

www.icivil.ir

پرتال جامع دانشجویان و مهندسين عمران

ارائه كتابها و جزوات رايجان مهندسي عمران

بهترين و برترين مقالات روز عمران

انجمن هاي تفصلي مهندسي عمران

خوشگاه تفصلي مهندسي عمران

نکات طراحی سازه‌های فولادی به روش LRFD در نرم افزار ETABS

Options/Preferences.../Steel Frame Design

Steel Frame Design Preferences	
Design Code	AISC360-05/IBC2006
Frame Type	SMF
Seismic Design Category	D
Importance Factor	1.
System Rho	1.
System Sds	0.5
System R	8.
System Omega0	3.
System Cd	5.5

روش LRFD: آیین نامه AISC360-05

ساختمانهایی که ضریب رفتار نهایی آنها از 3 کمتر است میتوان A یا B یا C را انتخاب کرد و برای حالاتی که ضریب مذکور بیشتر از 3 باشد میتوان D یا E یا F را برگزید. اگر از ترکیب بارهای پیش فرض استفاده بکنیم بایستی ضریب رفتار بدست آمده از جداول مبحث 10 را بر عدد 1.4 تقسیم کنیم در این صورت ضریب Ω را در 1.2 نباید ضرب کرد.

اگر ترکیب بار را خودمان دهیم، ضریب Ω طبق جدول مبحث 10 بدست آورده و در 1.2 ضرب میکنیم.

مقدار 0

مقدار 1

Define/Special seismic load effects

Special Seismic Data for Design Using American Codes	
Use for Design:	
<input checked="" type="radio"/> Include Special Seismic Design Data	<input type="radio"/> Do Not Include Special Seismic Design Data
Rho Factor (Reliability Factor based on Redundancy):	
<input type="radio"/> Program Calculated	<input checked="" type="radio"/> User Defined
	1.
DL Multiplier:	
<input type="radio"/> Program Default (0.2)	<input checked="" type="radio"/> User Defined
	0.

در ترکیبات بار ویژه (برای ستونها) ضریب SDS منظور شده که معرف شتاب طیفی برای پروندهای کوتاه است که در ایران مقدار آن برابر صفر می‌باشد. ضریب دیگر Rho است که مقدار آن برابر یک میباشد.

نکاتی در مورد معرفی مقاطع در نرم افزار:

1- مقاطع I شکل و جعبه ای که بیشترین استفاده برای ستون و تیرها را دارند حتماً با گزینه های دیگر غیر از GENERAL و SD مدل گردند.

2- در مورد بادبندها و اعضای دیگری که در آنها معمولاً لنگری ایجاد نمیشود و یا مقدار آن اندک است و همچنین ستونها در سازه های قاب ساده مهاربندی شده، مشکلی در مدلسازی مقطع به صورت SD و GENERAL وجود ندارد و میتوان آنها را به هر شکل که دوست داریم مدل کنیم.

3- برای تیرها اگر از تیرهای دابل یا بدون ورق تقویت استفاده میکنیم البته میتوان آنها را با توجه به آنکه عمدتاً در آنها لنگر جهت قوی تعیین کننده است میتوان به صورت مقطع باکس معادل کرد که در این صورت مشکلی پیش نخواهد آمد. ولی اگر بخواهیم به صورت SD یا GENERAL مدل کنیم با توجه به اینکه در اکثر موارد مقاطع فشرده و دارای شرط تکیه گاه جانبی بال فشاری هستند، مقدار مقاومت اسمی خمشی باید بر اساس لنگر پلاستیک مقطع محاسبه شوند که در این حالت محاسبات نرم افزار محافظه کارانه است که یا باید این مقدار محافظه کاری را قبول کنیم و یا اینکه برای جلوگیری از سنگینی سازه نسبت تنشهای کمی بالاتر از یک را هم قبول کنیم. با توجه به اینکه معمولاً در مقاطع مقدار لنگر پلاستیک نسبت به لنگر تسلیم حدود 10 تا 20 درصد بیشتر است میتوان نسبت تنش را هم تا همین حدود بالاتر مورد قبول قرار داد. (مثلاً تا حدود 1.15 نسبت تنش را در تیرها قبول کرد).

4- در مورد ستونهای قابهای خمشی اگر برای آنها از مقطع I یا باکس استفاده کنیم که مشکلی نیست و میتوانیم بدون استفاده از مقاطع GENERAL و SD آنها را مدل کنیم؛ ولی اگر از مقطعی مثل دابل IPE یا بدون ورق استفاده کنیم که مجبور به استفاده از مدل سازی به صورت GENERAL یا SD باشیم، باز هم با فرض فشردگی مقطع و اینکه اتصال کافی بین اجزای تشکیل دهنده دو مقطع به گونه ای موجود باشد که بتوان آن را باکس فرض کرد باید از لنگر پلاستیک استفاده کنیم که در این حالت نیز محاسبات نرم افزار محافظه کارانه میشود که اگر نخواهیم این محافظه کاری را قبول کنیم باز هم باید نسبت تنش قابل قبول را کمی بیشتر از یک در نظر بگیریم. (البته در اینجا فقط بخشی از نسبت تنش که مربوط به خمش است را باید بیش از حد مجاز قبول کنیم). برای اینکه با این مشکلات مواجه نشویم و مجبور به تقریب و قضاوت مهندسی همراه با خطا نشویم یا باید محاسبات دست بالای نرم افزار را قبول کنیم و یا فقط از مقاطع باکس و I شکل استفاده کنیم.

