

نکات تحلیل و طراحی سازه ها در Safe و Etabs



www.sazeh808.blogfa.com

مجتبی اصغری - دانشجوی کارشناسی ارشد سازه

moitaba808@yahoo.com

بهمن 1387

با مشاهده اشکالات بسیاری که خود در ابتدای امر طراحی و محاسبات با آنها روبرو بودم و با رفع ابهامی که در طی یک سال و نیم گذشته از شروع فعالیتم در وبلاگ سازه 808 درمباحث سازه ای برایم ایجاد میشد سعی نمودم این اطلاعات را به طور کامل تر تهیه و در وبلاگ قرار دهم که هدف اصلی تنها برطرف نمودن ابهامات سایر دانشجویان و کمک به حل سوالات بسیاری از مهندسين در ارتباط با نکات سازه ای مبهم بود که برای تسهیل در دریافت و استفاده از این مقالات، در این جزوه آنها را به همراه تصاویر مربوطه برای تفهیم بهتر و نیز رفع بعضی از اشکالات و ایرادات گذشته آورده ام. امیدوارم مورد استفاده دوستان قرار گیرد. در انتها هم منابع و مراجع مورد استفاده برای این توضیحات آورده شده که میتوانید برای دریافت اطلاعات بیشتر به این مراجع مراجعه نمایید. ترتیب مقالات آورده شده در این جزوه به ترتیب زمان قرارگیری در وبلاگ میباشد و لینک مستقیم هر مقاله نیز در بالای موضوع مربوطه آمده است. چنانچه دوستان در ارتباط با نکات آورده شده سوالی دارند میتوانند از طریق ایمیل ذکر شده با بنده تماس حاصل نمایند. سایر جزوات و نمونه پروژه های سازه ای زیر را از طریق وبلاگ سازه 808 میتوانید دریافت نمایید:

[جزوه آموزشی مراحل مقاوم سازی سازه ها](#)

[نرم افزار طراحی کف ستون DesignStudio BP v.3.2.16.1](#)

[پروژه مهندسی پل "علل خرابی و راهکار های مقاوم سازی پل ها"](#)

[مقاله روش های نوین مقاوم سازی پل ها - کنفرانس بین المللی مقاوم سازی تبریز](#)

[جزوه خلاصه نکات مقاومت مصالح](#)

[پروژه سازه بتن آرمه تجاری مسکونی فروشگاه همراه با طراحی دیوار حائل و آموزش نکات طراحی و...](#)

[دفترچه محاسبات و دتایل پروژه مسکونی سازه فولادی](#)

[پروژه فولاد به همراه تحلیل و طراحی دستی کلینیک پزشکی](#)

2	نکاتی از مراحل تحلیل و طراحی سازه ها به همراه ملاحظات معماری
4	نکات آنالیز و طراحی دیوار برشی در Etabs
7	تنظیمات طراحی سازه های فولادی در Etabs
11	نکاتی از طراحی فونداسیون
13	نکاتی از کنترل برش در Safe
15	نکاتی از طراحی تیر های کامپوزیت در Etabs
16	معرفی انواع تحلیل استاتیکی و دینامیکی
17	نکاتی در بررسی نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی
19	الگوریتم طراحی و کنترل جابجایی نسبی سازه های بتنی مطابق آیین نامه 2800
20	زلزله طرح و زلزله بهره برداری و کنترل های لازم
21	آرماتور تقویتی و حداقل و حداکثر در مقاطع تیر ستون
23	اصول طراحی تیر ها و ستونهای بتنی
24	توضیحاتی در تفاوت دو المان Shell و Membrane و نکات مش بندی
26	نکاتی از تحلیل پی دلتا
28	نکات طراحی دیوار حائل
29	ضریب اصلاح ممان اینرسی جهت تخصیص ترک خوردگی
32	ترکیب دو سیستم بادبندی در یک قاب در یک راستا در ارتفاع
33	توزیع بار جانبی بین قاب ها بر روش استاتیکی معادل از روی سختی جانبی قاب ها
34	تعیین مرکز جرم و مرکز سختی سازه بر روش دستی یا با نرم افزار
35	نحوه بارگذاری و توزیع بار آسانسور در سازه
37	نحوه بارگذاری شمشیری راه پله
38	ترکیبات بار طراحی سازه ها بر اساس آیین نامه های AISC , UBC
42	تحلیل قاب های دارای مهاربند
44	کنترل جابجایی نسبی طبقات سازه ها
45	نحوه محاسبه بار زلزله در سازه ها
47	جهت تیر ریزی سازه های فلزی و بتنی
47	تحلیل جانبی قاب های سازه فولادی
49	تحلیل دستی قاب ها تحت بار قائم
50	پوش لنگر در نرم افزار Etabs

نکاتی از مراحل تحلیل و طراحی سازه ها به همراه ملاحظات معماری

- برای جلوگیری از ایجاد لنگر پیچشی، اتصال تیر به تیر از نوع مفصلی تعریف میگردد. در این حالت برای جلوگیری از ناپایداری پیچشی میبایست پیچش در یکی از دو طرف آزاد گردد. ضمن اینکه به علت مفصلی بودن، لنگر انتهایی نیز میبایست صفر گردد. تیرهای کنسول و تیرهای فرعی که از یک یا دو طرف مفصلی تعریف میگردند میبایست از نوع شکل پذیری معمولی برای آنها تعریف گردد.

	Release		Frame Partial Fixity Springs	
	Start	End	Start	End
Axial Load	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		
Shear Force 2 (Major)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		
Shear Force 3 (Minor)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		
Torsion	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	0.	
Moment 22 (Minor)	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0.	0.
Moment 33 (Major)	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0.	0.

☐ No Releases OK Cancel

اتصالات تیرهای کنسول به ستون ها گیردار میباشد. در صورت مفصلی بودن این تیرها حالت ناپایداری موضعی در سازه ایجاد میشود که میبایست برای تیرهای کنسول علامت **No Releases** فعال گردد.

بار زنده کف بالکن ها طبق بند 5-2-3-6 باید حداقل 300 کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته شود و طبق بند 1-5-3-6 برای در نظر گرفتن اثر بارهای ضربه ای ، بار زنده در کف بالکن ها میبایست در ضریب 1.33 ضرب گردد.

معمولا در کنسول ها برای تحمل نیروی قائم و جلوگیری از ناپایداری کنسول تحت بارهای قائم از دستک های کششی استفاده میشود که طراحی آنها همانند بادبند های قطری میباشد. و توصیه میشود در تراز انتهایی برای نگهداری بهتر ، این دستک های بادبندی بصورت ضربدری اجرا گردد. اتصال این دستک ها میبایست به نقاط انتهایی صورت گیرد و از اتصال این دستک ها به نقاط مابین ابتدا و انتهای ستون خودداری شود.

اعمال نیروی قائم زلزله:

طبق بند 2-12-3-13 آیین نامه 2800 نیروی قائم وارد بر بالکن ها و پیش آمدگیها میبایست از رابطه $2*0.7AIWp$ بدست آید و این بار میبایست در هر دو جهت روبه بالا و رو به پایین بدون منظور نمودن اثر کاهنده بارهای ثقلی در نظر گرفته شود. یعنی وقتی بار ثقلی در ترکیب بار داریم در این صورت ترکیب بار (بار ثقلی + سمت بالای نیروی قائم EQz-) در

هیچ حالتی بدلیل کاهنده بودن نمیبایست با هم آورده شود. لازم به ذکر است مولفه بار قائم تاثیر چندانی در نتایج تحلیل و طراحی نخواهد گذاشت.

ملاحظات معماری در طراحی سازه ها :

نقشه های معماری تهیه شده در فاز 1 بر اساس ابعاد ستون 20×20 و نیز ضخامت سقف 30 سانت فرض میشود لذا پس از طراحی سازه ارتفاع طبقات و طول دهانه ها مقداری تغییر خواهند کرد بصورتیکه فضای خالص بین طبقات مطابق نقشه های معماری ثابت بمانند.

در طبقات مسکونی اختلاف ارتفاع تیر ها و سقف ها را میتوان با پوکه پر نمود یا اینکه از سقف کاذب از جنس رابیتس با وزن مخصوص تقریبی بین 40 تا 50 کیلوگرم بر سانتیمتر مربع استفاده نمود. در پارکینگ میتوان این اضافه ارتفاع را به شکل آویز و در طبقات مسکونی در بالای سقف به شکل گرده ماهی اجرا نمود.

شیب رمپ پارکینگ معمولاً 15% میباشد و چنانچه رمپ در زیرزمین واقع شود، با خاکریزی اجرا شده و نیازی به طراحی سقف برای رامپ نیست.

سربار معادل بار پارتیشن:

طبق بند 6-2-2-2 مبحث 6 چنانچه وزن واحد سطح تیغه های پارتیشن از 275 کیلوگرم بر سانتیمتر مربع کمتر باشد میبایست این وزن در سطح چشمه ای که تیغه در آن میباشد ضرب گردد و بصورت سطحی این بار بر همان سقف وارد آید. همچنین طبق مبحث 6 چنانچه این وزن از 195 کیلوگرم بر سانتیمتر مربع میبایست اثر موضعی دیوار ها در طراحی تیرچه ها منظور گردد.

بار زنده کاهش یافته:

کاهش بار زنده برای راه پله، بام و پارکینگ و سایر نقاط پر ازدهام اعمال نمی گردد. برای تیرها نیز چنانچه بار زنده کف از 400 کیلوگرم بر متر مربع بیشتر باشد از کاهش بار زنده پرهیز میشود.

برای کاهش بار زنده تیرها و ستون ها در منوی **User > Preferences > Live Load Reduction** گزینه **User**

Defined Curves با تعریف حداقل دو منحنی با نسبت **DL/LL** برابر 0.001 و 1000 طبق رابطه 6-3-1 مبحث 6

مختص تیرها تعریف گردد و سپس برای ستون ها با کنترل اعداد بند 6-3-3-3 نتایج کنترل گردد. اما توصیه میشود از

کاهش بار زنده برای تیرها به جهت کم بودن مقادیر صرفنظر شود و برای ستون ها از عبارت **Usr Defined By Stories**

استفاده شود و مقادیر کاهش بار طبق درصدهای ارائه شده در بند 6-3-3-8 اعمال گردد.

- در صورت استفاده از تیرچه جفت به جای تیرچه تک وزن واحد سطح کف بطور تقریبی حدود 70 کیلوگرم بر سانتیمتر مربع افزایش خواهد یافت.

- وزن اسکلت بتنی بسیار بزرگتر از اسکلت فولادی سازه هم طبقه آن خواهد بود لذا توجه شود عملاً امکان آپلیفت و بلند شدگی برای سازه بتنی کمتر بوقوع میپیوندد و برای سازه بتنی ضریب اطمینان برای لنگر واژگونی بیشتر است.

نکاتی از تحلیل و طراحی دیوار برشی

برای معرفی مصالح دیوار برشی میبایست دقت شود که یک مصالح جدید با میلگردهای فولادی طولی و عرضی **II** تعریف شود. دیوار برشی متشکل از مجموعه ای از پوسته دیوار و ستون **Pier** به عنوان المان لبه ای میباشد که این ستون ها عملاً رفتار ستونی نداشته و در واقع به عنوان بخشی از دیوار عمل میکنند.

مطابق آیین نامه اگر تنش فشاری دیوار تحت اثر بارهای نهایی بیشتر از $0.2 f_c$ شود باید المان لبه ای تامین شود. جزء لبه ای ناحیه ای است که باید در آن خاموت گذاری ویژه انجام شود. این ناحیه می تواند در دیوار های با ضخامت ثابت نیز وجود داشته باشد و نیاز به بزرگ کردن لبه های دیوار به شکل ستون نباشد. المان های ستون مانند کناری برای جایگذاری راحت تر میلگردها و تقویت دیوار بکار میروند. در المان لبه ای باید ضوابط ویژه خاموت گذاری را همانند ستون ها رعایت نمود.

مطابق آیین نامه نباید ضخامت دیوار از 15 سانت و عرض المان مرزی از 30 سانت کمتر باشد.

برای اینکه **Etabs** این ستون ها و المان های پوسته ای را بصورت مجموعه ای واحد در نظر بگیرد میبایست به هر دو یک نام اختصاص داده شود:

نامگذاری ستون های کناری Assign>Frame>Pier Label...

نامگذاری پوسته Assign>Shell Area>Pier Label...

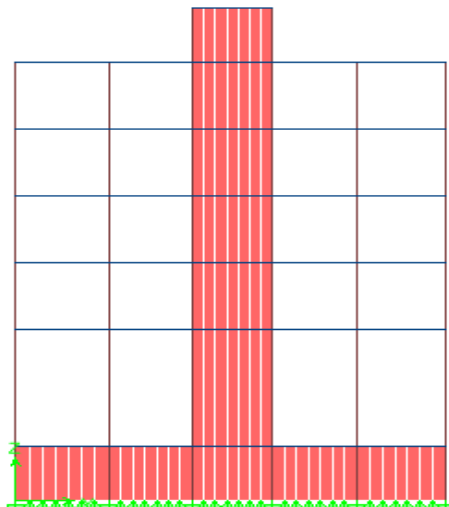
- معمولاً میلگردهای خمشی و محوری دیوار در این المان های مرزی متمرکز شده و در طول دیوار از میلگرد حداقل استفاده خواهد شد. عملکرد اصلی جان دیوار (پوسته) تحمل برش است.

- مقطع دیوار برشی معمولاً از نوع صرفاً غشایی **Membrane** (با رفتار درون صفحه ای) معرفی میشود. (توضیحات تخصصی در بحث تفاوت **Membrane** , **Shell** آورده شده است) دیوار برشی تنها بارهای درون صفحه خود را تحمل نموده و لنگر خارج از صفحه را تحمل نمی نماید. 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 صفحه ای دیوار ایجاد نمی شود، 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 می آیند. برای ورق های 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 می شود 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 دیوار ها 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. هر چه شبکه بندی ریز تر باشد دقت محاسبات بالاتر خواهد رفت. برای دیوار های برشی که مقطع آنها از نوع غشایی Membrane باشد تقسیم بندی در راستای طولی کافیست اما برای دیوار های برشی با مقطع پوسته ای Shell باید تقسیم بندی در راستای قائم نیز صورت گیرد.



- چون Etabs در صورت عدم وجود تیر توزیع بار را به درستی انجام نمیدهد، ضروریست تیرهای درون دیوار برشی برای انتقال بار سقف به دیوار برشی مدل شوند (البته در اجرا چنین تیری اجرا نمی گردد و صرفا در مدل آورده میشود اندازه این تیرها برای سادگی مشابه تیرهای هم امتداد آنها فرض میگردد. دقت شود با توجه به شبکه بندی دیوار برشی در راستای طولی و تقسیم شدن تیر در این موقعیت ها عملا تیر در دیوار مدفون شده و سختی قابل توجه ای ایجاد نمیکند. تیر های مدفون شده و نیز ستون های المان مرزی دیوار برشی جزء دیوار هستند و طراحی آنها بر مبنای ضوابط ستون های بتنی لازم نیست. بنابراین در طراحی اسکلت بتنی به میزان آرماتورها و نسبت تنش آنها توجهی نکنید. در محاسبات با منوی **Assign>Frame>Frame Property Modifiers** ضریب **Mass . Weight** را برای این تیر های 0 و ضریب کاهش لنگر لختی حول محور 3 را 0.35 وارد کنید.

ضرایب ترک خوردگی در دیوار برشی:

همانطور که در 2800 و مبحث 9 آمده ترک خوردگی لنگر لختی برای دیوار ترک خورده همانند تیر ها 0.35. برای دیوار ترک نخورده همانند ستون ها 0.7 منظور میگردد. معیار ترک خوردگی دیوار رسیدن به تنش کششی $0.2 f_c$ میباشد. بطور خلاصه هر اندازه رفتار دیوار به تیر نزدیک باشد (که این اندازه برای دیوار های با ارتفاع زیاد که رفتاری خمشی دارند اتفاق می افتد) ترک خوردگی دیوار حتمی بوده و همانند تیر ها باید 0.35 برای آن منظور شود اما چنانچه دیوار ها همانند ستون ها دارای رفتار غالباً فشاری باشد (دیوارهای کم ارتفاع همانند دیوار حائل) ضریب ترک خوردگی لنگر لختی آن 0.7 منظور میگردد.

ترک خوردگی دیوار باید به ستون های اطراف آن و المان های پوسته ای اعمال شود زیرا لنگر لختی دیوار حاصل جمع لنگر لختی ستون های انتهایی و المان های پوسته ای است. از آنجا که سختی دیوار در راستای طولی f_{22} میباشد و این سختی در

راستای دیوار تامین کننده سختی خمشی آن (مساحت و لنگر لختی دیوار) است بنابراین در دیوار ها ضریب ترک خوردگی باید به سختی غشایی f_{22} و در ستون های کناری به مساحت (Cross Section Area) و لنگر لختی Moment of inertia axis 3 , 2 اعمال نمود.

لازم به ذکر است علت اعمال ضریب ترک خوردگی حول محور 3 این است که در راستای 3 ستون ، قاب خمشی وجود دارد و همانند قاب خمشی میبایست ضریب ترک خوردگی آن همواره حول محور $3 = 0.7$ منظور گردد. بنابراین بصورت خلاصه میبایست تنظیمات زیر برای ستون و پوسته دیوار برشی منظور گردد:

اعمال ضرایب ترک خوردگی ستون کناری Assign>Frame>Frame Property...

اعمال ضرایب ترک خوردگی پوسته Assign>Shell Area>Shell Stiffness Modifiers...

