

طراحی ساختمانهای فولادی به روش حالات حدی توسط نرم افزار ETABS

بر اساس مجتد هم مقررات ملی ساختمان و استاندارد ساختمانهای فولادی ایالات متحده AISC341 , AISC360

COMPUTERS & STRUCTURES, INC.
STRUCTURAL AND EARTHQUAKE ENGINEERING SOFTWARE



ETABS® 2013
Integrated Building Design Software

Steel Frame Design Manual
AISC 360-10

CSI

ویرایش اول - تابستان ۱۳۹۲

امید افشاریان زاده

کارشناس ارشد مهندسی عمران - سازه

عضو سازمان نظام مهندسی ساختمان استان تهران



۱- مقدمه	۳
۲- ضرایب تقلیل مقاومت	۳
۳- ترکیبات بارگذاری	۳
۴- روشها و الزامات تحلیل	۴
۴-۱- کلیات	۴
۴-۲- روش تحلیل مستقیم	۵
۴-۲-۱- ملاحظات نواقص هندسی اولیه (تعریف بارهای مجازی)	۵
۴-۲-۲- تنظیمات سختی اعضا	۷
۴-۳- روش طول مؤثر	۸
۴-۴- روش تحلیل مرتبه اول	۸
۴-۱- مقاومت کششی	۱۴
۴-۲- مقاومت فشاری	۱۵
۴-۳- مقاومت خمشی اسمی	۱۸
۴-۳-۱- ضریب یکنواختی لنگر	۱۹
۴-۳-۲- مقاومت خمشی مقاطع I شکل فشرده با دو محور تقارن و ناودانی با مقطع فشرده حول محور قوی	۱۹
۴-۳-۳- مقاومت خمشی مقاطع I شکل با دو محور تقارن و دارای جان فشرده و بالهای غیر فشرده حول محور قوی	۱۹
۴-۳-۴- مقاومت خمشی سایر مقاطع I شکل با جان فشرده یا غیر فشرده حول محور قوی	۱۹
۴-۳-۵- مقاومت خمشی مقاطع I شکل با یک یا دو محور تقارن با جان لاغر برای خمشی حول محور قوی (تیرورقها)	۱۹
۴-۳-۶- مقاومت خمشی مقاطع I شکل و ناودانی حول محور ضعیف	۱۹
۴-۳-۷- مقاومت خمشی مقاطع قوطی شکل	۲۰
۴-۳-۸- مقاومت خمشی مقاطع لوله ای شکل	۲۰
۴-۳-۹- مقاومت خمشی مقاطع سپری و جفت نبشی با بارگذاری در صفحه تقارن	۲۰
۴-۳-۱۰- مقاومت خمشی مقاطع نبشی تک	۲۰
۴-۳-۱۱- مقاومت خمشی مقاطع توپر دایره ای و چهارگوش	۲۰
۴-۴- تیر ستونها	۲۰
۴-۵- تیر پیوند در مهاربندها	۲۰
۱۳- مراجع	۲۲

در ویرایش سال ۱۳۸۷ مبحث دهم علاوه بر روش تنش مجاز روش حالات حدی نیز در بخش ۱۰-۲ اضافه شد. جالب است بدانید که در ویرایش بعدی این مبحث که پیش‌نویس آن به تازگی منتشر شده است، روش اصلی طراحی سازه‌های فولادی روش حالات حدی خواهد بود و روش تنش مجاز کم‌کم از گردونه روشهای طراحی سازه حذف خواهد شد. پس به نظر می‌رسد که لازم باشد که مهندسين از این پس به تدریج با فراگرفتن ضوابط روش LRFD آن را جایگزین روش تنش مجاز یا ASD نمایند. در روش حالات حدی بارها با ضرایب بزرگتر از یک افزایش داده می‌شوند و مقادیر ظرفیت نیز نسبت به مقادیر واقعی با ضرایب کوچکتر از یک کاهش داده می‌شوند. بحث اعمال ضوابط طرح لرزه‌ای هم بحث دیگری است که در بخش ۱۰-۳ آیین‌نامه فعلی ذکر شده است که روش اعمال آن نیز از بحثهای مهمی است که وجود دارد. ضوابط مبحث دهم مشابه ضوابط آیین نامه AISC360-05 است. از بین آیین‌نامه‌هایی که در نرم افزار ETABS وجود دارد، آیین‌نامه مورد اشاره بیشترین تطابق با ضوابط مبحث دهم جدید را دارد. این آیین‌نامه به هر دو روش حالات حدی و تنش مجاز در نرم‌افزار قابل استفاده است. اما از بین این دو روش با توجه به مندرجات راهنمای برنامه تطابق بیشتری با روش حالات حدی آیین‌نامه ما دارد. ضوابط لرزه‌ای مبحث دهم (بند ۱۰-۳) شباه زیادی با ضوابط لرزه‌ای آیین‌نامه AISC341-05 دارد. نرم‌افزار ETABS در ویرایش سال ۲۰۱۳ خود که هنوز نهایی نشده است، نسخه سال ۲۰۱۰ آیین‌نامه AISC را به آیین‌نامه‌های طراحی قابهای فولادی افزوده است. همچنین برای بارگذاری نیز آخرین نسخه آیین‌نامه ASCE7 (سال ۲۰۱۰) در شمول آیین‌نامه‌های بارگذاری این نرم‌افزار قرار گرفته است. در این نوشتار سعی شده است تا نکات کلی طراحی سازه فولادی به روش LRFD در تطابق با مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ارائه شود.

۲- ضرایب تقلیل مقاومت^۱

یکی از اولین مباحث در زمینه روش حالات حدی ضرایب کاهش مقاومت است. این ضرایب در مبحث دهم در بند ۱۰-۲-۱-۳-۴ ب مبحث دهم ذکر شده است. برای حالات مختلف این ضرایب به شرح زیر است:

فشار محوری: ۰/۹ برش: ۰/۹ تا ۱ لنگر خمشی: ۰/۹ تسلیم عضو کششی: ۰/۹
گسیختگی عضو کششی: ۰/۷۵ مقاومت اتکایی: ۰/۷۵ لنگر پیچشی: ۰/۹

برای معرفی این ضرایب به نرم افزار باید به بخش Options/Preferences.../Steel Frame Design مراجعه نماییم. این صفحه در شکل ۱ نمایش داده شده است. در قسمت بالای صفحه ابتدا باید آیین‌نامه را به آیین‌نامه مورد نظر خود تغییر دهیم. در این صفحه در قسمتی که با کادر قرمز مشخص شده است مقادیر ضرایب کاهش مقاومت قابل ویرایش است. این ضرایب که به صورت پیش فرض در برنامه وجود دارد با مقادیر مورد نظر مبحث دهم انطباق داشته و نیازی به ویرایش ندارند.

۳- ترکیبات بارگذاری

بحث بعدی به ترکیبات بارگذاری مربوط می‌شود. ترکیبات بارگذاری روش حالات حدی در مبحث دهم در بند ۱۰-۲-۱-۳-۴ ت و جداول ۱۰-۲-۱ و ۱۰-۲-۳ ذکر شده است. برخی از ترکیب بارهایی که مربوط به جدول اول بوده و حالت عمومی‌تری دارند به شرح زیر است:

1. 1.4D
2. 1.25D+1.5L
3. D+1.2L+1.2(E or W)
4. 0.85D+1.2(E or W)

ترکیب بارهای بالا با ترکیب بارهای پیش‌فرض برنامه اندکی متفاوت هستند که به همین جهت باید ترکیبات بالا را جایگزین مقادیر پیش‌فرض برنامه نماییم. بدیهی است که در صورت نیاز مطابق ضوابط مبحث ششم و استاندارد ۲۸۰۰ باید ۱۰۰ درصد نیروی زلزله در هر جهت با ۳۰ درصد جهت مقابل ترکیب گردد. در صورت انجام تحلیل طیفی می‌توان قانون ۱۰۰-۳۰ را در تعریف حالت

¹ Strength Reduction Factor

بارگذاری طیفی انجام داد و در این صورت نیاز به تعریف این موضوع در ترکیبات بارگذاری وجود ندارد. توجه شود که مطابق بند ۱۰-۲-۷-۱-۵ مبحث دهم، لازم است تا در طراحی اعضا به روش ضرایب بار و مقاومت، آثار مرتبه دوم لحاظ شود.

Steel Frame Design Preferences	
Design Code	AISC360-05/IBC2006
Frame Type	SCBF
Seismic Design Category	C
Importance Factor	1.
System Rho	1.
System Sds	0.
System R	6.
System Omega0	2.
System Cd	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
Consider Deflection?	Yes
Deflection Check Type	Ratio
DL Limit, L /	120.
Super DL+LL Limit, L /	120.
Live Load Limit, L /	360.
Total Limit, L /	240.
Total-Camber Limit, L /	240.
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	1.
Stress Ratio Limit	1.
Maximum Auto Iteration	1

شکل ۱- منوی معرفی پارامترهای مورد نیاز برای طراحی سازه فولادی به روش AISC-LRDF2005

۴- روشها و الزامات تحلیل

۴-۱- کلیات

مطابق مبحث دهم و AISC تأمین پایداری سازه و اجزای آن از الزامات تحلیل و طراحی است. پایداری سازه و اجزای آن در صورتی تأمین می‌شود که آثار ذکر شده زیر در تحلیل و طراحی لحاظ شده باشد:

الف- تغییرشکلهای محوری، خمشی و برشی اجزای سازه و تغییرشکلهای سایر اجزا (نظیر اتصالات) که در جابجایی سازه مؤثرند

ب- آثار مرتبه دوم $P-\Delta$ و $P-\delta$

پ- نواقص هندسی (شامل کجی و ناشاقولی بودن)

ت- کاهش سختی اعضا ناشی از رفتار غیر الاستیک عمدتاً ناشی از تنشهای پسماند

² Second Order Analysis

۲-۴- روش تحلیل مستقیم^۳

یکی از روشهای قابل قبول مبحث دهم و AISC برای منظور کردن آثار فوق در سازه روش تحلیل مستقیم است. استفاده از این روش همواره توسط آیین نامه ها توصیه می شود و محدودیتی ندارد. در این روش:

الف- تحلیل از نوع مرتبه دوم^۴ است

ب- آثار نواقص هندسی اولیه در تحلیل مرتبه دوم لحاظ می شود

پ- تحلیل مرتبه دوم بر اساس سختی کاهش یافته صورت می گیرد

ت- مقاومت طراحی اعضای محوری فشاری برای انواع سیستمهای قاب بندی شده با فرض عدم انتقال جانبی ($K=1$) تعیین می شود.

