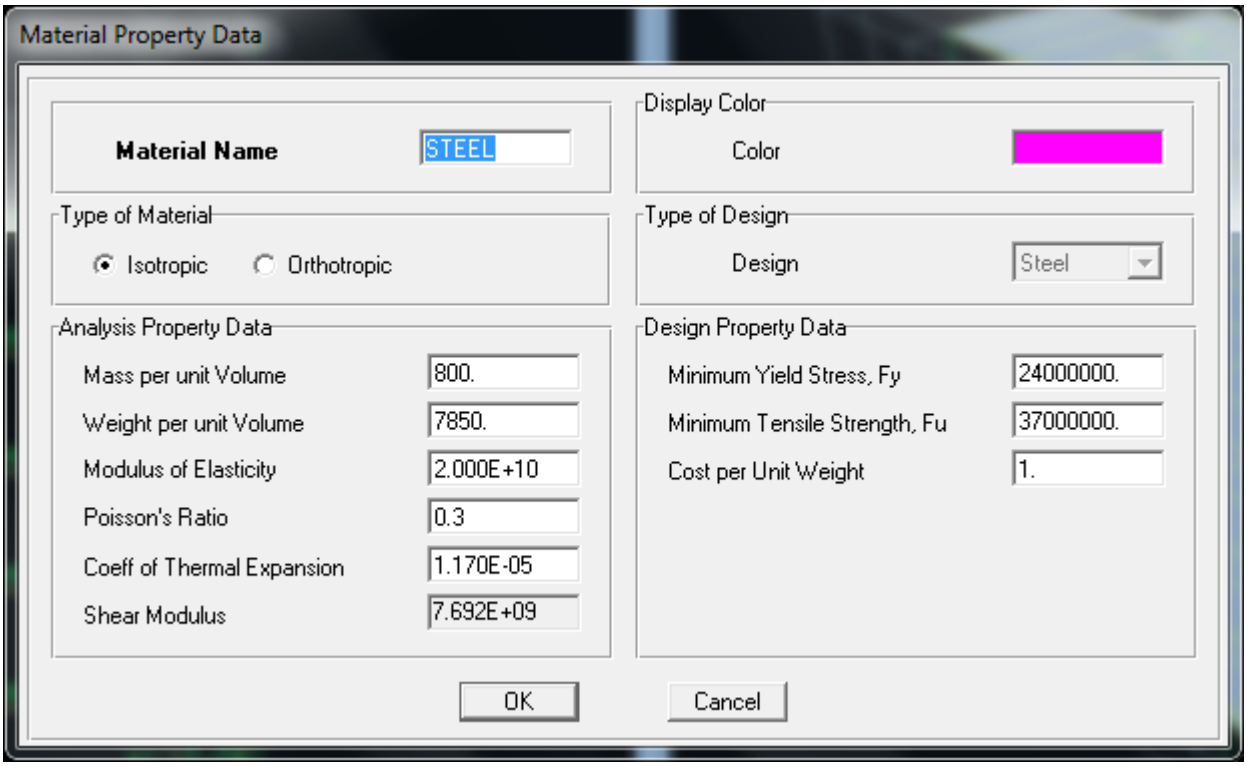
نکات مربوط به مدلسازی، تحلیل و طراحی سازه های فولادی به روش LRFD در نرم افزار ETABS 9.7.4

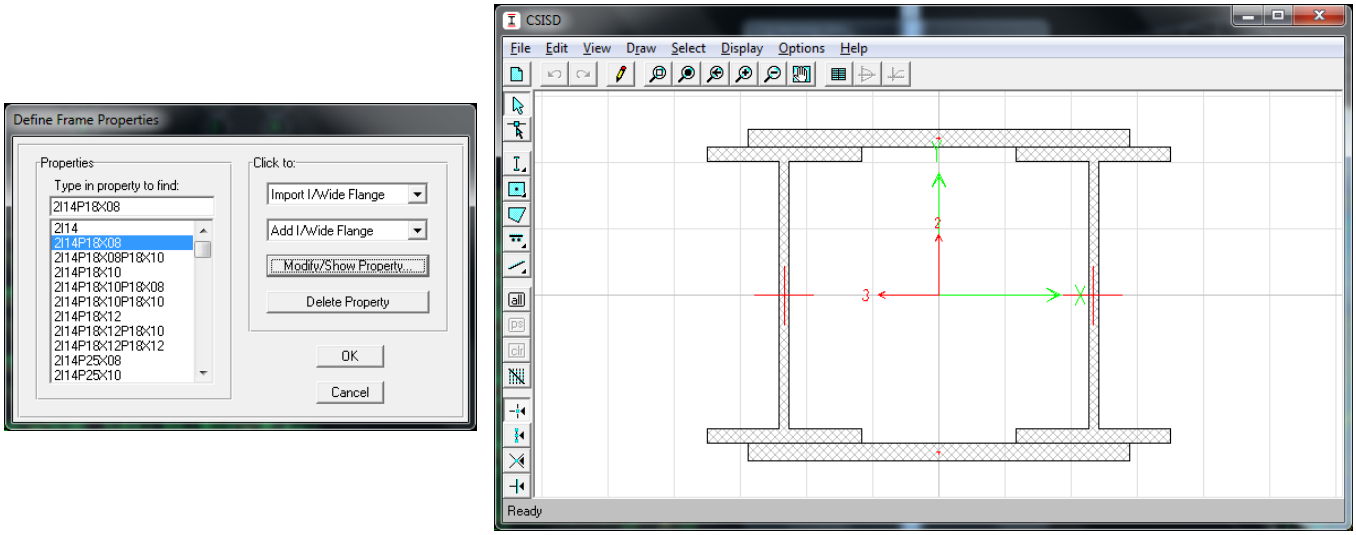
همکارانی که با طراحی سازه های فولادی به روش تنش مجاز در نرم افزار ETABS 9.7.4 آشنایی دارند، با انجام تنظیمات زیر می توانند سازه فولادی خود را به روش حدی مطابق با مبحث دهم مقررات ملی ایران طرح نمایند. همچنین فایل *.e2k شامل تنظیمات انجام شده و حالتها و ترکیبات بار مورد نیاز به پیوست دستورالعمل شماره ۱-۱۰۲-۹۳ ارائه شده است.

۱- در قسمت Define > Material Property Data مقادیر جرم واحد حجم، وزن واحد حجم و مدول الاستیسیته فولاد را به قرار شکل زیر وارد نمایید. دقت کنید که رابطه بین جرم واحد حجم (ρ) و وزن واحد حجم (γ) به قرار ρ =γ/9.81 می باشد. همچنین در آئین نامه مبحث دهم مقررات ملی سال ۱۳۹۲ مقدار E برابر $2.0x10^6$ kgf/cm^2 ذکر شده است.



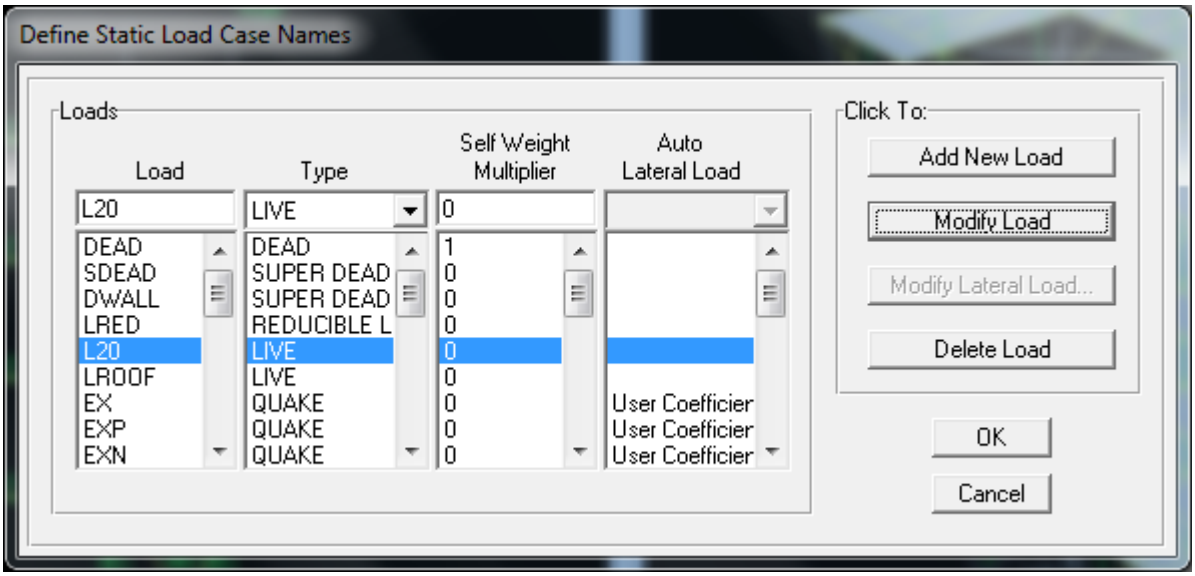
شکل (۱) تعریف مشخصات مصالح فولاد (واحدها بر حسب kg-m)

۲- در صورتی که بخواهید برنامه ETABS 9.7.4 سازه فولادی را بدون کنترل ملزومات لرزه ای مندرج در آئین نامه (مانند کنترل فشردگی، کنترل فاصله مهارهای جانبی تیرها، کنترل ضریب لاغری مهاربندها، کنترل نیاز به ورق پیوستگی و ورق مضاعف در قابهای خمشی و ...) طرح نماید، ولی ترکیبات بار تشدید یافته را بر روی ستونها اعمال کند، استفاده از مقاطع ساخته شده در برنامه(Section Designer (SD در قسمت Define > Frames Sections بلامانع است.



شکل (۲) استفاده از مقاطع SD یا General به شرط عدم نیاز به ضوابط لرزه ای توسط برنامه امکان پذیر است.

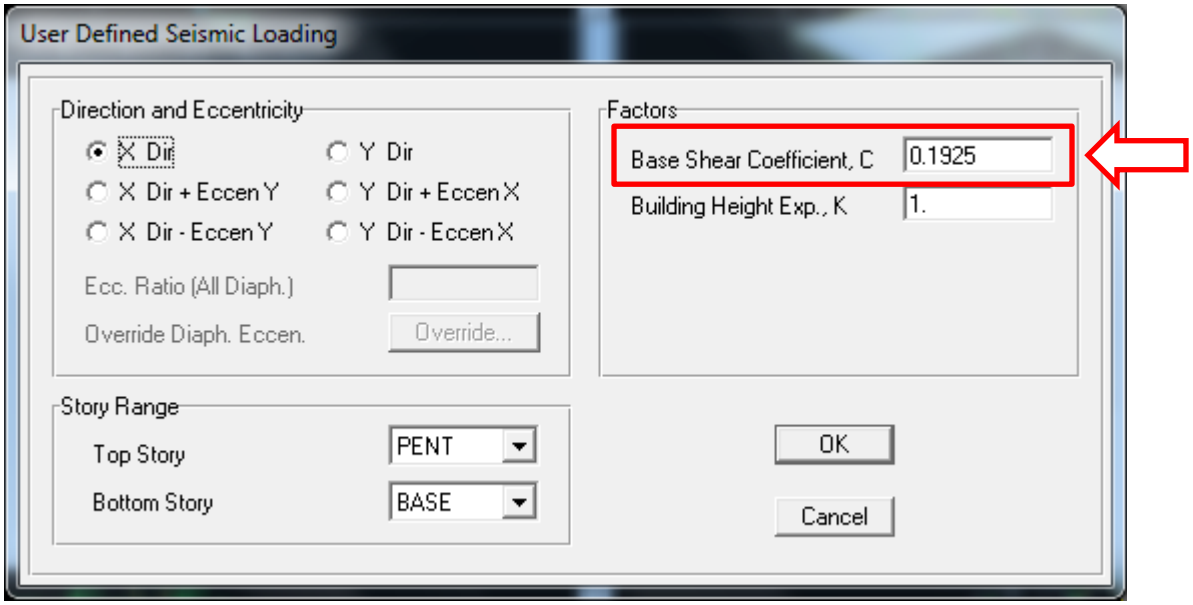
۳- حالتهای بار مورد استفاده مانند بارهای مرده کف، مرده نوع Super Dead، مرده دیوار، زنده با امکان کاهش سربار (عمدتاً بارهای زنده با مقدار کمتر از ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مربع)، زنده بدون امکان کاهش سربار، زنده بام، بار برف، بارهای زلزله، بارهای فرضی و ... را در قسمت Define > Static Load Cases تعریف نمایید.



شکل (۳) تعریف حالتهای بار

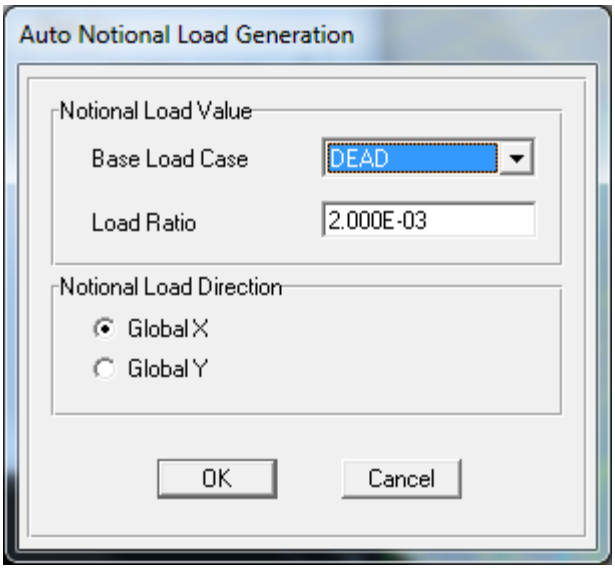
دقت نمایید که در ترکیبات بار معرفی شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ویرایش سال ۱۳۹۲ و یا آئین نامه ASCE7-10، ضریب بار زلزله در ترکیبات بار با فرض استفاده از ضریب رفتار سطح طراحی نهایی و برابر 1.0 در نظر گرفته شده است. بنابراین ضریب رفتار سازه مندرج در آئین نامه ۲۸۰۰ ویرایش سوم را می بایست بر عدد 1.4 تقسیم نموده و سپس نیروی زلزله را محاسبه نمود. به عبارت دیگر ضریب زلزله مورد استفاده در روش طراحی حدی می بایست 1.4 ضریب زلزله ای باشد که قبلاً در روش طراحی به روش تنش مجاز استفاده می شد.

