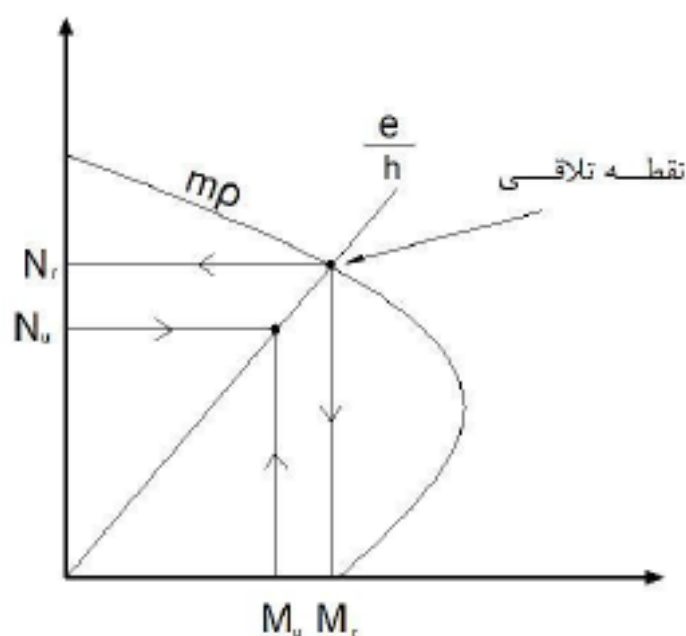


$$Ratio = \frac{N_u}{N_r} = \frac{M_u}{M_r}$$

- اگر $Ratio < 1$ باشد، نقطه مورد نظر داخل منحنی می‌باشد و مقطع جوابگو می‌باشد.

- اگر $Ratio = 1$ باشد، نقطه روی منحنی می‌باشد و مقطع بهینه می‌باشد.

- اگر $Ratio > 1$ باشد، نقطه داخلی منحنی قرار نگرفته و مقطع جوابگو نمی‌باشد.



با توجه به نمودار اندرکنش خروجی نرم افزار: $mp = 0$, $p = 0$

محاسبات بالا عدم استفاده از آرماتور طولی در مقطع ستون را نشان می‌دهد.

کنترل 25٪ نیروی زلزله در قاب خمشی:

در سیستم‌های دوگانه طبق استاندارد 2800 قاب خمشی، باید به تنهایی و بدون حضور دیوار برشی در برابر 25٪ نیروی زلزله مقاومت کافی داشته باشد.

۳-۴-۱-۶ روش تحلیل در سیستم دوگانه و یا ترکیبی

در مواردی که برای تحمل بار جانبی زلزله از سیستم سازه‌ای دوگانه و یا ترکیبی استفاده می‌شود، برای اقلان ضابطه بند (۱-۸-۴-پ) باید ۲۵ درصد و ۵۰ درصد برش پایه به‌دست‌آمده از تحلیل طیفی را به قاب‌های خمشی، مهاربندی‌ها و یا دیوارهای برشی اثر داد و اطمینان حاصل کرد که هر یک از آنها قادر به تحمل این بار می‌باشند. برای توزیع این برش در ارتفاع سازه می‌توان از توزیع برش به‌دست آمده از تحلیل طیفی و یا از توزیع برش روش تحلیل استاتیکی معادل، بند (۳-۳-۶) استفاده نمود.

نحوه کنترل قاب خمشی سازه‌های با سیستم مختلط برای 25٪ نیروی زلزله

برای این کار چند روش وجود دارد

قابها باید دارای چنان مقاومتی باشند که بدون حضور دیوار برشی توان تحمل 25٪ نیروی زلزله را داشته باشند برای این کنترل شما نیاز به دو مدل دارید

نیروی زلزله را با وجود دیوار برشی مدل می کنید.

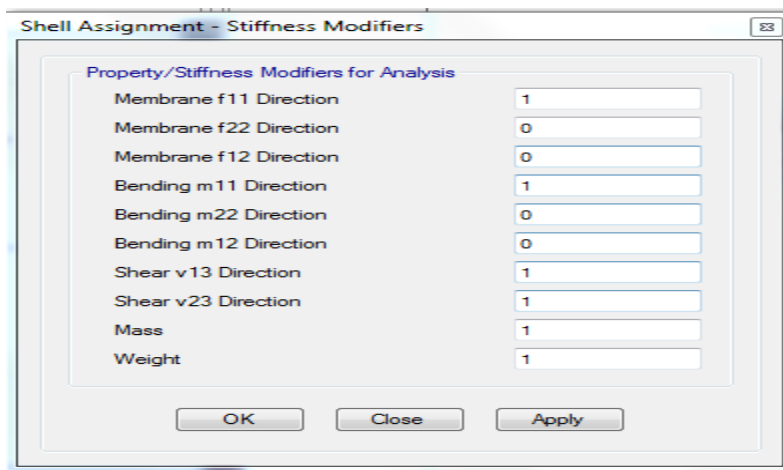
دیوار برشی را حذف و بجای اعمال 100٪ نیروی زلزله، یک چهارم آن یعنی مقدار 25٪ را به سازه اعمال می کنید.

نکته مهم: در مدل 25٪ نیروی زلزله، لزوماً 25٪ نیروی زلزله مدل 100٪ نیست! بلکه یکبار دیگر با فرض اینکه اساساً مدل دوم یک سازه جدا است باید ضریب زلزله آن محاسبه شده و در آخر در عدد 0.25 ضرب شود نیز باید در مدل دوم تنظیم گردد. (البته کمی محافظه کارانه است)

مشی است و مدل 100٪ ما جزء سایر سیستم‌های سازه‌ای است دارای زمان تناوب اصلی بیشتری است که حتی وجود یا عدم وجود میانقاب هم بر خلاف مدل 100 درصدی بر آن اثر میگذارد.

در مدل دوم باید مهار یا عدم مهار ستونها بر اساس ضوابط مبحث 9 و آیین نامه آبا باید انجام گردد در حالیکه در مدل اول با توجه به وجود دیوار برشی ضریب طول ستونها تماماً یک است و قابها مهار شده اند. کنترل تغییر شکلهای جانبی و اثر پی دلتا نیز جداگانه برای مدل دوم باید انجام گردد.

برای این کار به سختی دیوارهای برشی ضرایب صفر می دهیم.



حال باید هر دو حالت بار دینامیکی را با 25٪ بار زلزله استاتیکی معادل همپایه سازی کنیم.

$$S_{\text{scaleSPX}} = \frac{0.25 V_{\text{xEPX}}}{\sqrt{V_{\text{xSPX}}^2 + V_{\text{ySPX}}^2}} = \frac{0.25 \times 59189 / 62}{\sqrt{50536 / 59^2 + 2662 / 54^2}} = 0.292$$

$$S_{\text{scaleSPY}} = \frac{0.25 V_{\text{yEPY}}}{\sqrt{V_{\text{xSPY}}^2 + V_{\text{ySPY}}^2}} = \frac{0.25 \times 25983 / 57}{\sqrt{5273 / 27^2 + 11912 / 0.5^2}} = 0.544$$

مجدداً سازه را با این ضرایب همپایه سازی شده آنالیز می کنیم.

Story	Load Case/Combo	VX	VY
		kgf	kgf
Story0-00	EX	-27017.57	0
Story0-00	EPX	-90058.57	0
Story0-00	EY	0	-27017.57
Story0-00	EPY	0	-27017.57
Story0-00	SX Max	13007.73	1496.79
Story0-00	SPX Max	47853.54	5506.46
Story0-00	SY Max	1342.42	11725.21
Story0-00	SPY Max	5600.32	48915.46
scale spx = 0.470			
scale spy = 0.137			

نتایج این فایل را با نتایج فایل اصلی مقایسه می‌کنیم. اگر مقطعی در این فایل ضعیفی داشته باشد نسبت به رفع مشکل اقدام می‌کنیم و در نقشه‌های اجرایی از این مقطع فایل 25٪ قاب خمشی استفاده می‌کنیم.

با توجه به این بند سازه در جهت X از لحاظ کنترل دررفت مشکل دارد و باید سازه در جهت X دارای دیوار برشی باشد.

کنترل جابجایی سازه با استفاده از پریود تحلیلی سازه:

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ
Modal	1	2.165	0.0011	5.22E-07	0
Modal	2	1.932	0.0013	9.39E-07	0
Modal	3	1.636	0.0331	0.5702	0
Modal	4	1.593	0.0353	0.0128	0
Modal	5	1.531	0.475	0.0244	0
Modal	6	-4.255	0.0004	0	0
Modal	7	1.455	0.0197	0.0002	0
Modal	8	1.343	3.88E-05	0	0
Modal	9	-2.136	0	0	0
Modal	10	1.206	2.48E-05	0	0
Modal	11	1.196	0.0002	2.87E-06	0
Modal	12	1.113	0.0583	0.001	0
Modal	13	-1.507	0.0001	0	0
Modal	14	1.006	3.08E-06	7.32E-07	0
Modal	15	0.993	1.70E-05	6.44E-07	0
Modal	16	0.912	4.93E-06	0	0
Modal	17	0.833	2.79E-05	5.99E-07	0
Modal	18	0.781	0.0001	6.34E-07	0
Modal	19	-1.413	0.0003	0	0
Modal	20	-1.291	0.0004	0	0
Modal	21	-1.095	0.0001	0	0

period X = 2.165 s

period y = 1.636 s

$$T_x = 2/165, \quad T_y = 1/636$$

$$B_x = 2/5 \times \left(\frac{0/5}{2/165} \right) = 0/577$$

$$K_x = 0/5 \times 2/165 + 0/75 = 1/832$$

$$B_y = 2/5 \times \left(\frac{0/5}{2/636} \right) = 0/764$$

$$K_y = 0/5 \times 1/636 + 0/75 = 1/568$$

$$K_{1x} = \frac{0/7}{4 - 0/5} (2/16 - 0/5) + 1 = 1/333$$

$$K_{1y} = \frac{0/7}{4 - 0/5} (1/636 - 0/5) + 1 = 1/227$$

$$B_x = 0/577 \times 1/333 = 0/769$$

$$B_y = 1/27 \times 0/764 = 0/937$$

$$C_x = \frac{0/3 \times 0/769 \times 1}{7/5} = 0/0307$$

$$C_y = \frac{0/3 \times 0/937 \times 1}{7/5} = 0/0374$$

معرفی الگوهای بار ENXD و ENYD و EPXD و EPYD در فایل دوم و برداشت دریافت حاصل از این الگوهای بار

Story	Load Case/Combo	Label	Item	Drift	X cm	Y cm	Z cm
PENT	EPXD	4	Diaph D1 X	0.000465	426	260	2370
PENT	EPYD	3	Diaph D1 X	7.10E-05	0	0	2370
PENT	ENYD	4	Diaph D1 X	1.60E-05	426	260	2370
PENT	ENXD	4	Diaph D1 X	0.000505	426	260	2370
ROOF	EPXD	195	Diaph D1 X	0.001211	0	963	2070
ROOF	EPYD	194	Diaph D1 X	0.000562	0	843	2070
ROOF	ENYD	195	Diaph D1 X	0.000386	0	963	2070
ROOF	ENXD	194	Diaph D1 X	0.002127	0	843	2070
Story4	EPXD	13	Diaph D1 X	0.001811	1075	0	1750
Story4	EPYD	4	Diaph D1 X	0.000359	1035	1272	1750
Story4	ENYD	195	Diaph D1 X	0.000409	0	963	1750
Story4	ENXD	194	Diaph D1 X	0.002519	0	843	1750
Story3	EPXD	13	Diaph D1 X	0.002135	1075	0	1430
Story3	EPYD	4	Diaph D1 X	0.000355	1035	1272	1430
Story3	ENYD	194	Diaph D1 X	0.000362	0	843	1430
Story3	ENXD	194	Diaph D1 X	0.00265	0	843	1430
Story2	EPXD	13	Diaph D1 X	0.002162	1075	0	1110
Story2	EPYD	4	Diaph D1 X	0.000298	1035	1272	1110
Story2	ENYD	194	Diaph D1 X	0.000303	0	843	1110
Story2	ENXD	13	Diaph D1 X	0.002485	1075	0	1110
Story1	EPXD	194	Diaph D1 X	0.001839	0	843	790
Story1	EPYD	4	Diaph D1 X	0.000169	1035	1272	790
Story1	ENYD	13	Diaph D1 X	0.000192	1075	0	790
Story1	ENXD	13	Diaph D1 X	0.001941	1075	0	790
Story0-00	EPXD	192	Diaph D1 X	0.000748	372.75	260	470
Story0-00	EPYD	4	Diaph D1 X	4.60E-05	1035	1272	470
Story0-00	ENYD	13	Diaph D1 X	9.10E-05	1075	0	470
Story0-00	ENXD	13	Diaph D1 X	0.00085	1075	0	470
Story-1	EPXD	34	Diaph D1 X	0.000212	1051.5	719	190
Story-1	EPYD	259	Diaph D1 X	7.00E-06	0	1167.6	190
Story-1	ENYD	242	Diaph D1 X	1.60E-05	0	311	190
Story-1	ENXD	242	Diaph D1 X	0.000227	0	311	190
PENT	EPXD	4	Diaph D1 Y	9.70E-05	426	260	2370
PENT	EPYD	5	Diaph D1 Y	0.000861	426	0	2370

PENT	ENYD	3	Diaph D1 Y	0.000882	0	0	2370
PENT	ENXD	4	Diaph D1 Y	0.000106	426	260	2370
ROOF	EPXD	193	Diaph D1 Y	4.90E-05	0	1083	2070
ROOF	EPYD	13	Diaph D1 Y	0.002024	1075	0	2070
ROOF	ENYD	13	Diaph D1 Y	0.001834	1075	0	2070
ROOF	ENXD	7	Diaph D1 Y	0.000158	0	260	2070
Story4	EPXD	6	Diaph D1 Y	0.000115	0	770	1750
Story4	EPYD	13	Diaph D1 Y	0.002873	1075	0	1750
Story4	ENYD	7	Diaph D1 Y	0.002602	0	260	1750
Story4	ENXD	13	Diaph D1 Y	0.00032	1075	0	1750
Story3	EPXD	6	Diaph D1 Y	0.000184	0	770	1430
Story3	EPYD	13	Diaph D1 Y	0.003234	1075	0	1430
Story3	ENYD	7	Diaph D1 Y	0.003021	0	260	1430
Story3	ENXD	13	Diaph D1 Y	0.000415	1075	0	1430
Story2	EPXD	193	Diaph D1 Y	0.000216	0	1083	1110
Story2	EPYD	13	Diaph D1 Y	0.003217	1075	0	1110
Story2	ENYD	193	Diaph D1 Y	0.003126	0	1083	1110
Story2	ENXD	193	Diaph D1 Y	0.000428	0	1083	1110
Story1	EPXD	193	Diaph D1 Y	0.000155	0	1083	790
Story1	EPYD	193	Diaph D1 Y	0.002605	0	1083	790
Story1	ENYD	193	Diaph D1 Y	0.002811	0	1083	790
Story1	ENXD	193	Diaph D1 Y	0.000357	0	1083	790
Story0-00	EPXD	201	Diaph D1 Y	4.50E-05	0	1117.4	470
Story0-00	EPYD	12	Diaph D1 Y	0.00098	1065	260	470
Story0-00	ENYD	201	Diaph D1 Y	0.001007	0	1117.4	470
Story0-00	ENXD	13	Diaph D1 Y	0.000148	1075	0	470
Story-1	EPXD	205	Diaph D1 Y	2.90E-05	967.5	1272	190
Story-1	EPYD	197	Diaph D1 Y	0.000219	427.5	1272	190
Story-1	ENYD	197	Diaph D1 Y	0.000221	427.5	1272	190
Story-1	ENXD	205	Diaph D1 Y	3.70E-05	967.5	1272	190
Max Drift		0.003234					
Allowable drift		0.00363					
		OK					

پس از آنالیز مشخص می‌شود که سازه با اضافه کردن دیوار برشی جدید در جهت X از لحاظ دریفت 25٪ قاب خمشی مشکلی نخواهد داشت.

کنترل واژگونی (فایل جدید) اضافه شدن دیوار برشی در جهت X:

$$X, Y \text{ وزن مؤثر سازه در جهت } (13370.8 / 71 \times 9 / 81) \div 1000 = 1311 / 682 \text{ ton}$$

$$XCCM = 5 / 3874 \text{ m (مرکز جرم تجمعی در جهت X)}$$

$$YCCM = 6 / 6455 \text{ m (مرکز جرم تجمعی در جهت Y)}$$

$$X = 10 / 75 \text{ m (بعد سازه در جهت X)}$$

$$Y = 12 / 72 \text{ m (بعد سازه در جهت Y)}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{لنگر مقاوم:} \\ MR_x = 1311 / 682 \times 5 / 3874 = 70.66 / 556 \text{ ton.m} \\ MR_y = 1311 / 682 \times 6 / 6455 = 8716 / 782 \text{ ton.m} \end{array} \right\}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{لنگر محرک:} \\ M_x = (90.488 / 45 \times 1) + 170.7459 / 61 = 1797 / 948 \text{ ton.m} \\ M_y = (102867 / 52 \times 1) + 150.9608 / 9 / 61 = 1612 / 476 \text{ ton.m} \end{array} \right\}$$

$$X \text{ ضریب اطمینان واژگونی } = \frac{70.66 / 56}{1797 / 948} = 3 / 93 > 1 / 75 \quad \text{ok}$$

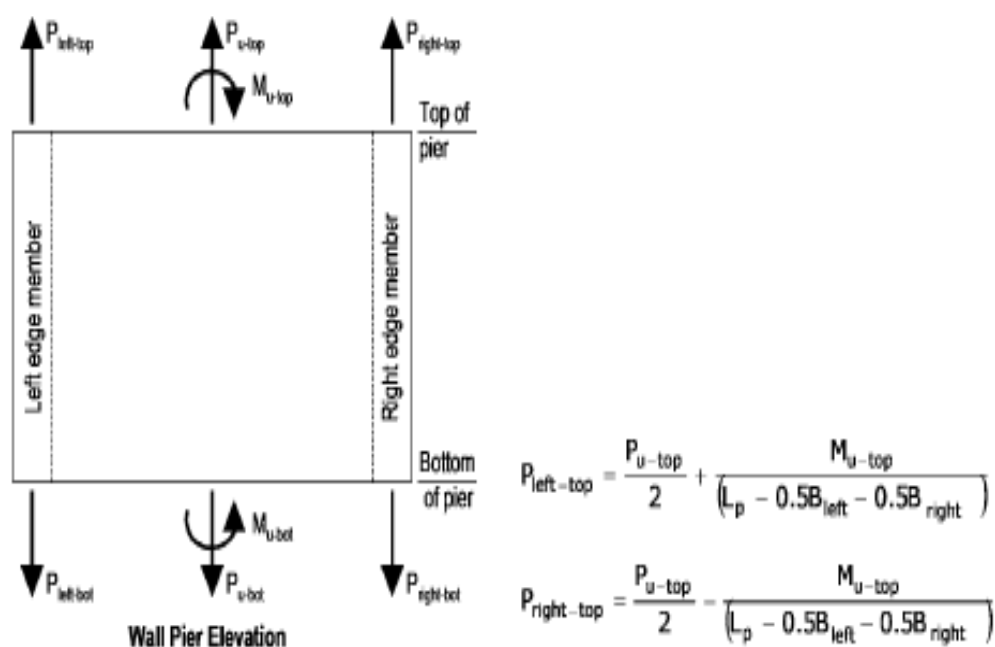
$$Y \text{ ضریب اطمینان واژگونی } = \frac{8716 / 782}{1612 / 476} = 5 / 40.5 > 1 / 75 \quad \text{ok}$$

طراحی دیوارهای برشی:

برای طراحی دیوار برشی سه روش مختلف توسط نرم افزار معرفی شده است:

1- Simplified C and T Section

در این روش ابتدا مقدار لنگر و نیروی محوری برآیند در ابتدا و انتهای دیوار محاسبه می شود (M_{u-top} و P_{u-top} در بالای دیوار و M_{u-bot} و P_{u-bot} در پایین دیوار). سپس بر اساس رابطه زیر مقدار نیروی محوری در المانهای مرزی مشخص می شود. بر اساس نیروی محوری المانهای مرزی، مقدار آرماتور طولی لازم برای آنها محاسبه می شود.



2- Uniform Reinforcing Pier Section

در این روش عرض دیوار ثابت فرض می شود (امکان تعریف ستون در انتهای آن نیست) و تنها زمانی می توان از آن استفاده کرد که در دو انتهای دیوار ستون نداشته باشیم.

3- General Reinforcing Pier Section

در این روش مقطع دیوار به صورت دقیق در قسمت Section designer مدل می شود و نرم افزار بر اساس آرایش آرماتورها در مقطع دیوار، آنرا کنترل می کند.

با نیروهای جانبی مؤثر بر یک سازه (در اثر باد یا زلزله) به طرق مختلف مقابله می شود که اثر زلزله بر ساختمانها از سایر اثرات وارد بر آنها کاملاً متفاوت می باشد . ویژگی اثر زلزله در این است که نیروهای ناشی از آن به مراتب شدیدتر و پیچیده تر از سایر نیروهای مؤثر می باشند . عناصر مقاوم در مقابل نیروهای فوق شامل قاب خمشی ، دیوار برشی و یا ترکیبی از آن دو می باشند . استفاده از قاب خمشی به عنوان عنصر مقاوم در مقابل نیروهای جانبی بخصوص اگر نیروهای جانبی در اثر زلزله باشند احتیاج به جزئیات خاصی دارد که شکل پذیری کافی قاب را تأمین نماید . این جزئیات از لحاظ اجرایی غالباً دست و پاگیر بوده و در صورتی می توان از اجرای دقیق آنها مطمئن شد که کیفیت اجرا و نظارت در کارگاه خیلی بالا باشد از لحاظ برتری می توان گفت که دیوار برشی اقتصادی تر از قاب می باشد و تغییر مکانها را کنترل می کند در حالی که برای سازه های بلند قاب به تنهایی نمی تواند در این زمینه جوابگو باشد . حال به ذکر چند نمونه از دیوارهای برشی می پردازیم :

1- دیوار های برشی فولادی : بعضی مواقع ورقهای فولادی به عنوان دیوارهای برشی بکار می روند . برای جلوگیری از کمانش موضعی چنین دیوارهای برشی فولادی لازم است از تقویت کننده های قائم و افقی استفاده شود.

2- دیوارهای برشی مرکب : دیوارهای برشی مرکب شامل : ورقهای تقویت شده فولادی مدفون در بتن مسلح ، خرپاهای ورق فولادی مدفون در داخل دیوار بتن مسلح و دیوارهای مرکب ممکن دیگر ، که تماماً با یک قاب فولادی و یا با یک قاب مرکب توأم هستند می شود .

3- دیوارهای برشی مصالح بنایی : از دیر زمان در ساختمانهای مصالح بنایی از دیوارهای مصالح بنایی توپر غیر مسلح استفاده می شده است ولی روشن شده است که این دیوارها از نقطه نظر مقاومت در مقابل زلزله ضعف دارند و لذا اکنون به جای آنها از دیوارهای برشی مسلح نظیر دیوارهای با آجر تو خالی و پر شده با دوغاب استفاده می شود .

4- دیوارهای برشی بتن مسلح : نوع دیگری از دیوارهای برشی ، دیوارهای برشی بتن مسلح است که در این مقاله به آن می پردازیم. یکی از مطمئن ترین روشها برای مقابله با نیروهای جانبی استفاده از دیوار برشی بتن مسلح است . دیوار برشی به عنوان یک ستون طره بزرگ و مقاوم در برابر نیروهای لرزه ای عمل می کند و یک عضو ضروری برای سازه های بتن مسلح بلند و یک عضو مناسب برای سازه های متوسط و کوتاه می باشد .

انواع دیوار برشی بتن مسلح :

دو نوع دیوار برشی بتن مسلح وجود دارد :

1- دیوار برشی در جا : در دیوار برشی در جا به منظور حفظ یکنواختی و پیوستگی میلگرد های دیوار ، به قاب محیطی قلاب می شوند .

2- دیوار برشی پیش ساخته : در دیوار های برشی پیش ساخته یکنواختی و پیوستگی با تهیه کلیه های دوزنقه شکل در طول لبه های پانل و یا از طریق اتصال پانلها به قاب توسط میخهای فولادی صورت می گیرد . تأثیر شکل دیوار : تعبیه بال در دیوارها برای پایداری و شکل پذیری سازه بسیار مفید می باشد .

نیروهایی که به دیوارهای برشی وارد می شوند :

به طور کلی دیوار های برشی تحت نیروهای زیر قرار می گیرند :

1- نیروی برشی متغیر که مقدار آن در پایه حداکثر می باشد .

2- لنگر خمشی متغیر که مقدار آن مجددا در پای دیوار حداکثر است و ایجاد کشش در یک لبه (لبه نزدیک به نیروها و فشار در لبه متقابل می نماید) با توجه به امکان عوض شدن جهت نیروی باد یا زلزله در ساختمان ، کشش باید در هر دو لبه دیوار در نظر گرفته شود.

3- نیروی محوری فشاری ناشی از وزن طبقات که روی دیوار برشی تکیه دارد .

توجه : در صورتی که ارتفاع دیوار برشی کم باشد ، غالباً نیروی برشی حاکم بر طراحی آن خواهد بود لیکن اگر ارتفاع دیوار برشی زیاد باشد لنگر خمشی حاکم بر طراحی آن خواهد بود . به هر حال دیوار باید برای هر دو نیروی فوق کنترل و در مقابل آنها مسلح گردد.

طراحی دیوار برشی در مقابل برش :

اگر $V_u = 5u_c h d = \phi c h d (f_c)^{0.5}$ تلاش برشی نهایی در مقطع مورد طراحی باشد بر طبق آیین نامه ایران باید تعیین نیروی برشی مقاوم نهایی بتن :

الف- حالتی که دیوار تحت اثر برش یا تحت اثر تۆام برش و فشار قرار دارد $V_c = u_c b w d$:

ب- حالتی که دیوار تحت اثر برش و کشش قرار دارد : $V_c = u_c (1 + N_u / (3A_g)) b w d$ (A در این رابطه کمیت N_u / A_g بر حسب (N/mm^2) می باشد و N_u در این رابطه منفی می باشد حال اگر محاسبه نیروی برشی مقاوم نهایی بتن (V_c) با جزئیات بیشتر مورد نظر باشد آنرا برابر با کمترین مقدار به دست آمده از دو رابطه زیر در نظر گرفته می گیریم و $V_c = (0.3u_c + (L_w(0.6u_c + 0.15N_u / (L_w h))) / (Mu / V_u - L_w / 2)) h d$ و $V_c = 1.65u_c h d + (N_u d) / (5L_w)$ نیروی محوری برای فشار مثبت و برای کشش منفی است چنانچه $Mu / V_u - L_w / 2$ منفی باشد رابطه A بکاربرده نمی شود . نیروی برشی مقاوم نهایی V_c برای کلیه مقاطعی که در فاصله ای کمتر از کوچکترین دو مقدار $L_w / 2$ و $h w / 2$ از پایه دیوار قرار دارند برابر با مقاومت برشی مقطع در کوچکترین این دو مقدار در نظر گرفته می شود .

نیروی برشی مقاوم نهایی آرماتور ها (V_s) از رابطه زیر محاسبه می شود $V_s = \phi s A_v f_y d / S_2$ A_v سطح مقطع آرماتور برشی در امتداد برش و در طول فاصله S_2 می باشد چنانچه مقدار A_v را در اختیار نداشتیم می توان V_s را از رابطه زیر به دست آورد $V_s = V_u - V_c$ سپس به کمک رابطه فوق A_v را به دست می آوریم . برای تأمین برش مقاوم V_s علاوه بر آرماتور های برش افقی A_v آرماتور های برشی قائم نیز باید در دیوار پیش بینی شود آرماتور گذاری در دیوار مطابق زیر انجام می شود : چنانچه $V_u = 0.0025$ فاصله میلگرد های (S_2) از هم نباید از مقادیر زیر بیشتر باشد : $p_n = 3h L_w / 5350$ سطح

مقطع کل بتن در امتداد برش / سطح مقطع آرماتور برشی در امتداد عمود بر برش نباید کمتر از 0.0025 و یا کمتر از مقدار زیر در نظر گرفته شود : $p_n = 0.0025 + 0.5(2.5 - h_w/L_w)(p_h - 0.0025)$ لزومی ندارد $p_n > p_h$ در نظر گرفته شود . طراحی دیوار برشی در مقابل خمش : چنانچه ارتفاع دیوار برشی بلندتر از دو برابر عمق آن باشد مقاومت خمشی آن مشابه تیری که آرماتور گذاری آن در لبه های آن متمرکز است محاسبه می شود .

مقاومت خمشی M_u یک دیوار برشی مستطیلی نظیر دیوار برشی این چنین محاسبه می شود :

$$M_r = 0.5 A_s \phi_s F_y L_w (1 + N_u / (A_s \phi_s F_y)) (1 - C/L_w)$$

در رابطه فوق : M_r مقاومت خمشی نهایی دیوار : N_u نیروی محوری موجود در مقطع دیوار : A_s سطح مقطع کل آرماتور های قائم دیوار F_y : تنش تسلیم فولاد : Q_s ضریب تقلیل ضریب فولاد L_w : طول افقی دیوار مقدار C/L_w از رابطه زیر به دست می آید $C/L_w = (w+a)/(2w+0.85\beta_1)$ مقدار β_1 از روابط زیر به دست می آید : $\beta_1 = 0.65 \rightarrow F_c = 55 \text{ N/mm}^2$ ، $w = A_s / (L_w h) * (\phi_s F_y) / (\phi_c f_c)$ ، $F_c = 55 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \beta_1 = 0.65$ ، $\phi_s = 0.85$ ، $\phi_c = 0.6$ ، $a = N_u / (L_w * h * \phi_c f_c)$ h عرض دیوار : F_c مقاومت فشاری بتن ابتدا با توجه به آرماتور های قائم حداقل که به علت نیازهای برشی در دیوار تعبیر شده اند ظرفیت خمشی مقطع را به دست می آوریم . همواره باید ظرفیت خمشی بزرگتر یا مساوی نیروی خمشی نهایی دیوار باشد.

($M_r \geq M_u$) چنانچه ظرفیت خمشی کمتر از نیروی خمشی دیوار به دست آید یا با کاهش فواصل یا افزایش قطر آرماتور های قائم مقدار A_s آنقدر افزایش یابد تا خمش بزرگتر از لنگر خمشی مقطع گردد . شکست برشی لغزشی : در شکست برشی لغزشی ، دیوار برشی به طور افقی حرکت می کند برای جلوگیری از این نوع شکست آرماتورهای تسلیح قائم که به طور یکنواختی در دیوار قرار گرفته اند مؤثر خواهد بود و تسلیح قطری نیز می تواند مؤثر باشد . در قسمت زیر انواع مودهای شکست یک دیوار برشی طره ای گفته شده است : الف - گسیختگی خمشی ب - شکست لغزشی ج - شکست برشی د - دوران پی دیوارهای برشی با بازشو ها: شکست برشی یک دیوار برشی با بازشو ها ، اگرچه می توان با به کار بردن مقدار زیادی خاموت باعث اتلاف انرژی شد اما نمی توان انتظار شکل پذیری زیادی از آن داشت بنابراین بهتر است در چنین شرایطی از تسلیح قطری استفاده کرد.

دیوارهای برشی به روش عمومی SD در نرم افزار معرفی و طراحی شده‌اند و باید مقدار آرماتورهای خروجی نرم افزار را جهت تهیه نقشه های اجرایی به کار برد.

تنظیمات مربوط به دیوار برشی:

Shear Wall Design Preferences for ACI 318-08

	Item	Value
01	Design Code	ACI 318-08
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Rebar Material	AIII
04	Rebar Shear Material	AIII
05	Design System Rho	1
06	Design System Sds	0.5
07	Importance Factor	1
08	System Cd	5.5
09	Phi (Tension Controlled)	0.9
10	Phi (Compression Controlled)	0.65
11	Phi (Shear and/or Torsion)	0.75
12	Phi (Shear Seismic)	0.6
13	Pmax Factor	0.8
14	Number of Curves	24
15	Number of Points	11
16	Edge Design PT-Max	0.04
17	Edge Design PC-Max	0.04
18	Section Design ID-Max	0.02

Item Description
The selected design code. Subsequent design is based on this selected code.

Explanation of Color Coding for Values
Blue: Default Value
Black: Not a Default Value
Red: Value that has changed during the current session

Set To Default Values: All Items, Selected Items
Reset To Previous Values: All Items, Selected Items
OK, Cancel

تنظیمات مربوط به طراحی دیوار برشی به روش simplified C and T section

Wall Pier Design Overwrites for ACI 318-08

	Item	Value
01	Design this Pier?	Yes
02	LL Reduction Factor	Varies
03	Design is Seismic?	Yes
▶ 04	Pier Section Type	Simplified T and C
05	Thick Bottom	Varies
06	Length Bottom	Varies
07	DB1 Left Bottom	0
08	DB2 Left Bottom	0
09	DB1 Right Bottom	0
10	DB2 Right Bottom	0
11	Thick Top	Varies
12	Length Top	Varies
13	DB1 Left Top	0
14	DB2 Left Top	0
15	DB1 Right Top	0
16	DB2 Right Top	0
17	Material	C25
18	Edge Design DB Max	0.04

Item Description
Pier Section Type

Explanation of Color Coding for Values
Blue: All selected items are program determined
Black: Some selected items are user defined
Red: Value that has changed during the current session

Set To Default Values

Reset To Previous Values

برای کنترل نیاز یا عدم نیاز به المان مرزی، ابتدا نرم افزار تنشهای فشاری حداکثر را در دورترین تارها محاسبه میکند. سپس حداکثر جابجایی واقعی دیوار (δ_u) را محاسبه می کند. برای کنترل نیاز یا عدم نیاز تنها موارد زیر کنترل می شود:

- ۱- در صورتی که تنش حداکثر فشاری از $0.2f_c$ فراتر رود، المان مرزی لازم خواهد بود.
 - ۲- در صورتی که عمق تار خشی (c) تحت اثر بارهای ضریب دار از مقدار رابطه زیر فراتر رود، المان مرزی لازم خواهد بود.
- نرم افزار ابتدا مورد اول را کنترل می کند. در صورتی که تنش فشاری کمتر از $0.2f_c$ باشد، مورد دوم توسط نرم افزار کنترل نمی شود. در صورتی که تنش فشاری بیشتر از $0.2f_c$ باشد، نرم افزار مورد دوم را بررسی می کند و اگر مورد دوم نیز محدودیت را رعایت نکند، برای دیوار المان مرزی منظور می کند.

When the extreme fiber compressive stress, b_c , exceeds $0.2 f'_c$, boundary elements are required (ACI 21.9.6.3), or when the neutral axial depth calculated from the factored axial force and nominal moment strength are consistent with design displacement, δ_u , and exceed the following limit:

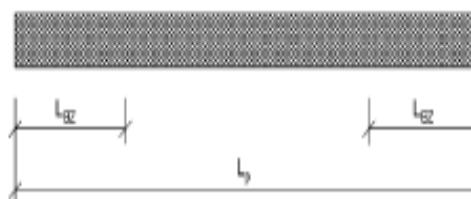
$$c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u/h_w)} \quad (\text{ACI 21.9.6.2})$$

boundary elements are required (ACI 21.9.6.2).

21.9.6.3 — Structural walls not designed to the provisions of 21.9.6.2 shall have special boundary elements at boundaries and edges around openings of structural walls where the maximum extreme fiber compressive stress, corresponding to load combinations including earthquake effects, E , exceeds $0.2f'_c$. The special boundary element shall be permitted to be discontinued where the calculated compressive stress is less than $0.15f'_c$. Stresses shall be calculated for the factored forces using a linearly elastic model and gross section properties. For walls with flanges, an effective flange width as defined in 21.9.5.2 shall be used.

If boundary elements are required, the program calculates the minimum required length of the boundary zone at each end of the wall, L_{bz} , which is calculated as follows:

$$L_{bz} = \max\{c/2, c - 0.1L_w\}. \quad (\text{ACI 21.9.6.4(a)})$$



11.9 — Provisions for walls

11.9.8 — Where V_u is less than $0.5\phi V_c$, reinforcement shall be provided in accordance with 11.9.9 or in accordance with Chapter 14. Where V_u exceeds $0.5\phi V_c$, wall reinforcement for resisting shear shall be provided in accordance with 11.9.9.

11.9.9 — Design of shear reinforcement for walls

11.9.9.2 — Ratio of horizontal shear reinforcement area to gross concrete area of vertical section, ρ_t , shall not be less than 0.0025.

11.9.9.3 — Spacing of horizontal shear reinforcement shall not exceed the smallest of $\ell_w/5$, $3h$, and 450 mm, where ℓ_w is the overall length of the wall.

11.9.9.4 — Ratio of vertical shear reinforcement area to gross concrete area of horizontal section, ρ_n , shall not be less than the larger of

$$\rho_t = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{\ell_w} \right) (\rho_t - 0.0025) \quad (11-30)$$

and 0.0025, The value of ρ_t calculated by Eq. (11-30) need not be greater than ρ_t required by 11.9.9.1. In Eq. (11-30), ℓ_w is the overall length of the wall, and h_w is the overall height of the wall.

11.9.9.5 — Spacing of vertical shear reinforcement shall not exceed the smallest of $\ell_w/3$, $3h$, and 450 mm, where ℓ_w is the overall length of the wall.

۹-۱۵-۱۶ ضوابط ویژه برای دیوارها

۹-۱۵-۱۶-۳ ضوابط کلی طراحی

۹-۱۵-۱۶-۱ در دیوارها چنانچه مقدار V_u بیشتر از $0.5\phi V_c$ باشد طراحی برای برش لازم است. مقادیر آرماتور برشی مورد نیاز بر اساس ضوابط بند ۹-۱۵-۱۶-۲ محاسبه می گردند. در مورد این آرماتور محدودیت های بند ۹-۱۵-۱۶-۴ باید رعایت شوند. چنانچه V_u کمتر از $0.5\phi V_c$ باشد، آرماتورگذاری در دیوار مطابق بند ۹-۱۵-۱۶-۴ یا ضوابط طراحی دیوارهای باربر در فصل نوزدهم انجام می شود.

۹-۱۵-۱۶-۴ محدودیت های آرماتورها

۹-۱۵-۱۶-۴ مقدار ρ_n ، نباید کمتر از 0.0025 منظور شود. مقدار ρ_n نباید بیشتر از $3/h$ ، $\ell_w/5$ و یا 350 میلی متر در نظر گرفته شود.

۹-۱۵-۱۶-۲ مقدار ρ_n نباید کمتر از 0.0025 و یا کمتر از مقدار رابطه (۹-۱۵-۳۲) منظور شود:

$$\rho_n = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{\ell_w} \right) (\rho_n - 0.0025) \quad (9-15-32)$$

لازم نیست مقدار ρ_n بیشتر از ρ_n در نظر گرفته شود. مقدار ρ_n نباید بیشتر از $3/h$ ، $\ell_w/3$ و یا 350 میلی متر در نظر گرفته شود.

where A_v is area of horizontal shear reinforcement within spacing s , and d is determined in accordance with 11.9.4. Vertical shear reinforcement shall be provided in accordance with 11.9.9.4.

11.9.9.2 — Ratio of horizontal shear reinforcement area to gross concrete area of vertical section, ρ_t , shall not be less than 0.0025.

11.9.9.3 — Spacing of horizontal shear reinforcement shall not exceed the smallest of $\ell_w/5$, $3h$, and 450 mm, where ℓ_w is the overall length of the wall.

11.9.9.4 — Ratio of vertical shear reinforcement area to gross concrete area of horizontal section, ρ_t , shall not be less than the larger of

$$\rho_t = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{\ell_w} \right) (\rho_t - 0.0025) \quad (11-30)$$

and 0.0025, The value of ρ_t calculated by Eq. (11-30) need not be greater than ρ_t required by 11.9.9.1. In Eq. (11-30), ℓ_w is the overall length of the wall, and h_w is the overall height of the wall.

11.9.9.5 — Spacing of vertical shear reinforcement shall not exceed the smallest of $\ell_w/3$, $3h$, and 450 mm, where ℓ_w is the overall length of the wall.

۴-۲۳-۹ ضوابط ساختمان‌های با شکل‌پذیری زیاد

۳-۴-۲۳-۹ دیوارهای سازه‌ای، دیافراگم‌ها و خرپاها

۱-۳-۴-۲۳-۹ محدودیت‌های هندسی

۱-۱-۳-۴-۲۳-۹ در دیوارهای سازه‌ای محدودیت‌های هندسی (الف) و (ب) این بند باید مورد

توجه قرار گیرند:

الف- ضخامت دیوار نباید کمتر از ۱۵۰ میلی‌متر اختیار شود.

ب- در دیوارهایی که در آنها اجزای مرزی مطابق بند ۳-۳-۴-۲۳-۹ به کار گرفته می‌شود، عرض

عضو مرزی نباید کمتر از ۳۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شود.

۲-۳-۴-۲۳-۹ آرماتورهای قائم و افقی

۱-۲-۳-۴-۲۳-۹ در دیوارهای سازه‌ای نسبت آرماتور در هیچ یک از دو امتداد قائم و افقی نباید

کمتر از ۰/۲۵ درصد باشد، مگر آنکه نیروی برشی نهایی موجود در مقطع دیوار از $A_{sv}/5$ کمتر باشد. در این حالت برای حداقل میلگرد مورد نیاز در دیوار باید ضوابط بند ۴-۱۹-۹ رعایت شود.

۲-۲-۳-۴-۲۳-۹ نسبت میلگرد قائم در هیچ ناحیه از طول دیوار نباید از چهار درصد بیشتر

باشد.

۳-۲-۳-۴-۲۳-۹ فاصله محور تا محور میلگردها از یکدیگر در هر دو امتداد قائم و افقی نباید

بیشتر از ۳۵۰ میلی‌متر اختیار شود و میلگردهای افقی باید داخل آرماتورهای قائم قرار گیرند.

در اجزای مرزی فاصله میلگردهای قائم نباید بیشتر از ۲۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شوند.

۴-۲-۳-۴-۲۳-۹ در دیوارهایی که نیروی برشی نهایی در مقطع آنها از A_{sv} بیشتر است، به

کارگیری دو شبکه میلگرد الزامی است.

فصل نم

وصلہ و معیار آرماتور

۹-۲۱-۲ مهار میلگردها

۹-۲۱-۲-۱ کلیات

۹-۲۱-۲-۱-۱ در تمامی قطعات بتن آرمه نیروهای کششی یا فشاری موجود در میلگردها در هر مقطع باید به وسیله مهار میلگردها در دو سمت آن مقطع به بتن منتقل گردد. مهار میلگردها در بتن به یکی از سه طریق (الف) تا (پ) این بند و یا با ترکیبی از آنها امکان پذیر است:

الف- پیوستگی موجود بین بتن و آرماتور در سطح جانبی آرماتور

ب- ایجاد قلاب استاندارد در انتهای میلگرد

پ- به کارگیری وسایل مکانیکی در طول میلگرد

۹-۲۱-۲-۱-۲ برای مهار میلگردهای کششی به وسیله قلاب، انتهای میلگردها خم شده و به صورت قلاب درآورده می شود. برای انتقال نیروی $A_b f_y$ از میلگرد به بتن ایجاد قلاب به تنهایی کافی نیست و باید علاوه بر آن طول اضافی مستقیم میلگرد از انتهای آزاد میلگرد تا شروع قلاب در بتن وجود داشته باشد. حداقل این طول اضافی بعلاوه شعاع قلاب انتهایی آن بعلاوه قطر میلگرد، که برای انتقال نیروی $A_b f_y$ لازم است، «طول گیرایی میلگرد قلابدار» نامیده می شوند. ضوابط مربوط به تأمین طول گیرایی میلگردهای قلابدار در کشش در بند ۹-۲۱-۲-۷ داده شده اند. قلابها برای مهار آرماتور فشاری موثر نیستند.

۹-۲۱-۲-۱-۳ استفاده از هرگونه وسیله مکانیکی که بتواند بدون ایجاد خسارت به بتن نیروی مقاومت میلگردها را به بتن منتقل نماید، مجاز است. اطمینان از توانایی مناسب وسیله مکانیکی در انتقال نیرو باید از طریق آزمایش و یا روش محاسباتی شناخته شده، حاصل شود.

۹-۲۱-۳ حداقل قطر خم‌ها

الف- قطر داخلی خم‌ها به جز برای خاموت‌های با قطر کمتر از ۱۶ میلیمتر نباید از مقادیر مندرج در جدول ۹-۲۱-۱ کمتر اختیار شود:

جدول ۹-۲۱-۱ حداقل قطر خم‌ها

حداقل قطر خم	قطر میلگرد
$6d_b$	کمتر از ۲۸ میلیمتر
$8d_b$	۲۸ تا ۳۴ میلیمتر
$10d_b$	۳۶ تا ۵۵ میلیمتر *

* برای خم کردن میلگردهای به قطر ۳۶ میلیمتر و بیشتر و با زاویه بیشتر از ۹۰ درجه به روش‌های خاصی نیاز است.

ب- قطر داخلی خم‌ها برای خاموت‌های به قطر کمتر از ۱۶ میلیمتر نباید کمتر از $4d_b$ اختیار شود.