۲-۴-۱- ملاحظات نواقص هندسی اولیه (تعریف بارهای مجازی^۵)

در روش تحلیل مستقیم، آثار نواقص هندسی اولیه (شامل کجی و ناشاقولی اعضا) باید از طریق مدلسازی این نواقص در تحلیل مرتبه دوم سازه انجام گیرد. در سازه هایی که بارهای ثقلی عمدتاً توسط ستونها، دیوارها یا قابهای قائم متحمل می شوند، به جای منظور کردن این نواقص، می توان یک بار جانبی فرضی را در طبقات ساختمان اعمال نمود. این بار برابر با $0.02Y_i$ بارهای ثقلی ضریب دار در هر طبقه متناسب با ضرایب به کار رفته در ترکیب بارها اعمال می شود ($N_i=0.002Y_i$). این نیرو در دو جهت اصلی سازه به صورت مجزا و تنها در ترکیب بارهای ثقلی و در فقدان بارهای جانبی به مدل سازه اختصاص می یابد. در هنگام اعمال بار جانبی فرضی که در آیین نامه N_i نامیده شده است باید به این نکات توجه نمود:

الف- توزیع بار جانبی فرضی در کف هر طبقه باید مشابه توزیع بارهای ثقلی در کف همان طبقه منظور گردد.

ب- بار جانبی فرضی باید به کلیه ترکیبات بارگذاری اضافه شود. اگر نسبت تغییر مکان جانبی نسبی حداکثر تحلیل مرتبه دوم به تغییر مکان جانبی نسبی حداکثر تحلیل مرتبه اول با احتساب سختی کاهش یافته اعضا در کلیه طبقات کوچکتر یا مساوی $1/7$ باشد، می توان بارهای جانبی فرضی را فقط در ترکیبات بارگذاری ثقلی منظور کرد و از اثر آن در ترکیبات بارگذاری شامل بارهای جانبی صرف نظر نمود.

پ- بارهای جانبی فرضی باید در جهتی به سازه اعمال گردد که بیشترین اثر ناپایداری را داشته باشد.

ت- ضریب بار جانبی فرضی (0.02) بر اساس حداکثر ناشاقولی مجاز ستونها در هر طبقه برابر با یک پانصدم ارتفاع طبقه محاسبه شده است. در مواردی که میزان ناشاقولی از مقدار حداکثر یک پانصدم ارتفاع طبقه کمتر باشد، ضریب بار جانبی فرضی می تواند متناسب با آن کاهش یابد.

باید توجه داشت که این بار جانبی فرضی فقط برای تعیین مقاومتهای مورد نیاز اعضا اعمال می شود و برای سایر منظورهای طراحی (نظیر کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، خیز تیرها، ارتعاش اعضا و کفها و محاسبه زمان تناوب اصلی سازه) نباید ملاحظات نواقص هندسی اولیه مورد استفاده قرار گیرد.

برای تعریف و اختصاص این بارها قبل از آنالیز سازه باید با مراجعه به قسمت Define/Static Load Case این بارها را تعریف نماییم. در این مورد نکات زیر قابل ذکر است:

۱- بارهای مجازی باید از نوع Notional تعریف گردند.

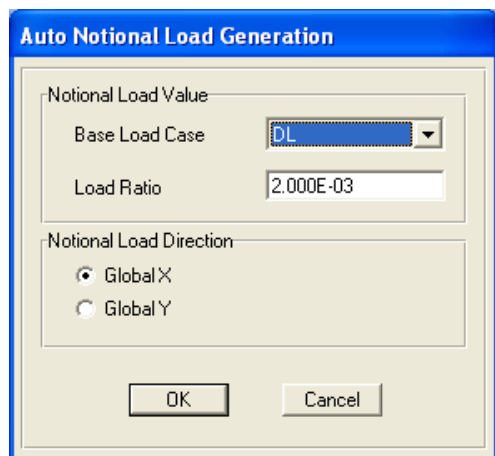
۲- به تعداد دو برابر حالت بار از نوع Notional تعریف گردد. یعنی به ازای هر حالت بار ثقلی باید دو حالت بار Notional تعریف گردد. یکی از این دو حالت برای بار جانبی در جهت اصلی X و دیگری جهت اعمال بار جانبی در جهت Y می باشد.

³ Direct Analysis Method

⁴ Second Order Analysis

⁵ Notional Loads

۳- برای اعمال بار **Notional** به سازه می‌توان به دو روش عمل کرد. روش اول این است که بارها به صورت دستی به سازه اعمال گردند. در این حالت موقع تعریف بار در ستون چهارم تحت نام **Auto Lateral Load** گزینه **None** را انتخاب و اعمال می‌کنیم. پس از تعریف حالت بار باید در هنگام بارگذاری همانند بقیه بارها با محاسبات دستی مقدار بارهای **Notional** محاسبه و در تراز طبقات و ترجیحاً مرکز جرم به سازه به صورت جانبی اعمال گردد. روش دوم که به نظر منطقی‌تر و راحت‌تر است این است که گزینه **Auto** در ستون **Auto Lateral Load** انتخاب شده و سپس بر روی دکمه **Modify Lateral Load** کلیک کرده تا صفحه جدیدی مطابق شکل زیر ظاهر گردیده و در آن تنظیمات لازم انجام گردد.



شکل ۲- منوی معرفی پارامترهای مورد نیاز برای منظور کردن بارهای مجازی

۴- در این صفحه در قسمت **Base Load Case** حالت بار ثقلی متناظر با آن انتخاب می‌گردد. در قسمت **Load Ratio** عدد 0.002 (مطابق ضابطه بند ۱۰-۲-۷-۱-۵ قسمت ۲) و یا هر عدد دلخواه مورد نظر دیگر وارد می‌شود (این عدد به طور پیش فرض در برنامه وجود دارد).

۵- در قسمت **Notional Load Direction** نیز جهت اعمال بار از بین دو گزینه **Global X** و **Global Y** انتخاب می‌گردد. پس از تعریف حالت‌های بار **Notional** باید در قسمت **Define/Load Combinations...** نیز این حالت‌های بار را مشارکت دهیم. در این مورد نیز باید به نکات زیر توجه کنیم:

۱- حالت‌های بار **Notional** تنها در ترکیب بارهایی مشارکت داده می‌شوند که فقط شامل بارهای ثقلی هستند.
 ۲- ضریب بار برای هر کدام از حالات بار **Notional** برابر ضریب بار ثقلی متناظر با آن در همان ترکیب بار است. بر این اساس لزوماً در هر ترکیب بار، ضرایب بار تمام این حالات بار **Notional** با هم برابر نخواهد شد و آنهایی که بر اساس بار مرده ساخته شده‌اند ضریبی متفاوت با آنهایی دارند که بر اساس بار زنده ساخته شده‌اند. 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.

۳- 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 شده‌اند، به طور متناظر باید ترکیب بار دیگری ساخته شود که در آن تمام بارهای **Notional** به طور همزمان دارای ضریب منفی هستند.

۴- 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 نمایند. بر این اساس با توجه به اینکه در حالت عادی ترکیب بارهای ثقلی تنها شامل دو ترکیب بار است (مطابق جدول ۱۰-۲-۱) مبحث دهم) در حالت اعمال این بارها، تعداد ترکیبات ۴ برابر شده و به ۸ عدد خواهد رسید.

۴-۲-۲- تنظیمات سختی اعضا

در تحلیل و طراحی به روش مستقیم، برای تعیین مقاومت‌های مورد نیاز در تحلیل مرتبه دوم باید به شرح زیر از ضرایب سختی کاهش‌یافته اعضا استفاده شود:

الف- ضریب کاهش 0.8 برای کلیه سختی‌هایی که در پایداری سازه مؤثرند.

ب- علاوه بر ضریب فوق، یک ضریب کاهش اضافی τ_b نیز به شرح زیر در سختی خمشی اعضای که در پایداری سازه مؤثر هستند:

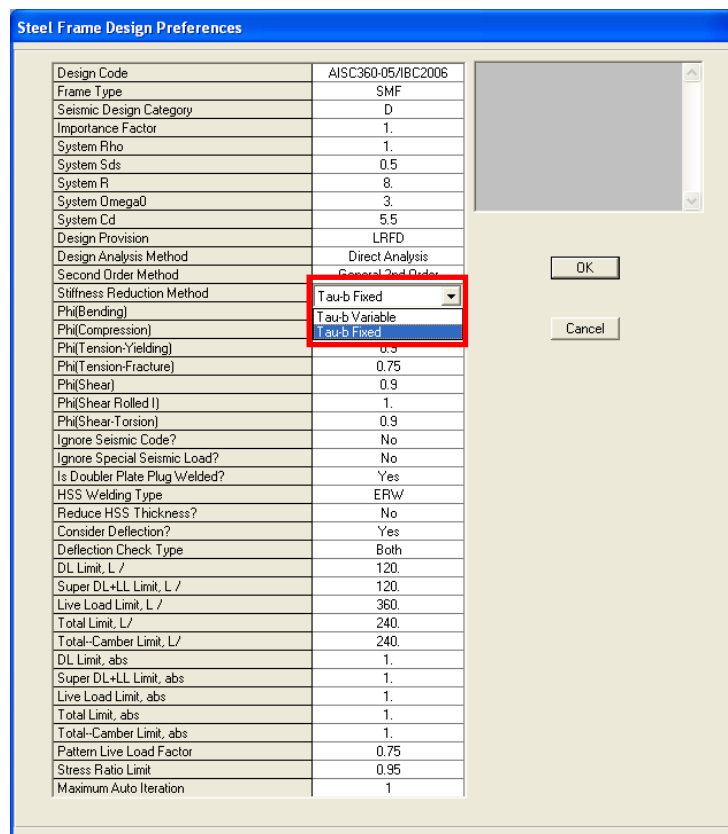
$$(EI)^* = 0.8\tau_b EI$$

که در رابطه فوق EI^* صلبیت کاهش‌یافته عضو، E مدول ارتجاعی فولاد، I ممان اینرسی مقطع عضو حول محور خمش و τ_b ضریب کاهش اضافی سختی خمشی است:

$$\tau_b = \begin{cases} 1.0 & \frac{P_r}{P_y} \leq 0.5 \\ 4 \frac{P_r}{P_y} \left(1 - \frac{P_r}{P_y} \right) & \frac{P_r}{P_y} > 0.5 \end{cases}$$

در رابطه فوق P_r مقاومت فشاری محوری مورد نیاز، P_y مقاومت فشاری تسلیم برابر با $A_g F_y$ می‌باشد.