Steel Frame Design Preferences	
Design Code	AISC360-05/IBC2006
Frame Type	SMF
Seismic Design Category	D
Importance Factor	1.
System Rho	1.
System Sds	0.5
System R	8.
System Omega0	3.
System Cd	5.5
Design Provision	LRFD
Design Analysis Method	Direct Analysis
Second Order Method	General 2nd Order
Stiffness Reduction Method	Tau-b Fixed
Phi(Bending)	0.9
Phi(Compression)	0.9
Phi(Tension-Yielding)	0.9
Phi(Tension-Fracture)	0.75
Phi(Shear)	0.9
Phi(Shear Rolled I)	1.
Phi(Shear-Torsion)	0.9
Ignore Seismic Code?	No
Ignore Special Seismic Load?	No
Is Doubler Plate Plug Welded?	Yes
HSS Welding Type	ERW
Reduce HSS Thickness?	No

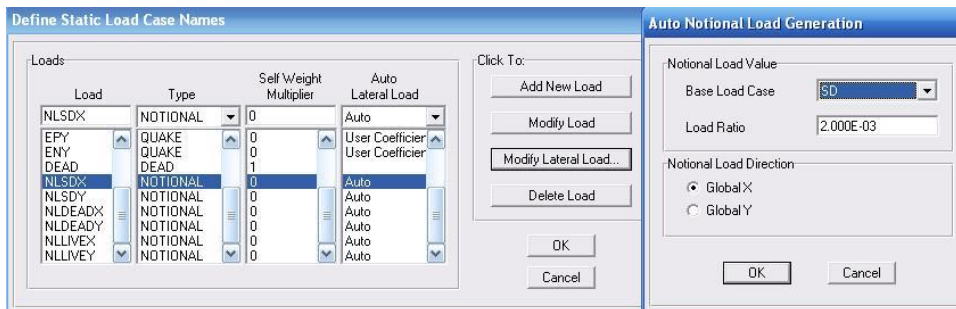
روش اعمال آثار ثانوی در دو گزینه Design Analysis Method و Second Order Method قابل تعیین است. با توجه محتویات منوال برنامه به نظر میرسد که بهترین روش برای آنکه این آثار بر اساس ضابطه بند 10-2-7-1-3 اعمال گردد استفاده از گزینه Effective Length برای Design Analysis Method و انتخاب گزینه Amplified 1st Order برای Second Order Method است. در صورتی که به هر دلیل بخواهیم از روش بند 10-2-7-1-3 (تحلیل غیرخطی هندسی) استفاده کنیم باید در گزینه Design Analysis Method گزینه Direct Analysis و برای Second Order Method گزینه General 2nd Order را انتخاب نماییم. (نکته شماره 14 در انتهای بخش)

مقدار پیش فرض که برابر ERW است به SAW تغییر داده شود.

کنترل ورق پیوستگی: برای تعیین آنکه در جوش ورق پیوستگی از جوش انگشانه استفاده شده است یا نه

بارهای خیالی (Notional Loads):

با توجه به بند 10-2-7-1-5 لازم است که برای روش تشدید لنگر در تراز هر طبقه مقدار 0.002 بارهای ثقلی ضریبدار جهت منظور کردن خطاهای اجرایی اعمال شود. این بارها در دو جهت اصلی سازه به صورت مجزا و تنها در ترکیب بارهای ثقلی و در فقدان بارهای جانبی اعمال میگردد.



نکات:

- 1-حالتهای بار Notional تنها در ترکیب بارهایی مشارکت داده میشوند که فقط شامل بارهای ثقلی هستند.
- 2-ضریب بار برای هر کدام از حالات بار Notional برابر ضریب بار ثقلی متناظر با آن در همان ترکیب بار است. ترکیب باری که تنها شامل بار مرده است، باید تنها شامل بارهای Notional با مبنای همان بار مرده باشد و آنهایی که بر اساس بار زنده ساخته میشوند نباید مشارکت داده شوند.
- 3-در هر ترکیب بار تمام بارهای Notional باید با یک علامت با هم ترکیب شوند. اگر در یک حالت تمام آنها با ضریب مثبت ترکیب شده اند، به طور متناظر باید ترکیب بار دیگری ساخته شود که در آن تمام بارهای Notional به طور همزمان دارای ضریب منفی هستند.
- 4- در هر ترکیب بار تنها بارهای Notional مربوط به حالاتی را مشارکت میدهیم که مربوط به یک جهت اصلی سازه (X یا Y) باشند. به طور متناظر ترکیب بار دیگری میسازیم که در آن حالات باری که برای جهت اصلی دیگر هستند مشارکت داده شده اند.

Options/Preferences.../Steel Frame Design : ضوابط ویژه لرزه ای در قابهای خمشی ویژه و متوسط:

<input type="checkbox"/>	Yield stress, Fy	0.
<input type="checkbox"/>	HSS Welding Type	ERW
<input type="checkbox"/>	Reduce HSS Thickness?	No
<input checked="" type="checkbox"/>	Overstrength factor, Ry	1.15
<input type="checkbox"/>	Nominal Compressive Capacity, Pnc	0.

قاب خمشی ویژه: ضریب Ry برابر 1.27

قاب خمشی متوسط: ضریب Ry برابر 1.15

ترکیب بارها:

1-روش تحلیل استاتیکی: برای معرفی حالات بار EQX و EQY ضریب زلزله در ضریب 0.3 ضرب شده اند و به همین جهت دیگر لازم نیست که در ترکیب بارها دوباره این ضریب اعمال شود. دلیل انجام این کار این است که چون ترکیب بارهای تشدید یافته به صورت خودکار توسط نرم افزار ایجاد میشود. اگر ضریب 0.3 در ضریب زلزله ضرب نشود، در ایجاد ترکیب بار تشدید یافته توسط نرم افزار به جای آن که 30 درصد بار زلزله در ضریب اضافه مقاومت ضرب شود، تمام آن در این ضریب ضرب می شود. فرض شده است که سازه نیاز به اثر 100 درصد نیروی زلزله در یک جهت با 30 درصد نیروی زلزله در جهت متعامد می باشد. اگر نیازی به اعمال این ترکیب نبود می توان بدون تغییر در این ترکیب بارها با مراجعه به قسمت معرفی حالت بار مقدار ضریب زلزله برای دو حالت EQX و EQY را به عدد صفر و یا عددی کوچک نزدیک به صفر ویرایش کرد. فرض شده است که اثر برون از مرکزیت اتفاقی برای سازه لازم بوده است. اگر مطابق مبحث ششم نیازی به این مساله نباشد بدون تغییر در این ترکیب بارها می شود به قسمت معرفی حالات بار مراجعه کرد و در تمام حالات بار زلزله مقدار برون از مرکزیت را به عدد 0 ویرایش کرد. ضمن اینکه فرض می شود فعلاً نیازی به اثر بار قائم زلزله نمی باشد:

