

بخش پنجم

مثال کاربردی از نحوه طراحی حالت حدی در نرم افزار ETABS

با مقایسه نتایج طراحی حالت حدی و تنش مجاز

در این بخش مقایسه نتایج طراحی با دو روش حالت حدی و تنش مجاز برای یک سازه فلزی با سیستم دو طرف قاب خمشی در نرم افزار ETABS v.9.6 انجام می شود.

برای طراحی سازه ها به روش حالت حدی از آیین نامه AISC 360-05/IBC2006 که بر اساس توضیحات بخش چهارم این کتاب منطبق با ضوابط طرح حالت حدی مبحث دهم است، استفاده شده است.

هرچند که آیین نامه AISC 360-05، هر دو روش تنش مجاز و حالت حدی را شامل می شود، اما به لحاظ عدم نیاز به در نظر گرفتن الزامات طرح لرزه ای در این پروژه و نیز عدم انطباق بخش تنش مجاز آیین نامه AISC 360-05 با مبحث دهم، برای طراحی سازه ها به روش تنش مجاز از آیین نامه AISC ASD-89 استفاده شده است. (مندرجات این آیین نامه در این روش منطبق با بخش تنش مجاز مبحث دهم ویرایش سال ۱۳۸۷ است و با سایر آیین نامه هایی که بعد از آن توسط AISC از قبیل AISC 2001 منتشر شده، مشابه است.)

ضوابط طرح لرزه ای مبحث دهم قبلاً در بخش سوم کتاب در قالب تنش مجاز و به صورت کنترل دستی شرح داده شده و نحوه لحاظ ضوابط طرح لرزه ای در ETABS در حالت حدی نیز در بخش چهارم شرح داده شده است. بنابراین در این بخش به منظور ساده سازی مراحل طراحی و مقایسه، از ضوابط طرح لرزه ای صرف نظر شده است.

فصل اول

ملاحظات کلی تحلیل و طراحی سازه به دو روش حالت حدی و تنش مجاز در ETABS

۱-۱- مراحل انجام پروژه

در این پروژه با مدل‌سازی یک سازهٔ فلزی قاب خمشی متوسط 5 طبقه در نرم‌افزار ETABS v.9.6 و کپی کردن از آن، نهایتاً دو فایل مدل سازه‌ای یکسان خواهیم داشت که با بارگذاری ثقلی و زلزلهٔ یکسان برای دو فایل، در هر کدام از فایل‌ها، سازه را برای هر یک از این دو روش طراحی نموده و سپس نتایج ناشی از طراحی برای مقاطع تیر و ستون در دو فایل مورد بررسی قرار داده خواهد شد.

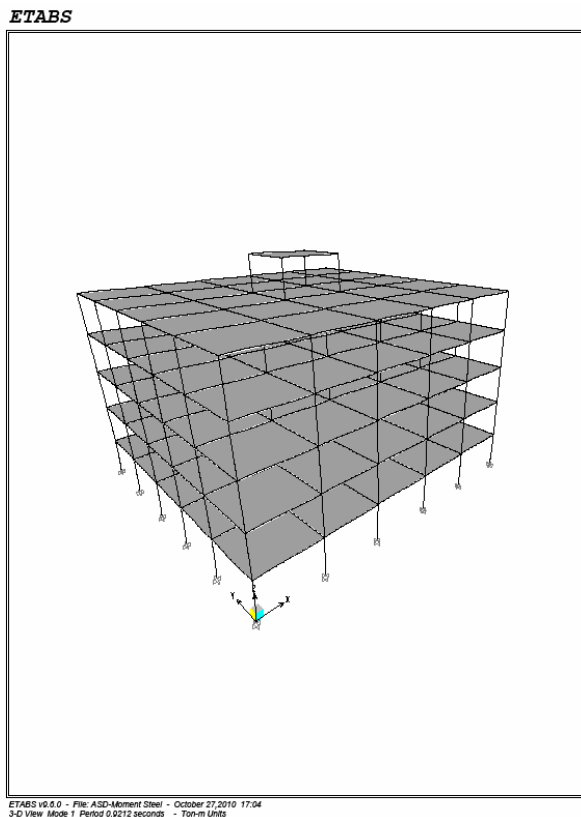
از آنجا که در این پروژه، تنها مقایسهٔ نتایج حاصل از دو روش طراحی مندرج در فصول اول و دوم از مبحث دهم ویرایش سال ۱۳۸۷ مدنظر است، بنابراین بررسی ضوابط طراحی لرزه‌ای با انتخاب ضریب رفتار طراحی سازه برابر k ، ($R=5$) مطابق توضیحات ابتدایی بخش سوم مبحث دهم، قابل صرفنظر است، هرچند که انتخاب این روش جهت حذف طرح لرزه‌ای مورد توصیه مؤلفین نیست.