-در جهتی که قاب خمشی همراه با دیوار برشی قرار گرفته به دلیل سختی قابل توجه دیوار برشی تمامی بار زلزله در آن جهت به دیوار برشی وارد می آید و این مطلب را از خروجی آرمانتور برشی برای دیوار ها پس از طراحی میتوان ملاحظه نمود که برای ستون در سمت قاب دارای دیوار برشی عدد صفر منظور میگردد.

سه روس برای طراحی دیوار برشی وجود دارد:

1- روش **Simplified T , C** روش تبدیل لنگر و نیروی محوری دیوار به دو ستون که به روش المان مرزی معروف است و بصورت دستی نیز قابل انجام است. در این روش میبایست حداکثر درصد فولادی کششی و فشاری المان های مرزی برای طراحی اجزای لبه ای برابر 0.03 همانند ستون های معمولی تعریف گردند. این روش با توجه به عدم در نظر گرفتن میانه دیوار برای تحمل لنگر وارده در طبقات در جهت اطمینان است. (جان تنها برش را تحمل مینماید)

2- روش **Uniform Reinforcing** که روش میلگرد گذاری سکنواخت است و دور تادو دیوار از یک میلگرد یکنواخت استفاده میشود و بیشتر برای دیوارهای مستطیلی که در دو لبه خود دارای ستون نیستند مناسب است.

3- **General Reinforcing** که در این روش با استفاده از **Section Designer** مقطع دیوار ساخته شده و به دیوار ها اختصاص داده میشود و سس طراحی یا کنترل برای هر نوع دیواری انجام میپذیرد.

حداکثر و حداقل درصد میلگرد قائم دیوار مطابق آیین نامه آبا به ترتیب 0.04 (یا رعایت محل وصله $= 0.02$) و 0.0025 میباشد.

کنترل المان مرزی:

طبق آیین نامه میتوان اجزای لبه ای را در محل هایی که تنش فشاری دیوار کمتر از 0.15 fc می شود قطع کرد. چنانچه این ضابطه رعایت نگردد میتوان ضخامت پوسته دیوار را افزایش داد.

برای مدل کردن اثر دیوار برشی در پی میتوان از تیر عمیق که عمق آن برابر ارتفاع دیوار و عرض آن هم ضخامت دیوار است استفاده کنید. لازم به ذکر است در صورت شبکه بندی دیوار برشی در **Etabs** با انتقال نتایج به **Safe** برنامه یکسری تیر عمیق به ارتفاع دیوار و عرض آن در محل دیوار برشی ایجاد و نیروهای دیوار را در محل گره های محل شبکه بندی دیوار منتقل میکند.

تنظیمات طراحی سازه های فولادی در Etabs

طبق آیین نامه ملی مبحث 10 طراحی سازه فولادی به روش تنش مجاز ASD همانند آیین نامه های UBC , AISC-ASD انجام میگیرد.

کنترل فشردگی مقاطع:

چنانچه از AISC برای طراحی سازه فلزی اسفاده شود میبایست مقدار تنش مجاز F_b برای تیرها فشرده در نظر گرفته شود و از $0.6F_y$ به مقدار $0.66F_y$ تغییر یابد.

برای ستون ها به دلیل استفاده از جوش در مقاطع جفت و عدم پیوستگی کامل طبق بند 10-1-5-4 مقطع فشرده نخواهد بود با افزایش فاصله پروفایل های سازنده ستون ها میتوان قدرت مقطع جفت را در دو جهت مساوی کرد.

برای بادبندها هم نیازی به فشرده بودن مقاطع نیست که برای این منظور، استفاده از قابلیت Auto Select در Etabs برای طراحی بادبند ها لازم نیست و این اجزاء در سازه با معرفی و تغییر مقطع کنترل میگردند.

افزایش تنش مجاز در آیین نامه ها:

در صورت استفاده از آیین نامه UBC برای طراحی سازه فلزی بجهت احتمال کم وقوع بار زلزله در حالت وجود بار زنده یا باد میتوان تنش مجاز را 33% افزایش داد یا باید ضرایب 0.75 در ترکیبات بار شامل بار زلزله اعمال شود. با تعریف UBC، برنامه تنش مجاز را افزایش نمی دهد و مطابق توضیحات ذکر شده میبایست در ترکیب بارهایی که شامل نیروی زلزله میباشد همگی در 0.75 ضرب گردند.

چنانچه در ETABS از آیین نامه AISC استفاده شود، طبق تعریف در پیشفرض تنظیمات آیین نامه، هنگامی که به ترکیب بار دارای زلزله میرسد، افزایش تنش مجاز لحاظ میشود و لازم نیست که این ضریب در ترکیبات بار وارد شود. برنامه ضریب کاهش 0.75 بار را به صورت افزایش 1.33 تنش مجاز لحاظ خواهد کرد. البته توجه داشته باشید چنانچه بخواهید با نیرویی که از ETABS در این حالت برداشت میکنید طراحی را کنترل کنید، باید تنش مجاز را در 1.33 ضرب کرد.

کنترل ترکیبات بار پیوست 2-2800:

در طراحی ستون ها میبایست ترکیبات بار ویژه پیوست 2 آیین نامه 2800 نیز جداگانه بررسی شود. برای این منظور چنانچه از UBC برای طراحی سازه استفاده شود همانطور که در ادامه گفته خواهد شد امکان منظور نمودن این کنترل در خود Etabs وجود خواهد داشت، اما بدلیل اینکه مراجعی از قبیل نظام مهندسی ساختمان استان تهران استفاده از UBC را در طراحی سازه ها مجاز نمی داند و از لحاظ شباهت آیین نامه ای AISC نزدیک تر به آیین نامه ملی ما دیده شده است لذا میبایست پس از آنالیز و طراحی سازه با AISC خروجی مربوط به نیروی محوری ناشی از بار مرده، زنده و زلزله در ستون ها برداشت شود و با توجه به این نکته که در AISC تنش مجاز آیین نامه ای در 1.33 بطور پیش فرض ضرب گردیده لذا با ضرب مجموع

نیروی محوری در ضریب 1.33 این افزایش تنش مجاز خنثی شود و ضوابط مربوطه برای کنترل کشش و فشار برای ستون ها در نظر گرفته شود. نتایج مربوط به کنترل ستون ها طبق پیوست 2- 2800 برای ستون های کناری مهاربندها بحرانی تر خواهد بود.

تنظیمات لرزه ای ویژه پیوست 2-2800 در Etabs :

آیین نامه UBC مشابه آیین نامه AISC میباشد و تنها ترکیبات بار و ضوابط لرزه ای آن متفاوت است. ضوابط لرزه ای آیین نامه در پیوست دوم 2800 ایران مشابه ضوابط لرزه ای آیین نامه UBC میباشد. البته در ترکیبات بار اندکی در ضرایب تفاوت وجود دارد که در UBC در جهت اطمینان است برای در نظر گرفتن ضوابط لرزه ای پیوست 2 آیین نامه 2800 برای کنترل ستون ها میبایست از منوی **Define>Seismic Data>include Seismic Data** فعال گردد که در این منو چون گزینه های مرتبط همگی مربوط به آیین نامه UBC میباشد و جز ضریب امگا از بقیه در 2800 حرفی به میان نیامده بنابراین با مقادیر $R_h=1$, $DL\ factor=0$ آنها را خنثی مینماییم و مطابق مبحث 10 برای ضریب امگا مقدار 0.4 برابر ضریب رفتار سازه در همان جهت را منظور مینماییم.

پس از طراحی سازه با UBC چنانچه ترکیب بار ویژه حاکم شود در قسمت **Detail** جزئیات طراحی هر ستون عبارت

Special Combo درج میگردد که معمولاً برای ستون ها کنار بادبند ها این ترکیب بار بحرانی خواهد بود.

در سازه فلزی جهت طراحی نیازی به لحاظ اثر پی دلتا نیست اما در سازه های فاقد مهار جانبی برای کنترل جابجایی نسبی طبقات استفاده از پی دلتا توصیه میشود.

تنظیمات ترکیب دو سیستم سازه ای در Etabs :

برای تنظیم آیین نامه و پارامترهای آن با اجرای دستور **Option>Preferences>Steel Design** پس از انتخاب آیین نامه طراحی از کشوی **Frame Type** به جهت محدودیت برنامه برای سازه هایی که در دو طرف دارای دو سیستم متفاوت هستند به اشکالاتی بر میخوریم که برای دو حالت مهم و متداول در سازه ها نحوه برطرف نمودن مشکل مربوطه بیان شده است:

اگر در یک سمت قاب مهاربندی همگرا و در جهت عمود قاب مهاربندی واگرا داشته باشیم:

ابتدا کلیه تیر، ستون و بادبند های سازه از نوع **Braced Frame** تعریف کنید و هنگام طراحی تیر ها ، ستون ها و بادبند های واگرا از منوی **Design>SFD>View Overwrites** از نوع **EBF** در نظر گرفته شوند. لازم است ستون هایی که از یک طرف به بادبند واگرا و از طرف دیگر به بادبند همگرا وصل میشوند دو بار طراحی شوند. یکبار به صورت **Braced Frame** و بار دیگر **EBF**.

اگر در یک سمت قاب خمشی (یا هر نوع شکل پذیری) و در سمت دیگر سیستم مهاربندی داشته باشیم:

در این حالت میبایست جهت طراحی دقیق از همان ابتدا دو فایل ایجاد نمود. یکی از نوع قاب خمشی و دیگری از نوع قاب مهاربندی تعریف گردد. برای هریک از این دو فایل تیر ها و ستون ها همگی در جهت اطمینان برای هر دو سمت از نوع قاب خمشی تعریف گردد (چراکه سیستم مهاربندی برای تیرها و ستون ها دارای الزامات خاصی در آیین نامه نیست). برای بادبندها از منوی **Design>SFD>View Overwrites** نوع آنها انتخاب شود و در تنظیمات ویژه پیوست 2-2800 برای هر کدام از دو فایل ضریب رفتار سیستم مرتبط در نظر گرفته شود. با مقایسه نتایج دو فایل در نهایت تیر ستون و بادبند ها برای بهینه نمودن جواب کنترل میگردد.

تنظیم پارامتر های طراحی:

- با انتخاب تیر ها و اجرای دستور **Design>SFD>View Overwrites** گزینه **Unbraced Length**

Ratio(minor.LTB) بدلیل اینکه تیر های سقف توسط تیرچه ها و دال بتنی مهار میشوند و امکان کمناش جانبی پیشگی ندارند ، برابر مقداری کوچک (معمولاً 0.05 یا 0.01) در نظر گرفته شود. در واقع این ضریب به منزله فاصله بین تکیه گاه های جانبی بال فشاری تیر است. چنانچه از **AISC** برای طراحی سازه فلزی استفاده شود میبایست تیرها فشرده در نظر گرفته شود و مقدار تنش مجاز **Fb** تیرها از **0.6Fy** به مقدار **0.66 Fy** تغییر داده شود.

- با انتخاب ستون ها ضریب **Cm** ستون ها در جهت قاب خمشی طبق بند 10-1-6-1 مبحث 10 **Moment**

Coefficient(Cm Major) برابر 0.85 و در جهتی که ستون به بادبند در ارتباط است ضریب طول موثر ستون حول همان محور **Efficient Length Factor (K)** برابر 1 منظور گردد. (این ضریب برای ستون هایی که در قاب مهاربندی نیستند توسط برنامه محاسبه میگردد)

- با انتخاب بادبند ها برای بادبند های همگرا x برای کمناش درون صفحه که در **Etabs** بطور پیشفرض محوری که درون صفحه است محور اصلی تعریف میشود مقدار **Unbraced Length Ratio(Major)=0.5** و برای کمناش خارج از صفحه این مقدار **Unbraced Length Ratio(Minor)=0.67** تعریف میگردد. (این مقدار برای بادبند های واگرا پیش فرض 1 تعریف میشود .

- در Etabs تیر های I شکل یا ناودانی که دو انتهای آنها مفصلی باشد چنانچه درون سقف با مقطع Deck قرار گیرند بطور پیش فرض مرکب طراحی میشوند که در طراحی سازه یا سقف مرکب میبایست ابتدا این تیر ها را از حالت پیش فرض خارج کرده و پردازنده طراحی فولادی را برای آنها انتخاب کنیم. برای این منظور پس از انتخاب کلیه تیر های اصلی سازه دستور **Design>Overwrite Frame Design Procedure** را اجرا کرده و در جبهه ظاهر شده گزینه **Steel Frame Design** را انتخاب کنید تا نرم افزار تمام تیر ها را بصورت اعضای فولادی طراحی کند .

- طراحی اتصالات مفصلی و خمشی سازه فلزی برای برش و خمشی موجود میبایست ضوابط درج شده در مبحث 3-10 برای قاب خمشی معمولی، متوسط و ویژه را شامل شود. جهت طراحی اتصالات برشی (مفصلی) تیر ها به ستون ها میتوان نیروی برشی اتصالات را از خروجی مربوط **P-M Colors/Beam Shear Force** گرفته شود. برای قاب خمشی متوسط طبق بند 4-8-3-10 میبایست اتصال براساس ظرفیت خمشی پلاستیک $M=Zfy$ طراحی گردد که نتایج Etabs هم بر اساس همین لنگر پلاستیک است و میتوان از نتایج Etabs استفاده نمود

اتصالات وصله بادبند ها میبایست طبق بند 3-10-3-10 طراحی گردد. که میتوان در جهت اطمینان از خروجی Etabs در طراحی سازه با UBC استفاده نمود. برای طراحی اتصالات بادبند، نیروی محوری بادبند را میتوان از **P-M Colors Brace Axial Force** دریافت نمود.

نکاتی از طراحی فونداسیون

برای انتقال عکس العمل ها از Etabs به Safe میبایست با تعریف حالت بار Envelope و جمع تمام ترکیبات بار موجود با ضریب 1، پس از انجام عملیات طراحی سازه با اعمال گزینه Export Floor Loads and loads from above نتایج که شامل عکس العمل قائم و لنگرهای دو طرف (در صورت گیردار بودن تکیه گاه ها) به Safe منتقل نمود. لازم به ذکر است نتایج عکس العمل افقی برش در تکیه گاه به Safe انتقال نمیابد و میبایست با تمهیداتی این بار برای کنترل دستی فشار تماسی شالوده و خاک محاسبه گردد. مراحل تحلیل و طراحی پی شامل سه مرحله زیر میشود:

1- کنترل تنش زیر خاک:

فونداسیون با بارهایی که از Etabs به آن منتقل میشود برای تنش زیر خاک تحت ترکیبات بار بهره برداری میبایست کنترل گردد یعنی :

$$0.75(D+L+-Ex) , 0.75(D+L+-Ey)$$

چنانچه فونداسیون برای تحمل تنش زیر خاک جوابگو نبود میتواند با افزایش ضخامت پی و عرض نوار و یا در پی های گسترده با بکاربردن شمع های فشاری در محل ستون ها مشکل را برطرف نمود. لازم به ذکر است در Safe میتوان اثر شمع فشاری کم عمق را با افزودن فنرو تعریف سختی برای آن در محل ستون ها، مدل نمود. (البته طراحی و کنترل برش پانچ برای این شمع ها باید بصورت دستی انجام گیرد)

2- طراحی پی :

در این حالت ترکیبات بار پی بر طبق یکی از آیین نامه های ACI یا CSA وارد میشود. مقدار آرماتور سراسری در پی های نواری طبق بند 9-17-8-1 مبحث 9 برای میلگردهای آجدار S300 برابر 0.002، برای میلگردهای S400 برابر 0.0018 سطح مقطع پی و طبق بند 9-17-5 نسبت آرماتورهای کششی در بالا و پایین مقطع برابر 0.0025 سطح مقطع در نظر گرفته شود.

3- کنترل برش یکطرفه و دو طرفه (پانچ) :

برای کنترل برش یکطرفه در قسمت خروجی نتایج آنالیز Safe: File>Print Output میبایست مقادیر Integrated strip Moments and Shears را انتخاب و با انتخاب گزینه Envelope Only، تمام مقادیر حداکثر و حداقل (پوش) حاصل از برش یکطرفه را دریافت و با مقدار حداکثر آیین نامه ای مقایسه نمود. (در ارتباط با برش پانچ در جای دیگر مفصل صحبت شده است).

- معمولاً بتن پی به دلیل حجم زیاد آن کم عیارتر از بتن اسکلت سازه میباشد.

هر چه پی در عمق بیشتری در خاک اجراء شود مشخصات لایه های خاک بهتر شده و مقاومت خاک افزایش میابد.

ضریب عکس العمل خاک بستر معمولاً در حدود 1.2 برابر مقاومت مجاز خاک می باشد.

در سازه های بتنی برای در نظر گرفتن اثر ضخامت و سختی ایجاد شده در محل ستون؛ عناصر سطحی ستون با ضخامت 5 برابر ضخامت پی و وزن واحد صفر تعیین میشود. اما در سازه فلزی بدلیل کوچک بودن بعد ستون ها، عدم مدلسازی عناصر سطحی خطای بزرگی ایجاد نمیکند.

دال پی نواری و گسترده از نوع **Mat** تعریف میشود. برای در نظر گرفتن اثر تغییر شکل های برشی گزینه **Thick Plate** فعال میگردد.

Slab Property Data

Property Name: SLAB7D

Analysis Property Data:

- Modulus of elasticity: 250000
- Poisson's ratio: 0.2
- Unit Weight: 2.400E+03
- Type: Mat
- Thickness: 70

Design Property Data:

- X Cover Top (to Centroid): 5
- Y Cover Top (to Centroid): 5
- X Cover Bottom (to Centroid): 5
- Y Cover Bottom (to Centroid): 5
- Concrete Strength, f'_c : 21.0
- Reinforcing Yield stress, f_y : 3000
- ☐ No Design
- ☐ Lightweight

☒ Thick Plate ☐ Orthotropic

OK Cancel

دال عناصر سطحی از نوع **Col** تعریف گردد و عبارت **No Design** برای عدم طراحی محل عناصر سطحی ستون فعال گردد تا **Safe** میلگردهای لبه ستونها را طراحی کند.