بطور مثال اگر ضریب زلزله مربوطه به قاب مهاربندی همگرای ساده در طراحی به روش تنش مجاز قبلاً عدد 0.1375 استفاده می شد، در طراحی به روش حدی عدد 0.1925 را وارد کنید.

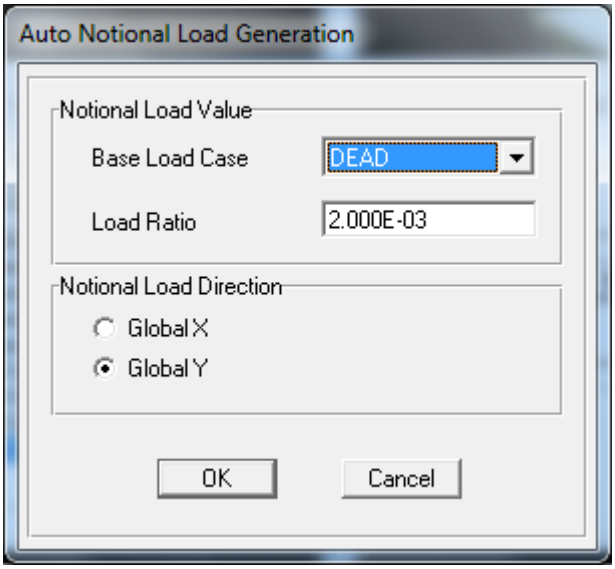


شکل (۴) ضریب بارهای زلزله می بایست در عدد 1.4 ضرب شوند.

در آئین نامه طراحی سازه های فولادی آمریکا از سال ۲۰۰۵ به بعد (AISC360-05 و ویرایش های بعدی) اعمال بار فرضی مربوط به ناشاقولی مجاز ستونها در طرح سازه الزامی شده است. مقدار این بار که بصورت جانبی بر سازه اعمال می شود، ضریبی از کل بار ثقلی می باشد. به طور معمول بار فرضی مربوط به ناشاقولی ستونها 0.002 برابر بار ثقلی است (N=0.002 Y) و با شرایطی می تواند تنها در ترکیبات بار ثقلی اعمال شود. به ازای هر حالت بار ثقلی تعریف شده، کاربر می بایست دو حالت بار فرضی یکی در راستای محور X و دیگری در راستای محور Y تعریف نماید. بطور مثال اگر کاربر حالتهای باری به نام های DEAD ، SDEAD ، SWALL برای اعمال بار مرده و حالتهای باری به نام های LRED ، L20 ، L40 ، LROOF برای اعمال بار زنده تعریف کرده باشد، ۱۴ حالت بار فرضی به ازای این ۷ حالت بار ثقلی می بایست تعریف گردد، یکی مربوط به بار فرضی جهت X و دیگری مربوط به بار فرضی جهت Y برای هر حالت بار. نوع این بار در قسمت Type مربوط به دستور Static Load Cases می بایست NOTIONAL انتخاب شود.



شکل (۵) تعریف حالت های بار فرضی راستای X به ازای هر حالت بار ثقلی



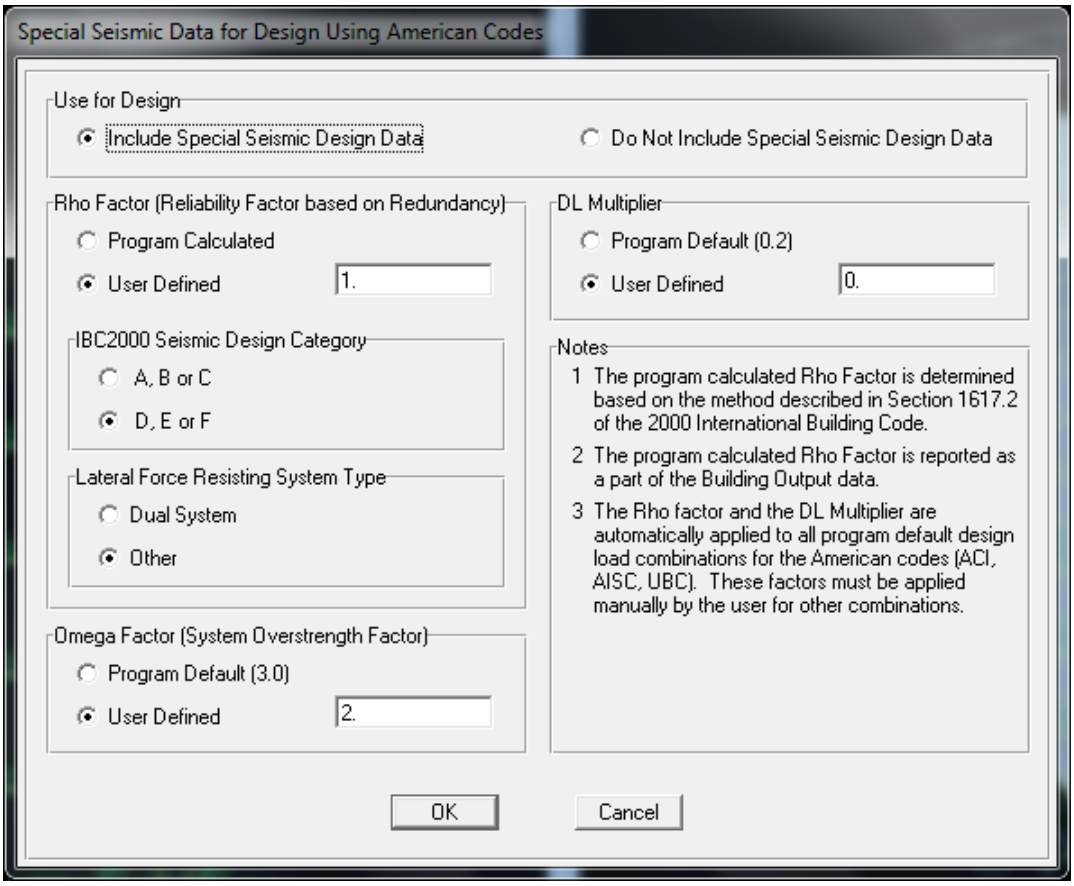
شکل (۶) تعریف حالت های بار فرضی راستای Y به ازای هر حالت بار ثقلی

۴- در قسمت Define > Load Combinations ترکیبات بار مبحث ششم مقررات ملی ساختمان سال ۱۳۹۲ را تعریف نمایید. این ترکیبات بار بطور مفصل در دستورالعمل شماره ۱-۱۰۲-۹۳ معاونت شهرسازی و معماری شهرداری شیراز تشریح شده است. ذکر چند نکته درباره این ترکیبات بار خالی از لطف نیست:

- بارهای فرضی مربوط به ناشاقولی ستون می تواند تنها در ترکیبات بار ثقلی وارد شود به شرط آنکه $\Delta_{2nd}/\Delta_{1st} \leq 1.7$ باشد. بطور معمول برای اکثر ساختمانها این شرط برقرار است.

- ضریب بارهای فرضی در یک ترکیب بار دقیقاً مانند ضریب بار ثقلی نظیر است. بطور مثال اگر در ترکیب بار ثقلی ضریب بار زنده برابر 1.6 باشد، ضریب حالت بار فرضی نظیر نیز 1.6 است.
- در یک ترکیب بارگذاری فقط بار فرضی یک راستا اعمال می گردد. مثلاً برای ترکیب بار ثقلی شامل بارهای زنده و مرده یک دفعه می بایست بارهای فرضی مرده و زنده جهت X و بار دیگر بارهای فرضی مرده و زنده جهت Y وارد شوند. همچنین بار جانبی مربوط به بار فرضی در هر دو راستای یک امتداد می بایست اعمال شود. یعنی یک بار می بایست بار فرضی مرده و زنده جهت X هر دو با علامت مثبت و بار بعد هر دو با علامت منفی لحاظ شوند. بنابراین هر ترکیب بار ثقلی با اعمال بارهای فرضی به چهار ترکیب بار تبدیل می شود.
- مطابق آئین نامه در ترکیبات بار شامل بار زلزله، ضریب بارهای زنده کمتر از ۵۰۰ کیلوگرم بر مترمربع (به شرط آنکه پارکینگ یا محل تجمع نباشد) برابر 0.5 است.
- در ترکیبات بار معرفی شده توسط آئین نامه مشاهده می شود که بار زنده بام در ترکیبات بارگذاری شامل بار زلزله وجود نداشته و بجای آن بار برف بام با ضریب 0.2 وارد شده است.
- مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان سال ۱۳۹۲ در ترکیبات بار تشدید یافته می باید اثر ۱۰۰٪ و ۳۰٪ جهت های متعامد نیز اعمال گردد. در این ترکیبات بار، زلزله راستای قائم نیز وارد شده ولی ضریب Ω_0 به آن اثر نمی کند.
- اگر بخواهیم خود نرم افزار ETABS ستونها را برای زلزله تشدید یافته با در نظر گرفتن اثر زلزله های متعامد بطور صحیح محاسبه نماید، ابتدا می بایست ترکیب بارهایی فقط شامل زلزله ۱۰۰٪ یک راستا و ۳۰٪ زلزله های متعامد تعریف کرده و سپس این در ترکیبات بار دیگری، این ترکیب بار شامل زلزله را با بارهای ثقلی ترکیب نماییم.

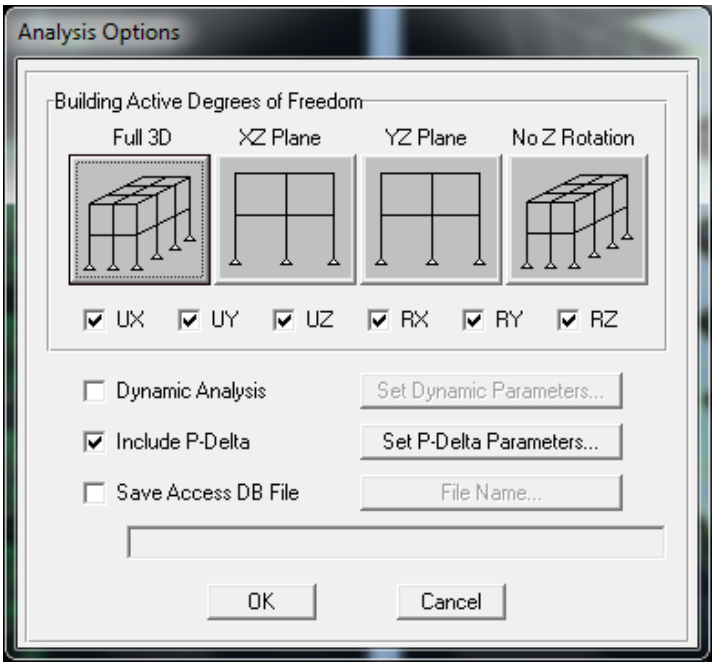
۵- برای آنکه برنامه ETABS کنترل های طرح لرزه ای را نیز انجام دهد، قسمت Define > Special Seismic Load Effects مانند شکل زیر تکمیل نمایید. در قسمت Omega Factor مقدار Ω_0 را وارد نمایید. این ضریب برای قابهای مهاربندی عدد ۲ ، قابهای دوگانه عدد ۲/۵ و قابهای خمشی عدد ۳ است. در صورتی که قصد دارید کنترل های لرزه ای را بصورت دستی انجام دهید، در این قسمت گزینه Do Not Include Special Seismic Design Data را انتخاب نمایید.



شکل (۷) معرفی پارامترهای طرح لرزه ای

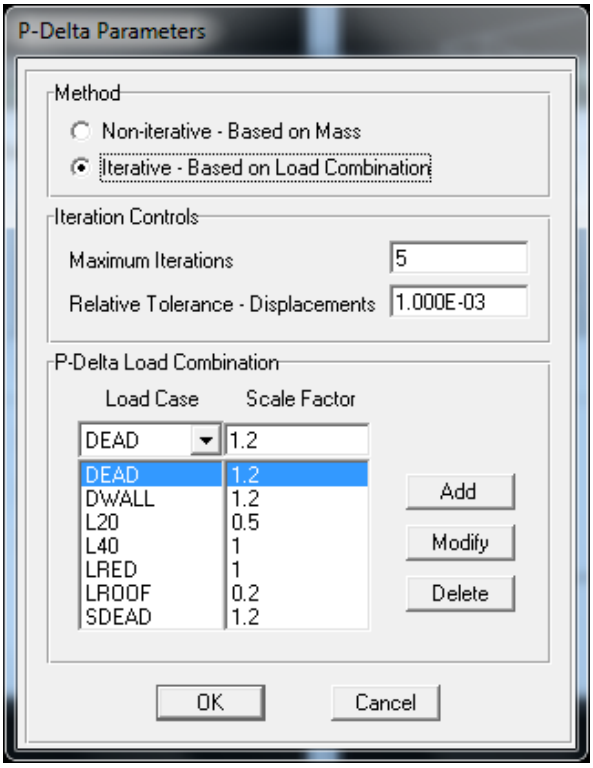
۶- پس از تنظیم بقیه موارد منوی Define ، اختصاص های مربوطه در منوی Assign را مانند روال قبل انجام دهید.