1	$1.4*(DEAD+SD+NXSD+NXDEAD)$	21	$0.85*(DEAD+SD)+1.2*(EPX+EX)$
2	$1.4*(DEAD+SD-NXSD-NXDEAD)$	22	$0.85*(DEAD+SD)+1.2*(EPX-EX)$
3	$1.4*(DEAD+SD+NYSD+NYDEAD)$	23	$0.85*(DEAD+SD)+1.2*(-EPX+EX)$
4	$1.4*(DEAD+SD-NYSD-NYDEAD)$	24	$0.85*(DEAD+SD)+1.2*(-EPX-EX)$
5	$1.25*(DEAD+SD+NXSD+NXDEAD)+1.5*(LIVE+RL+NXLIVE+NXRL)$	25	$(DEAD+SD)+1.2*(LIVE+RL)+1.2*(ENX+EY)$
6	$1.25*(DEAD+SD-NXSD-NXDEAD)+1.5*(LIVE+RL-NXLIVE-NXRL)$	26	$(DEAD+SD)+1.2*(LIVE+RL)+1.2*(ENX-EY)$
7	$1.25*(DEAD+SD+NYSD+NYDEAD)+1.5*(LIVE+RL+NYLIVE+NYRL)$	27	$(DEAD+SD)+1.2*(LIVE+RL)+1.2*(-ENX+EY)$
8	$1.25*(DEAD+SD-NYSD-NYDEAD)+1.5*(LIVE+RL-NYLIVE-NYRL)$	28	$(DEAD+SD)+1.2*(LIVE+RL)+1.2*(-ENX-EY)$
9	$0.85*(DEAD+SD)+1.2*(ENX+EY)$	29	$(DEAD+SD)+1.2*(LIVE+RL)+1.2*(EPX+EY)$
10	$0.85*(DEAD+SD)+1.2*(ENX-EY)$	30	$(DEAD+SD)+1.2*(LIVE+RL)+1.2*(EPX-EY)$
11	$0.85*(DEAD+SD)+1.2*(-ENX+EY)$	31	$(DEAD+SD)+1.2*(LIVE+RL)+1.2*(-EPX+EY)$
12	$0.85*(DEAD+SD)+1.2*(-ENX-EY)$	32	$(DEAD+SD)+1.2*(LIVE+RL)+1.2*(-EPX-EY)$
13	$0.85*(DEAD+SD)+1.2*(EPX+EY)$	33	$(DEAD+SD)+1.2*(LIVE+RL)+1.2*(ENY+EX)$
14	$0.85*(DEAD+SD)+1.2*(EPX-EY)$	34	$(DEAD+SD)+1.2*(LIVE+RL)+1.2*(ENY-EX)$
15	$0.85*(DEAD+SD)+1.2*(-EPX+EY)$	35	$(DEAD+SD)+1.2*(LIVE+RL)+1.2*(-ENY+EX)$
16	$0.85*(DEAD+SD)+1.2*(-EPX-EY)$	36	$(DEAD+SD)+1.2*(LIVE+RL)+1.2*(-ENY-EX)$
17	$0.85*(DEAD+SD)+1.2*(ENX+EX)$	37	$(DEAD+SD)+1.2*(LIVE+RL)+1.2*(EPY+EX)$
18	$0.85*(DEAD+SD)+1.2*(ENX-EX)$	38	$(DEAD+SD)+1.2*(LIVE+RL)+1.2*(EPY-EX)$
19	$0.85*(DEAD+SD)+1.2*(-ENX+EX)$	39	$(DEAD+SD)+1.2*(LIVE+RL)+1.2*(-EPY+EX)$
20	$0.85*(DEAD+SD)+1.2*(-ENX-EX)$	40	$(DEAD+SD)+1.2*(LIVE+RL)+1.2*(-EPY-EX)$

2- روش تحلیل دینامیکی: در حالتی که ترکیب بار 100 درصد در یک جهت و 30 درصد در جهت متعامد مطابق مبحث ششم اجباری نیست ترکیب بارهای شامل حالت بار دینامیکی SPECXY را می‌توان حذف کرد. همانند روش استاتیکی در حالتی که بار SD و RL را تعریف نکرده ایم تبعاً از ترکیب بارها هم آن‌ها را حذف می‌کنیم:

1	$1.4*(DEAD+SD+NXSD+NXDEAD)$	9	$0.85*(DEAD+SD)+1.2SPECX$
2	$1.4*(DEAD+SD-NXSD-NXDEAD)$	10	$0.85*(DEAD+SD)+1.2SPECY$
3	$1.4*(DEAD+SD+NYSD+NYDEAD)$	11	$0.85*(DEAD+SD)+1.2*(SPECX+SPECY2)$
4	$1.4*(DEAD+SD-NYSD-NYDEAD)$	12	$0.85*(DEAD+SD)+1.2*(SPECY+SPECX2)$
5	$1.25*(DEAD+SD+NXSD+NXDEAD)+1.5(LIVE+RL+NXLIVE+NXRL)$	13	$(DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2SPECX$
6	$1.25*(DEAD+SD-NXSD-NXDEAD)+1.5(LIVE+RL-NXLIVE-NXRL)$	14	$(DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2SPECY$
7	$1.25*(DEAD+SD+NYSD+NYDEAD)+1.5(LIVE+RL+NYLIVE+NYRL)$	15	$(DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2*(SPECX+SPECY2)$
8	$1.25*(DEAD+SD-NYSD-NYDEAD)+1.5(LIVE+RL-NYLIVE-NYRL)$	16	$(DEAD+SD)+1.2(LIVE+RL)+1.2*(SPECY+SPECX2)$

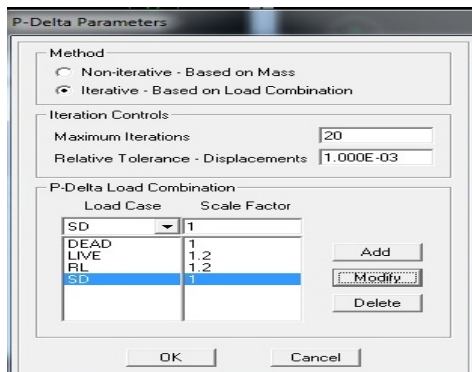
Define /Special Seismic Load Effects...