در واقع با انتخاب مقدار ضریب رفتار، برابر با مقداری کوچک‌تر از واقع، سعی بر آن است، تا سازه را برای نیروی زلزله‌ای بیش از مقدار معمول، تحلیل و طراحی نماییم تا با این کار امکان ورود سازه به منطقهٔ الاستیک بیشتر فراهم شود. در عوض بدیهی است در این حالت با دست بالا طرح کردن مقاطع اعضاء، امکان طرح شکل‌پذیر سازهٔ سلب خواهد شد.

بنابراین در این پروژه از تمامی الزامات موجود که عبارتند از: الزامات عمومی ستون‌ها، این بخش ترکیب بارهای تشدید یافته، الزامات تیر و ستون در قاب خمشی متوسط، فشردگی لرزه‌ای بودن مقاطع و ... مندرج در بخش سوم مبحث دهم صرفنظر گردیده است و مقایسهٔ نتایج دو روش طراحی، جهت سادگی بدون لحاظ الزامات اضافی طرح لرزه‌ای مربوطه صورت گرفته است.

۱-۱-۱- مدل سازی سازه در ETABS

سازه مورد بررسی در این پروژه همانند شکل ۱-۱ دارای ۵ طبقه و خرپشته با سیستم دوطرف قاب خمشی متوسط IMF است. ارتفاع طبقات به جز پارکینگ و خرپشته برابر ۳ متر و ارتفاع پارکینگ و خرپشته ۲.۷ متر و روش تحلیل در هر دو روش طراحی، استاتیکی معادل است.



شکل ۱-۱- نمای سه بعدی از سازه فلزی با قاب خمشی متوسط

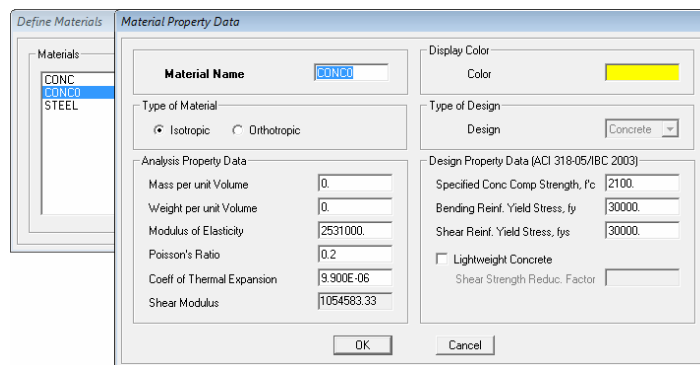
۱-۱-۲- تعریف مصالح و مشخصات سازه (Define)

Define>Material

مطابق شکل ۱-۲ مصالح فولاد مصرفی در تیرها، ستون‌ها، و ورق‌ها، از نوع St-37 با مقاومت تسلیم $F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ و مقاومت نهایی $F_u = 3700 \text{ kg/cm}^2$ ، و مصالح بتن با $f_c = 210$ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع تعریف شدند و علاوه بر آنها مصالحی از نوع بتن ولی با جرم

بخش پنجم / مثال کاربردی از نحوه طراحی حالت حدی در نرم افزار ETABS با مقایسه نتایج طراحی حالت حدی و تنش مجاز

واحد حجم برابر صفر با نام Conc0 تعریف شد تا در تعریف سقف، بارگذاری بار سقف با حساب بار تیرچه های بتنی انجام شود.