پ- به جای استفاده از τ_b متغیر، می‌توان مقدار τ_b را برای کلیه نسبت‌های $\frac{P_r}{P_y}$ برابر با یک فرض کرد مشروط بر آنکه یک بار جانبی اضافی برابر با $1.0 \times 10\%$ به کلیه طبقات اعمال نمود. این بار جانبی اضافی در کلیه ترکیبات بارگذاری به همراه بارهای جانبی و بارهای جانبی فرضی (در اثر نقص هندسی) منظور شود. در نرم‌افزار ETABS در منوی تنظیمات طراحی قاب فولادی، امکان انتخاب روش کاهش سختی ارائه شده است.



شکل ۳- تعریف روش کاهش سختی اعضا

ت- چنانچه در یک سیستم سازه‌ای برای تأمین پایداری از اعضای با مصالح غیر از فولاد استفاده شده باشد و مقررات سازه‌ای مربوط به نوع مصالح ضریب کاهش سختی کوچکتری (کاهش سختی بیشتری) را الزام کرده باشد، برای آن نوع اعضا باید ضریب کاهش سختی کوچکتر مورد استفاده قرار گیرد.

۴-۳- روش طول مؤثر^۶

روش دیگر منظور داشتن الزامات عمومی تحلیل روش طول مؤثر است. استفاده از این روش دارای محدودیتهای است و عمومیت روش تحلیل مستقیم را ندارد. این محدودیتهای شامل موارد زیر است:

الف- بارهای ثقیلی عمدتاً توسط ستونها، دیوارها یا قابهای قائم تحمل شوند

ب- نسبت تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر مرتبه دوم به تغییرمکان نسبی حداکثر مرتبه اول (یا به طور تقریب ضریب تشدید B_2 در تحلیل ارتجاعی مرتبه اول تشدید یافته) در کلیه طبقات کوچکتر یا مساوی $1/5$ باشد.

در این روش لازم است:

الف- تحلیل سازه از نوع مرتبه دوم و بدون منظور کردن هرگونه کاهش سختی باشد

ب- اثر نواقص هندسی اولیه (شامل کجی و ناشاقولی اعضا) در تحلیل مرتبه دوم منظور گردد (اعمال بار جانبی فرضی)

پ- مقاومت طراحی کلیه اعضای محوری فشاری (P_c)، بر اساس ضریب طول مؤثر در کمانش (K) تعیین گردد.

در صورتی که برای تحلیل مرتبه دوم از روش ارتجاعی مرتبه اول تشدید یافته استفاده شده باشد و سیستم سازه‌ای مورد مطالعه برخی از قابها به صورت ثقیلی طرح شده باشند، آثار $P-\Delta$ ناشی از بارهای وارد بر ستونهای قابهای ثقیلی باید به اعضای سیستمهای مقاوم در برابر بار جانبی منتقل شود و در محاسبات مقاومتهای طراحی اعضای فشاری سیستمهای باربر جانبی مورد توجه قرار گیرند. در سیستمهای سازه‌ای دارای قابهای مهار شده، این آثار قابل توجه نبوده، در طراحی اعضای فشاری قابهای مهار شده می-توان از آن چشم‌پوشی کرد. اما در سیستمهای سازه‌ای قاب خمشی که در آن برخی قابها فقط دارای عملکرد ثقیلی هستند، تأثیر انتقال $P-\Delta$ ناشی از بارهای وارد بر ستونهای قابهای ثقیلی به ستونهای قابهای خمشی قابل ملاحظه است و باید در طراحی اعضای فشاری قابهای خمشی لحاظ شوند. برای منظور کردن تأثیر انتقال آثار $P-\Delta$ قابهای ثقیلی به اعضای فشاری قابهای خمشی کافی است ضریب طول مؤثر اعضای فشاری قابهای خمشی با ضریب زیر تشدید گردد:

$$\eta_k = \sqrt{1 - \frac{\sum P_{\text{leaning}}}{\sum P_{\text{stability}}}}$$

که در این رابطه η_k ضریب تشدید طول مؤثر، $\sum P_{\text{leaning}}$ مجموع بارهای قائم ستونهای غیر باربر جانبی و $\sum P_{\text{stability}}$ مجموع بارهای قائم ستونهای باربر جانبی است.

در نرم‌افزار ETABS در منوی Steel Frame Design Preferences برای استفاده از روش طول مؤثر، کافی است از بخش Design Analysis Method گزینه Effective Length را انتخاب نماییم.

۴-۴- روش تحلیل مرتبه اول^۷

برای استفاده از روش تحلیل مرتبه اول محدودیتهای زیر وجود دارند:

الف- بارهای ثقیلی عمدتاً توسط ستونها، دیوارها یا قابهای قائم متحمل شوند

ب- نسبت تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر مرتبه دوم به تغییرمکان نسبی حداکثر مرتبه اول (یا به طور تقریب ضریب تشدید B_2 در تحلیل ارتجاعی مرتبه اول تشدید یافته) در کلیه طبقات کوچکتر یا مساوی $1/5$ باشد.

پ- مقاومت محوری مورد نیاز (P_r) تمامی اعضای که سختی آنها در پایداری سازه مؤثر است از $0.5P_y$ تجاوز نکند.

در این روش لازم است:

^۶ Effective Length Method

^۷ First Order Analysis Method

الف- مقاومت مورد نیاز اعضا بر اساس تحلیل مرتبه اول تشدید نیافته تعیین گردد.

ب- به کلیه ترکیبات بارگذاری، یک بار جانبی اضافی (N_i) در تراز هر طبقه به این صورت اضافه شود:

$$N_i = 2.1\eta_N Y_i \geq 0.0042Y_i$$

$$\eta_N = \text{Max} \left(\frac{\Delta_i}{L_i} \right)$$

که در این روابط:

Y_i : بارهای ثقلی ضریب دار در تراز i ام متناسب با ضرایب به کار رفته در ترکیبات مختلف بارگذاری

Δ_i : تغییرمکان جانبی نسبی طبقه i ام در ترکیبات مختلف بارگذاری بر پایه تحلیل مرتبه اول

در مواردی که Δ_i برای قابهای مختلف در پلان متفاوت باشد، این مقدار باید برابر متوسط وزنی تغییرمکان جانبی نسبی قابهای مختلف (که نسبت به بارهای قائم قابهای مختلف سنجیده می شود) یا به طور محافظه کارانه برای تغییرمکان جانبی نسبی حداکثر طبقه منظور گردد.

پ- لنگر خمشی اعضای دارای نیروی محوری فشاری (P_c) برای انواع سیستمهای قاب بندی شده با فرض عدم انتقال جانبی ($K=1$) تعیین شود.

با توجه به اینکه در این روش، آثار $P-\Delta$ نیز در بار جانبی اضافی (N_i) لحاظ شده است، تغییرمکان جانبی نسبی طبقات، خیز تیرها و ارتعاش اعضا و کفها باید در حضور بار جانبی اضافی مورد کنترل قرار گیرند. در برنامه ETABS از منوی Steel Frame Design Preferences برای استفاده از روش تحلیل مرتبه اول، کافی است از بخش Design Analysis Method گزینه 1^{st} Order را انتخاب نماییم.

۱- ترکیبات بارگذاری تشدید یافته

بحث بعدی در زمینه ترکیب بارها به ترکیب بارهای تشدید یافته برمی گردد. ترکیب بارهای تشدید یافته در مبحث دهم در بخش ضوابط لرزه ای در بند ۱۰-۳-۴ ذکر شده اند. این ترکیب بارها برای روش حالات حدی بار و مقاومت به شرح زیر است:

1. $D+1.2L\pm 1.2\Omega_0 E$

2. $0.85D\pm 1.2\Omega_0 E$

اما در برنامه ترکیب بارهای تشدید یافته مربوط به روش حدی مطابق (LRFD) AISC 360-05 به شرح زیر است:

1. $(0.9-0.2SDS)D\pm 1.0\Omega_0 E$

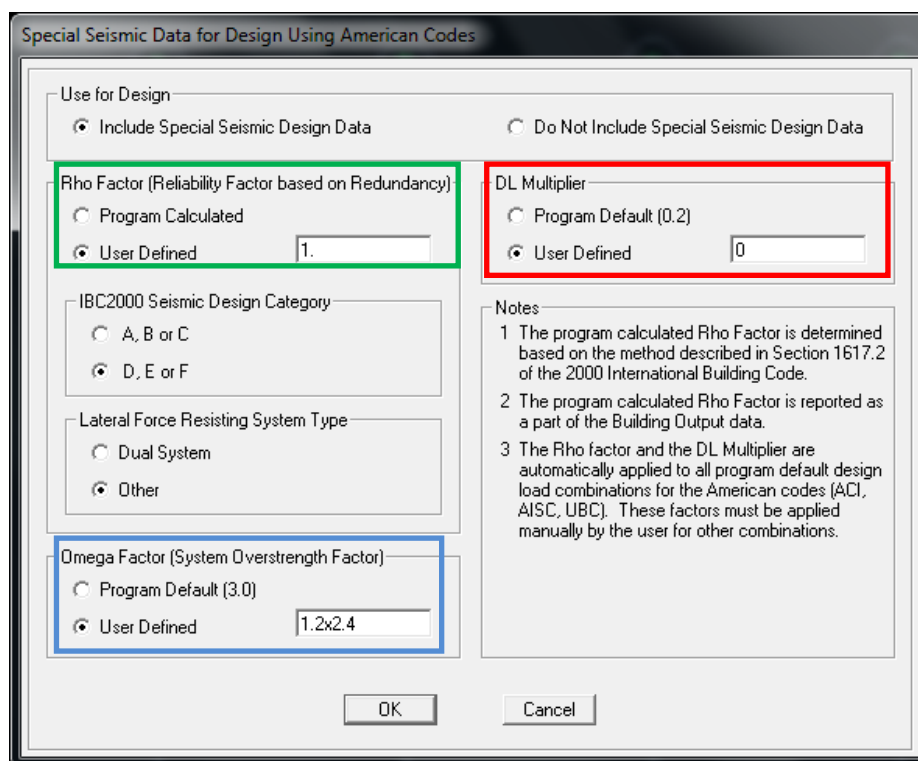
2. $(1.2+0.2SDS)D\pm 1.0L\pm 1.0\Omega_0 E$