انجام تنظیمات طراحی لرزه‌ای:

جهت انطباق با مبحث دهم ضریب Ω را نسبت به مبحث دهم 20 درصد بالاتر وارد کنید. اگر سازه ترکیبی از چند سیستم سازه‌ای باشد یا باید در جهت اطمینان عدد بزرگ‌تر را به برنامه معرفی کرد و یا اینکه بیش از یک فایل محاسباتی درست کنیم و در هر فایل تنظیمات مربوط به یکی از سیستم‌های سازه‌ای را وارد کنیم و طراحی در هر فایل فقط برای آن سیستم سازه‌ای خاص انجام شود و در آخر برای اعضا پوش نتایج چند فایل در نظر گرفته شود (یعنی مقطع اعضا به گونه‌ای انتخاب می‌شوند که شرایط تمامی فایل‌ها به طور همزمان برآورده شود).

Analysis/Set Analysis Option

تنظیمات آنالیز سازه:



با فرض استفاده از ترکیب بارهای مبحث دهم بزرگ‌ترین ضرایب مرده و زنده به ترتیب برابر 1 (برای بارهای مرده) و 1.2 (برای بارهای زنده) خواهد بود.

نکات نرم افزاری:

1- مدل سازی خرپشته در صورتی که بخواهیم سازه را به روش تحلیل دینامیکی مورد آنالیز لرزه‌ای قرار دهیم و یا محاسبه نیروی زلزله را با استفاده از گزینه‌های محاسبه خودکار نیروی زلزله انجام دهیم ایجاد خطا در محاسبه نیروهای زلزله می‌نماید.

2- اگر در قسمتی از طبقات دارای اختلاف سطح در یک طبقه باشیم و یا دارای نیم طبقه باشیم کل این مجموعه به عنوان یک طبقه به نرم‌افزار معرفی می‌شود. تراز می‌باید به عنوان تراز طبقه معرفی شود، تراز قسمت بالاتر طبقه است. بقیه قسمت‌ها را بعداً می‌شود با استفاده از گزینه Reference plane مدل کرد. ایجاد ترازهای جداگانه به عنوان طبقه برای هر تکه از طبقه بعداً باعث چند تکه شدن بادبندها و ستون‌های طبقه و اخلاف در روند طراحی آن‌ها می‌شود.

3- برای مدل سازی اعضای مرکبی که با قید یا لقمه به هم متصل می شود نباید قیدها مدل شوند و تنها مدل سازی اصل مقطع کفایت می کند. تنها در صورتی که دو مقطع با ورق سراسری به هم متصل شوند این ورق در نرم افزار مدل می شود. توجه نمایید که برنامه قابلیت طراحی قیده‌های اتصال را ندارد و طراحی قیدها باید به صورت دستی خارج از نرم افزار انجام شود.

4- در سیستم قاب ساده ساختمانی و مهاربند همگرای معمولی مقاطع زیر برای بخش‌های مختلف سازه توصیه می شود:

تیرها: I شکل و یا دابل I بدون ورق تقویت و یا با ورق تقویت دابل در بالا و پایین مقطع. ورق‌ها را به صورت یکسان در بالا و پایین فرض کنید. (اگر غیر I شکل باشد باید با SD مقطع را ساخت)

بادبندها: برای بادبندها مقاطع دابل ناودانی یا دابل نبشی (به صورت باکس لوزی شکل و یا به صورت سپری شکل). این مقاطع باید با کمک SD ساخته شوند و یا با مقداری اعماض به صورت باکس یا سپری (در مورد دابل نبشی به حالت T شکل) مدل شوند.

ستون‌ها: مقاطع دابل IPE ترجیحاً به صورت پابسته بدون ورق تقویت و یا با ورق تقویت بر روی دو بال و به موازات جانها می تواند مناسب باشد. این مقاطع باید به صورت SD ساخته شود. اگر با این مقاطع به جواب مناسب رسیده نشد می شود از مقاطع باکس تیروورقی استفاده کرد. استفاده از مقاطع ۴ نبشی با ۴ ورق تقویتی در ۴ وجه هم می تواند مفید باشد. در صورت استفاده از مقاطع ۴ نبشی ساخت آن‌ها باید به صورت SD انجام شود.

5- در سیستم قاب ساده با مهاربندهای واگرای در حد شکل پذیری کم مقاطع پیشنهادی مشابه حالت قبل است. به این نکته باید توجه ویژه شود که تیر متصل به بادبند در این سیستم باید حتماً مقطع فشرده باشد.

6- در سیستم قاب خمشی متوسط مقاطع زیر پیشنهاد می شود:

- برای تیرها حتماً باید مقطع فشرده استفاده شود. استفاده از مقاطع لانه زنبوری مجاز نمی باشد. مقاطع تک IPE و دابل IPE مقاطع مناسبی هستند. در صورتی که این مقاطع جوابگو نبودند می شود از تیروورقهای I شکل استفاده نمود. در این حالت برای ارضای شرایط فشردگی باید نسبت عرض به ضخامت بال را به عدد ۲۲ و نسبت ارتفاع به ضخامت جان را به عدد ۱۱۰ محدود نمود (با فرض استفاده از فولاد ST37). اگر دارای ورق تقویت است نسبت عرض به ضخامت باید به عدد ۳۲ محدود شود.