۹-۲۱-۲ قلاب‌های استاندارد

در این مبحث هریک از خم‌های مشروح زیر قلاب استاندارد تلقی می‌شود:

الف- میلگردهای اصلی

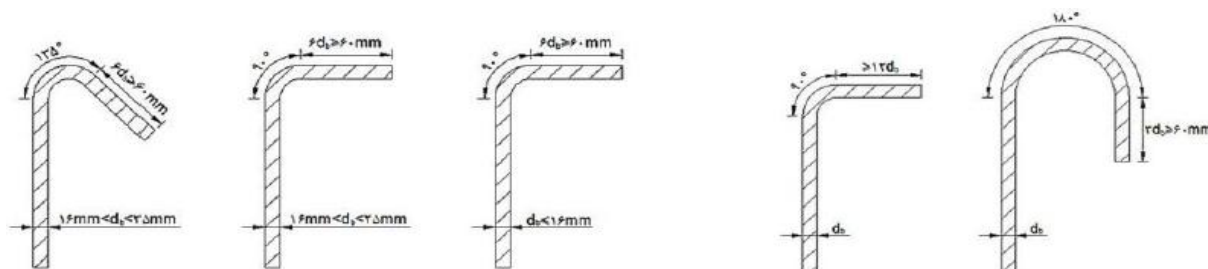
- خم نیم‌دایره (قلاب انتهایی ۱۸۰ درجه) به اضافه حداقل $4d_b$ طول مستقیم ولی نه کمتر از ۶۰ میلی‌متر در انتهای آزاد میلگرد

- خم ۹۰ درجه (گونیا) به اضافه طول مستقیم برابر حداقل $12d_b$ در انتهای آزاد میلگرد
ب- برای میلگردهای تقسیم و خاموت‌ها

- خم ۹۰ درجه (گونیا) به اضافه حداقل $6d_b$ طول مستقیم ولی نه کمتر از ۶۰ میلیمتر در انتهای آزاد میلگرد، برای میلگردهای به قطر بیشتر از ۱۶ میلی‌متر و کمتر

- خم ۹۰ درجه (گونیا) به اضافه حداقل $2d_b$ طول مستقیم در انتهای آزاد میلگرد، برای میلگردهای به قطر بیشتر از ۱۶ میلی‌متر و کمتر از ۲۵ میلی‌متر

- خم ۱۳۵ درجه (چنگک) به اضافه حداقل $6d_b$ طول مستقیم ولی نه کمتر از ۶۰ میلی‌متر در انتهای آزاد میلگرد



قلاپ‌های استاندارد برای میلگردهای خاموت

قلاپ‌های استاندارد برای میلگردهای اصلی

۹-۲۱-۴ طول گیرایی میلگردهای کششی

۹-۲۱-۴-۱ طول گیرایی یک میلگرد در کشش، l_d ، باید حداقل برابر با مقدار حاصل از رابطه (۹-۲۱-۱) در نظر گرفته شود، در هر حال کمتر از ۳۰۰ میلیمتر اختیار نشود.

$$l_d = \left[\frac{\cdot / \lambda f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}} \frac{\alpha \beta \gamma \lambda}{\left(\frac{C + k_{tr}}{d_b} \right)} \right] d_b \quad (9-21-1)$$

مقدار $\frac{C + k_{tr}}{d_b}$ نبایستی بیش از ۲/۵ در نظر گرفته شود.

الف- ضریب α ، یا ضریب موقعیت میلگردها، برای میلگردهای افقی که حداقل ۳۰۰ میلیمتر بتن تازه در زیر آنها، در ناحیه طول گیرایی، ریخته می‌شوند برابر با ۱/۳ و برای سایر میلگردها برابر با یک است.

ب- ضریب β ، یا ضریب اندود میلگرد، برای میلگردهایی که با ماده اپوکسی اندود شده‌اند و در آنها ضخامت پوشش بتنی روی میلگرد کمتر از $3d_b$ و فاصله آزاد میلگردها کمتر از $6d_b$ است، برابر با ۱/۵ و برای سایر میلگردهایی که با ماده اپوکسی اندود شده‌اند برابر با ۱/۳ و برای میلگردهایی که اندود اپوکسی نشده‌اند برابر با یک است.

لازم نیست حاصلضرب α و β بیشتر از ۱/۷ در نظر گرفته شود.

پ- ضریب γ یا ضریب قطر میلگرد برای میلگردهای با قطر کمتر و یا مساوی ۲۰ میلیمتر برابر با ۰/۸ و برای میلگردهای با قطر بیش از ۲۰ میلیمتر برابر با یک است.

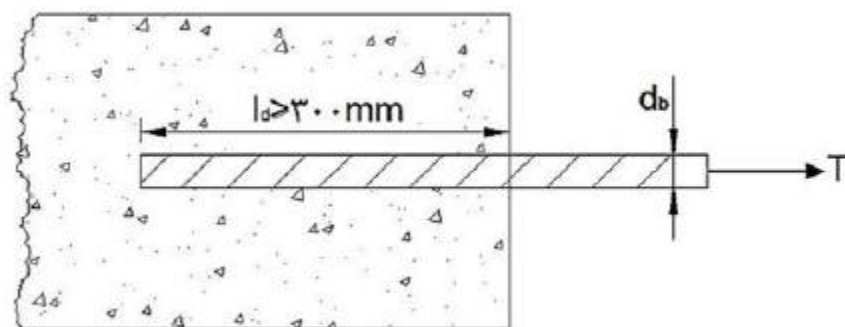
ت- ضریب λ یا ضریب نوع بتن، برای بتن‌های سبک برابر ۱/۳ و برای بتن‌های معمولی برابر با یک می‌باشد.

ث- ضریب c یا ضریب فاصله میلگردها از یکدیگر و از رویه قطعه برابر با کوچکترین دو مقدار فاصله مرکز میلگرد از نزدیکترین رویه بتن و نصف فاصله مرکز تا مرکز میلگردهایی است که در یک محل قطع و یا وصله می‌شوند.

ج- ضریب k_{tr} ، ضریبی است که با توجه به مقدار آرماتور عرضی موجود در طول گیرایی از رابطه (۹-۲۱-۲) به دست می‌آید:

$$k_{tr} = \frac{0.12 A_{tr} f_{yd}}{s n} \quad (9-21-2)$$

در این رابطه n تعداد میلگردهایی است که در یک محل مهار و یا وصله می‌شوند. برای سهولت در محاسبات، چنانچه فاصله آزاد میلگردها و پوشش روی آنها کمتر از d_b نباشد و حداقل آرماتور برشی مطابق رابطه (۹-۱۵-۱۳) در ناحیه طول گیرایی به کار برده شده باشد و یا اینکه فاصله آزاد میلگردها کمتر از $2d_b$ و پوشش روی آنها کمتر از d_b نباشد $\frac{c+k_{tr}}{d_b}$ را می‌توان برابر با ۱/۵ در نظر گرفت.



۹-۲۱-۵ طول گیرایی میلگردهای فشاری

۹-۲۱-۵-۱ طول گیرایی یک میلگرد در فشار، باید حداقل برابر بزرگترین مقدار دو رابطه (۹-۲۱-۳) و (۹-۲۱-۴) در نظر گرفته شود. در هر حال کمتر از ۲۰۰ میلیمتر اختیار نشود.

$$l_{dc} = \left[0.24 \frac{f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}} \right] d_b \quad (9-21-3)$$

$$l_{dc} = [0.5 f_{yd}] d_b \quad (9-21-4)$$

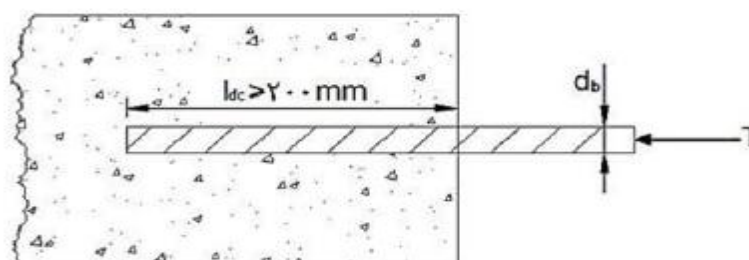
$$l_{dh} = \left[0.24 k_1 k_2 \beta \lambda \frac{f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}} \right] d_b \quad (9-21-5)$$

برای تعیین ضرایب β و λ به بند ۹-۲۱-۴-۱ مراجعه شود.

ضریب k_1 در تمامی موارد برابر با یک منظور می‌شود مگر در مواردی که در قلابهای با خم ۱۸۰ درجه پوشش بتنی روی قلاب، در امتداد عمود بر صفحه قلاب، مساوی یا بیشتر از ۶۵ میلی‌متر و در قلابهای با خم ۹۰ درجه پوشش بتن روی قلاب در امتداد عمود بر صفحه قلاب و پوشش در صفحه قلاب به ترتیب مساوی یا بیشتر از ۶۵ و ۵۰ میلیمتر باشد. در این موارد ضریب k_1 را می‌توان برابر با ۰/۷ منظور کرد.

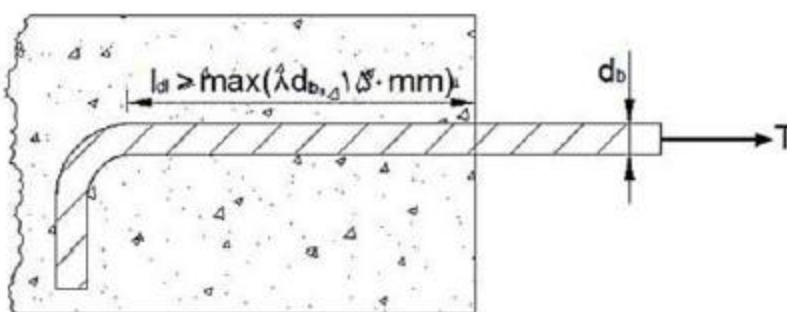
ضریب k_2 در تمامی موارد برابر یک منظور می‌شود مگر در مواردی که میلگردها در طول گیرایی با خاموت‌های با فاصله‌ای مساوی یا کمتر از $3d_b$ محصور شده باشند، در این موارد ضریب k_2 را می‌توان ۰/۸ منظور کرد.

۹-۲۱-۲-۷ در انتهای غیرممتد یک عضو که در آن برای مهار کردن میلگرد از قلاب استفاده شده است در صورتی که پوشش بتنی روی میلگرد در هر دو جهت، بالا و پایین و عمود بر صفحه قلاب، کمتر از ۶۵ میلیمتر باشد باید میلگرد در طول گیرایی با خاموتهایی به فاصله کمتر از $3d_b$ از یکدیگر محصور شود.



۹-۲۱-۲-۷ طول گیرایی میلگردهای قلابدار در کشش

۹-۲۱-۲-۷-۱ طول گیرایی یک میلگرد قلابدار در کشش، l_{dh} ، باید حداقل برابر مقدار رابطه (۹-۲۱-۵) در نظر گرفته شود. مقدار l_{dh} در هیچ حالت نباید کمتر از λd_b و یا ۱۵۰ میلیمتر اختیار گردد.



ضوابط کلی (برای میلگردهای خمشی مثبت و منفی)

- (۱) نقطه قطع عملی میلگردها، در فاصله $12d_b$ و یا d (هر کدام که بیشتر است) فراتر از نقطه قطع تئوری قرار گیرند.
- (۲) در مناطقی که در آنها لنگر خمشی ماکزیمم است و یا در قسمتی که میلگردها قطع می‌شوند، باید حداقل طول گیرایی، l_d در دو طرف این مقاطع تامین شود.

۹-۲۱-۴-۲ وصله میلگردهای کششی

۹-۲۱-۴-۲-۱ در وصله‌های پوششی، طول پوشش باید حداقل برابر با $1/3 l_d$ باشد. تنها در مواردی که دو شرط (الف) و (ب) این بند بطور توأم تأمین باشد طول پوشش را می‌توان به مقدار l_d کاهش داد:

- الف - مقدار آرماتور موجود در ناحیه طول پوشش حداقل به اندازه دو برابر مقدار مورد نیاز باشد.
- ب - حداکثر نصف آرماتور موجود در مقطع در ناحیه طول پوشش وصله شوند.

طول پوشش در هیچ حالت نباید کمتر از ۳۰۰ میلیمتر اختیار شود.

۹-۲۱-۴-۳ وصله میلگردهای فشاری

۹-۲۱-۴-۳-۱ در وصله‌های پوششی، طول پوشش برای فولادهای از رده $S400$ یا پایین‌تر باید حداقل برابر با $0.8f_{yd}d_b$ و برای فولادهای مقاوم‌تر برابر با $(24 - 0.15f_{yd})d_b$ باشد. این طول در هر حال نباید کمتر از ۳۰۰ میلیمتر اختیار شود.

۹-۲۱-۴-۳-۲ در مواردی که میلگردهای با قطرهای مختلف با وصله پوشش بهم متصل می‌شوند طول پوشش باید برابر بزرگترین دو مقدار، طول گیرایی میلگرد با قطر بزرگتر یا طول پوشش لازم برای میلگرد با قطر کوچکتر، در نظر گرفته شود. میلگردهای با قطر بزرگتر از ۳۶ میلیمتر را می‌توان به میلگردهای با قطر کوچکتر از ۳۶ میلیمتر اتصال داد.

۹-۲۱-۴-۳-۳ در وصله‌های اتکایی که در آنها برای انتقال فشار از یک میلگرد به دیگری، انتهای آن دو به هم تکیه داده می‌شوند، باید سطوح انتهای میلگردها کاملاً گونیا بریده شوند و تماس آن دو تا حد امکان کامل باشد. زاویه سطح انتهایی هر میلگرد نباید نسبت به سطح عمود بر محور میلگرد بیش از $1/5$ درجه انحراف داشته باشد و سطح تماس دو میلگرد بعد از سوار شدن نیز نباید بیش از ۳ درجه نسبت به اتکای کامل انحراف داشته باشد. این نوع وصله تنها در قطعاتی که دارای خاموت عرضی بسته یا مارپیچ هستند، مجاز می‌باشد.

فصل دهم

طراح دیوار جایل

۹-۱۸-۴-۱ ضوابط کلی آرماتورگذاری

۹-۱۸-۴-۱-۱ مقادیر آرماتورهای لازم در مقاطع مختلف دال در هر امتداد بر مبنای لنگرهای خمشی وارد بر آن مقاطع محاسبه می‌شوند. مقادیر آرماتورهای بکار رفته در ناحیه کششی دال‌ها در هر صورت نباید کمتر از مقادیر نظیر حرارت و جمع‌شدگی مطابق بند ۹-۱۸-۴-۱-۲ در نظر گرفته شوند. در دال‌های یک طرفه که آرماتورهای خمشی صرفاً در یک جهت قرار می‌گیرد باید حداقل میلگردهای حرارت و جمع‌شدگی مطابق بند ۹-۱۸-۴-۱-۲ در جهت دیگر قرار داده شوند. ۹-۱۸-۴-۱-۲ نسبت سطح مقطع میلگردهای حرارت و جمع‌شدگی به کل سطح مقطع بتن برای دال‌هایی به ضخامت کمتر یا مساوی ۱۰۰۰ میلی‌متر نباید از مقدار بدست آمده از عبارت (۹-۱۸-۲) کمتر اختیار شود.

$$\frac{0.15\sqrt{f_c}}{f_y} \quad (9-18-2)$$

۹-۱۸-۴-۱-۳ فاصله میلگردهای خمشی در دال‌ها، جز در دال‌های مشبک، نباید از دو برابر ضخامت دال و نه از ۳۵۰ میلی‌متر تجاوز کند. در دال‌های مشبک، حداقل آرماتورگذاری در ناحیه‌ای از دال که روی حفره‌ها قرار دارد بر طبق بند ۹-۱۸-۴-۱-۲ تعیین می‌شوند. در مورد دال‌های در معرض شرایط محیطی شدید فاصله میلگردها به دو برابر ضخامت و ۲۵۰ میلی‌متر و برای شرایط محیطی خیلی شدید و فوق‌العاده شدید به ۱/۵ برابر ضخامت و ۲۰۰ میلی‌متر محدود می‌شود.

۹-۱۹-۲-۳ دیوار حایل

دیوار حایل، دیواری است که بطور عمده زیر اثر بارهای عمود بر میان صفحه خود قرار می‌گیرد.

۹-۱۹-۴-۲ حداقل نسبت مساحت مقطع آرماتور قائم به مساحت کل مقطع برای میلگردهای

مختلف بشرح (الف) و (ب) این بند است:

الف- برای میلگردهای آجدار رده S 400 و بالاتر، با قطر ۱۶ میلیمتر و یا کمتر ۰/۰۰۱۲

ب- برای سایر میلگردهای آجدار ۰/۰۰۱۵

۹-۱۹-۴-۳ حداقل نسبت مساحت مقطع آرماتور افقی به مساحت کل مقطع برای آرماتورهای

مختلف به شرح (الف) و (ب) این بند است:

الف- برای میلگردهای آجدار با قطر ۱۶ میلیمتر یا کمتر و با مقاومت ۰/۰۰۲۰

ب- برای سایر میلگردهای آجدار ۰/۰۰۲۵

۹-۱۹-۴-۴ نسبت مساحت آرماتور قائم و آرماتور افقی به مساحت کل مقطع نباید بیشتر از

۰/۰۴ اختیار شود. محدودیت مقدار حداکثر باید درمحل وصله‌های میلگردها نیز رعایت شود.

۹-۱۹-۴-۵ در دیوارهای با ضخامت بیشتر از ۲۵۰ میلیمتر، به جز دیوارهای زیرزمین و

دیوارهای حایل، هر یک از آرماتورهای قائم و افقی باید در دو سفره به موازات سطوح دیوار، مطابق (الف) و (ب) این بند پیش‌بینی شوند.

الف- در دیوارهایی که یک رویه آنها در تماس با خاک یا هوای بیرون قرار دارد، یک شبکه آرماتور شامل حداقل نصف و حداکثر دوسوم کل آرماتور لازم برای هر امتداد باید در فاصله‌ای بیشتر از ۵۰ میلیمتر و کمتر از یک‌سوم ضخامت دیوار از رویه در تماس با خاک یا هوای بیرون قرار داده شود و یک شبکه آرماتور شامل باقیمانده آرماتور لازم برای هر امتداد باید در فاصله‌ای بیشتر از ۲۰ میلیمتر و کمتر از یک‌سوم ضخامت دیوار از رویه دیگر قرار داده شود. پوشش بتنی روی میلگردها باید ضوابط بند ۹-۶-۸ را نیز برآورده کند.

ب- در سایر دیوارها هر شبکه آرماتور شامل نصف آرماتور لازم در هر امتداد باید در فاصله‌ای بیشتر از ۲۰ میلیمتر و کمتر از یک‌سوم ضخامت دیوار از هر رویه قرار داده شود. پوشش بتنی روی میلگردها باید ضوابط بند ۹-۶-۸ را نیز برآورده کند.

۹-۱۹-۴-۶ فاصله میلگردهای قائم و میلگردهای افقی مجاور در هر شبکه نباید بیشتر از سه برابر ضخامت دیوار و ۳۵۰ میلیمتر باشد.

۹-۱۹-۴-۷ در مواردی که مساحت مقطع کل آرماتور قائم از یک درصد مساحت کل مقطع کمتر است و یا در مواردی که بر اساس طراحی ساختمان، آرماتور قائم به عنوان آرماتور فشاری مورد نیاز نیست، محصور کردن میلگردهای قائم با خاموت الزامی نیست. برای مقادیر بیشتر میلگردهای قائم، آرماتوربندی دیوارها باید مشابه ستون‌ها باشد.

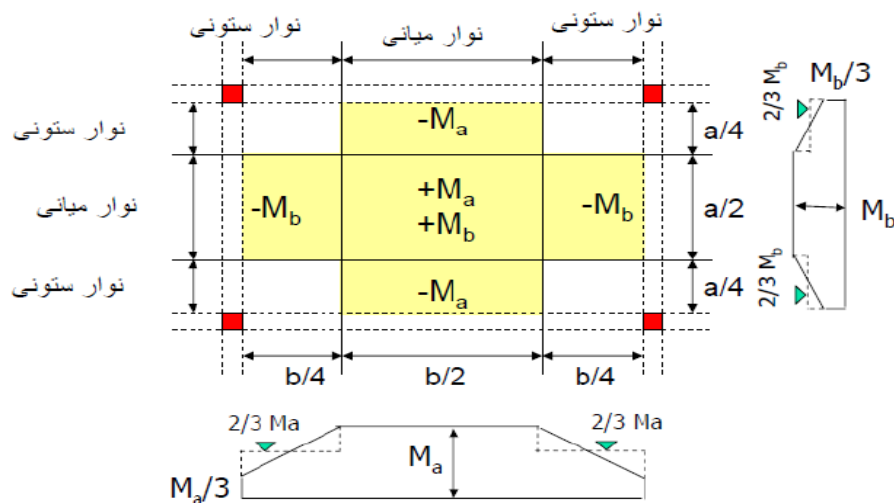
۹-۱۹-۴-۸ دورتا دور بازشوها باید حداقل دو میلگرد با قطر ۱۶ میلیمتر یا معادل آن قرار داده شود. این میلگردها باید از گوشه بازشو به داخل دیوار ادامه یافته و به نحوی مناسب مهار شوند.

طراحی دیوارهای حایل به روش SD:

دیوار حایل را همانند دال دو طرفه طراحی می‌کنیم.

نرم افزار فقط قادر به ارائه آرماتورهای قائم است و آرماتورهای افقی را باید به صورت دستی محاسبه کنیم.

تحلیل دقیق دال‌های دوطرفه با شرایط پیوستگی مختلف در لبه‌های تکیه داده شده بسیار پیچیده و برای مقاصد عملی غیر ممکن می‌باشد. به همین دلیل از روش ساده شده ضرایب جدولی یا ضرایب لنگر خمشی استفاده می‌کنند. در این روش، لنگرها توسط ضرایبی تعریف می‌شوند که مقدار آن‌ها برحسب شرایط تکیه‌گاهی و نسبت‌های مختلف ابعاد از جدول به دست می‌آیند. مطابق شکل دال را تقسیم بندی می‌کنند:



همانند تکیه‌گاههای داخلی یک تیر سراسری، در لبه پیوسته یک دال، لنگر منفی وجود داشته و مقدار لنگر مثبت وسط دهانه نیز بستگی به شرایط پیوستگی لبه‌ها دارد. لنگر در هر امتداد از روابط زیر بدست می‌آید:

$$M_a = C_a w l_a^2$$

$$M_b = C_b w l_b^2$$

M_a : لنگر برای نواری با عرض واحد به موازات l_a

M_b : لنگر برای نواری با عرض واحد به موازات l_b

C_a و C_b : مقادیر به دست آمده از جدول

w : شدت بار گسترده یکنواخت وارد بر واحد سطح دال

l_a و l_b : دهانه آزاد در امتداد کوتاه و بلند

❖ این جداول بر حسب ضریب m و پیوستگی دال از اطراف می‌باشند.

طراحی دستی آرماتورهای افقی دیوار حایل:

دیوار حایل را همانند دال دو طرفه طراحی می‌کنیم.

دیواری بحرانی خواهد بود که :

1. ارتفاع دیوار بزرگتر از طول دیوار باشد 2. دیوار تراز آخر دیوار حایل (نیروی زلزله بیشتر)

$$M_a^{\pm} = C_a^{\pm} W L_a^2 \quad M_b^{\pm} = C_a^{\pm} W a L_b^2$$

$$L_a = 26.0 \text{ cm} - 65 = 195 \text{ cm} \quad L_b = 22.0 \text{ cm} - 50 = 17.0 \text{ cm}$$

$$W = 1/2 P_D + 1/6 LL$$

فشار خاک را به عنوان بار مرده و نیروی زلزله وارد بر دیوار را به عنوان بار زنده در نظر می‌گیریم.

$$W = 1/2 \times 20.90 + 1/6 \times 1537 = 4967/2 \text{ kg/m}^2$$

$$\rho_{\text{soil}} = 20.9 \text{ kg/m}^2 \quad \rho_{\text{aex,y}} = 1537 \text{ kg/m}^2$$

$$m = \frac{L_a}{L_b} = \frac{1/7}{1/95} = 0.87 \approx 0.9 \quad (\text{جدول ۱۰-۳ کتاب طاحونی})$$

$$\begin{cases} C_a^- = 0.43 \\ C_a^+ = 0.25 \end{cases} \longrightarrow M_a^- = 0.43 \times 4967/2 \times 2/6^2 = 1443/9 \text{ kg.m}$$

$$\begin{cases} C_b^- = 0.52 \\ C_b^+ = 0.19 \end{cases} \longrightarrow M_a^+ = 0.25 \times 4967/2 \times 2/6^2 = 839/45 \text{ kg.m}$$

در جهت اطمینان مقدار لنگر M_a^- چون بیشتر است را در نظر می‌گیریم از کل لنگر خمشی در نوار میانی در کل دیوار استفاده می‌کنیم.

$$d = 30 - 3/5 - \frac{1/4}{2} = 25/8 \text{ cm}$$

\downarrow \searrow \swarrow
 ضخامت دیوار cover $\phi 14$

$$R_r = \frac{M}{bd_r} = \frac{1443/9 \times 100}{100 \times 25/8} = 2/169 \text{ kg/cm}^2$$

$$m_\phi = \frac{\phi f_y}{\phi f_c} = \frac{0/85 \times 4000}{0/85 \times 0/65 \times 250} = 24/61$$

$$\rho = \frac{1}{m_\phi} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_r}{\phi f_y}} \right) = \frac{1}{24/61} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 24/61 \times 2/169}{0/85 \times 4000}} \right) = 0/00006$$

$$\rho_{\min} = 0/0012 \longrightarrow \rho = \rho_{\min} = 0/0012$$

$$A_s = \rho b d = 0/0012 \times 100 \times 25/8 = 3/096 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{S_{\phi 14}}{A_s} = \frac{1/54}{3/096} = 0/5 \text{ m} = 50 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = \min(3h, 350 \text{ mm}) \longrightarrow S_{\max} = 350 \text{ mm}$$

طبق بند 6-4-19-9

USE $\phi 14 @ 35 \text{ cm}$ استفاده در هر دو وجه دیوار

فصل یازدهم

طراحی

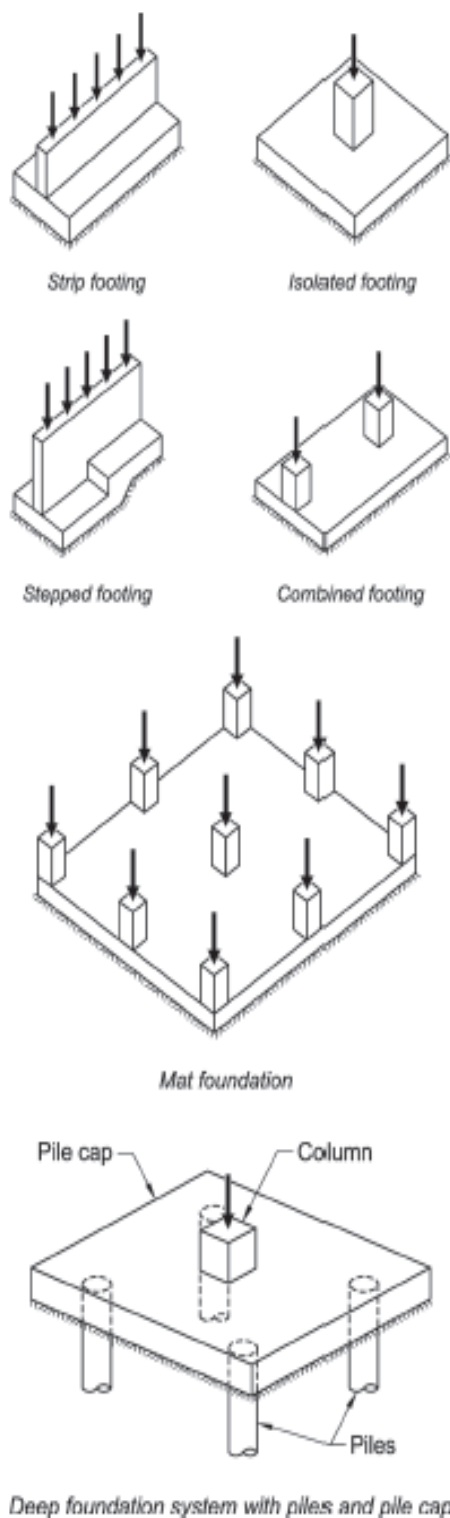


Fig. R13.1.1—Types of foundations.

۹-۲-۱-۱ شالوده منفرد به شالوده‌ای اطلاق می‌شود که بار یک یا دو ستون نزدیک به هم در محل درز انبساط را به زمین منتقل می‌نماید. شالوده منفرد می‌تواند به شکل مربع مستطیل، چند ضلعی منظم، دایره و یا هر شکل غیر منظم دیگری باشد و مقطع آن نیز می‌تواند به شکل مربع مستطیل، دوزنقه و یا پلکانی باشد. شالوده‌های منفردی که نزدیک به هم باشند، می‌توانند به یکدیگر پیوسته و به صورت شالوده مرکب کار کنند.

۹-۲-۱-۲ شالوده نواری به شالوده یکسره‌ای اطلاق می‌شود که بار دیوار و یا چند ستون راه که در یک ردیف قرار دارند به زمین منتقل می‌نماید. مقطع شالوده می‌تواند به شکل مربع مستطیل، دوزنقه و یا پاشنه دار (T وارونه) باشد. در حالتی که شالوده نواری صرفاً بار دیوار را به زمین منتقل کند شالوده دیواری نامیده می‌شود.

۹-۲-۱-۳ شالوده گسترده به شالوده‌هایی اطلاق می‌شود که بار چند ستون یا دیوار را که در ردیف‌ها و امتدادهای مختلف قرار دارند به زمین منتقل می‌نماید. شالوده گسترده ممکن است به شکل دال، مجموعه تیر - دال و یا صندوقه‌ای ساخته شود. در برخی شرایط نیز ممکن است شالوده ساختمان منشکل از شبکه‌ای از نوارهای متقاطع باشد. عملکرد شالوده‌های گسترده با شبکه نوارها می‌تواند بصورت صلب یا انعطاف پذیر بوده و در حالت صفحه صلب، تحلیل شالوده با فرض

جابجائی یا چرخش در یک یا دو جهت و فشار خطی خاک انجام می‌شود. در حالت شالوده انعطاف پذیر لازم است اثر خاک با توجه به ملاحظات مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان روی صفحه شالوده قرار گرفته و سیستم شالوده به صورت یک صفحه پیوسته یا ناپیوسته تحلیل و طراحی شود. در هر نوار از شبکه مقدار فولاد طولی با توجه به ملاحظات خمشی طولی تعیین می‌شود. در طول نوار مقدار فولاد عرضی با توجه به شرایط خمشی عرضی مقطع محاسبه و تعبیه می‌شود. در محل تقاطع دو نوار فولاد تعبیه شده مربوط به محاسبات خمشی طولی نوارهای متقاطع خواهد بود.

۹-۲-۱-۴ شالوده باسکولی به مجموعه‌ای از دو شالوده منفرد اطلاق می‌شود که منتهجه بارهای وارد بر یکی دارای برون محوری زیاد نسبت به مرکز شالوده بوده و شالوده‌ها با تیری صلب به یکدیگر مرتبط شده‌اند. این تیر صلب، که بخشی از بار یکی از شالوده‌ها را به دیگری منتقل می‌نماید، نباید متکی بر خاک باشد. چنانچه این تیر رابط تحت اثر فشار خاک زیرین قرار گیرد باید طبق ضوابط مربوط به شالوده نواری طراحی گردد.

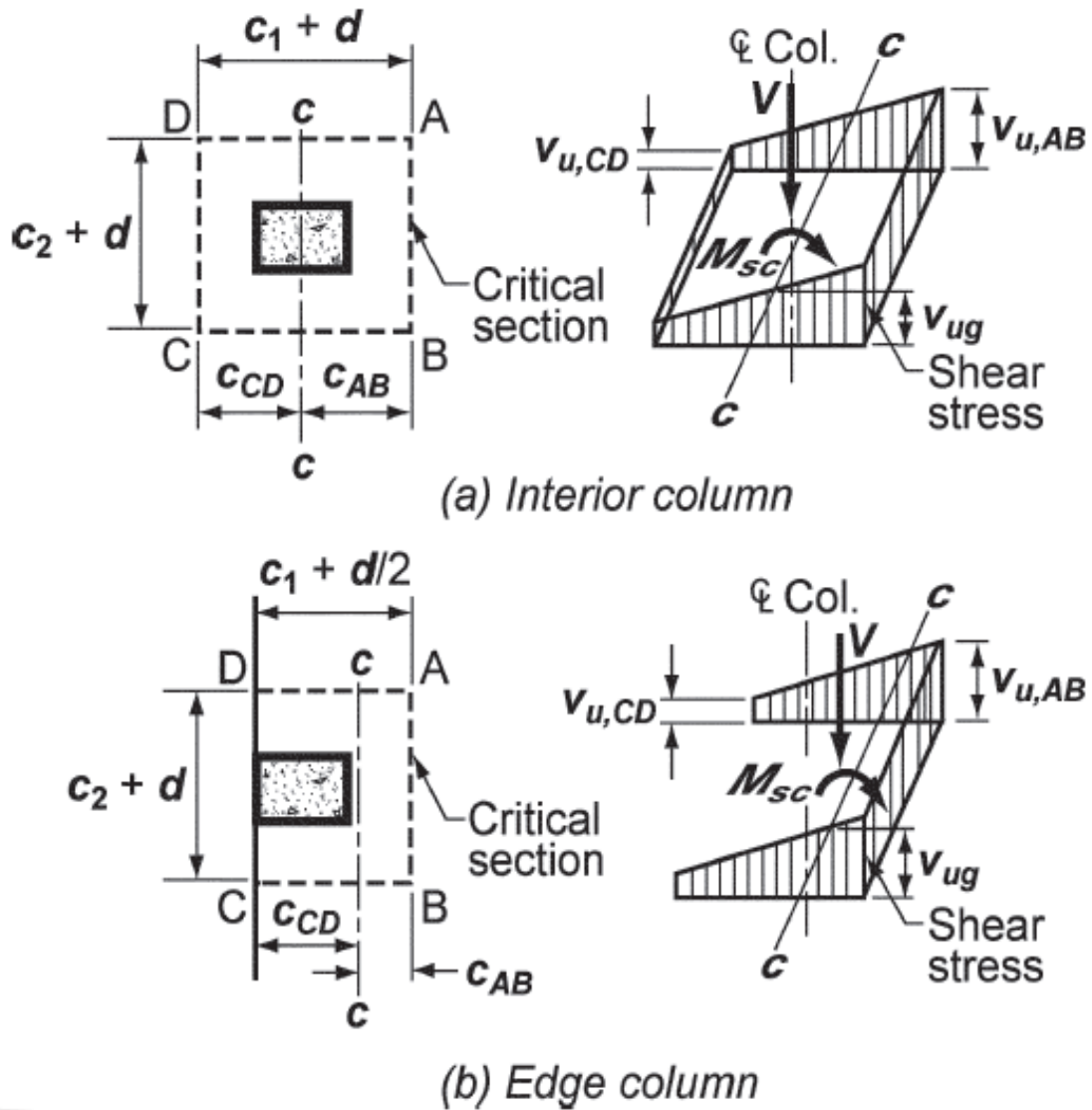
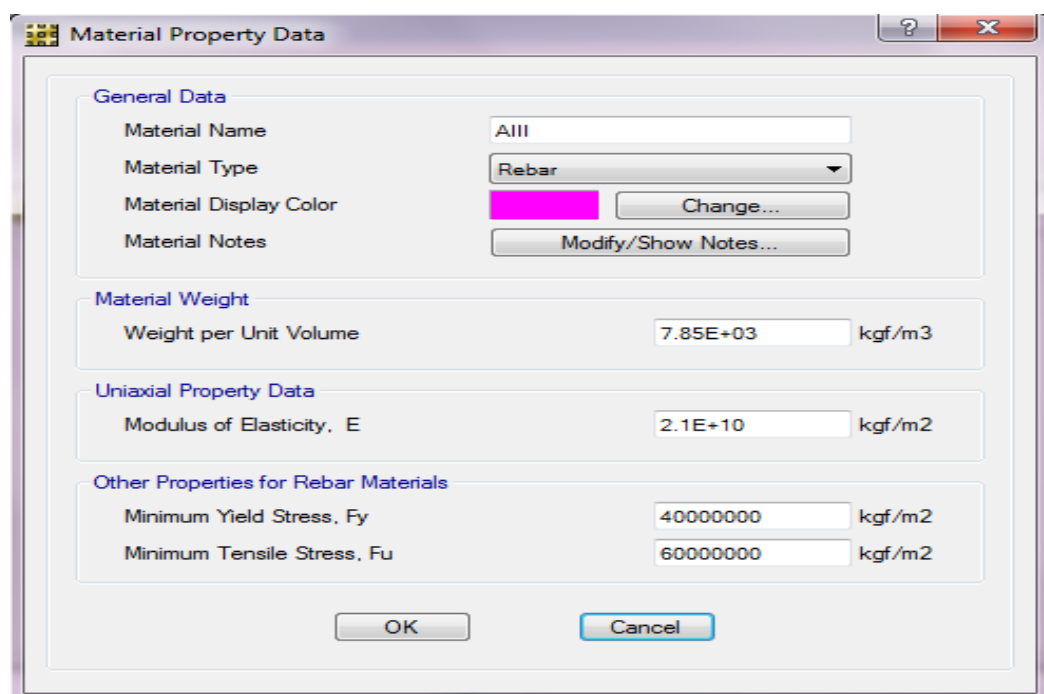
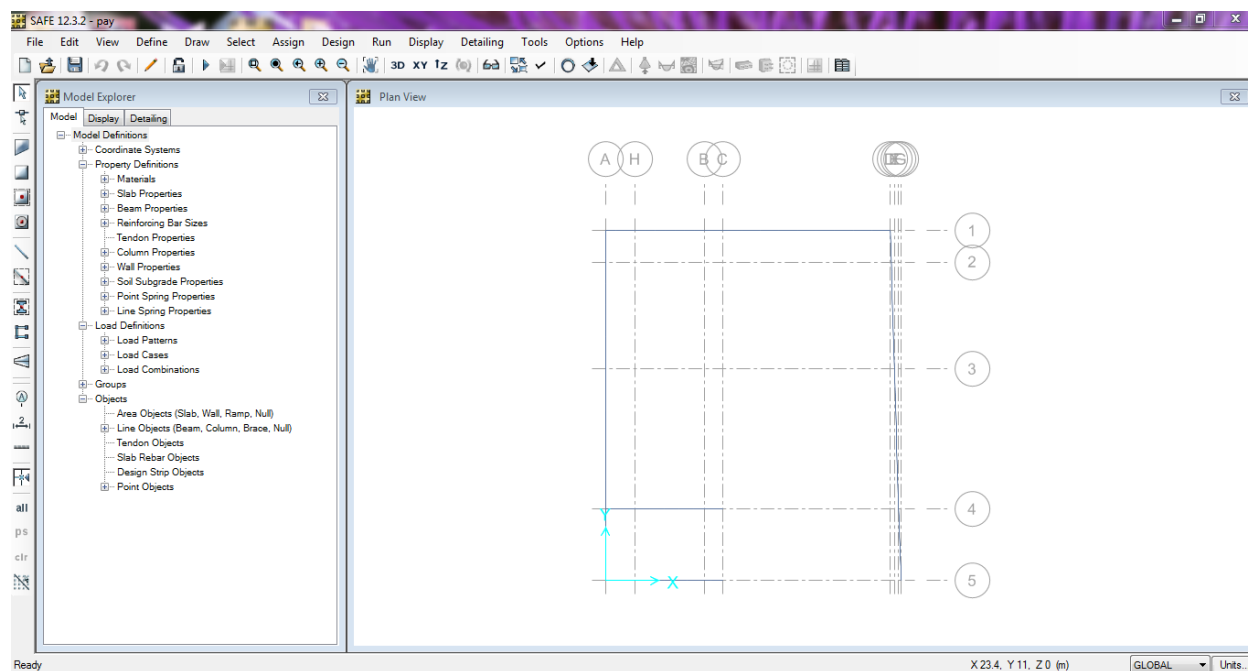
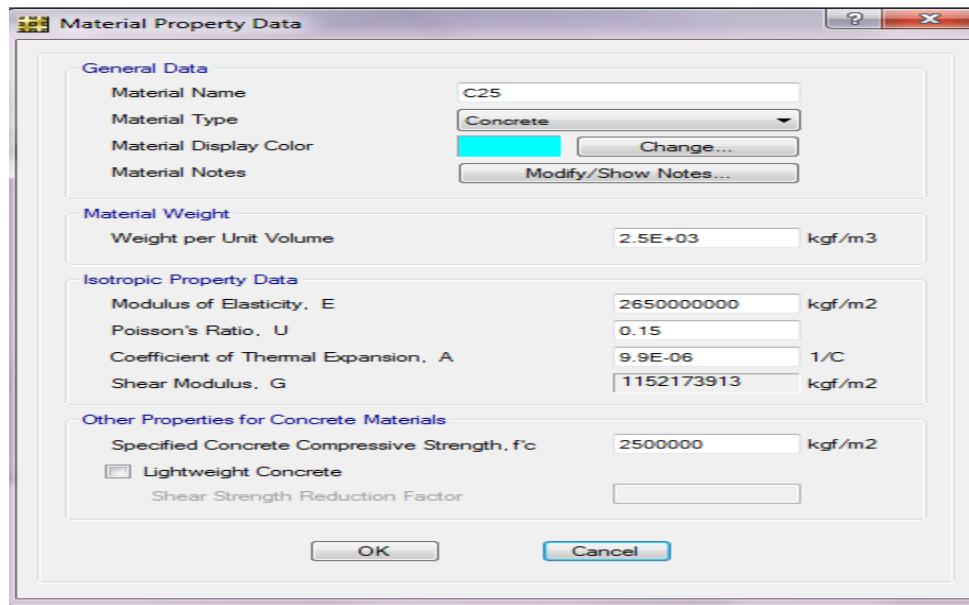


Fig. R8.4.4.2.3—Assumed distribution of shear stress.



مشخصات بتن مصرفی در پی سازه

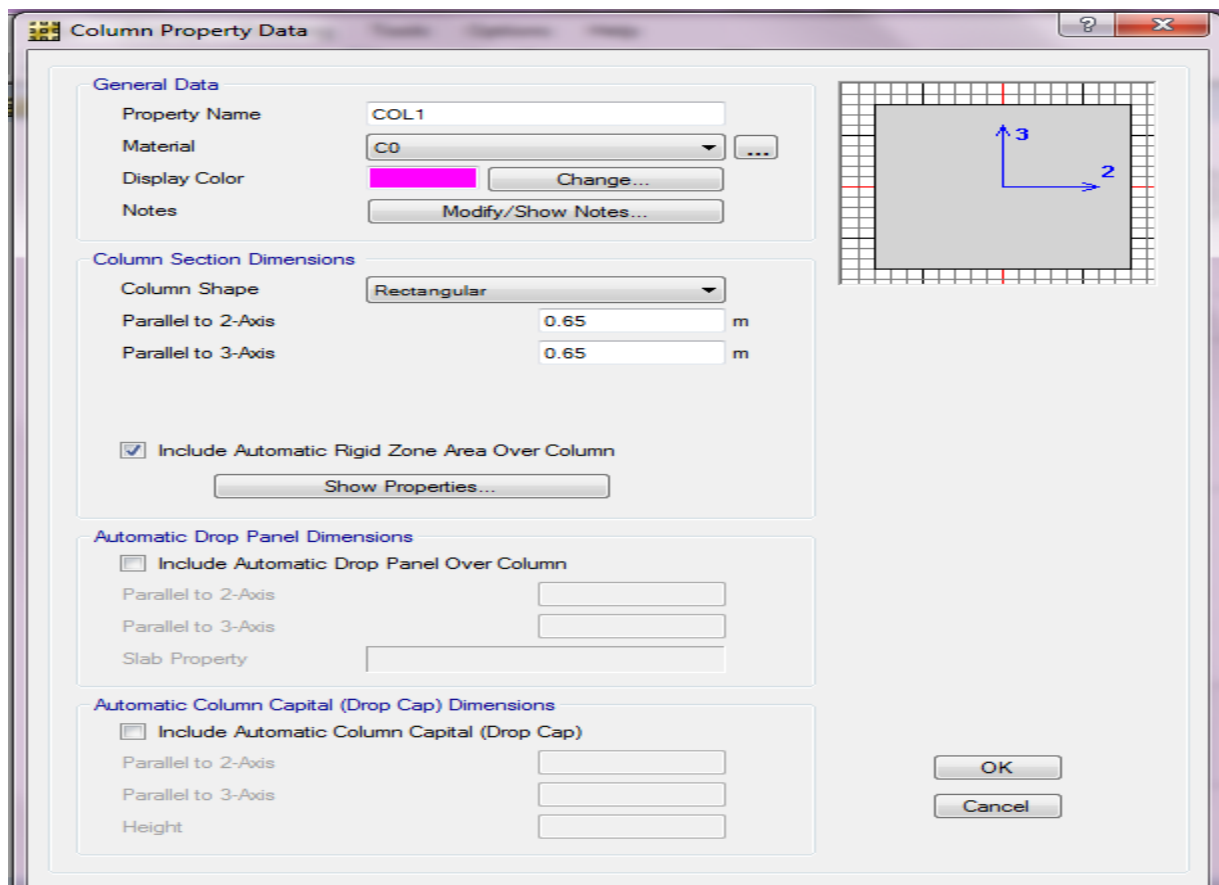


The 'Material Property Data' dialog box is used to define the properties of a material, specifically concrete in this case. It is organized into several sections:

- General Data:** Includes fields for Material Name (C25), Material Type (Concrete), Material Display Color (a blue square), and Material Notes (with a 'Modify/Show Notes...' button).
- Material Weight:** Includes a field for Weight per Unit Volume (2.5E+03 kgf/m3).
- Isotropic Property Data:** Includes fields for Modulus of Elasticity, E (2650000000 kgf/m2), Poisson's Ratio, U (0.15), Coefficient of Thermal Expansion, A (9.9E-06 1/C), and Shear Modulus, G (1152173913 kgf/m2).
- Other Properties for Concrete Materials:** Includes a field for Specified Concrete Compressive Strength, f'c (2500000 kgf/m2), a checkbox for 'Lightweight Concrete', and a field for 'Shear Strength Reduction Factor'.

Buttons for 'OK' and 'Cancel' are located at the bottom.

معرفی مقطع ستون در پی سازه

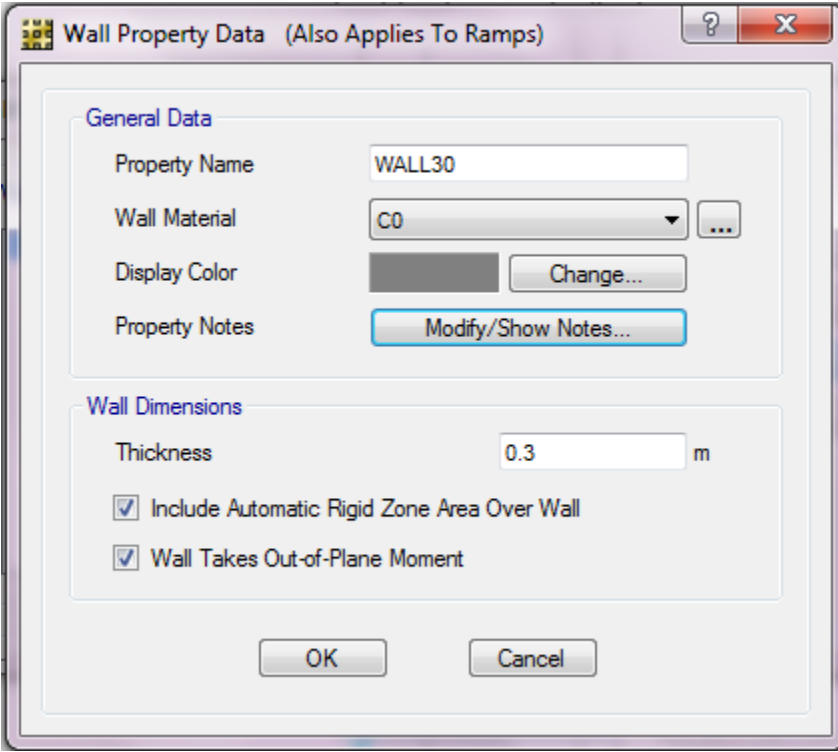


The 'Column Property Data' dialog box is used to define the properties of a column. It includes the following sections:

- General Data:** Includes fields for Property Name (COL1), Material (C0), Display Color (a red square), and Notes (with a 'Modify/Show Notes...' button).
- Column Section Dimensions:** Includes a dropdown for Column Shape (Rectangular), and fields for dimensions Parallel to 2-Axis (0.65 m) and Parallel to 3-Axis (0.65 m). There is a checkbox for 'Include Automatic Rigid Zone Area Over Column' and a 'Show Properties...' button.
- Automatic Drop Panel Dimensions:** Includes a checkbox for 'Include Automatic Drop Panel Over Column', and fields for dimensions Parallel to 2-Axis, Parallel to 3-Axis, and Slab Property.
- Automatic Column Capital (Drop Cap) Dimensions:** Includes a checkbox for 'Include Automatic Column Capital (Drop Cap)', and fields for dimensions Parallel to 2-Axis, Parallel to 3-Axis, and Height.