قبل از انجام طراحی باید نوارهای طراحی برای دو سمت ترسیم گردد. لازم به ذکر است برای طراحی نوارهای مایل که **Safe** امکان طراحی آن برایش میسر نیست دو نوار افقی و قائم که در واقع یکیست از منتهی الیه سمت راست نوار به منتهی الیه سمت چپ نوار در بالا رسم گردد و نتایج به صورت جزر مجموع مربعات مربوط به ایندو نوار برای نوار مایل منظور گردد. البته در **Safe 12** امکان طراحی پی در نوارهای مورب نیز بوجود آمده است.

برنامه **Safe** از یک تحلیل غیر خطی برای حذف کشش خاک در ترکیبات بار استفاده میکند. با کاهش حداکثر بعد شبکه بندی دقت تحلیل بیشتر میشود. توصیه میشود این مقدار بین 25 تا 50 سانتی متر تعریف گردد:

$$\text{Maximum Mesh Dimension} = 0.25 - 0.5 \text{ m}$$

نکاتی از کنترل برش پانچ کف ستون سازه فلزی در Safe

Safe برای هر ستون تمامی حالت های بحرانی (گوشه ای ، داخلی و لبه ای) را کنترل میکند و امکان دارد نوع برش منگنه ای بحرانی با وضعیت قرار گیری ستون سازگار نباشد که این امکان بحرانی شدن برای ستون های گوشه ای و لبه ای بیشتر وجود دارد چراکه برای ستون های میانی در همه حالت Safe وضعیت میانی را بحرانی تشخیص میدهد.

برای موقعیت کف ستون های ستون های کناری و گوشه ای دو حالت ممکن است رخ دهد:

1- اطراف ساختمان باز بوده و محدودیتی از لحاظ همسایه مجاور وجود نداشته باشد:

در این حالت در ستون های کناری امکان برون زدگی پی وجود دارد و عملاً ستون همچون ستون میانه میباشد. اما Safe همانطور که گفته شد نوع برش منگنه ای بحرانی ستون های کناری را ممکن است در بحرانی ترین حالت همچنان بصورت گوشه ای و لبه ای تشخیص دهد درحالیکه اینطور نیست.

برای اطلاع از این موضوع به خروجی **Design>Show Design Table>Punching Shear** مراجعه کنید. و در ستون انتهایی Loc موقعیت ستونی که Safe برای آن بحرانی ترین حالت را منظور و کنترل برش پانچ را انجام داده را مشاهده کنید.

Point ID	X	Y	Ratio	Comba	Vmax	Vcap	V	MX	MY	Depth	estimate	Loc
20	560	475	4.516492	DOON2	6.747630	3.0643	73245	9905	52111	65	400	Interior
23	860	475	4.492897	DOON2	6.438957	3.0643	65607	9903	26173	65	400	Interior
7	1380	0	1.665388	DOON2	21.7572	3.0643	1466.7	183768	3235.2	65	133.994	Corner
1	0	0	1.777886	DOON2	23.22692	3.0643	40634	391750	0571	65	133.994	Corner
66	1380	1525	1.396185	DOON2	19.10934	3.0643	6316.3	23689	3520.2	65	133.994	Corner
65	860	1525	1.154441	DOON2	15.08202	3.0643	40634	322790	2132.1	65	133.994	Edge
62	560	1525	1.1854	DOON2	15.48648	3.0643	44472	35243	3746.1	65	133.994	Edge
61	0	1525	1.455964	DOON2	19.02922	3.0643	10271	148757	36360	65	133.994	Corner

توجه: اگر در ستون **Ratio** نسبت تنش کلیه ستون ها از 1 کمتر باشد دیگر نیازی به کنترل دستی ستون های میانی، گوشه و لبه نمی باشد (چراکه این مقدار در حالت بحرانی اتفاق افتاده و طبیعتاً با تغییر موقعیت گوشه یا لبه به میانی مقوار نسبت تنش از مقدار آورده کمتر خواهد بود)

2- اما اگر اطراف ساختمان بسته بوده و از لحاظ همسایه مجاور محدودیت وجود داشته باشد:

در این حالت اختلافی مابین محیط برش پانچ محاسبات در Safe با محیط واقعی ناشی از خروج از مرکزیت ستون ها بوجود می آید. نرم افزار همواره مرکز کف ستون را برای هر نوع ستون بطور کلی در مرکز صفحه زیر ستون تشخیص میدهد که این برای ستون های گوشه و لبه ، کار محاسبات Safe را دچار مشکل میسازد که در نتیجه آن محیط برش پانچ محاسباتی در

Safe بزرگتر از محیط واقعی آن در نظر گرفته میشود که بر خلاف جهت اطمینان میباشد و منجر میشود برش دو طرفه

محاسباتی در Safe کمتر از حالت واقعی تعیین شود .

برای حل این مشکل میبایست ابعاد صفحه کف ستون (تعریفی به عنوان صفحه اعمال بار برای گره های ستون ها در پی) را کمی بزرگتر از میزان ابعاد اصلی آن در نظر گرفت که این مقدار از روابطی بدست می آید اما برای توضیح عملی این قسمت را با مثالی همراه میکنم:

چنانچه فرض شود برای ستون های یک سازه در محل پی مساحت اعمال بار 40 در 40 سانتی متری تعریف شده باشد و ستون های کناری سازه شرایط حالت دوم ذکر شده را دارا باشند در اینصورت برای مطابق سازی نتایج Safe با مقدار واقعی کفایت ستون های کناری سمت راست و چپ سازه ابعادشان 50 در 40 (50 در جهت طولی) و ستون های سمت بالا و پایین 40 در 50 (40 در راستای عرضی) اصلاح شود. با انجام این تغییرات متوجه میشوید مرکز هندسی کف ستون به سمت مرکز ستون کناری تمایل میابد و نتایج Safe در کنترل نتایج برش پانچ قابل بررسی میباشد.

لزوم تعریف اندازه مساحت برش منگنه ای :

برنامه Safe برش منگنه ای را در صورت معرفی اندازه مساحت برش منگنه ای محاسبه میکند. در سازه بتنی اندازه ستون های طبقه اول به عنوان ابعاد کنترل برش منگنه ای در نظر گرفته میشود. اما در سازه های فولادی میبایست اندازه کف ستون را بطور دستی وارد کنیم. که برای این منظور با انتخاب کلیه گره های دال پی از منوی Assign>Point Load کفایت فقط برای یک حالت بار مثلاً Dead اندازه Size of Load را وارد کنیم و گزینه Add to existing Loads را بزنیم. Safe برای همه نوع بار دیگر این سازه کف ستون را تخصیص میدهد. در انتها لازم به ذکر است برای کنترل برش پانچ در سازه های فلزی بهتر است کنترل بطور دستی طبق روابط آیین نامه ای انجام گیرد.

کنترل برش پانچ برای سازه های بتنی:

- برای ستون های بتنی نیز ممکن هست ، برای ستون های میانی Safe پس از آنالیز مربوط به کنترل برش پانچ ، ستون کناری داخلی را لبه ای یا گوشه ای معرفی کند (که علت آنهم همانطور که گفته شد Safe برای بحرانی ترین حالت طول محیط پانچ را در نظر مرگیرد که ممکن است داخلی را کناری تشخیص دهد البته اگر حتی در این حالت بحرانی نسبت تنش از 1 کمتر شد میتوان مطمئن بود که در حالت داخلی نسبت تنش از این مقدار کمتر خواهد شد) و برای تغییر در مشخصات و انطباق نتایج با حالت درونی همانند توضیحات بالا عمل شود.

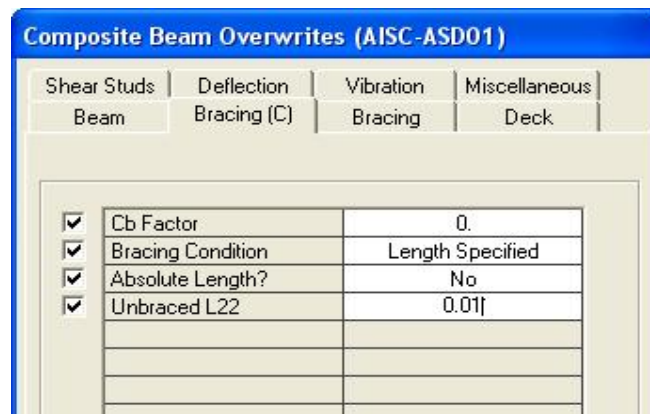
نکاتی از طراحی تیرهای کامپوزیت در Etabs

برای طراحی سقف هایی که بدون شمع بندی اجرا میشوند باید دو مرحله طراحی انجام داد. یک مرحله در زمان ساخت که بتن هنوز تر است و عملکرد مرکب بین بتن و تیرچه های فولادی وجود ندارد. در این حالت تیر فولادی باید بتواند وزن خود، بتن تر و قالب بندی را تحمل نماید. این مقدار را به عنوان بار مرده **Dead** اختصاص میدهیم. بار اسکلت سازه هم به عنوان بار **Dead** تعریف میگردد.

اما پس از گرفتن بتن و عملکرد مرکب بین بتن و تیرچه های فولادی، تیر مرکب باید بتواند با عملکرد مرکب کل وزن بار مرده و زنده را تحمل کند. که بارهای پس از گرفتن بتن را (بار مرده سطحی و تیغه ها) بار **Supper Dead** اختصاص میدهیم. مطابق آیین نامه در طراحی تیرهای مرکب در زمان ساخت 20% بار زنده نیز میبایست در نظر گرفته شود که Etabs برای بارهای حین ساخت 0.2 بار زنده را به بار مرده حین ساخت اضافه میکند.

قبل از انجام طراحی باید تنظیمات مربوطه در منوی **Design>Composite Beam Design>view Overwrites** انجام گیرد. چنانچه طراحی بدون شمع بندی انجام گیرد داریم:

در برگه **bracing** که برای تعیین فاصله تکیه گاه های جانبی در حالت پس از ساخت است برای **Unbraced L22** مقدار کوچک 0.01 به معنای مهار کامل جانبی وارد نمایید.



در برگه **Bracing C** که برای تعیین فاصله تکیه گاه های جانبی در حالت حین ساخت است برای این مقدار عدد 0.2 وارد شود یعنی در زمان ساخت تیر در فواصل 0.2 دهانه تیر توسط قالب مدفون مهار شده است.

- در Etabs تیرهای I شکل یا ناودانی که دو انتهای آنها مفصلی باشد چنانچه درون سقف با مقطع **Deck** قرار گیرند بطور پیش فرض مرکب طراحی میشوند که در طراحی سازه یا سقف مرکب میبایست ابتدا این تیرها را از حالت پیش فرض خارج کرده و پردازنده طراحی فولادی را برای آنها انتخاب کنیم. برای این منظور پس از انتخاب کلیه تیرهای اصلی سازه دستور

Design>Overwrite Frame Design Procedure را اجرا کرده و در جبهه ظاهر شده گزینه Steel Frame Design را

انتخاب کنید تا نرم افزار تمام تیر ها را بصورت اعضای فولادی طراحی کند .

- برنامه تنها مقاطع I و ناودانی شکلی را بصورت مرکب طراحی میکند که برای آنها ارتفاع ، ضخامت و دیگر مشخصات وارد

شده باشد و به هیچ وجه مقاطع عمومی یا مقطعی که در Section Builder ساخته میشوند را طراحی نمیکند

طراحی تیرهای کامپوزیت بر مبنای بند 10-2-7-2-1-10 مبحث 10 میباشد. همچنین برشگیر ها که از گلمیخ یا ناودانی 6 یا 8

میباشد میبایست طبق بند 10-2-7-2-1-10 طراحی گردد و مقادیر نیروی برشی مجاز q برای برشگیر ها طبق جدول 10-1-2-

1 تعیین گردد.

<http://sazeh808.blogfa.com/post-79.aspx>

بررسی انواع تحلیل های استاتیکی و دینامیکی

استاتیکی - استاتیکی خطی:

مبتنی بر اثر مد اول زلزله (بطور مثلث معکوس، و اثر سایر مدها در حالت پیش آمدگی های زیاد با اثر نیروی شلاقی در بام)

استاتیکی غیر خطی در مصالح (پوش اوور)

مبتنی بر رابطه غیر خطی تنش کرنش در مصالح اعضا میباشد. هدف از تحلیل غیر خطی تعیین منحنی جابجایی نقطه

بالایی سقف در برابر برش پایه ای که بتدریج افزایش میابد تا جایی که رفتار مصالح وارد فاز غیر خطی و در نهایت منجر به

ریزش سازه شود.

تحلیل استاتیکی غیر خطی هندسی پی دلتا (تحلیل غیر خطی برای سازه های بتنی)

برای در نظر گرفتن اثر لنگر های تشدید شونده همانطور که در آیین نامه 2800 و آبا آمده، برای سازه های بتنی (مبتنی بر

حالت حدی) ملزم به استفاده از اثر ثانویه تغییر شکل هستیم که برای اینکار دو راه وجود دارد یکی اینکه از طریق دستی

پارامتر پیش فرض مربوطه به آیین نامه را مربوط به ضریب افزایش لنگر را در نرم افزار (که در ACI این عدد پیش فرض 1

هست) را تغییر دهیم اما راه دوم استفاده از آنالیز پی دلتا میباشد که با این توضیحات در صورتیکه از ACI استفاده کنیم

این تغییر یا استفاده از پی دلتا ضروری میرسد در تحلیل سازه هایی که بر اساس روش تنش مجاز آیین نامه طراحی می شوند

نیازی به ضریب افزایش لنگر یا تحلیل پی دلتا نیست و تنها یک تحلیل استاتیکی عادی برای هم بار ثقلی و هم بار جانبی

انجام میگردد

دینامیکی - دینامیکی طیفی:

در این حالت همه مدهای سازه با هم اثر داده میشود در واقع این روش مبتنی بر اصل بر هم نهی آثار مدها استوار است بنابراین تنها برای سیستم های خطی قابل استفاده میباشد.

دینامیکی تاریخچه زمانی:

تحلیل تاریخچه زمانی هم بطور خطی و هم غیر خطی میتواند انجام شود، در صورتیکه تحلیل تاریخچه زمانی بروش مودال باشد تنها روش خطی آن قابل قبول است. تحلیل تاریخچه زمانی تنها جهت کنترل های اضافی برای سازه مورد استفاده قرار میگیرد و به عنوان مبنایی برای طراحی سازه مورد استفاده قرار نمی گیرد. در این تحلیل تمام پاسخ های سازه (نیرو، تغییر شکل، برش و...) به صورت توابعی از زمان بدست خواهند آمد.

<http://sazeh808.blogfa.com/post-78.aspx>

نکاتی از تحلیل دینامیکی طیفی

معمولا در تحلیل دینامیکی طیفی، برش پایه دینامیکی از استاتیکی کمتر می شود. بنابر آیین نامه 2800 استفاده از برش پایه دینامیکی کمتر از برش پایه استاتیکی غیر مجاز است و باید برش پایه دینامیکی به برش پایه استاتیکی برسد. برای این منظور کفایت طیف طراحی را در نسبت برش پایه استاتیکی به دینامیکی ضرب کنیم. برای ساختمان های منظم آیین نامه اجازه میدهد طیف طراحی (ضریب شتاب $AI \cdot g / R$) در 0.9 نسبت برش پایه استاتیکی به دینامیکی ضرب شود. و آمده چنانچه برش پایه دینامیکی از 0.9 برش پایه استاتیکی بیشتر باشد می توان برش پایه دینامیکی را به نسبت استاتیکی کاهش داد. سه شرط در تحلیل طیفی باید در تعیین مدها دخالت داده شود:

استفاده از حداقل 3 مود

تا زمان تناوب 0.4 ثانیه برای آخرین مد در نظر گرفت شود

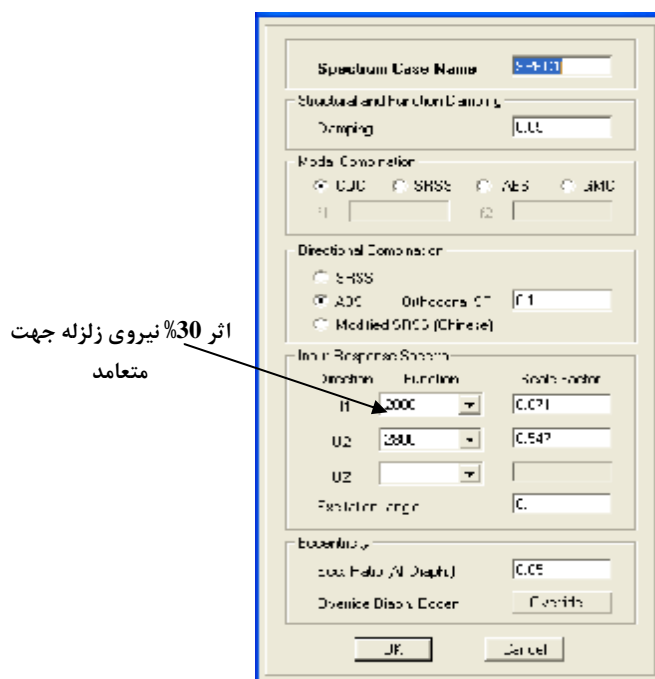
تا ضریب جذب جرم 90%

- بر طبق آیین نامه 2800 میبایست 3 برابر تعداد طبقات سازه به عنوان تعداد مود های بکار رفته برای محاسبات آنالیز

دینامیکی طیفی تعریف شود (که البته از این تعداد بیشتر هم مجاز هستیم)

- آخرین مد میبایست دارای پریود دینامیکی کمتر از 0.4 ثانیه باشد

- ضریب جذب جرم در آخرین مد (مجموع ضرایب مشارکت جرمی مدها) میبایست از 90% بیشتر نشود. اگر ضریب تجمعی جرم در مد انتهایی از 90% کمتر بود باید تعداد مد ها را افزایش دهیم و از نوع آنالیز انجام گیرد.
- چنانچه سقف از نوع دیافراگم صلب تعریف شود، هر طبقه تنها دارای سه درجه آزادی جرمی خواهد شد. بنابراین تعداد درجات آزادی سازه برابر 3 برابر تعداد طبقات خواهد بود.
- مدی که دارای بیشترین ضریب مشارکت جرمی است باید دارای زمان تناوب کوچکتر از زمان تناوب بکاربرده شده برای نیروهای جانبی زلزله باشد (همان 1.25 زمان تناوب تجربی)
- باید پریود مدهای غالب (یعنی مدهایی که دارای بیشترین U_x یا U_y میباشند) از 1.25 زمان تناوب تجربی (زمان تناوبی که بر حسب آن آنالیز انجام گرفته) بیشتر شود. که اگر برای یکی از مدها این اتفاق نیفتاد باید محاسبات نیروی زلزله در جهت مربوطه با پریود واقعی موجود تکرار شود که اگر این پریود به اندازه ای باشد که نیاز به تغییر در ضریب B شود باید طیف موجود را که بر حسب B قبلی بوده را اصلاح نمود.