۷- در قسمت Analyze > Set Analysis Options انجام تحلیل P-Δ را فعال نمایید. برنامه ETABS در طرح سازه ها به روش LRFD فرض می کند نیروهای بدست آمده از تحلیل، نیروهای ناشی از تحلیل مرتبه دوم هستند و بنابراین ضریب تشدید لنگر B2 را در لنگرهای بدست آمده ضرب نمی کند. پس نتیجه می گیریم هرگاه بخواهیم سازه فولادی را در برنامه ETABS به روش LRFD طراحی نماییم، حتماً باید گزینه مربوط به انجام تحلیل P-Δ را فعال نماییم. این روند برخلاف روالی بود که در طراحی به روش ASD در برنامه ETABS داشتیم. دقت کنید با فعال کردن این گزینه برنامه تحلیل P-Δ را انجام داده ولی تحلیل P-δ را انجام نمی دهد. بنابراین برای تشدید لنگر بارهایی که ایجاد حرکت جانبی نمی کنند هنوز ضریب B1 را نیاز داریم.



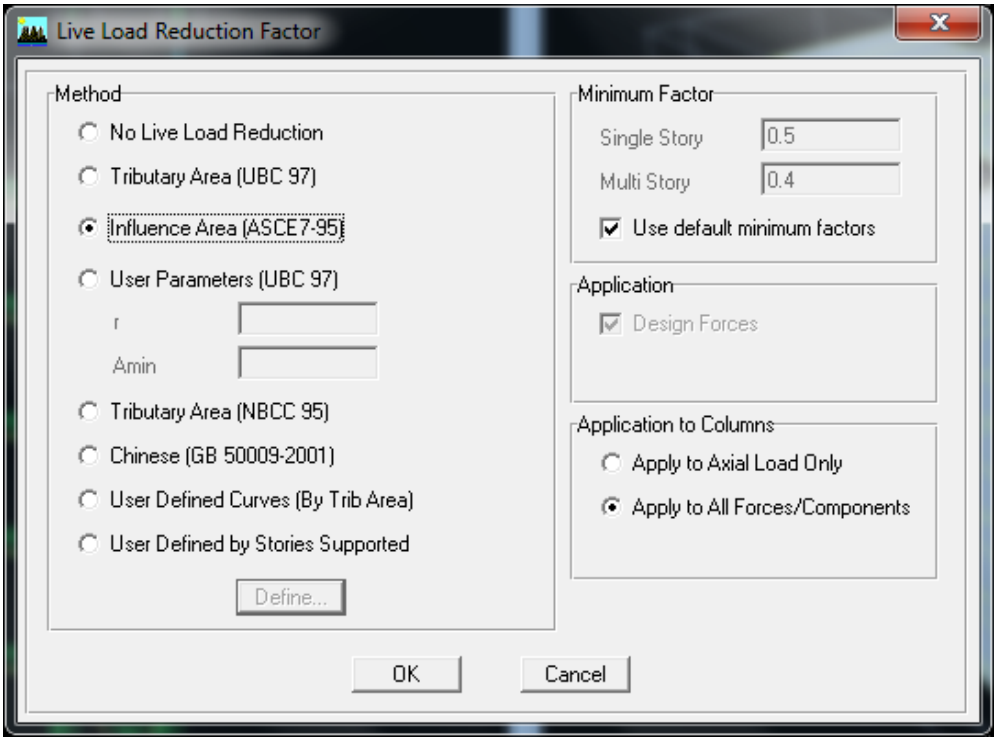
شکل (۸) فعال کردن تحلیل P-Δ

در قسمت Set P-Delta Parameters ترکیب بار ثقلی ای که می بایست بر اساس آن تحلیل P-Δ صورت گیرد را وارد نمایید. این ترکیب بار مطابق آنچه در Help برنامه ذکر شده است، می بایست بزرگترین ضرایب مربوط به بار ثقلی در ترکیب بارهای شامل بار جانبی باشد. بطور مثال اگر ترکیب بارهای شامل بار جانبی بصورت $1.2D+0.5L+0.2S) \pm E$ و $0.9D) \pm E$ باشد، ترکیب بار ثقلی $1.2D+0.5L+0.2S)$ برای ترکیبات بار اول شامل بار زلزله، تحلیلی دقیق و برای ترکیبات بار دوم تحلیلی محافظه کارانه ارائه خواهد کرد. این ترکیب بار ثقلی را در قسمت مربوطه وارد کنید.



شکل (۹) ترکیب بار ثقلی مربوط به تحلیل P-Δ

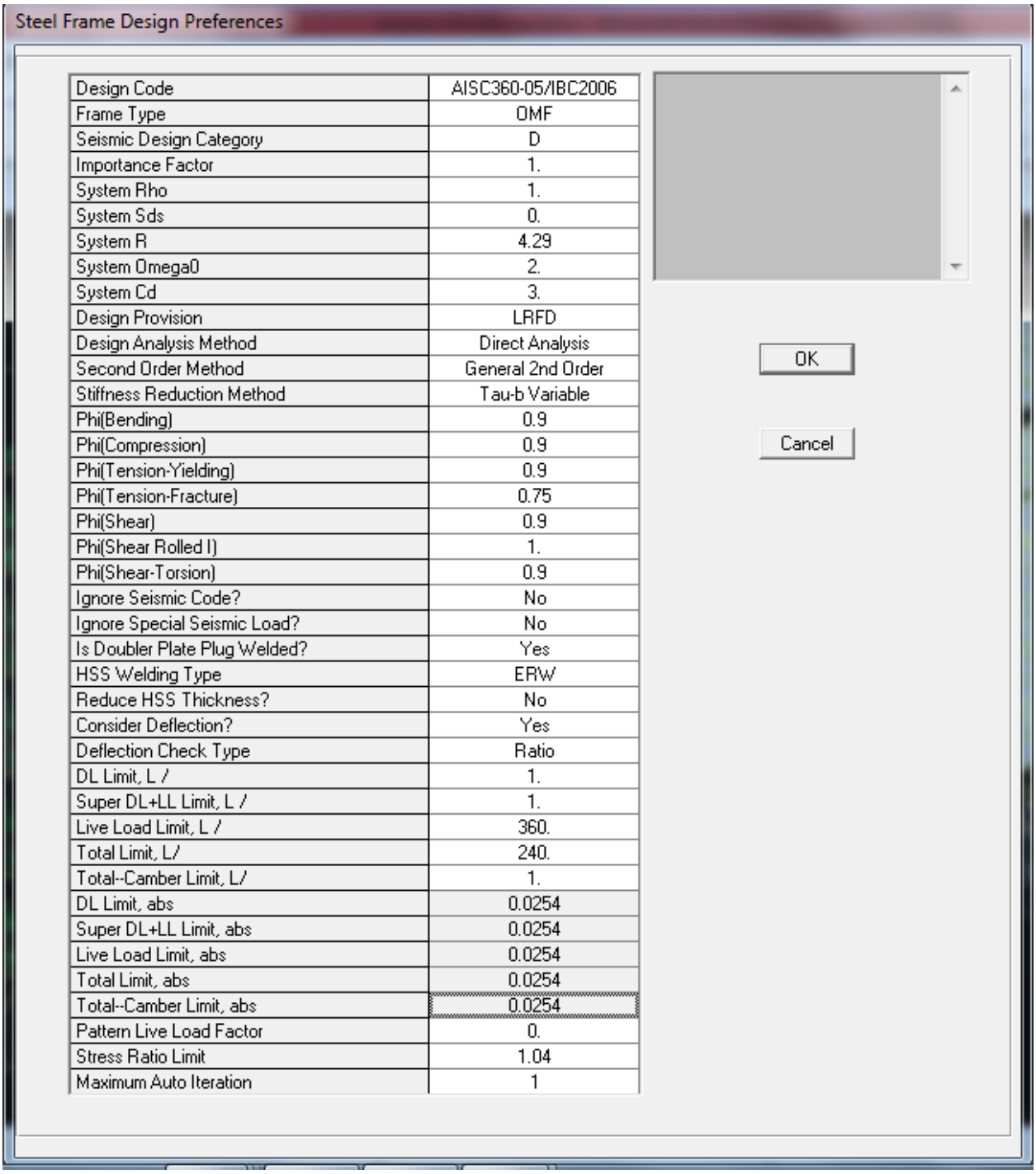
۸- در صورتی که بار زنده شامل کاهش سربار را معرفی کرده اید، برای انجام تنظیمات مربوطه وارد قسمت Options > Preferences > Live Load Reduction شوید و در این قسمت تنظیمات را مانند شکل زیر انجام دهید. دقت کنید که فرمول کاهش سربار معرفی شده در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان سال ۱۳۹۲ دقیقاً با آئین نامه ASCE7-95 و یا ویرایش های بعدی این آئین نامه تطابق دارد.



شکل (۱۰) تنظیمات مربوط به کاهش سربار

۹- پس از انجام تحلیل سازه برای انتخاب آئین نامه طراحی و تنظیمات مربوطه وارد قسمت Options > Preferences > Steel Frame Design شوید. قسمتهای مختلف را مطابق شکل (۱۱) تکمیل نمایید. در این تنظیمات به نکات زیر دقت کنید:

- آئین نامه طراحی را AISC360-05/IBC2006 انتخاب کنید.
- در تمام انواع قابهای SMF (قاب خمشی ویژه)، IMF (قاب خمشی متوسط)، SCBF (قاب مهاربندی همگرای ویژه)، OCBF (قاب مهاربندی همگرای معمولی)، OCBFI (قاب مهاربندی همگرای معمولی با جداگر لرزه ای) و EBF (قاب مهاربندی واگرا)، برنامه ETABS کنترل فشردگی مقاطع را قبل از طراحی انجام داده و درصورتی که مقطعی فشرده نباشد، آنرا طراحی نخواهد کرد. تنها وقتی که نوع قاب را OMF انتخاب کنید، برنامه بدون کنترل ضابطه فشردگی، مقاطع را طراحی می نماید. از نظر فرمولهای کنترل اعضاء فولادی، هیچ تفاوتی بین قابهای انتخابی مختلف وجود ندارد و با تغییر نوع سیستم لرزه بر، تنها کنترلهای مربوط به ضوابط لرزه ای فرق خواهد کرد.
- مقاطعی را که در برنامه SD تعریف کرده ایم، مقطع نوع General بوده و از نظر برنامه ETABS این مقاطع غیرفشرده می باشند.
- در صورتی که سیستم باربر جانبی سازه، قاب مهاربندی همگرای معمولی باشد، می توانید نوع قاب را در برنامه OMF انتخاب نمایید. بدین ترتیب برنامه ETABS فشردگی مقاطع را کنترل نکرده اما کنترل ستونها تحت ترکیبات بار تشدید یافته را انجام می دهد. مزیت این روش آن است که می توانید از مقاطع تعریف شده در برنامه SD نیز در طرح اعضاء استفاده نمایید. یادآوری می شود در قابهای مهاربندی هم محور با شکل پذیری معمولی، مطابق آئین نامه می بایست مقاطع تیر، ستون و مهاربند فشرده باشند. همچنین مقاطع تیر و مهاربند نوع ۷ و ۸ می بایست فشرده لرزه ای برای اعضاء با شکل پذیری متوسط باشند. علاوه بر این تیرهای متصل به مهاربندهای ۷ و ۸ می بایست برای ترکیب بارهای ثقلی و ترکیب بار شامل نیروی نامتعادل طرح شوند. لاغری مهاربندهای ۷ و ۸ نیز نباید از عدد ۱۱۵ بیشتر شود. در این صورت این کنترلها را می بایست بصورت دستی انجام داد.



Design Code	AISC360-05/IBC2006
Frame Type	OMF
Seismic Design Category	D
Importance Factor	1.
System Rho	1.
System Sds	0.
System R	4.29
System Omega0	2.
System Cd	3.
Design Provision	LRFD
Design Analysis Method	Direct Analysis
Second Order Method	General 2nd Order
Stiffness Reduction Method	Tau-b Variable
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
Consider Deflection?	Yes
Deflection Check Type	Ratio
DL Limit, L /	1.
Super DL+LL Limit, L /	1.
Live Load Limit, L /	360.
Total Limit, L/	240.
Total--Camber Limit, L/	1.
DL Limit, abs	0.0254
Super DL+LL Limit, abs	0.0254
Live Load Limit, abs	0.0254
Total Limit, abs	0.0254
Total--Camber Limit, abs	0.0254
Pattern Live Load Factor	0.
Stress Ratio Limit	1.04
Maximum Auto Iteration	1

شکل (۱۱) تنظیمات مربوط به طراحی سازه فولادی به روش LRFD

- در صورتی که سیستم لرزه بر جانبی، قاب خمشی با شکل پذیری متوسط یا ویژه باشد، مطابق دستورالعمل شماره ۱-۱۰۳-۹۳ معاونت شهرسازی و معماری شهرداری شیراز، ستونهای مربوطه می بایست ستونهای ساخته شده از ورق (مثل باکس یا H) بوده و استفاده از مقاطع مرکب برای مقطع ستون مجاز نمی باشند. همچنین تیرهای اصلی نیز به طور معمول مقاطع I شکل نورد شده یا

ساخته شده از ورق هستند. بنابراین در این حالت بهتر است در برنامه ETABS از پروفیل های تعریف شده نظیر مقاطع I/Wide Flange و یا BOX (بدون نیاز به ساختن پروفیلها در برنامه SD) استفاده شده و نوع قاب را در قسمت تنظیمات IMF یا SMF انتخاب کنیم تا برنامه کنترل های لرزه ای مربوطه را انجام دهد. کنترل هایی را که برنامه در این حالت انجام می دهد عبارتند از کنترل فشرده لرزه ای بودن تیرها و ستونها، کنترل فاصله مهار جانبی بال تیرها، کنترل ستونها در ترکیبات بار تشدید یافته، کنترل لاغری ستونها در قابهای خمشی ویژه، کنترل ضابطه ستون قوی و تیر ضعیف در ستونهای قاب خمشی ویژه (برای فقط ساختمانهایی که گروه لرزه ای آنها E و F انتخاب شوند)، کنترل لزوم و طرح ورق پیوستگی و همچنین کنترل تنش برشی و ضخامت ورق مضاعف در ستونهای با مقطع H شکل برای خمش حول محور قوی.