A diagram on the right shows a rectangular column section with a coordinate system (2 and 3 axes) and a grid. Buttons for 'OK' and 'Cancel' are located at the bottom right.

معرفی مقطع دیوارها در پی سازه



The image shows a software dialog box titled "Wall Property Data (Also Applies To Ramps)". It contains two main sections: "General Data" and "Wall Dimensions".

General Data:

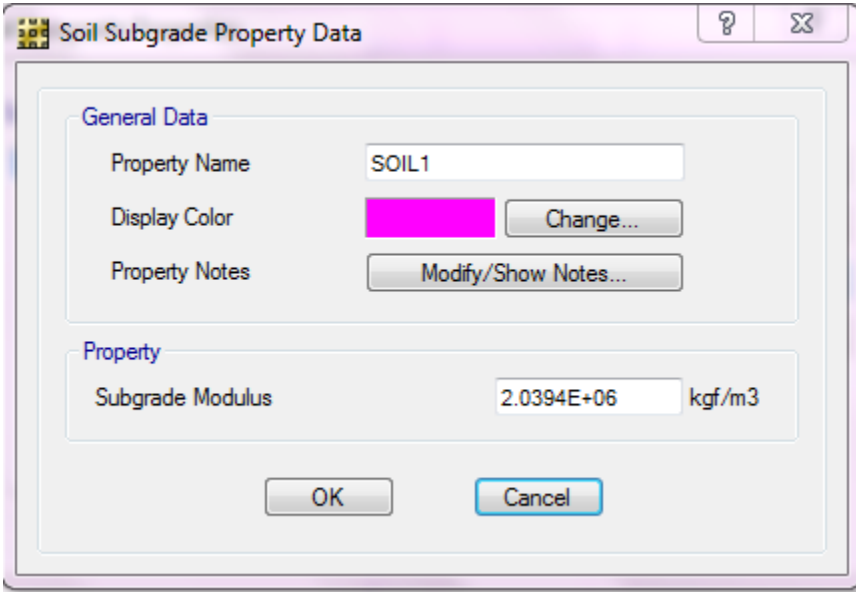
- Property Name: WALL30
- Wall Material: C0 (with a dropdown arrow and an ellipsis button)
- Display Color: A grey color swatch with a "Change..." button.
- Property Notes: A button labeled "Modify/Show Notes..."

Wall Dimensions:

- Thickness: 0.3 m
- ☒ Include Automatic Rigid Zone Area Over Wall
- ☒ Wall Takes Out-of-Plane Moment

At the bottom are "OK" and "Cancel" buttons.

معرفی مشخصات خاک در پی ساختمان



The image shows a software dialog box titled "Soil Subgrade Property Data". It contains two main sections: "General Data" and "Property".

General Data:

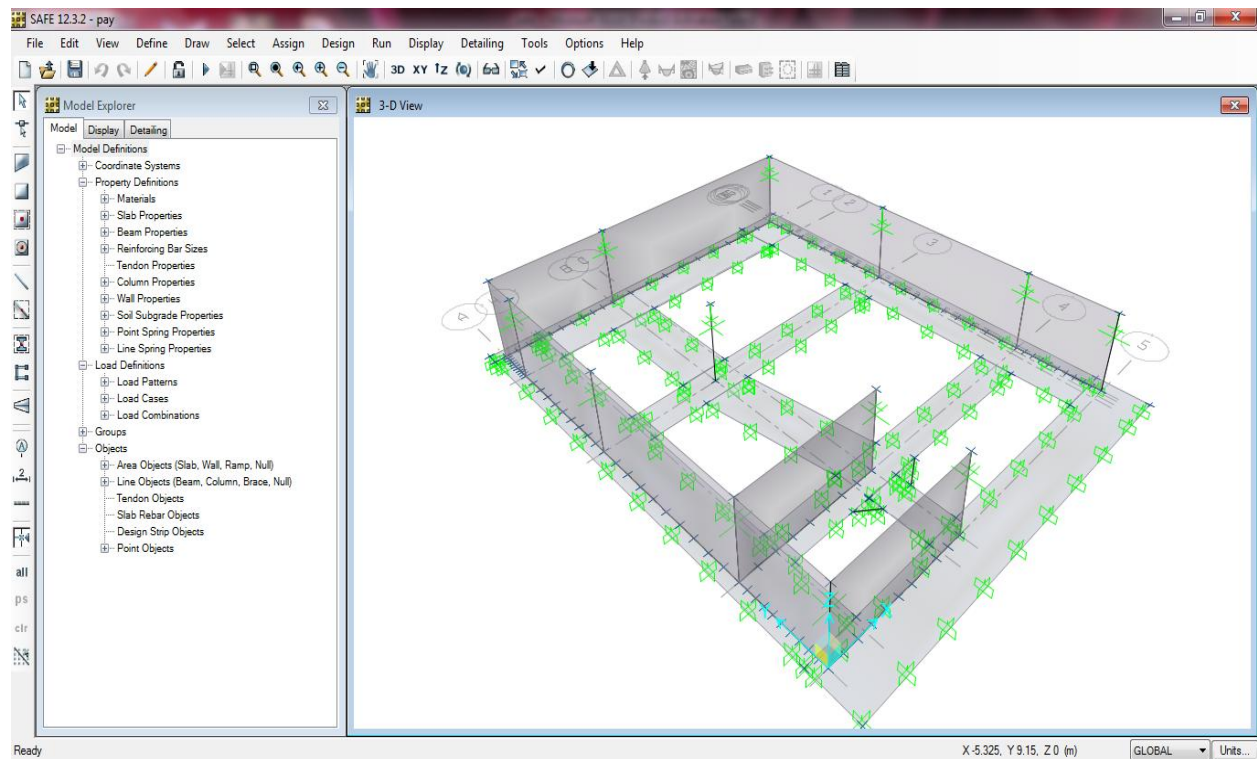
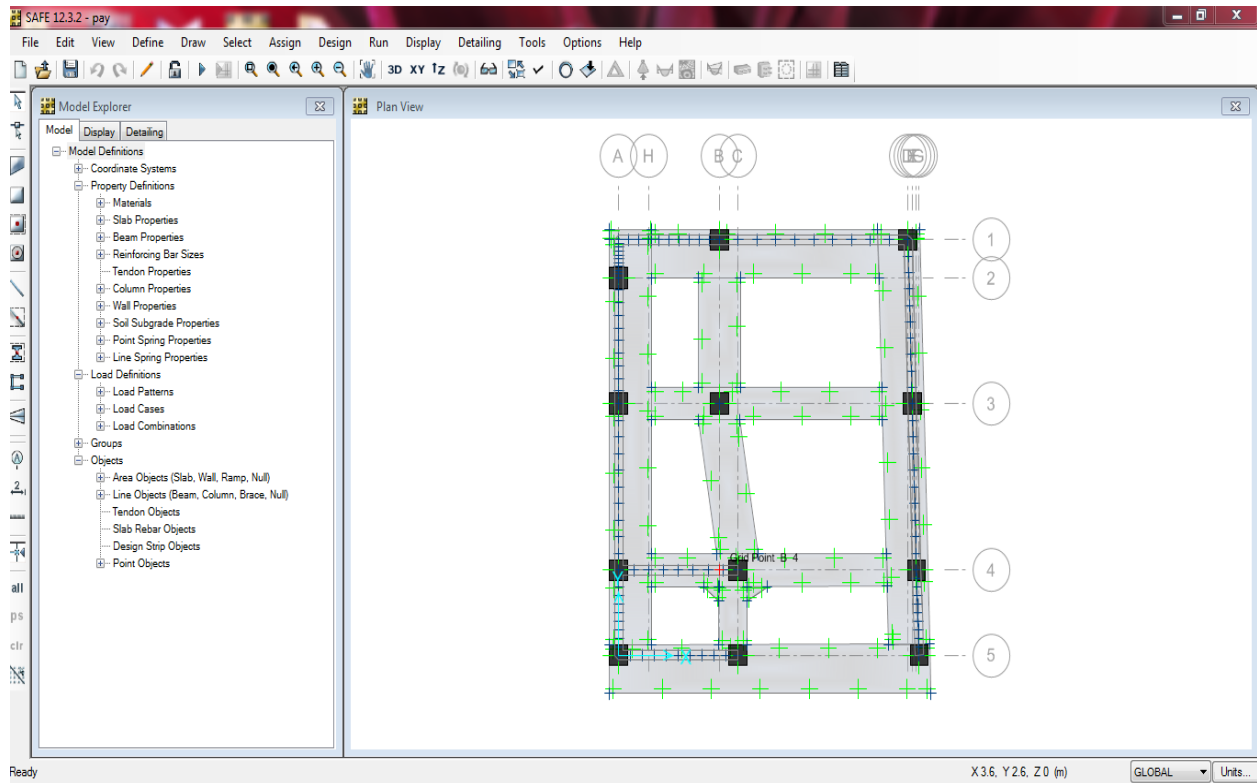
- Property Name: SOIL1
- Display Color: A magenta color swatch with a "Change..." button.
- Property Notes: A button labeled "Modify/Show Notes..."

Property:

- Subgrade Modulus: 2.0394E+06 kgf/m3

At the bottom are "OK" and "Cancel" buttons.

ترسیم مدل اولیه با در نظر گرفتن حریم کوچه و حیاط جهت بیرون زدگی پی



۹-۱۸-۲-۲ نوار پوششی

به قسمتی از سیستم دال گفته می‌شود که در دو سمت محور ستون‌های واقع در یک ردیف در پلان قرار می‌گیرد و به محورهای طولی گذرنده از وسط چشمه‌های مجاور محدود شود.

۹-۱۸-۲-۳ نوار ستونی

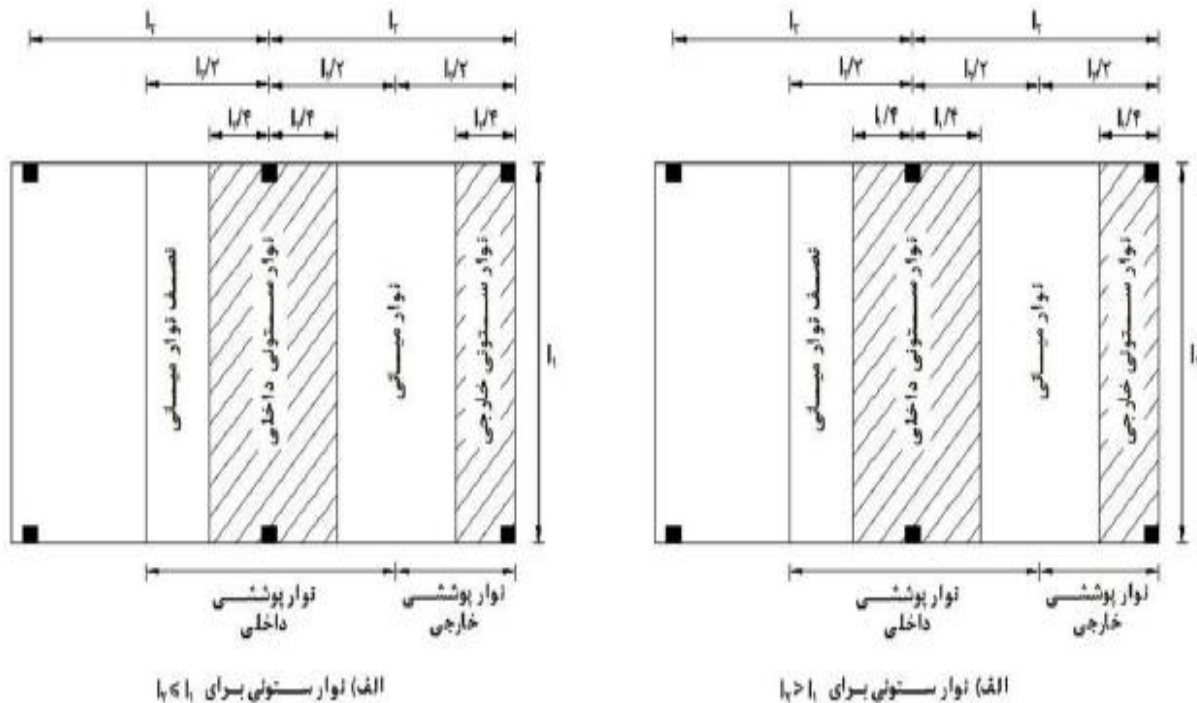
به قسمتی از نوار پوششی گفته می‌شود که در دو سمت محور ستون‌ها واقع شود و عرض آن در هر سمت محور برابر با $0.25l_1$ و یا $0.25l_2$ هر کدام کوچکتر است، باشد. این نوار شامل تیر بین ستون‌ها در صورت وجود، نیز می‌شود.

۹-۱۸-۲-۴ نوار میانی

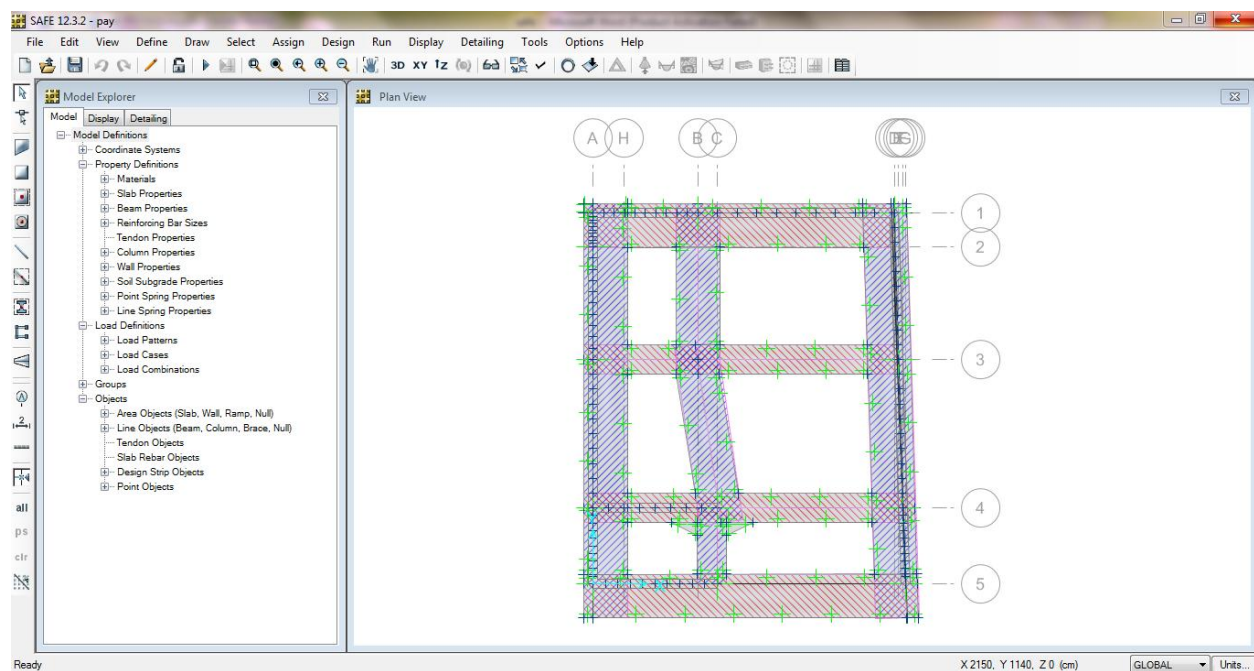
نواری از سیستم دال است که در حد فاصل دو نوار ستونی قرار می‌گیرد.

۹-۱۸-۲-۵ نوار کناری

در سیستم (تیر، دال) نواری از دال است که در هر سمت تیر در نوار ستونی قرار می‌گیرد.



ترسیم نوارهای طراحی در نرم افزار



الگوهای بارگذاری در نرم افزار

Load Patterns		
LoadPat	Type	SelfWtMult
Dead	DEAD	1
Live	LIVE	0
RL	REDUCIBLE LIVE	0
EZ	QUAKE	0
SOIL	OTHER	0
PaeX	QUAKE	0
PaeY	QUAKE	0
Live eq	LIVE	0
SD	SUPER DEAD	0
~SPXECC	OTHER	0
~SPYECC	OTHER	0
~TorsionSPX_ABOVE	OTHER	0

Load Patterns		
LoadPat	Type	SelfWtMult
~TorsionSPY_ABOVE	OTHER	0
Dead_ABOVE	DEAD	0
Live_ABOVE	LIVE	0
RL_ABOVE	REDUCIBLE LIVE	0
EZ_ABOVE	QUAKE	0
SOIL_ABOVE	OTHER	0
PaeX_ABOVE	QUAKE	0
PaeY_ABOVE	QUAKE	0
Live ~1	LIVE	0
SD_ABOVE	SUPER DEAD	0

Load Cases - Response Spectrum - General					
LoadCase	ModalCase	ModalComb	DirComb	ConstDamp	EccenCase
SX	Modal	CQC	SRSS	0.05	None
SPX	Modal	CQC	SRSS	0.05	~TorsionSPX
SY	Modal	CQC	SRSS	0.05	None
SPY	Modal	CQC	SRSS	0.05	~TorsionSPY

۸-۶-۹ پوشش بتنی روی میلگردها

۱-۸-۶-۹ پوشش بتنی روی میلگردها برابر است با حداقل فاصله بین رویه میلگردها، اعم از طولی یا عرضی، تا نزدیکترین سطح آزاد بتن.

جدول ۶-۶-۹ مقادیر حداقل ضخامت پوشش بتن روی میلگردها (میلیمتر) در شرایط محیطی بند ۴-۶-۹

نوع شرایط محیطی				نوع قطعه
فوق العاده شدید	خیلی شدید	شدید	متوسط	
۷۵	۷۵	۵۰	۴۵	تیرها و ستونها
۶۰	۶۰	۳۰	۳۰	دال ها و تیرچه ها
۵۵	۵۵	۳۰	۲۵	دیوار ها و پیوسته ها
۹۰	۹۰	۶۰	۵۰	شالوده ها

Design Preferences

Code | **Min. Cover Slabs** | Min. Cover Beams | P/T Stress Check

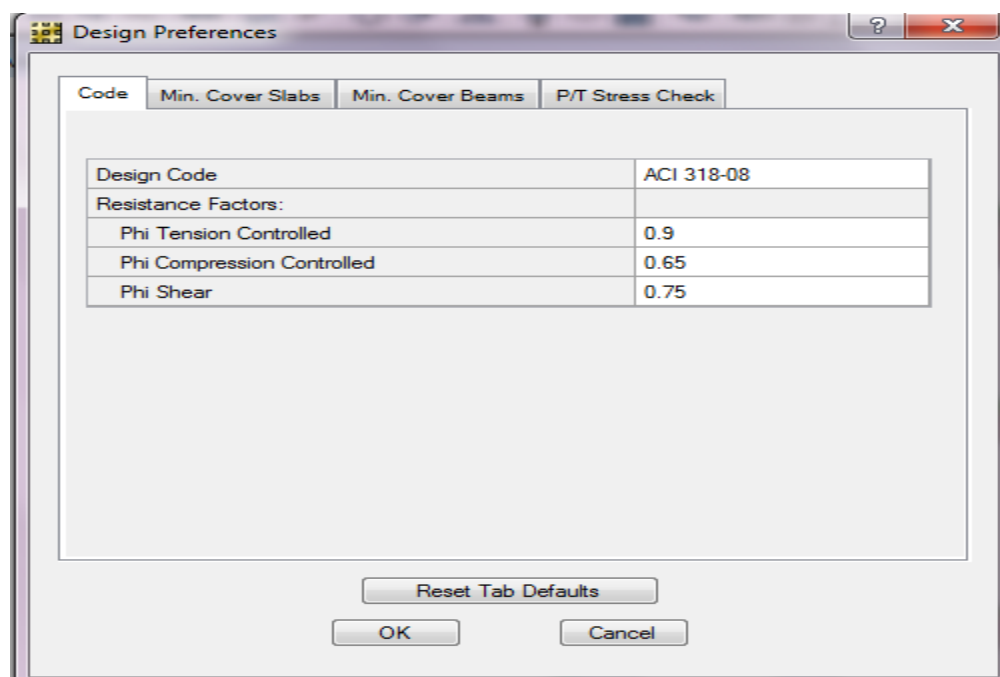
Non-Prestressed Reinforcement	
Clear Cover Top (cm)	5
Clear Cover Bottom (cm)	5
Preferred Bar Size	18
Inner Slab Rebar Layer	Layer B
Post-Tensioning	
CGS of Tendon Top (cm)	2.5
CGS of Tendon for Bottom of Exterior Bay (cm)	4
CGS of Tendon for Bottom of Interior Bay (cm)	2.5
Minimum Reinforcing	
Slab Type for Minimum Reinforcing	Two Way

Reset Tab Defaults

OK Cancel

برای پی ها (شالوده ها) و با توجه به شرایط محیطی متوسط برای این پروژه مقدار پوشش آرماتورها برابر 5 سانتی متر می باشد.

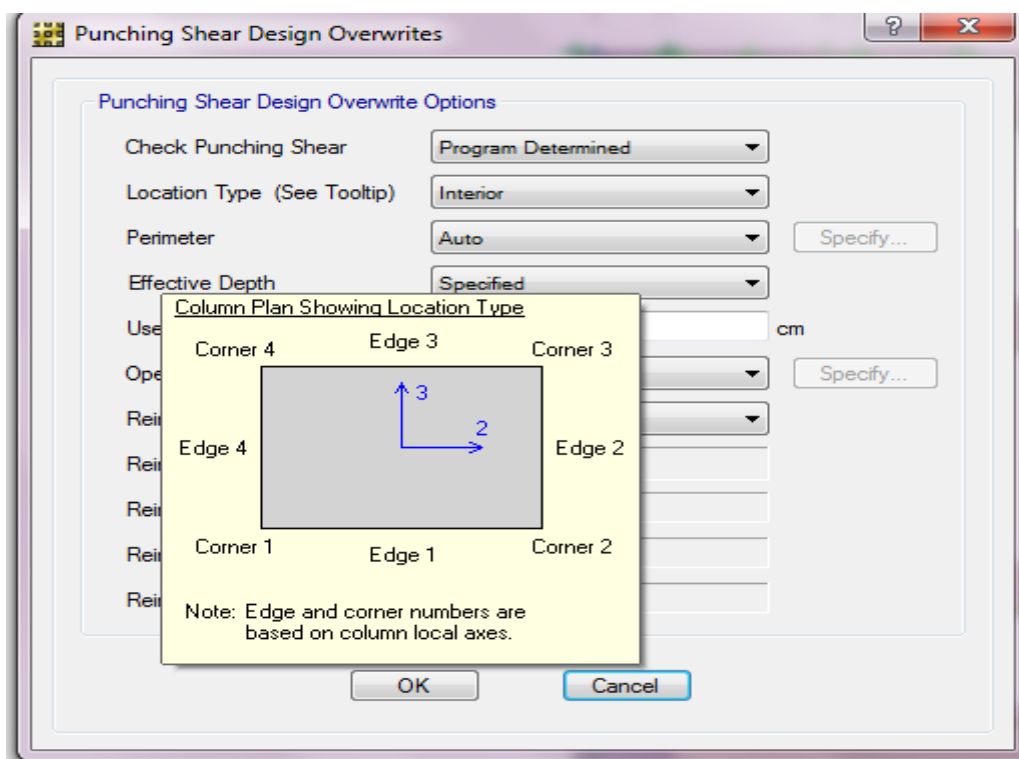
تنظیمات مربوط به طراحی پی (انتخاب نوع آیین نامه طراحی)



The 'Design Preferences' dialog box is shown with the 'Code' tab selected. It contains a table for 'Resistance Factors' and buttons for 'Reset Tab Defaults', 'OK', and 'Cancel'.

Resistance Factors:	
Phi Tension Controlled	0.9
Phi Compression Controlled	0.65
Phi Shear	0.75

تنظیمات مربوط به کنترل برش پانچ در نرم افزار (معرفی موقعیت ستون ها)



The 'Punching Shear Design Overwrites' dialog box is shown. It includes options for 'Check Punching Shear', 'Location Type', 'Perimeter', and 'Effective Depth'. A 'Column Plan Showing Location Type' diagram is overlaid, illustrating the numbering of edges and corners for a column.

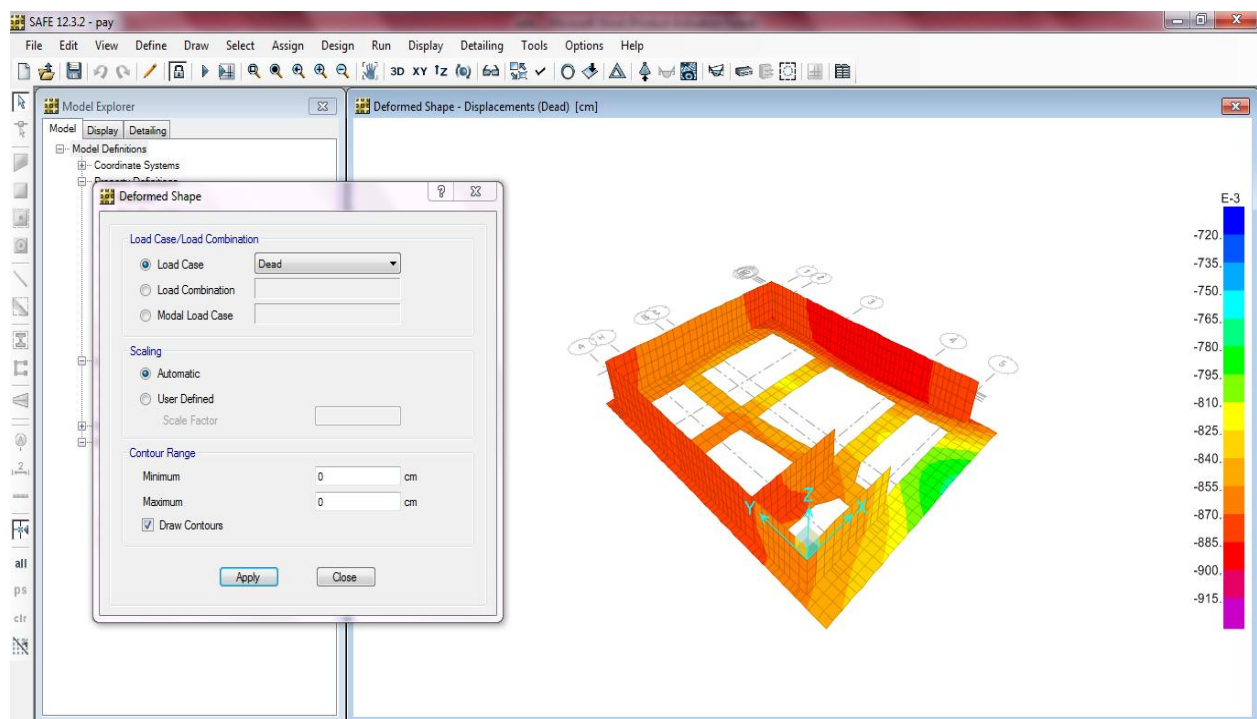
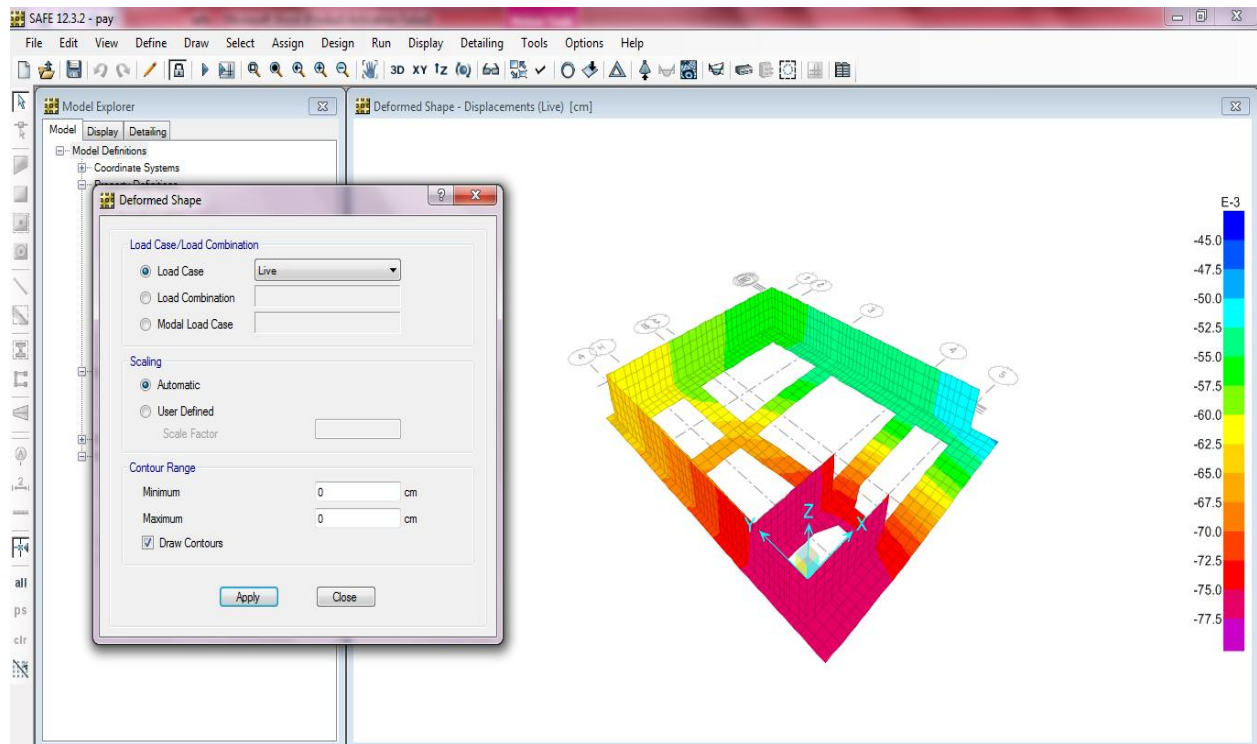
Column Plan Showing Location Type

The diagram shows a square column with four corners and four edges. The corners are labeled 'Corner 1' (bottom-left), 'Corner 2' (bottom-right), 'Corner 3' (top-right), and 'Corner 4' (top-left). The edges are labeled 'Edge 1' (bottom), 'Edge 2' (right), 'Edge 3' (top), and 'Edge 4' (left). A coordinate system is shown with '2' pointing right and '3' pointing up.

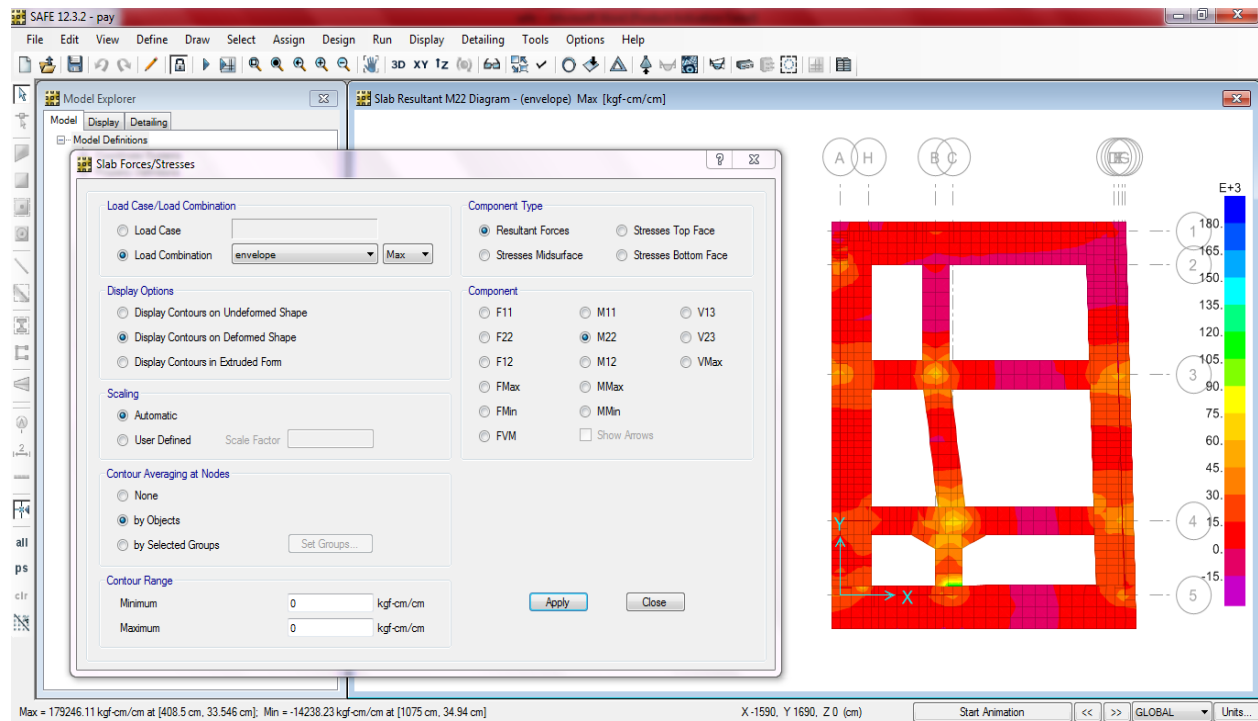
Note: Edge and corner numbers are based on column local axes.

مشاهده نتایج بعد از آنالیز سازه

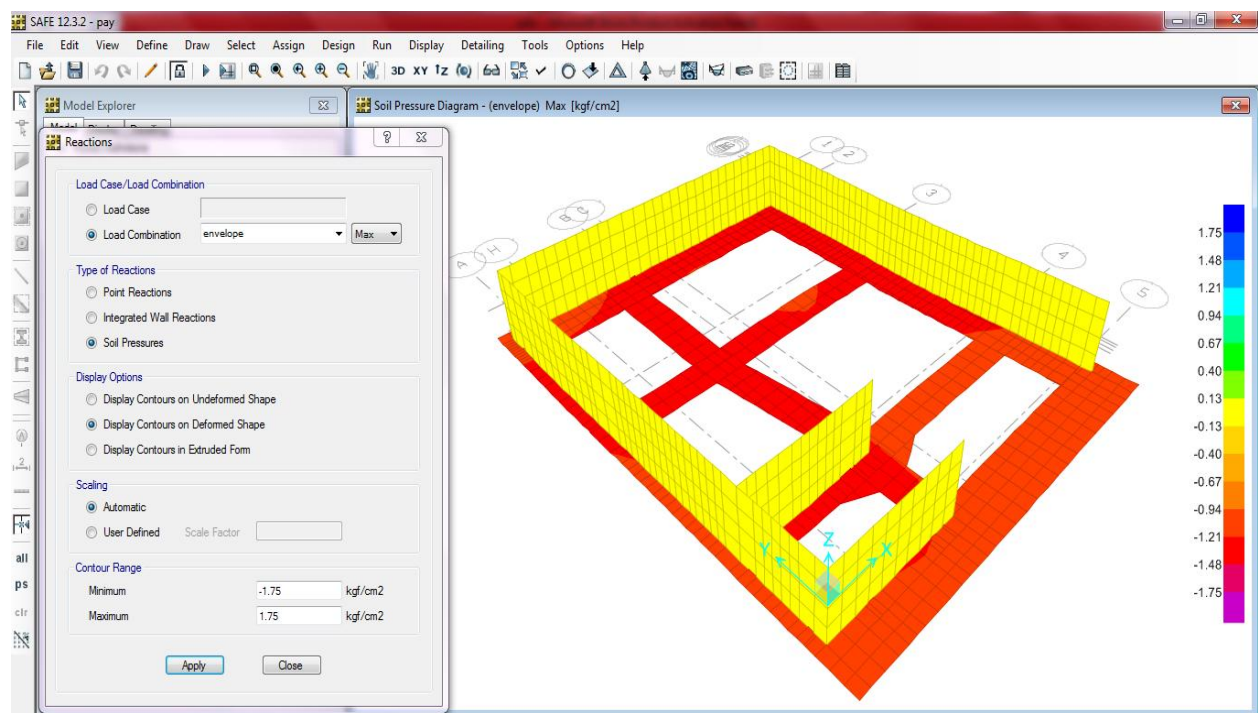
تغییر شکل پی ناشی از بار زنده و مرده



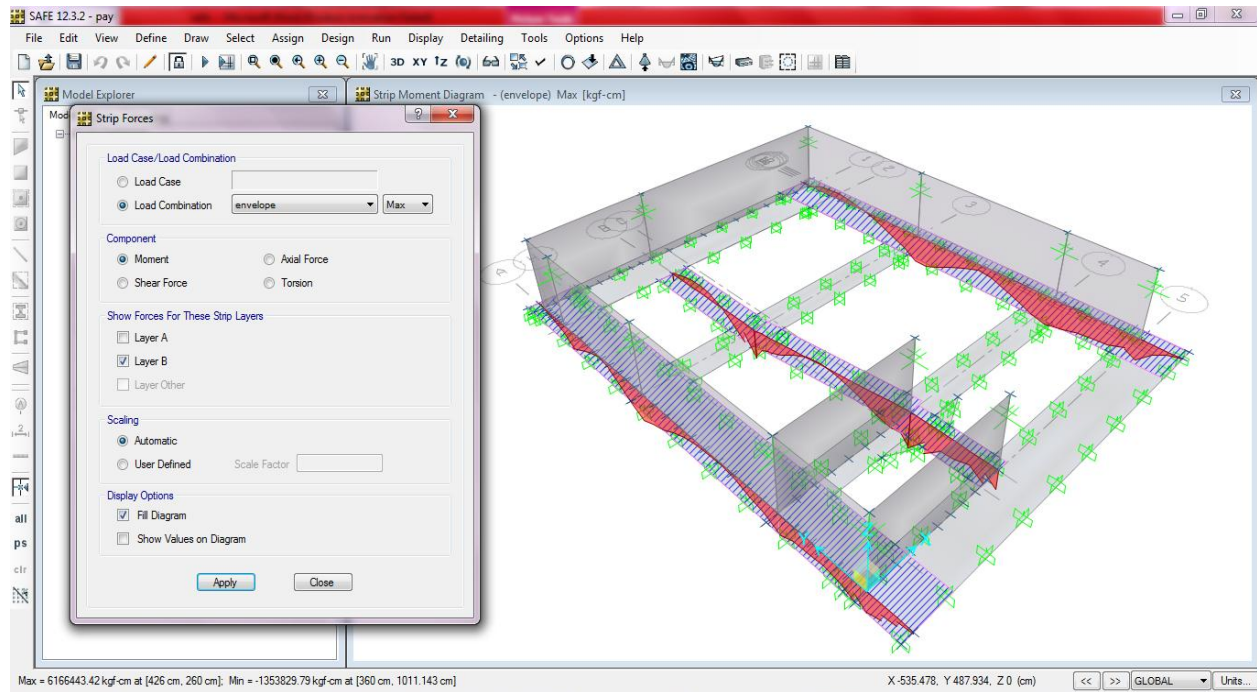
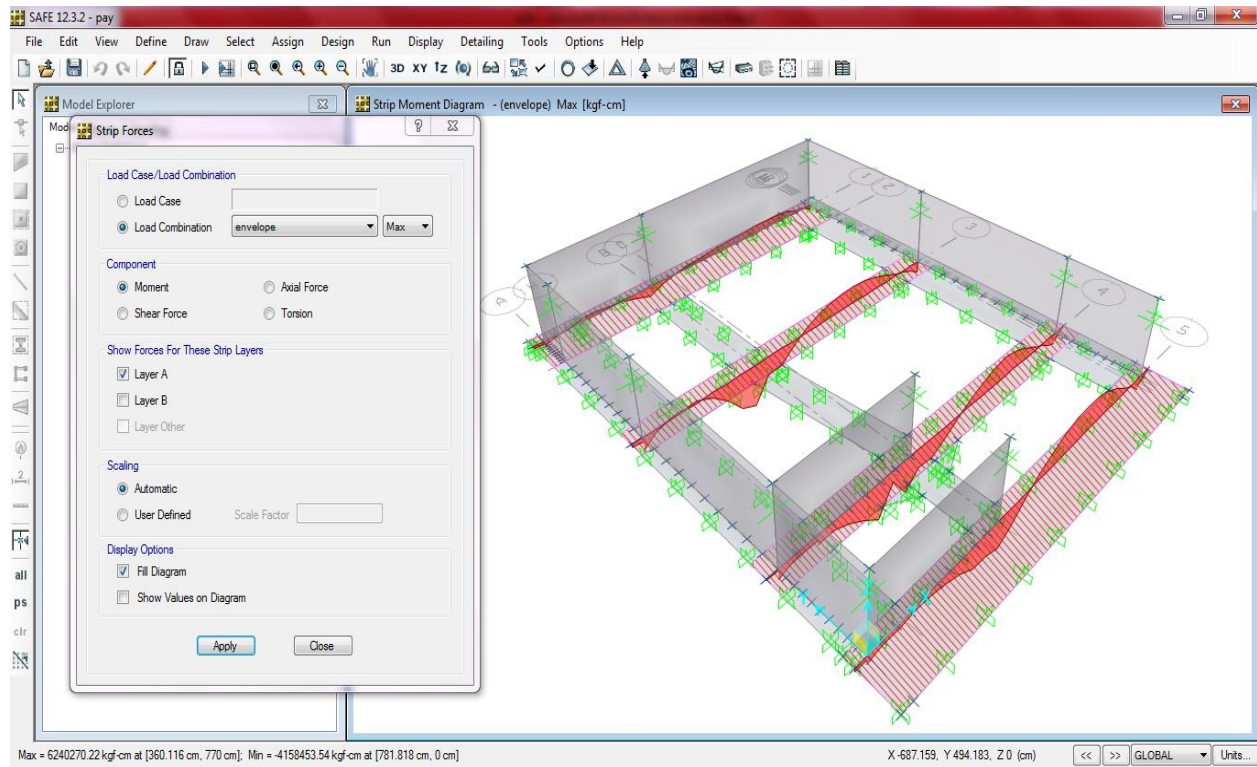
لنگر خمشی در پی



مقدار تنش بوجود آمده در زیر خاک



مقدار لنگر خمشی داخلی در نوار های طراحی



۹-۲۰-۴-۴ نیروی برشی شالوده‌ها و سرشمع‌ها

۹-۲۰-۴-۴-۱ مقطع بحرانی برای محاسبات برش یکطرفه به فاصله d و برای برش دو طرفه به

فاصله $\frac{d_p}{2}$ از محل‌های تعیین شده به شرح (الف) و (ب) این بند در نظر گرفته می‌شود:

الف- برای شالوده‌هایی که زیر ستون، ستون پایه یا دیوار قرار دارند، بر عناصر مزبور، متکی بر شالوده‌ها می‌باشند.

ب- برای شالوده‌هایی که زیر صفحه فلزی کف ستون قرار دارند، وسط فاصله بر ستون تا لبه صفحه فولادی کف ستون‌ها می‌باشد.

۹-۲۰-۴-۴-۲ نیروی برشی در هر مقطع از سر شمع باید براساس ضوابط (الف) الی (پ) محاسبه شود:

الف- عکس‌العمل هر شمع که مرکز آن به فاصله $\frac{d_p}{4}$ یا بیشتر از مقطع مورد نظر و در خارج مقطع مزبور قرار دارند، در مقطع ایجاد برش می‌کند.

ب- عکس‌العمل هر شمع که مرکز آن به فاصله $\frac{d_p}{4}$ یا بیشتر از مقطع مورد نظر و در داخل مقطع مزبور قرار دارد، در مقطع ایجاد برش نمی‌کند.

پ- در حالات بینابینی، آن قسمت از عکس‌العمل شمع که در مقطع مورد نظر ایجاد برش می‌کند، باید با درون‌یابی خطی بین مقدار کامل عکس‌العمل برای حالتی که مرکز شمع به فاصله $\frac{d_p}{4}$ و

در خارج مقطع و مقدار صفر برای حالتی که مرکز شمع به فاصله $\frac{d_p}{4}$ و در داخل مقطع قرار

دارد، محاسبه شود.

۹-۱۵-۱۷-۲ حالت حدی مقاوم نهائی در برش

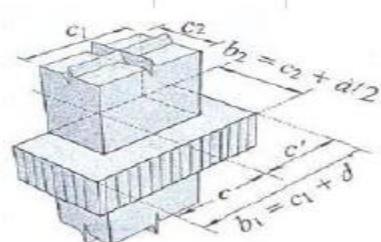
۹-۱۵-۱۷-۲-۱ برش دال‌ها و شالوده‌ها در حوالی بارهای متمرکز و تکیه‌گاه‌های با سطح محدود باید برای دو نوع عملکرد یکطرفه و دو طرفه کنترل شود:

الف) عملکرد یک طرفه به صورت تیر: در این حالت دال یا شالوده باید نیروی برشی را مانند یک تیر در تمام عرض خود تحمل کند. مقطع بحرانی که مقاومت دال یا شالوده باید در آن کنترل شود به صورت صفحه‌ای عمود بر دال با فاصله d از لبه سطح اثر بار متمرکز یا از وجه کتیبه یا هر تعبیر دیگر در ضخامت دال با تکیه‌گاه، در تمام عرض دال در نظر گرفته می‌شود.