در ترکیب بار بالا یک ضریب وجود دارد تحت نام S_{DS} (شتاب طیفی متناظر با پریود کوتاه) که مقدار آن به طور پیش فرض در برنامه برابر 0.7 است. همانطور که دیده می شود ضریب بار مرده، زنده و زلزله در مبحث دهم و آیین نامه AISC با هم تفاوتی دارد. البته با توجه به اینکه در ترکیب بار تشدید یافته نقش اصلی را بار زلزله دارد، می توانیم از اختلافاتی که در زمینه ضرایب بارهای مرده و زنده وجود دارد صرف نظر کنیم و این ترکیب بارها را به عنوان ترکیب بارهای تشدید یافته مورد نظر خود قبول نماییم. پارامتر S_{DS} در ضریب بار مرده در ترکیبات موثر است. مقدار این فاکتور در قسمت Define/Special Seismic Load Effects... قابل تعیین است (شکل ۴). جالب است بدانید که این منو در ویرایش سال ۲۰۱۳ نرم افزار ETABS حذف شده است و برنامه از اطلاعات ارائه شده در Steel Frame Design Preferences برای طراحی قاب فولادی استفاده می کند. مقدار S_{DS} در صفحه بالا تحت نام DL Multiplier (کادر قرمز رنگ) قابل تغییر است که بهتر است آن را برای آنکه خیلی بین ترکیب بارهای ما و نرم افزار اختلاف نباشد به عدد صفر تغییر دهیم. مقدار ضریب اضافه مقاومت سیستم سازه ای Ω_0 هم در پایین صفحه (کادر آبی) قابل وارد کردن است. این ضریب به طور پیش فرض برابر ۳ است که باید آن را مطابق با جدول ۱۰-۳-۲ مبحث دهم تغییر دهیم. نکته جالب دیگر اینکه در ویرایش آینده مبحث دهم که پیش نویس آن منتشر شده است، مقادیر اضافه مقاومت فعلی تغییر کرده اند. این مقدار برای قاب خمشی از $2/8$ به $3/0$ ، برای قاب ساده همراه با مهاربند همان مقدار $2/0$ و برای سیستم دوگانه یا ترکیبی از $2/4$ به $2/5$ تغییر کرده است.

نکته مهم:

چون در ترکیب بارهای تشدید یافته مبحث دهم روش حالات حدی بار زلزله دارای یک ضریب $1/2$ است که در ترکیب بارهای تشدید یافته برنامه وجود ندارد، باید این ضریب را از جدول مذکور استخراج کرده و در عدد $1/2$ ضرب کرده و سپس به برنامه وارد کنیم. به طور مثال اگر این مقدار برای سیستم قاب ساده مهاربندی شده هم محور با حد شکل پذیری کم برابر 2 است در برنامه باید آن را عدد $2/4$ وارد کنیم. در صفحه بالا موارد دیگری هم وجود دارد که در آینده به آنها نیز اشاره خواهد شد.

یکی دیگر از پارامترهایی که باید به برنامه معرفی شود ضریب نامعینی سازه، p ، است. این ضریب در آیین‌نامه $ASCE7$ تعریف شده که به میزان نامعینی سازه وابسته است و مقدار آن 1 یا $1/3$ است. از آنجایی که مبحث دهم از این ضریب استفاده نمی‌کند در برنامه مقدار آن برابر با یک تعریف می‌گردد. روش دیگر آن است که تمام پارامترهای لازم در منوی **Steel Frame Design Preferences** تعریف شود و منوی **Define/Special Seismic Load Effects...** غیر فعال شود.



شکل ۴- منوی معرفی پارامترهای مورد نیاز برای منظور کردن ترکیب بارهای تشدید یافته

۲- سیستمهای سازه ای لرزه بر معرفی شده در **AISC341-05**

در نسخه سال ۲۰۰۵ آیین‌نامه ۴ سیستم قاب خمشی و ۶ سیستم قاب مهاربندی شده تعریف شده است که عناوین آنها به این قرارند:

الف- سیستمهای قاب خمشی:

- قاب خمشی ویژه (Special Moment Frame=SMF)
- قاب خمشی متوسط (Intermediate Moment Frame=IMF)
- قاب خمشی معمولی (Ordinary Moment Frame=OMF)
- قاب خمشی خرابایی ویژه (Special Truss Moment Frame=STMF)

ب- سیستمهای قاب مهاربندی شده و دیوار برشی:

- قاب مهاربندی شده همگرای ویژه (Special Concentrically Braced Frame=SCBF)
- قاب مهاربندی شده همگرای معمولی (Ordinary Concentrically Braced Frame=SCBF)
- قاب مهاربندی شده همگرای معمولی روی جداساز (Ordinary Concentrically Braced Frame Isolated from Structure=SCBFI)
- قاب مهاربندی شده واگرا (Eccentrically Braced Frame=EBF)
- قاب مهاربندی شده کمانش تاب (Buckling Restrained Braced Frame=BRBF)
- دیوار برشی فولادی ویژه (Special Plate Shear Wall)

باید در نظر داشت که آیین‌نامه AISC341-05 سیستم دوگانه تعریف نکرده است و بنابراین در صورت طراحی سیستم سازه‌ای لرزه‌بر دوگانه، لازم است ضوابط قاب خمشی و قاب ساده توسط نرم‌افزار به طور جداگانه کنترل شود.

۳- تقسیم بندی مقاطع بر حسب فشردگی آنها

یکی از مسایل مهم در مبحث دهم تقسیم‌بندی مقاطع به ۳ دسته فشرده، غیرفشرده و لاغر است. این تقسیم‌بندی در قسمتهای مختلف مبحث دهم از جمله تعیین تنشهای مجاز مهم است. این تقسیم‌بندی در روش حالات حدی در بند ۱۰-۲-۱ مبحث دهم و جدول ۱۰-۲-۱ آورده شده است. در آیین‌نامه AISC360-05 این تقسیم بندی با توجه به بخش 3.3 راهنمای نرم‌افزار انجام شده است که به طور خلاصه در جدول زیر به نقل از راهنمای برنامه ذکر شده است.

Section Type	Description of Element	Example	AISC Case No.	Width-Thickness Ratio, (λ)	Limiting Width-Thickness Ratios for Compression Element		
					Compact (λ_p)	NonCompact (λ_r)	Slender (λ_s)
Double Angle	Any type of compression in leg		6	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$	$0.45\sqrt{E/F_y}$	No Limit
	Any type of compression in leg		6	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$	$0.45\sqrt{E/F_y}$	No Limit
Angle	Flexural compression in any leg		7	b/t	$0.54\sqrt{E/F_y}$	$0.91\sqrt{E/F_y}$	No Limit
	Axial only compression in any leg		6	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$	$0.45\sqrt{E/F_y}$	No Limit
Pipe	Flexural compression		15	D/t	$0.07\sqrt{E/F_y}$	$0.31E/F_y$	$0.45E/F_y$
	Axial only compression		15	D/t	$0.07\sqrt{E/F_y}$	$0.11E/F_y$	$0.45E/F_y$
Round Bar					Assumed Noncompact		
Rectangular					Assumed Noncompact		
General SD Section					Assumed Noncompact		

شکل ۵- فرضیات نرم‌افزار در خصوص فشردگی مقاطع در AISC360-05

اگر اطلاعات جداول بالا با جدول ۱۰-۲-۱ مبحث دهم مقایسه گردد در اکثر موارد علی‌الخصوص در مورد شرط فشردگی انطباق قابل قبولی بین آنها دیده می‌شود. غیر از آن معمولاً مقاطع نورد شده مورد استفاده به طور خودکار شرایط فشردگی را دارند که

این مساله کار را راحت تر می کند. در مورد مقاطع غیرنورد شده نیز می توان به صورت دستی این مسأله را کنترل کرد. در کل بهتر است از مقاطعی استفاده کنیم که در تقسیم بندی از لحاظ مبحث دهم در حیطه مقاطع فشرده قرار گیرند. مسأله دیگر که در مبحث دهم جدید گنجانده شده است بحث فشردگی لرزه ای است. یعنی علاوه بر تقسیم بندی قدیم (لاغر، غیر فشرده و فشرده) یک تقسیم بندی دیگر هم اضافه شده است مبنی بر اینکه آیا مقطع فشرده لرزه ای است یا نه که شرایط آن نسبت به شرایط عادی اندکی سخت گیرانه تر است. اطلاعات مربوط به این مسأله در مبحث دهم و بخش ۱۰-۳ در بند ۱۰-۳-۲ و جدول ۱۰-۳-۱ موجود است. در آیین نامه AISC360-05 نیز این ضوابط موجود است. این مسأله در بخش 4.7 و جدول 4.1 راهنمای برنامه آورده شده است. البته اطلاعات موجود در جدول مبحث دهم در مورد مقاطع لرزه ای به نظر ناقص می باشد و شامل تمام مقاطع نیست. احتمالاً باید برای مقاطعی که موجود نیست به قضاوت مهندسی و یا ضوابط آیین نامه AISC360-05 مراجعه نمود. اما در مورد مقاطعی که فعلاً در جدول ۱۰-۳-۱ مبحث دهم موجود است در مقایسه با جداول بالا مربوط به آیین نامه AISC360-05 یک انطباق قابل قبول دیده می شود. غیر از آن می توان این کنترل را برای اطمینان در جاهایی که مورد نیاز است به صورت دستی نیز انجام داد.