- برای ستون‌ها هم باید مقاطع فشرده استفاده شود. استفاده از مقاطع پاباز در صورتی مجاز است که تیرهای با اتصال گیردار به ستون عمود بر قیده‌های ستون باشند. اگر در هر دو جهت قاب خمشی داشته باشیم استفاده از مقاطع پاباز مجاز نیست. برای این ستون‌ها استفاده از مقاطع I شکل (به طور مثال IPB)، مقاطع باکس تیروورق (به صورت جعبه ای) و یا مقاطع صلیبی مناسبتر از بقیه است. برای حالتی که تنها در یک جهت قاب خمشی داشته باشیم استفاده از مقطع I شکل مناسبتر است و برای حالتی که هر دو جهت قاب خمشی است استفاده از دو مقطع جعبه ای و صلیبی مناسبتر است. (در مقطع صلیبی یک مقطع I شکل خواهیم داشت که عمود بر جان آن‌ها دو مقطع T شکل در چپ و راست آن متصل شده است). در مقاطع جعبه ای توجه کنید که برای ارضای شرایط فشردگی نسبت عرض آزاد مقطع به ضخامت هر تکه از مقطع از عدد ۳۲ (برای فولاد ST37) بیشتر نشود. برای مقاطع صلیبی محدودیتها مشابه مقطع I شکل است. جز آن که مقدار مجاز برای جان آن‌ها به دو برابر حالت قبل (عدد ۲۲۰) افزایش مییابد. (البته جهت رعایت بقیه ضوابط بهتر است در هر صورت نسبت ارتفاع به ضخامت جان مقاطع به عدد ۶۵ محدود شود).

7- در قاب‌های خمشی ویژه کلیت مشابه قاب های خمشی متوسط می باشد. جز اینکه تیرها و ستون ها به جای فشرده باید فشرده لرزه ای باشند.

8- برای سیستم قاب مهاربندی همگرای ویژه می شود مشابه سیستم همگرای معمولی عمل کرد. البته باید به نکات زیر هم توجه کرد:

- باید توجه کرد که بادبندها حتماً باید فشرده لرزه ای باشند. اگر از مقاطع دابل ناودانی یا نبشی استفاده میکنید با فرض عدم اتصال مستقیم دو مقطع به یکدیگر و اتصال با لقمه، نسبت عرض به ضخامت بال ناودانی و نبشی را به عدد ۹ و ارتفاع ازاد به ضخامت جان ناودانی را به عدد ۷۲ محدود شده باشد. قبل از مدل سازی حتماً این ضوابط کنترل شود و سپس آنها را در نرم افزار با معادلسازی به صورت باکس یا سپری (در مورد دابل نبشی T شکل) مدل کرد و یا کلاً از حالت SD جهت مدل سازی کمک گرفت.

- ستون های متصل به مهاربند باید مشابه قاب خمشی ویژه فشرده لرزه ای باشند. در این حالت اگر از مقاطع دابل یا تیرورقی استفاده می شود اتصال قطعات به یکدیگر باید با جوش سراسری انجام شود و یا اینکه هر یک از اجزای تشکیل دهنده ستون باید جداگانه شرایط مقطع فشرده لرزه ای را تامین نمایند. برای این ستون ها استفاده از مقطع I شکل یا باکس با رعایت شرط فوق مناسب است. برای بقیه ستون های غیرمتصل به بادبند می توان از همان مقاطع قاب ساده و مهاربند با حد شکل پذیری کم استفاده کرد.

9- در سیستم سازه ای قاب خمشی با مهاربند همگرای ویژه در انتخاب مقاطع باید به نکات زیر توجه کرد:

- در مورد تیرهای متصل به مهاربند باید از مقاطع I شکل با شرایط فشرده لرزه ای مذکور در قسمت های قبل استفاده کرد. برای بقیه تیرها که به بادبند متصل نیستند محدودیت ویژه ای مطرح نیست و می شود مشابه سیستم قاب ساده با مهاربند هم محور با حد شکل پذیری کم عمل کرد.

- بادبندها باید به صورت مقطع فشرده (و نه فشرده لرزه ای) باشند. در این رابطه در قسمت های قبل توضیحات کافی داده شده است. مقاطع دابل ناودانی و نبشی (به صورت لوزی یا سپری) برای آنها مناسب است. بهتر است مقطع در ابتدا توسط کاربر برای فشردگی کنترل شود و سپس با مقاطع جعبه ای یا سپری شکل (برای دابل نبشی T شکل) معادلسازی شود و به برنامه معرفی شود.

- ستون های متصل به بادبند باید مثل حالت قبل فشرده لرزه ای باشند. توضیحات مشابه حالت سیستم مهاربند همگرای ویژه است.

10- اگر برای سیستمی جهت X باید مقطع فشرده و برای جهت Y باید فشرده لرزه‌ای باشد حالت محافظه کارانه یعنی فشرده لرزه-ای انتخاب می شود و مقطعی انتخاب می شود که شرایط فشرده لرزه‌ای را داشته باشد.

11- کنترل تغییر مکان جانبی، ضریب اطمینان در مقابل واژگونی سازه، زمان تناوب سازه، منظم و نامنظم بودن (با بررسی فاصله بین مرکز جرم و سختی با توجه به خروجی ایتبس) انجام گیرد.

12- در سیستم دوگانه مطابق با آیین نامه، قاب خمشی باید به تنهایی 25 درصد نیروی زلزله را تحمل نماید. بنابراین بایستی یه فایل جدید ایجاد کرده و در آن فایل مهاربند یا دیوار برشی را حذف نموده و ضریب زلزله را در 0.25 ضرب نموده و اعضا و کنترل‌ها را بررسی نمود.

13- 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 می شوند که در طراحی سازه یا سقف مرکب می بایست 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 کنیم تا نرم افزار تمام تیرها را بصورت اعضای فولادی طراحی کند.