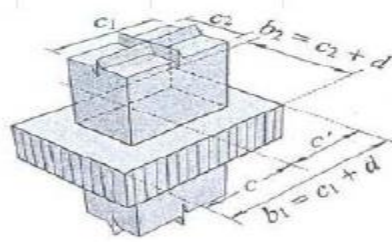
ب- عملکرد دو طرفه: در این حالت دال یا شالوده باید نیروی برشی را در دو جهت ولی در ناحیه‌ای محدود در اطراف بار متمرکز یا تکیه‌گاه تحمل کند. مقطع بحرانی در این حالت سطح جانبی منشوری است که وجوه آن عمود بر سطح دال بوده و از لبه‌ها و گوشه‌های سطح اثر بار متمرکز یا تکیه‌گاه و یا مقاطعی از دال که ضخامت دال در آنجا تغییر می‌کند دارای فاصله‌ای برابر با $\frac{d}{4}$ باشند. مقطع بحرانی باید چنان در نظر گرفته شود که محیط چند ضلعی قاعده منشور در آن حداقل باشد. برای ستون‌ها، بارهای متمرکز و سطوح تکیه‌گاهی دارای مقطع مربع یا مستطیل مقاطع بحرانی می‌توانند دارای چهار ضلع مستقیم باشند.

۹-۱۵-۱۷-۲-۲ در دال‌ها و شالوده‌ها کنترل برش در حالت حدی مقاوم برای عملکرد یک طرفه مشابه تیرها است و بر اساس ضوابط بندهای ۹-۱۵-۲ تا ۹-۱۵-۶ انجام می‌گیرد.

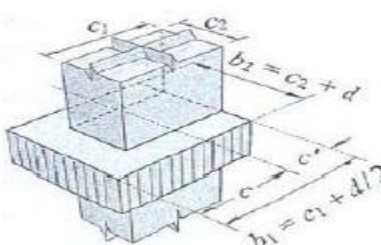
مقطع بحرانی در این حالت سطح جانبی منشوری است که وجوه آن عمود بر سطح فونداسیون بوده و از لبه مقاطعی از فونداسیون که ضخامت در آنجا تغییر می‌کند، دارای فاصله‌ای حداقل برابر با $d/2$ می‌باشد.



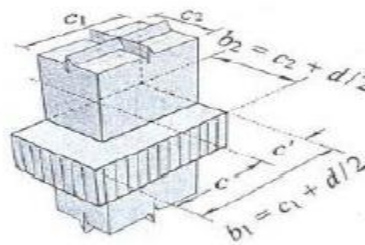
1 ستون کناری



3 ستون میانی

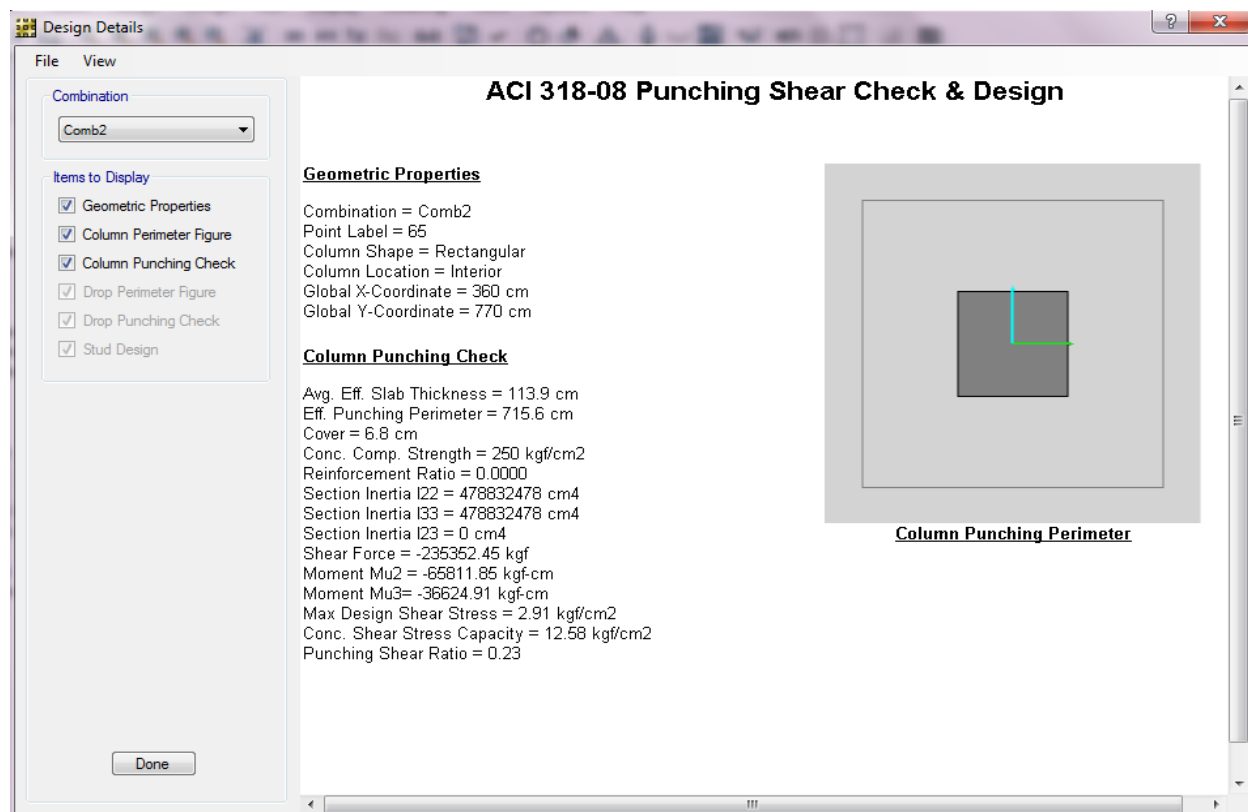


2 ستون کناری



4 ستون گوشه

نمونه کنترل برش پانچ به صورت دستی:



مقدار برش مجاز وارده بر مقطع:

$$V_c = \min \left\{ \begin{array}{l} \cdot / \Delta^3 \phi \left(1 + \frac{\gamma}{B_c} \right) \sqrt{f'_c} \\ \cdot / \Delta^3 \phi \left(1 + \frac{\alpha_s d}{\gamma b_c} \right) \sqrt{f'_c} \\ 1 / \cdot \phi \sqrt{f'_c} \end{array} \right.$$

B_c نسبت بعد بزرگ به کوچک سطح تکیه‌گاهی:

α_s : عددی که برای ستون‌های میانی 40 و ستون‌های کناری 30 و ستون‌های گوشه 20 است.

ستون محور B-3 (خروجی نرم افزار)

$$V_u = 235352 / 45 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = 65811 / 45 \text{ kg.cm} , \quad M_{uy} = 36624 / 45 \text{ kg.cm}$$

$$d = 150 - 5 - \frac{2/2}{2} = 143 / 9 \text{ cm}$$

$$V_c = \min \begin{cases} 0.53 \times 0.75 \times (1 + \frac{2}{1}) \sqrt{250} = 18 / 58 \text{ kg / cm}^2 \\ 0.53 \times 0.75 \times (1 + \frac{40 \times 143 / 9}{2 \times 135 / 6}) \sqrt{250} = 8 / 44 \text{ kg / cm}^2 \quad \leftarrow \text{Bc برابر 1} \\ 1.06 \times 0.75 \times \sqrt{250} = 12 / 58 \text{ kg / cm}^2 \end{cases}$$

ستون 65×65 میانی

$$b. = 2(b_1 + b_r) \quad \begin{cases} b_1 = 65 + 143 / 9 = 20.8 / 9 \\ b_r = 65 + 143 / 9 = 20.8 / 9 \end{cases} \quad b. \Rightarrow 135 / 6$$

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{b_1 / b_r}} = 1 - \frac{1}{1 + 2/3 \sqrt{20.8/9 / 20.8/9}} = 0.4$$

اثر برش ناشی از لنگر خمشی باید در محاسبه لحاظ شود. $M_{u_r}(x, y) = M_{u_x} \gamma_v$

$$V_u = \frac{V_u}{A_c} + \frac{M_{u_{vy}} + C_y}{J_{cx}} + \frac{M_{u_{vy}} C_x}{J_{cy}}$$

تنش برشی حداکثر:

$$A_c = b. \times d \quad \longrightarrow \quad A_c = 135 / 6 \times 143 / 9 = 120.242 / 84 \text{ cm}^2$$

$$\frac{J_{cx}}{c_y} = \frac{J_{cy}}{C_x} = \frac{1}{3} (b_1 d (b_1 + 3b_r) d^2) =$$

$$\frac{J_{cx}}{c_y} = \frac{J_{cy}}{C_x} = \frac{1}{3} (20.8/9 \times 143/9 (20.8/9 + 3 \times 20.8/9) + 143/9^3) = 9366165/6 \text{ cm}^3$$

بیشترین تنش برشی اعمال شده به مقطع

$$V_u = \frac{235352/45}{120242/84} + \frac{0/4 \times 65811/85}{9366165/6} + \frac{0/4 \times 36624/91}{9366165/6} = 1/9618$$

$$\text{Ratio} = \frac{1/9618}{12/85} = 0/156$$

نرم افزار این نسبت را برابر 0/231 نشان می دهد که این به دلیل ضعف Safe در محاسبات محیط بحرانی برشی است.

کنترل حداقل آرماتور طولی:

۹-۲۰-۵-۲ در شالوده‌های نواری مقدار نسبت آرماتور در ناحیه کششی نباید کمتر از ۰/۲۵ درصد اختیار شود، مگر آنکه آرماتور بکار رفته به اندازه یک سوم بیشتر از مقدار آرماتور تعیین شده در محاسبات باشد. در حالت اخیر این نسبت نمی‌تواند کمتر از ۰/۱۵ درصد اختیار گردد.

$$A_{smin} = 0.0025bd$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

b: عمق پی نواری برابر 1 m

$$d = 150 - 50 \text{ cm}$$

d: عمق مؤثر مقطع (5 سانتی متر کادر روی بتن)

$$A_{smin} = 0.0025 \times 1000 \times 1450 = 3625 \text{ mm}^2$$

۹-۲۰-۸ آرماتورهای حرارت و جمع‌شدگی در شالوده‌ها

۹-۲۰-۸-۱ نسبت سطح مقطع آرماتور حرارت و جمع‌شدگی لازم به کل سطح مقطع بتن برای شالوده‌های به ضخامت کمتر یا مساوی ۱۰۰۰ میلیمتر نباید از مقادیر (الف) تا (پ) این بند کمتر اختیار شود:

الف - برای میلگردهای رده ۳۴۰: ۰/۰۰۲۰

ب - برای میلگردهای رده ۴۰۰: ۰/۰۰۱۸

پ - برای میلگردهای رده ۵۰۰ S و بالاتر: ۰/۰۰۱۵

۹-۲۰-۸-۲ نسبت سطح مقطع آرماتور حرارت و جمع‌شدگی لازم به کل سطح مقطع بتن برای شالوده‌های به ضخامت بیشتر از ۱۰۰۰ تا ۲۰۰۰ میلیمتر نباید از α برابر نسبت‌های مندرج در بند ۹-۲۰-۸-۱ کمتر اختیار شود. مقدار α از رابطه (۹-۲۰-۲) تعیین می‌شود:

$$\alpha = 1/3 - 0.0003h \quad (9-20-2)$$

کنترل آرماتور افت و حرارت و جمع شدگی طولی

$$S_{400} \text{ آرماتور} \rightarrow A_{smin} = \alpha(0.0018bh)$$

$$\alpha = 1/3 - 0.003 \times 1500 = 0.85$$

$$A_{smin} = 0.85(0.0018 \times 1000 \times 1500) = 2295 \text{ mm}^2$$

برای محاسبه مقدار در بالا یا پایین مقطع این مقدار را نصف می‌کنیم.

$$A_{smin} = 1147.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = \max(3625, 1147.5) = 3625 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{smin}}{A_{s\phi 22}} = \frac{3625}{380} \approx 10 \text{ عدد}$$

۹-۲۰-۵-۳ در شالوده‌ها قطر میلگردها نباید کمتر از ۱۰ میلیمتر و فاصله محور تا محور آنها از یکدیگر، نباید کمتر از ۱۰۰ میلیمتر و بیشتر از ۳۵۰ میلیمتر در نظر گرفته شود.

$$S_{max} = 350 \text{ mm} , S_{min} = 100 \text{ mm} \text{ مطابق آیین نامه:}$$

$$S = \frac{1000 - (10 \times 22 + 2 \times 50)}{10 - 1} = 75 \text{ mm}$$

برای حل این مشکل از گروه آرماتور استفاده می‌کنیم.

۹-۱۴-۱۱-۲ گروه میلگردهای در تماس

۹-۱۴-۱۱-۲-۱ در استفاده از گروه میلگردهای موازی که در آنها میلگردها در تماس با هم بسته می‌شوند تا به صورت واحد عمل کنند، ضوابط (الف) تا (ج) این بند، باید رعایت شوند:

الف) تعداد میلگردهای هر گروه برای گروه‌های قائم تحت فشار نباید از ۴ عدد، و در سایر موارد از ۳ عدد تجاوز کند.

ب) در تمامی موارد تعداد میلگردهای هر گروه در محل وصله‌ها نباید بیشتر از ۴ باشد.

پ) در گروه میلگردها با بیش از دو میلگرد، نباید محورهای تمامی میلگردها در یک صفحه واقع شوند. همینطور تعداد میلگردهایی که محورهای آنها در یک صفحه واقع می‌شوند جز در محل وصله‌ها نباید بیشتر از دو باشد.

ت) در تیرها نباید میلگردها با قطر بزرگتر از ۳۶ میلی‌متر را به صورت گروهی به کاربرد.

ث) گروه‌های میلگردهای در تماس باید در خاموت‌های بسته یا دورپیچ محصور شوند.

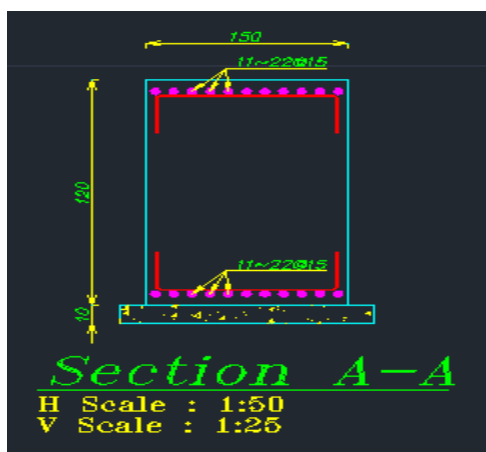
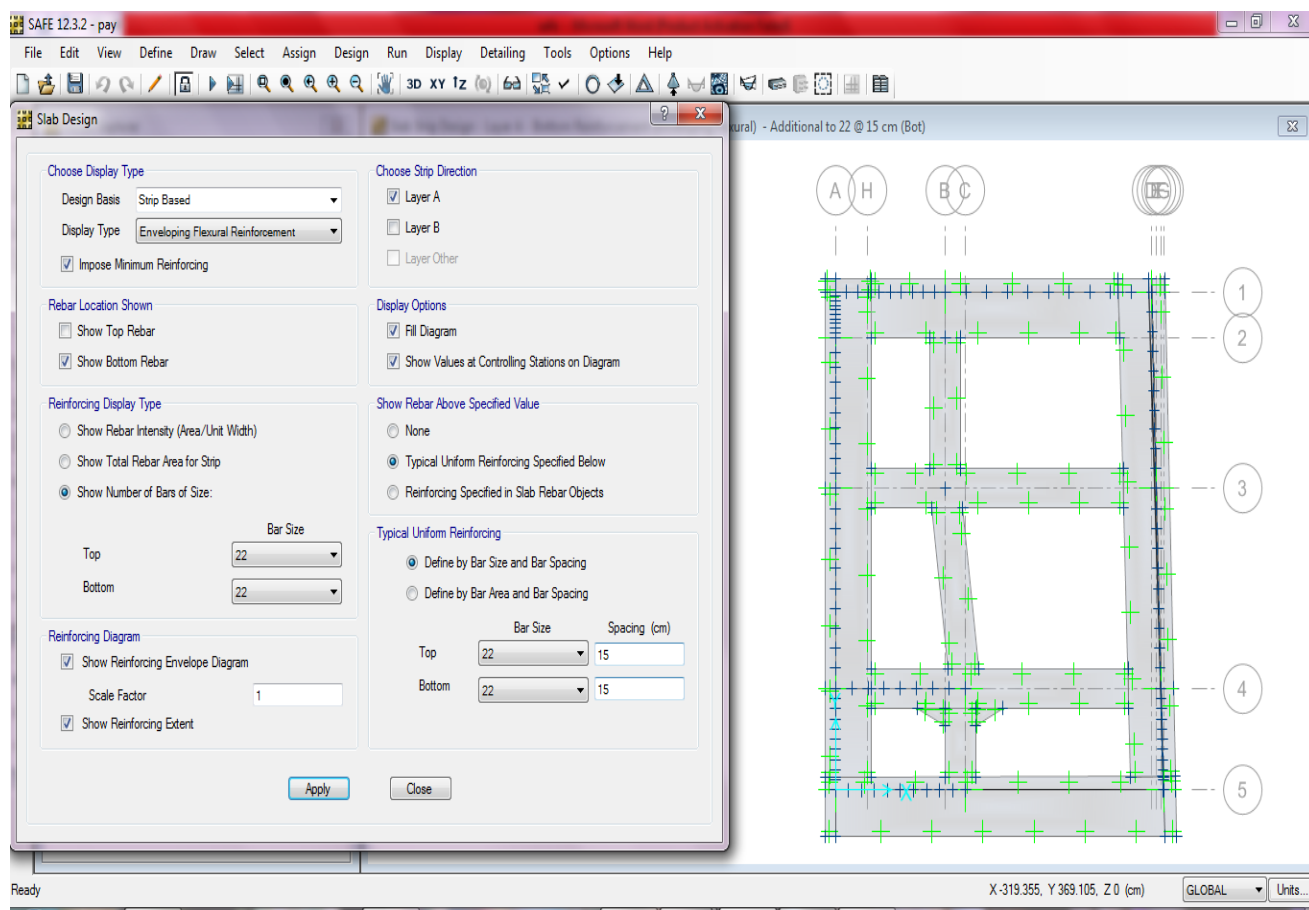
ج) در مواردی نظیر تعیین محدودیت‌های فاصله و حداقل ضخامت پوشش بتن محافظ، که قطر میلگردها مبنای محاسبه قرار می‌گیرد، قطر گروه میلگردهای در تماس معادل قطر میلگردهای فرض می‌شود که سطح مقطع آن با سطح مقطع کل گروه مساوی باشد. ملاک اندازه‌گیری فاصله آزاد و حداقل ضخامت پوشش در این گونه موارد خارجی‌ترین سطح گروه میلگرد در امتداد مورد نظر خواهد بود.

$$n = \frac{3625}{2 \times 380} \approx 5 \quad \text{عدد}$$

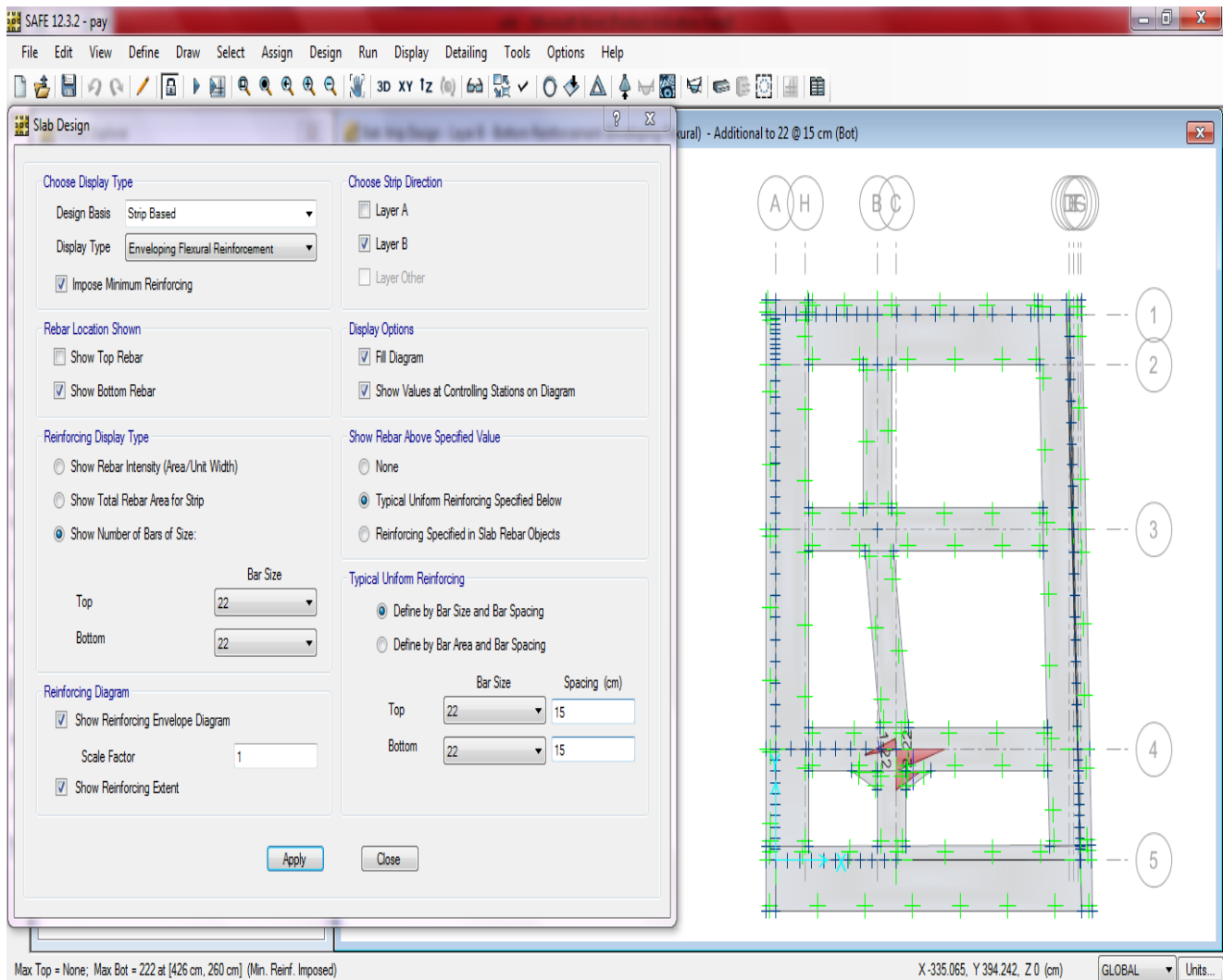
$$S = \frac{1000 - (10 \times 22 + 2 \times 50)}{5 - 1} = 197/5 \text{ mm} > 100 \text{ mm}$$

$$S_{\min} = 100 \text{ mm} < S = 197/5 < 300 \text{ mm} \quad \text{USE } S = 150 \text{ mm}$$

نرم افزار هیچ گونه آرماتور تقویتی $\phi 22$ با توجه به خروجی نرم افزار و با در نظر گرفتن آرماتور حداقل در گروه های دوتایی گزارش نمی کند و این یعنی مقدار آرماتور حداقل برای پی تعیین کننده است.



با توجه به خروجی نرم افزار در لایه B محور Y در پایین مقطع C-4 نیاز به آرماتور تقویتی دارد.



طول آرماتور تقویتی در پایین $\phi 22$ به طول $2/6 - 1/65 = 95\text{cm}$ و $2/85 - 2/6 = 25\text{cm}$

USE Double $\phi 22 @ 150\text{mm}$

$$\begin{cases} 12d_b = 12 \times 22 = 264\text{mm} = 26/4\text{cm} \\ d = 150 - 5 = 145\text{cm} \end{cases}$$

مقدار اضافه طول طبق بند 9-18-3-1

طول آرماتورهای تقویتی که نرم افزار گزارش می دهد باید به میزان $2 \times 145 = 290\text{cm}$ بیشتر در نظر گرفته شود.

طراحی آرماتورهای برشی در جهت X و Y:

در جهت X و Y با توجه به خروجی نرم افزار نسبت $(\frac{A_v}{S})$ در بیشترین مقدار خود برابر 0.2312 $(\frac{A_v}{S})$ براساس آن فاصله بین آرماتورهای برشی را تعیین می کنیم.

برای خاموت ها معمولا از آرماتور $\phi 10$ استفاده می کنیم.

$$(\frac{A_v}{S}) = 0.2312 \longrightarrow S = \frac{4 \times 0.785}{0.2312} \longrightarrow S = 13.58 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = 35.0 \text{ mm}$$

$$S_{\min} = 10.0 \text{ mm}$$

این آرماتور با این فاصله باید با حداقل آرماتور افت حرارت مقایسه شود و مقدار max انتخاب شود.

ACI 318-08 Concrete Strip Design

Geometric Properties

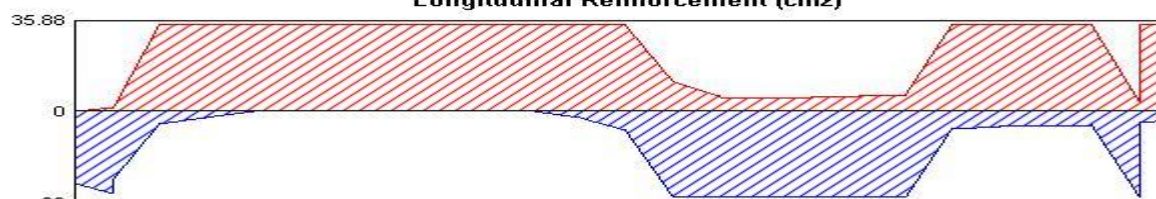
Combination = Overall Envelope
 Strip Label = CSA8
 Length = 1146.675 cm
 Distance to Top Rebar Center = 5.9 cm
 Distance to Bot Rebar Center = 5.9 cm

Material Properties

Concrete Comp. Strength = 250 kgf/cm²
 Concrete Modulus = 265000 kgf/cm²
 Longitudinal Rebar Yield = 4000 kgf/cm²

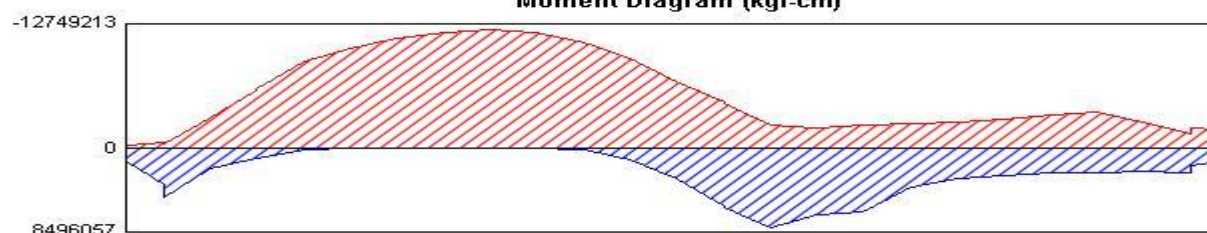


Longitudinal Reinforcement (cm²)



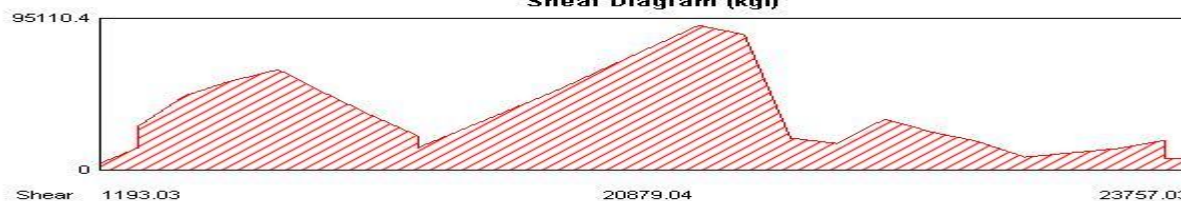
As (top)	27.759	30.0569	9.0903
Combo	Comb6	Comb7	Comb6
As (bot)	12.2631	19.9169	7.6699
Combo	Comb6	Comb7	Comb4

Moment Diagram (kgf-cm)



Moment (-)	-11228238	-12142108	-3715273.13
Moment (+)	4993995.61	8091482.25	3137212.17

Shear Diagram (kgf)



Shear	1193.03	20879.04	23757.03
-------	---------	----------	----------

ACI 318-08 Concrete Strip Design

Geometric Properties

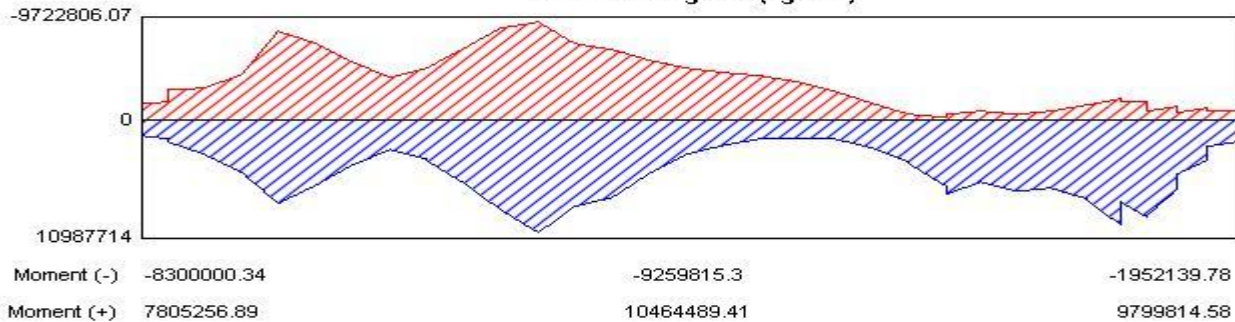
Combination = Overall Envelope
Strip Label = CSB7
Length = 1422 cm
Distance to Top Rebar Center = 7.7 cm
Distance to Bot Rebar Center = 7.7 cm

Material Properties

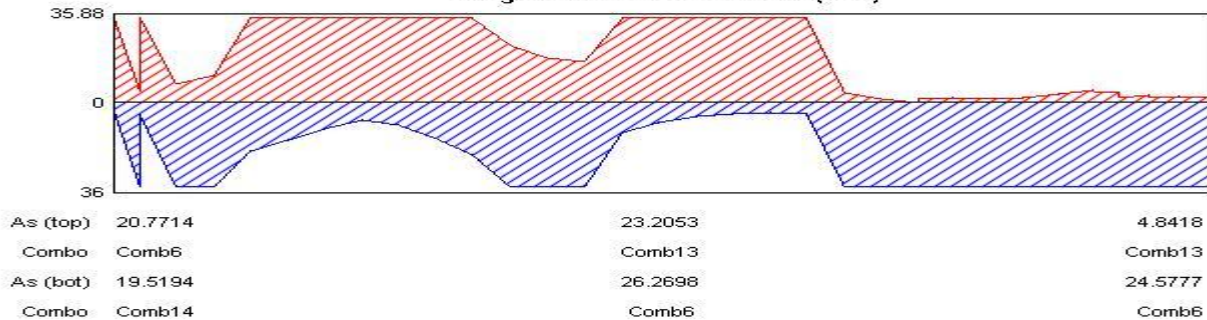
Concrete Comp. Strength = 250 kgf/cm²
Concrete Modulus = 265000 kgf/cm²
Longitudinal Rebar Yield = 4000 kgf/cm²



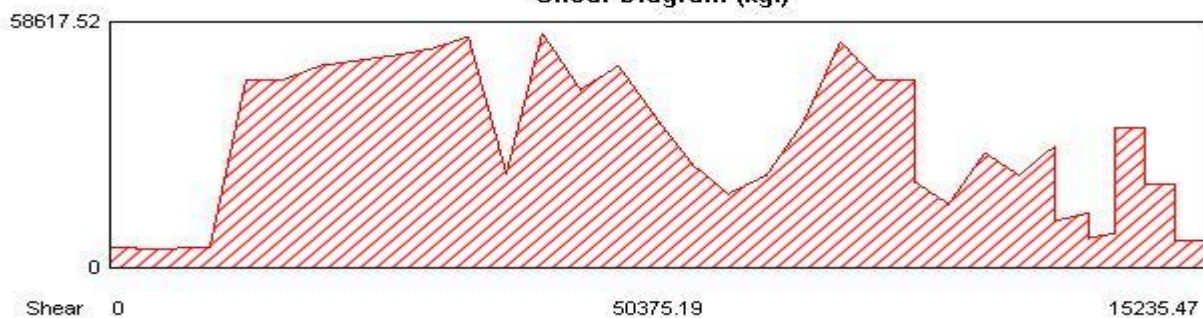
Moment Diagram (kgf-cm)



Longitudinal Reinforcement (cm²)



Shear Diagram (kgf)



ACI 318-08 Concrete Strip Design

Geometric Properties

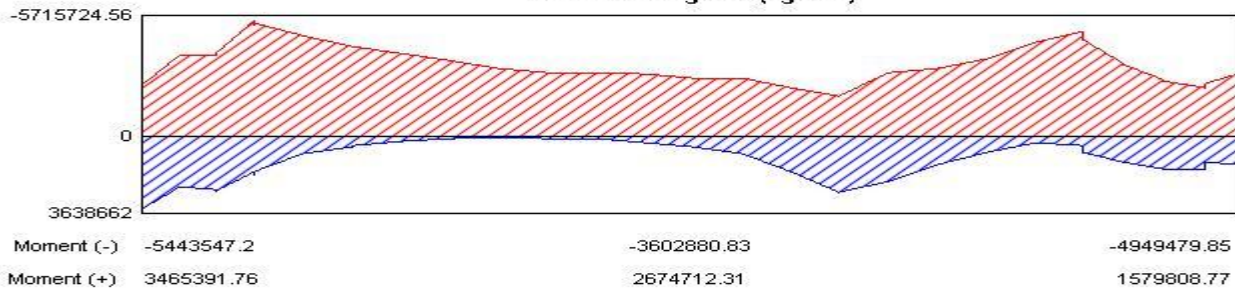
Combination = Overall Envelope
 Strip Label = CSA9
 Length = 1067.5 cm
 Distance to Top Rebar Center = 5.9 cm
 Distance to Bot Rebar Center = 5.9 cm

Material Properties

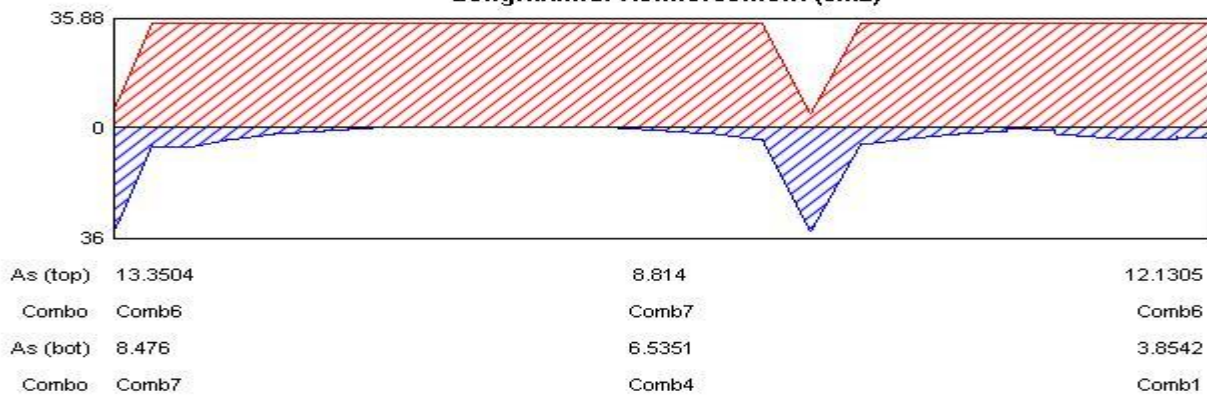
Concrete Comp. Strength = 250 kgf/cm²
 Concrete Modulus = 265000 kgf/cm²
 Longitudinal Rebar Yield = 4000 kgf/cm²



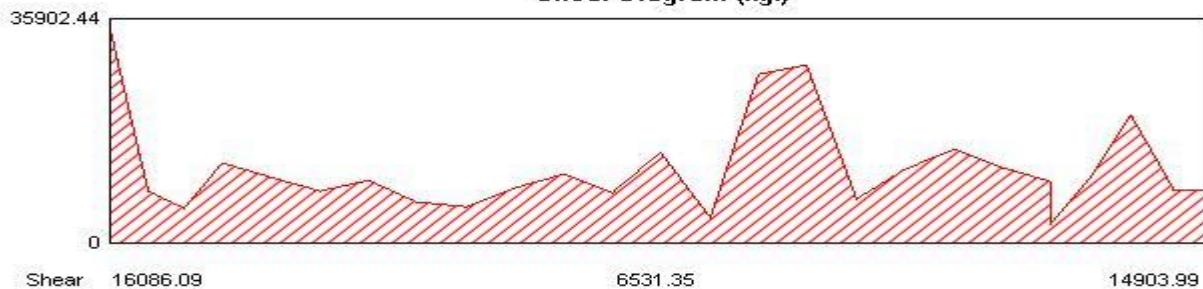
Moment Diagram (kgf-cm)



Longitudinal Reinforcement (cm²)



Shear Diagram (kgf)



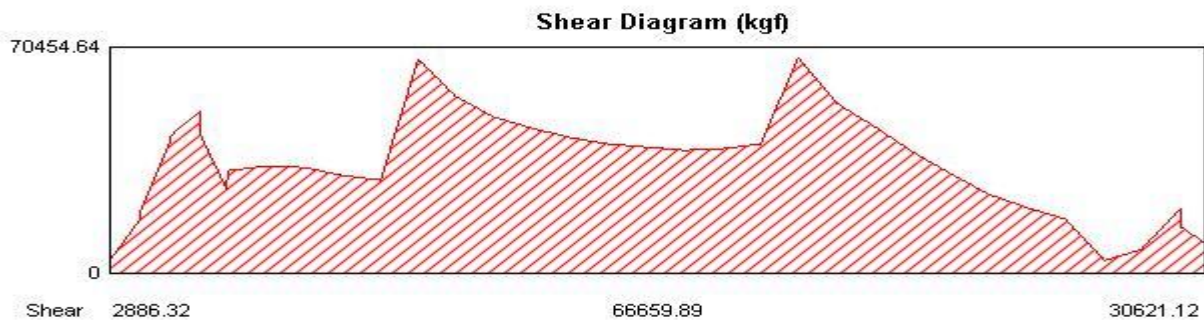
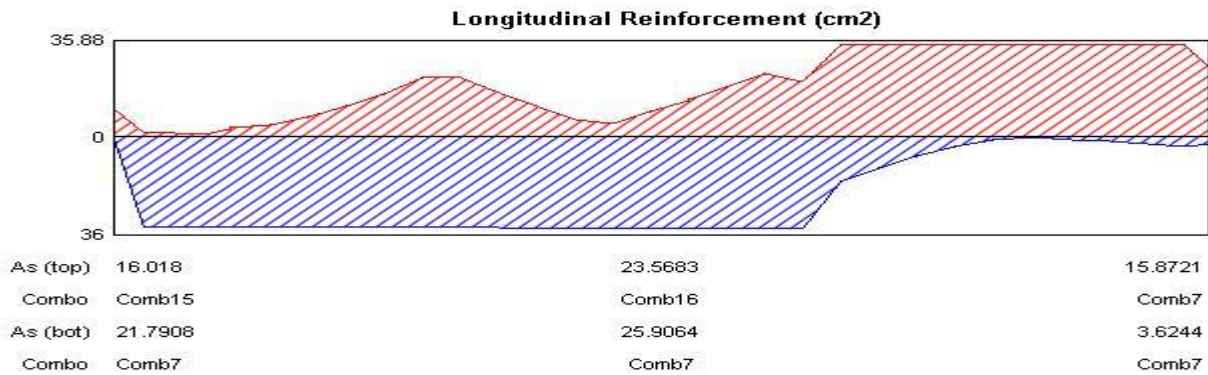
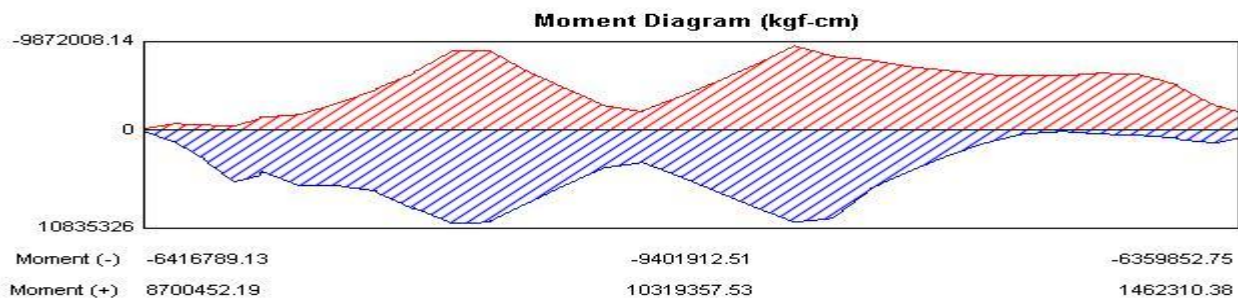
ACI 318-08 Concrete Strip Design

Geometric Properties

Combination = Overall Envelope
Strip Label = CSB8
Length = 1422.701 cm
Distance to Top Rebar Center = 7.7 cm
Distance to Bot Rebar Center = 7.7 cm

Material Properties

Concrete Comp. Strength = 250 kgf/cm²
Concrete Modulus = 265000 kgf/cm²
Longitudinal Rebar Yield = 4000 kgf/cm²



ACI 318-08 Concrete Strip Design

Geometric Properties

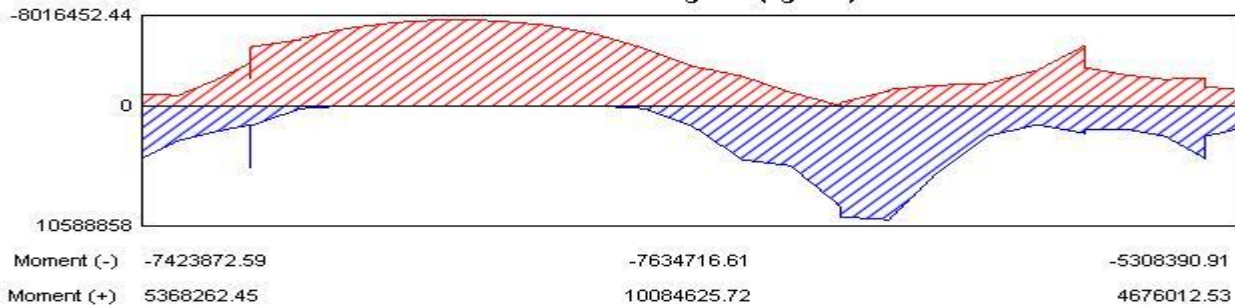
Combination = Overall Envelope
 Strip Label = CSA14
 Length = 1082.5 cm
 Distance to Top Rebar Center = 5.9 cm
 Distance to Bot Rebar Center = 5.9 cm

Material Properties

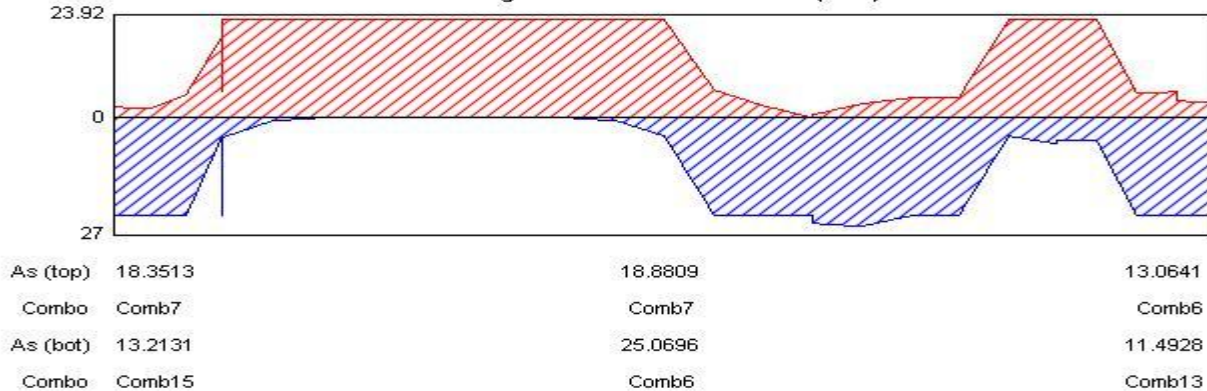
Concrete Comp. Strength = 250 kgf/cm²
 Concrete Modulus = 265000 kgf/cm²
 Longitudinal Rebar Yield = 4000 kgf/cm²



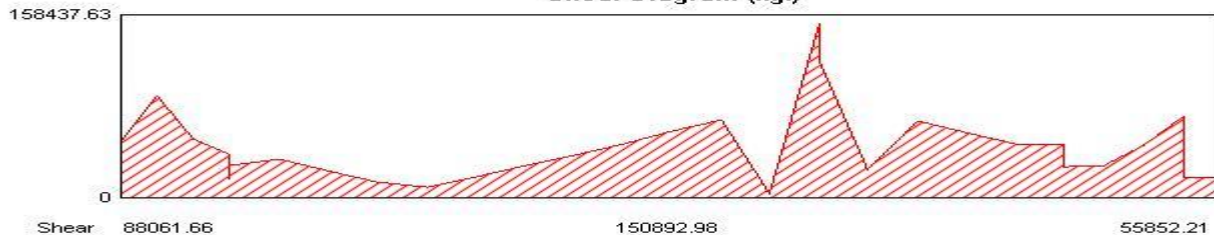
Moment Diagram (kgf-cm)



Longitudinal Reinforcement (cm²)



Shear Diagram (kgf)