- در صورتی که نوع سیستم لرزه بر جانبی، قاب مهاربندی برون محور باشد، برای آنکه برنامه ETABS بتواند کنترل های لرزه ای مربوطه را انجام دهد، می بایست نوع قاب را در قسمت تنظیمات برنامه EBF انتخاب کرده و پروفیهای تیر و ستون و مهاربند را یا از پروفیل های شناخته شده در ETABS مثل مقطع I/Wide Flange و یا BOX استفاده کنیم و یا اگر از پروفیلهای دیگر مثل مقاطع مرکب استفاده می نماییم، ابتدا با استفاده از برنامه PROPER این مقاطع را بصورت مقاطع I شکل یا دیگر مقاطع شناخته شده توسط ETABS معادل سازی کرده و سپس وارد برنامه نمود تا برنامه بتواند ضوابط طرح لرزه ای را روی آنها انجام دهد. کنترل هایی را که برنامه برای قاب EBF انجام می دهد عبارتند از کنترل فشرده لرزه ای بودن تیر پیوند- ستون دهانه مهاربندی و مهاربند، کنترل ضوابط طرح لرزه ای تیر پیوند- تیر خارج پیوند- مهاربند- ستون دهانه مهاربندی، کنترل ستونها در ترکیبات بار تشدید یافته و کنترل دوران تیر پیوند. توصیه می شود با توجه به اینکه کنترل این ضوابط بصورت دستی بسیار وقت گیر می باشد، برای طرح این نوع قاب حتماً از یکی از دو روش ذکر شده در فوق برای تعریف مقاطع استفاده کرده تا خود برنامه ETABS کنترلهای لرزه ای مربوطه را انجام دهد.
- در قسمت Seismic Design Category گروه لرزه ای ساختمان را یکی از انواع D تا F (ترجیحاً F) انتخاب کنید. همچنین در قسمت System R مقدار ضریب رفتار نهایی سسیتم لرزه بر را معرفی نمایید. گروه های لرزه ای ساختمانها در آئین نامه بارگذاری آمریکا بر اساس شدت لرزه خیزی منطقه و همچنین میزان اهمیت ساختمان (میزان ریسک) از A تا F دسته بندی می شوند که A مربوط به ساختمان با کمترین شدت لرزه خیزی و اهمیت ولی F با بیشترین میزان می باشد. مطابق آئین نامه AISC341 تمهیدیات لرزه ای برای سازه ای که در دسته بندی لرزه ای A تا C قرار دارند و ضریب رفتار نهایی آنها ۳ یا کمتر بوده و همچنین در نظر گرفته نمی شود.
- ضریب اهمیت ساختمان را در قسمت Important Factor برابر 1.0 و در قسمت System Cd مقدار 0.7R را وارد نمایید. این اعداد تنها وقتی نوع قاب را EBF انتخاب نمایید و برای محاسبه و کنترل دوران تیر پیوند استفاده می شوند. برای محاسبه دوران تیر پیوند، از تغییرمکان جانبی واقعی (غیرخطی) سازه استفاده می شود. مطابق آئین نامه ASCE7 تغییرمکان غیرخطی از ضرب تغییرمکان خطی در ضریب C_d/I بدست می آید که C_d ضریب تشدید تغییرمکان می باشد. در آئین نامه ۲۸۰۰ ایران برای تبدیل تغییرمکان خطی به غیرخطی ضریب 0.7R معرفی شده است. بنابراین برای اینکه تناظر بین دو آئین نامه درست صورت گیرد، اعداد ذکر شده برای این دو قسمت وارد نمایید.
- در قسمت System Rho عدد 1.0 و در قسمت System Sds عدد 0 را وارد نمایید. در آئین نامه ASCE7 در صورتی که سیستم باربر لرزه ای در یک راستا به میزان مناسبی مهیا نشده باشد، نیروی زلزله در عدد ρ که 1.3 می باشد ضرب می شود (نیروی زلزله ۳۰٪ افزایش می یابد). در آئین نامه ۲۸۰۰ ایران تا ویرایش سوم این ضریب وجود نداشت. به عبارت دیگر این ضریب 1.0 در نظر گرفته شده بود. هرچند در پیش نویس آئین نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم ضریب ρ به میزان 1.2 معرفی شده است. علاوه بر این در آئین نامه ASCE برای در نظر گرفتن اثر مؤلفه قائم زلزله، تمام بارهای مرده به اندازه $0.2S_{DS}$ افزایش داده می شود. در آئین نامه ۲۸۰۰ ویرایش سوم و پیش نویس چهارم این آئین نامه، چنین روشی دیده نشده است. به عبارت دیگر این ضریب برابر 0 می باشد. دقت کنید که در آئین نامه آمریکا این افزایش بار مرده بخاطر اثر زلزله قائم هم در ترکیبات بار عادی و هم

در ترکیبات بار تشدید یافته، یک بار به صورت افزایشی و یکبار بصورت کاهشی می بایست اعمال گردد. بنابراین بطور مثال ترکیبات بار تشدید یافته مطابق آئین نامه ASCE7 به قرار زیر است:

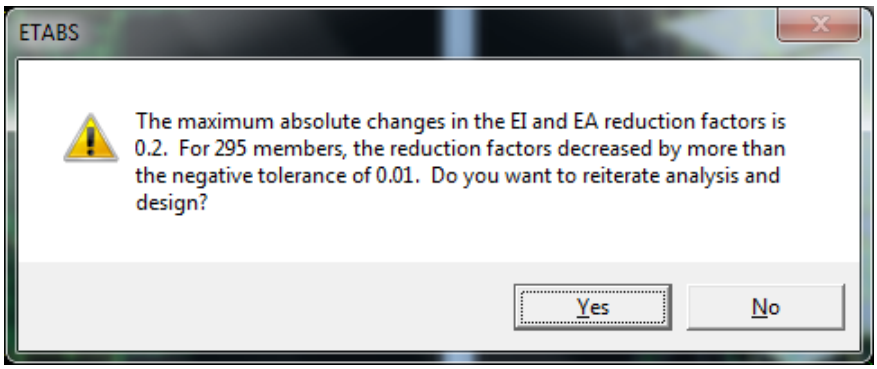
For LRFD provisions,

$(0.9 - 0.2S_{DS})DL \pm \Omega_0 Q_E$ (ASCE 12.4.3.2, 2.3.2-7)

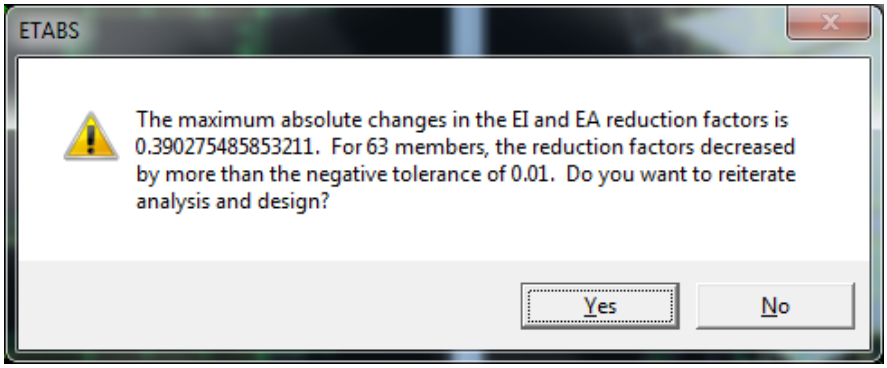
$(1.2 + 0.2S_{DS})DL \pm \Omega_0 Q_E + 1.0LL$ (ASCE 12.4.3.2, 2.3.2-5)

- همانطور که مشاهده کردید در برنامه ETABS 9.7.4 دو بار و در دو قسمت مختلف یکی در منوی Define > Special Seismic Load Effects و دیگری در قسمت Options > Preferences > Steel Frame Design تنظیمات پارامترهای لرزه ای مثل ρ و Ω_0 را می پرسد. این ایراد برنامه است که در ETABS 2013 برطرف شده است و تمامی تنظیمات مربوطه در یک قسمت تجمیع شده اند. هرچند در برنامه ETABS 9.7.4 نیز ρ از عدد وارد شده در قسمت Options و Ω_0 از عدد معرفی شده در منوی Define قرائت می شود.
- در قسمت Design Provision روش طراحی LRFD انتخاب کنید. دقت نمایید که در ویرایش های سال ۲۰۰۵ و بعدی آئین نامه AISC360 علاوه بر روش ضرایب بار و مقاومت (LRFD)، روش مقاومت مجاز (ASD) نیز برای طراحی وجود دارد. روش ASD معرفی شده در این آئین نامه بدین صورت است که ابتدا می بایست با استفاده از فرمول های ارائه شده برای حالت LRFD مقاومت های اسمی اعضاء (R_n) محاسبه شوند. سپس به جای آنکه این مقاومت ها با ضریب کاهش مقاومت ϕ کاهش یابند تا به مقاومت طراحی (ϕR_n) برسیم، بر ضریب اطمینان Ω تقسیم شده تا به مقاومت مجاز (R_n/Ω) برسیم. بطور مثال برای محاسبه ظرفیت کششی یک عضو تحت معیار حدی تسلیم، بجای آنکه ظرفیت اسمی کششی عضو (T_n) را در عدد ϕ=0.9 ضرب کنیم تا به مقاومت طراحی کششی عضو برسیم ($\phi T_n = 0.9 T_n$)، مقاومت اسمی بدست آمده را بر عدد Ω=1.67 تقسیم می کنیم تا به مقاومت مجاز کششی عضو برسیم ($T_n/\Omega = 0.6 T_n$). هر چند مقاومت مجاز با نیروهای بدست آمده از ترکیبات بار بهره بردای مقایسه می شود. اما مقاومت طراحی را می بایست با نیروهای بدست آمده از ترکیبات بار نهایی مقایسه نمود. در حقیقت می توان گفت که این روش یک حقّه برای کسانی است که فقط با روش تنش مجاز آشنایی دارند. ولی پایه محاسبات همان روش حدی می باشد. در آئین نامه مبحث دهم مقررات ملی ایران نیز تنها روش LRFD ارائه شده است. در هر صورت در این قسمت از برنامه ETABS روش LRFD را انتخاب نمایید.
- در قسمت Design Analysis Method نوع تحلیل و طراحی برای پایداری را Direct Analysis انتخاب نمایید. تا قبل از آئین نامه AISC360-05 طرح پایداری سازه فقط با روش طول مؤثر (Effective Length) صورت می گرفت. این روش که با فرضیات متعددی همراه بود، روش مناسبی برای طرح پایداری همه سازه ها نبود. به همین دلیل در در آئین نامه AISC360-05 روش Direct Analysis به عنوان یک راهکرد جدید در پیوست این آئین نامه آورده شد. در آئین نامه AISC360-10 روش Effective Length که دارای محدودیت هایی می باشد، به پیوست آئین نامه منتقل شد و روش Direct Analysis به جای آن به متن اصلی آئین نامه افزوده شد. در روش Direct Analysis ضریب طول مؤثر ستونها (K) برابر 1.0 در محاسبات مقاومت ستون در نظر گرفته می شود اما سختی اعضاء در تحلیل و طراحی کاهش داده می شود. ضریب کاهش سختی های محوری، برشی و پیچشی برابر 0.8 است. ولی ضریب کاهش سختی خمشی برابر τ_b 0.8 می باشد. در این رابطه τ_b ضریبی است که وابسته به نیروی محوری اعضاء می باشد و هرچه نیروی محوری عضو بیشتر باشد، این ضریب کمتر است.