14- در مورد **آثار مرتبه دوم** در نرم افزار باید به نکات زیر توجه گردد:

***روش تشدید لنگر (ضابطه 10-7-2-1-4):** مطابق مبحث 10 قابهای مهار شده با یک ضریب لنگر وارده B1 تشدید میگردند در حالی که در قابهای مهار نشده علاوه بر ضریب B1 ضریب B2 نیز وجود دارد. باید به این نکته توجه کرد که نرم افزار به طور خودکار قابلیت تشخیص مهار یا عدم مهار طبقات را ندارد و به همین جهت در تمامی موارد بر فرض عدم مهار و بر اساس روابط بخش 10-4-1-7-2 ب مربوط به سازه‌های مهار نشده مورد بررسی قرار میدهد. نرم افزار با توجه به منوال آن فعلاً قادر به محاسبه ضریب B2 نیست و به طور پیش فرض مقدار آن را برابر 1 می گیرد. در قاب‌های ساده با مهاربند یا دیوار برشی مقادیر لنگرهای موجود در ستونها و بادبندها اندک است و این مساله در کلیت محاسبات خللی ایجاد نمیکند. اما در هر صورت اگر موردی در قاب‌های مهار شده پیش آمد که مقدار لنگر موجود در قطعه قابل توجه بود و نیز مقدار ضریب B1 به مقدار قابل توجهی بزرگتر از یک بود، می توان برای آنکه جواب‌های برنامه قابل قبول گردد با قضاوت مهندسی برای ضریب B2 عددی بین 1 و ضریب B1 برای عضو مورد نظر وارد کرد.

*** محاسبه ضریب طول ستون (ضابطه 10-7-2-1-3):** ضریب K1 به طور محافظه کارانه می تواند برابر یک در نظر گرفته شود. در نرم افزار نیز این ضریب برابر یک در نظر گرفته می شود. اما ضریب K2 باید با این فرض بدست آید که در سازه انتقال جانبی وجود دارد و در نتیجه این ضریب بزرگتر از یک خواهد بود. این ضریب فقط در قاب‌های مهار نشده مورد نیاز می باشد پس در مورد قاب‌های مهار شده از این لحاظ مشکل خاصی نیست و تاثیری در محاسبات تشدید لنگر ندارد. طبق چند مورد مقایسه‌ای که بین قاب‌های مهار شده و مهار نشده توسط نرم افزار انجام شده است جواب‌ها در دو حالت به هم نزدیک هستند و می توان مقادیر محاسبه شده در برنامه برای ضریب K2 را در اکثر موارد مورد قبول قرار دانست. محاسبات نرم افزار در این مورد علی الخصوص در حالتی که تیرهای مورب به ستون متصل می شوند ممکن است حاوی خطا نیز باشد که لازم است کاربر در مواردی که محاسبات شک برانداز است مقادیر محاسبه شده را مورد اصلاح قرار دهد.

Design/Steel Frame Design/View Revise Overwrites

<input type="checkbox"/>	Unbraced Length Ratio(Major)	0.9455	}	→	K2
<input type="checkbox"/>	Unbraced Length Ratio (Minor)	0.9455			
<input type="checkbox"/>	Unbraced Length Ratio (LTB)	0.9455	}	→	K1
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Major)	2.0012			
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Minor)	1.7729	}	→	K1
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Major Braced)	1.			
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Minor Braced)	1.	}	→	B1
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K LTB)	1.7729			
<input type="checkbox"/>	Moment Coefficient (Cm Major)	0.85	}	→	B1
<input type="checkbox"/>	Moment Coefficient (Cm Minor)	0.85			
<input type="checkbox"/>	Bending Coefficient (Cb)	1.	}	→	B2
<input type="checkbox"/>	NonSway Moment Factor (B1 Major)	1.			
<input type="checkbox"/>	NonSway Moment Factor (B1 Minor)	1.	}	→	B2
<input type="checkbox"/>	Sway Moment Factor (B2 Major)	1.			
<input type="checkbox"/>	Sway Moment Factor (B2 Minor)	1.			

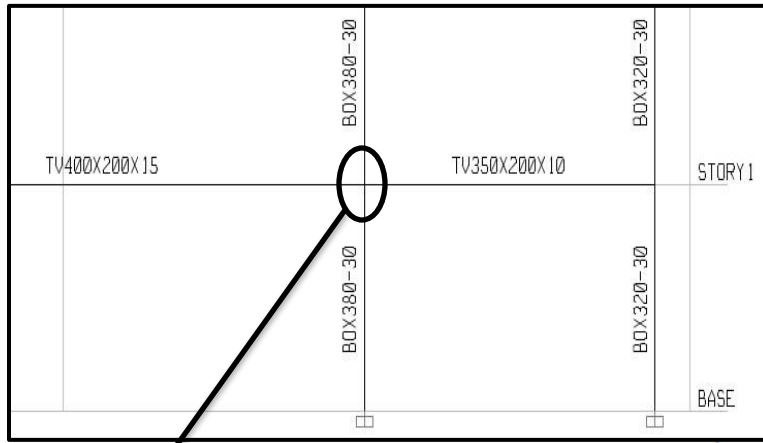
15-مقاطع GENERAL و SD از نظر برنامه فشرده لرزه‌ای نیستند و در صورت لزوم این کنترل باید توسط خود کاربر به صورت دستی انجام گردد.

در صورتی که در موارد لزوم یک مقطع فشرده لرزه ای نباشد ، برنامه یک اخطار مبنی بر اینکه Section is not seismically compact میدهد. اگر برای طراحی از مقاطع Autoselect استفاده شده باشد این مقاطع کنار گذاشته میشوند و اگر تمام مقاطع انتخاب شده برای Autoselect دارای شرایط فشرده لرزه ای نباشند، ضمن دادن اخطار بزرگترین مقطع از بین آنها برای عضو انتخاب میگردد و البته عضو نیز به رنگ قرمز در می آید .

16-در قابهای خمشی ویژه مقدار نسبت L/r در ستونها کنترل میگردد که بیشتر از 60 نباشد. در صورتی که این ضابطه برقرار نشود یک پیغام خطا در برنامه گزارش می شود. این ضابطه در مبحث دهم وجود ندارد و به همین جهت نیازی به در نظر گرفتن آن نیست و می توان از پیام های خطایی که در این زمینه در نرم افزار ارایه می گردد صرف نظر کرد. در صورتی که از مقاطع AUTOSELECT در نرم افزار استفاده می شود توجه گردد که مقاطعی که با لاغری بیش از 60 هستند کنار گذاشته می شوند.