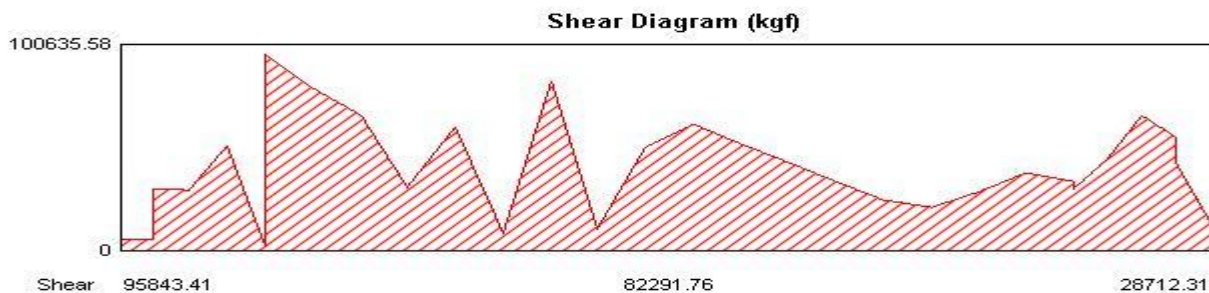
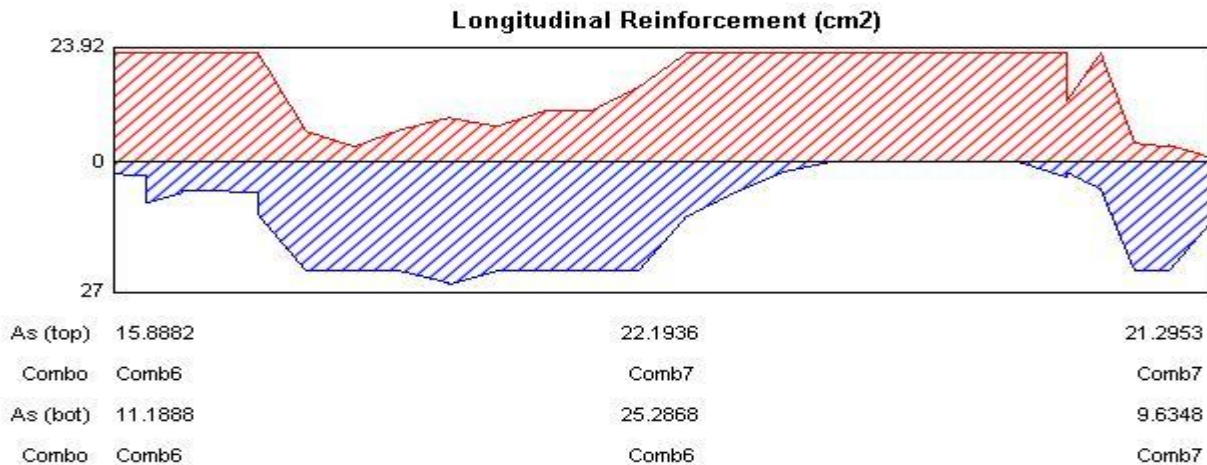
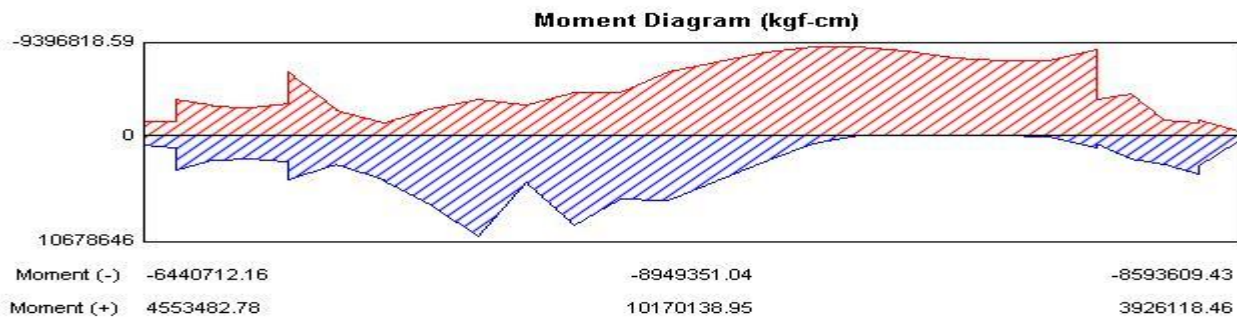
ACI 318-08 Concrete Strip Design

Geometric Properties

Combination = Overall Envelope
 Strip Label = CSA1
 Length = 1139.361 cm
 Distance to Top Rebar Center = 5.9 cm
 Distance to Bot Rebar Center = 5.9 cm

Material Properties

Concrete Comp. Strength = 250 kgf/cm²
 Concrete Modulus = 265000 kgf/cm²
 Longitudinal Rebar Yield = 4000 kgf/cm²



ACI 318-08 Concrete Strip Design

Geometric Properties

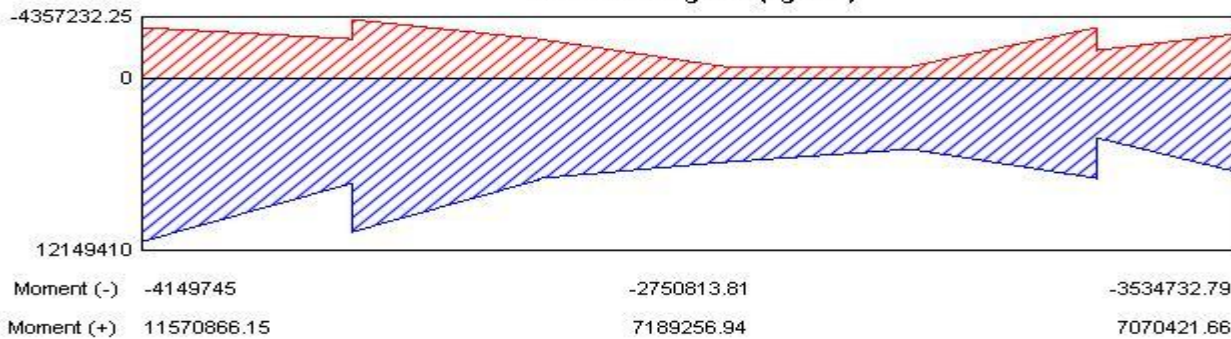
Combination = Overall Envelope
Strip Label = CSB6
Length = 260 cm
Distance to Top Rebar Center = 7.7 cm
Distance to Bot Rebar Center = 7.7 cm

Material Properties

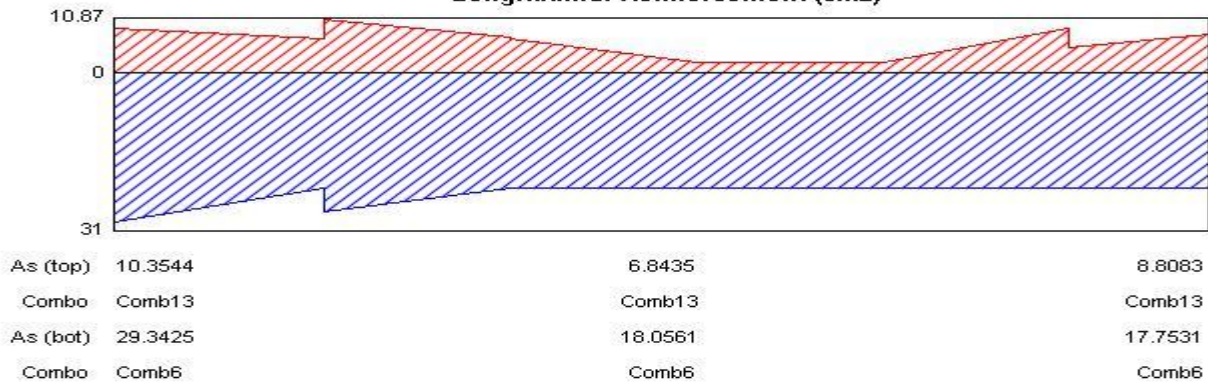
Concrete Comp. Strength = 250 kgf/cm²
Concrete Modulus = 265000 kgf/cm²
Longitudinal Rebar Yield = 4000 kgf/cm²



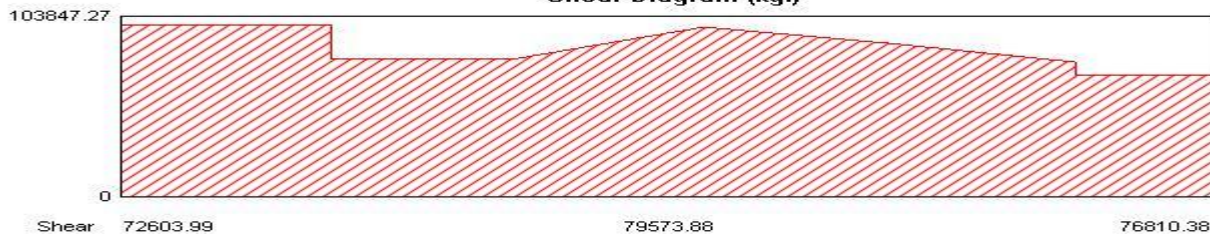
Moment Diagram (kgf-cm)



Longitudinal Reinforcement (cm²)



Shear Diagram (kgf)



ACI 318-08 Concrete Strip Design

Geometric Properties

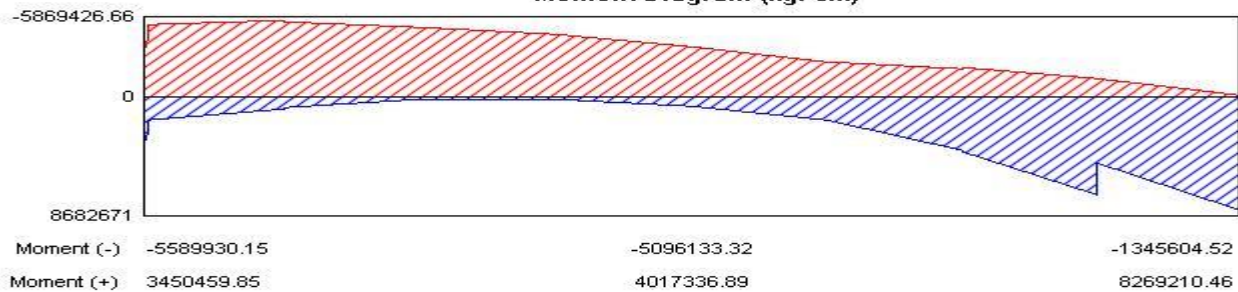
Combination = Overall Envelope
Strip Label = CSB1
Length = 386 cm
Distance to Top Rebar Center = 7.7 cm
Distance to Bot Rebar Center = 7.7 cm

Material Properties

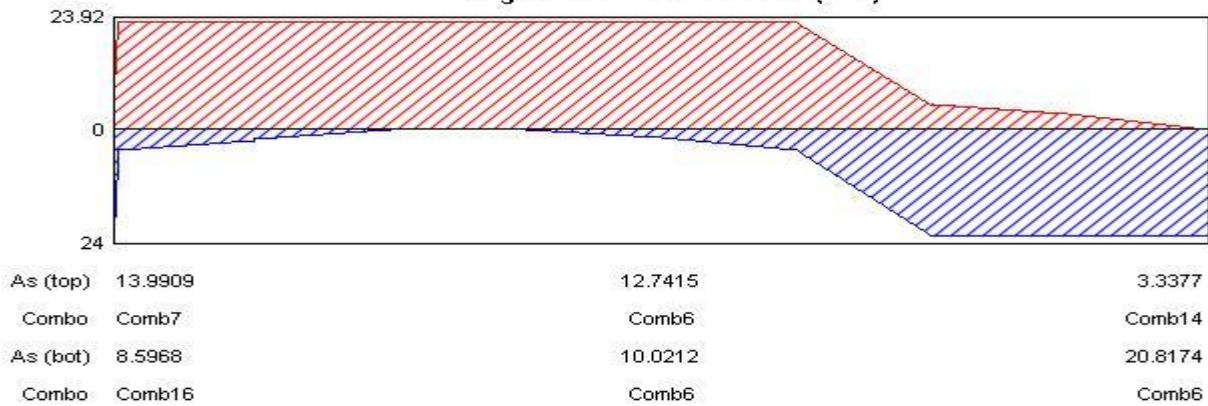
Concrete Comp. Strength = 250 kgf/cm²
Concrete Modulus = 265000 kgf/cm²
Longitudinal Rebar Yield = 4000 kgf/cm²



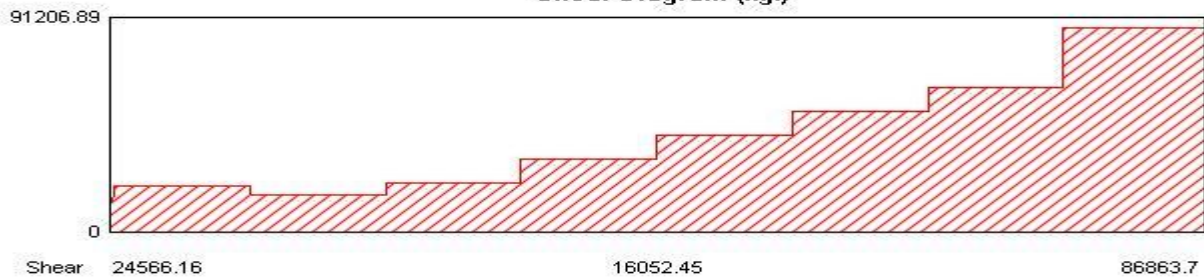
Moment Diagram (kgf-cm)



Longitudinal Reinforcement (cm²)



Shear Diagram (kgf)



ACI 318-08 Concrete Strip Design

Geometric Properties

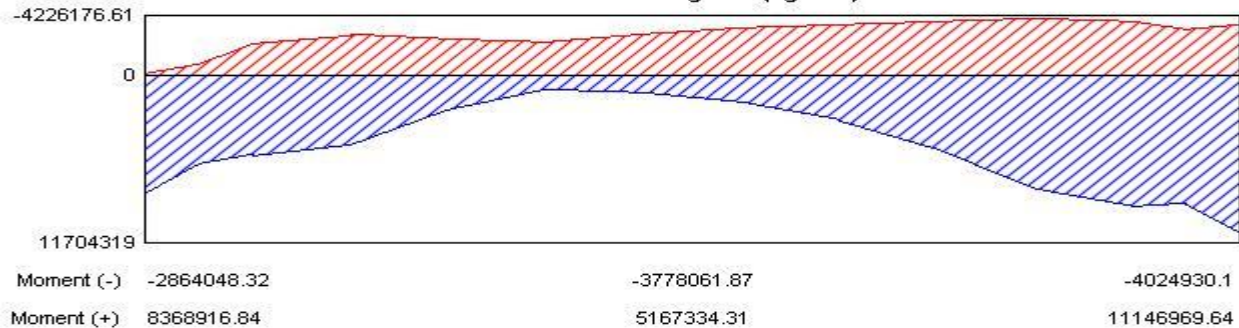
Combination = Overall Envelope
Strip Label = CSB3
Length = 514.253 cm
Distance to Top Rebar Center = 7.7 cm
Distance to Bot Rebar Center = 7.7 cm

Material Properties

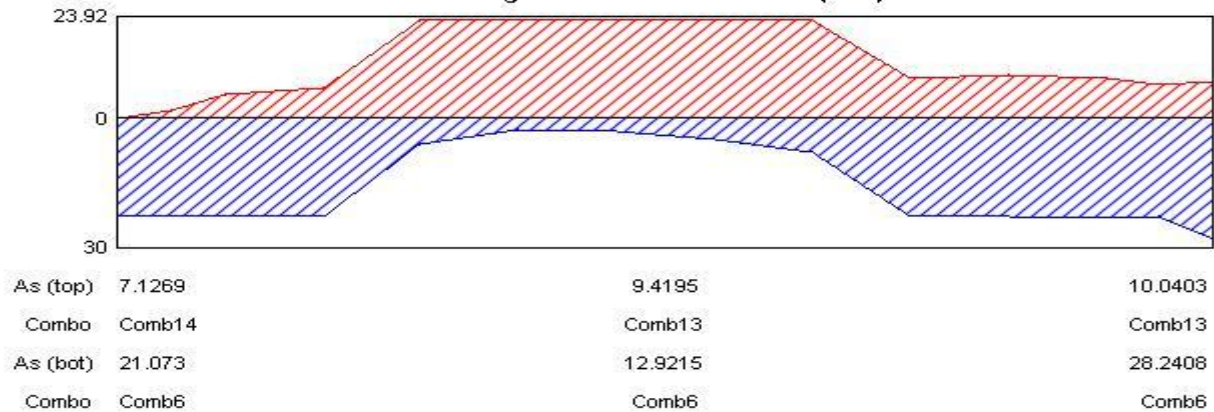
Concrete Comp. Strength = 250 kgf/cm²
Concrete Modulus = 265000 kgf/cm²
Longitudinal Rebar Yield = 4000 kgf/cm²



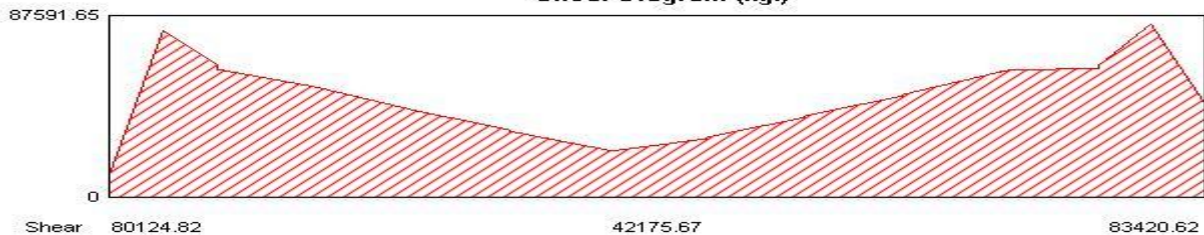
Moment Diagram (kgf-cm)



Longitudinal Reinforcement (cm²)



Shear Diagram (kgf)



۹-۱۴-۱۰ مقاومت اتکایی

۹-۱۴-۱۰-۱ مقاومت اتکایی نهایی روی بتن، به استثنای موارد مذکور در بندهای ۹-۱۴-۱۰-۲ و

۹-۱۴-۱۰-۳ نباید بزرگتر از $0.85\phi_c f_c A_1$ در نظر گرفته شود.

۹-۱۴-۱۰-۲ در صورتی که ابعاد تکیه‌گاه در هر امتداد در صفحه تماس بزرگتر از ابعاد سطحی از

عضو باشد که به صورت اتکایی انتقال بار می‌نماید، مقاومت اتکایی روی این سطح را که بر طبق بند

۹-۱۴-۱۰-۱ محاسبه شده است، می‌توان در ضریب $\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ ضرب کرد. این ضریب در هر حال نباید

بزرگتر از ۲ در نظر گرفته شود.

۹-۱۴-۱۰-۳ در صورتی که تکیه‌گاه شیبدار یا پله‌ای باشد، مقدار A_1 برابر مساحت قاعده تحتانی

مخروط یا هرم با جداره صاف یا پله‌ای که به طور کامل در داخل تکیه‌گاه قرار دارد، می‌باشد. قاعده

فوقانی برابر A_1 و شیب سطح جانبی ۱:۲ (۱ قائم به ۲ افقی) در نظر گرفته می‌شود.

مقاومت اتکایی (انتقال نیرو از پای ستون ها)

$$0.85\phi_c f_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}, \quad \frac{A_2}{A_1} < 2$$

مقاومت اتکایی نهایی:

اثر ستون ها ترکیبی از بار محوری و لنگر خمشی را به پی منتقل کنند بطوری به تمام یا قسمتی از آرماتورهای موجود در

ستون در کشش کار کنند لازم است برای تأمین ظرفیت خمشی ستون در پای ستون کل آرماتورهای طولی ستون در پی

امتداد یابند و یا با آرماتورهای انتظار با سطح مقطع معادل سطح مقطع آرماتورها طولی ستون در پی تعبیه شود.

با استفاده از خروجی Etabs (Push joint Reactor)

Story	Load Case/Combo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
		kgf	kgf	kgf	kgf-cm	kgf-cm	kgf-cm
Base	envelope Max	6025.55	5016.4	184319.53	365014.63	244525.72	17067.18
Base	envelope Max	14665.43	9330.78	90649.37	254002.67	403258.33	18629.34
Base	envelope Max	11901.66	9314.26	108583.08	261271.83	448141.63	33431.17
Base	envelope Max	10705.21	9199.04	251007.28	552299.98	414525.58	16591.56
Base	envelope Max	5927.25	16935.27	210619.39	205206.94	198532.31	13093.62
Base	envelope Max	32417.41	10579.89	151558.16	197320.19	343587.41	4709.57
Base	envelope Max	3017.37	7023.48	74648.06	137150.95	123915.56	47269.11
Base	envelope Max	9819.53	3042.39	285056.24	138351.38	536898.47	15080.74
Base	envelope Max	21750.74	3982.9	354273.8	670.2	313143.46	15080.74
Base	envelope Max	4338.27	2242.23	112049.38	361959.61	223863.05	296319.82
Base	envelope Max	8592.22	11981.32	216829.92	205642.53	440183.89	9830.92
Base	envelope Max	3758.24	10266.68	82804.14	274498.89	511064.62	23625.75
Base	envelope Max	3883.02	3838.6	16592.96	41675.43	14457.02	4524.27
Base	envelope Max	2242.4	7546.96	43624.05	9236.15	73909.42	32.65
Base	envelope Max	3296.74	9411.87	40023.4	13363.25	118407.64	14.27
Base	envelope Max	3791.38	10729.62	35189.59	18345.91	149523.18	68.39
Base	envelope Max	3956.94	11323.11	28952.21	21929.28	163552.17	36.58
Base	envelope Max	4006.44	11218.88	24601.7	24301.23	166730.22	1.4
Base	envelope Max	3982.57	10420.63	31008.18	25418.98	161484.37	0.93
Base	envelope Max	3874.53	8928.36	38263.19	25414.74	145541.4	-0.004464

$$P_u = 345273 / 8 \text{ kg}$$

$$M_{u_x} = 670 / 2 \text{ kg.cm} \quad , \quad M_{u_y} = 313143 / 5 \text{ kg.cm}$$

$$\sigma_A = \frac{345273 / 8}{65 \times 65} + \frac{670 / 2}{\frac{653}{6}} + \frac{313143 / 5}{\frac{653}{6}} = 82 / 42 \text{ kg / cm}^2$$

نقطه A در ستون ها تنها در فشار عمل خواهد کرد.

$$\sigma_B = \frac{345273 / 8}{65 \times 65} - \frac{670 / 2}{\frac{653}{6}} - \frac{313143 / 5}{\frac{653}{6}} = 81 / 02 \text{ kg / cm}^2$$

نقطه B هم در ستون در فشار عمل می کند.

ماهیت این ستون نمونه به صورت فشاری است و اگر ستونی در کشش عمل کند باید آرماتورهای انتظار معادل در کل ستون در پی جایگذاری شوند.



فصل دوازدهم

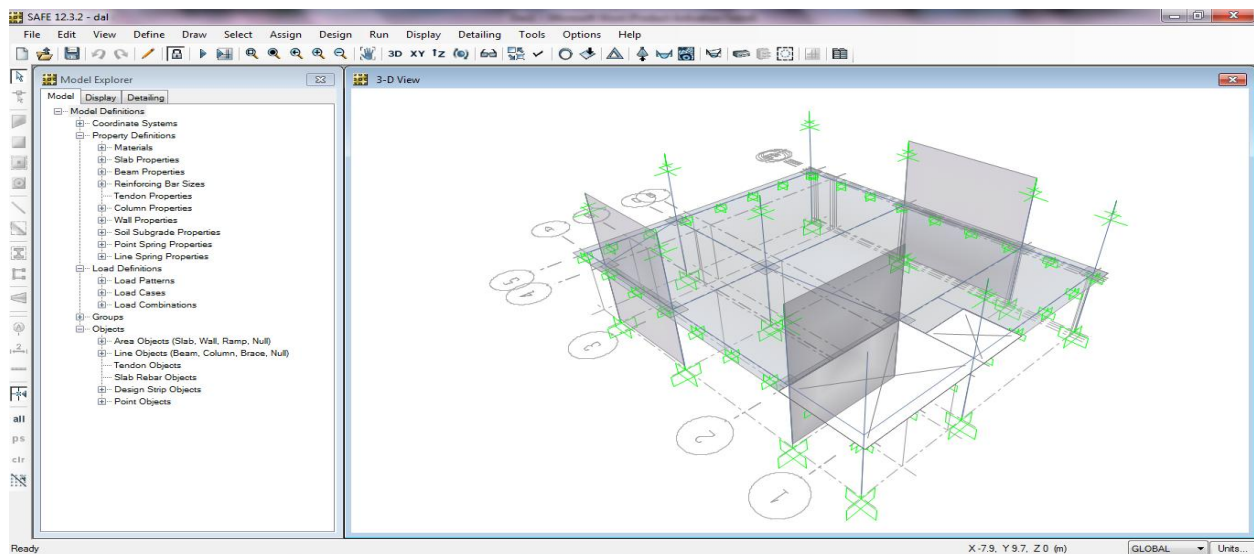
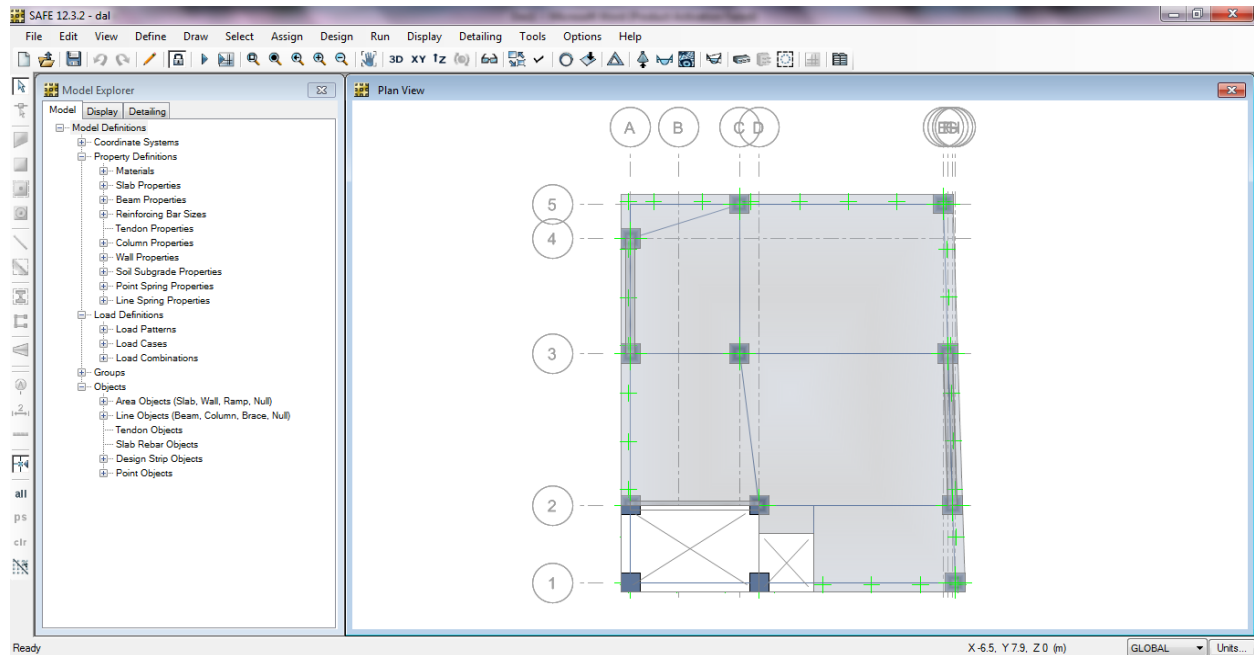
طراح سقفاً

۹-۱۸-۲ تعاریف

۹-۱۸-۲-۱ سیستم دال

به مجموعه‌ای از قطعات صفحه‌ای با یا بدون تیر گفته می‌شود که تحت اثر بارهای عمود بر صفحه خود قرار می‌گیرند. سیستم‌های معمول دال‌ها عبارتند از تیر-دال، دال تخت، دال قارچی و دال مشبک.

مدل اولیه سقف دال بتنی



تعریف نوار های طراحی مطابق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان

۹-۱۸-۲-۲ نوار پوششی

به قسمتی از سیستم دال گفته می‌شود که در دو سمت محور ستون‌های واقع در یک ردیف در پلان قرار می‌گیرد و به محورهای طولی گذرنده از وسط چشمه‌های مجاور محدود شود.

۹-۱۸-۲-۳ نوار ستونی

به قسمتی از نوار پوششی گفته می‌شود که در دو سمت محور ستون‌ها واقع شود و عرض آن در هر سمت محور برابر با $0.25/1$ و یا $0.25/2$ هر کدام کوچکتر است، باشد. این نوار شامل تیر بین ستون‌ها در صورت وجود، نیز می‌شود.

۹-۱۸-۲-۴ نوار میانی

نواری از سیستم دال است که در حد فاصل دو نوار ستونی قرار می‌گیرد.

۹-۱۸-۲-۵ نوار کناری

در سیستم (تیر، دال) نواری از دال است که در هر سمت تیر در نوار ستونی قرار می‌گیرد.

۹-۱۸-۳-۵ بازشوها در سیستم دال‌ها

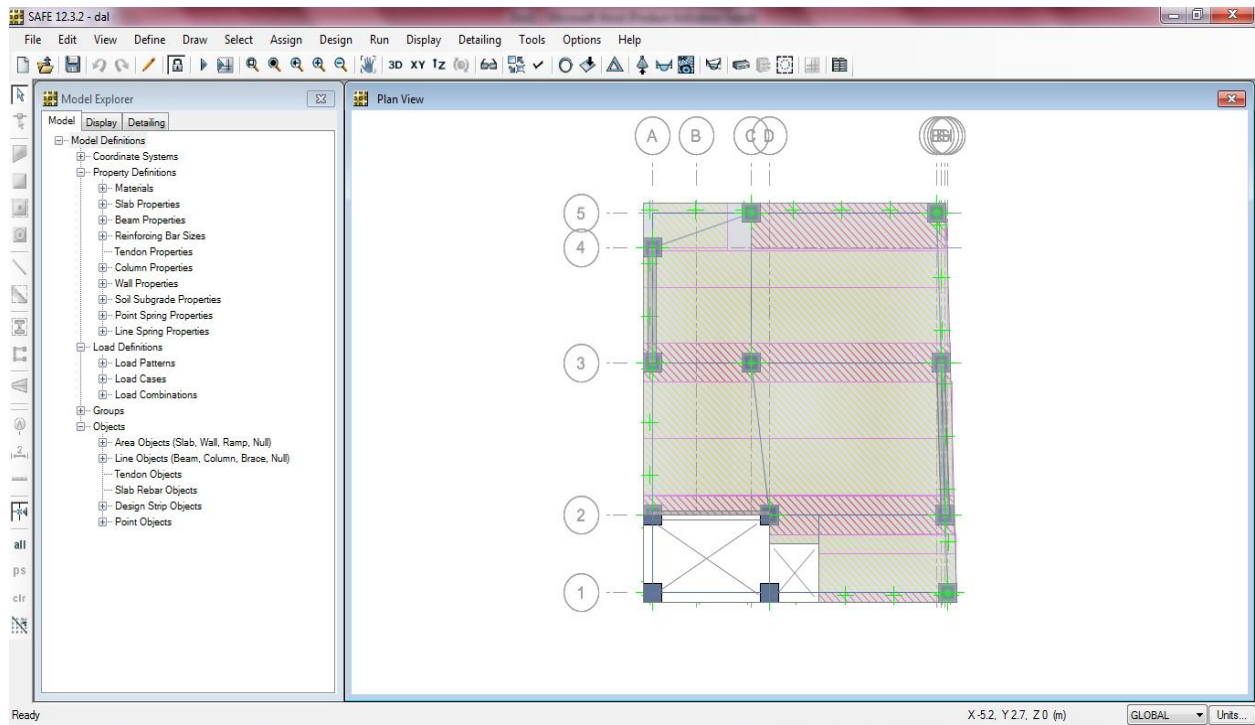
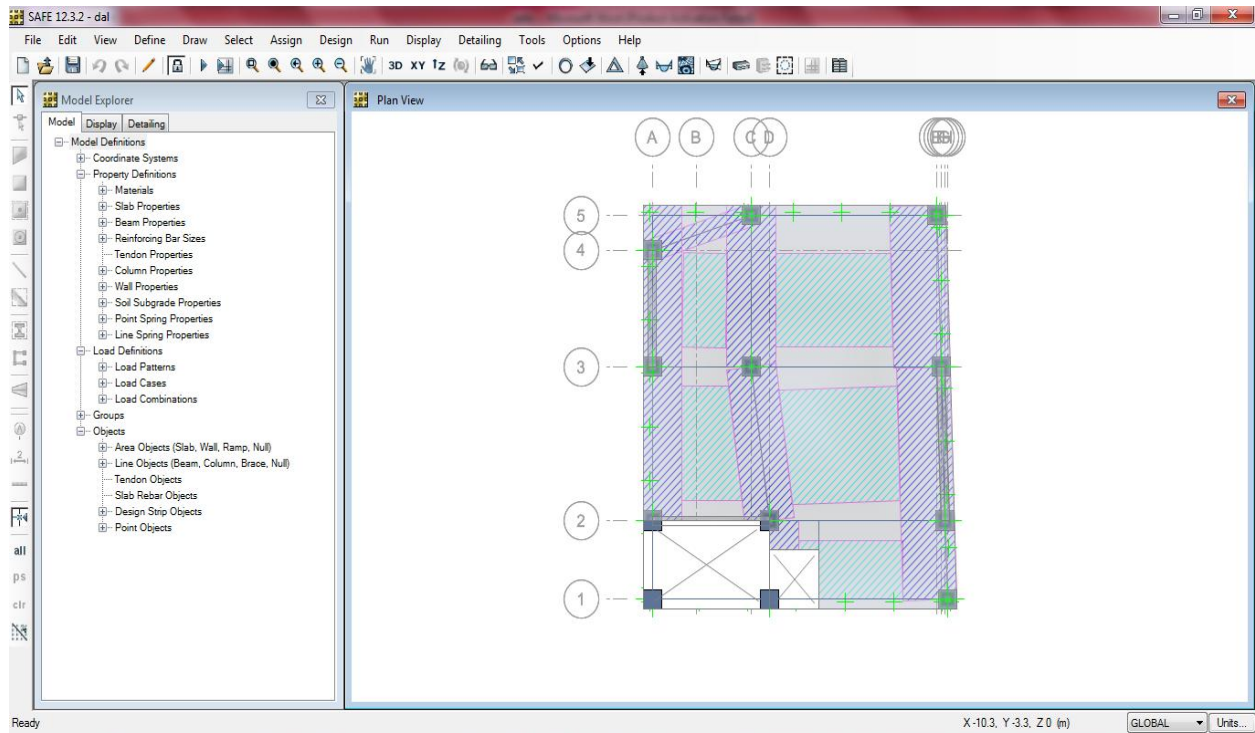
۹-۱۸-۳-۵-۱ در سیستم‌های دال‌ها می‌توان بازشوهایی با هر اندازه و در هر محل پیش بینی کرد، مشروط بر آنکه با انجام تحلیل ویژه بتوان نشان داد سیستم از مقاومت کافی برخوردار است و ضوابط مربوط به حالات حدی بهره‌برداری به ویژه ضوابط مربوط به تغییر شکل‌ها را ارضا می‌کند.

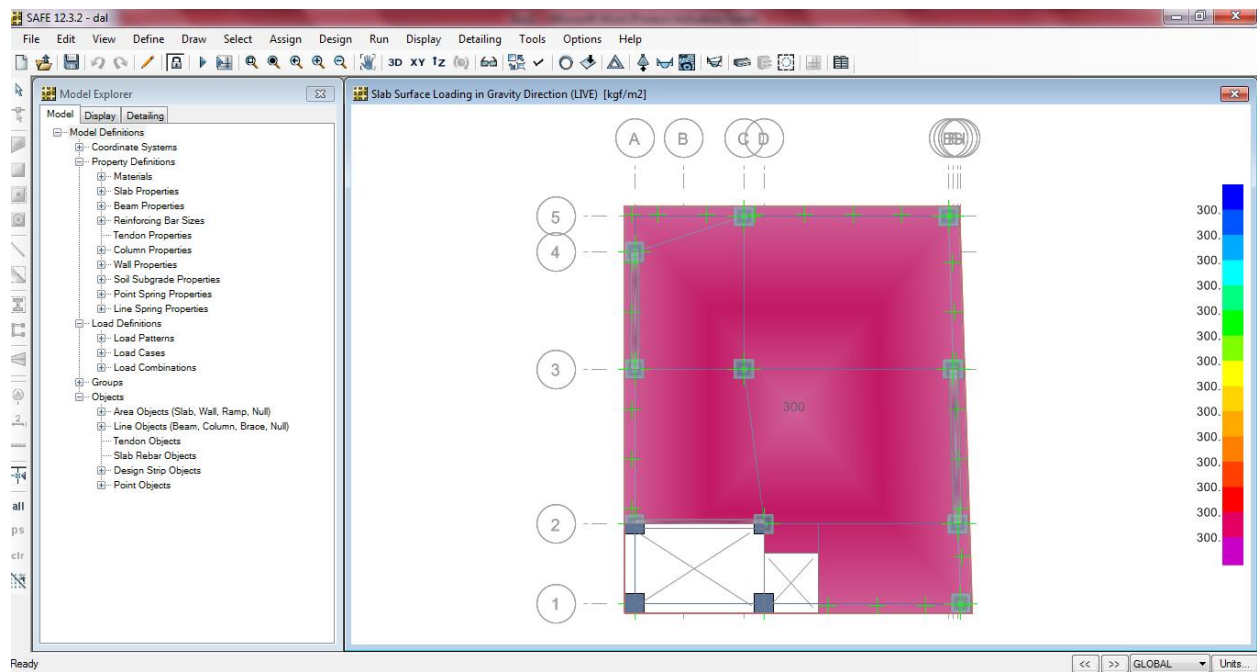
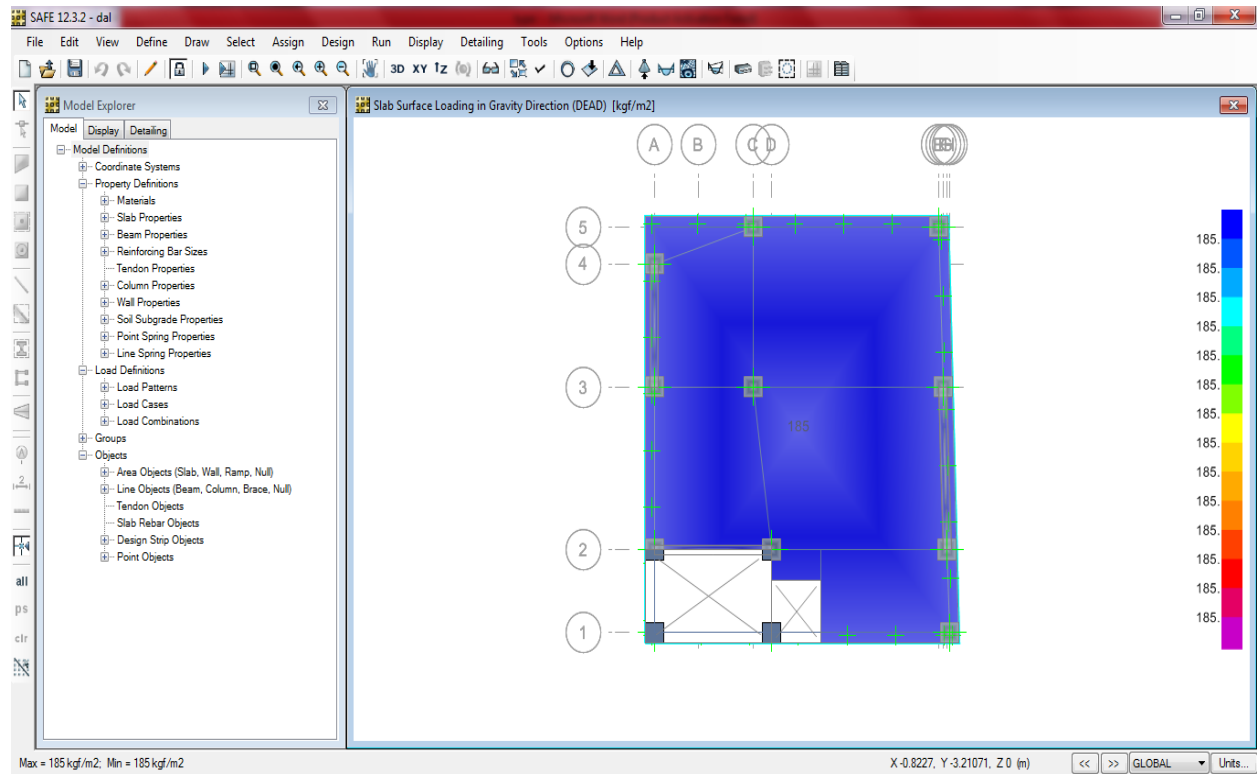
۹-۱۸-۳-۵-۲ در صورتی که تحلیل ویژه‌ای انجام نشود، باید ضوابط بندهای ۹-۱۸-۳-۵-۳ تا ۹-۱۸-۳-۵-۵ را در تعیین محل و ابعاد بازشوها رعایت کرد. در تمامی موارد باید در طرفین بازشوها در هر امتداد، آرماتورهای اضافی به اندازه آرماتورهای قطع شده قرار داد.

۹-۱۸-۳-۵-۳ در نواحی مشترک بین دو نوار میانی متقاطع دال می‌توان هر باز شویی با هر اندازه‌ای پیش‌بینی کرد.

۹-۱۸-۳-۵-۴ در نواحی مشترک بین دو نوار ستونی متقاطع دال فقط باز شوهایی با ابعاد کمتر از یک هشتم عرض نوار در هر جهت می‌توان پیش‌بینی کرد.