- برای جمع آثار مدها از روش CQC استفاده میکنیم و میرایی سازه ها معمولی 0.05 فرض میشود. دقت شود روش CQC همانند روش $SRSS$ میباشد منتها در جزر مجموع مربعات اثر میرایی را نیز لحاظ خواهد کرد. چنانچه میرایی صفر بود نتایج جمع آثار $SRSS$, CQC باهم برابر بودند.
- در روش طیفی نیازی به پیچش تصادفی مثبت و منفی نیست زیرا در تحلیل طیفی با توجه به مثبت بودن پاسخ ها نیازی به در نظر گرفتن پیچش تصادفی منفی نیست. گزینه **Directional Combination** مربوط به فعال کردن طیف دو جهت متعامد میباشد که برای سازه های نامنظم در پلان میتوان زلزله هر جهت را با 30% زلزله متعامد آن جمع کرد.
- بدلیل اینکه در تحلیل طیفی تمام نتایج مثبت هستند امکان استفاده از عکس العمل های تکیه گاهی برای طراحی پی وجود نداشته و باید از نتایج تحلیل استاتیکی معادل استفاده کنیم.

الگوریتم طراحی و کنترل جانبی نسبی سازه های بتنی مطابق 2800

فایل 1 - تعیین دوره تناوب اصلی سازه T:

تبصره 1 بند 2-3-6؛ زمان تناوب تئوری کوچکتر از 1.25 برابر زمان تناوب تجربی

تبصره 2 بند 2-3-6؛ ترک خوردگی تیر = 0.5 ستون و دیوار برشی = 1

فایل 2- کنترل جابجایی نسبی جانبی سازه Drift:

«نیازی به رعایت تبصره 1 بند 2-3-6 برای کنترل دررفت نیست.»

2- الف - کنترل دررفت برای زلزله طرح با لحاظ کردن اثر پی دلنا:

بند 2-5-6؛ ترک خوردگی تیر = 0.35 ستون = 0.7

دیوار برشی ترک خورده = 0.35 دیوار ترک نخورده = 0.7

$$T < 0.7 \quad \Rightarrow \quad R_{0.7 / 0.02} > \text{Drift}$$

2- ب - کنترل دررفت برای زلزله بهره برداری (سازه های با اهمیت زیاد و خیلی زیاد) که میتوان از اثر پی دلنا صرف نظر کرد:

بند 2-5-6؛ ترک خوردگی تیر = 0.5 ستون و دیوار برشی = 1

$$\text{Drift} > 0.005 - 0.008 \text{ ارتفاع طبقه}$$

فایل 3- طراحی سازه

با تعیین دوره تناوب اصلی سازه از فایل 1 و نیز تغییر در ضرایب ترک خوردگی مقاطع مطابق فایل 2 (بند 2-5-6) سازه

مورد نظر طراحی میگردد.

کلیه بند های ذکر شده مربوط به آیین نامه 2800 ویرایش سوم میباشد.

زلزله طرح و زلزله بهره برداری و کنترل های لازم

زلزله طرح ، زلزله ایست که احتمال وقوع آن و یا زلزله های بزرگتر از آن در 50 سال عمر مفید سازه کمتر از 10% باشد زلزله بهره برداری ، زلزله ایست که احتمال وقوع آن و یا زلزله های بزرگتر از آن در 50 سال عمر مفید سازه بیش از 99.5% باشد هدف از بیان زلزله بهره برداری در آیین نامه 2800 تنها برای کنترل بند 2-13 ، ویژه ساختمان های با اهمیت خیلی زیاد و زیاد است که تفاوت این دو در سطح عملکرد سازه میباشد. چراکه برای این ساختمان ها میبایست از سطح عملکرد بی وقفه سازه استفاده گردد تا در هنگام وقوع زلزله خللی در کاربری سازه بوجود نیاید . درحالت زلزله بهره برداری برای سازه های با اهمیت زیاد و خیلی زیاد ، افزایش ضرایب ترک خوردگی تیر ها از 0.35 به 0.5 ، ستون ها از 0.5 به 1 و دیوار برشی از 0.35 به 0.7 در حالت ترک نخورده و متعاقب آن کاهش دوره تناوب اصلی سازه، افزایش ضریب بازتاب و افزایش برش پایه سازه خواهیم داشت .

در کنترل Drift سازه مطابق بند 2-5-5 میزان تغییر مکان مجاز سازه تا 0.008 ارتفاع طبقه افزایش می یابد که بیشتر از مقدار مجاز آیین نامه برای زلزله طرح در بند 2-5-4 مشاهده میشود.(این موضوع را میتوان با قرار دادن ضریب رفتار ها و مقایسه مقادیر $R0.7/0.25$ و 0.008 ملاحظه نمود) همچنین مطابق بند 2-13 کنترل های دیگری نیز برای سازه های فولادی و بتنی با اهمیت زیاد و خیلی زیاد در حالت زلزله سطح بهره برداری میبایست انجام گیرد.

آرماتور تقویتی ، حداقل و حداکثر در مقاطع تیر ستون

- مطابق بند 9-20-3-2-1 در تمامی مقاطع عضو خمشی نسبت آرماتورها هم در پایین و هم در بالا، نباید از $1.4/f_y$ کمتر و نسبت آرماتور کششی نباید از 0.025 بیشتر اختیار شود. حداقل دو میلگرد با قطر مساوی یا بزرگتر از 12 میلیمتر باید هم در پایین و هم در بالای مقطع در سراسر طول ادامه یابد.

- در ستون ها با معرفی آرایش و ابعاد میلگردها ظرفیت مقطع ستون کنترل می شود. اما در تیرها مساحت میلگرد طولی بالا و پایین مقطع محاسبه شده و از تفاوت میزان مساحت میلگرد های طرح شده در تیر با حداکثر میلگردهای مجاز استفاده در تیر ها، میزان آرماتور های تقویتی محاسبه خواهد شد.

ضوابط آیین نامه در مورد حداکثر درصد میلگرد در ستونهای قاب بتنی با شکل پذیری متوسط برابر 6% و حداقل میلگرد مقطع ستون بابر 1% میباشد. این مقدار طبق تبصره ب بند 18-4-2-1 آیین نامه مبحث 9 در نواحی وصله ها میبایست نصف درصد حداکثر میلگرد رعایت شود و چنانچه از آرماتور طولی نوع S400 استفاده شود نسبت آرماتور در خارج از محل وصله به 4.5% محدود میشود .

دو روش اجرایی برای تعیین تعداد و طول آرماتورهای طولی و تقویتی:

در روش اول به کمک خروجی های Etabs ، پس از نمایش خروجی مربوط به سطح مقطع آرماتورها در نرم افزار ، ابتدا طبق رابطه مندرج در آئین نامه بتن ایران سطح مقطع آرماتور خمشی حداقل برای تیر با ابعادی که در ابتدا تعریف کردیم تعیین می شود ($A_{smin}=1.4*b*d/f_y$) . عدد حاصله بر حسب میلیمتر مربع است . این عدد را بر سطح مقطع میلگردی که قصد داریم از اون به عنوان آرماتور سراسری استفاده کنیم تقسیم کرده و عدد حاصل را به بالا گرد می کنیم . (مثلاً آرماتور نمره 18 ، 20 یا 22) این تعداد آرماتور ، آرماتور سراسری میباشد که در تمام طول تیر قرار داده می شود . حال سطح مقطع این آرماتور سراسری را از مقدار سطح مقطع آرماتور ایستگاههای نشان داده شده روی تیرها کم می کنیم . عددی که حاصل میشود سطح مقطع آرماتور تقویتی در ایستگاه مورد نظر است که می توان بر حسب نمره آرماتور تقویتی مصرفی تعداد آنرا تعیین کرد . در ایستگاههایی که سطح مقطع آرماتور سراسری تیر از عدد ثبت شده در ایستگاههای روی تیر بیشتر است نیاز به تقویتی نیست و همان آرماتور سراسری کفایت می کند . در عمل سه ایستگاه داریم . دو سر تکیه گاه و وسط دهانه . معمولاً رایج است برای سهولت در اجرا در وسط دهانه آرماتور تقویتی نمی گذارند و تقویتی ها را در تکیه گاهها قرار می دهند . برای این کار شاید مجبور شویم سطح مقطع آرماتور سراسری را مقداری بیشتر از آرماتور حداقل بگیریم تا در وسط دهانه نیاز به تقویتی نباشد . اما برای تعیین طول تقویتی ها روش اصولی استخراج دیاگرام ممان تک تک تیرها از نرم افزار و تعیین طول تقویتی ها از روی آنهاست که جهت وقتگیر بودن در اجرا از روشهای ساده شده و اجرایی دیگری استفاده می شود که برگرفته از همان روشهای اصولی هستند و حجم محاسبات را کاهش داده و کار مهندس محاسب

را ساده می کنند. مثل شکلی که در صفحه 266 کتاب بتن مسلح طاحونی فصل پیوستگی و مهاري آمده است و یک طرح اجرایی برای تعیین طول تقویتی ها در تکیه گاه و وسط دهانه برای دهانه های میانی و کناری ارائه می دهد .

- اما در روشی دیگر پس از گرفتن خروجی طراحی از Etabs، طبق آیین نامه مبحث 9 در بند 9-20-3-1-2-3 باید به اندازه 1/5 میزان آرماتور طولی در برنامه در تکیه گاه قرار گیرد، این مقدار آرماتور طولی را به صورت سر تاسری بندازید. مثلاً اگر عدد گوشه ای 20 و عدد وسط 7 همون 7 سانتی متر مربع رو به تعداد آرماتور سر تاسری تبدیل میکنیم و بقیه رو تقویتی میندازیم. برای آرماتور های تقویتی میبایست به مقدار $L/3$ از هر طرف دهانه ادامه دهیم . قطع عملی به مقدار ارتفاع موثر مقطع و 12 برابر قطر آرماتوری که قطع میشود، بیشتر از قطع تئوری است.

نحوه تعیین نمره و تعداد و فواصل خاموتها در تیر به کمک خروجی نرم افزار :

معمولاً ضوابط خاموت گذاری در ناحیه ویژه در تیرها (2 برابر ارتفاع تیر h) باعث میشود که حداقل مقدار سطح مقطع مورد نیاز برای آرماتور برشی در تیرها از مقدار نتیجه داده شده در نرم افزار بیشتر شده که معمولاً از آرماتور 10 و توجه به حد اکثر فواصل الزام شده برای خاموت گذاری در ناحیه ویژه (حداکثر فاصله $h/4$) و ناحیه عادی (حداکثر فاصله $h/2$) در تیر خاموت گذاری انجام میگردد.

- تیرهایی که بصورت مفصلی مدل شده اند (اتصالات تیر به تیر) نیازی به رعایت ناحیه ویژه در خاموت گذاری نیست زیرا زلزله تاثیری نداشته و نیازی به رعایت ضوابط ویژه نیست و از خاموت گذاری یکنواخت بر مبنای برش حداکثر انتهای استفاده میکنیم.

- میلگردهای طولی تیر ها و ستون ها و میلگردهای پی از جنس AIII میاشد و میلگرد های عرضی AII و هر دو آجدار فرض میشود. (معمولاً میلگردهای طولی مرغوب تر از عرضی هستند). استفاده از میلگرد های AIII برای میلگرد عرضی به جهت سختی زیاد آن در نواحی خم میلگرد موجب ترک میگردد. میلگرد های طولی و عرضی دیوار برشی از جنس AII میباشد.

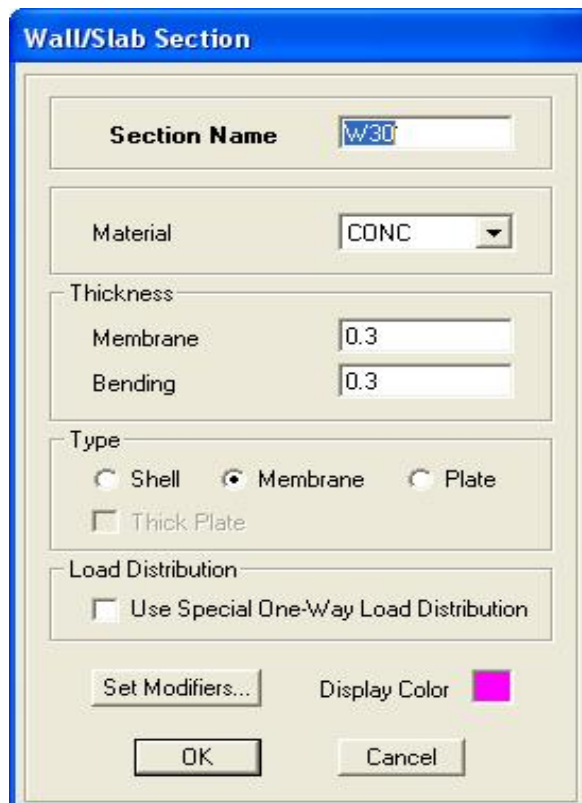
- برای میلگردهای اصلی تیرو و ستون ها پوشش میلگرد تا روی خاموت حداقل 3.5 سانت میباشد در حالیکه برای آرماتورهای اصلی پی این مقدار حداقل 5 سانت میباشد. پی ها با توجه به اینکه با خاک تماس دارند باید پوشش خالص بیشتری نسبت به تیر و ستون ها داشته باشند.

لازم به ذکر است در سازه بتنی بر خلاف سازه فولادی جهت انجام طراحی با درنظر گرفتن پی دلتا تغییراتی در پیش فرض آیین نامه ای نیاز نیست انجام گیرد.

توضیحاتی در تفاوت دو المان Shell و Membrane و نکات مش بندی

رفتار نوع المان **Shell** شامل سختی برشی و خمشی میباشد یعنی قادر به انتقال نیروی برشی و لنگر خمشی به اطراف خود میباشد، اما رفتار **Membrane** تنها شامل سختی برشیست که قادر به انتقال فقط نیروی برشی به تیرهای اطراف خود میباشد. برای تشخیص این موضوع میتوان به **Property** یک عضو با المان **Membrane** توجه کرد که در آن گزینه های **M11** , **M22** مربوط به لنگرهای خمشی خارج از محور غیر فعال میباشد.

معمولاً مقطع دیوار برشی از نوع صرفاً غشایی **Membrane** (با رفتار درون صفحه ای) معرفی میشود. دیوار برشی تنها بارهای درون صفحه خود را تحمل نموده و لنگر خارج از صفحه را تحمل نمی نماید. به عبارت دیگر دیوار در راستای طول خود عملکرد دارد و در راستای ضخامت عملکردی ندارد. با فرض این رفتار، هیچ لنگری در دیوار خارج از صفحه ای در امتداد دیوار ایجاد نمی شود، 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 می آیند. برای ورق های موجدار یا صفحات تقویت شده ممکن است این دو ضخامت متفاوت باشند.

چنانچه دیوار برشی از نوع Shell تعریف گردد :

چنانچه در دیوارهای برشی خمشی در دو صفحه وجود داشته باشد، میبایست سختی خمشی خارج از صفحه را نیز علاوه بر سختی برشی برای آن منظور نمود به این منظور برای معرفی دیوار برشی میبایست از المان Shell استفاده کرد. ضرایب ترک خوردگی در دیوار برشی میبایست در پارامترهای f11 , f22 (در داخل صفحه) و M11, M22 (در خارج از صفحه) در منوی Assign>Frame Line>Property Modifier اثر داده شود.

سایز مش بندی دیوار برشی:

- در صورت عدم تقسیم بندی دیوار برشی، ارتباط دیوار با پی تنها در دو نقطه انتهایی برقراری شود که منجر به انتقال کوپل نیروی بزرگ به پی میشود که صحیح نیست. 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 میدهیم تا طول تقسیمات طولی انجام شده حداکثر 0.5 متر شود. برای دیوار برشی بهتر است سایز مناسب برای مش بندی $\frac{1}{4}$ تا $\frac{1}{6}$ ارتفاع طولی دیوار برشی باشد. هرچه شبکه بندی ریز تر باشد دقت محاسبات بالا خواهد رفت. برای دیوارهای برشی غشایی که مقطع آنها از نوع غشایی باشد تقسیم بندی در راستای طولی کافیست اما برای دیوارهای برشی با مقطع پوسته ای Shell باید تقسیم بندی در راستای قائم نیز صورت گیرد که کمک میکند نیروی برشی همراه با لنگر خمشی بطور مناسب بین تیرهای پیرامون توزیع گردد.