نکته مهم: مقاطع معرفی شده به نرم افزار به صورت GENERAL یا مقاطع ساخته شده با SECTION DESIGNER از لحاظ برنامه به صورت غیرفشرده هستند و کنترل آنها باید به صورت دستی انجام گردد.

Section Type	Description of Element	Example	AISC Case No.	Width-Thickness Ratio, (λ)	Limiting Width-Thickness Ratios for Compression Element		
					Compact (λ_p)	NonCompact (λ_r)	Slender (λ_s)
Doubly Symmetric I-Shape	Flexural compression of flanges of rolled I-Shapes		1	$b_f/2t_f$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$1.0\sqrt{E/F_y}$	No Limit
	Flexural compression in flanges of built-up I-Shapes		2	$b_f/2t_f$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$0.95\sqrt{k_c E/F_y}$	No Limit
	Axial only compression in flanges of rolled I-Shapes		3	$b_f/2t_f$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$0.56\sqrt{E/F_y}$	No Limit
	Axial only compression in flanges of built-up I-Shapes		4	$b_f/2t_f$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$0.64\sqrt{k_c E/F_y}$	No Limit
	Flexure in web		9	h/t_w	$3.76\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	$\min\{0.42 E/F_y, 260\}$ (beams) No limit for columns and braces
	Web in axial only compression		10	h/t_w	NA	$1.49\sqrt{E/F_y}$	$\min\{0.42 E/F_y, 260\}$ (beams) No limit for columns and braces
Singly Symmetric I-Shapes	Flexural Compression of flanges of rolled I-Shapes		1	$b_f/2t_f$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$1.0\sqrt{E/F_y}$	No Limit

شکل ۶- فرضیات نرم افزار در خصوص فشردگی مقاطع در AISC360-05

Section Type	Description of Element	Example	AISC Case No.	Width-Thickness Ratio, (λ)	Limiting Width-Thickness Ratios for Compression Element		
					Compact (λ_p)	NonCompact (λ_c)	Slender (λ_s)
Singly Symmetric I-Shapes (continued)	Flexural Compression in flanges of I-Shapes		2	$b_f/2t_f$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$0.95\sqrt{K_c E/F_y}$	No Limit
	Axial only compression in flanges of rolled I-Shapes		3	$b_f/2t_f$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$0.56\sqrt{E/F_y}$	No Limit
	Axial only compression in flanges of built-up I-Shapes		4	$b_f/2t_f$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$0.64\sqrt{K_c E/F_y}$	No Limit
	Flexure in Web		11	h/t_w	$\frac{b_f}{h} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(\frac{0.54 M_x}{M_y} - 0.09 \right) \leq \lambda_c$	$0.57\sqrt{E/F_y}$	No Limit
	Flexure in Web				NA	NA	$\min\{0.42 E/F_y, 260\}$ (beams) No limit for columns and braces
	Flexure in Web						
Channel	Flexural compression in flanges		1	b_f/t_f	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$1.0\sqrt{E/F_y}$	No Limit
	Axial only compression in flanges		3	b_f/t_f	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$0.56\sqrt{E/F_y}$	No Limit

Section Type	Description of Element	Example	AISC Case No.	Width-Thickness Ratio, (λ)	Limiting Width-Thickness Ratios for Compression Element		
					Compact (λ_p)	NonCompact (λ_c)	Slender (λ_s)
Channel (continued)	Flexure in web		9	h/t_w	$3.76\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	$\min\{0.42 E/F_y, 260\}$ (beams) No limit for columns and braces
	Web in axial only compression		10	h/t_w	NA	$1.49\sqrt{E/F_y}$	$\min\{0.42 E/F_y, 260\}$ (beams) No limit for columns and braces
Double Channel	Flexural compression in flanges		1	b_f/t_f	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$1.0\sqrt{E/F_y}$	No Limit
	Axial only compression in flanges		3	b_f/t_f	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$0.56\sqrt{E/F_y}$	No Limit
	Flexure in web		9	h/t_w	$3.76\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	$\min\{0.42 E/F_y, 260\}$ (beams) No limit for columns and braces
	Web in axial only compression		10	h/t_w	NA	$1.49\sqrt{E/F_y}$	$\min\{0.42 E/F_y, 260\}$ (beams) No limit for columns and braces
	Flexure in web						
Box	Flexural or axial compression of flanges under major axis bending		12	b/t	$1.12\sqrt{E/F_y}$	$1.40\sqrt{E/F_y}$	No Limit
	Flexure in web		13	h/t	$2.42\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	No Limit
T-Shape	Flexural or axial compression in flanges		7	$b_f/2t_f$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$1.0\sqrt{E/F_y}$	No Limit

Section Type	Description of Element	Example	AISC Case No.	Width-Thickness Ratio, (λ)	Limiting Width-Thickness Ratios for Compression Element		
					Compact (λ_p)	NonCompact (λ_c)	Slender (λ_s)
	Compression in stems		8	d/t_w	$0.30\sqrt{E/F_y}$	$0.75\sqrt{E/F_y}$	No Limit
Double Angle	Any type of compression in leg		6	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$	$0.45\sqrt{E/F_y}$	No Limit
	Any type of compression in leg		6	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$	$0.45\sqrt{E/F_y}$	No Limit
Angle	Flexural compression in any leg		7	b/t	$0.54\sqrt{E/F_y}$	$0.91\sqrt{E/F_y}$	No Limit
	Axial only compression in any leg		6	b/t	$0.30\sqrt{E/F_y}$	$0.45\sqrt{E/F_y}$	No Limit
Pipe	Flexural compression		15	D/t	$0.07\sqrt{E/F_y}$	$0.31 E/F_y$	$0.45 E/F_y$
	Axial only compression		15	D/t	$0.07\sqrt{E/F_y}$	$0.11 E/F_y$	$0.45 E/F_y$
Round Bar	-----	-----	-----	-----	Assumed Noncompact		
Rectangular	-----	-----	-----	-----	Assumed Noncompact		
General	-----	-----	-----	-----	Assumed Noncompact		
SD Section	-----	-----	-----	-----	Assumed Noncompact		

شکل ۷- فرضیات نرم‌افزار در خصوص فشردگی مقاطع در AISC360-05

Section Type	Description of Element	Graphical Example	Given Case No.	Width-Thickness Ratio, (λ)	Limiting Width-Thickness Ratios for Compression Elements	
					Highly Ductile Members (λ_{hd})	Moderately Ductile Members (λ_{md})
Singly or Doubly Symmetric I Shapes	Flexural or uniform compression in flanges of rolled and welded I-Shaped sections		1	$b_f/2t_f$	$0.30 \sqrt{E/F_y}$	$0.38 \sqrt{E/F_y}$
	Flexural compression in webs of diagonal braces		5	h/t_w	$1.49 \sqrt{E/F_y}$	$1.49 \sqrt{E/F_y}$
	Webs in flexural compression or combined flexural and axial compression		6	h/t_w	If $C_a \leq 0.125$ $2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 0.93 C_a)$ If $C_a > 0.125$ $0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.93 - C_a) \geq$ $1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	If $C_a \leq 0.125$ $3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 2.75 C_a)$ If $C_a > 0.125$ $1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.33 - C_a) \geq$ $1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

شکل ۸- بخشی از مقررات AISC341-05 در خصوص فشردگی لرزه‌ای برای سازه‌های دارای شکل‌پذیری متوسط و زیاد

۴- کنترل مقاومت مقطع

۴-۱- مقاومت کششی

بحث تنشهای کششی در مبحث دهم بخش حالات حدی در قسمت ۱۰-۲-۳ و در راهنمای برنامه در بخش 3.5.1 ذکر شده است. مطابق ضوابط مبحث دهم و آیین‌نامه AISC360-05 مقدار ظرفیت کششی خالص مجاز باید بر اساس کمینه ظرفیت بر روی سطح مقطع کل بر اساس تنش گسیختگی و ضریب اطمینان ۰/۷۵ و بر روی سطح مقطع مؤثر بر اساس تنش تسلیم با ضریب اطمینان ۰/۹ محاسبه گردد که بر این اساس ضابطه دو آیین‌نامه با هم یکسان است. به طور پیش فرض مقدار سطح مقطع مؤثر و کل با هم در نرم‌افزار مساوی فرض می‌شوند. اگر این دو با هم مساوی نباشند می‌توان برای هر عضو در نرم‌افزار نسبت سطح مقطع مؤثر به سطح مقطع کل را با مراجعه به قسمت زیر اصلاح کرد:

Design/Steel Frame Design/View Revise Overwrites

سپس در صفحه‌ای که مشابه شکل زیر ظاهر می‌شود با انتخاب گزینه Net Area to Total Area Ratio مقدار دلخواه را وارد می‌کنیم.