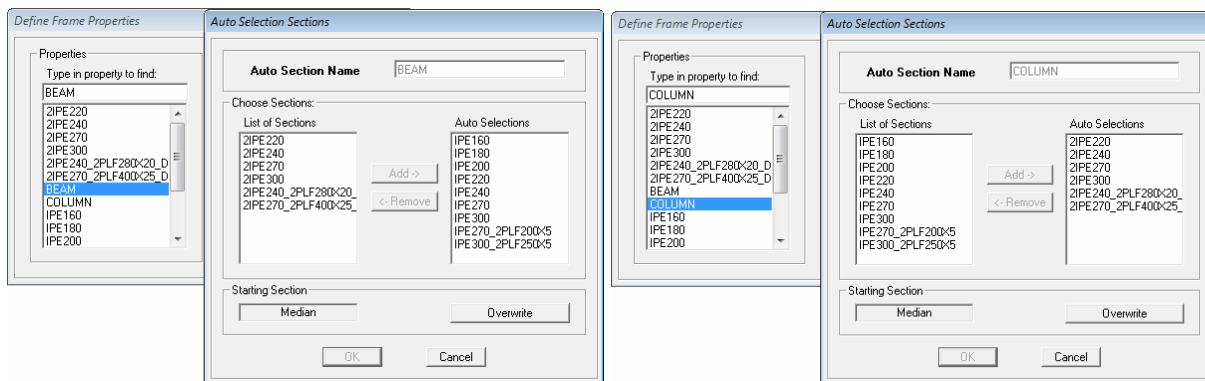


شکل ۲-۱- تعریف مصالح بتن با جرم واحد حجم صفر

Define > Frame Sections

در تعریف مقاطع پس از وارد کردن مقاطع از مقاطع آماده موجود با پسوند *.pro با تعریف Auto Selection های جداگانه برای تیرها و

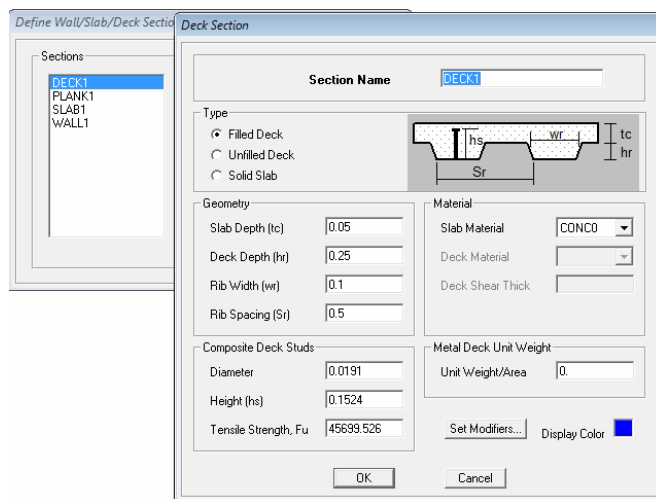
ستون ها تعریف مقاطع مطابق شکل ۳-۱ با نام Beam و Column برای ستون ها و تیرها انجام می شود.



شکل ۳-۱- تعریف مقاطع Auto Selection در ETABS

Define > Wall Deck Sections

نوع سقف را از نوع تیرچه بلوک تو پر Filled Deck و نوع مصالح را آن از نوع بتن با وزن صفر مطابق شکل ۴-۱ تعریف می کنیم.

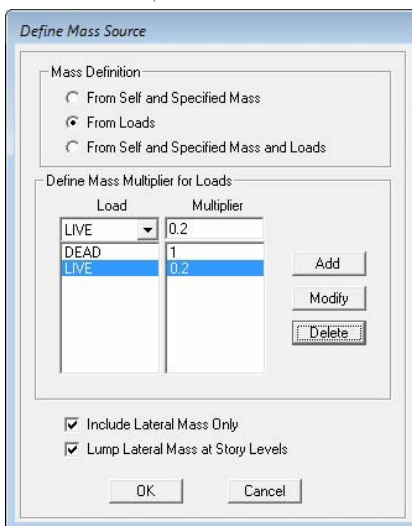


شکل ۱-۴- تعریف نوع مقطع سقف تیرچه بلوک

جهت توزیع بهینه بار تیرچه‌ها بین تیرها توزیع سقف از نوع شطرنجی است، تا به این ترتیب پیچش ناشی از بارهای ثقلی نیز در سازه به حداقل برسد. برای این منظور با انتخاب سقف‌ها با مراجعه به گزینه $\text{Assign} > \text{Shell/Area} > \text{Local Axis}$ در قسمت Angel زاویه تیرریزی در قسمت‌های مختلف سقف را 0 و 90 درجه تعریف می‌کنیم.