نکات مش بندی فونداسیون و دال:

- در تعریف نوع المان در فونداسیون میبایست برای در نظر گرفتن هر دو نوع سختی خمشی و برشی از المان Shell استفاده کرد. برای دالها یا برای فونداسیون اندازه مناسب برای سایز مش بندی میتواند 0.1 ابعاد حداکثر 0.5 متر باشد. برای این منظور از منوی ...>Assign>Shell Area>Area object Mesh Option استفاده شود که در این قسمت میتوان از قابلیت Auto Mesh یا گزینه های دیگر استفاده کرد.

- اما در سقف ها میتوان از نوع المان Shell و Membrane استفاده کرد به این شرط که حتما پس از انتخاب المان Shell برای دال ها ، مش بندی مناسب هم انجام گیرد .

برای Deck سقف تیرچه بلوک یا دال بتنی میتوان از Membrane استفاده نمود که Etabs از این قسمت برای محاسبه وزن سقف و محاسبه مشخصات سختی غشایی درون صفحه ای برای دیافراگم های نیمه صلب استفاده میکند.

نکاتی از تحلیل پی دلتا

در سازه های بتنی که با نرم افزار Etabs تحلیل و طراحی میشوند حتما باید اثرات پی دلتا در نظر گرفته شود زیرا پیش فرض طراحی برنامه بر این مبنا استوار است برای انجام تحلیل پی دلتا دو روش در Etabs وجود دارد:

روش اول روش مبتنی بر جرم محاسبه شده و در روش دوم انجام تحلیل غیر خطی هندسی و ضرائب افزایش لنگر مورد تأیید قرار گرفته است. توصیه آیین نامه (ACI) اینست از روش دوم استفاده شود.

در روش مبتنی بر جرم محاسبه شده (که در پیوست 5-2800 به آن اشاره شده است) برنامه با بدست آوردن جابجایی نسبی طبقات، لنگر حاصل از بارهای ثقلی که در اثر تغییر مکان نسبی جانبی بوجود می آید تعیین میکند. که این لنگر باعث تشدید جابجایی های جانبی و دیگر پاسخ های سازه میشود. که در این حالت طبق توصیه 2800 مبنایست شاخص پایداری محاسبه شود که از مقدار حداکثر آن $1.25/R$ کمتر شود. چنانچه در یک سازه، این مقدار شاخص پایداری بیشتر شود مبنایست در طراحی آن تجدید نظر شود. همچنین اگر شاخص پایداری سازه از 0.1 کمتر باشد میتوان از اثرات پی دلتا صرفنظر کرد.

متاسفانه در صورت استفاده از روش مبتنی بر جرم امکان بزرگنمایی $0.7R$ در جابجایی ها بصورت مستقیم وجود ندارد و مبنایست از روشی غیر مستقیم و کمی سخت این تغییرات اعمال شود.

اما در روش دوم ماتریس سختی موسوم به ماتریس سختی هندسی در اثر فشار موجود در ستون ها مبتنی بر یک روند تکراری سعی و خطا کاهش یافته و لنگر حاصل از بار جانبی Ms بدست می آید. توصیه میشود در قاب خمشی و حتی با وجود دیوار برشی از این روش استفاده شود.

برنامه در یک روند تکراری برای همگرا کردن تغییر مکان های حاصل از بار جانبی، ماتریس سختی ستون های فشاری را اصلاح میکند (کاهش سختی). و در هر مرحله از تحلیل، همگرایی تحلیل را با کنترل جابجایی بررسی می کند. معمولا در سازه های عادی با تعدادی کمتر از 5 بار تکرار همگرا می شود. در برنامه Etabs الگوریتم های طراحی بر مبنای انجام تحلیل پی دلتا تهیه شده اند.

در آیین نامه ACI طبق بند 10.13.6 ترکیب بار ثقلی $1.4D+1.7L$ مبنایست استفاده شود. و لنگر حاصل از بارهای ثقلی Mb تعیین میگردد. ضمن اینکه اثرات ضریب ترک خوردگی و کاهش لنگر لختی نیز باید طبق آیین نامه لحاظ گردد.

علاوه بر بارهای جانبی بارهای ثقلی نیز روی تغییر شکل جانبی اثرات ثانویه ایجاد میکنند در حالیکه Etabs تحلیل پی دلتا برای بارهای ثقلی انجام نمیدهد، اما در عوض ضریب افزایش لنگر مربوط به بارهای ثقلی را محاسبه میکند. بنابراین میتوان لنگر نهایی حاصل از اثرات ثانویه تغییر شکل را اینطور بیان نمود:

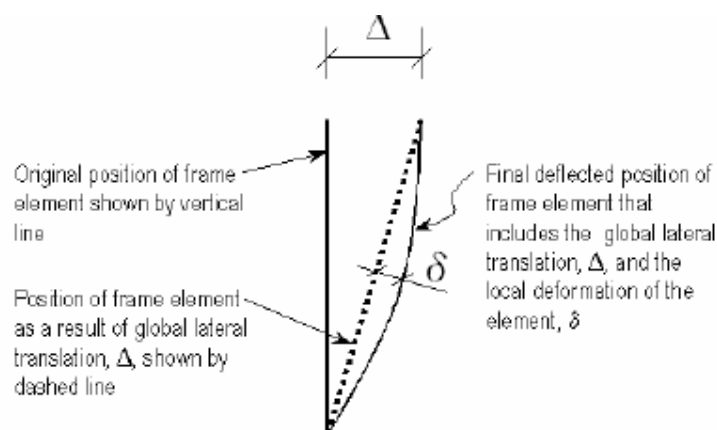


Figure A-1 The Total Second Order P-Delta Effects on a Frame Element Caused by Both Δ and δ

$M = M_b + M_s$ که در این رابطه ضریب افزایش لنگر بار جانبی 1 منظور میگردد تا توسط Etabs این اثر محاسبه و اثر داده شود.

- اثرات پی دلتا باعث افزایش لنگر واژگونی و کاهش ضریب اطمینان در برابر واژگونی می شود.
- از آنجا که طراحی سازه های بتنی در Etabs با این فرض که تحلیل پی دلتا صورت گرفته انجام میشود ، لذا هنگام طراحی سازه های بتنی با Etabs اجباری می باشد. مگر آنکه کاربر اثرات ثانویه نیروی محوری ستون ها را بروش دیگری مدنظر قرار دهد.

البته در این میان نظریات بسیار در ارتباط با تعریف ترکیب بار پی دلتا آمده برای مثال ترکیبات زیر که دومی در منوال Etabs به آن اشاره شده:

Load Combination : $1.2 D + L$

Load Combination : $1.2 D + 0.5 L$

ولی آنچه در 2800 برای ترکیب بار پی دلتا اشاره شده همان ترکیب بار حالت بهره برداری $D+L$ میباشد.
بنابراین با این توضیحات انتخاب ترکیب بار صحیح از میان مباحث مطرح شده پی دلتا به خواننده واگذار میشود!
- طبق بند 2-4-13 آیین نامه 2800 تغییر مکان نسبی طبقه تقسیم بر ارتفاع چنانچه بیش از $0.02/R$ باشد تحلیل پی دلتا اجباریست.
- در سازه های فولادی که با روش تنش مجاز تحلیل و طراحی میگردند نیازی به در نظر گرفتن اثر پی دلتا نیست. فقط لازم است در محاسبه کنترل جابجایی اثر پی دلتا را لحاظ کنیم که البته نتایج آن در این حالت چندان اختلافی با قبل ندارد. ترکیب بار پی دلتا برای کنترل جابجایی ها در سازه فولادی، همان ترکیب بار بهره برداری یعنی $D+L$ خواهد بود.

نکات طراحی دیوار حائل

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 میباشد وجود دیوار حائل برای نگهداری سازه در مقابل فشار خاک دورتادور ضروری میباشد بهتر است دیوار حائل دورتادور سازه اجرا گردد و معمولاً 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 Designer Section و کنترل کردن آن است اختصاص داد. Etabs 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 از روی 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 Etabs نیست که در اینجا همیشه 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 $Coefficient\ User < Ey - Ex < Cases\ Load$ 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.

ضریب اصلاح ممان اینرسی جهت تخصیص ترک خوردگی

مطابق بند 13-5-6 آیین نامه 2800 :

" در سازه های بتن مسلح در تعیین تغییر مکان جانبی نسبی طرح، ممان اینرسی مقطع ترک خورده قطعات را برای تیر ها I_g 0.35 و برای ستون ها I_g 0.7 و برای دیوار ها I_g 0.35 یا I_g 0.7، نسبت به میزان ترک خوردگی می توان منظور کرد برای زلزله بهره برداری مقادیر این ممان اینرسی ها را می توان تا 1.5 برابر افزایش داد و از اثر پی دلتا صرف نظر کرد"

که برای تیر ها این ضریب اصلاحی در عبارت $\text{Moment of Inertia 3 axes} = 0.35$ تاثیر داده میشود. و برای ستون ها مقادیر $\text{Moment of Inertia 3 axes}$ و $\text{Moment of Inertia 2 axes}$ برابر 0.7 تعریف میگردد. علت تعریف در دو جهت این است که ستون حول دو محور 2 و 3 ایجاد ممان اینرسی مقاوم میکند.

ضرایب ترک خوردگی در دیوار برشی:

در بند 2-5-6 آیین نامه 2800 آمده ضریب اصلاح ممان اینرسی برای دیوار ها 0.35 یا 0.7 نسبت به میزان ترک خوردگی منظور میگردد" اما ملاک تشخیص دیوار ترک خورده و ترک نخورده مطابق آیین نامه ACI کنترل تنش کششی دیوار به مرز $0.2 f_c$ میباشد .

بطور خلاصه هر اندازه رفتار دیوار به تیر نزدیک باشد (که این اندازه برای دیوار های با ارتفاع زیاد که رفتاری خمشی دارند اتفاق می افتد) ترک خوردگی دیوار حتمی بوده و همانند تیر ها باید 0.35 برای آن منظور شود اما چنانچه دیوار ها همانند ستون ها دارای رفتار غالباً فشاری باشند (دیوار های کم ارتفاع همانند دیوار حائل) ضریب ترک خوردگی لنگر لختی آن 0.7 منظور میگردد. به گفته دقیقتر طبق استدلال بیان شده توسط مهندس مقدس پور در تاپیک مشارکت جمعی در سایت ایران سازه:

"دیوار های کوتاه (از نظر ارتفاعی) عملکرد برشی دارند و دیوار های بلند عملکرد خمشی، در دیوار های با عملکرد برشی نحوه ایجاد ترک بصورت برشی یا 45 درجه می باشد که تاثیر چندانی در کاهش ممان اینرسی داخل صفحه دیوار ندارد ولی در دیوار های خمشی (بلند) رفتار دیوار همانند یک تیر کنسول قائم می باشد که ترک های خمشی در آن ایجاد می گردد. با توجه به توضیحات فوق، در صورتیکه دیوار های برشی کوتاه در سازه ای استفاده شود (مانند دیوار حائل - برشی پیرامونی در زیرزمین که معمولاً ارتفاع کمی دارند) دیوار ترک نخورده تلقی شده و ضریب 0.7 برای اصلاح سختی داخل صفحه آن استفاده می شود ولی دیوار های بلند (دارای دهانه کم و ارتفاع زیاد) ترک خورده محسوب شده و از ضریب 0.35 همانند تیر ها برای اصلاح سختی داخل صفحه آنها استفاده می شود."

در المان های پوسته ای تنش غشایی f_{22} عامل ایجاد لنگر و نیروی محوری در دیوار می باشد با کاهش سختی غشایی نظیر تنش فوق لنگر و نیروی محوری تحت تاثیر قرار می گیرد. تحت تاثیر قرار گرفتن نیروی محوری مطابق آیین نامه مورد نظر در

جهت اطمینان می باشد. در برنامه Etabs امکان کاهش مستقیم ممان اینرسی دیوار وجود ندارد به همین خاطر در جهت

اطمینان سختی غشایی f22 اصلاح میشود

بنابراین میبایست تنظیمات زیر برای ستون و پوسته دیوار برشی منظور گردد:

اگر دیوار برشی از نوع Membrane تعریف شود:

دیوار برشی Membrane تنها بارهای درون صفحه خود را تحمل نموده و لنگر خارج از صفحه را تحمل نمی نماید. به عبارت

دیگر دیوار در راستای طول خود عملکرد دارد و در راستای ضخامت عملکردی ندارد. با فرض این رفتار، هیچ لنگری در دیوار

خارج از صفحه ای در امتداد دیوار ایجاد نمی شود .

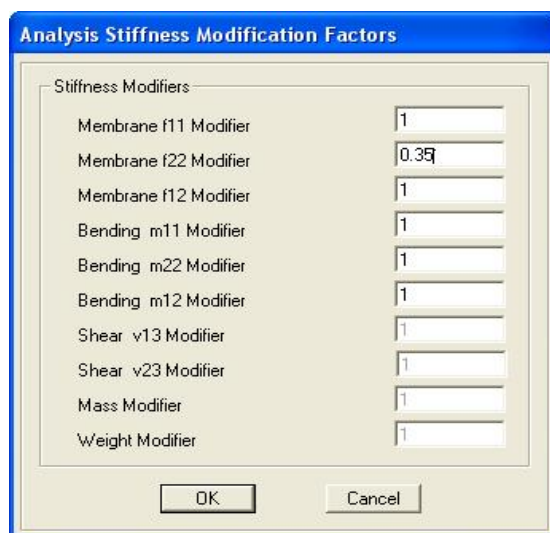
ترک خوردگی دیوار باید به ستون های اطراف و المان های پوسته ای اعمال شود زیرا لنگر لختی دیوار حاصل جمع لنگر

لختی ستون های انتهایی و المان های پوسته ای است. از آنجا که سختی دیوار در راستای طولی f22 میباشد و این سختی در

راستای دیوار تامین کننده سختی خمشی آن (مساحت و لنگر لختی دیوار) است .:

اعمال ضرایب ترک خوردگی پوسته Assign--Shell Area--Shell Stiffness Modifiers...

در دیوار ها ضریب ترک خوردگی باید به سختی غشایی f22 (بسته به ترک خوردگی با نخوردگی ستون)



اما چنانچه دیوار برشی از نوع Shell تعریف گردد :

چنانچه در دیوارهای برشی خمش در دو صفحه وجود داشته باشد، میبایست سختی خمشی خارج از صفحه را نیز علاوه

بر سختی برشی برای آن منظور نمود به این منظور برای معرفی دیوار برشی میبایست از المان Shell استفاده کرد. ضرایب

ترک خوردگی در دیوار برشی میبایست در پارامتر های f11 , f22 (در داخل صفحه) و M11 , M22 (خارج از صفحه) در

منوی Assign--Frame Line--Property Modifier اثر داده شود.

پس از انتخاب پوسته دیوار برشی در سازه ، دستور **Assign--Shell Area---Shell Stiffness Modifiers** را اجرا کرده و در جعبه ظاهر شده برای اصلاح سختی داخل صفحه دیوار، در مقابل عبارت **f11, f22 Modifiers** (بسته به ترک خوردگی با نخوردگی ستون)

در خصوص سختی خارج از صفحه دیوار به علت ضخامت کم دیوار نسبت به عرض آن، همواره بصورت یک عضو خمشی عمل کرده و می‌بایست از ضریب اصلاح **0.35** برای سختی خارج از صفحه دیوار استفاده شود. پس از انتخاب کلیه دیوار برشی در سازه ، دستور **Assign--Shell Area---Shell Stiffness Modifiers** را اجرا کرده و در جعبه ظاهر شده در مقابل عبارت **M11, M22 Modifiers** عدد **0.35** را وارد میکنیم

اعمال ضرایب ترک خوردگی ستون کناری :

Assign—Frame--Frame Property... اعمال ضرایب ترک خوردگی ستون کناری

تنظیم ضریب مساحت (Cross Section Area) و لنگر لختی **Moment of inertia 2 , 3 axis** (بسته به ترک خوردگی با نخوردگی ستون)

لازم به ذکر است علت اعمال ضریب ترک خوردگی حول محور 3 این است که در راستای 3 ستون ، قاب خمشی وجود دارد و همانند قاب خمشی میبایست ضریب ترک خوردگی آن همواره حول محور $3 = 0.7$ منظور گردد.

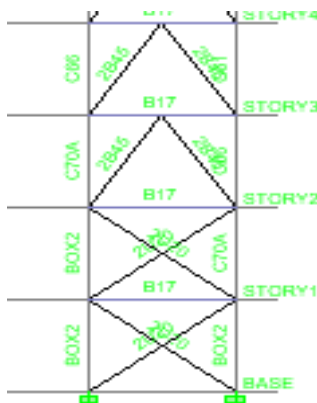
Analysis Property Modification Factors	
Property Modifiers	
Cross-section (axial) Area	0.7
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.7
Moment of Inertia about 3 axis	0.7
Mass	1
Weight	1
<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>	

ترکیب دو سیستم بادبندی در یک قاب در یک راستا و در ارتفاع

در بند 2-3-8-9 آیین نامه 2800 اشاره شده است که میتوانید از دو سیستم بادبندی در یک قاب در ارتفاع استفاده کنید به شرطیکه سیستم بادبندی با ضریب رفتار کوچکتر در پایین قرار داشته باشد یعنی بادبند های CBF هم محور در پایین و بادبند های EBF برون محور در طبقات بالاتر.