Steel Frame Design Overwrites for (AISC360-05/IBC2006)

<input type="checkbox"/>	Current Design Section	2IP18
<input type="checkbox"/>	Frame Type	SMF
<input type="checkbox"/>	Deflection Check Type	Both
<input type="checkbox"/>	DL Limit, L /	120.
<input type="checkbox"/>	Super DL+LL Limit, L /	120.
<input type="checkbox"/>	Live Load Limit, L /	360.
<input type="checkbox"/>	Total Limit, L /	240.
<input type="checkbox"/>	Total-Camber Limit, L /	240.
<input type="checkbox"/>	DL Limit, abs	0.0254
<input type="checkbox"/>	Super DL+LL Limit, abs	0.0254
<input type="checkbox"/>	Live Load Limit, abs	0.0254
<input type="checkbox"/>	Total Limit, abs	0.0254
<input type="checkbox"/>	Total-Camber Limit, abs	0.0254
<input type="checkbox"/>	Specified Camber	0.
<input type="checkbox"/>	Live Load Reduction Factor	1.
<input checked="" type="checkbox"/>	Net Area to Total Area Ratio	1.
<input type="checkbox"/>	Unbraced Length Ratio(Major)	0.9563
<input type="checkbox"/>	Unbraced Length Ratio (Minor)	0.9563
<input type="checkbox"/>	Unbraced Length Ratio (LTB)	0.9563
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Major)	1.
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Minor)	1.
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Major Braced)	1.
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K Minor Braced)	1.
<input type="checkbox"/>	Effective Length Factor (K LTB)	1.
<input type="checkbox"/>	Moment Coefficient (Cm Major)	0.85
<input type="checkbox"/>	Moment Coefficient (Cm Minor)	0.85
<input type="checkbox"/>	Bending Coefficient (Cb)	1.
<input type="checkbox"/>	NonSway Moment Factor (B1 Major)	1.
<input type="checkbox"/>	NonSway Moment Factor (B1 Minor)	1.
<input type="checkbox"/>	Sway Moment Factor (B2 Major)	1.
<input type="checkbox"/>	Sway Moment Factor (B2 Minor)	1.
<input type="checkbox"/>	Yield stress, Fy	0.
<input type="checkbox"/>	HSS Welding Type	ERw
<input type="checkbox"/>	Reduce HSS Thickness?	No
<input type="checkbox"/>	Overstrength factor, Ry	1.
<input type="checkbox"/>	Nominal Compressive Capacity, Pnc	0.
<input type="checkbox"/>	Nominal Tensile Capacity, Pnt	0.
<input type="checkbox"/>	Nominal Major Bending Capacity, Mn3	0.
<input type="checkbox"/>	Nominal Minor Bending Capacity, Mn2	0.
<input type="checkbox"/>	Nominal Major Shear Capacity, Vn2	0.
<input type="checkbox"/>	Nominal Minor Shear Capacity, Vn3	0.

OK

Cancel

شکل ۹- تعریف نسبت مساحت خالص به مساحت کل مقطع برای کنترل تنش کششی

۴-۲- مقاومت فشاری

بحث مقاومت فشاری در مبحث دهم در قسمت ۱۰-۲-۴ آورده شده است. در این مورد چند موضوع وجود دارد. موضوع اول مربوط به ضریب لاغری و محاسبه لاغری است. با توجه به اینکه در اکثریت موارد مقدار ضریب لاغری ستونها می‌تواند برابر یک فرض گردد، اختلاف و پیچیدگی خاصی در این زمینه وجود ندارد و به راحتی می‌توان با مساوی یک قرار دادن این ضریب برای تمامی ستونها در برنامه (با بازنویسی مقدار ضریب) از انطباق روش برنامه با آنچه مورد نظر ما است اطمینان حاصل کرد. در مورد ضریب طول (که در نرم‌افزار تحت عنوان **Unbraced Length Ratio** آورده شده است)، اگر سازه در طبقات مهاربندی شده باشد، مطابق بند ۱۰-۲-۴ ضریب طول می‌تواند برابر یک در نظر گرفته شود. قابهای شامل بادبند یا دیوار برشی قابهای مهاربندی شده هستند. علاوه بر آن مطابق بند ۱۰-۲-۷-۱ در طبقاتی که مقدار شاخص پایداری مطابق تعریف آن بند کمتر از ۰/۰۵ باشد، آن طبقه مهار شده و ضریب طول ستونها برای آن برابر یک است. بنابراین اکثر قابهای خمشی نیز می‌توانند شرایط قابهای مهار شده را دارا باشند (بهتر است در کل به گونه‌ای سازه را طراحی کنیم که شاخص پایداری از ۰/۰۵ بزرگتر نگردد). در موارد خاصی هم که شاخص پایداری بیش از ۰/۰۵ خواهد شد در قسمتهای بعدی توضیحات لازم داده می‌شود. مسأله بعدی که باید به آن توجه گردد این است که معیار محاسبه بار بحرانی کمانش در مبحث دهم جدید معیارهای کمانش خمشی (بر اساس بند ۱۰-۲-۴-۱)،

کمانش پیچشی و کمانش پیچشی- خمشی (بر اساس بند ۱۰-۲-۴-۲) است که به این ترتیب روابط محاسبه اعضای فشاری نسبت به ویرایش قبلی و روش تنش مجاز پیچیده‌تر شده‌اند. به همین جهت توصیه می‌گردد که حتماً بندهای مورد نظر از مبحث دهم را حتماً به دقت مطالعه فرمایید تا با روش آیین‌نامه جدید در این زمینه آشنا شوید. اما در آیین‌نامه AISC در راهنمای برنامه بحث مربوط به این قسمت در بخش 3.5.2 ذکر گردیده است. در محاسبات این بخش مقاطع به دو بخش تقسیم‌بندی شده‌اند: مقاطع بدون اعضای لاغر و مقاطع با اعضای لاغر. با فرض اینکه مقاطعی که ما استفاده می‌کنیم دارای اجزای لاغر نیستند فقط به این بخش از مقاطع می‌پردازیم (مطابق بند ۱۰-۲-۲-۵ از مبحث دهم استفاده از مقاطع با اجزای لاغر در اعضای که تحت تنشهای فشاری قرار می‌گیرند ممنوع است جز در مورد جان تیورورقها). روابط مربوط به ظرفیت فشاری بر اساس کمانش خمشی در راهنمای برنامه بخش 3.5.2.1.1 و مبحث دهم در بخش ۱۰-۲-۴-۲-۱ ذکر شده است که هر دو روابط یکسان است. فقط اندکی تفاوت در یکی از دو رابطه محاسبه ظرفیت فشاری وجود دارد که می‌توان از آن اغماض کرد. روابط مربوط به کمانش پیچشی و پیچشی- خمشی هم در راهنمای برنامه بخش 3.5.2.1.2 و در مبحث دهم در بخش ۱۰-۲-۴-۲-۲ ذکر گردیده است. این بخش خود شامل چندین رابطه است و برای مقاطع با اشکال مختلف روابط متفاوتی ارائه شده است. در برنامه برای مقاطع جعبه‌ای، لوله-ای، مستطیلی و مقاطعی که به صورت GENERAL و یا با SECTION DESIGNER ساخته می‌شوند این مسأله صرفنظر می‌شود و تنها به کمانش خمشی عضو بسنده می‌شود. به نظر می‌رسد که در مبحث دهم نیز برای مقاطع با دو محور تقارن که می‌تواند شامل مقاطع جعبه‌ای، لوله‌ای و مستطیلی هم شود این مسأله صرفنظر گردیده است و در اینجا انطباق بین برنامه و مبحث دهم دیده می‌شود.

نکات مهم:

- ۱- با توجه به اینکه در مقاطع GENERAL و ساخته شده با SECTION DESIGNER این مسأله نادیده گرفته می‌شود در صورتی که برای ستون مقطعی در نظر گرفته شده باشد که شامل موارد معاف شده در بالا نباشد، باید کمانش پیچشی و پیچشی- خمشی به صورت جداگانه و خارج از برنامه در نظر گرفته شود.
- ۲- در مورد مقاطع دویل نبشی و سپری بین مبحث دهم و روابط برنامه انطباق وجود دارد. برای این مسأله در راهنمای برنامه به بخش 3.5.2.1.2.2 و در مبحث دهم به بخش ۱۰-۲-۴-۲-۲ الف مراجعه نمایید.
- ۳- در مورد مقاطع I شکل، دویل ناودانی، ناودانی و تک نبشی روابط در راهنمای برنامه بخش 3.5.2.1.2.3 ذکر شده است. ضوابط این بخش در مبحث دهم با قسمت ۱۰-۲-۴-۲-۲ ب منطبق است. روابط در هر دو حالت با هم یکسان است. تنها فرق در مورد مقاطع تک نبشی است که مقدار لاغری آنها باید توجه به روابط بخش ۱۰-۲-۴-۳ مبحث دهم بیشتر در نظر گرفته شود که این بخش در نرم‌افزار به گونه دیگری می‌باشد و به جای آن به نظر می‌رسد که مقدار کمترین شعاع ژیراسیون مقطع که در محور مایل آن رخ می‌دهد مبنای محاسبه لاغری مقطع است (البته بسیار به ندرت پیش می‌آید که از مقاطع تک نبشی به عنوان عضو فشاری استفاده گردد)
- ۴- در مورد حداکثر لاغری، در مبحث دهم و نرم افزار هر دو حداکثر ۲۰۰ اعمال می‌گردد و در این مورد نیز انطباق وجود دارد. (در زمانی که لاغری عضو از ۲۰۰ بیشتر شود در برنامه یک پیام اخطار برای عضو مورد نظر در صفحه جزئیات طراحی داده می‌شود)
- ۵- در خصوص ضوابط طرح لرزه‌ای اعضای قطری مهاربندی، مطابق بند ۱۰-۳-۹-۲-۳ مبحث دهم، لاغری این اعضا نباید از مقدار زیر تجاوز کند:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_{\max} = 4.23 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

ضریب ۴/۲۳ در رابطه فوق در آیین‌نامه AISC341-05، ۴ می‌باشد که از آنجایی که رابطه ارائه شده توسط AISC محافظه-کارانه‌تر است می‌توان نتیجه کنترل نرم‌افزار را قابل قبول دانست. همچنین باید توجه کرد که در اعضای مهاربندی قطری،

نرم افزار به صورت خودکار مقدار $Unbraced\ Length\ Ratio(Major)$ یا نسبت طول مهارنشده بابدند برای کمانش درون صفحه را 0.5 فرض می کند اما در مورد $Unbraced\ Length\ Ratio(Minor)$ یا نسبت طول مهارنشده بابدند برای کمانش خارج از صفحه لازم است تا کاربر این مقدار را 0.7 تعریف نماید.