17-کنترل ضابطه تیر ضعیف ستون قوی در قابهای خمشی ویژه: این ضابطه در نرم افزار تنها برای قابهای خمشی ویژه و ستون های I شکل و تنها در صورتی که سازه در پهنه خطر E قرار گرفته باشد کنترل می شود. همچنین اگر اتصال تیرها به ستون مفصلی باشد باز هم این کنترل انجام نمی گردد. برای آنکه این کنترل به درستی انجام گردد باید ضریب R_y برابر 1.15 وارد شود. نمونه برای کنترل دستی:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} \geq 1.0$$



مقاومت خمشی ستون‌ها:

$$Z_c = 5526 \text{ cm}^3 , \quad F_{yc} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$A_{gc} = 38 * 38 = 1444 \text{ cm}^2 , \quad P_{ac} = -447491.6 \text{ kg}$$

خروجی ETABS

$$\Sigma M_{pc}^* = \Sigma Z_c (F_{yc} - P_{ac} / A_{gc})$$

$$= 2 * [5526 * (2400 - 447491.6/1444)] = 23099816 \text{ kg.cm}$$

مقاومت خمشی تیرها:

ارتفاع تیر →

$$L_1 = \frac{38}{2} + 40 = 59 \text{ cm} , \quad Z_b = 1565 \text{ cm}^3$$

$$W_u = 500 \frac{\text{kg}}{\text{m}} , \quad L = 7.55 \text{ m} , \quad L_h = 6.3 \text{ m}$$

$$V_o = \frac{2 * 1.1 * M_{exp}}{L_h} + V_u = \frac{2 * 1.1 * 1.15 * 2400 * 1565}{630} + (500 * 6.3/2) = 16659 \text{ kg}$$

$$M_{av} = 16659 * 59 = 982881 \text{ kg.cm}$$

$$\text{تیر سمت راست} \rightarrow L_1 = \frac{38}{2} + 35 = 54 \text{ cm} , \quad Z_b = 965 \text{ cm}^3$$

$$W_u = 3021.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}} , \quad L = 4.2 \text{ m} , \quad L_h = 3.15 \text{ m}$$

$$V_o = \frac{2 * 1.1 * M_{exp}}{L_h} + V_u = \frac{2 * 1.1 * 1.15 * 2400 * 965}{315} + (3021.5 * 3.15/2) = 23360.4 \text{ kg}$$

$$M_{av} = 23360.4 * 54 = 1261461.6 \text{ kg.cm}$$

$$\Sigma M_{pb}^* = \Sigma (1.1 F_{yeb} Z_b + M_{av})$$

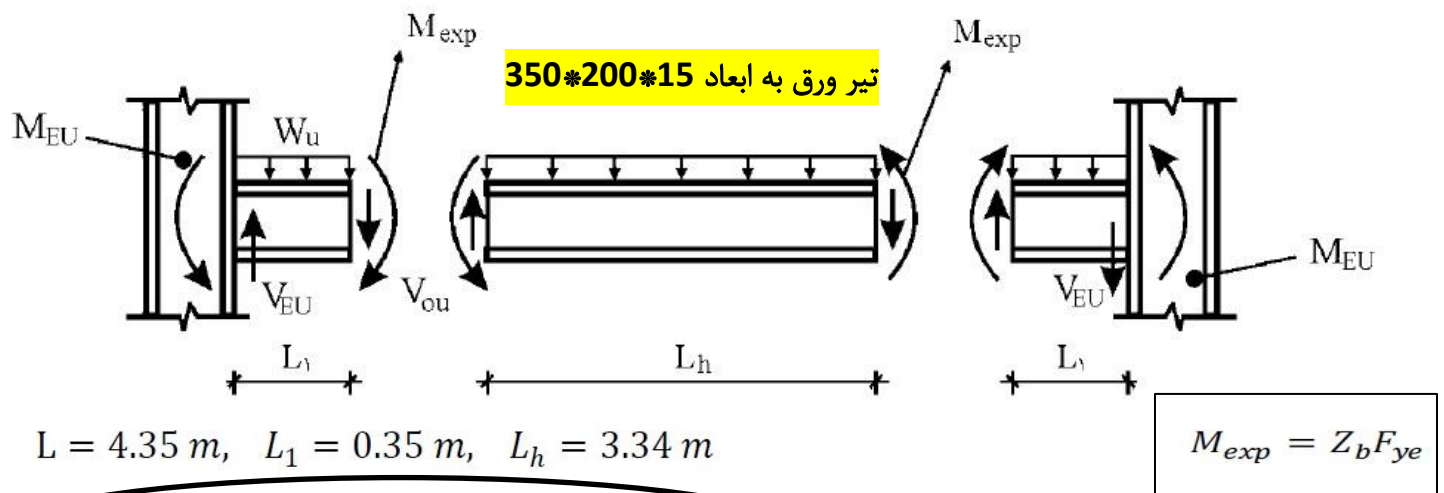
$$= [(1.1 * 1.15 * 2400 * 1565 + 982881)]$$

$$+ [(1.1 * 1.15 * 2400 * 965 + 1261461.6)] = 9925422.6 \text{ kg.cm}$$

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pb}^*} = \frac{23099816}{9925422.6} = 2.33 \geq 1.0 \Rightarrow \text{O.K.}$$

18- مقدار نیروی برشی جهت طراحی اتصال تیر به ستون در قاب‌های خمشی ویژه: در این زمینه لازم است که مقدار R_y برابر 1.15 وارد شود.