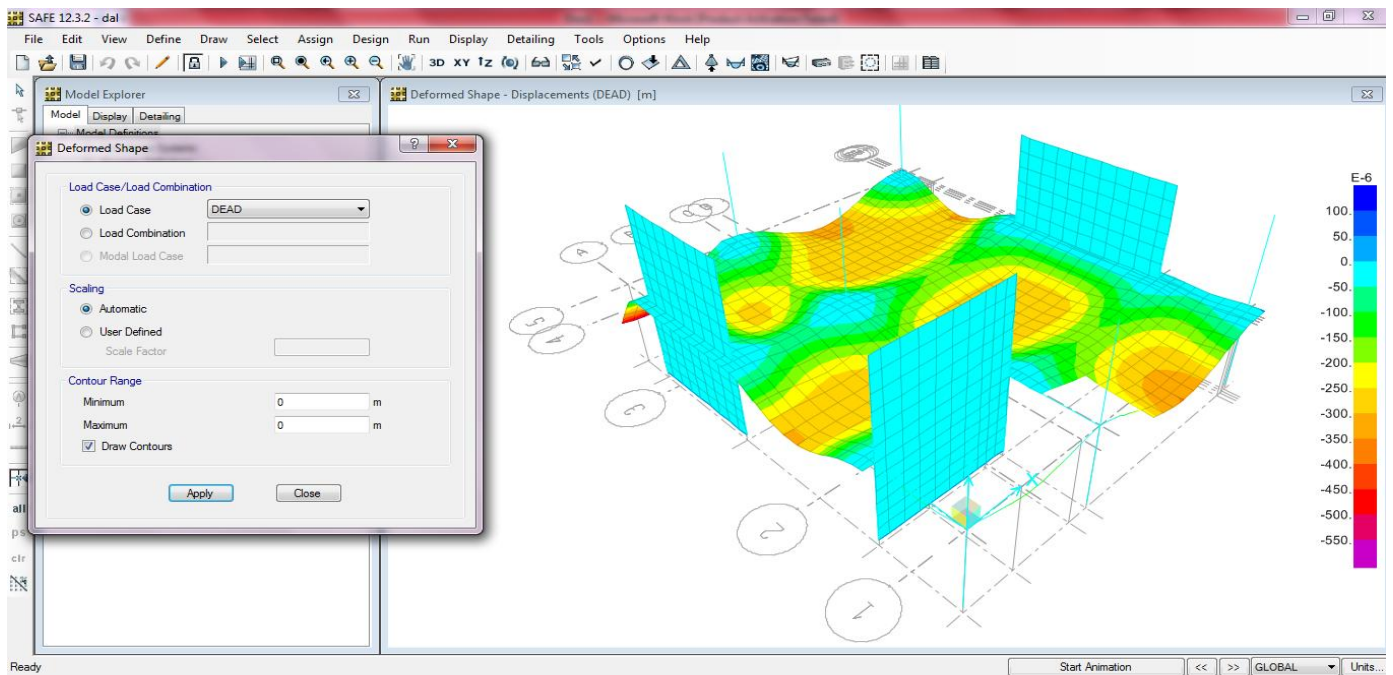
ترسیم نوارهای طراحی در نرم افزار



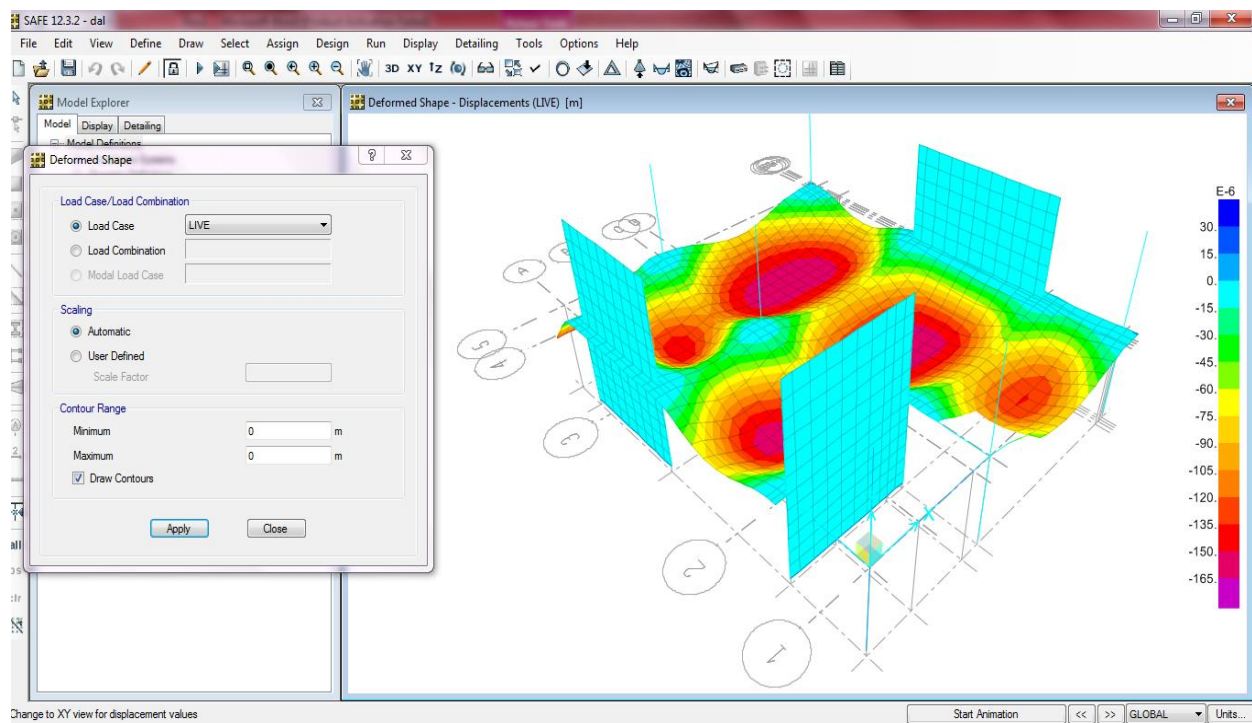


تغییر شکل سازه پس از آنالیز

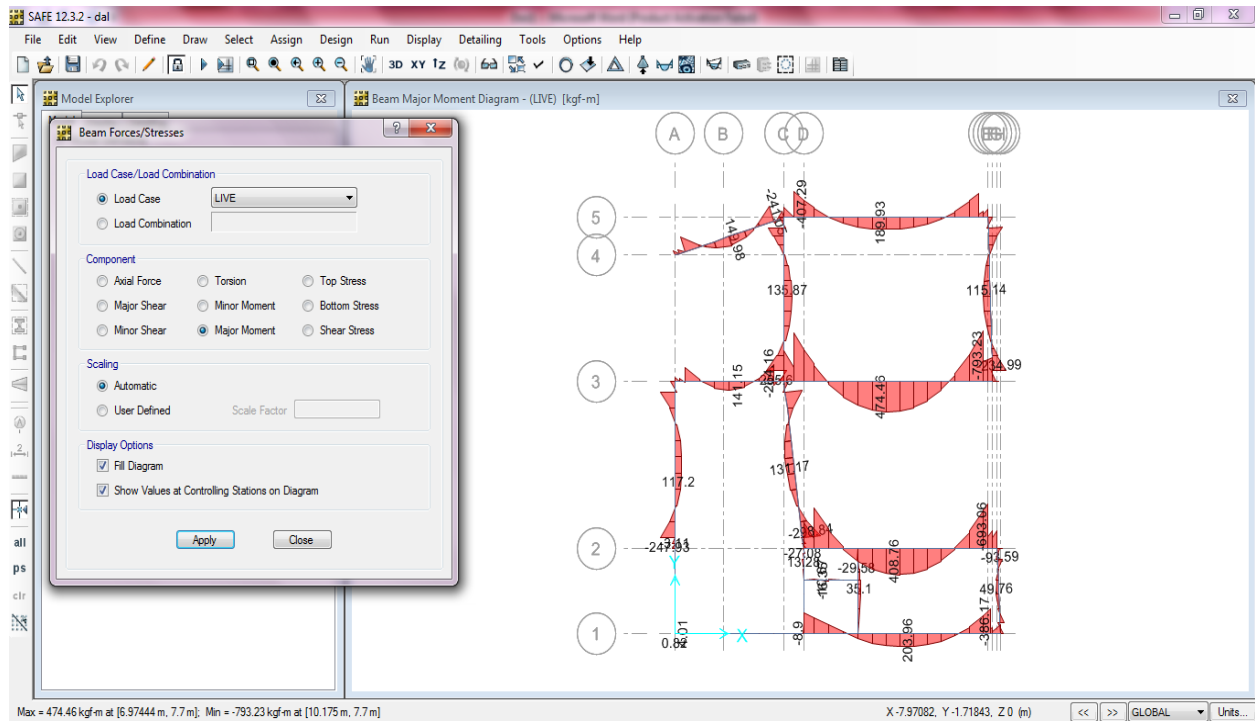
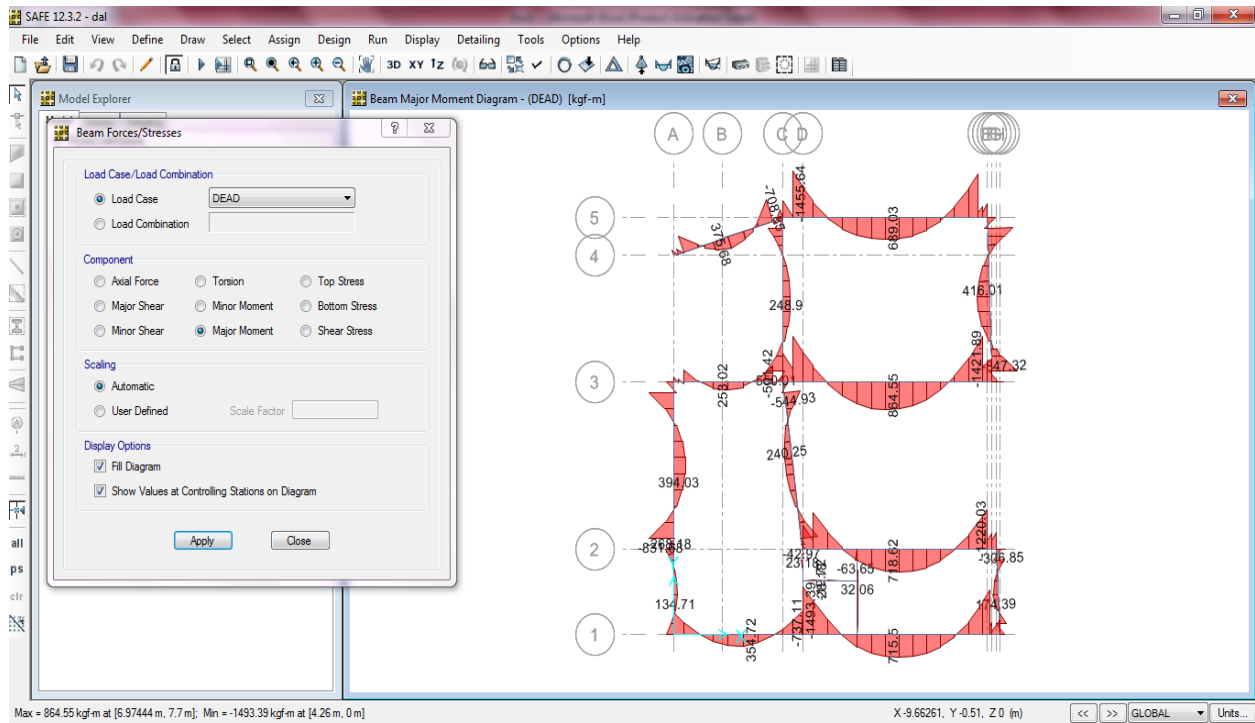
تغییر شکل سقف ناشی از بار مرده



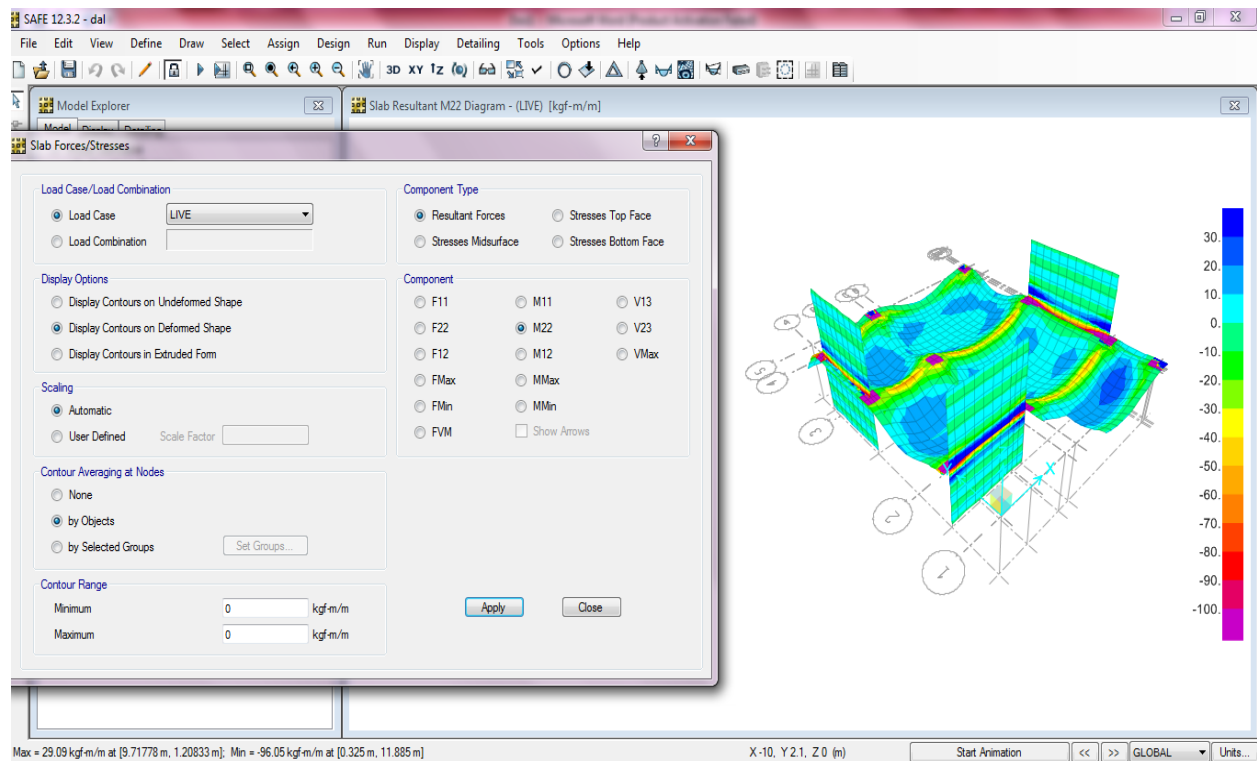
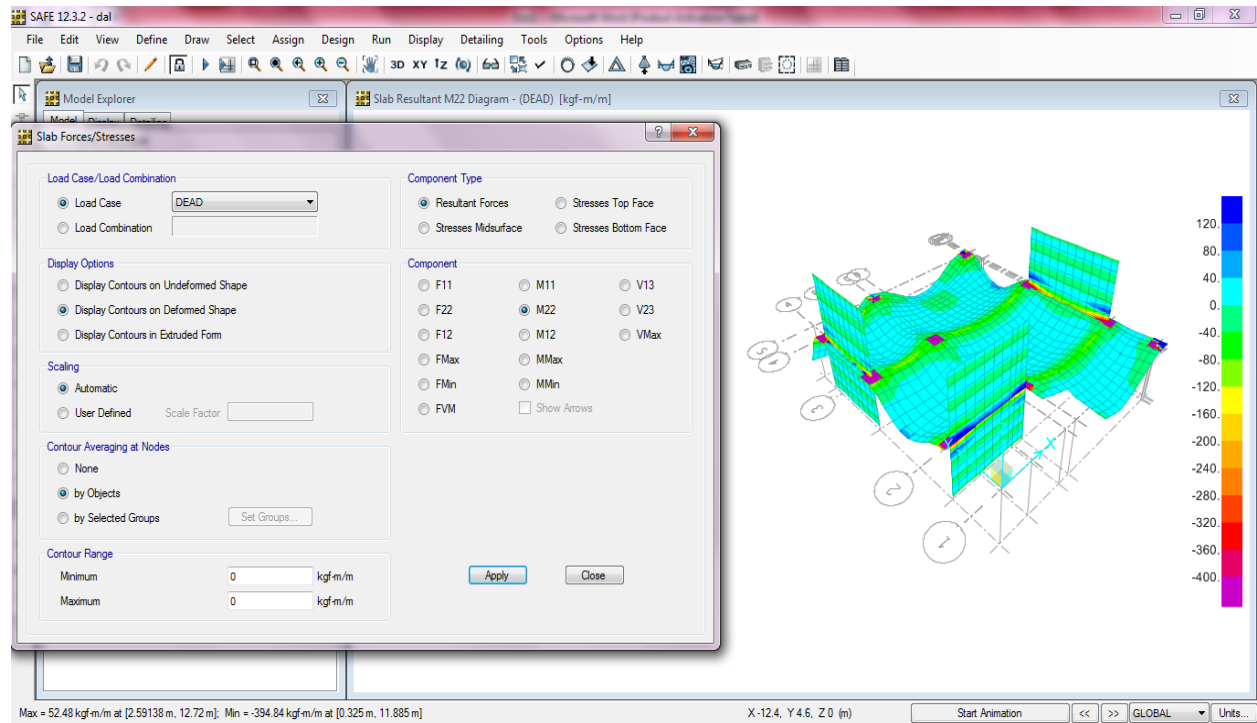
تغییر شکل سقف ناشی از بار زنده



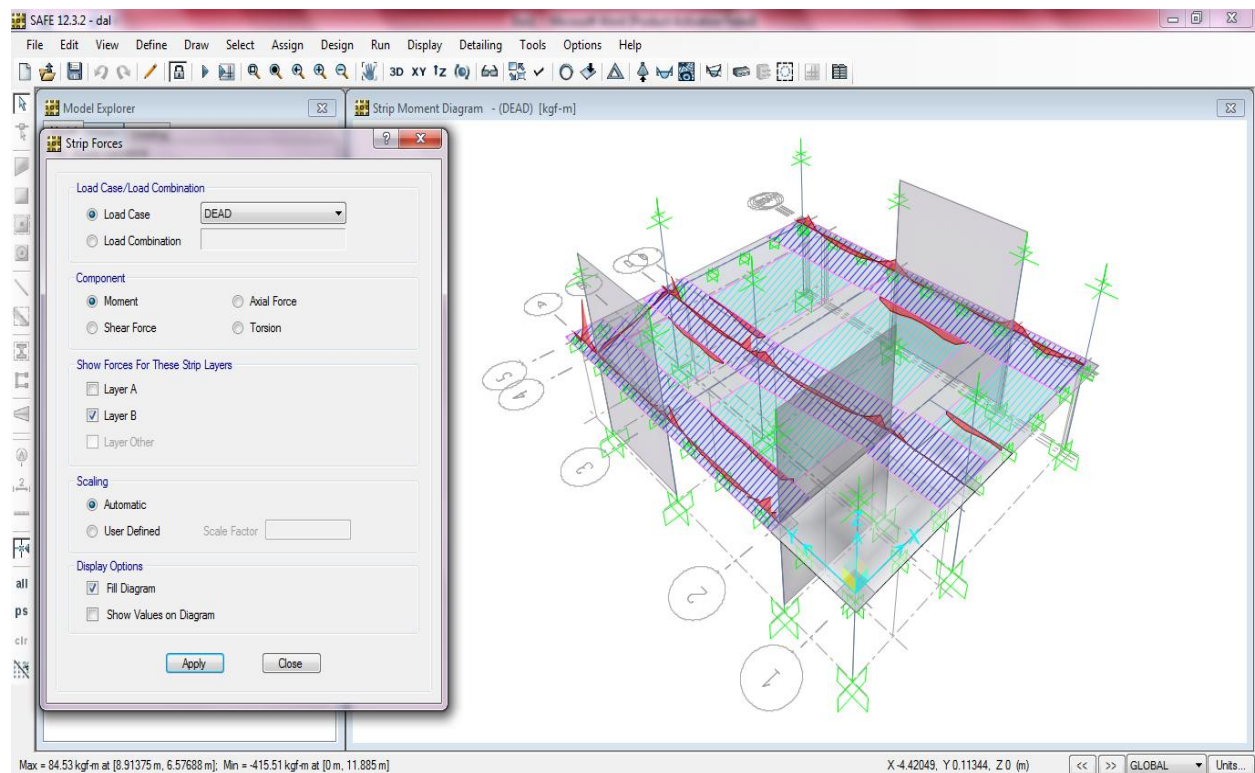
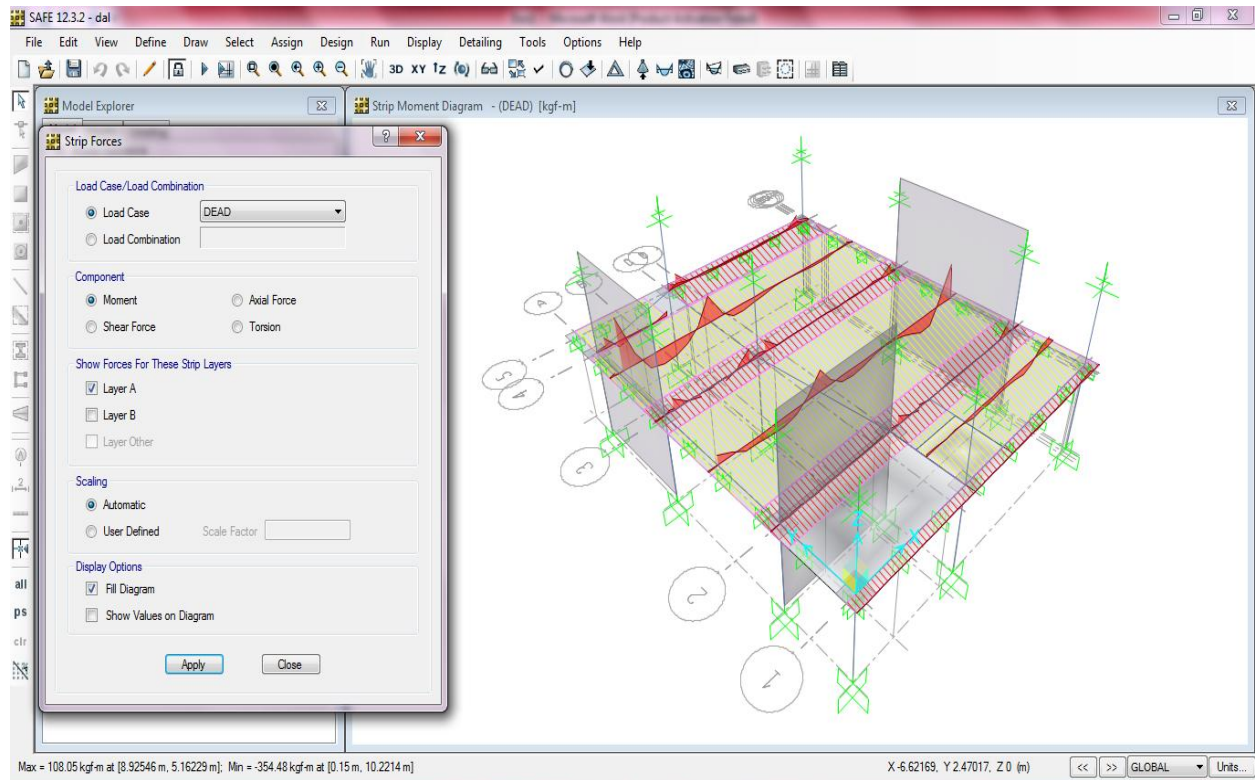
مشاهده لنگر های منتقل شده به تیرها



مشاهده تنش های منتقل شده به دال بتنی



مشاهده لنگر های منتقل شده به نوارهای طراحی



طراحی دال بتنی:

طراحی برای خمش

با توجه به مبحث نهم با استفاده از آرماتور S400 حداقل نسبت سطح مقطع میلگردها به کل سطح مقطع نوار طراحی $\rho = 0.0018$ در نظر می گیریم.

۹-۱۸-۴-۱-۳ فاصله میلگردهای خمشی در دال‌ها، جز در دال‌های مشبک، نباید از دو برابر ضخامت دال و نه از ۳۵۰ میلی‌متر تجاوز کند. در دال‌های مشبک، حداقل آرماتورگذاری در ناحیه‌ای از دال که روی حفره‌ها قرار دارد بر طبق بند ۹-۱۸-۴-۱-۲ تعیین می‌شوند. در مورد دال‌های در معرض شرایط محیطی شدید فاصله میلگردها به دو برابر ضخامت و ۲۵۰ میلی‌متر و برای شرایط محیطی خیلی شدید و فوق‌العاده شدید به ۱/۵ برابر ضخامت و ۲۰۰ میلی‌متر محدود می‌شود.

$$S = \min \begin{cases} 2h = 2 \times 150 = 300 \text{ mm} \\ 350 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow S = 300 \text{ mm}$$

فاصله بین آرماتورها و شرایط محیطی ملازم

$$A_{S_{\min}} = \rho b h = 0.0018 \times 100 \times 150 = 2.7$$

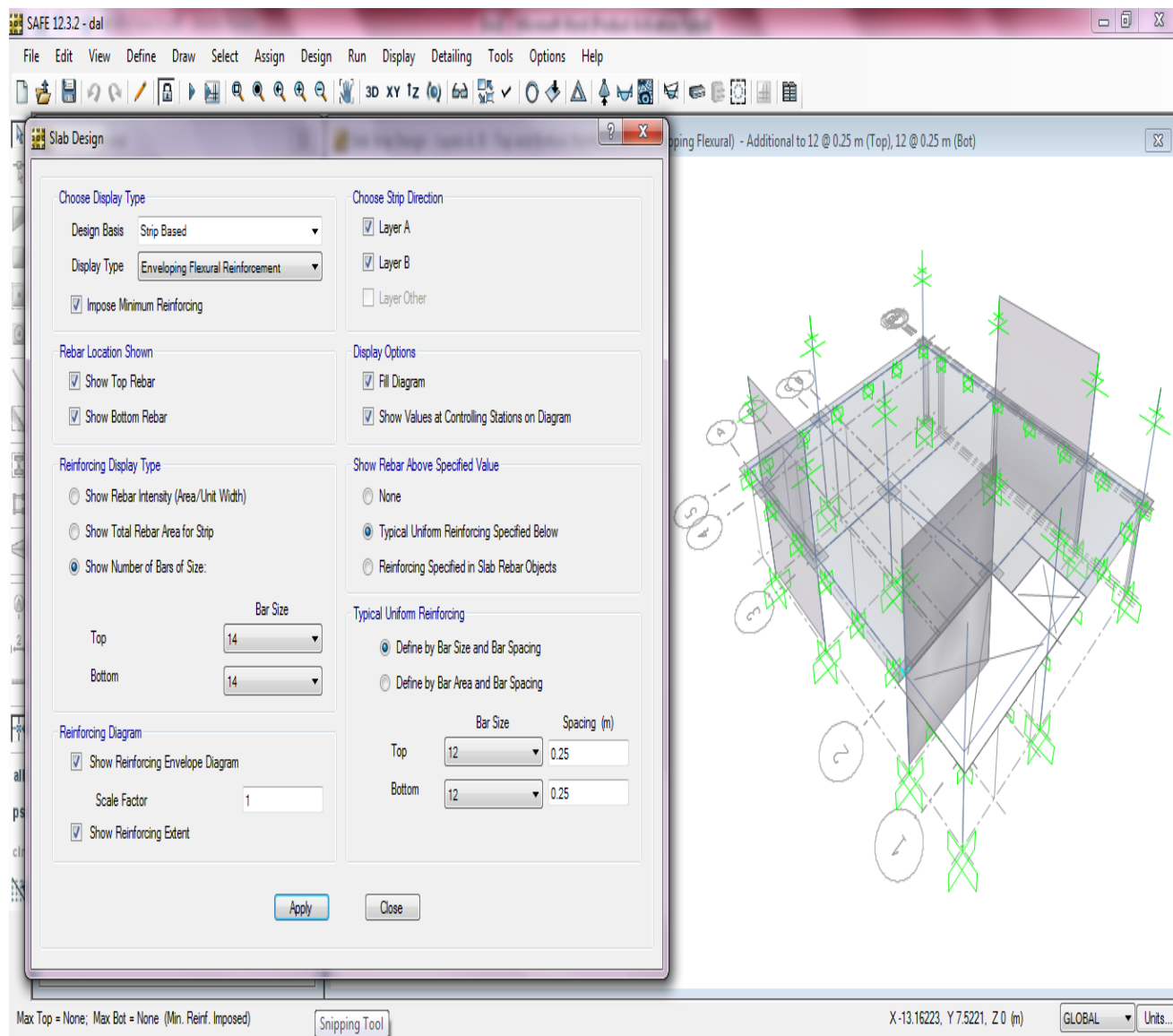
$$S = 250 \text{ mm} \quad A_S = 3/39 \quad \leftarrow \text{استفاده از } 3\phi 12 \text{ در عرض واحد} \quad \text{به فاصله}$$

$$\text{USE } 3\phi 12 @ 250 \text{ mm}$$

استفاده از $\phi 14$ برای آرماتور تقویتی.

$$12d_b = 12 \times 14 = 168 \text{ mm} \approx 170 \text{ mm}$$

حداکثر طول آرماتورهای مهاري با استفاده از قلاب



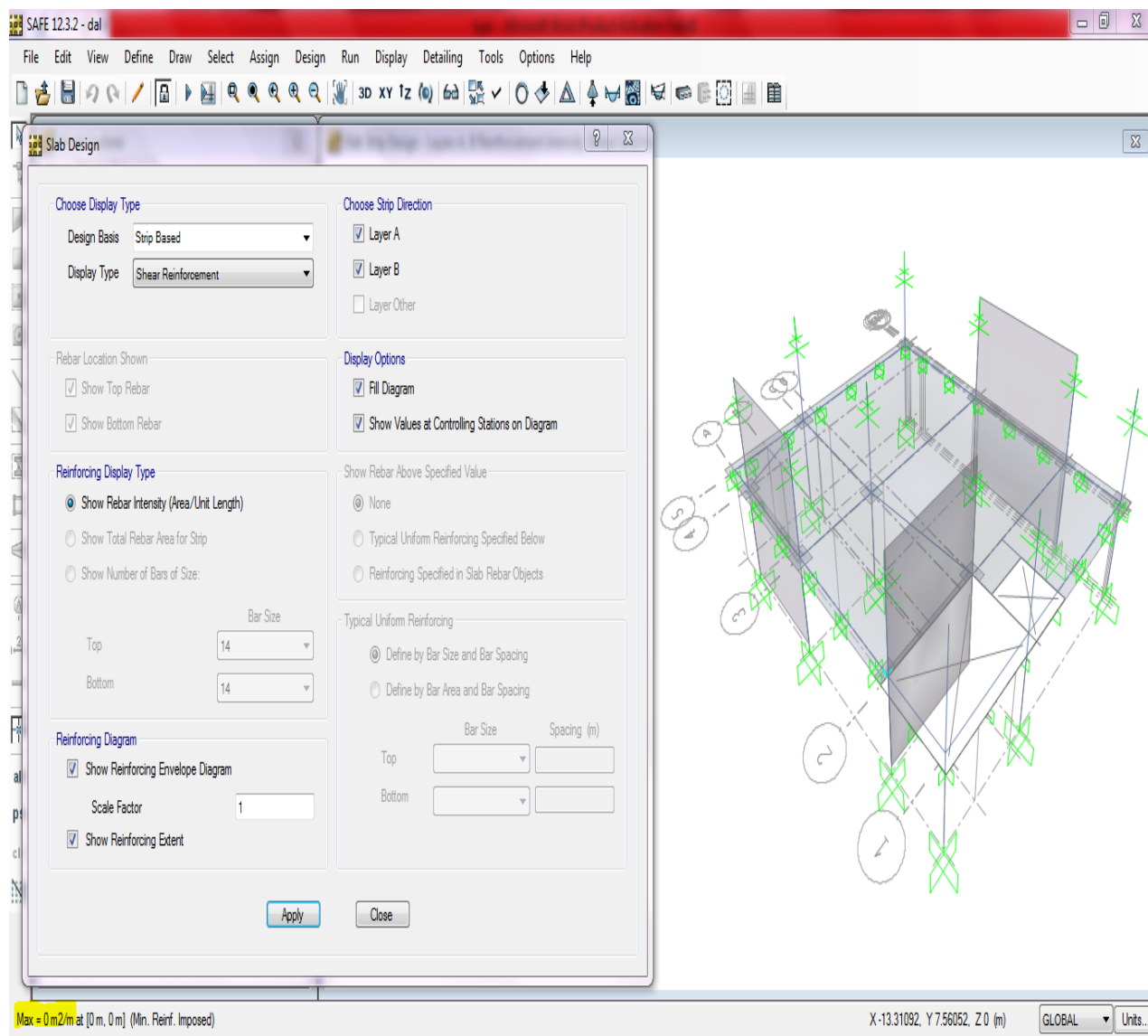
با توجه به خروجی نرم افزار آرماتورهای ۱۲ در بالا و پایین مقطع نیازی به آرماتورهای تقویتی ۱۴ ندارد.

USE ۳۱۲ @ ۲۵۰mm

در عرض واحد

استفاده از ۳۱۲

طراحی برشی دال:



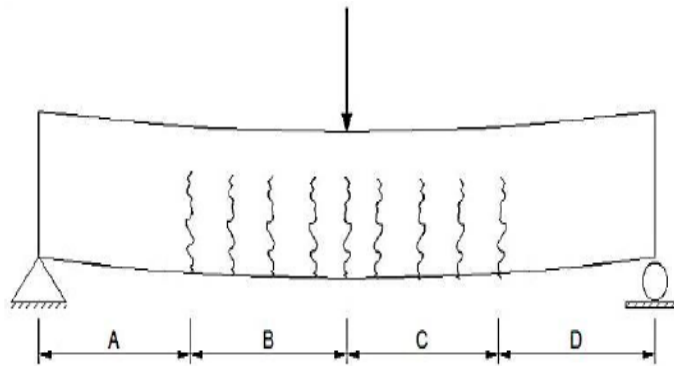
با توجه به خروجی نرم افزار نسبت $\left(\frac{A_v}{S}\right)$ در همه بخش های دال برابر صفر بود که یعنی برش در دال محتمل نیست و نیازی به خاموت برشی نیست.

۹-۱۷-۲ تغییر شکل

۹-۱۷-۲-۱ در قطعات تحت خمش، سختی قطعات باید به اندازه‌ای باشد که تغییر شکل ایجاد شده شرایط مطلوب بهره‌برداری را حفظ کند.

۹-۱۷-۲-۲ در محاسبه سختی قطعات باید اثر ترک‌خوردگی بتن و اثر میلگردها در نظر گرفته شود.

۹-۱۷-۲-۳ در محاسبه تغییر شکل علاوه بر تغییر شکل‌های کوتاه مدت و آنی باید تغییر شکل مربوط به بارهای دائمی و دراز مدت نیز منظور گردد.



در ناحیه A و D تنش‌های کششی در حدی است که بتن ترک نخورده باقی مانده است. بنابراین ممان اینرسی بتن برابر مقدار آن در یک مقطع ترک نخورده I_u خواهد بود. در ناحیه B و C وضعیت پیچیده‌تر است. در مقطعی که شامل یک ترک است، ممان اینرسی مقطع ترک خورده I_{cr} ملاک است، ولی در فاصله بین ترک‌ها نیروهای کششی بتن به طور کامل از بین نرفته‌اند. ولی در فاصله بین ترک‌ها نیروهای کششی به طور کامل از بین نرفته‌اند. در این نواحی هیچ یک از مقادیر I_u و I_{cr} ملاک نخواهند. در محاسبات تغییر شکل تاثیر کلی موثر EI است و مقدار مناسب ممان اینرسی باید با توجه به دو مقدار فوق تعیین شود. مبحث نهم مقررات ملی ساختمان برای محاسبه ممان اینرسی موثر مقطع I_e بر اساس مقطع و میزان ترک‌خوردگی آنها روابط زیر را پیشنهاد کرده است:

۹-۱۷-۲-۴ ممان اینرسی مؤثر اعضا براساس مشخصات مقطع و میزان ترک خوردگی آنها به شرح الف و ب این بند محاسبه می‌شود:

الف) در وسط دهانه اعضای با تکیه‌گاه‌های ساده و در تکیه‌گاه اعضای طره‌ای از رابطه (۹-۱۷-۱) محاسبه می‌شود:

$$I_e = I_{cr} + (I_g - I_{cr}) \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^2 \quad (9-17-1)$$

در این رابطه مقدار M_{cr} از رابطه (۹-۱۷-۲) محاسبه می‌شود:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (9-17-2)$$

مقدار f_r نیز با استفاده از رابطه (۹-۱۷-۳) محاسبه می‌شود:

$$f_r = 0.6 \sqrt{f_c} \quad (9-17-3)$$

مقدار I_e در هیچ حالت نباید بیشتر از I_g در نظر گرفته شود.

ب) در قطعات یکسره، ممان اینرسی مؤثر برابر با مقدار متوسط ممان اینرسی مؤثر قطعه که براساس مشخصات مقاطع بحرانی در وسط دهانه و بر روی تکیه‌گاه‌ها و با استفاده از رابطه (۹-۱۷-۴) محاسبه شده باشد، در نظر گرفته می‌شود. در اعضای یکسره میله‌ای ممان اینرسی مؤثر را می‌توان برابر با مقدار این ممان اینرسی در مقطع بحرانی، در وسط دهانه منظور کرد.

$$I_e = \frac{1}{4} (I_{eL} + 2I_{em} + I_{eR}) \quad (9-17-4)$$

۹-۱۷-۳-۴ تغییر شکل اضافی ایجاد شده در اعضا در طول زمان را که معمولاً «اضافه افتادگی درازمدت» نامیده می‌شود، در صورت عدم استفاده از روش‌های تحلیلی دقیق‌تر، می‌توان از حاصلضرب تغییر شکل ناشی از بار دائمی در ضریب λ که از رابطه (۹-۱۷-۵) مشخص شده است، به دست آورد:

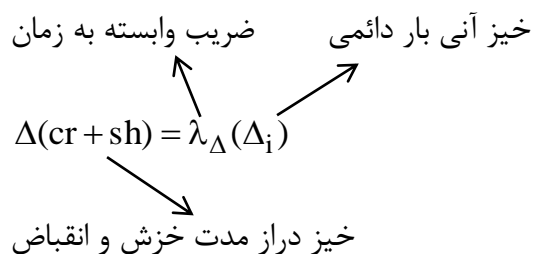
$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \rho'} \quad (9-17-5)$$

در این رابطه ρ' مربوط به مقطع وسط دهانه در اعضای با تکیه‌گاه‌های ساده یا پیوسته و مقطع تکیه‌گاه، در اعضای طره‌ای است. مقدار ضریب وابسته به زمان، ξ ، برابر با مقادیر زیر در نظر گرفته می‌شود:

جدول ۹-۱۷-۰ مقدار ضریب ξ وابسته به زمان

۲/۰	زمان ۵ سال یا بیشتر
۱/۴	زمان ۱۲ ماه
۱/۲	زمان ۶ ماه
۱/۰	زمان ۳ ماه

کنترل خیز در دال :



$$\lambda_{\Delta} = \frac{2}{1 + 50 \times 0} = 2$$

صرف نظر از فولاد فشاری زمان را ۵ سال و بیشتر در نظر بگیریم.

$$\Delta(cr + sh) = 2\Delta_i$$

کاربری مسکونی: ۲۰٪ بار زنده مشارکت دارد.

۹-۱۷-۲-۵ محدودیت تغییر شکل در تیرها و دال‌ها

۹-۱۷-۲-۵ تغییر شکل ایجاد شده در تیرها و دال‌ها نباید از مقادیر مشخص شده جدول ۹-۱۷-۱ تجاوز کند.

جدول ۹-۱۷-۱ محدودیت تغییر شکل در تیرها و دال‌ها

انواع قطعه	تغییر شکل مورد نظر	محدودیت تغییر شکل	ملاحظات
۱- بام‌های تخت که به قطعاتی غیرسازه‌ای متصل نیستند یا آنها را نگهداری نمی‌کنند لذا تغییر شکل زیاد آسیمی در این قطعات ایجاد نمی‌کند.	تغییر شکل آنی ناشی از بارهای زنده	$\frac{l}{180}$	-
۲- مانند بالا در مورد کف‌ها		$\frac{l}{360}$	-
۳- بام‌ها یا کف‌هایی که به قطعات غیرسازه‌ای متصل هستند یا آنها را نگهداری می‌کنند و تغییر شکل زیاد ممکن است آسیمی در این قطعات ایجاد کند.	آن قسمت از تغییر شکل که بعد از اتصال قطعات غیر سازه‌ای ایجاد می‌شود. منظور مجموع اضافه	$\frac{l}{480}$	تبصره ۱
۴- بام‌ها یا کف‌هایی که به قطعات غیرسازه‌ای متصل هستند یا آنها را نگهداری می‌کنند ولی تغییر شکل زیاد آسیمی در این قطعات ایجاد نمی‌کند.	افتادگی دراز مدت ناشی از بارهای دائمی و تغییر شکل آنی ناشی از بارهای زنده است.	$\frac{l}{240}$	تبصره ۲ و تبصره ۳

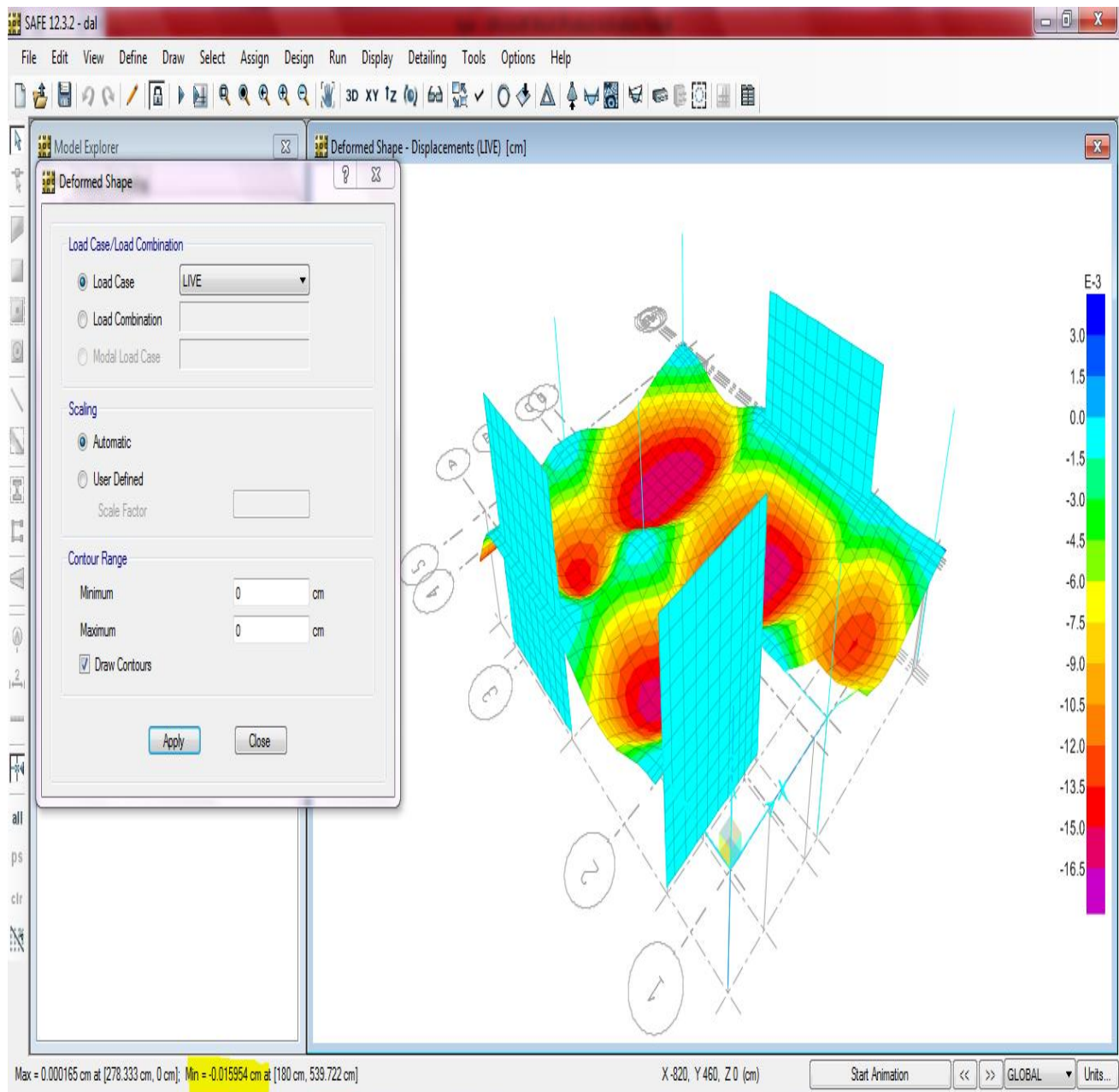
تبصره ۱- در صورتی که بتوان با اتخاذ تدابیری ویژه از ایجاد آسیب به قطعات غیرسازه‌ای جلوگیری کرد، حد مربوط به محدودیت را می‌توان افزایش داد.

$$\Delta_{Live} = \frac{L}{360}$$

استفاده از کوتاه ترین طول دهانه در جهت اطمینان

$$\Delta_{Live} = \frac{360}{360} = 1 \text{ cm}$$

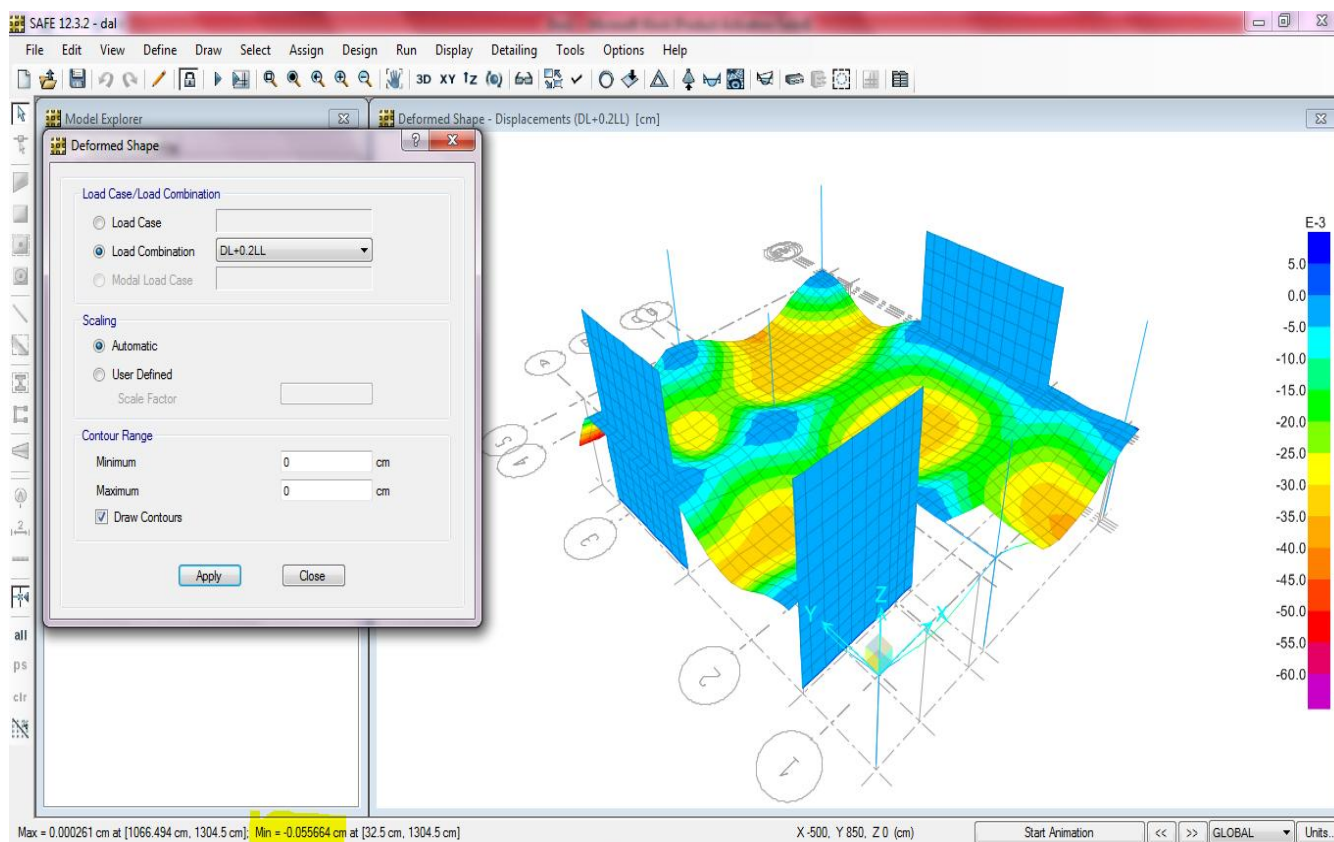
max خیز موجود در دال با توجه به خروجی (تحت بار زنده)



مقدار خیز خروجی نرم افزار تحت بار LL برابر (در فایل دوم) ok $1\text{ cm} > 0.015954\text{ cm}$

دال برای تغییر شکل ناشی از بار زنده جوابگو خواهد بود.

Max مقدار خیز موجود دال تحت بار $DL + 0.2LL$



Max مقدار خیز موجود دال تحت بار $DL + 0.2LL$ برابر 0.055664 cm خواهد بود.

$$\Delta(\text{cr} + \text{sh}) = 2 \times \Delta_i = 2 \times 0.0556 = 0.1112 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{total}} = \Delta(\text{cr} + \text{sh}) + D_{\text{Live}} = 0.1112 + 0.01595 = 0.12715 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{total}} = 0.12715 \text{ cm}$$

$$\Delta_{D+0.2L} = \frac{L}{24} = \frac{1}{458} > 0.12715 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

$$\Delta_{D+0.2L} = \frac{L}{48} = 0.0729 \text{ cm} > 0.12715 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

دال طراحی شده جوابگوی خیز کلی در دراز مدت خواهد بود.