۶- مقاطع بابدند در آیین نامه AISC341-05 برای مهاربندهای همگرای معمولی (OCBF) و همگرای ویژه (SCBF) باید از نوع فشرده لرزه ای و برای مهاربندهای واگرا (EBF) و همگرای معمولی روی جداساز لرزه ای (OCBFI) باید فشرده باشند. از آنجایی که مقاطع تعریف شده به صورت GENERAL یا SECTION DESIGNER فشرده محسوب نمی گردند، مثلاً برای بابدند با مقطع دویل ناودانی باید ابتدا این مقطع توسط نرم افزاری مانند CSI Proper به ناودانی تک تبدیل گردد تا ضوابط فشرده گی برای آن قابل کنترل باشد.

۷- با توجه به اینکه ظرفیت فشاری مقاطع دویل 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 بابدنها خواهد کاست لذا باید ضریب طول مؤثر 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 یعنی:

$$Unbraced\ Length\ Ratio\ (LTB) = 0.01$$

برای هر عضو فشاری متقارن که توسط برنامه Proper به صورت نامتقارن معادل سازی شود، پارامتر فوق باید تعریف گردد تا ظرفیت فشاری مقاطع بابدنها و ستونها دقیقاً مطابق روابط مبحث دهم محاسبه شود. عموماً در معادل سازی ستونها بر خلاف بابدنها دو محور تقارن حفظ می گردد و نیازی به تعریف این پارامتر نیست.

۸- برای ستونها در صورت استفاده از قابهای خمشی متوسط، به کار گیری مقطع فشرده و در صورت استفاده از قابهای خمشی ویژه به کارگیری مقاطع فشرده لرزه ای در برنامه الزامی است که می توان برای این کار از نرم افزار Proper استفاده کرد. توجه شود که سیستم قاب مهاربندی شده واگرا (EBF) در آیین نامه AISC341-05 صرفاً در یک حد شکل پذیری خاص می باشد که نیاز به مقطع فشرده لرزه ای برای ستونها دارد.

۹- ضابطه تیر ضعیف- ستون قوی فقط برای ستونهایی که در سیستم قاب خمشی ویژه (SMF) تعریف شده اند توسط نرم افزار کنترل می شود.

۱۰- مبحث دهم ظرفیت اسمی محوری ستون را به $1/25$ برابر باری که تیرها یا بابدنها بر اساس مقاومت اسمی خود می توانند به ستون منتقل نمایند محدود نموده است. این از آیین نامه می تواند برای تعدیل ستونهایی که بر اثر ترکیب بارهای زلزله تشدید یافته به صورت غیراقتصادی طرح شده اند به صورت دستی کنترل گردد.

۱۱- در مورد اعضای فشاری مرکب با بسته های موازی یا مورب مطابق ضوابط بخش ۱۰-۲-۴-۳ و بخش ۱۰-۲-۴-۴ ضوابط خاصی باید اعمال گردد که از جمله می توان به افزایش مقدار لاغری بحرانی آنها اشاره کرد که این مسأله در نرم افزار اعمال نمی گردد و خود کاربر باید جداگانه و به صورت دستی به شکلی آن را در نظر بگیرد (بهتر است در درجه اول از این نوع ستونها کمتر استفاده گردد و در درجه دوم در هنگام طراحی با نرم افزار اگر نمی خواهیم ضوابط آنها را به صورت دستی کنترل کنیم، مقداری ضریب اطمینان بیشتر در مورد آنها بر اساس قضاوت مهندسی در نظر بگیریم. البته اگر فاصله بین دو مقطع را به گونه ای در نظر بگیریم که با مقداری فاصله، لاغری بحرانی در جهت محور اصلی مقطع یعنی X یا $3-3$ رخ دهد این مسأله را می توانیم نادیده بگیریم.

۱۲- نکته ای که در آیین نامه وجود دارد این است که ظاهراً مطابق نوشته پاراگراف اول بخش ۱۰-۲-۴-۲ باید برای مقاطع مرکب (مقاطع ساخته شده به صورت مشبک یا غیرمشبک) و مقاطع صلیبی هم ضابطه کمانش پیچشی و پیچشی- خمشی

در نظر گرفته شود که در این حالت برنامه اگر مقطع به صورت SECTION DESIGNER و یا باکس و یا GENERAL باشد آن را نادیده می‌گیرد که این مساله با ضابطه مبحث دهم در تناقض است. برای اینگونه مقاطع به شرط آنکه مقطع دارای دو محور تقارن باشد (که معمولاً نیز به همین شکل است) باید رابطه ارائه شده در قسمت ب-۱ این بند مد نظر قرار گیرد. البته می‌توان احتمال داد که مقدار بار بحرانی کمانش به دست آمده برای این حالت در آنها بیشتر از حالت کمانش خمشی باشد (با توجه به رابطه ۱۰-۲-۴ و مقایسه آن با رابطه ۱۰-۲-۵) و در نتیجه این مسأله مشکلی ایجاد نخواهد کرد. پس به نظر می‌رسد که با رعایت نکات گفته شده در این قسمت انطباق قابل قبولی بین نتیجه محاسبه شده توسط نرم‌افزار و آنچه مطابق ضابطه مبحث دهم مطلوب ما است وجود خواهد داشت.

۳-۴- مقاومت خمشی اسمی

این بحث در مبحث دهم در قسمت ۱۰-۲-۵ و در راهنمای برنامه در بخش ۳-۵-۳ ذکر گردیده است. در مبحث دهم ضوابط مختلفی برای محاسبه مقاومت خمشی ارائه شده است که خوشبختانه نزدیکی بسیاری به ضوابط آیین نامه AISC دارد که باعث راحتی کار می‌شود. برای درک بهتر روش محاسبه بهتر است به جدول راهنمای ۱۰-۲-۵ در مبحث دهم و یا به طور مشابه جدول 3.2 در راهنمای برنامه توجه شود تا با کلیات کار و روش محاسبه و بندهایی که در حالات مختلف نیاز به در نظر گرفتن است بهتر آشنا شد. هر دو آیین‌نامه ظرفیت خمشی اسمی مقاطع I شکل فشرده با شرط $L_b < L_p$ و مقاطع جعبه‌ای را به شرط فشردگی تمام اجزای مقطع برابر با لنگر خمیری مقطع فرض می‌کنند:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

فشرده منظور کردن مقطع توسط نرم‌افزار منجر به استفاده از ظرفیت خمیری تیرها و طراحی اقتصادی‌تر نسبت به روش تنش مجاز خواهد شد.

نکته ۱- با توجه به اینکه بال فشاری تیرها توسط دال بتنی سقف مهار می‌شود، باید با تعریف عددی کوچک برای پارامتر L_b از ظرفیت خمیری مقاطع تحت خمش مطابق مبحث دهم استفاده نمود یعنی:

$$\text{Unbraced Length Ratio (LTB)} = 0.01$$

نکته ۲- برای تیرها در صورت استفاده از قاب خمشی متوسط، به کارگیری مقطع فشرده و در صورت استفاده از قاب خمشی ویژه به کارگیری مقطع فشرده لرزه‌ای در برنامه الزامی است. مقاطع اشتال از جمله مقاطع IPE عموماً به صورت فشرده لرزه‌ای می‌باشند و برای استفاده از تیرورق و مقاطع دابل (که عموماً فشرده هستند) می‌توان از نرم‌افزار Proper استفاده نمود.

برای تعیین مقاومت خمشی یک عضو چند معیار باید در نظر گرفته شود:

الف- معیار تسلیم بال فشاری یا کششی (که با Y نمایش داده می‌شود)

ب- کمانش پیچشی - جانبی (که با LTB نمایش داده می‌شود)

پ- کمانش موضعی بال (که با FLB نمایش داده می‌شود)

ت- کمانش موضعی جان (که با WLB نمایش داده می‌شود)

خوشبختانه در اکثر موارد ما با مقاطعی سروکار داریم که هم دارای شرط فشردگی هم دارای شرط مهار جانبی بال فشاری هستند. در این حالت مقدار مقاومت خمشی اسمی مقطع برابر لنگر پلاستیک مقطع فرض می‌گردد. این مسأله در نرم‌افزار نیز وجود دارد و به همین دلیل ما در اکثر موارد مشکل خاصی نداریم و مبحث دهم و نرم‌افزار با هم در این زمینه منطبق هستند (اگر طبق قضاوت

مهندسی مقطع دارای مهار جانبی در بال فشاری خود است و در برنامه این مسأله اعمال نشده است می‌توان به صورت دستی با کم کردن طول مهار نشده اعضا در جهت جانبی به عددی کوچک این مشکل را حل کنیم). اما برای اینکه بحث جامع شود در ادامه تمام حالات ممکن دیگر را هم بررسی می‌کنیم.

در ادامه به ترتیب ضوابط بندهای ۱۰-۲-۵ تا ۱۰-۵-۱۱ از مبحث دهم توضیح داده می‌شود و با ضوابط مورد استفاده در نرم‌افزار مقایسه می‌گردد.

۴-۳-۱- ضریب یکنواختی لنگر (بند ۱۰-۲-۵) یا ضریب C_b :

این ضریب که با C_b نمایش داده می‌شود طبق رابطه ۱۰-۲-۵ از مبحث دهم محاسبه می‌شود. این رابطه به طور مشابه در راهنمای نرم‌افزار هم وجود دارد. می‌توان به طور محافظه‌کارانه برای تمامی حالات این ضریب را برابر یک در نرم‌افزار ویرایش کرد. برای تیرهای طره با انتهای مهار نشده این ضریب باید برابر یک منظور گردد (این مسأله در نرم افزار رعایت نمی‌شود و باید خود کاربر این ویرایش را برای عضو مورد نظر انجام دهد). مطابق با راهنمای برنامه برای اعضای با دو محور تقارن و اعضای که تحت نیروی محوری کششی هستند با یک ضریب بزرگتر از یک این ضریب در خلاف جهت محافظه‌کاری اضافه می‌گردد که این مسأله در مبحث دهم وجود ندارد و در صورت لزوم خود کاربر باید به این مسأله توجه داشته باشد.

*بهبتر است در جهت محافظه‌کاری این ضریب در نرم‌افزار برای تمام اعضای تحت خمش برابر با واحد منظور گردد.