19- نیروی برشی جهت طراحی اتصال تیر به ستون در نرم‌افزار گزارش می‌شود. این نیرو با ضوابط مبحث 10 دارای مطابقت است. لنگر خمشی جهت طراحی اتصال در نرم‌افزار گزارش نمی‌شود و خود کاربر باید بر اساس شکل راهنمای مبحث 10 بر اساس آنکه در محل مفصل پلاستیک 1.1 برابر لنگر پلاستیک محتمل رخ داده است و با در نظر گرفتن لنگر ناشی از برش در این مقطع و لنگر ناشی از بارهای ثقلی مقدار لنگر موجود در تکیه گاه را بر اساس تعادل محاسبه نماید. نمونه دستی:



$$M_{exp} = 36984 \text{ kg.m}, V_{ES} = 20154.78 \text{ kg}$$

خروجی ETABS

عرض بارگیر

$$W_u = \frac{4.05}{2} (D + L) = \frac{4.05}{2} (320 + 200) = 1053 \text{ kg/cm}$$

1.25 DEAD+1.5 LIVE

$$V_{ou} = \frac{2 * 1.1 * 36984}{3.34} + \frac{1053 * 3.34}{2} = 26120 \text{ kg}$$

$$M_{ES} = 1.1 * 36984 + 26120 * 0.35 + 1053 * \frac{0.35^2}{2} = 49889 \text{ kg.m}$$

20- ضوابط لرزه‌ای برای سیستم مهاربند هم‌محور با شکلپذیری زیاد (SCBF):

*علاوه بر بادبندها، ستون‌ها نیز باید دارای مقطع فشرده لرزه‌ای باشند. در مور مابقی ستونها ضابطه‌ای در این مورد دیده نمی‌شود. برای این منظور می‌توان مابقی ستون‌ها را از نوع شکل‌پذیری معمولی (OCBF) در نظر گرفت.

21- ضوابط ویژه لرزه‌ای برای قاب‌های با مهاربندی‌های واگرای ویژه (EBF):

*مقطع تیرها کنترل می‌گردند که مقطع فشرده لرزه‌ای باشند. توجه کنید که مقاطع SD و GENERAL توسط نرم‌افزار غیرفشرده فرض می‌گردند. در مبحث دهم نیز این مساله البته برای ناحیه پیوند تیر ذکر شده است. (با توجه به اینکه مقطع تیر معمولاً در طول تیر ثابت است این مساله را می‌توان به کل تیر تعمیم داد).

*در مورد محاسبه مقدار تغییر شکل واقعی همان‌طور که گفته شد، در مبحث 10 گفته شده است که مقادیر به دست آمده از زلزله طرح باید در ضریب $0.7R$ ضرب شوند. در نرم‌افزار مقادیر به دست آمده از زلزله طرح در ضریبی به نام Cd ضرب و بر ضریب اهمیت سازه (I) تقسیم می‌شود. هر دو ضریب در قسمت زیر از نرم‌افزار قابل ویرایش می‌باشند:

Options/Preferences.../Steel Frame Design

Design Code	AISC360-05/IBC2006
Frame Type	OCBF
Seismic Design Category	D
Importance Factor	1
System Rho	1.
System Sds	0.
System R	6.
System Omega0	24.
System Cd	4.9
Design Provision	LRFD

اگر فرض کنیم که ضریب I یک باشد، با فرض R مساوی با 7 باید ضریب Cd در نرم‌افزار برابر 4.9 ویرایش گردد.

*بهتر است ضریب Ry تقریباً همان عدد 1.15 فرض گردد.

*مقطع تمامی بادبندها کنترل شود که به صورت فشرده باشند. تمام مقاطع ستون‌ها کنترل گردند که فشرده لرزه‌ای باشند.

*وقتی تیر پیوند مستقیماً به ستون متصل است باید از اتصال گیردار جهت اتصال این قطعه استفاده شود. جهت طراحی این اتصال به صورت خمشی باید مطابق ضوابط قاب‌های خمشی ویژه عمل کرد (بند 19).

* اتصال اعضای قطری به تیرها می‌تواند هم به صورت ساده و هم گیردار اجرا گردد که در حالت دوم لنگر خمشی ایجاد شده در عضو مهاربند در طراحی آن و اتصال مهاربند در نظر گرفته شود.

* تیر پیوند باید دارای مقطع فشرده باشد. تیر پیوند باید از مقطع تک باشد و دارای تنها یک جان باشد. وجود ورق تقویت بر روی جان ممنوع است. سخت‌کننده‌های تیر پیوند در نرم‌افزار طراحی نمی‌شوند. (مراجعه به مبحث 10 جهت طراحی)

22- در بادبندهای ضربداری، نرم‌افزار به طور خودکار ضریب 0.5 را به گزینه Unbraced Length Ratio (Major) اختصاص می‌دهد. لازم است ضریب طول موثر بادبندهای ضربداری برای کمانش خارج از صفحه نیز برای برنامه تعریف گردد:

Unbraced Length Ratio (Minor) = 0.7

23- با توجه به اینکه ظرفیت فشاری مقاطع دابل ناودانی (دارای دو محور تقارن) و مقطع تک معادل سازی شده (با یک محور تقارن) باید با توجه به معیار کمانش پیچشی و کمانش خمشی-پیچشی ذکر شده در مبحث دهم محاسبه شود و با عنایت به این نکته که در مقاطع دارای یک محور تقارن معیار کمانش پیچشی و کمانش خمشی-پیچشی حاکم خواهد شد و از ظرفیت مقاطع بادبندها خواهد کاست لذا بایستی ضریب طول موثر برای کمانش پیچشی را عددی بسیار کوچک تعریف نمود تا این معیار در مقطع معادل سازی شده که به واقع دارای دو محور تقارن می باشد حاکم نگردد:

Unbraced Length Ratio (LTB) = 0.01

برای هر عضو فشاری متقارن که توسط برنامه PROPER به صورت نامتقارن معادل سازی شود پارامتر فوق می بایستی تعریف گردد تا ظرفیت فشاری مقاطع بادبندها و ستونها دقیقاً مطابق روابط مبحث دهم محاسبه شود.

نکته: عموماً در معادل سازی ستون ها بر خلاف بادبندها دو محور تقارن حفظ می گردد و نیازی به تعریف این پارامتر نیست.

24- با توجه به اینکه بال فشاری تیرها همواره توسط دال بتنی سقف مهار می شود می بایستی با تعریف عددی کوچک برای پارامتر L_b از ظرفیت پلاستیک مقاطع خمشی طبق مبحث دهم استفاده نمود:

Unbraced Length Ratio (LTB) = 0.1