- هنگامی که روش Direct Analysis را در برنامه ETABS برای تحلیل و طراحی پایداری سازه انتخاب می کنیم، خود برنامه بصورت داخلی ضرایب کاهش سختی را اعمال می کند و نیازی این نیست که بصورت دستی کاهش سختی ها را Assign نمود.
- در قسمت Stiffness Reduction Method گزینه Tau-b Variable را انتخاب نمایید. همانطور که گفته شد، هنگامی که از روش Direct Analysis برای تحلیل و طراحی پایداری سازه استفاده می شود، سختی های اعضاء در ضرایب کاهش 0.8 ضرب می شوند، بجز سختی خمشی که در ضریب $0.8\tau_b$ ضرب می شود. τ_b ضریبی است متغیر که وابسته به نیروی محوری عضو است. هر چند می توان مطابق آئین نامه این ضریب را ثابت فرض کرده (τ_b را برابر 1.0 گرفت)، به شرط آنکه بار فرضی ای به اندازه 0.001 Y در تمامی ترکیبات بارگذاری، حتی ترکیبات بارگذاری شامل بار جانبی، افزود. این بار فرضی، اضافه بر بار فرضی مربوط به ناشاقولی ستونها به اندازه 0.002 Y است که بطور معمول تنها در ترکیبات بارگذاری ثقلی اعمال می گردد. برای آنکه دچار دردسرهای مربوط به این قضایا نشویم، بهتر است همیشه ضریب τ_b را متغیر در نظر بگیریم. هر چند ETABS هر دو گزینه Tau-b Fixed و Tau-b Variable را دارا می باشد.
- نکته ای که وجود دارد آن است که تا قبل از آنکه اولین طراحی بر اساس آئین نامه AISC360-05/IBC2006 با استفاده از روش Direct Analysis انجام شود، سختی های اعضاء سازه کاهش نیافته باقی خواهند ماند. اما پس از آن است که در صورت تحلیل دوباره سازه (بدون تغییر نوع آئین نامه)، ضرایب کاهش سختی اعمال می شوند و بنابراین از آن پس است که می توان بطور مثال مشاهده نمود که تغییرمکان جانبی سازه و خیز تیرها بخاطر کاهش سختی افزایش یافته اند. برنامه پس از اولین طراحی بر اساس این آئین نامه با روش Direct Analysis پیامی را نمایش می دهد که حداکثر میزان تغییر سختی اعضاء و تعداد اعضایی که سختی آنها تغییر داشته است را نشان می دهد. شکل (۱۲) حالتی را نشان می دهد که از روش Tau-b Fixed برای کاهش سختی استفاده شده است و بنابراین تغییر ضریب کاهش سختی اعضاء حداکثر به اندازه 0.2 می باشد (ضریب تغییر سختی از عدد 1.0 به عدد 0.8 تغییر یافته است). شکل (۱۳) مثالی از سازه ای است که از روش Tau-b Variable استفاده نموده ایم. در این حالت حداکثر تغییر ضریب تغییر سختی 0.39 بوده است (ضریب سختی خمشی از عدد 1.0 به حداکثر عدد 0.61 تغییر یافته است).
- مطابق آئین نامه برای کنترل های سازه در حالت حدی بهره برداری مانند کنترل دریفت، خیز تیر، محاسبه پریود و کنترل فرکانس، نیاز به اعمال کاهش سختی اعضاء نیست. بنابراین برای مثلاً کنترل دریفت ابتدا آئین نامه را مثلاً به AISC-ASD89 تبدیل کرده و سپس مدل خود را Run کنید تا از نتیجه بدست آمده برای کنترل دریفت سازه استفاده نمایید. هرچند اگر سازه در مدلی که سختی سازه را کاهش داده اید جوابگوی دریفت مجاز بود، در مدل اصلی نیز این کنترل جوابگو خواهد بود. نکته دیگر آنکه با توجه به تغییر سختی سازه، پریودهای مودهای ارتعاشی بدست آمده نیز اعداد بیشتری بوده و نتایج تحلیل دینامیکی نیز تغییر می کند. راه حل آن است که در مرحله آخر طراحی، یک مدل با سختی اصلی (تغییر آئین نامه به AISC-ASD89) تحلیل نموده و سپس توزیع استاتیکی نظیر تحلیل دینامیکی نیروها را قرائت و سپس بر سازه اعمال و بر اساس آن سازه را کنترل نماییم.



شکل (۱۲) پیام برنامه مبنی بر تغییر سختی اعضاء و نیاز به تحلیل سازه بر اساس سختی های جدید (روش Tau-b Fixed)



شکل (۱۳) پیام برنامه مبنی بر تغییر سختی اعضاء و نیاز به تحلیل سازه بر اساس سختی های جدید (روش Tau-b Variable)

- در قسمت Second Order Method روش General 2^{nd} Order را انتخاب کنید. بطور کلی دو روش برای در نظر گرفتن آثار مرتبه دوم نیروها در محاسبات وجود دارد. روش اول که به نام General 2^{nd} Order در برنامه شناخته می شود، روش دقیق است. در این روش اثرات مرتبه دوم مستقیماً در هنگام تحلیل سازه دیده شود. روش دوم که روشی تقریبی و دارای محدودیت است در برنامه به نام روش Amplified 1^{st} order شناخته می شود، بدین صورت است که سازه را تحلیل مرتبه اول خطی کرده و در هنگام طراحی اعضای سازه، نیروهای بدست آمده از این تحلیل را با ضرایب B1 و B2 تشدید می نماییم. B1 ضریب تشدید مربوط به بارهای بدون حرکت جانبی (معمولاً بارهای ثقلی) و B2 ضریب تشدید مربوط به بارهای با حرکت جانبی (معمولاً بارهای جانبی مثل زلزله) می باشد. برنامه ETABS همواه ضریب B2 که مربوطه به اثر P-Δ می باشد را برابر 1.0 در نظر می گیرد. به عبارت دیگر همیشه فرض می کند تحلیل P-Δ در هنگام تحلیل سازه فعال شده است. نکته دیگر آنکه برنامه ETABS فقط تحلیل P-Δ (اثرات مرتبه دوم مربوط به بارهای با حرکت جانبی) را انجام داده ولی تحلیل P-δ (اثرات مرتبه دوم مربوط به بارهای بدون حرکت جانبی) را انجام نمی دهد. بنابراین همواره ضریب تشدید B1 را محاسبه می نماید. بنابراین همواره در هنگام تحلیل و طراحی یک سازه به روش حدی، می بایست تحلیل P-Δ را فعال نمود. اگر در برنامه روش Amplified 1^{st} Order را انتخاب نمایید، مقادیر B1 و B2 قابل Overwrite کردن هستند.
- مقادیر پیش فرض برنامه برای ضرایب کاهش مقاومت φ را که مطابق آئین نامه می باشد، تغییر ندهید.
- در قسمت Ignore Seismic Code? گزینه No را انتخاب نمایید. این بدان معناست که کنترل های طرح لرزه ای روی سازه صورت پذیرد. این کنترلها برای هر نوع قاب مطابق آنچه در قسمتهای قبل ذکر گردید متفاوت می باشد. اما برای همه انواع قابها طرح لرزه ای شامل کنترل فشردگی مقاطع (بجز سیستم OMF) و محاسبه نیروی محوری ستون تحت ترکیبات بار تشدید یافته وجود دارد.
- در قسمت Ignore Special Seismic Load? گزینه No را انتخاب کنید. این بدان مفهوم است که ستونها تحت اثر ترکیبات بار تشدید یافته کنترل شوند. درصورتی که گزینه Ignore Seismic Code? را Yes انتخاب کنیم، تفاوتی نمی کند در این قسمت چه گزینه ای را انتخاب نماییم.
- در قسمت Is Doubler Plate Plug Welded? مشخص نمایید که در صورتی که نوع قاب را IMF یا SMF انتخاب کرده اید، ورق مضاعف را به جان ستون H شکل جوش انگشتانه می دهید یا خیر. درصورتی که ورق مضاعف به جان ستون جوش انگشتانه شود، مطابق آئین نامه می توان مجموع ضخامت جان ستون و ورق مضاعف را برای کنترل ضابطه پایداری ورق جان ستون در نظر گرفت.

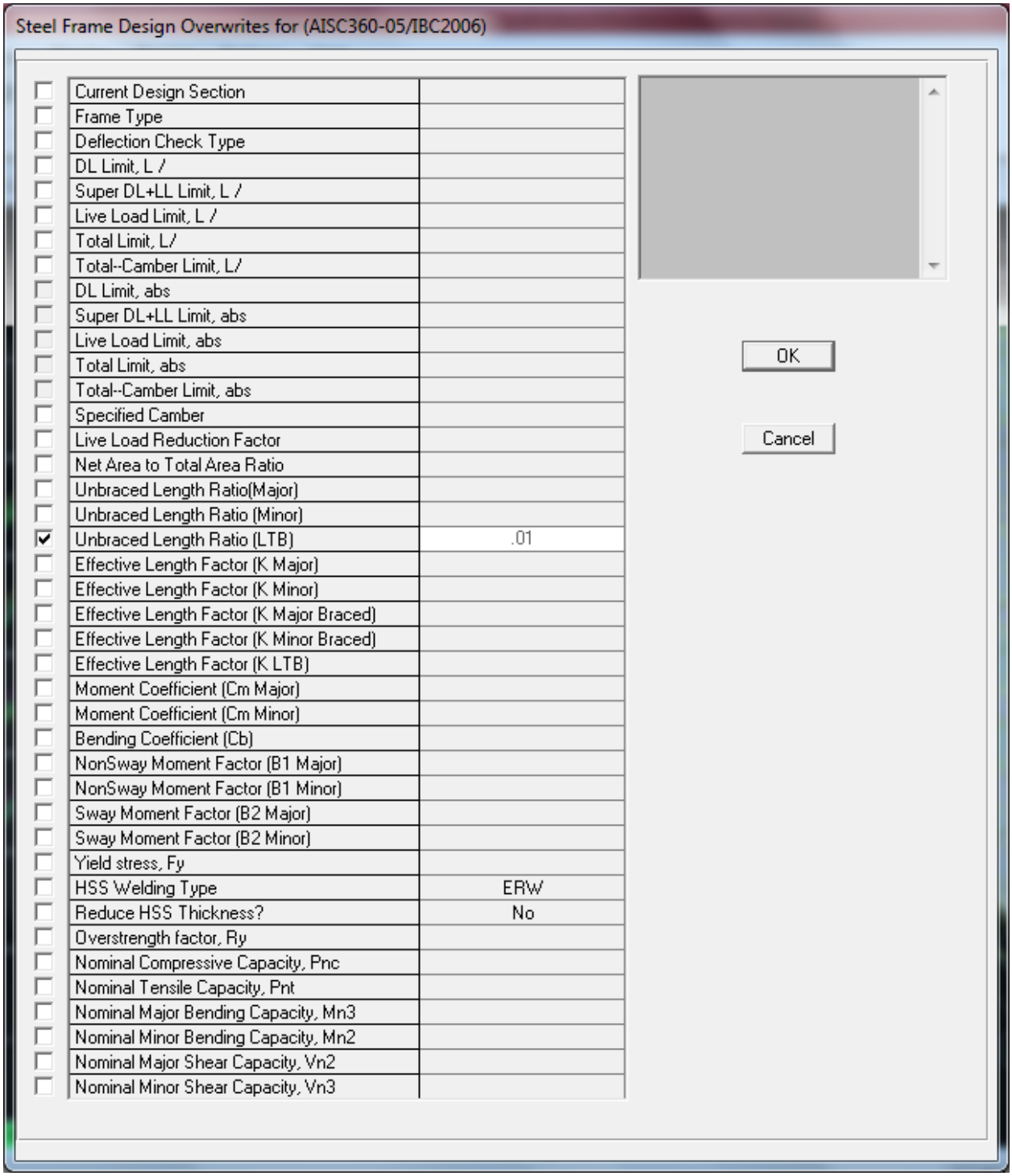
- دو گزینه HSS Welding Type و Reduce HSS Thickness? به این خاطر است که مطابق آئین نامه AISC360-05 برای مقاطع توخالی (باکس و لوله) در صورتی که نوع جوشکاری ERW باشد، 0.93 ضخامت ورق پروفیل در محاسبات مقطع ستون در نظر گرفته می شود.
- گزینه Consider Deflection? و تنظیمات بعدی برای کنترل خیز تیرها برای حالت حدی بهره برداری و دقیقاً مانند آنچه در روش تنش مجاز داشتیم می باشد.
- گزینه Pattern Live Load Factor برای در نظر گرفتن نامساعدترین وضعیت بارگذاری زنده روی تیر متصل به یک کنسول وقتی کنسول و تیر مجاور بصورت صلب به ستون متصل شوند استفاده می شود. در این حالت برنامه لنگر ناشی از بارهای مرده روی تیر کنارکنسول را محاسبه کرده و سپس لنگر ناشی از درصدی بار زنده روی تیر کنار کنسول با فرض اینکه تیر دو سر ساده است را نیز محاسبه می نماید. حال جمع لنگر بارهای مرده و زنده را برای تیر کنار کنسول محاسبه نموده و با هم جمع می نماید. بین این وضعیت و وضعیتی که کل بار مرده و زنده روی تیر می باشد، آنکه لنگر بیشتری را حاصل کند معیار طراحی خواهد بود. اگر عدد 0 را در این قسمت وارد نمایید به معنی عدم در نظر گرفتن این وضعیت می باشد.
- گزینه های Stress Ratio Limit و Maximum Auto Iteration را به ترتیب حد نسبت نیرو به مقاومت مجاز و همچنین تعداد تکراهای تحلیل و طراحی که بصورت اتوماتیک توسط برنامه اعمال می شود وارد نمایید.

۱۰- پس از انجام تنظمیات طراحی، وارد قسمت Design > Steel Frame Design > Select Design Combo شده و ترکیبات باری که قبلاً برای طراحی تعریف شده اند انتخاب نمایید. بایستی دقت کرد برنامه ETABS 9.7.4 همواره ترکیبات بار پیش فرض آئین نامه را به ترکیبات بار انتخاب شده در این قسمت، در هنگام طراحی می افزاید. این عیب در ETABS 2013 برطرف شده است.