۴-۳-۲- مقاومت خمشی مقاطع I شکل فشرده با دو محور تقارن و ناودانی با مقطع فشرده حول محور قوی (بند ۱۰-۲-۵)

برای این اعضا مقاومت خمشی در دو حالت حدی تسلیم و حالت حدی کمانش پیچشی - جانبی محاسبه شده و کمینه این دو مقدار معیار قرار می‌گیرد. ضوابط این قسمت در راهنمای برنامه بخش 3.5.3.1.1.1 ذکر گردیده است. روابط این قسمت در راهنمای برنامه و مبحث دهم با هم یکسان است و می‌توان به محاسبات برنامه مطمئن بود.

۴-۳-۳- مقاومت خمشی مقاطع I شکل با دو محور تقارن و دارای جان فشرده و بالهای غیر فشرده حول محور قوی (بند ۱۰-۲-۵)

در این حالت مقاومت خمشی بر اساس کمینه مقادیر محاسبه شده برای دو حالت کمانش پیچشی - جانبی و کمانش موضعی بال فشاری غیرفشرده به دست می‌آید. در راهنمای برنامه نیز این روابط در بخش 3.5.3.1.1.2 ذکر شده است. روابط این بخش نیز بین مبحث دهم و راهنمای برنامه با کمی اغماض می‌تواند با هم یکسان فرض گردد.

۴-۳-۴- مقاومت خمشی سایر مقاطع I شکل با جان فشرده یا غیر فشرده حول محور قوی (بند ۱۰-۲-۵)

در این حالت چهار حالت تسلیم بال فشاری، کمانش پیچشی - جانبی، کمانش موضعی بال فشاری و تسلیم بال کششی در نظر گرفته می‌شود. در راهنمای برنامه ضوابط این قسمت در بخش 3.5.3.1.1.3 ذکر گردیده است. در این قسمت نیز انطباق خوبی بین روابط دیده می‌شود.

۴-۳-۵- مقاومت خمشی مقاطع I شکل با یک یا دو محور تقارن با جان لاغر برای خمش حول محور قوی (تیرورقها)، (بند ۱۰-۵-۲)

برای این مقاطع باید معیارهای تسلیم بال فشاری، کمانش پیچشی - جانبی، کمانش موضعی بال فشاری و تسلیم بال کششی محاسبه گردد. ضوابط این مقاطع در راهنمای برنامه بخش 3.5.3.1.1.4 آورده شده است. ضوابط این مقاطع نیز در هر دو حالت با هم منطبق است.

۴-۳-۶- مقاومت خمشی مقاطع I شکل و ناودانی حول محور ضعیف (بند ۱۰-۲-۵)

در این حالت دو معیار تسلیم و کمانش موضعی بال تعیین کننده است. ضوابط این بخش در راهنمای برنامه بخش 3.5.3.1.2 ذکر گردیده است. در این بخش روابط بر هم منطبق است. موارد ذکر شده در بالا از راهنمای برنامه مربوط به مقاطع I شکل است. برای مقاطع تک و دویل ناودانی هم روابط در بخش 3.5.3.3 ذکر شده است که آنها نیز انطباق خوبی با روابط مبحث دهم دارند.

۷-۳-۴- مقاومت خمشی مقاطع قوطی شکل (بند ۱۰-۲-۵-۷)

در این حالت دو حد تسلیم و کمانش موضعی بال و کمانش موضعی جان تعیین کننده است. ضوابط این بخش در راهنمای برنامه بخش 3.5.3.4 ذکر شده است که روابط این دو بخش نیز با هم منطبق است.

۸-۳-۴- مقاومت خمشی مقاطع لوله ای شکل (بند ۱۰-۲-۵-۸)

این مقاومت برای این مقاطع بر اساس معیار تسلیم و کمانش موضعی جان محاسبه می گردد. در راهنمای برنامه ضوابط این بخش در قسمت 3.5.3.5 ذکر شده است و بین این دو بخش نیز انطباق وجود دارد.

۹-۳-۴- مقاومت خمشی مقاطع سپری و جفت نبشی با بارگذاری در صفحه تقارن (بند ۱۰-۲-۵-۹)

در این حالت معیارهای تسلیم، کمانش جانبی و کمانش موضعی بال تعیین کننده است. در راهنمای برنامه ضوابط این بخش در قسمت 3.5.3.6 ذکر شده است و ضوابط این دو بخش نیز با هم منطبق است.

۱۰-۳-۴- مقاومت خمشی مقاطع نبشی تک (بند ۱۰-۲-۵-۱۰)

برای این مقاطع معیارهای تسلیم، کمانش پیچشی جانبی و کمانش موضعی ساق نبشی تعیین کننده است. ضوابط این بخش در راهنمای برنامه بخش 3.5.3.7 ذکر شده است. بین این دو بخش نیز انطباق وجود دارد.

۱۱-۳-۴- مقاومت خمشی مقاطع توپر دایره ای و چهارگوش (بند ۱۰-۲-۵-۱۱)

برای این مقاطع معیارهای تسلیم و کمانش پیچشی - جانبی تعیین کننده است. ضوابط این بخش در راهنمای برنامه بخش 3.5.3.8 و 3.5.3.9 ذکر شده است. در اینجا نیز انطباق نسبی دیده می شود.

نکته مهم: برای مقاطع از نوع SD و GENERAL تنها معیار تسلیم در نظر گرفته می شود و مقدار $M_y = S_y F_y$ به عنوان ظرفیت خمشی در نظر گرفته می شود. در مورد مقاطعی که دارای مهار جانبی می باشند، این مقدار کمتر از مقدار مبحث دهم برابر M_p است که البته مقداری که در نرم افزار در نظر گرفته می شود در جهت اطمینان خواهد بود. در صورت تمایل کاربر می تواند این مقدار را برای اعضای مختلف بازنویسی کند.

نکته مهم: مطابق مبحث دهم استفاده از مقاطع لاغر تنها برای جان مقطع در تیرورقها قابل قبول است و برای بال قابل قبول نیست که لازم است به دلیل عدم کنترل این مساله در نرم افزار خود کاربر آن را مد نظر داشته باشد.

۴-۴- تیر ستونها

در اعضای تحت خمش و نیروی محوری، رابطه مبحث دهم برای ضریب C_m به این صورت است:

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} > 0.4$$

از آنجایی که ضریب فوق در آیین نامه AISC شرط بزرگتر از ۰/۴ را ندارد نرم افزار هم این شرط را کنترل نمی کند که در صورت لزوم می توان به صورت دستی آن را تصحیح نمود.

۵-۴- تیر پیوند در مهاربندها

این تیرها به طور خودکار توسط نرم افزار شناسایی و مطابق ضوابط AISC341-05 طراحی می شوند. ضوابط طراحی تیر پیوند به روش حالات حدی در فصل ضوابط لرزه ای مبحث دهم ذکر شده است. به عنوان نمونه برای یک تیر پیوند با مقطع IPE330 به طول ۸۰ سانتی متر، با اساس مقطع خمیری ۸۰۴ سانتی متر مکعب و مساحت جان ۲۳/۰۲۵ سانتی متر مربع و مساحت کل ۶۲/۶ سانتی متر مربع می توان ظرفیت خمشی و برشی را مطابق مبحث دهم محاسبه نمود:

$$M_p = 2400 \times 804 = 1929600 \text{ kgf.cm}$$

$$V_p = 0.6 \times 2400 \times 23.025 = 33156 \text{ kgf}$$

$$e = 80 \text{ cm} < 1.6 \frac{M_p}{V_p} = 93.1 \text{ cm}$$

مطابق مبحث دهم، این موضوع بیانگر رفتار برشی تیر پیوند است. اگر نیروی محوری این تیر ۱۸/۴ تن فرض شود:

$$\frac{P_u}{P_y} = \frac{18400}{2400 \times 62.6} = 0.122 < 0.15$$

لذا حالت ب-۱ رخ می‌دهد و مقاومت برشی تیر پیوند برابر است با:

$$0.9V_n = 0.9 \times \min \left\{ \frac{2M_p}{e}, V_p \right\} = 29840 \text{ kgf}$$

تفاوت عدد به دست آمده و عدد حاصل از نرم‌افزار که بر اساس AISC محاسبه شده حداکثر ۵ درصد می‌باشد. البته در ویرایش جدید مبحث دهم (که هنوز نهایی و مصوب نشده است)، روابط این بخش با آیین‌نامه AISC هماهنگ شده‌اند.

1. AISC (2005) *Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, ANSI/AISC360-05, Chicago, Illinois 60601-1802
2. AISC (2010) *Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, ANSI/AISC360-10, Chicago, Illinois 60601-1802
3. AISC (2005) *Seismic Provision for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, ANSI/AISC341-05, Chicago, Illinois 60601-1802
4. AISC (2010) *Seismic Provision for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, ANSI/AISC341-10, Chicago, Illinois 60601-1802
5. ASCE (2010) *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, American Society of Civil Engineers, ASCE/SEI7-10, Reston, Virginia 20191
6. ASCE (2005) *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, American Society of Civil Engineers, ASCE/SEI7-05, Reston, Virginia 20191
7. CSI (2009) *Steel Frame Design Manual-AISC360-05/IBC2006 for ETABS*, Computers & Structures Inc, Berkely, CA
۸. دفتر امور مقررات ملی ساختمان (۱۳۸۷) «مبحث دهم مقررات ملی ساختمان- طرح و اجرای ساختمانهای فولادی»، وزارت راه و شهرسازی، تهران
۹. دفتر امور مقررات ملی ساختمان (۱۳۹۱) «پیش‌نویس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان- طرح و اجرای ساختمانهای فولادی»، وزارت راه و شهرسازی، تهران
۱۰. ایران سازه (۱۳۸۸) «بحث و گفتگو در خصوص طراحی سازه‌های فولادی به روش LRFD در نرم‌افزار ETABS»، تارنمای اینترنتی به آدرس www.iransaze.com
۱۱. سید علیخانی س. (۱۳۹۲) «تکات طراحی سازه‌های فولادی به روش LRFD در نرم‌افزار ETABS»، مرکز عمران اراک