و برای قاب بادبندی هم در این راستا ضریب رفتار سیستم بادبندی کوچکتر منظور میگردد.

مطابق بند 10-3-11-15 مبحث دهم مقررات ملی ساختمان در ساختمان های بیش از 5 طبقه تنها در صورتی میتوان طبقه اول قاب با مهاربند و اگر ، بصورت همگرا مهاربندی گردد که ظرفیت ارتجاعی آن 50 درصد بزرگتر از ظرفیت تسلیم طبقه بالاتر از طبقه اول باشد



بطور کل به جهت متفاوت بودن رفتار شکل پذیری دو سیستم بادبندی همگرا و واگرا توصیه میشود از بکاربردن این دو سیستم با هم در یک قاب پرهیز شود.

توزیع بار جانبی قاب ها بروش استاتیکی معادل از روی سختی جانبی قاب ها

اگر بار جانبی را بروش استاتیکی معادل توزیع کنیم باید ابتدا مرکز جرم سازه را تعیین کرده سپس بار زلزله ای که ناشی از توزیع بر اساس سختی قاب ها و از روی برش پایه و میزان وزن در هر تراز میباشد به مرکز جرم سازه در هر تراز وارد کنیم. (این عملیات بصورت دستی میبایست محاسبه شوند). با تعیین مرکز سختی بروش ذکر شده در پست قبل و بروش دستی و یا از روی حداقل برون محوریت موجود یعنی 5% طول بعد سازه در هر امتداد میزان لنگر پیچشی را برای 4 حالت بار Epx- Epy-Enx-Eny همراه با بار جانبی بطور بارگرهی در مرکز جرم هر تراز وارد مینماییم.

اما اگر از امکان توزیع خودکار بار زلزله که در Etabs , Sap آمده استفاده کنیم (که در اینصورت لنگر پیچشی وارد بر مرکز جرم مجهول خواهد ماند چون برای لنگر پیچشی نیاز به تعیین نیروی زلزله وارد بر هر تراز خواهیم داشت اما طبق بند 3-3-10-4 آیین نامه 2800 میتونیم از لنگر پیچشی بهره‌ایم بشرطیکه برون مرکزی نیروی جانبی طبقه در طبقات بالاتر از هر طبقه کمتر از 5% بعد سازه در آن طبقه در امتداد عمود بر نیروی جانبی باشد) عبارت User Coficient در حالت تعریف بار زلزله را انتخاب نموده و در Modify Lateral Load آن ضریب C را مربوط به هر جهت با میزان برون محوریت (همان پیش فرض 0.05) و تغییر +و- به عنوان تعریف حالات بار EN یا EP وارد میکنیم. این حالات بار در توزیع بار زلزله و لنگر پیچشی مربوطه به هر تراز مورد استفاده قرار میگیرد. ضمن اینکه در ترکیبات بار میتوان با داشتن این حالات بار تنظیمات مربوط به در نظر گرفتن 100% بار در یک جهت و 30% در جهت مقابل را منظور میکنیم. البته طبق 2800 برای حالت بار جهت 30% نیازی به در نظر گرفتن اثر برون محوریت نیست برای مثال $Exn+0.3Ey$

طبق تبصره 1 بند 1-9-4 آیین نامه 2800 چنانچه ساختمان از 8 طبقه و یا ارتفاع آن از 30 متر کوچکتر باشد بجای توزیع بار بنسبت سختی عناصر باربر جانبی، میتوان قاب های مهاربندی را برای 100% بار زلزله و نیز با حذف مهاربند ها و اعمال 30% از بار زلزله کل ميباست قاب های خمشی موجود بتواند این 30% بار جانبی را تحمل نمایند. لازم به ذکر است در صورت انتخاب روش تحلیل دینامیکی طیفی نیز میبایست این ترکیب بار 100 و 30% در دو جهت عمود بر هم نیز لحاظ گردد یا اینکه در زوایای بحرانی بار زلزله عمود بر سازه برهم وارد آید. همچنین باید در همین دو امتداد نیز بار افقی به شالوده انتقال یابد.

تعیین مرکز جرم و مرکز سختی

برای تعیین مرکز جرم و روش دستی میبایست پس از بارگذاری و تعیین بارهای مرده و زنده طبق آیین نامه وزن کف طبقات را با ترکیب بار 20% بار زنده + تمام بار مرده بدست بیاورید (البته طبق جدول 7-1 مبحث 6 این درصد برای مراکز تجاری و پر ازدهام 40% بار زنده تعریف شده است) و سپس در جرم کل هر کف، مرکز جرم در هر تراز را با حساب این وزن+جرم دیوارهای داخلی و خارجی تعیین نمایید. که از مقایسه مرکز جرم میان طبقات و بام (که شاید اندک تفاوتی با هم داشته باشند) نهایتاً مختصات مرکز جرم سازه را بدست آورید. البته Etabs نیز قادر است نا پس از تنظیم ترکیبات بار مورد نظر در منوی Define/Mass Source پس از تحلیل سازه از روی خروجی آنالیز که در منوی Display/Set Output Table Mode.../Building Output در خروجی نتایج آنالیز مختصات مرکز جرم سازه مورد نظر را تعیین نمایید.

تعیین مرکز سختی:

سختی هر قاب خمشی با تعداد ستون های آن نسبت مستقیم دارد و قاب دارای دیوار برشی نیز سهم بسیاری در تحمل بار جنبی در همان راستای دیوار برشی خواهد داشت.

اما جهت تعیین سختی قابها به شکل جداگانه و دقیق تر، قاب ها هر یک بطور جداگانه در نرم افزار تحلیل می شود و با اعمال بار متمرکز مثلاً 100 تن به بالا ترین نقطه قاب (به هر کجا میتوان بار متمرکز را وارد نمود بشرطی که جابجایی همان نقطه خوانده شود) و با آنالیز قاب تغییر مکان آن نقطه را بدست می آوریم. سختی قاب عبارتست از:

$$U - \text{جابجایی نقطه اعمال بار} \quad K = P/U$$

چنانچه فاصله میان مرکز سختی و مرکز جرم در هر تراز از 5% بزرگترین طول در آن تراز بیشتر باشد طبق آیین نامه میبایست لنگر ناشی از این برون محوریت را در نیرویی که بطور مجزا از بار جانبی به هر قاب وارد می آید رادرنظر گرفت که با توجه به این مقدار لنگر برون محوریت مربوط به نیروی جانبی را برای هر قاب توزیع میکنیم. همچنین لنگر پیچشی ناشی از برون محوریت در هر تراز به مرکز جرم در آن تراز اعمال خواهد شد.

برای تعیین مرکز سختی از طریق نرم افزار می توانید پس از آنالیز سازه در نرم افزار Etabs از طریق Display>show tables>... در جدول نمایش داده شده Cm - center mass rigidity مرکز جرم و Cr مرکز سختی سازه را نشان میدهد. برای مشاهده سهم هر قاب از نیروی جانبی در Etabs میتوانید با انتخاب ستون های هر قاب و اجرای دستور Section Cut مقادیر برش جانبی توزیع شده در هر طبق را مشاهده نمایید.

نحوه بار گذاری و توزیع بار آسانسور در سازه

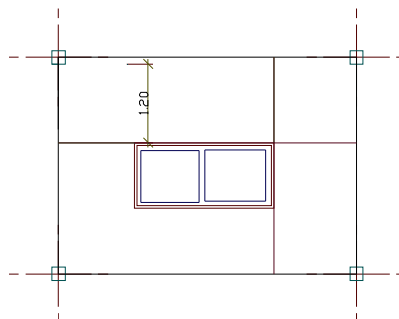
مقدار بار بستگی به نوع آسانسور انتخابی دارد. برای بدست آوردن وزن آسانسور با توجه به ظرفیت آن بایستی به جدول شماره 1 پیوست 2 مبحث پانزدهم مقررات ملی ساختمان (آسانسور ها و پله برقی) مراجعه بنمایید. بر اساس بندی در همین آیین نامه بایستی کلیه نیروی های وارده به سازه بر اثر آسانسور برای لحاظ نمودن ضربه های دینامیکی 100% افزایش یابد. البته این بار نسبت به بقیه بارهای وارد بر سازه زیاد نیست. میزان بار زنده برابر 400 و میزان بار مرده توسط مشخصات فنی شرکت سازنده مشخص همیشه که همیشه بصورت عمومی برای ساختمانهای 5 طبقه 800 تا 1000 کیلو در نظر گرفت و این بارها به نبشی ها و از اونجا به چاله آسانسور انتقال پیدا میکنند. و در نهایت بار آسانسور را باید تنها به صورت 4 بار متمرکز به ستون های دور باکس آسانسور (نبشی ها) در طبقه آخر (خرپشته) اعمال نمود. معمولاً بار آسانسور به میزان 1.5 تن و با اعمال ضریب ضربه 2 اعمال میگردد.

نحوه انتقال بار آسانسور:

در عمل نیروی آسانسور بین تیر هایی که در اطراف داکت قرار داده می شوند و شاستی آسانسور هم به این تیر ها متصل می گردد منتقل می گردد اما از لحاظ فنی در اطاقک آسانسور تکیه گاه هایی که در اطراف حفره آسانسور قرار دارند و نیروی وزن اطاقک به این تکیه گاه ها وارد می شود نیروی کلی را تحمل می نمایند آسانسورهای معمولی از چهار عدد نبشی برای دور باکس آسانسور استفاده میشود. این نبشی ها در تراز طبقات به تیرهای سقف مهار میگرددند.

اتصال آسانسور به سازه:

سازه آسانسور تنها از یک وجه به سازه اصلی متصل است. برای طراحی اتصالات آسانسور جدولی داریم که مثلاً میگوید ظرفیت آسانسور ما 6 یا 8 نفره هست از چه نبشی، از چه ریل راهنمایی، از چه براکتی و ... استفاده کنیم. در مورد نحوه اتصال: بصورت عمومی در ساختمانهای بتنی با قرار دادن plate توی تیر یا هر جایی که قابلیت اتصال دارد بوسیله شاخک هایی نبشی های آسانسور رو به اونجا جوش میکنند. نبشی فقط نقش ریل دارد و برابر نیست. سازه آسانسور به مهاربند نیاز ندارد یک دیافراگم داریم با باری محوری که توسط کابل تحمل میشود و به تیر های دور باکس واقع در خرپشته وارد منتقل میشود.



معمولا از مدل سازی اثر اسانسور در etabs صرف نظر میشود .چون سازه آسانسور کاملا جدا از سازه می باشد بهتر است فنداسیون آن نیز بصورت جداگانه طراحی شود. چاله آسانسور باید در تمامی موارد تعبیه گردد و در طراحی پی باید محل چاله آسانسور در نظر گرفته شود .

نحوه مدل کردن چاله آسانسور در SAFE :

چاله آسانسور در نرم افزار Safe تنها به صورت یک باز شو تعریف شده و با توجه به سادگی طراحی دستی ان امکان پذیر است. همچنین در پی های گسترده با تنظیمات در بخش Detailing می توان آرماتورهای گوشه های باز شو را مطابق ایین نامه بدست آورد .چون نرم افزار SAFE قادر به طراحی در حالتی که در پی اختلاف تراز وجود دارد، نیست و سطح را در یک تراز در نظر می گیرد...شاید بهترین راه طراحی دستی چاله آسانسور باشد، ولی چون چاله آسانسور ابعاد کوچکی دارد می توان عملکرد آن را با پی یکنواخت در نظر گرفت و پی را کلا در یک تراز طراحی کرد....اگر ابعاد چاله آسانسور بزرگ باشد به صورتی که عملکرد آن مجزا از پی باشد می توان چاله را به صورت یک پی مجزا در نرم افزار مدل و طراحی کرد

نحوه بارگذاری راه پله

راه پله ها میتوانند هم فلزی و هم بتنی و در دو نوع دو طرفه یا سه طرفه اجرا گردد. توزیع بار راه پله های بتنی و فولادی دو طرفه و سه طرفه همانند هم خواهد بود. و برای هر کدام طراحی شمشیری ها و تیر های پاگرد جداگانه پس از آنالیز سازه انجام میشود. پله فلزی به دو طریق متداول استفاده از طاق ضربی آجری و یا دال مرکب بتنی کامپوزیت میتوان اجرا نمود. دال پله مرکب همانند سقف طاق ضربیست با این تفاوت که بجای آجر از دال بتنی استفاده میشود. اتصالات تیرهای پله به سازه در همه حالات مفصلی بوده و پله ها تنها بار ثقلی را تحمل میکنند. بهتر است دال کف پاگرد نیم طبقه جزء دیافراگم صلب تراز طبقات منظور نگردد و از مدلسازی آن در Etabs پرهیز شود و تنها بارهای متمرکز یا گسترده انتقالی به تیرهای تراز طبقات و پاگرد نیم طبقه منتقل میگردد.

راه پله دو طرفه:

برای بارگذاری و توزیع بار حاصل از راه پله دو طرفه میبایست بار هر رمپ بصورت واحد سطح محاسبه و به تیر شمشیری کناری انتقال یابد. ولی چون این شمشیری را در Etabs مدل نمیکنیم بار خطی آنرا بصورت 4 بار مترکز به 4 گره انتهایی پانل مستطیلی یک طرف راهپله وارد می آوریم که در مجموع بار راه پله به 8 بار مترکز تقسیم شده و این 8 بار بطور نقطه ای 4 بار به تیر راهپله در تراز طبقه و 4 بار به تیر تراز نیم طبقه اعمال میگردد. در این حالت بدیهیست اندکی اضافه وزن به جهت اضافه نمودن بار پله به محل پاگرد نیم طبقه در محاسبات بوجود خواهد آمد که از آن میگذریم. ادامه مراحل طراحی شمشیری راه پله و تیر پاگرد از روی نتایج تحلیل و بصورت دستی انجام خواهد گرفت.

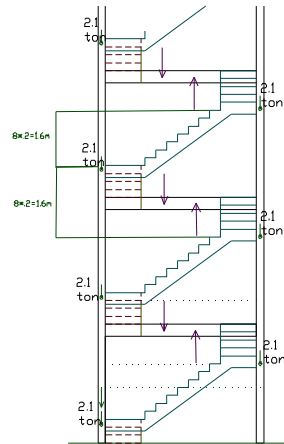
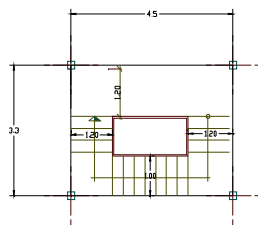
راه پله سه طرفه:

- برای سازه فولادی تیر های دو طرف به صورت دو تا شمشیری سرتاسری با حساب کف پاگرد اجرا میگردد و سپس شمشیری میانی از ناحیه وسط به این دو جوش میشود.

- برای سازه های بتنی بهتر است دیوار برشی (در جهتی که شمشیری دو تا پاگرد میبایست باشد) قرار گیرد تا با توجه به سختی زیاد دیوار برشی بار های متمرکز ناشی از دو تا دال پاگرد و نیز بار هایی که به شمشیری میانی وارد می آید توسط دیوار برشی تحمل گردد.

اما اگر هم برای تحلیل دستی و سپس طراحی دستی این شمشیری ها مشکل دارید میتوانید با استفاده از روشی که مفصل تر آن همراه با طراحی در پروژه فولاد بنده که در وبلاگ نیز موجود میباشد مراجعه کنید تا اطلاعات کافی دریافت نمایید.

برای بارگذاری راه پله های 3 طرفه میبایست بارهای متمرکز تکیه گاهی تیر شمشیری را در دو انتها محاسبه نمود برای این منظور اتصال دو انتهای تیر شمشیری به ستون را مفصلی میگیریم.



<http://www.sazeh808.blogfa.com/post-21.aspx>

ترکیبات بار طراحی سازه ها

طبق آیین نامه های ملی طراحی سازه فولادی به روش تنش مجاز و طراحی سازه های بتنی بر مبنای آیین نامه آبا به روش حدی (LRFD) میباشد. برای طراحی سازه بتنی در نرم افزار بروش ACI از روش مقاومت نهایی استفاده میشود. به جهت یکی شدن روش طراحی سازه بتنی و نیز شباهت بیشتر آیین نامه CSA کانادا از این آیین نامه در طراحی سازه بتنی با Etabs و Safe استفاده میکنیم به این منظور در طراحی سازه فلزی به بزرگترین لنگر یا برش از روی ترکیب بار ها برای طراحی تیر یا ستون فلزی نیاز داریم درحالیکه که برای طراحی دستی اعضای سازه بتنی به نتایج حاصل از پوش لنگر و برش تیر و ستون سازه بتنی نیازمندیم.

چنانچه در ETABS از آیین نامه AISC در طراحی سازه های فلزی استفاده شود. به صورت خودکار طبق تعریف در پیشفرض تنظیمات آیین نامه، افزایش تنش مجاز برای ترکیب بار دارای زلزله لحاظ میشود و لازم نیست که این ضریب در بارها وارد شود. توجه کنید چنانچه با نیرویی که از ETABS بدست می آید، بخواهید طراحی را کنترل کنید، باید تنش مجاز را در 1.33 ضرب کنیم.

در صورت استفاده از آیین نامه UBC برای طراحی سازه فلزی باید ضرایب 0.75 در ترکیبات بار شامل بار زلزله اعمال شود اما در آیین نامه AISC نیازی به این ضرایب نیست و برنامه ضریب کاهش 0.75 بار را به صورت افزایش 1.33 تنش مجاز لحاظ خواهد کرد.