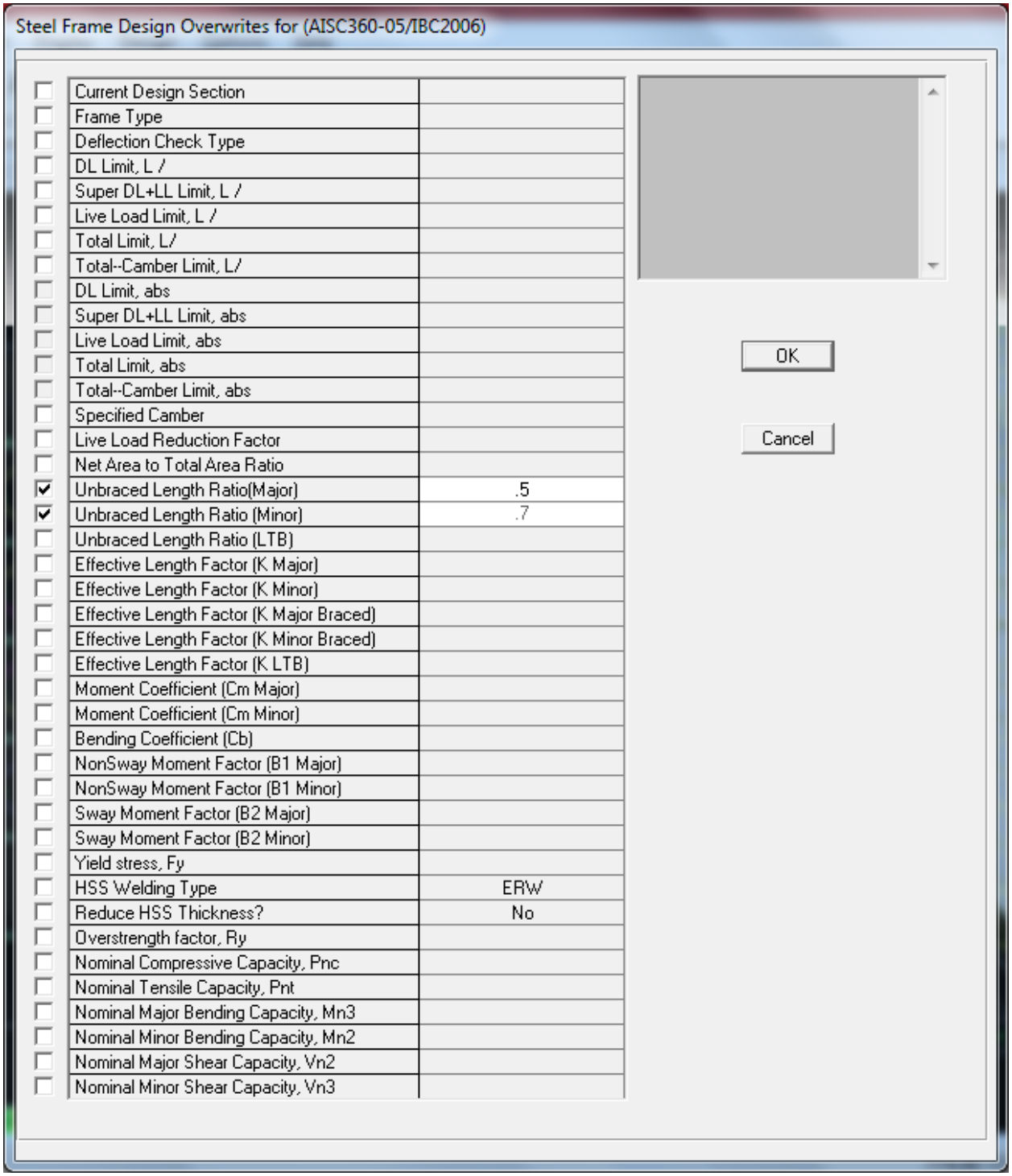
۱۱- با توجه به اینکه نوع تحلیل و طراحی برای پایداری را Direct Analysis انتخاب کرده اید، برای ستونها لازم نیست هیچ مقداری را برای K (ضریب طول مؤثر) معرفی نمایید. چون در این حالت برنامه مقادیر معرفی شده برای K را اصلاً قرائت نمی کند.

۱۲- تمامی تیرهایی که در داخل سقف مدفون شده اند انتخاب کرده و با استفاده از گزینه Design > Steel Frame Design > View/Revise Overwrite مقدار طول مهار نشده برای کنترل معیار کمانش جانبی- پیچشی را در قسمت Unbraced Length Ratio (LTB) مانند شکل (۱۴) یک عدد کوچک وارد کنید.

۱۳- مهاربندهای نوع ضربدری را انتخاب کرده و دستور قسمت قبل را اجراء کنید. حال در این قسمت نسبت طول مهار نشده (Unbraced Length Ratio) را حول محورهای اصلی و فرعی (Major – Minor) به ترتیب برابر اعداد 0.5 و 0.7 مطابق شکل (۱۵) وارد نمایید. دوباره یادآوری می شود که با توجه به استفاده از روش Direct Analysis برنامه مقادیر ضریب طول مؤثر حول دو محور را قرائت نمی کند و هر اعدادی در قسمت Effective Length Factor (K Major) و Effective Length Factor (K Minor) معرفی کنیم بدون استفاده است.



شکل (۱۴) وارد کردن نسبت فاصله مهارجانبی بال فشاری تیرهای مدفون در سقف



شکل (۱۵) وارد کردن نسبت فاصله طول مهارنشده مهاربندهای ضربدری حول محورهای اصلی و فرعی

۱۴- در قسمت Design > Steel Frame Design > View/Revise Overwrite به موارد زیر دقت نمایید:

- در برنامه ETABS با آنکه در قسمت Options > Preferences > Steel Frame Design نوع سیستم لرزه بر را می توان برای کل سیستم مشخص نمود، برای هر عضو نیز می توان بطور جداگانه سیستم لرزه بر دیگری را Overwrite کرد. گزینه Frame Type در این قسمت بدین منظور است.
- گزینه های Unbraced Length Ratio (Major , Minor) تنها برای محاسبه ظرفیت اسمی فشاری (P_n) اعضاء بر اساس معیار کمانش خمشی توسط برنامه استفاده می شود و در محاسبه ظرفیت تیرها بی تأثیر است. این ضرایب در طول عضو حول محورهای اصلی و فرعی ضرب شده و برای محاسبه لاغری ستون حول دو محور استفاده می شود. برنامه بطور پیش فرض این ضرایب را بر اساس طول خالص ستون بین تیر یا تکیه گاه فوقانی و تحتانی محاسبه می نماید. این ضرایب در فرم خلاصه محاسبات طراحی عضو با نام L Factor معرفی می شود.
- گزینه Unbraced Length Ratio (LTB) در طول عضو ضرب شده و در تیرها برای محاسبه ظرفیت خمشی تیر بر اساس معیار کمانش جانبی- پیچشی و در ستونها برای محاسبه ظرفیت اسمی فشاری (P_n) بر اساس معیار کمانش پیچشی استفاده می شود. برای ستونهای با مقاطع جدار نازک بسته مثل BOX این ضریب کاربرد ندارد. زیرا معیار کمانش پیچشی حاکم بر طرح ستون نبوده و توسط برنامه محاسبه نمی شود. برنامه بطور پیش فرض این ضریب را برابر Unbraced Length Ratio (Minor) در نظرمی گیرد. این ضریب در فرم خلاصه محاسبات طراحی عضو با نام Lltb معرفی می شود.
- ضرایب Effective Length Factor (K Major , K Minor) فقط وقتی که از روش Effective Length استفاده شود کاربرد دارد. و اگر روش انتخابی Direct Analysis باشد توسط برنامه قرائت نمی شود. این ضریب در فرم خلاصه محاسبات طراحی عضو با نام K2 معرفی می شود. این ضرایب در طول مهار نشده ستون ضرب شده و پس از محاسبه لاغری عضو از آن برای محاسبه ظرفیت فشاری ستون بر اساس معیار کمانش خمشی و با استفاده از فرمول زیر استفاده می شود:

$$P_n = F_{cr} A_g \qquad \text{(E3-1)}$$

The *critical stress*, F_{cr}, is determined as follows:

(a) When $\frac{KL}{r} \le 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $\left(\text{or } \frac{F_y}{F_e} \le 2.25\right)$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right] F_y \qquad \text{(E3-2)}$$

(b) When $\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $\left(\text{or } \frac{F_y}{F_e} > 2.25\right)$

$$F_{cr} = 0.877 F_e \qquad \text{(E3-3)}$$

where

F_e = elastic *buckling* stress determined according to Equation E3-4, as specified in Appendix 7, Section 7.2.3(b), or through an elastic buckling analysis, as applicable, ksi (MPa)

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \qquad \text{(E3-4)}$$

شکل (۱۶)فرمولهای محاسبه ظرفیت اسمی فشاری عضو بر اساس معیار کمانش خمشی

- مقادیر Effective Length Factor (K Major Braced , K Minor Braced) که در خروجی های محاسبات برنامه به نام K1 معرفی می گردد، در محاسبه ضریب تشدید بارهای بدون حرکت جانبی یعنی B1 استفاده می شوند. ETABS بطور محافظه کارانه این ضریب را برابر 1.0 در نظر می گیرد مگر آنکه توسط کاربر Overwrite شود. همانطور که قبلاً گفته شد برنامه ضریب B2 را محاسبه نکرده و همواره برابر 1.0 در نظر می گیرد. اما ضریب B1 را محاسبه می نماید. فرمول محاسبه B1 به قرار زیر است:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha P_r / P_{e1}} \ge 1$$

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2}$$

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2)$$

شکل (۱۷) فرمولهای محاسبه ضریب B1

- ضریب Effective Length Factor (K LTB) ضریبی طول مؤثر پیچشی است که پس از ضرب در طول مهارنشده پیچشی ستون و بر اساس لاغری بدست آمده، ظرفیت نظیر اسمی فشاری بر اساس معیار کمانش پیچشی محاسبه می شود. برنامه ETABS این ضریب را که در فرم های خلاصه محاسبات بنام Kltb معرفی می کند، بطور پیش فرض برابر Effective Length Factor (K Minor) در نظر می گیرد، مگر آنکه مقدار دیگری Overwrite شود. برنامه ETABS تنها برای مقاطع غیر SD یا غیر General و غیر جدارنازک بسته (غیر لوله و قوطی) ظرفیت فشاری بر اساس معیار کمانش پیچشی را محاسبه می نماید. برای مقاطع با دو محور تقارن (مثل ستون H شکل) بطور مثال ایتدا F_e بر اساس فرمول زیر محاسبه شده و سپس با استفاده از فرمولهای شکل (16) از E3-1 تا E3-3 ظرفیت فشاری بر اساس معیار کمانش پیچشی بدست می آید.

(i) For doubly symmetric members:

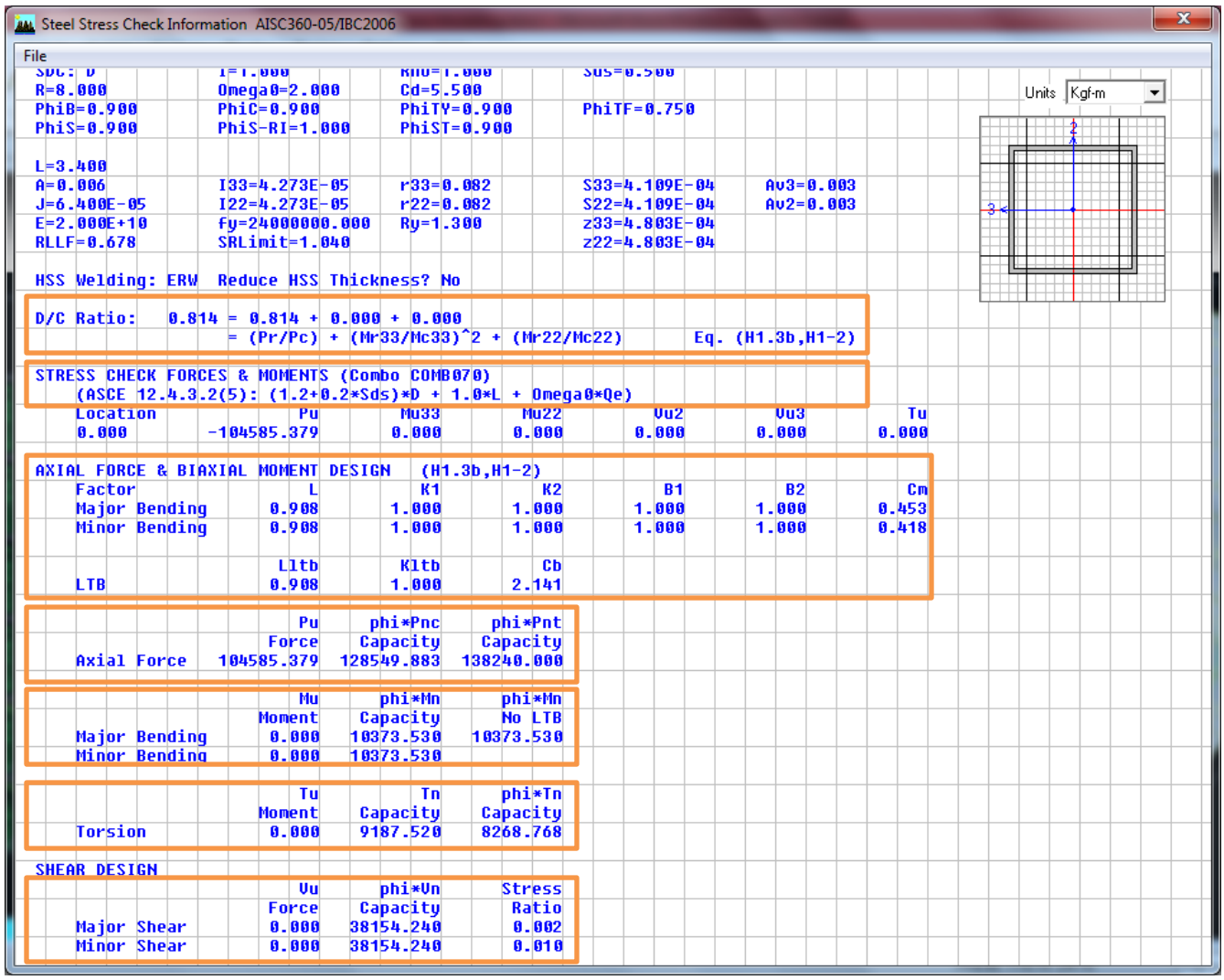
$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ\right]\frac{1}{I_x + I_y} \qquad \text{(E4-4)}$$