ACI 318-08 Concrete Strip Design

Geometric Properties

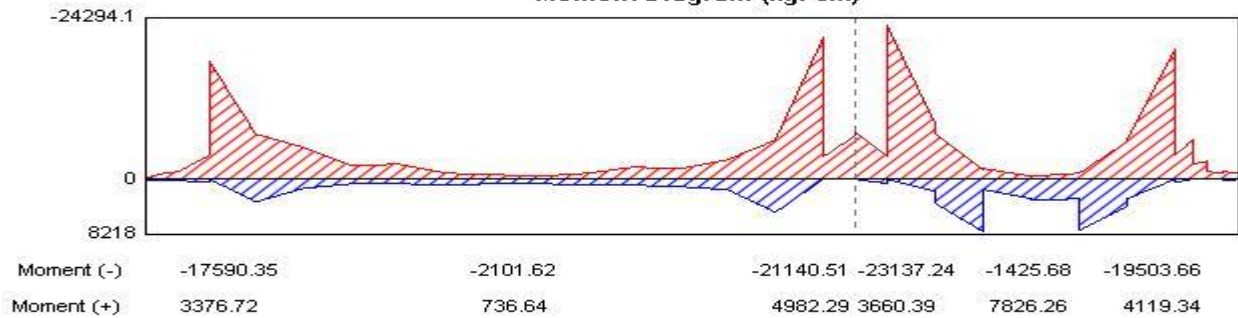
Combination = Overall Envelope
 Strip Label = CSA10
 Length = 1115 cm
 Distance to Top Rebar Center = 5.1 cm
 Distance to Bot Rebar Center = 5.1 cm

Material Properties

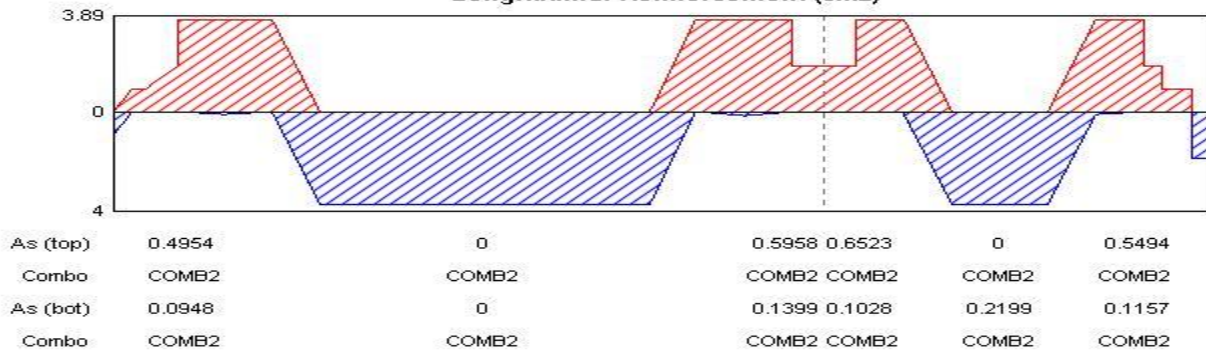
Concrete Comp. Strength = 250 kgf/cm²
 Concrete Modulus = 265000 kgf/cm²
 Longitudinal Rebar Yield = 4000 kgf/cm²



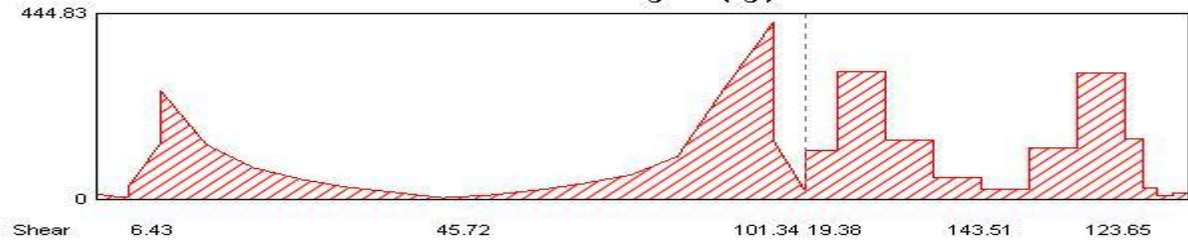
Moment Diagram (kgf-cm)



Longitudinal Reinforcement (cm²)



Shear Diagram (kgf)



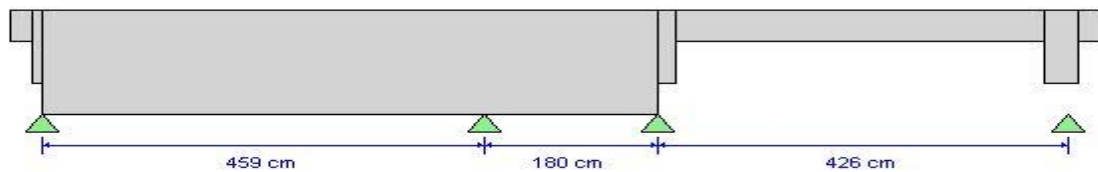
ACI 318-08 Concrete Strip Design

Geometric Properties

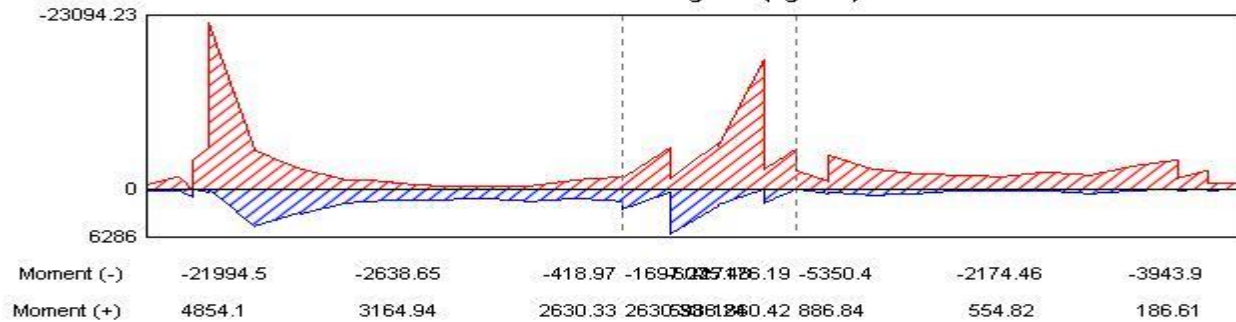
Combination = Overall Envelope
 Strip Label = CSA11
 Length = 1130 cm
 Distance to Top Rebar Center = 5.1 cm
 Distance to Bot Rebar Center = 5.1 cm

Material Properties

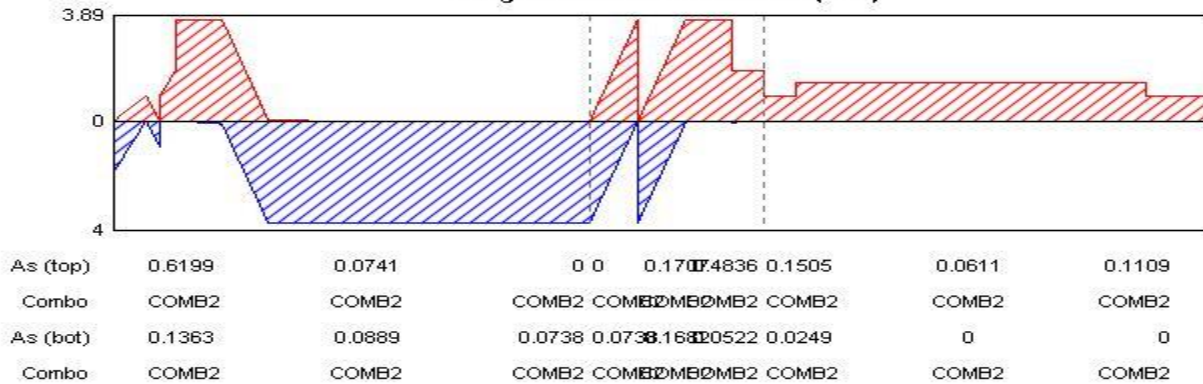
Concrete Comp. Strength = 250 kgf/cm²
 Concrete Modulus = 265000 kgf/cm²
 Longitudinal Rebar Yield = 4000 kgf/cm²



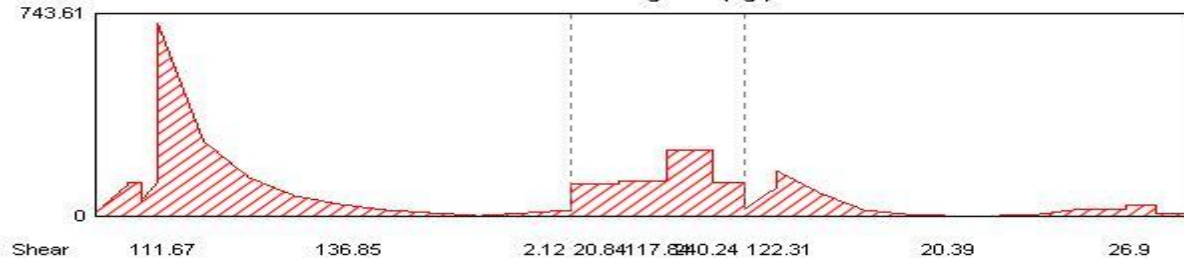
Moment Diagram (kgf-cm)



Longitudinal Reinforcement (cm²)



Shear Diagram (kgf)



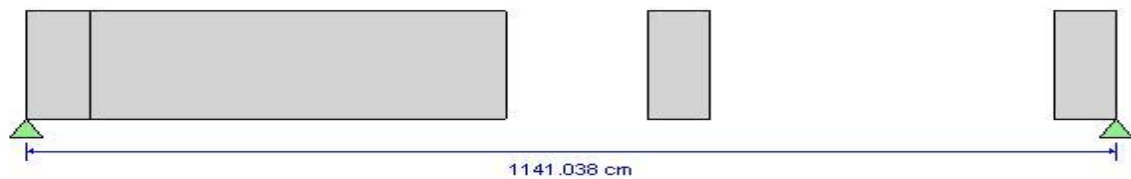
ACI 318-08 Concrete Strip Design

Geometric Properties

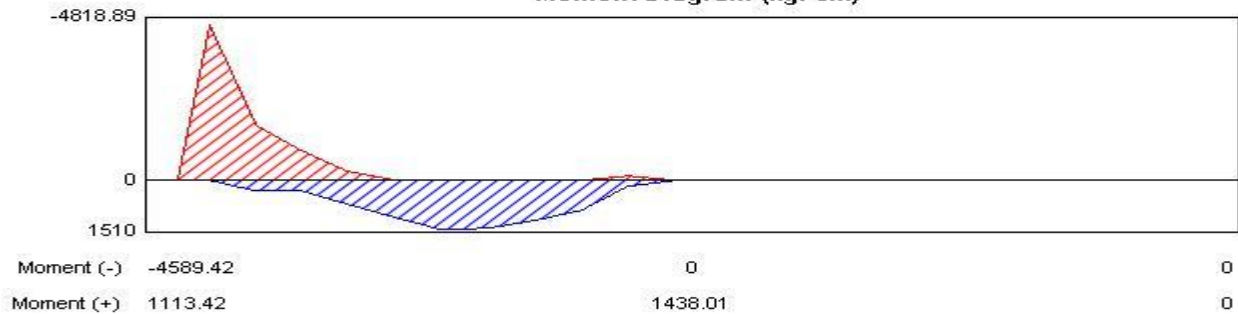
Combination = Overall Envelope
Strip Label = CSA14
Length = 1141.038 cm
Distance to Top Rebar Center = 5.1 cm
Distance to Bot Rebar Center = 5.1 cm

Material Properties

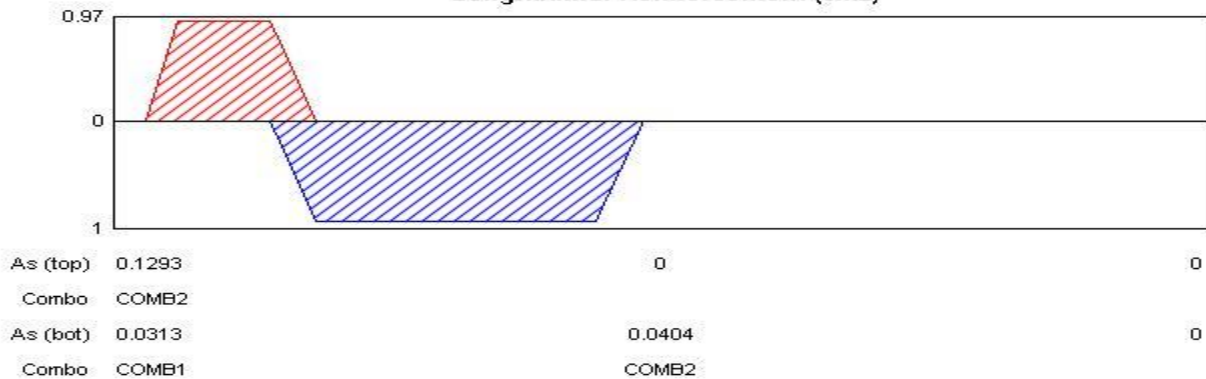
Concrete Comp. Strength = 250 kgf/cm²
Concrete Modulus = 265000 kgf/cm²
Longitudinal Rebar Yield = 4000 kgf/cm²



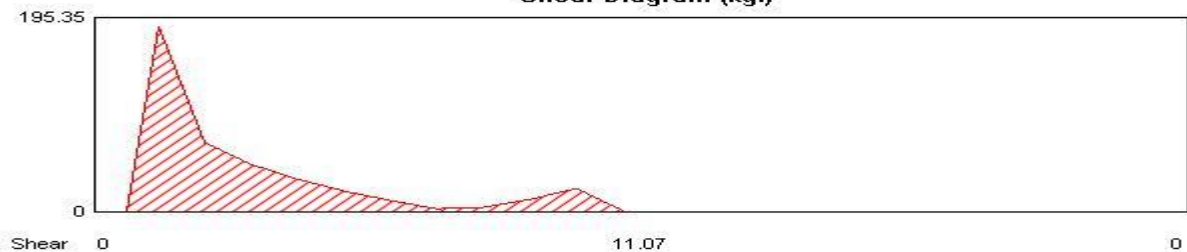
Moment Diagram (kgf-cm)



Longitudinal Reinforcement (cm²)



Shear Diagram (kgf)



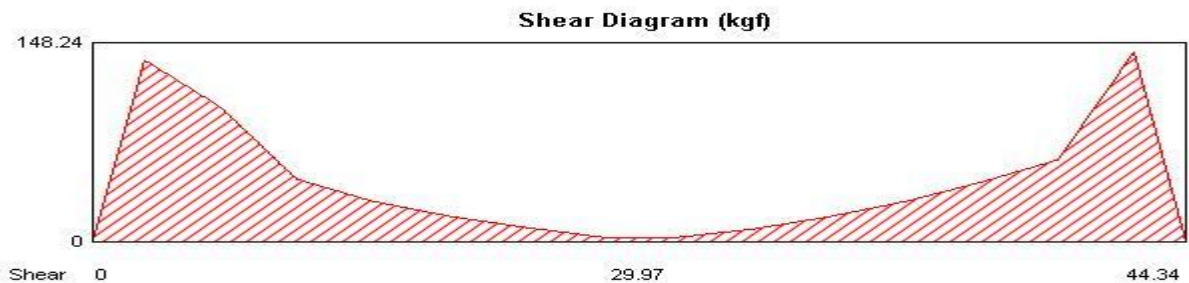
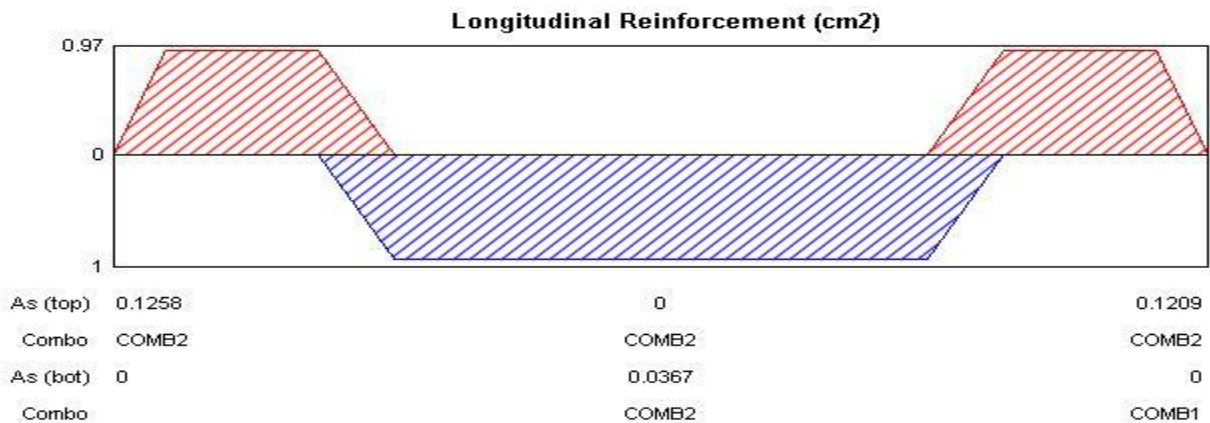
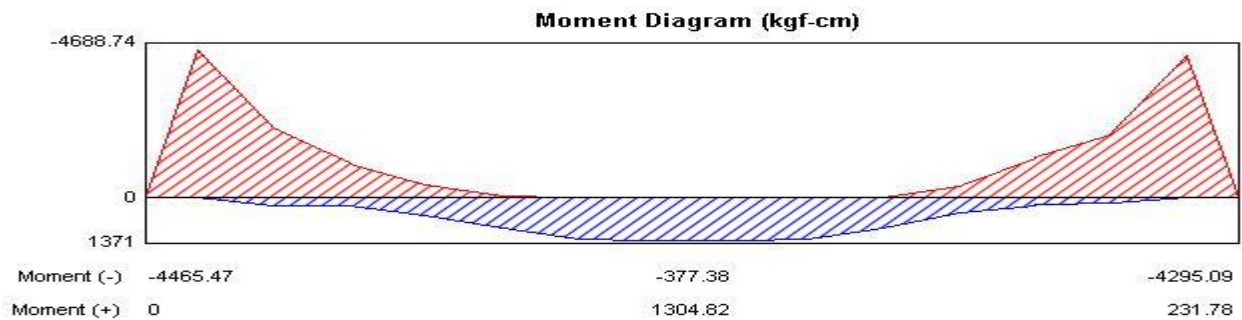
ACI 318-08 Concrete Strip Design

Geometric Properties

Combination = Overall Envelope
 Strip Label = CSA15
 Length = 675 cm
 Distance to Top Rebar Center = 5.1 cm
 Distance to Bot Rebar Center = 5.1 cm

Material Properties

Concrete Comp. Strength = 250 kgf/cm²
 Concrete Modulus = 265000 kgf/cm²
 Longitudinal Rebar Yield = 4000 kgf/cm²



ACI 318-08 Concrete Strip Design

Geometric Properties

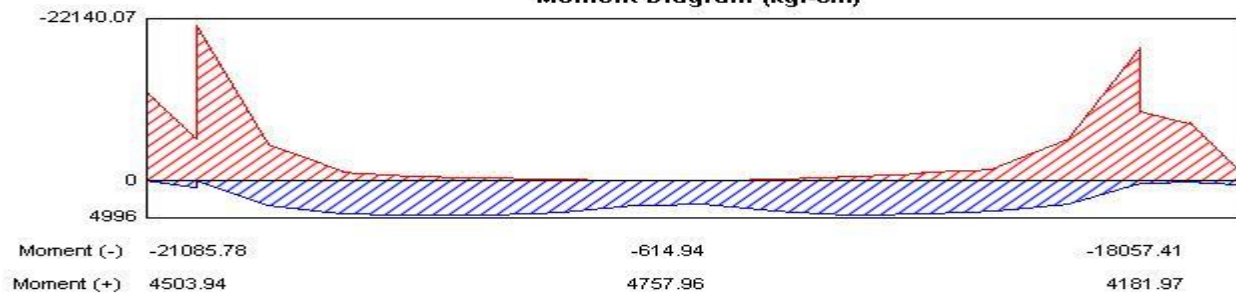
Combination = Overall Envelope
Strip Label = CSA17
Length = 707.5 cm
Distance to Top Rebar Center = 5.1 cm
Distance to Bot Rebar Center = 5.1 cm

Material Properties

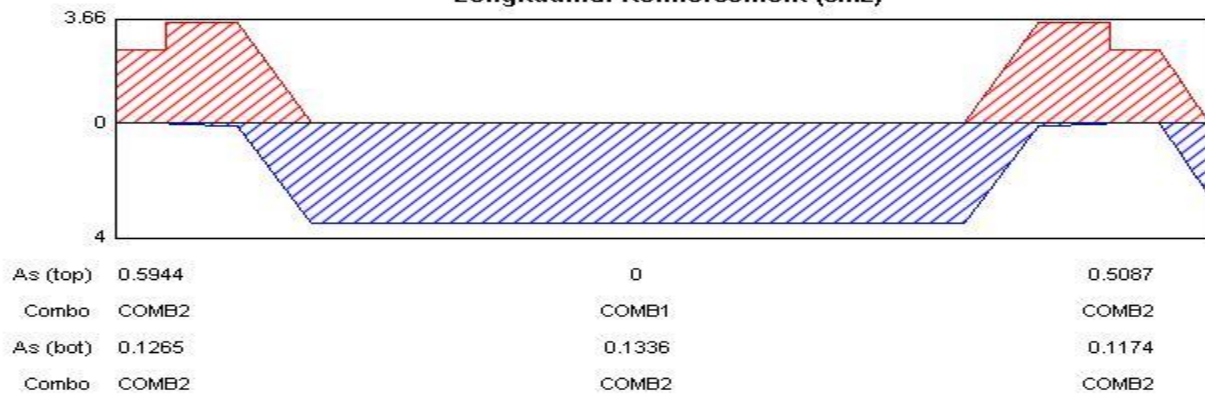
Concrete Comp. Strength = 250 kgf/cm²
Concrete Modulus = 265000 kgf/cm²
Longitudinal Rebar Yield = 4000 kgf/cm²



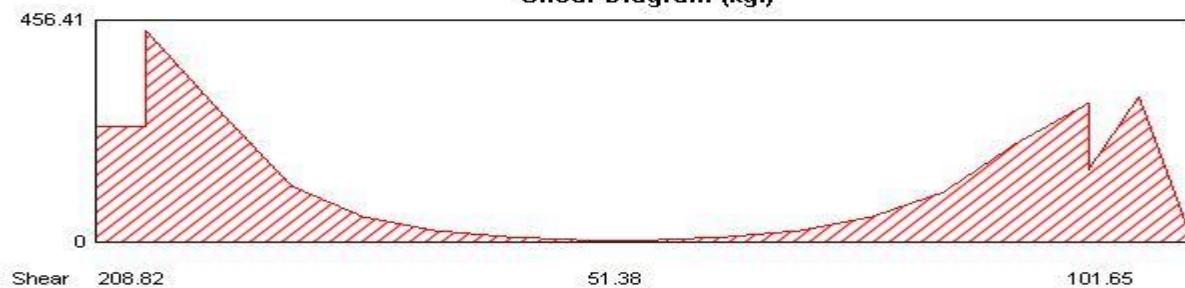
Moment Diagram (kgf-cm)



Longitudinal Reinforcement (cm²)



Shear Diagram (kgf)



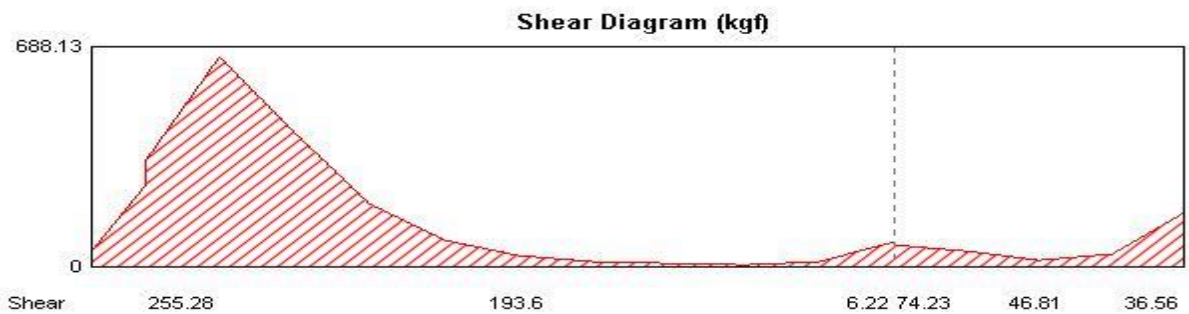
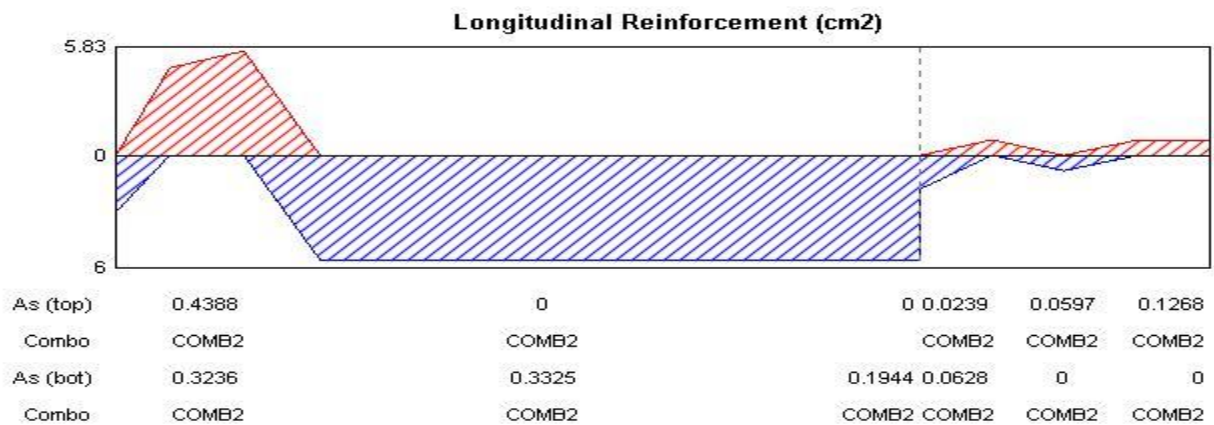
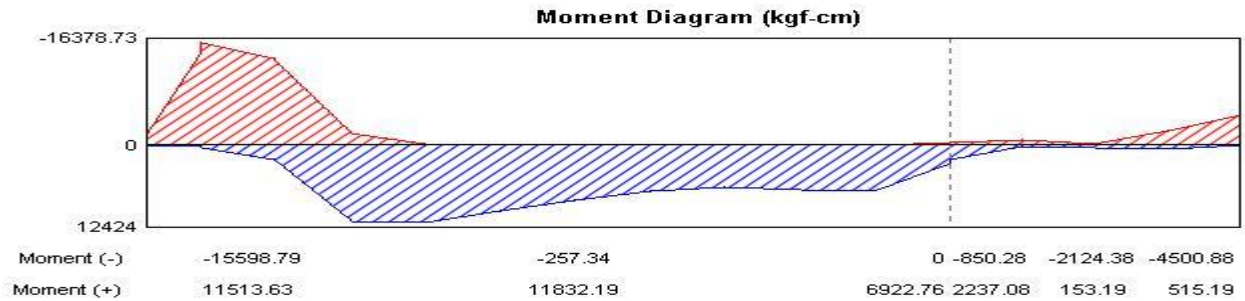
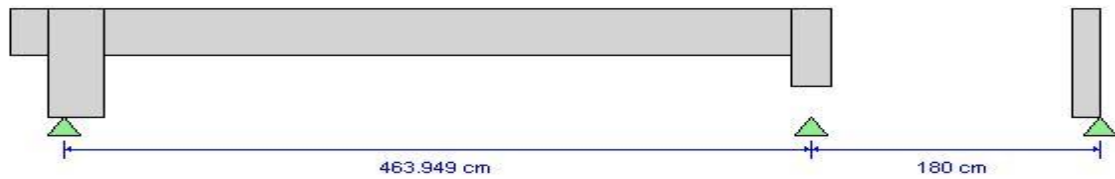
ACI 318-08 Concrete Strip Design

Geometric Properties

Combination = Overall Envelope
 Strip Label = MSA9
 Length = 677.385 cm
 Distance to Top Rebar Center = 5.1 cm
 Distance to Bot Rebar Center = 5.1 cm

Material Properties

Concrete Comp. Strength = 250 kgf/cm²
 Concrete Modulus = 265000 kgf/cm²
 Longitudinal Rebar Yield = 4000 kgf/cm²



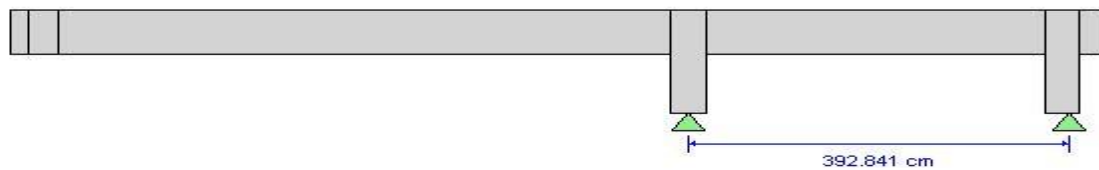
ACI 318-08 Concrete Strip Design

Geometric Properties

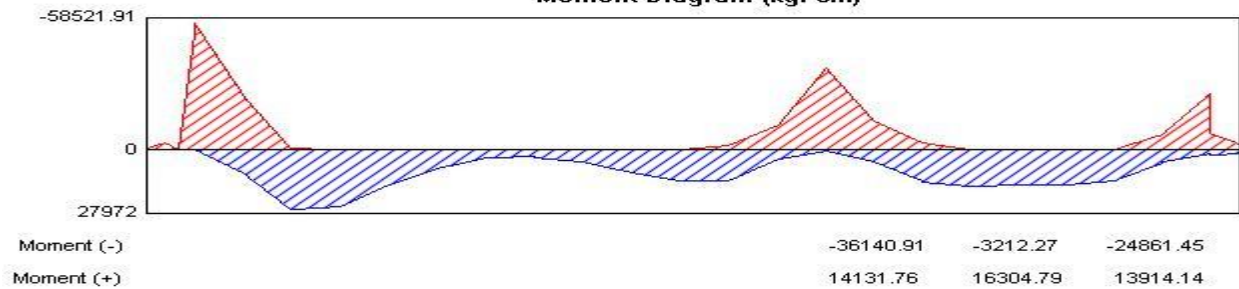
Combination = Overall Envelope
 Strip Label = MSA10
 Length = 1123.5 cm
 Distance to Top Rebar Center = 5.1 cm
 Distance to Bot Rebar Center = 5.1 cm

Material Properties

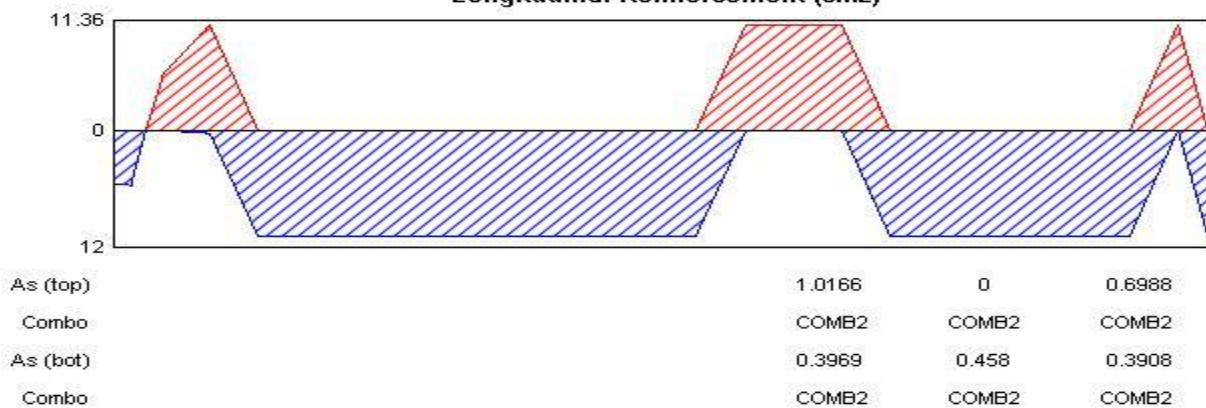
Concrete Comp. Strength = 250 kgf/cm²
 Concrete Modulus = 265000 kgf/cm²
 Longitudinal Rebar Yield = 4000 kgf/cm²



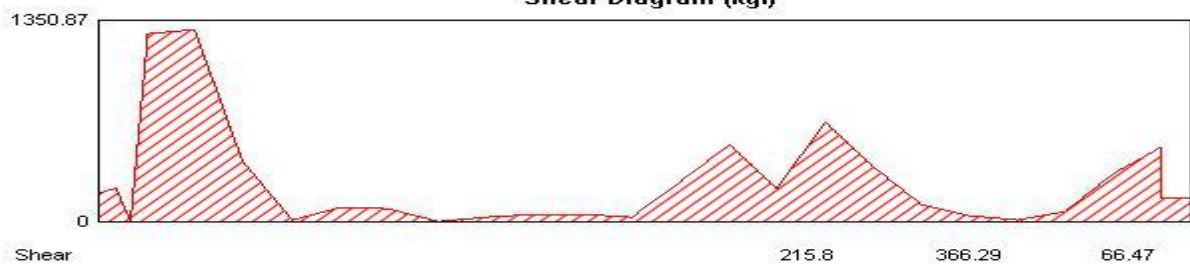
Moment Diagram (kgf-cm)



Longitudinal Reinforcement (cm²)



Shear Diagram (kgf)



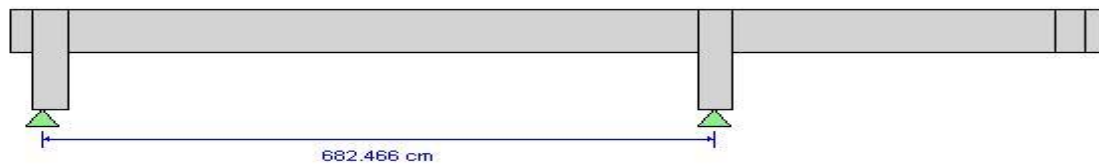
ACI 318-08 Concrete Strip Design

Geometric Properties

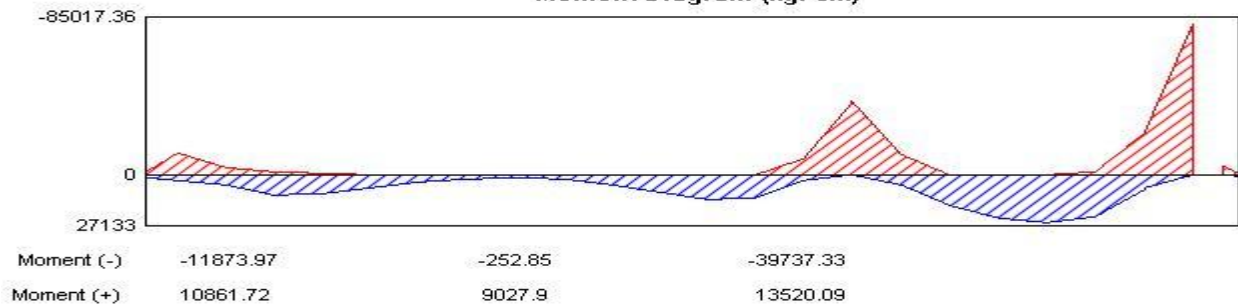
Combination = Overall Envelope
Strip Label = MSA11
Length = 1107.5 cm
Distance to Top Rebar Center = 5.1 cm
Distance to Bot Rebar Center = 5.1 cm

Material Properties

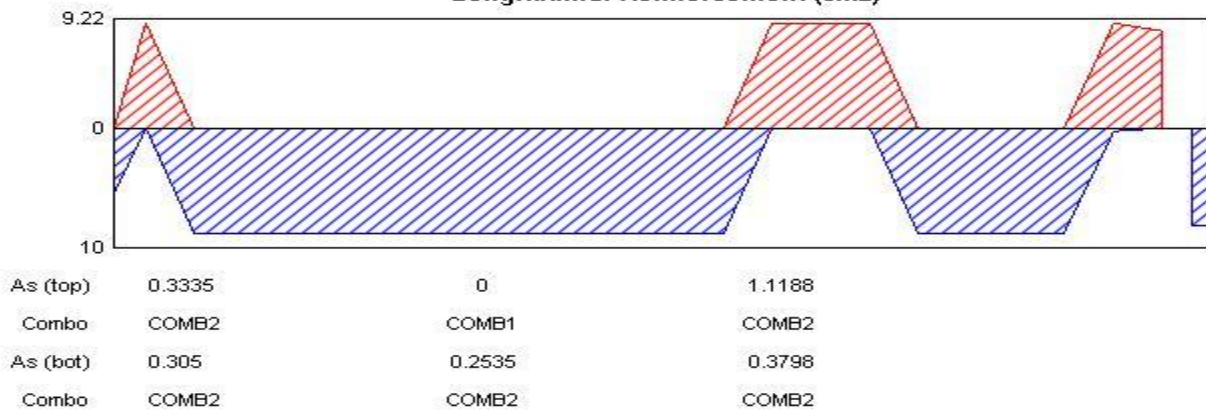
Concrete Comp. Strength = 250 kgf/cm²
Concrete Modulus = 265000 kgf/cm²
Longitudinal Rebar Yield = 4000 kgf/cm²



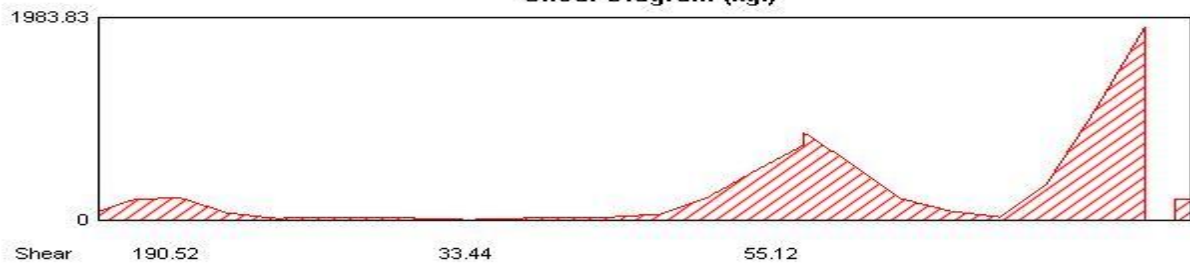
Moment Diagram (kgf-cm)



Longitudinal Reinforcement (cm²)



Shear Diagram (kgf)



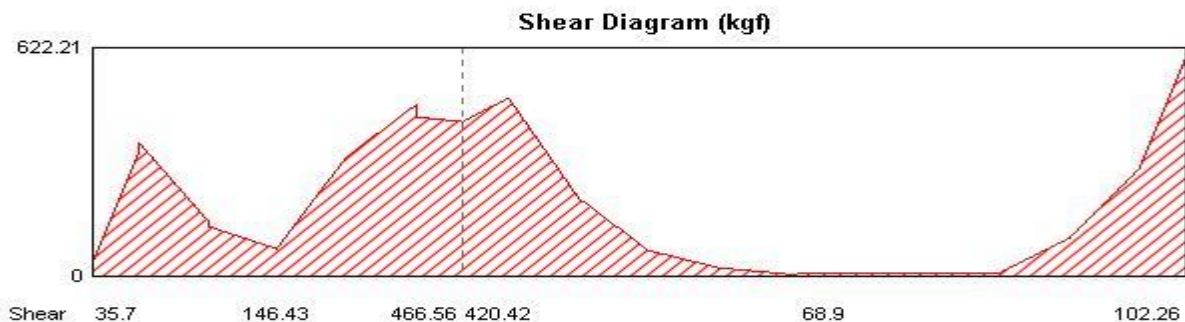
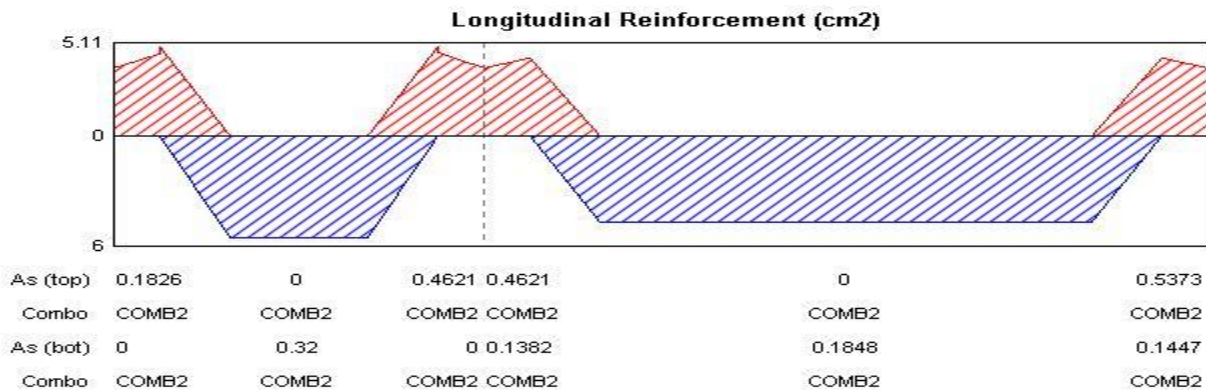
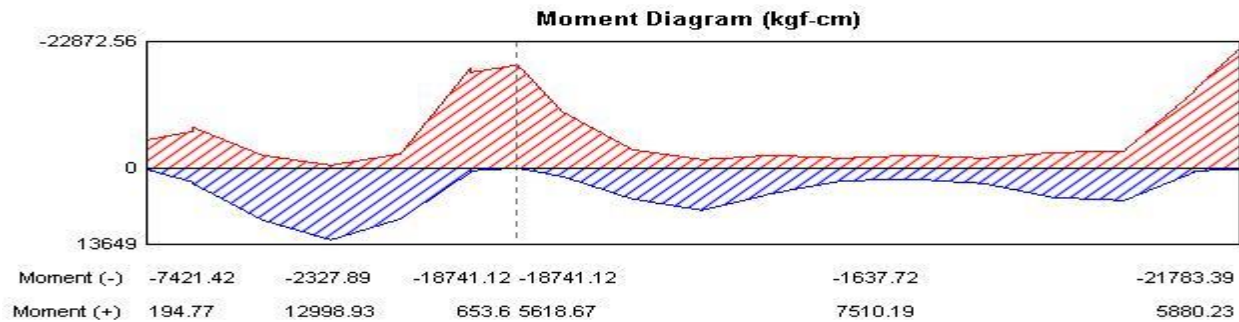
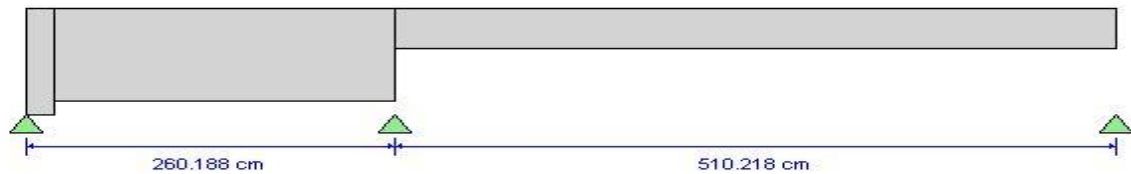
ACI 318-08 Concrete Strip Design

Geometric Properties

Combination = Overall Envelope
 Strip Label = CSB8
 Length = 770.406 cm
 Distance to Top Rebar Center = 3.7 cm
 Distance to Bot Rebar Center = 3.7 cm

Material Properties

Concrete Comp. Strength = 250 kgf/cm²
 Concrete Modulus = 265000 kgf/cm²
 Longitudinal Rebar Yield = 4000 kgf/cm²



ACI 318-08 Concrete Strip Design

Geometric Properties

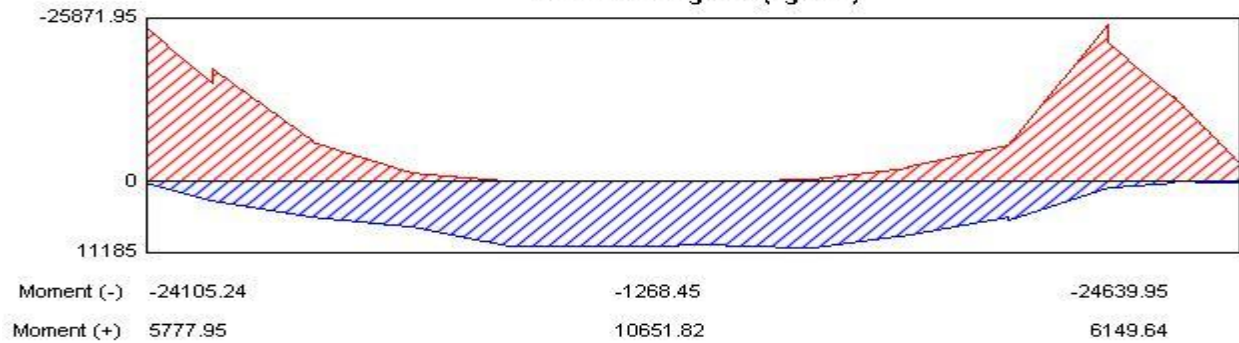
Combination = Overall Envelope
 Strip Label = CSB9
 Length = 534.71 cm
 Distance to Top Rebar Center = 3.7 cm
 Distance to Bot Rebar Center = 3.7 cm

Material Properties

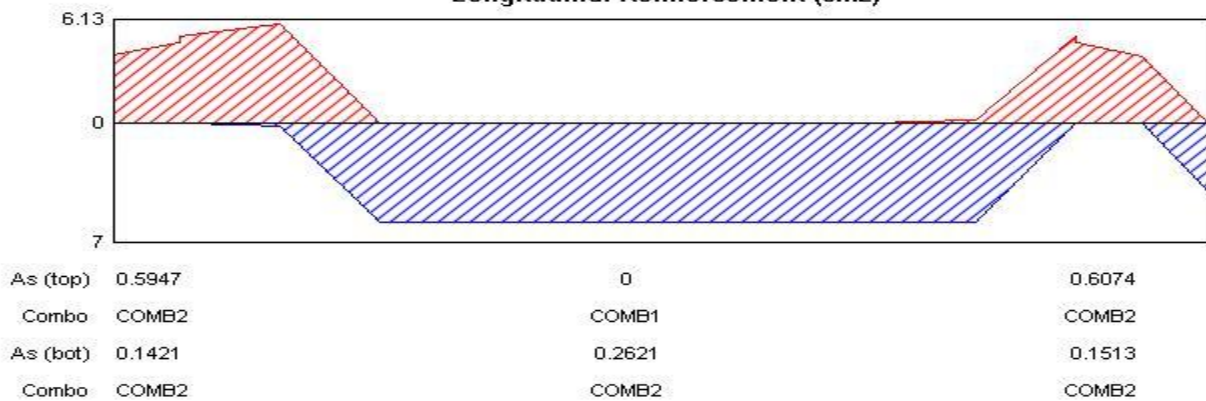
Concrete Comp. Strength = 250 kgf/cm²
 Concrete Modulus = 265000 kgf/cm²
 Longitudinal Rebar Yield = 4000 kgf/cm²



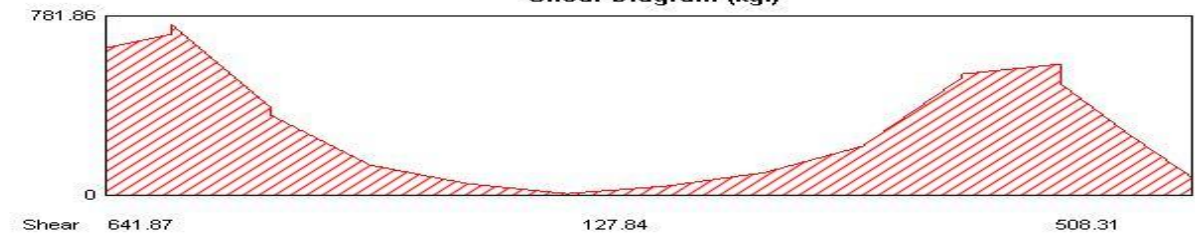
Moment Diagram (kgf-cm)



Longitudinal Reinforcement (cm²)



Shear Diagram (kgf)