آیین نامه UBC مشابه آیین نامه AISC میباشد و تنها ترکیبات بار و ضوابط لرزه ای آن متفاوت است. با تعریف آیین نامه UBC مطابق توضیحات ذکر شده میبایست در ترکیب بارهایی که شامل نیروی زلزله میباشند همگی در 0.75 ضرب گردند - ترکیب بار ها به ازای حالت بحرانی سازه با لحاظ همه "می توان" های آیین نامه ای و برای سازه نامنظم با در نظر گرفتن برون محوری تصادفی و نیز توزیع 100% و 30% نیروی زلزله در جهات عمود هم در نظر گرفته شده است و طبق 2800 حالت بار زلزله طرف 30% نیازی به در نظر گرفتن برون محوری برای آن نیست یعنی تنها E_x , E_y و نیز نیرو های زلزله میبایست در دوجبهت رفت و برگشت اعمال شوند.

قبل از شروع به طراحی سازه میبایست ابتدا ترکیبات بار پیشفرض برنامه از لیست ترکیب بارهای طراحی حذف گردد. همچنین چون Etabs با انتخاب حداکثر تعداد تکرار عملیات تحلیل و طراحی Maximum Auto Iteration در واقع به تعداد دفعات وارده در صورت انتخاب مقاطع انتخاب خودکار Auto Select، به تعداد دفعات عملیات تحلیل و طراحی را تکرار میکند تا مقاطع تحلیل و طراحی یکسان شود و Etabs با انتخاب مقاطع Auto Select و این گزینه در تنظیمات آیین نامه ای، با هر بار طراحی و تعویض مقاطع از لیست انتخاب خودکار، تحلیل و طراحی مجدد، ترکیبات بارهای خودکار را بطور خودکار به ترکیبات باری که بطور دستی تعریف نمودیم اضافه میکند، لذا میبایست از انتخاب مقاطع تیر ها و ستون ها برای طراحی در لیست انتخاب خودکار Auto Select صرفنظر شود تا انتخاب حداکثر تعداد تکرار عملیات تحلیل و طراحی بی تاثیر شود.

-مطابق توضیحات ذکر شده حالات بار حداکثر شامل D , L , E_x , E_y , E_z , E_{px} , E_{nx} , E_{py} , E_{ny} خواهد بود. البته چنانچه از بار زنده کاهش یافته استفاده کنیم حالت بار RL و نیز اگر سقف کامپوزیت تعریف گردد حالت بار SD یه مهنی بار مرده پس از ساخت نیز به حالات بار قبل اضافه میگردد -

بدیهیست چنانچه فاصله مرکز جرم و مرکز سختی $> 5\%$ بعد پلان و ارتفاع سازه > 18 متر (5 طبقه) منظم در پلان باشد نیاز به در نظر گرفتن حالات بار E_{px} , E_{nx} , E_{py} , E_{ny} نیست.

ترکیبات بار سازه فلزی طبق AISC:

Dead / Dead+Live

$D+L +Exp+0.3E_y$ / $D+L - Exp+0.3E_y$ / $D+L +E_{xn}+0.3E_y$ / $D+L - Exp+0.3E_y$

$D+L +Exp-0.3E_y$ / $D+L - Exp-0.3E_y$ / $D+L +E_{xn}-0.3E_y$ / $D+L - Exp-0.3E_y$

$D+L +E_{yp}+0.3E_x$ / $D+L -E_{yp}+0.3E_x$ / $D+L +Exp+0.3E_x$ / $D+L -E_{yp}+0.3E_x$

$D+L +E_{yp}-0.3E_x$ / $D+L -E_{yp}-0.3E_x$ / $D+L +Exp-0.3E_x$ / $D+L -E_{yp}-0.3E_x$

$D+Exp+0.3E_y$ / $D- Exp+0.3E_y$ / $D + E_{xn}+0.3E_y$ / $D - Exp+0.3E_y$

$D +Exp-0.3E_y$ / $D - Exp-0.3E_y$ / $D + E_{xn}-0.3E_y$ / $D - Exp-0.3E_y$

$$D + Eyp + 0.3Ex \quad / \quad D - Eyp + 0.3Ex \quad / \quad D + Exp + 0.3Ex \quad / \quad D - Eyp + 0.3Ex$$

$$DL + Eyp - 0.3Ex \quad / \quad D - Eyp - 0.3Ex \quad / \quad D + Exp - 0.3Ex \quad / \quad D - Eyp - 0.3Ex$$

ترکیبات بار وقتی بار قائم Ez

داریم منتها برای سادگی اینجا ترکیب بارهای مربوط به Epx, Enx, Epy, Eny نیامده :

$$D+L+EXP+0.3EY+0.3EZ \quad / \quad D+L-EXP+0.3EY+0.3EZ \quad / \quad D+L+EXP-0.3EY+0.3EZ$$

$$D+L-EXP-0.3EY+0.3EZ \quad / \quad D+L+EXN+0.3EY+0.3EZ \quad / \quad D+L-EXN+0.3EY+0.3EZ$$

$$D+L+EXN-0.3EY+0.3EZ \quad / \quad D+L-EXN-0.3EY+0.3EZ \quad / \quad D+L+EYP+0.3EX+0.3EZ$$

$$D+L-EYP+0.3EX+0.3EZ \quad / \quad D+L+EYP-0.3EX+0.3EZ \quad / \quad D+L-EYP-0.3EX+0.3EZ$$

$$D+L+EYN+0.3EX+0.3EZ \quad / \quad D+L-EYN+0.3EX+0.3EZ \quad / \quad D+L+EYN-0.3EX+0.3EZ$$

$$D+L-EYN-0.3EX+0.3EZ \quad / \quad D+EXP+0.3EY-0.3EZ \quad / \quad D-EXP+0.3EY-0.3EZ$$

$$D+EXP-0.3EY-0.3EZ \quad / \quad D-EXP-0.3EY-0.3EZ \quad / \quad D+EXN+0.3EY-0.3EZ$$

$$D-EXN+0.3EY-0.3EZ \quad / \quad D+EXN-0.3EY-0.3EZ \quad / \quad D-EXN-0.3EY-0.3EZ$$

$$D+EYP+0.3EX-0.3EZ \quad / \quad D-EYP+0.3EX-0.3EZ \quad / \quad D+EYP-0.3EX-0.3EZ$$

$$D-EYP-0.3EX-0.3EZ \quad / \quad D+EYN+0.3EX-0.3EZ \quad / \quad D-EYN+0.3EX-0.3EZ$$

$$D+EYN-0.3EX-0.3EZ \quad / \quad D-EYN-0.3EX-0.3EZ \quad / \quad D+L+0.3EX+0.3EY+EZ$$

$$D+L-0.3EX+0.3EY+EZ \quad / \quad D+L+0.3EX-0.3EY+EZ \quad / \quad D+L-0.3EX-0.3EY+EZ$$

$$D+0.3EX+0.3EY-EZ \quad / \quad D-0.3EX+0.3EY-EZ \quad / \quad D+0.3EX-0.3EY-EZ \quad / \quad D-0.3EX-0.3EY-EZ$$

ترکیبات بار بهره برداری (کنترل تنش زیر خاک، آپلیفت و حذف کشش)

$$D + L$$

$$0.75(D+L + Exp + 0.3Ey) \quad / \quad 0.75(D+L - Exp + 0.3Ey) \quad / \quad 0.75(D+L + Exn + 0.3Ey) \quad / \quad 0.75(D+L - Exp + 0.3Ey)$$

$$0.75(D+L + Exp - 0.3Ey) \quad / \quad 0.75(D+L - Exp - 0.3Ey) \quad / \quad 0.75(D+L + Exn - 0.3Ey) \quad / \quad 0.75(D+L - Exp - 0.3Ey)$$

$$0.75(D+L + Eyp + 0.3Ex) \quad / \quad 0.75(D+L - Eyp + 0.3Ex) \quad / \quad 0.75(D+L + Exp + 0.3Ex) \quad / \quad 0.75(D+L - Eyp + 0.3Ex)$$

$$0.75(D+L + Eyp - 0.3Ex) \quad / \quad 0.75(D+L - Eyp - 0.3Ex) \quad / \quad 0.75(D+L + Exp - 0.3Ex) \quad / \quad 0.75(D+L - Eyp - 0.3Ex)$$

ترکیبات بارگذاری بتن آیین نامه آبا

(روش ضرائب بار و مقاومت) با حساب برون محوریت :

$$1.25D \quad / \quad 1.25 D + 1.50 L$$

$$D + 1.2 L + 1.2 EXP \quad / \quad D + 1.2 L + 1.2 EXN \quad / \quad D + 1.2 L - 1.2 EXP$$

$$D + 1.2 L - 1.2 EXN \quad / \quad D + 1.2 L + 1.2 EYP \quad / \quad D + 1.2 L + 1.2 EYN$$

$$D + 1.2 L - 1.2 EYP \quad / \quad D + 1.2 L - 1.2 EYN \quad / \quad D0.85 + 1.2 EXP$$

$$D0.85 + 1.2 EXN \quad / \quad D0.85 - 1.2 EXP \quad / \quad D0.85 - 1.2 EXN$$

$$D0.85 + 1.2 EYP \quad / \quad D0.85 + 1.2 EYN \quad / \quad D0.85 - 1.2 EYP \quad / \quad D0.85 - 1.2 EYN$$

$$0.85 D + 1.2 (EXP + 0.3EY) \quad / \quad 0.85D + 1.2 (EXP - 0.3 EY)$$

$$0.85D - 1.2 (EXP + 0.3EY) \quad / \quad 0.85D - 1.2 (EXP - 0.3 EY)$$

$$D0.85 + 1.2 (EXN + 0.3EY) \quad / \quad D0.85 + 1.2 (EXN - 0.3EY)$$

$$D0.85 - 1.2 (EXN + 0.3EY) \quad / \quad D0.85 - 1.2 (EXN - 0.3EY)$$

$$D0.85 + 1.2 (EYP + 0.3EX) \quad / \quad D0.85 + 1.2 (EYP - 0.3EX)$$

$$D0.85 - 1.2 (EYP + 0.3EX) \quad / \quad D0.85 - 1.2 (EYP - 0.3EX)$$

$$D0.85 + 1.2 (EYN + 0.3EX) \quad / \quad D0.85 + 1.2 (EYN - 0.3EX)$$

$$D0.85 - 1.2 (EYN + 0.3EX) \quad / \quad D0.85 - 1.2 (EYN - 0.3EX)$$

$$D + 1.2 L + 1.2 (EXP + 0.3EY) \quad / \quad D + 1.2 L + 1.2 (EXP - 0.3 EY)$$

$$D + 1.2 L - 1.2 (EXP + 0.3EY) \quad / \quad D + 1.2 L - 1.2 (EXP - 0.3 EY)$$

$$D + 1.2 L + 1.2 (EXN + 0.3EY) \quad / \quad D + 1.2 L + 1.2 (EXN - 0.3EY)$$

$$D + 1.2 L - 1.2 (EXN + 0.3EY) \quad / \quad D + 1.2 L - 1.2 (EXN - 0.3EY)$$

$$D + 1.2 L + 1.2 (EYP + 0.3EX) \quad / \quad D + 1.2 L + 1.2 (EYP - 0.3EX)$$

$$D + 1.2 L - 1.2 (EYP + 0.3EX) \quad / \quad D + 1.2 L - 1.2 (EYP - 0.3EX)$$

$$D + 1.2 L + 1.2 (EYN + 0.3EX) \quad / \quad D + 1.2 L + 1.2 (EYN - 0.3EX)$$

$$D + 1.2 L - 1.2 (EYN + 0.3EX) \quad / \quad D + 1.2 L - 1.2 (EYN - 0.3EX)$$

ترکیب بار سازه بتنی بر مبنای CSA :

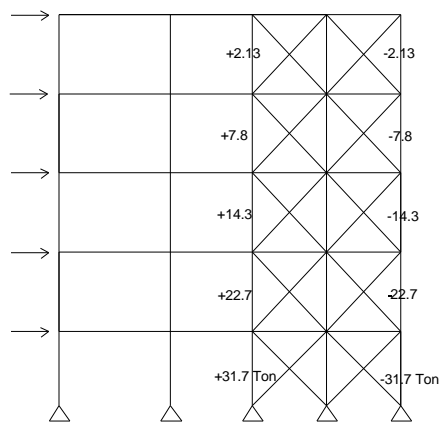
1.4 DL	(CSA 8.3.2, Table C.1, Case 1)
1.25 DL + 1.50 LL	(CSA 8.3.2, Table C.1, Case 2)
1.25 DL ± 1.40 WL	(CSA 8.3.2, Table C.1, Case 4)
0.90 DL ± 1.40 WL	(CSA 8.3.2, Table C.1, Case 4)
1.25 DL + 0.5 LL ± 1.40 WL	(CSA 8.3.2, Table C.1, Case 4)
1.00 DL ± 1.00 EL	(CSA 8.3.2, Table C.1, Case 5)
1.00 DL + 0.50 LL ± 1.00 EL	(CSA 8.3.2, Table C.1, Case 5)

تحلیل قاب های دارای مهاربند

مهاربند ها بر دو نوع اند: مهاربند های هم محور (ضربدری-مهاربند شکل 7 و 8) -مهاربند های غیر هم محور (زانویی و ...)

که رفتار مهاربند های هم محور صلب ولی رفتار مهاربندهای غیر هم محور انعطاف پذیر است که بنا بر آیین نامه استفاده همزمان از این دو نوع مهاربند برای تحمل بار جانبی در یک جهت ممنوع میباشد.

برای تحلیل بادبند برش طبقه بر تعداد اعضای قطری بادبندها تقسیم میگردد و به عنوان مولفه افقی یکی از قطری ها منظور میگردد. سپس در نسبت ارتفاع طبقه به دهانه ضرب میگردد تا مولفه قائم بدست آید.



برای طراحی بادبندها ترکیب باری که نیروی فشاری بیشتری ایجاد میکند بحرانی تر بوده و معمولاً کشش کنترل کننده نیست.

در طراحی بادبندها ضوابط ویژه آیین نامه 2800 و مبحث 10 در نظر گرفته شود از قبیل:

دقت شود فاصله بین لقمه ها طبق بند ب 10-1-5-4 بر اساس لاغری مجاز 123 کیلوگرم بر سانتی متر مربع برای پروفیل تک بادبند بدست می آید.

مهاربند های 7 و 8 باید برای 1.5 برابر نیروی زلزله طراحی گردند و تیر هایی که در دهانه این بادبندها قرار میگیرند باید بتوانند بدون حضور بادبندها بار ثقلی را تحمل نمایند بنابراین تیر های این بادبند ها باید پس از طراحی سازه قدری قویتر از قبل در نظر گرفته شوند.

بهتر است مهاربند ها در دهانه های میانی قاب قرار داده شوند تا به دلیل بیشتر بودن نیروی ثقلی در این ستون ها احتمال بلند شدگی این ستون ها کاهش یابد.

برای طراحی اعضای مهاربندی میبایست ضوابط ویژه بند 10-3-10-2 مبحث 10 منظور گردد و تنش مجاز در ضریب کاهش B ضرب گردد.

از تحلیل بادبند ها و تعیین سختی قاب دارای مهاربندی به نتایجی رسیده شد که عبارتند از :

- بکار بردن بادبندها میتواند تا 10 درصد بر سختی قاب بیافزاید و استفاده از بیش از یک ردیف بادبند هم می تواند به همین اندازه در بالا بردن سختی قابها مفید باشد.

- چنانچه قابی با مهاربند اجرا شود میبایست حتما اتصالات تیر به ستون آن از نوع مفصلی اجرا گردد تا لنگری از تیرها به ستون انتقال نیابد.

- در صورت استفاده از بادبند در قاب میبایست ستونهای طرفین بادبند برای تحمل لنگر ناشی از بارهای جانبی مقاوم طرح شوند

برای مشاهده نتایج حاصل از عکس العمل های تکیه گاهی در کف ستون ها و کنترل آپلیفت و بلند شدگی ستون ها میتوان نتایج **Support Reaction** حاصل را در خروجی نرم افزار تحت ترکیب بار **Envelope** برای حداکثر مقادیر مشاهده نمود که مقادیر **Fz** برای گره های کف ستون چنانچه منفی گردد به این معناست که در ستون نیروی آپلیفت بوجود آمده است. با کاهش فواصل دهانه های بادبندی و افزایش بکار گیری مهاربند و استفاده از سیستم های با ضریب رفتار بزرگتر (برای مثال استفاده از بادبندهای واگرا با $R=7$ بجای بادبندهای همگرا با $R=6$) در سازه میتوان مقدار بلندشدگی سازه را کاهش داد و ضریب اطمینان در مقابل واژگونی افزایش داد.

کنترل جابجایی نسبی طبقات

برای مشاهده جابجایی نسبی طبقات در برنامه Etabs میبایست پس از آنالیز سازه از منوی **Display -- Show Deformed Shape** را انتخاب نمایید و با انتخاب حالت بار های زلزله در جهات اصلی **EQx, EQy** و کلیک راست نمودن روی نقاط انتهایی طبقات مقادیر **Drift** طبقات را ملاحظه نمایید.

برای مشاهده و کنترل نتایج میبایست از منوی **Display --- Show Tables** گزینه **Displacements** را فعال نموده و سپس یکی از بارهای زلزله را انتخاب و در پنجره نمایش داده شده **Diaphragm CM Displacements** را فعال نمایید و جابجایی مرکز جرم را مشاهده نمایید.