شکل (۱۸) فرمول محاسبه F_e عضو فشاری بر اساس معیار کمانش پیچشی برای مقاطع با دو محور تقارن

- ضریب Cb یا ضریب لنگر یکنواخت، برای محاسبه ظرفیت اسمی خمشی تیرهایی که فاصله مهار جانبی بال فشاری آنها از مقدار Lp معرفی شده در آئین نامه بیشتر است، استفاده می شود. این ضریب توسط برنامه محاسبه می شود مگر آنکه در این قسمت مقدار دیگری برای آن Overwrite شود.
- ضرایب Moment Coefficient (Cm Major , Cm Minor) همان ضرایب Cm حول دو محور مقطع هستند که در محاسبه ضرایب B1 حول دو محور استفاده می شوند. فرمولهای محاسبه ضریب Cm در شکل (17) آورده شده است.
- در قسمت NonSway Moment Factor (B1 Major , B1 Minor) می توان ضرایب B1 را حول دو محور عضو Overwrite کرد. همچنین در قسمت Sway Moment Factor (B2 Major , B2 Minor) می توان ضرایب B2 حول دو محور عضو را تغییر داد. تنها وقتی از روش Amplified 1st Order برای در نظر گرفتن آثار مرتبه دوم استفاده نمایید، برنامه ETABS مقادیر Overwrite شده برای B1 و B2 را قرائت می کند.
- در قسمت Overstrength factor, Ry می توانید مقدار اضافه مقاومت مصالح (نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم حداقل مصالح) را معرفی کنید. این ضریب برای مقاطع نورد شده لوله و قوطی ۱/۲۵ ، برای مقاطع نورد شده ۱/۲ و برای مقاطع ساخته شده از ورق برابر ۱/۱۵ می باشد. در برخی از انواع سیستم های لرزه ای، برنامه ETABS ظرفیت اتصال تیر به ستون یا مهاربندی را نیز ارائه می دهد. در این خروجی ها ممکن است ضریب Ry مورد استفاده قرار می گیرد.
- برنامه ETABS مقادیر ظرفیت اسمی فشاری (Pnc)، کششی (Pnt)، خمشی حول محورهای 2و3 (Mn2 , Mn3) ، برشی در راستای محورهای 2و3 (Vn2,Vn3) را محاسبه می نماید. اما کاربر می تواند این مقادیر را Overwrite کند.

۱۵- پس از انجام تنظیمات طراحی، انتخاب ترکیبات بار طرح و مقادیر Overwrite ها، می توان با اجرای دستور Design > Steel Frame Design > Start Design/Check of Structure به طراحی سازه پرداخت.

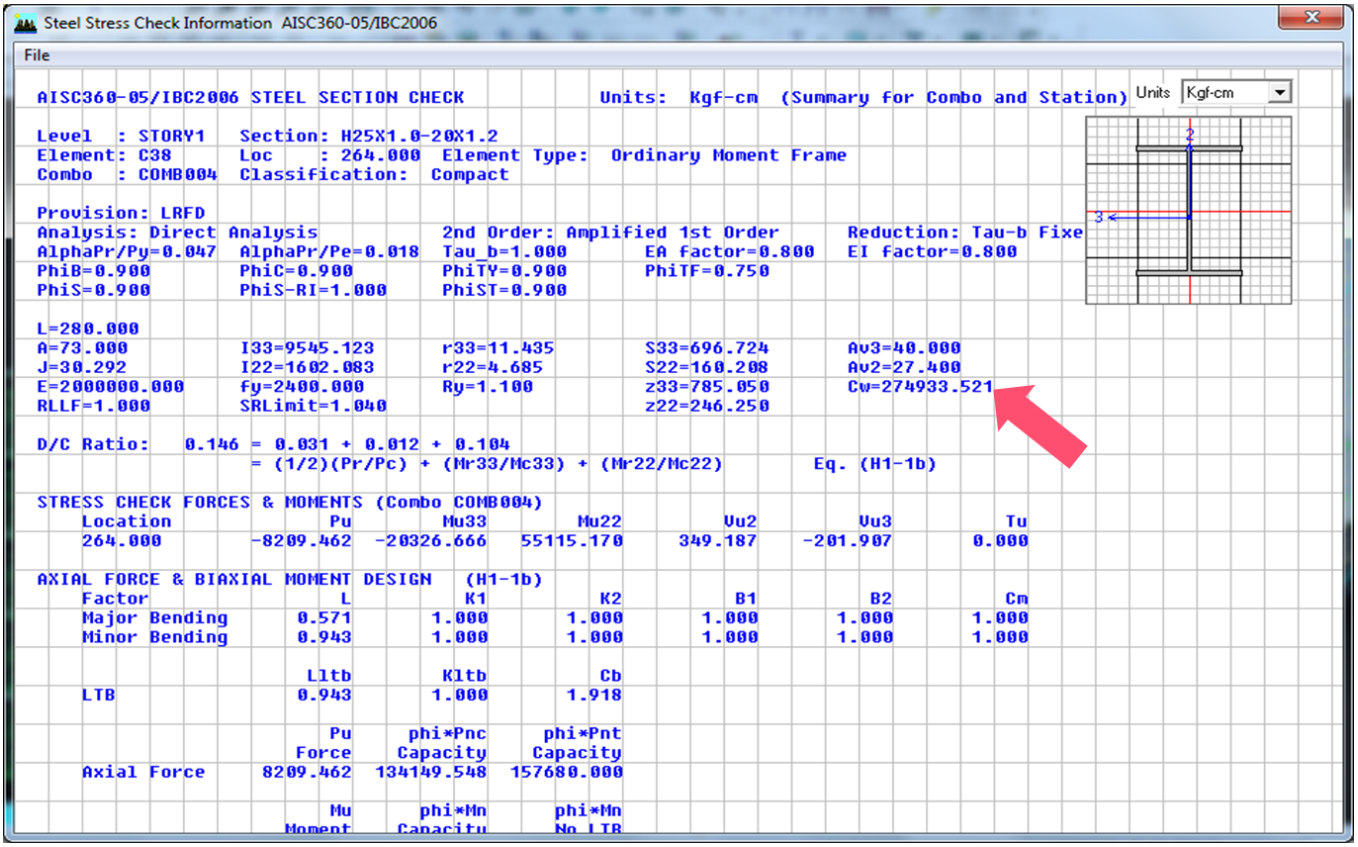
۱۶- با کلیک راست روی هر عضو طراحی شده می توان ریز محاسبات مربوط به هر عضو را مشاهده نمود. بطور مثال با کلیلک راست روی یک ستون کنار مهاربند و انتخاب دکمه Details پنجره ای مانند شکل زیر ظاهر می شود:



شکل (۱۹) جزئیات طراحی یک ستون به روش LRFD

- همانطورکه ملاحظه می شود در سطرهای ابتدایی این پنجره تنظیمات آئین نامه ای، مشخصات عضو، مشخصات پروفیل نمایش داده شده است. در قسمت D/C Ratio نسبت نیرو به ظرفیت عضو نمایش داده شده است که جمع ناشی از مقادیر مربوط به نیروی محوری و لنگرهای خمشی حول دو محور است. همانطور که ملاحظه می شود برای ستون انتخابی با توجه به آنکه ترکیبات بار تشدید یافته حاکم شده اند، فقط نسبت نیرو به ظرفیت مربوط به نیروی محوری مقدار دارد و مقادیر نظیر مربوط به لنگرهای خمشی صفر هستند. در قسمت STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo COMB....) نیز همانطور که مشاهده می شود فرمولی ارائه شده است که مربوط به کنترل ستون برای ترکیبات بار تشدید یافته می باشد باز هم نشان دهنده آن است که در طرح این ستون ترکیبات بار تشدید یافته حاکم شده اند.

- در قسمت بعدی مقادیر L، K1، K2، B1، B2 و Cm را که کاربر معرفی کرده و یا توسط برنامه محاسبه و در نظر گرفته شده اند نمایش داده می شود. همچنین در خط بعدی مقادیر Lltb ، Kltb و Cb وارد شده یا محاسبه شده ارائه گردیده اند.
- در قسمت بعد نیروی محوری نهایی ستون (Pu) در ترکیب بار حاکم، ظرفیت فشاری طراحی (phi*Pnc) و ظرفیت کششی طراحی (phi*Pnt) ارائه گردیده است. ظرفیت کششی طراحی بر اساس کمترین مقدار بدست آمده از دو معیار تسلیم و گسیختگی محاسبه می گردد. ظرفیت فشاری طراحی نیز حداقل مربوط به دو معیار کمانش خمشی و کمانش پیچشی (در صورتی که برای پروفیل مربوطه این معیار کنترل شده باشد) می باشد. همانطور که گفته شد برنامه برای پروفیلهای جدارنازک بسته (Box و لوله) و همچنین مقاطع SD یا General معیار کمانش پیچشی را برای محاسبه ظرفیت فشاری عضو در نظر نمی گیرد. برای آنکه بدانیم آیا برنامه این معیار را در محاسبه ظرفیت ستون در نظر گرفته است یا خیر به پارامتر Cw که در محاسبات این معیار استفاده می شود در فرم جزئیات محاسبات دقت کنید. اگر این پارامتر نشان داده شده باشد، نشان از آن است که این معیار برای پروفیل مورد نظر توسط برنامه در نظر گرفته شده است.



شکل (۲۰) پارامتر Cw و در نظر گرفتن معیار کمانش پیچشی در محاسبه ظرفیت فشاری عضو

- در قسمت بعدی مقادیر لنگر خمشی نهایی عضو در ترکیب بار مورد بررسی Mu ، ظرفیت خمشی طراحی عضو با در نظر گرفتن معیارهای تسلیم، کمانش موضعی و کمانش کلی (کمانش جانبی- پیچشی) phi*Mn و ظرفیت خمشی طراحی عضو بدون در نظر گرفتن معیار کمانش کلی phi*Mn No LTB ارائه شده است. به عبارت دیگر در آخری ظرفیت خمشی طراحی عضو فقط با در نظر گرفتن معیارهای تسلیم و کمانش موضعی است که اگر پروفیلی فشرده باشد، این عدد مقدار phi * ZFy را نشان می دهد.

برای مقاطع SD یا General در این دو قسمت فقط مقدار phi*SFy ارائه می شود، بدون آنکه هیچ کدام از سه معیار مربوطه کنترل شوند.

- در قسمت بعد مقادیر لنگر پیچشی نهایی مقطع مورد نظر در ترکیب بار انتخاب شده Tu، ظرفیت پیچشی اسمی Tn و ظرفیت پیچشی طراحی phi*Tn ارائه شده است. بر خلاف طراحی بر اساس آئین نامه AISC-ASD89 که برنامه محاسبات اعضاء برای پیچش را انجام نمی داد، وقتی از آئین نامه AISC360-05 در برنامه استفاده کنید، کنترل برای پیچش نیز صورت می گیرد.
- در قسمت آخر نیز نیروی برشی نهایی مقطع در ترکیب بار مورد نظر Vu در راستای هر دو محور پروفیل و همچنین مقدار ظرفیت طراحی برشی تیر phi*Vn و نسبت نیرو به ظرفیت برشی Stress Ratio ارائه گردیده است.

۱۷- تیرهای متصل به مهاربندهای ۷ و ۸ می بایست برای ترکیب بارهای ثقلی و ترکیب بار شامل نیروی نامتعادل طرح شوند. بنابراین می بایست مدل دیگری ذخیره کرده و با حذف مهاربندهای شورون و اعمال نیروهای نامتعادل، تیرهای مربوطه را دوباره محاسبه نماییم. توصیه می شود برای آنکه نیاز با این محاسبات نباشد از مهاربندهای ۷ و ۸ متوالی با مقطع پروفیل یکسان استفاده گردد. همچنین لاغری مهاربندهای ۷ و ۸ نیز مطابق آئن نامه نباید از عدد ۱۱۵ بیشتر شود که در صورتی که نوع سیستم لرزه بر را OMF انتخاب کرده باشید، این کنترل نیز می بایست بصورت دستی صورت پذیرد.