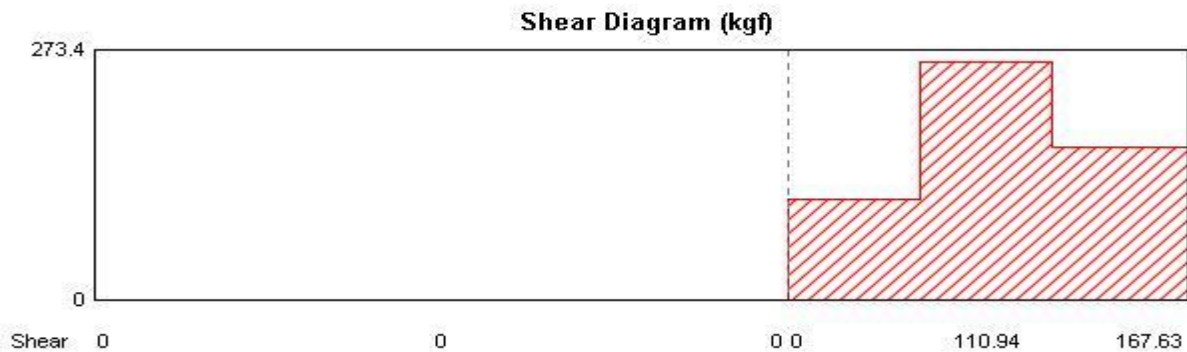
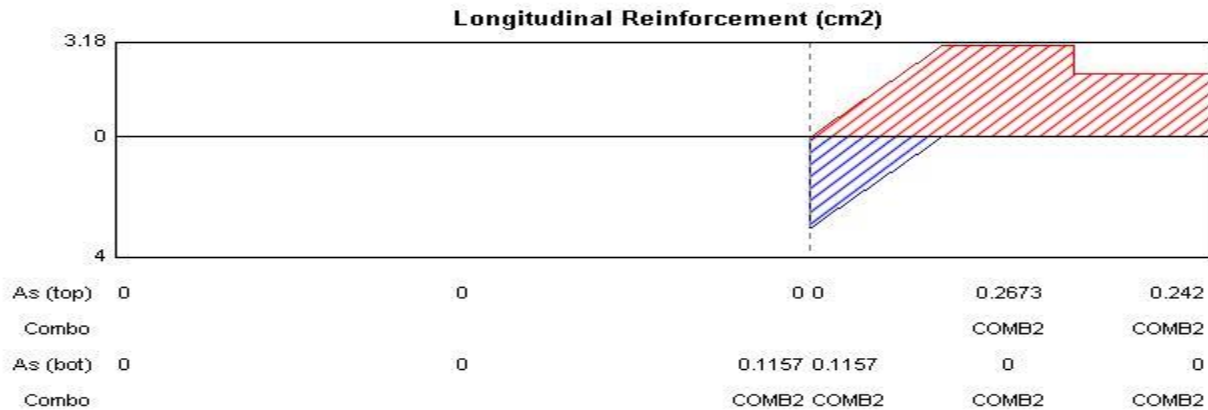
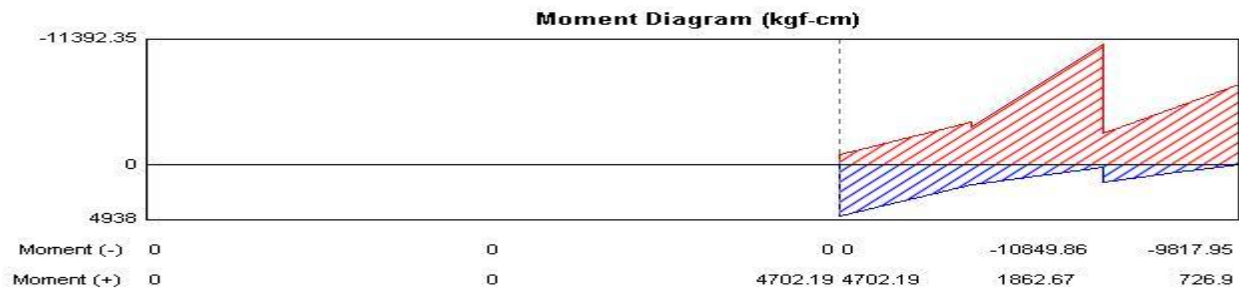
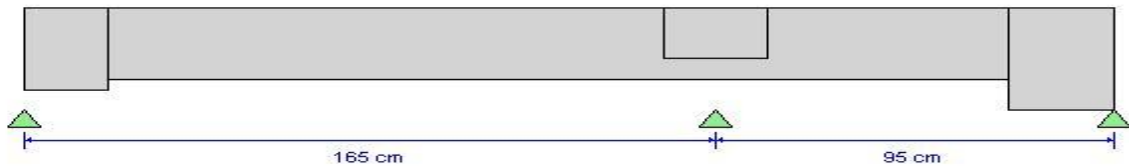
ACI 318-08 Concrete Strip Design

Geometric Properties

Combination = Overall Envelope
 Strip Label = CSB10
 Length = 260 cm
 Distance to Top Rebar Center = 3.7 cm
 Distance to Bot Rebar Center = 3.7 cm

Material Properties

Concrete Comp. Strength = 250 kgf/cm²
 Concrete Modulus = 265000 kgf/cm²
 Longitudinal Rebar Yield = 4000 kgf/cm²



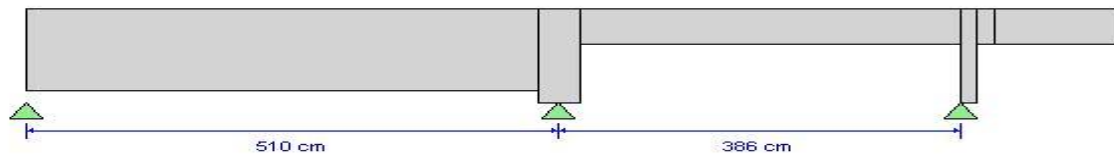
ACI 318-08 Concrete Strip Design

Geometric Properties

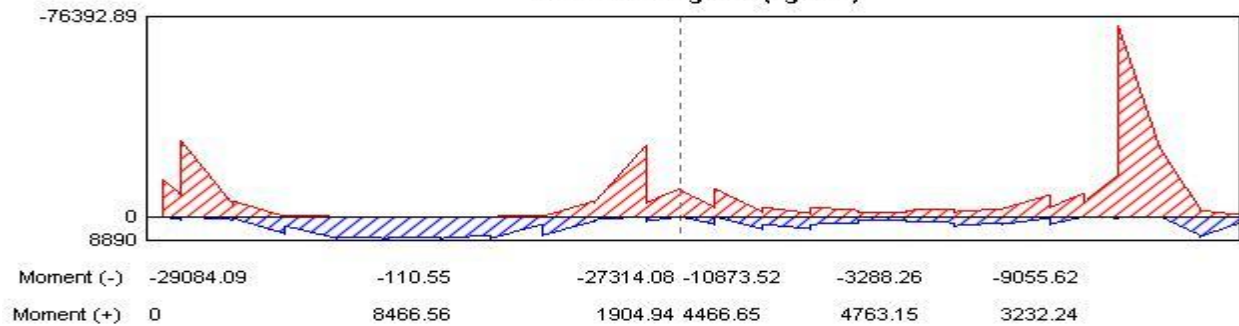
Combination = Overall Envelope
 Strip Label = CSB11
 Length = 1044.5 cm
 Distance to Top Rebar Center = 3.7 cm
 Distance to Bot Rebar Center = 3.7 cm

Material Properties

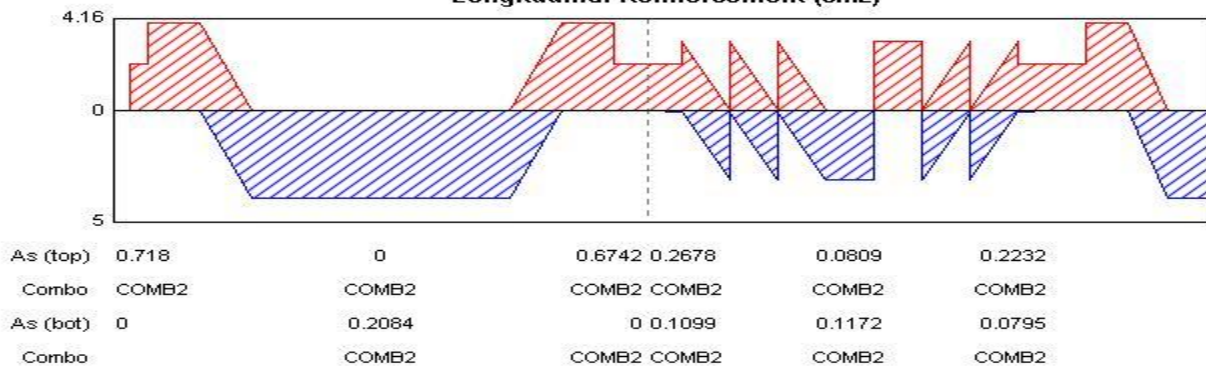
Concrete Comp. Strength = 250 kgf/cm²
 Concrete Modulus = 265000 kgf/cm²
 Longitudinal Rebar Yield = 4000 kgf/cm²



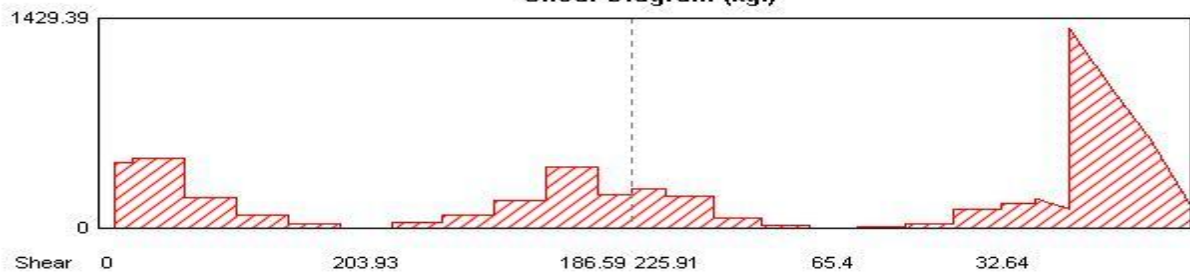
Moment Diagram (kgf-cm)



Longitudinal Reinforcement (cm²)



Shear Diagram (kgf)



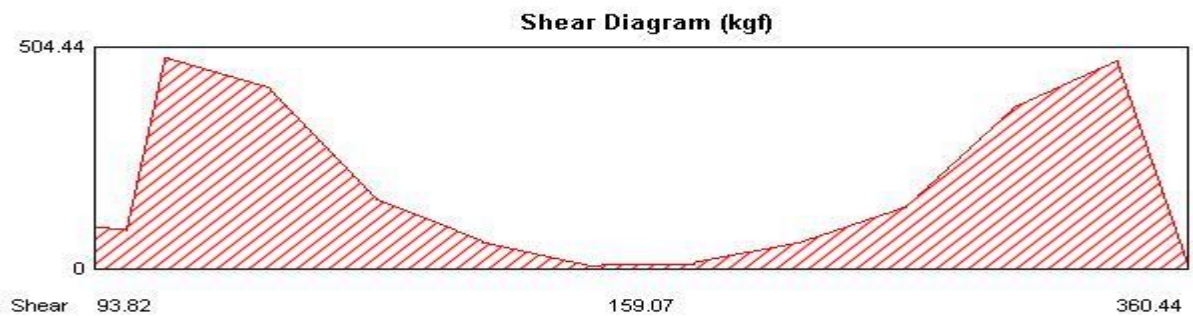
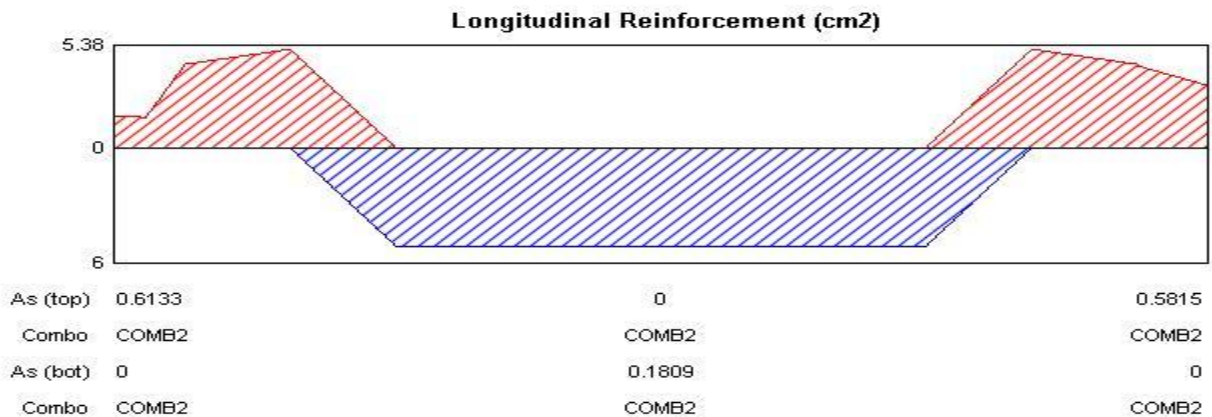
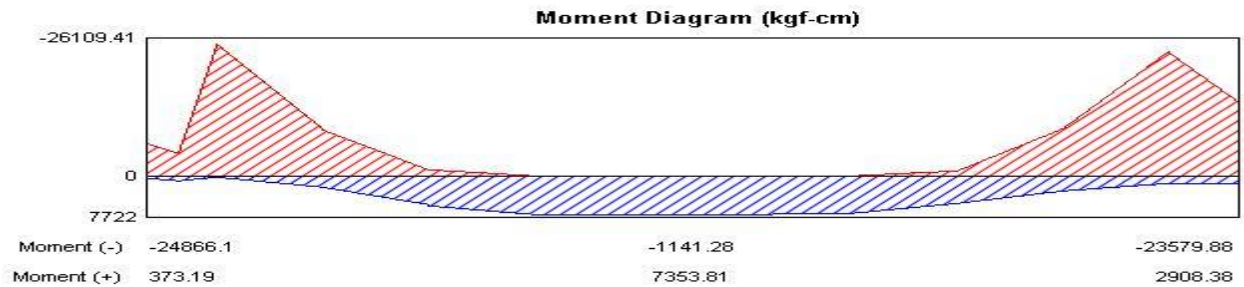
ACI 318-08 Concrete Strip Design

Geometric Properties

Combination = Overall Envelope
Strip Label = CSB12
Length = 514.253 cm
Distance to Top Rebar Center = 3.7 cm
Distance to Bot Rebar Center = 3.7 cm

Material Properties

Concrete Comp. Strength = 250 kgf/cm²
Concrete Modulus = 265000 kgf/cm²
Longitudinal Rebar Yield = 4000 kgf/cm²



ACI 318-08 Concrete Strip Design

Geometric Properties

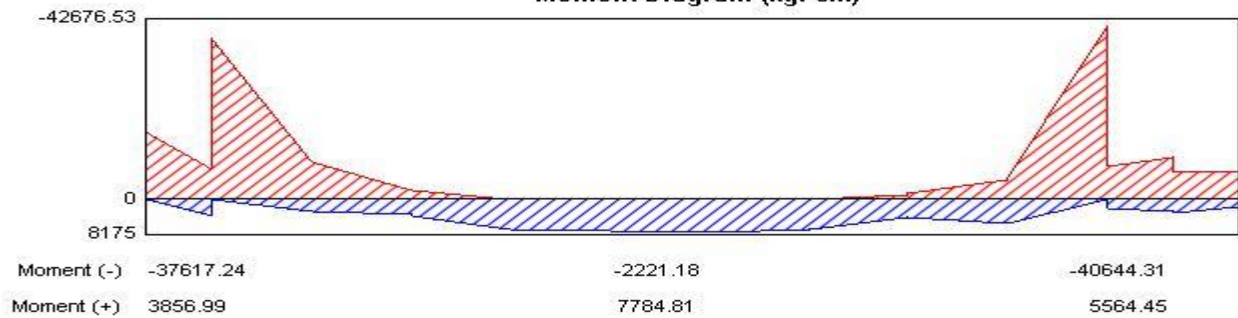
Combination = Overall Envelope
 Strip Label = CSB14
 Length = 534.5 cm
 Distance to Top Rebar Center = 3.7 cm
 Distance to Bot Rebar Center = 3.7 cm

Material Properties

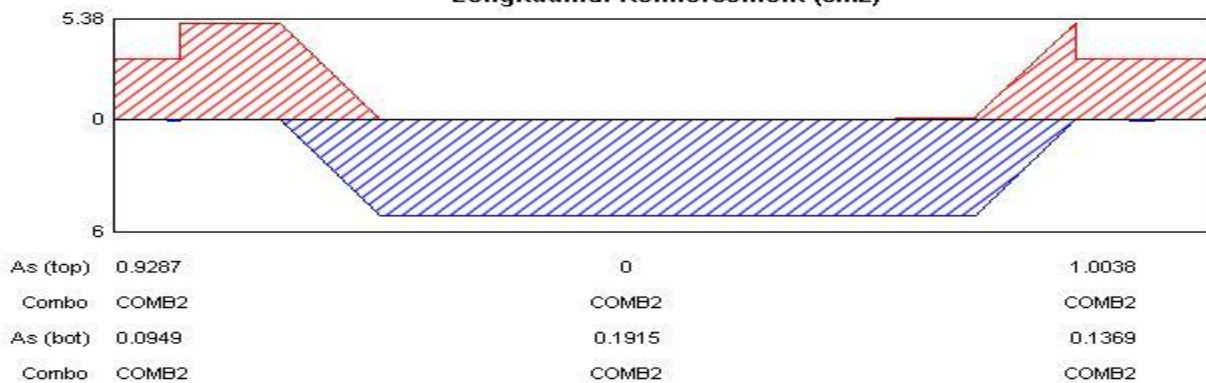
Concrete Comp. Strength = 250 kgf/cm²
 Concrete Modulus = 265000 kgf/cm²
 Longitudinal Rebar Yield = 4000 kgf/cm²



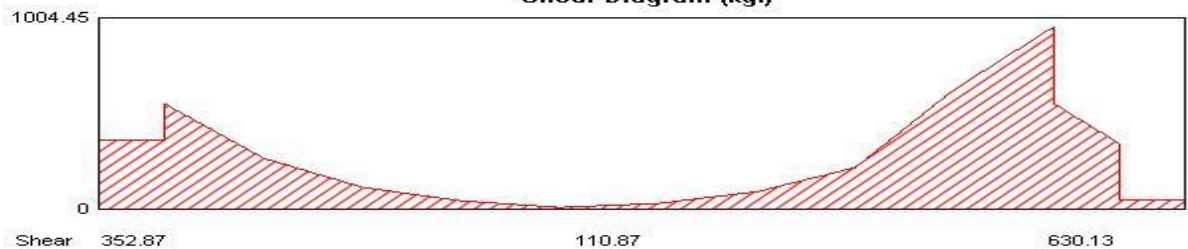
Moment Diagram (kgf-cm)



Longitudinal Reinforcement (cm²)



Shear Diagram (kgf)



ACI 318-08 Concrete Strip Design

Geometric Properties

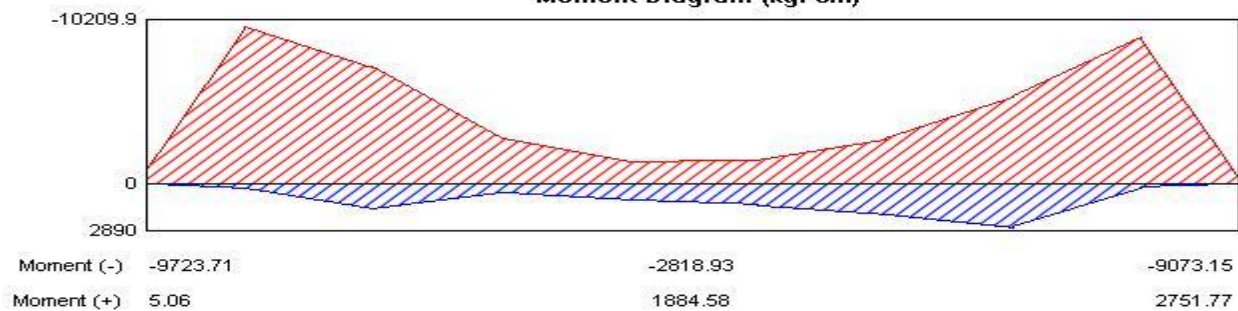
Combination = Overall Envelope
 Strip Label = CSB15
 Length = 378.227 cm
 Distance to Top Rebar Center = 3.7 cm
 Distance to Bot Rebar Center = 3.7 cm

Material Properties

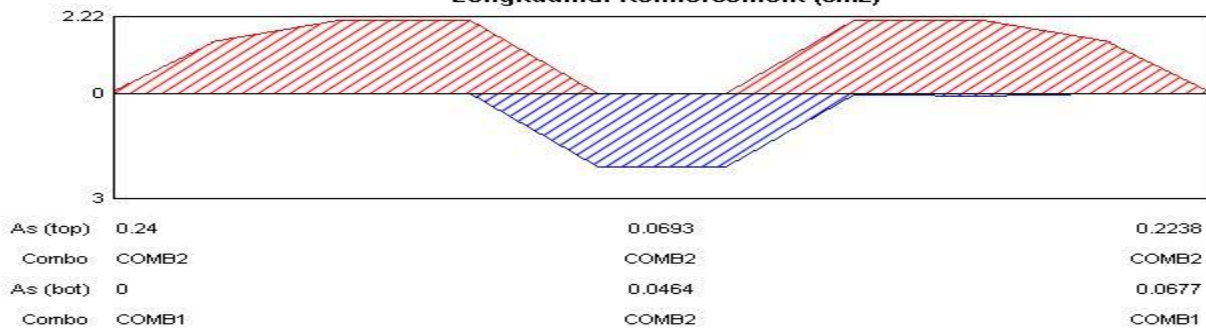
Concrete Comp. Strength = 250 kgf/cm²
 Concrete Modulus = 265000 kgf/cm²
 Longitudinal Rebar Yield = 4000 kgf/cm²



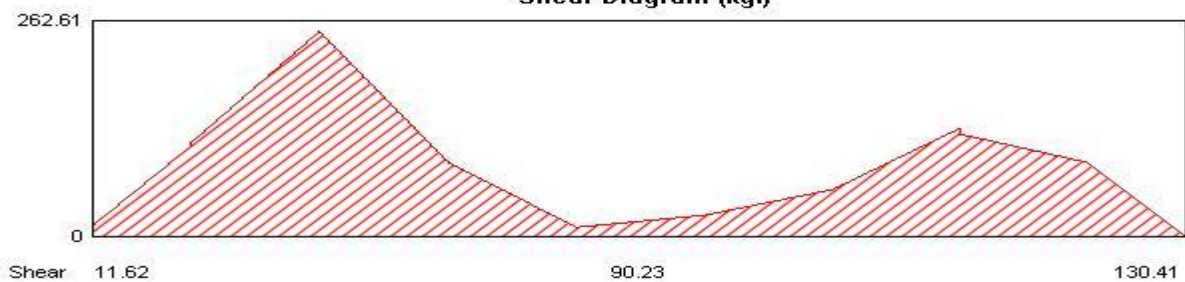
Moment Diagram (kgf-cm)



Longitudinal Reinforcement (cm²)



Shear Diagram (kgf)



ACI 318-08 Concrete Strip Design

Geometric Properties

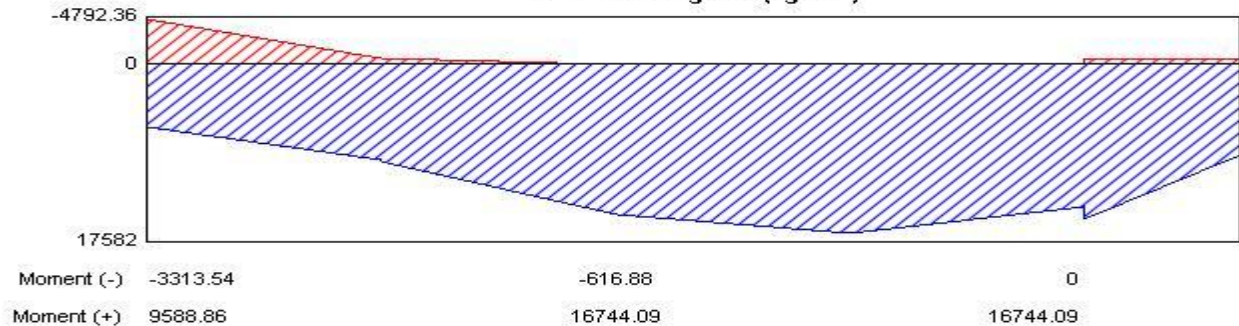
Combination = Overall Envelope
Strip Label = MSB1
Length = 192.5 cm
Distance to Top Rebar Center = 3.7 cm
Distance to Bot Rebar Center = 3.7 cm

Material Properties

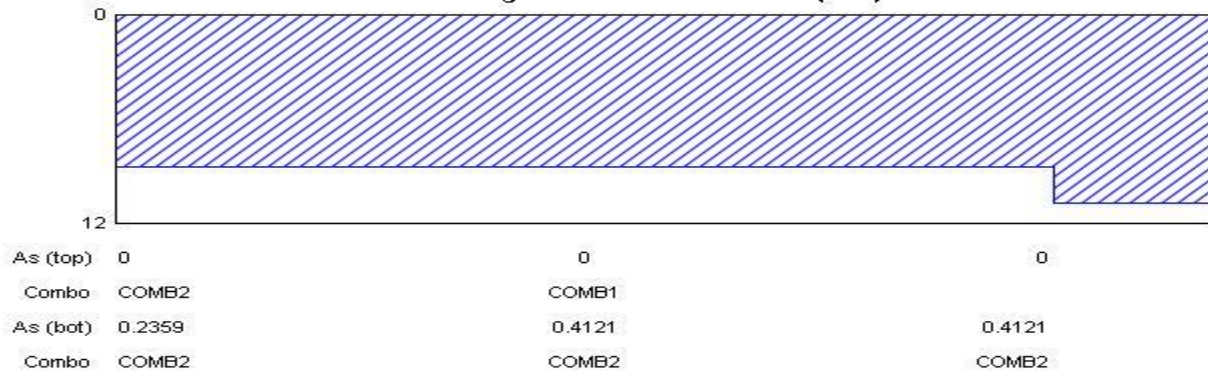
Concrete Comp. Strength = 250 kgf/cm²
Concrete Modulus = 265000 kgf/cm²
Longitudinal Rebar Yield = 4000 kgf/cm²



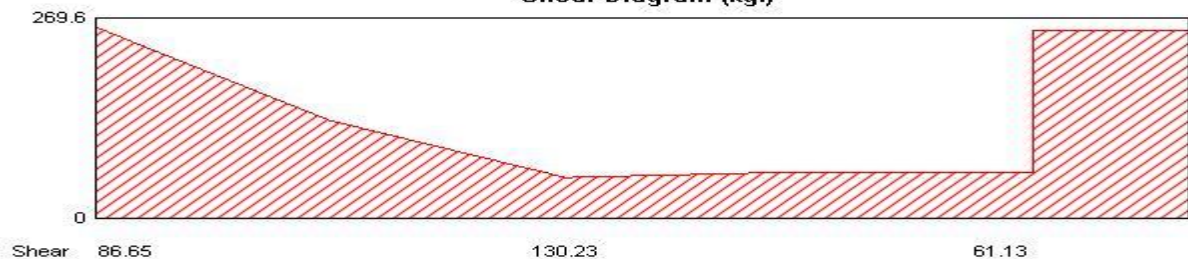
Moment Diagram (kgf-cm)



Longitudinal Reinforcement (cm²)



Shear Diagram (kgf)



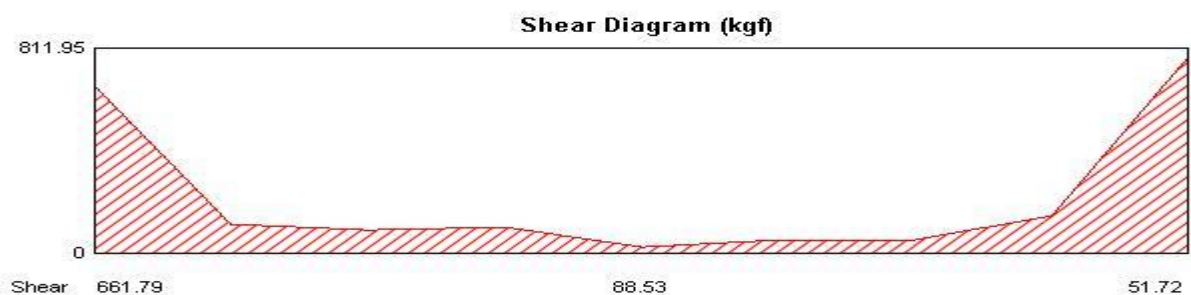
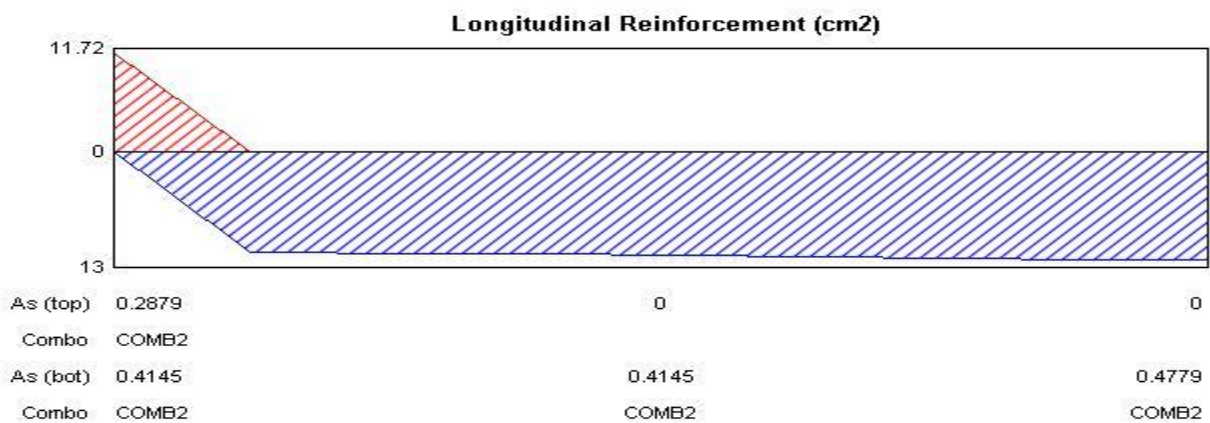
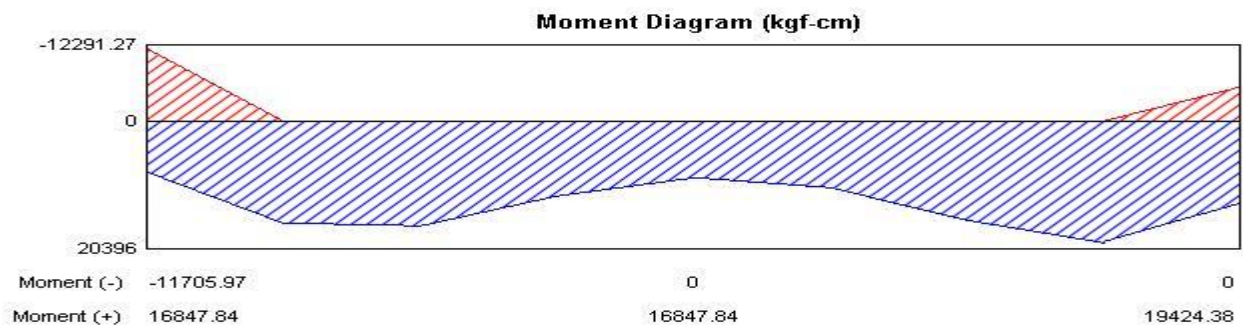
ACI 318-08 Concrete Strip Design

Geometric Properties

Combination = Overall Envelope
Strip Label = MSB8
Length = 378.66 cm
Distance to Top Rebar Center = 3.7 cm
Distance to Bot Rebar Center = 3.7 cm

Material Properties

Concrete Comp. Strength = 250 kgf/cm²
Concrete Modulus = 265000 kgf/cm²
Longitudinal Rebar Yield = 4000 kgf/cm²



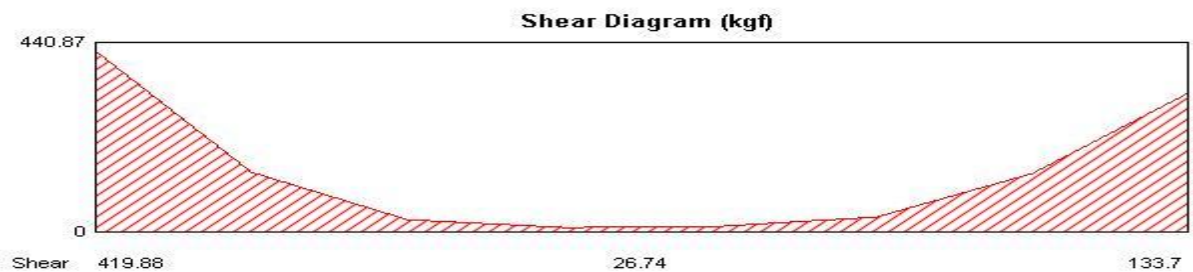
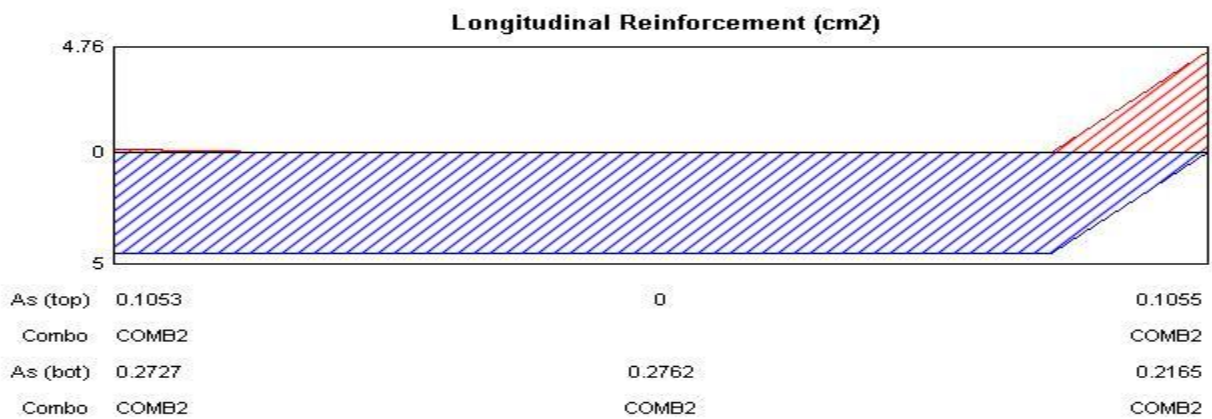
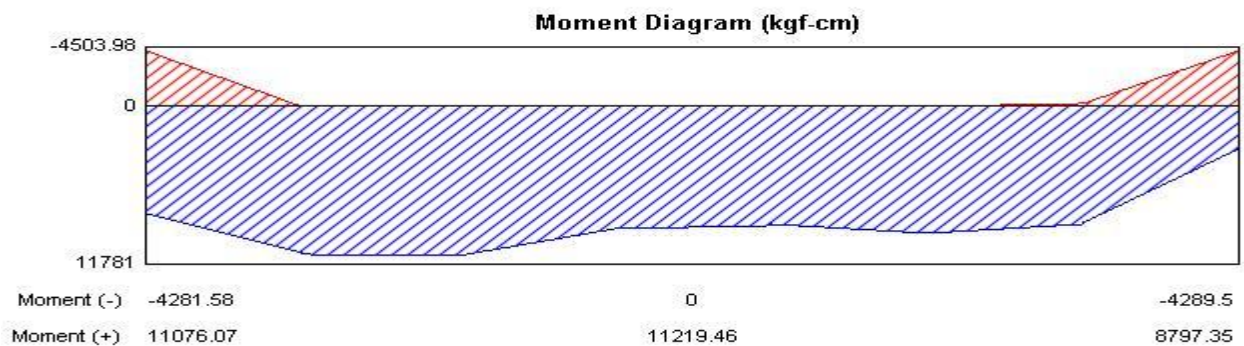
ACI 318-08 Concrete Strip Design

Geometric Properties

Combination = Overall Envelope
Strip Label = MSB16
Length = 311.502 cm
Distance to Top Rebar Center = 3.7 cm
Distance to Bot Rebar Center = 3.7 cm

Material Properties

Concrete Comp. Strength = 250 kgf/cm²
Concrete Modulus = 265000 kgf/cm²
Longitudinal Rebar Yield = 4000 kgf/cm²



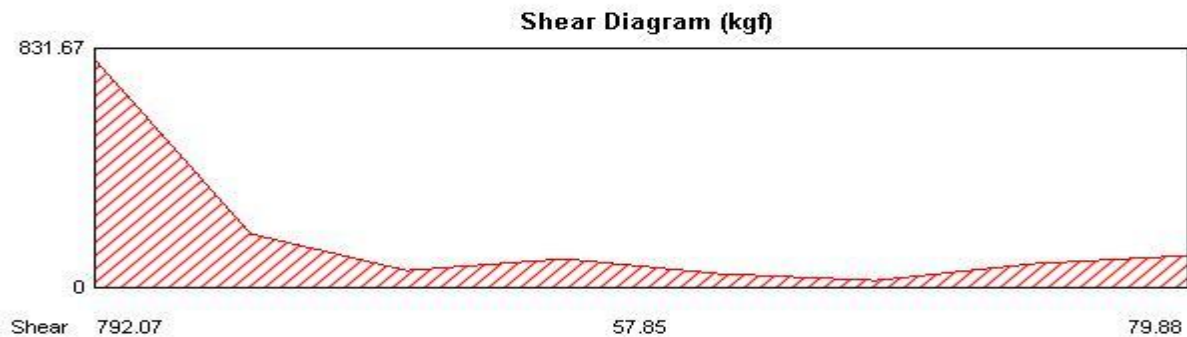
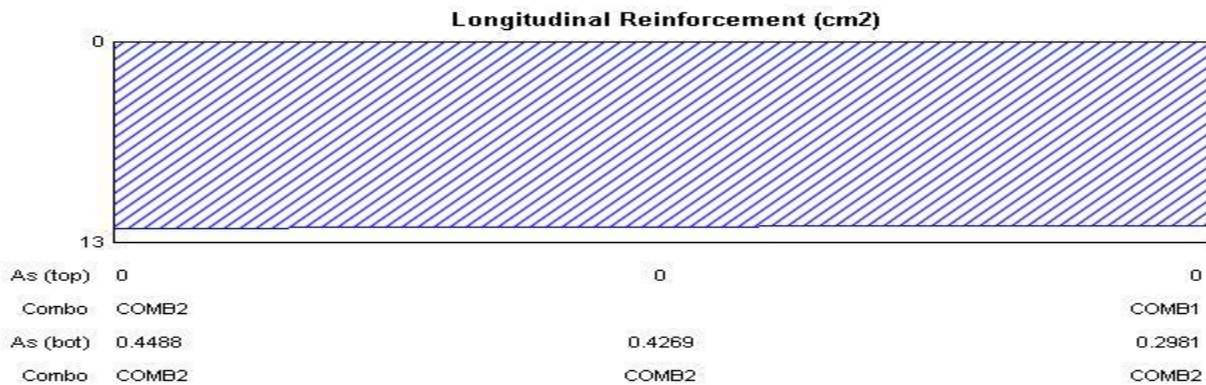
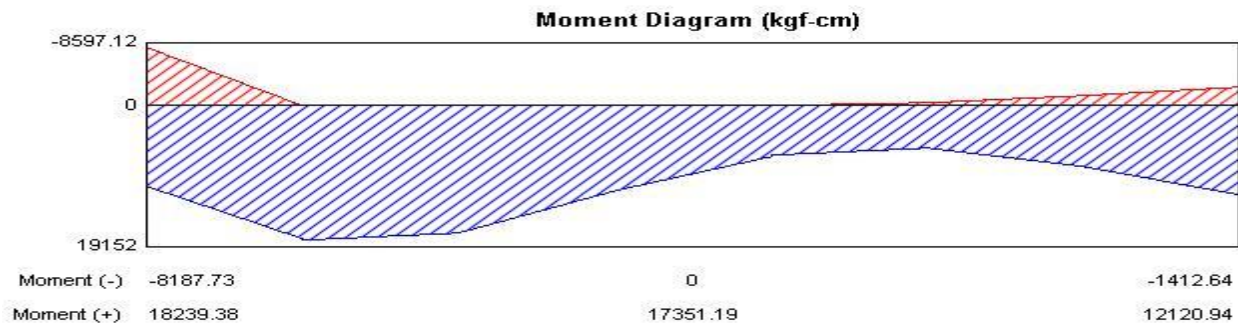
ACI 318-08 Concrete Strip Design

Geometric Properties

Combination = Overall Envelope
 Strip Label = MSB17
 Length = 310 cm
 Distance to Top Rebar Center = 3.7 cm
 Distance to Bot Rebar Center = 3.7 cm

Material Properties

Concrete Comp. Strength = 250 kgf/cm²
 Concrete Modulus = 265000 kgf/cm²
 Longitudinal Rebar Yield = 4000 kgf/cm²



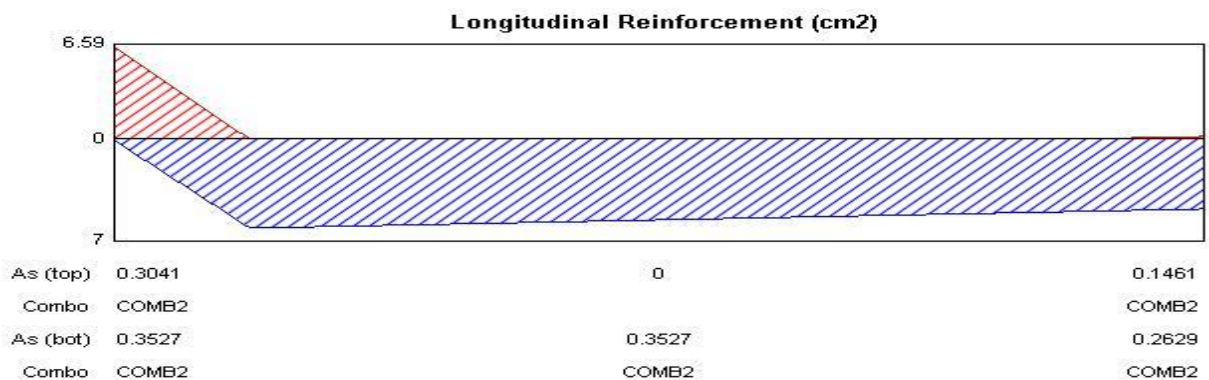
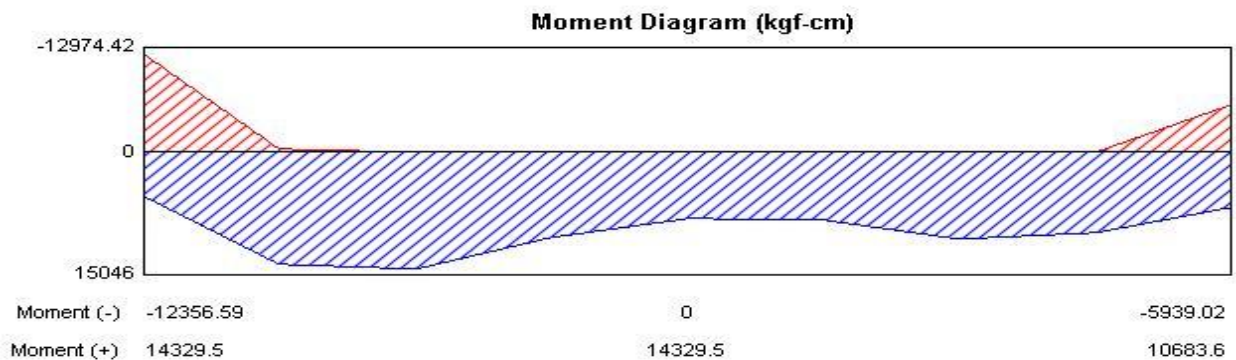
ACI 318-08 Concrete Strip Design

Geometric Properties

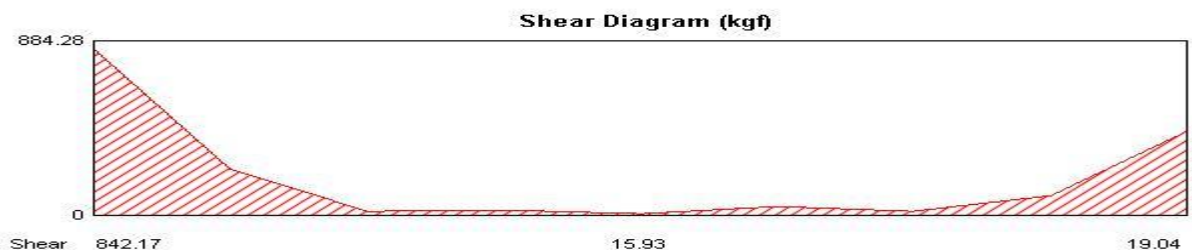
Combination = Overall Envelope
Strip Label = MSB19
Length = 378.5 cm
Distance to Top Rebar Center = 3.7 cm
Distance to Bot Rebar Center = 3.7 cm

Material Properties

Concrete Comp. Strength = 250 kgf/cm²
Concrete Modulus = 265000 kgf/cm²
Longitudinal Rebar Yield = 4000 kgf/cm²



Material Properties



مبحث ششم مقررات ملی ساختمان - بارهای وارد بر ساختمان ویرایش 1392"

مبحث هفتم مقررات ملی ساختمان - اصول طراحی پی

آیین نامه ACI 318-08

مبحث نهم مقررات ملی ساختمان - طرح و اجرای ساختمان های بتن آرمه

مبحث پانزدهم مقررات ملی ساختمان - آسانسورها و پله های برقی

بارگذاری جانبی زلزله بر اساس آیین نامه 2800 - ویرایش چهارم

راهنمای طراحی دیوارهای حائل - نشریه 308

مرجع کامل طراحی سازه های بتنی - مهندس احمد رضا جعفری ، مهندس رضا سلطان آبادی

طراحی سازه های بتنی - تألیف دکتر مستوفی نژاد

طراحی سازه های بتنی - تألیف دکتر طاحونی

بارگذاری سازه - انتشارات سری عمران (نسل جدید)

اصول مهندسی ژئوتکنیک (جلد دوم) مهندسی پی - ترجمه دکتر طاحونی

جزوه دکتر حسین زاده اصل - عضو هیئت علمی دانشگاه تبریز www.hoseinzadeh.net

پروژه سازه های بتنی علیرضا شیرپور

با تشکر از :

مهندس فاضل حاتمی - مدیر عامل شرکت ساختمانی آتشکده هورام غرب

مهندس محمد حاتمی

مهندس مسعود دلشاد