توجه نمایید این مقادیر جابجایی کل میباشند و برای کنترل به جابجایی نسبی طبقات **Drift** نیازمندیم که با کم کردن جابجایی هر دو طبقه روی هم جابجایی نسبی همان طبق بدست می آید و در **0.7R** ضرب میکنیم تا جابجایی در حالت غیر ارتجاعی را بدست بیاوریم و از تقسیم آن بر ارتفاع طبقه و سپس مقایسه با مقادیر **0.025** (وقتی **T** از **0.7** ثانیه کمتر است) و **0.02** (وقتی **T** از **0.7** ثانیه بیشتر است) میتوان جابجایی نسبی مراکز جرم طبقات را کنترل نمایید.

برای ساختمان های با زمان تناوب کمتر از **0.7** ثانیه باید تغییر مکان محاسبه شده از نرم افزار در **0.7 R** ضرب شود و با مقدار مجاز که **0.02** یا **0.025** ارتفاع طبقه است مقایسه شود. البته باید تغییر مکان مرکز جرم طبقه را با مقدار مجاز مقایسه کنید . برای اینکه کلیه گره های هر تراز یک میزان تغییر مکان دهند میبایست پس از انتخاب جداگانه گره های هر تراز از منوی **Assign>joint/point/Rigid Diaphragm** را انتخاب نمایید.

با کاهش مرکز جرم و مرکز سختی، بزرگتر کردن مقاطع عناصر مقاوم در برابر زلزله، استفاده از سیستمهای سختتر (دیوار برشی یا بادبند) و ... میتواند تغییر مکان جانبی سازه را کاهش داد

نحوه محاسبه بار زلزله

برای تعیین نیروی زلزله دو روش متداول معادل استاتیکی و دینامیکی وجود دارد.

روش دینامیکی که برای ساختمان های بالای 50 متر میباشد خود دارای دو روش طیفی و تاریخچه زمانی میباشد که در روش طیفی با استفاده از طیف بازتاب زلزله و مشخصات زمین پرپود ها و فرکانس های لرزش هنگام زلزله تعیین می گردد و از روی آن شتاب مبناتعیین میگردد و بروش آنالیز ماتریسی سازه میتوان جابجایی ها و نیروی طبقه را تعیین نمود.

در روش استاتیکی معادل با محاسبه پرپود سازه برای سازه های فلزی با مهاربند یا با قاب خمشی در دوجت، بازتاب سازه تعیین می گردد. و با داشتن اطلاعاتی چون نوع خاک در محل و میزان اهمیت سازه، نوع سیستم و ضریب رفتار سیستم در هر جهت می توان شتاب مبنا و برش پایه را در دو جهت تعیین نمود و با داشتن وزن هر طبقه و تقسیم برش پایه به ازای وزن هر طبقه مقادیر نیروی زلزله را در هر جهت تعیین می کنیم.

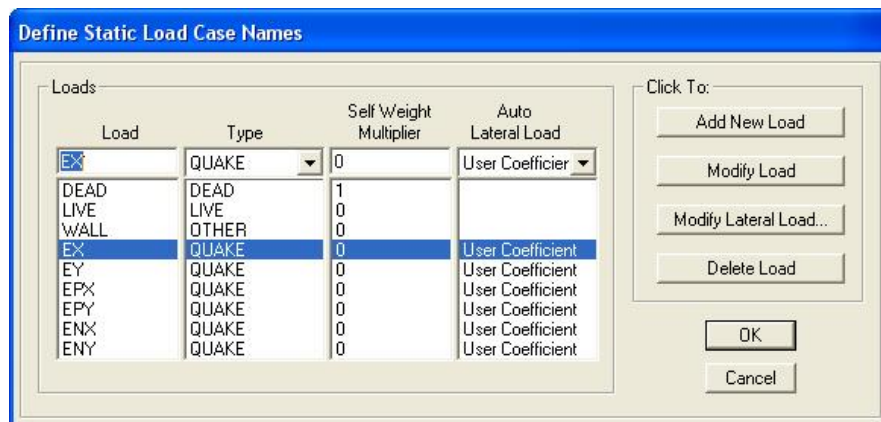
$$V = CW, C = ABI/R$$

نحوه اعمال ضریب C در Etabs:

در نرم افزار در هنگام تعریف بار زلزله Ex, Ey, ... میبایست از منوی مربوطه نحوه توزیع بار را از بین انتخاب های زیر برگزید:

None: این انتخاب زمانی انجام میشود که نیروهای زلزله در هر تراز دستی محاسبه و اعمال شود

User Coefficient: این انتخاب زمانیست که ما از روش معادل استاتیکی برای توزیع نیروی زلزله استفاده می خواهیم کنیم



اما مطابق آیین نامه 2800 اگر زمان تناوب سازه از 0.7 ثانیه بیشتر شود دیگر نمی توان از گزینه User Coefficient برای توزیع بار زلزله استفاده نمود چراکه اثر نیروی شلاقی در این حالت توسط برنامه در نظر گرفته نمی شود و برای حل این مشکل

میتوان برای توزیع بار زلزله از آیین نامه 94 UBC یا 97 UBC استفاده کرد. در آیین نامه UBC کفایت ضریب بازتاب با ضریب بازتاب 2800 یکسان شود که با مشابه قرار دادن همه پارامترهای UBC با پارامترهای ذکر شده در ضریب C آیین نامه 2800 تنها کفایت مقدار $S=2T^{(2/3)}$ قرار داده شود اما چون در قسمت ویرایش Site Coefficient امکان معرفی اعداد اعشاری وجود ندارد مقدار آن را با ضریب اهمیت عوض میکنیم که با توجه به خطی بودن رابطه مشکلی ایجاد نمی شود. این معادل سازی به شرطی صحیح است که ضریب B از 2.5 کمتر شود.

1994 UBC Seismic Loading

Direction and Eccentricity

☐ X Dir ☐ Y Dir
☒ X Dir + Eccen Y ☐ Y Dir + Eccen X
☐ X Dir - Eccen Y ☐ Y Dir - Eccen X

Eccentricity Ratio: 0.05

Override Eccentricities:

Seismic Coefficients

Seismic Zone Factor, Z:

☐ Per Code
☒ User Defined: 0.35

Site Coefficient, S: 1

Importance Factor, I:

Time Period

☐ Method A $C_t \{f\} =$
☐ Program Calc $C_t \{f\} =$
☒ User Defined T = 0.9

Story Range

Top Story: STORY9

Bottom Story: BASE

Factors

Numerical Coefficient, R_w : 7

<http://www.sazeh808.blogfa.com/post-13.aspx>

جهت تیر ریزی سازه های فلزی و بتنی

جهت تیر ریزی سازه فلزی

مطابق آنچه در کتاب تکنیک های مدل سازی، تحلیل و طراحی کامپیوتری مهندس باجی ذکر شده است در سازه فلزی با سیستم یک طرف قاب خمشی و طرف دیگر قاب مهاربندی، به دلیل سختی بیشتر قاب مهاربندی می بایست جهت توزیع بار های ثقلی را به سمت قابهای مفصلی مهاربندی گرفت. قاب خمشی باید هم بار ثقلی و هم بار جانبی را خود تحمل نماید و این در حالیست که در قاب مفصلی مهاربند ها وظیفه حمل و انتقال بار های جانبی به زمین را دارند و با این حساب تیرهای قاب مفصلی توانایی بیشتری برای حمل بار ثقلی خواهند داشت.

جهت تیر ریزی و اتصال تیرهای حمال بهتر است روی بال ستون ها باشد چراکه جوش شدن تیرهای حمال خمشی روی بال ستون ها از لحاظ اجرایی مناسب تر بوده و از ایجاد اتصال تیر حمال روی جان ستون ها جلوگیری خواهد شد.

جهت تیر ریزی سازه بتنی

به علت انتخاب کف صلب و یکپارچه بودن کف طبقات به دلیل دال بتنی کف بنابراین لازم است تا صلبیت طبقه هم به صورت یکپارچه در بین تیرهای کف توزیع شود که برای این منظور بهترین گزینه استفاده از تیر ریزی شطرنجی میباشد.

<http://www.sazeh808.blogfa.com/post-11.aspx>

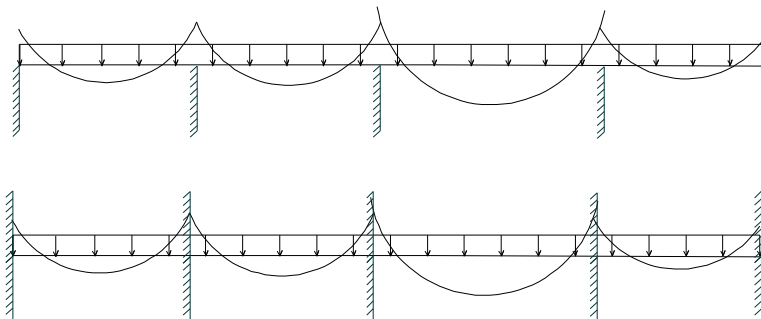
تحلیل دستی قاب ها

1) تحت بار قائم

1-الف) قاب خمشی:

برای تحلیل دستی قابها تحت بار قائم دو روش کلی متداول است: 1- روش قاب جزء 2- روش یکدهم دهانه

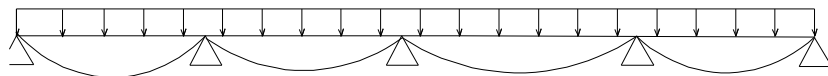
که در این تحلیل از روش قاب جزء استفاده شده است :



در این روش تیرهای هر طبقه به صورت جزئی از کل قاب جداگانه بیرون آورده و بصورت یکسره برای هر طبقه از روشهای گوناگون تحلیل تیرهای نامعین تحلیل میگردد. در تحلیل دستی قاب تحت بار قائم لنگر بوجود آمده در انتهای تیرهای کناری و اختلاف لنگر بوجود آمده تحت اثر بار قائم در تیرهای میانی به منزله لنگر و متقابلاً برش انتقال یافته به ستون ها میباشد. ضمناً نیروی محوری ستون ها از سطح بارگیر ستون در سقف ها تعیین میگردد.

1-ب) قاب مفصلی:

در تحلیل قاب های مفصلی با مهاربند یا بدون مهاربند به روش دستی از روش زیر با محاسبه (تعیین میگردد) لنگر وسط دهانه $ql^2/8 =$



همانطور که ملاحظه میشود به علت دوسر مفصل بودن هیچگونه لنگری در انتهای تیر ها از بار ثقلی ایجاد نخواهد شد بنابراین برش و لنگر انتقال یافته ناشی از بار قائم به ستون از قاب مفصلی را میشود ناچیز شمرد.

تحلیل جانبی قاب ها

2-الف) قاب خمشی: برای تحلیل قاب به صورت تقریبی در مقابل بارهای جانبی دو روش وجود دارد:

-روش کانتیلیور و روش پرتال

روش کانتیلیور برای قابهای با ارتفاع زیاد (بیش از 5 طبقه) مفید میباشد. در روش پرتال برش هر طبقه به نسبت دهانه های بارگیر هر ستون تقسیم شده و برش ستون مورد نظر در آن طبقه را میدهد و این در صورتیست که در نرم افزار Sap برش طبقه به نسبت یکسان در بین ستونهای طبقه تقسیم میشود. بنابراین لنگر وارد بر ستون های هر طبقه در سپ که از حاصلضرب برش ستون ها تا فاصله نقطه عطف ستون تا انتهای گیردار آن میباشد برای ستون های هر طبقه یکسان میباشد -نقاط عطف ستونها در طبقات در وسط آن تقریب زده میشود و در طبقه همکف به دلیل انتها مفصلی بودن ستون ها در سازه های فلزی برش ستون ها در کل ارتفاع طبقه همکف ضرب میشود تا لنگر وارد بر ستون های قاب تحت بار جانبی تعیین گردد. در تحلیل دستی نیروی محوری ستون ها بجز در ستونهای ابتدایی انتهایی مابقی صفر میباشد. تحلیل جانبی تنها برای قابهای خمشی و از روی برابری ممانهای وارده از برش ستون و تیرهای اطراف هر گره تعیین میگردد.

2-ب) قاب مفصلی:

همانطور که گفته شد بدلیل اتصالات مفصلی تیر و ستون ها در قابهای با مهاربندی و جابجایی های زیاد در گره ها مقادیر برش و لنگر ایجاد شده در ستون ها و تیرها تحت بار جانبی بسیار ناچیز است چراکه در قابهای مفصلی نمی توان از روش پرتال یا هر روش تحلیلی دیگر از برابری لنگرها در محل تکیه گاه ها استناد نمود. برای توزیع بار زلزله بین مهاربندها در هر طبقه تفاضل نیروی برشی تراز بالا و پائین (نیروی افقی طبقه) بین مهاربندهای اون طبقه توزیع میشود. در قابهای مفصلی نیروی محوری ستونهای اطراف بادبندی ها ناشی از لنگر وارده از نیروهای جانبی را میبایست محاسبه نمود. که پس از تحلیل بادبند ها و تعیین نیروی محوری آنها میبایست نیروی محوری ستونهای اطراف بادبند ها برای نیروی محوری بوجود آمده در آنها طراحی گردند.

پوش لنگر در نرم افزار Etabs

پوش لنگر در آیین نامه ACI روش طراحی مستقیم و از جمله روش های آنالیز الاستیک عمومی جهت بدست آوردن مقادیر ماکزیمم لنگر خمشی و نیروی برشی ناشی از مجموع ترکیبات بارگذاری داده شده میباشد .

روش دیگر آنالیز الاستیک روش ضرائب لنگر و برش میباشد. که در آنالیز دستی قاب بتنی و فولادی اکثراً از این روش استفاده می شود که درحین سادگی بامحاسبات پر حجم همراه میباشد. به علاوه دو عامل بارگذاری متناوب و محاسبه نیروهای ضریب دار در بر تکیه گاهها بر حجم عملیات در این روش می افزاید.

نحوه اعمال روش طراحی مستقیم در برنامه ETabs :

برای انجام این کار در نرم افزار Etabs پس از معرفی ترکیبات بار پیشفرض طراحی (مثلاً ترکیبات آبا) یک ترکیب بار اضافه معرفی کنید و نام آن را ENVELOPE میگذاریم.. سپس از منوی کشویی LOAD COMBINATION TYPE گزینه ENVE (پوش) را برگزینیم. حال تمامی ترکیبات بارهای معرفی شده (مثلاً COMB1, COMB2, COMB3 ...) را با ضریب یک با هم جمع میکنیم و با OK کردن خارج شده سازه را تحلیل می نمائیم. پس از آنالیز سازه با انتخاب اعضایی که مقادیر خروجی برای آنها مد نظر است، از منوی Display > Set Output Table mode... با مشخص کردن حالت بار تعریف شده نتایج خروجی برای 5 نقطه مینیمم و 5 نقطه ماکزیمم در امتداد عضو مربوطه مشاهده میشود. برای رسم پوش لنگر مینیمم و ماکزیمم در اکسل Excel منتقل نمود و در آنجا از کنار هم قرار دادن مقادیر ماکزیمم مینیمم در کنار هم پوش لنگر خمشی یا نیروی برشی برای تیر یا ستون مربوطه را رسم نمود.

برای این کار در هر نقطه نیاز به حداکثر و حداقل مقدار نیروهای داخلی داریم. از به هم وصل کردن نقاط حداکثر و حداقل به دست آمده به یک جفت منحنی می رسمیم که به آن منحنی پوش گویند (ENVELOPE DIAGRAM) که دارای یک منحنی حداکثر و یک منحنی حداقل می باشد. و مقادیر لنگرها و برش ها و نیروهای محوری را نمایش دهید. مشاهده می شود نمودار حالت دوتائی دارد که در واقع شامل یک ماکزیمم و یک مینیمم در هر نقطه می باشد. می توان از منوی FILE>PRINT TABLES گزینه Analysis output را انتخاب کرده و در منوی ظاهر شده فقط تیک Frame forces را بزنید و از قسمت Select load cases ترکیب بار ENVELOPE (پوش) را برگزینیم سپس تیک Print to file را زده و مسیر ذخیره شدن فایل و نام آن را انتخاب میکنیم. یک فایل متنی شامل نیروی داخلی اعضا تحت ترکیب بار پوش ایجاد می شود که می توان آن را در محیط اکسل باز کرد و آن را ویرایش نمود. البته می توان ابتدا آنها را جداگانه انتخاب و همان مسیر قبلی را رفته مشاهده می شود در پنجره ظاهر شده در پائین تیک Selected only خورده است یعنی فقط برای اعضایی که انتخاب کردیم خروجی داده خواهد شد.

منابع:

- (استاندارد 2800) ویرایش سوم - موسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران - کمیسیون طراحی ساختمان ها در برابر زلزله - مرکز تحقیقات مسکن و ساختمان (در صفحه اول این آیین نامه آمده موسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران بموجب قانون تنها مرجع رسمی کشور که عهده دار وظیفه تهیه و تدوین مقررات ملی ساختمان را عهده دار است)
- (مباحث 6-9 و 10 مقررات ملی) - وزارت مسکن و شهرسازی - دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان - هیئت تهیه کننده مقررات طرح و اجرای ساختمان
- نشریه 264 - آیین نامه طراحی اتصالات - سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور - دفتر امور فنی تدوین معیارها (نشریات و کدهای تخصصی)
- آیین نامه های طراحی سازه فولادی و بتنی CSA و UBC 97 - ACI 318-99
- کتاب محاسبات پروژه های ساختمانی با استفاده از Safe , Etabس تالیف مهندس باجی
- کتاب طراحی سازه های فولادی تالیف دکتر ازهری و دکتر میر قادری
- کتاب طراحی سازه های بتنی تالیف دکتر امیر مسعود کی نیا
- سایت اینترنتی مرجع ایران سازه www.iransaze.com

با تشکر از اساتید اینجانب در دانشکده مجازی ایران سازه : مدیریت سایت جناب مهندس جعفری و مهندس مقدس پور و سایر همکاران