چند نکته تکمیلی

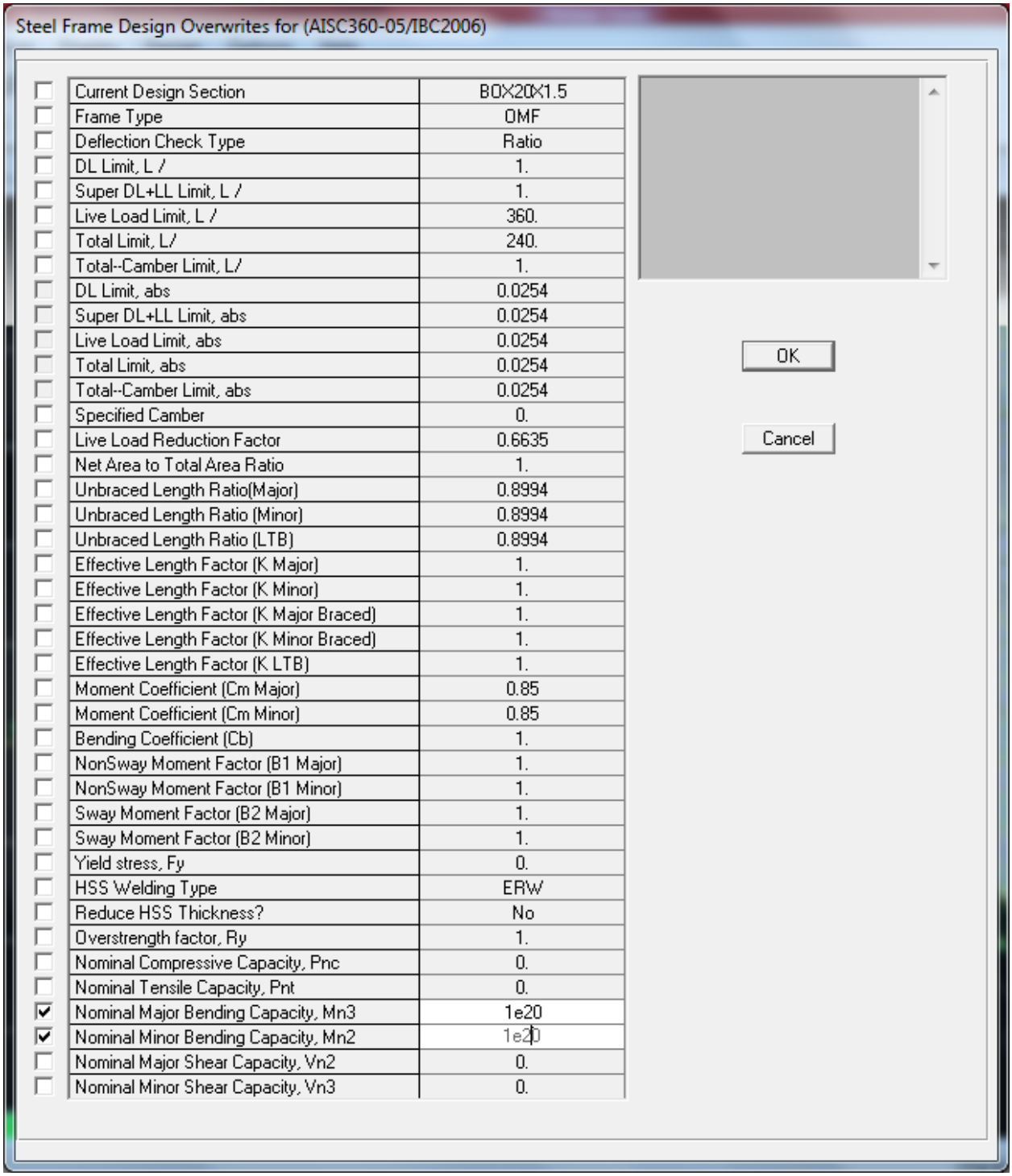
۱) همانطور که گفته شد، در صورتی که مقاطع تیرها را در ETABS در برنامه SD بسازید و یا از پروفیهای تعریف شده در فایلهای Pro.* با مقاطع نوع General استفاده کنید، برنامه ETABS بدون آنکه بر اساس سه معیار حالت حدی تسلیم، کمانش موضعی و کمانش کلی (کمانش جانبی- پیچشی) مقاومت اسمی خمشی تیر را محاسبه نماید، مقاومت خمشی اسمی را برابر SFy در نظر می گیرد. به نکات زیر در این باره توجه نمایید:

- در صورتی که تیر تعریف شده در برنامه SD پروفیل I نورد شده با ورق تقویتی و جوش غیرپیوسته باشد، به شرط آنکه تیر در داخل سقف مدفون شده باشد، فرض در نظر گرفته شده توسط برنامه برای مقاومت خمشی می تواند معقول باشد. دقت کنید که در روش طراحی LRFD در صورتی که لاغری موضعی بال طوری باشد که تیر فشرده حساب شود ($\lambda_f \le \lambda_{pf}$)، به شرط آنکه مهارجانبی مناسب برای بال فشاری وجود داشته باشد ($L_b \le L_p$)، مقاومت اسمی خمشی برابر ZFy خواهد بود. اگر در همین تیر نسبت لاغری موضعی بال طوری باشد که دقیقاً تیر غیر فشرده محسوب شود ($\lambda_f = \lambda_{rf}$) مقاومت اسمی خمشی برابر 0.7 SFy خواهد بود. در صورتی که لاغری موضعی بال بین این دو مرز باشد ($\lambda_{pf} \le \lambda_f \le \lambda_{rf}$) مقاومت اسمی خمشی بین دو مقدار ZFy و 0.7 SFy بصورت خطی تغییر خواهد کرد. این مطلب بر خلاف آن چیزی است که در روش تنش مجاز داشتیم. در روش تنش مجاز اگر پروفیلی فشرده بود مقاومت خمشی مجاز آن 0.66 SFy می شد و اگر این مرز را رد می کرد 0.6 SFy می بود و تغییر خطی مقاومت را نداشتیم.
- در صورتی که تیر تعریف شده در برنامه SD پروفیل I نورد شده با ورق تقویتی و جوش پیوسته باشد، به شرط آنکه تیر در داخل سقف مدفون باشد، می توان به جای SFy که فرض برنامه برای مقاومت اسمی خمشی است، ZFy در نظر گرفت. بدین منظور می توان تیری I شکل در قسمت I/Wide Flange معرفی نمود، طوری که مشخصات جان آن دقیقاً مانند مشخصات تیر اولیه بوده ولی ضخامت بال آن برابر مجموع ضخامت بال تیر نورد شده و ورق تقویتی باشد. عرض این تیر طوری تعیین می شود که مساحت بال تیر I شکل برابر مساحت بال تیر نورد شده بعلاوه ورق تقویتی باشد. بجای این روش می توان از روش تقریبی زیر استفاده کرد. از آنجا که در پروفیلهای I شکل نسبت Z/S بین 1.1 تا 1.2 است، می توان برای پروفیلهای فشرده ای که در برنامه SD تعریف می شوند، مصالح دیگری تعریف نمود که تنش تسلیم آن 1.1 Fy می باشد.

- در صورتی که تیری در داخل سقف مدفون نباشد، با توجه به آنکه مقاومت اسمی خمشی بر اساس معیار کمانش جانبی- پیچشی می بایست محاسبه گردد، نمی توان از مقطع ساخته شده در برنامه SD استفاده کرد. بنابراین یا برای این تیرها از مقطع I تعریف شده توسط برنامه (تعریف شده یا Import شده در قسمت I/Wide Flange) استفاده کنید و یا اگر می خواهید تیری I شکل با ورق تقویتی تعریف نمایید، با روش ذکر شده در بند قبلی، تیری I شکل با بال مساحت معادل تعریف نمایید.
- در طراحی تیرهای کامپوزیت، همانطور که می دانید، برنامه ETABS تنها پروفیلهای I شکل یا ناودانی را طراحی می کند. بنابراین در صورت استفاده از مقاطع لانه زنبوری، می بایست مقاطع I شکل معادلی را که هم ارتفاع پروفیل لانه زنبوری بوده ولی بقیه مشخصات آن با پروفیل اصلی یکسان است، تعریف نمود. فایلهای Pro.* آماده ای که این مقاطع را با مقاطع I شکل معادل سازی کرده اند موجود است. در استفاده از آنها بایستی به این نکته دقت کرد که برنامه ETABS با فرض مقطع فشرده با این پروفیلهای I شکل جدید برخورد کرده و مثلاً مقاومت اسمی خمشی تیر را قبل از گیرش بتن برابر ZFy به جای حداکثر SFy می گیرد. با توجه به آنکه در پروفیلهای لانه زنبوری نسبت Z/S کمتر از 1.1 است (بین 1.0 تا 1.1)، می توان برای پروفیلهای لانه زنبوری معادل سازی شده با پروفیل I شکل، مصالح فولادی ای تعریف کرد که تنش تسلیم آن Fy/1.1 باشد.

۲) همانطور که در قبل گفته شد ETABS می تواند نیروی محوری ستونها را تحت اثر ترکیبات بار تشدید یافته کنترل کند. می توان بجای این روش، کنترل لرزه ای برنامه را غیرفعال کرده و بصورت دستی این کار را انجام دهیم. بدین منظور کافی است ابتدا ترکیبات بار تشدید یافته را ایجاد کرده (در فایل ETABS ضمیمه دستورالعمل شماره ۱-۱۰۲-۹۳ مربوط به ترکیبات بارگذاری معاونت شهرسازی و معماری شهرداری شیراز، این ترکیبات بار قرار داده شده اند.) و سپس به قرار زیر آنها را اعمال کنید. ابتدا در قسمت Design > Steel Frame Design > Select Design Combo ترکیبات بار تشدید یافته را انتخاب کنید. سپس تمامی ستونها را انتخاب نموده و در قسمت Design > Steel Frame Design > View/Revise Overwrites ظرفیت اسمی خمشی ستونها را حول هر دو محور (Mn3 , Mn2) عددی بزرگ مانند شکل زیر وارد کنید. سپس دکمه طراحی سازه فولادی را کلیک کرده تا ستونها برای ترکیبات بار تشدید یافته کنترل و طراحی گردیده و نسبت های نیرو به ظرفیت اعضاء نمایش داده شود. نیاز به کنترل دستی ستونها تحت ترکیبات بار تشدید یافته می تواند به دلایل زیر صورت گیرد:

- مطابق آئین نامه AISC360-05 در صورتی که نسبت Pu/ϕPn ستون از 0.4 کمتر باشد، نیاز به کنترل ستون تحت ترکیبات بار تشدید یافته نیست. این شرط در آئین نامه AISC360-10 حذف شده است. به عبارت دیگر کنترل ستونها برای زلزله تشدید یافته تحت تمامی مقادیر نیروی محوری ستون می بایست صورت گیرد. در ETABS 9.7.4 طراحی بر اساس آئین نامه AISC360-05 وجود دارد که با مبحث دهم ویرایش ۱۳۸۷ مطابقت داشت. مبحث دهم ویرایش ۱۳۹۲ ترجمه AISC360-10 می باشد. بنابراین برای آنکه بطور کامل مطابق مبحث دهم ۱۳۹۲ عمل کنیم می بایست بصورت دستی ترکیبات بار تشدید یافته را اثر دهیم. نکته دیگر آنکه هرچند در ETABS 2013 گزینه طراحی بر اساس AISC360-10 نیز افزوده شده است، اما اگر در MANUAL مربوط به طراحی بر اساس این آئین نامه در نرم افزار بنگریم، متوجه می شویم که موتور طراحی بر اساس AISC360-10 همانی است که مربوط به AISC360-05 بوده است و روال طراحی مزبور هیچ دستی نخورده است. که طبیعتاً این مورد از ایردات برنامه می باشد و احتمالاً در ویرایش های بعدی اصلاح گردد.
- در صورتی که از ETABS برای طراحی تحت ترکیبات بار تشدید یافته استفاده کنید، این برنامه از ترکیبات بار مربوطه را بصورت داخلی خود می سازد. بطور مثال در ترکیبات بار ساخته شده در برنامه نمی توان گفت که ضریب بار زنده 0.5 و ضریب بار برف بام 0.2 اعمال گردد و ضریب بار همگی بارهای زنده 1.0 در نظر گرفته می شود که این امر موجب کمی غیراقتصادی طرح شدن ستونها خواهد شد.
- در صورتی که بار زلزله قائم را بصورت یک Load Case از نوع QUAKE در برنامه ETABS تعریف نکنیم و بجای آن، این اثر در ترکیبات بارگذاری معرفی شوند، (مانند آنچه در فایل ETABS ضمیمه دستورالعمل شماره ۱-۱۰۲-۹۳ عمل شده است)، برنامه ETABS حالت بار زلزله قائم را وارد ترکیب بار تشدید یافته ای که خود بصورت داخلی می سازد نمی کند.



شکل (۲۱) وارد نمودن مقادیر زیاد برای Mn3 و Mn2 ستونها جهت کنترل تحت ترکیبات بار تشدید یافته

۳) در صورتی که از ETABS 2013 برای طراحی سازه فولادی به روش LRFD استفاده می کنید، به نکات زیر دقت کنید:

- همانطور که گفته شد، هر چند در برنامه ETABS 2013 طراحی بر اساس AISC360-10 نیز اضافه شده است، اما مطابق MANUAL برنامه، طراحی هنوز بر اساس روال آئین نامه AISC360-05 صورت می گیرد. دقت کنید که در زمینه تمهیدات لرزه ای این دو آئین نامه با یکدیگر تفاوت دارند. (تا ویرایش 13.1.4 این عیب برطرف نشده بود.)
- بر خلاف نرم افزار ETABS 9.7.4 که پارامترهای لرزه ای در دو قسمت مختلف، یکی در منوی Define و دیگری در منوی Options > Design Preferences پرسیده می شد، در ETABS 2013 تنها در قسمت Design > Steel Frame Design > Design Preferences تمامی پارامترها پرسیده می شود. بنابراین نقص مربوطه در ویرایش قبلی برطرف شده است. اما ایرادی که در ETABS 2013 موجود است آن است که هر مقداری برای Ω_0 در این قسمت معرفی شود برنامخ همواره این ضریب را در محاسبات خود عدد ۳ در نظر می گیرد. برای رفع این مشکل کافی است کل سازه را انتخاب کرده و مقدار پارامتر مزبور را یک بار Overwrite کنید. (تا ویرایش 13.1.4 این عیب برطرف نشده بود.)
- عیبی که در نرم افزار ETABS 9.7.4 وجود داشت و در نرم افزار ETABS 2013 برطرف شده است آن است که در نرم افزار قبلی برنامه همواره ترکیبات بار پیش فرض خود را علاوه بر ترکیبات بار انتخاب شده توسط کاربر به لیست طراحی اضافه می کرد که باعث کمی سنگین تر شدن سازه می شود. این عیب در ETABS 2013 برطرف شده است.

تهیه کننده : دکتر داود صفری

شهریور ۱۳۹۳