Define > Mass Source

به جهت کاهش تراکم و ساده‌سازی در ترکیب بارهای موجود در این سازه از ترکیب بار ناشی از بار متعادل کننده دیوار (Wall) که برای توزیع یکسان و تعیین صحیح مرکز جرم (ناشی از توزیع نامتعادل بار دیوار به تیرهای بالایی در سقف انتهایی و سقف پارکینگ) صرف‌نظر شده است. با فرض کاربری مسکونی این سازه باری که در تعیین جرم لرزه‌ای و مرکز جرم سازه سهیم و مطابق شکل ۱-۵ برابر $\text{Dead} + 0.2\text{Live}$ است.



شکل ۱-۵- تعریف بارهای سهم در تعیین جرم لرزه‌ای سازه

سایر گزینه‌های منوی Define شامل تعریف نوع بارها Load Cases و تعریف ترکیبات بار Load Combination به علت آن‌که بسته به نوع طراحی، باید گزینه‌های متفاوتی در آن به کار برده شود، در قسمت‌های مربوطه توضیح داده خواهد شد. همچنین به دلیل انتخاب ضریب رفتار برابر 5 برای طراحی سازه، از گزینه Load Effect Special Seismic که برای در نظر گرفتن اثر اضافه مقاومت سازه‌ای در ترکیب بارهای تشدید یافته است در این منو صرف نظر شده است.

۱-۳- تخصیص مشخصات سازه (Assign)

Assign > joint/point > Diaphragm

با انتخاب تمام اجزای سازه از منوی بالا با تعریف دیافراگم کف صلب، همه اجزای سازه را به هم وابسته می‌کنیم. با این کار با اعمال بار جانبی زلزله به صورت User Coefficient، به جهت دیافراگم بودن طبقه، اعمال بار به مرکز جرم طبقه به منزله اعمال بار به همه نقاط طبقه خواهد بود.

Assign > joint/point > Restraint

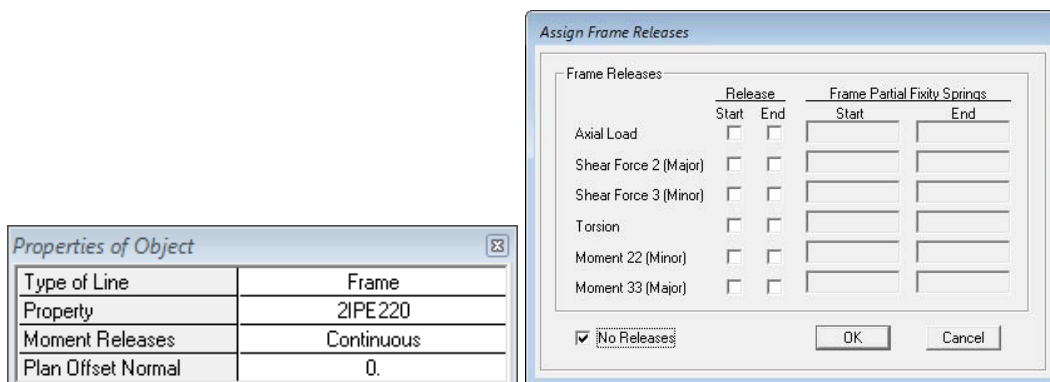
پس از انتخاب همه گره‌های کف سازه و از منوی بالا، علامت گیردار را می‌زنیم تا هر 6 درجه آزادی انتقالی دورانی سازه در کف بسته شود (سازه در دو طرف قاب خمشی است).

Assign > Frame/Line > End Length Offsets

با انتخاب کلیه تیرها (Select > Select By Line Object Type > Beam) و انتخاب گزینه بالا، درصد ناحیه صلب انتهایی را برابر 0.5 وارد می‌کنیم $Rigid\ Zone\ Factor = 0.5$ ، در واقع طول ناحیه صلب انتهایی را مشخص می‌کنیم (که البته اینجا اتصالات سازه در هر دو طرف صلب است).

Assign > Frame/Line > Frame Releases

از آنجا که سیستم سازه در دو طرف خمشی است؛ لذا نیاز به کاهش هیچ ممانی در محل اتصال هیچ کدام از تیرها نیست، بنابراین با انتخاب همه تیرها و سپس اجرای منوی بالا، مطابق شکل ۱-۶، تیک No Releases در قسمت پایین را فعال می‌کنیم. چنانچه در هنگام ترسیم تیرها در جعبه مربوط به کشوی Moment Releases عبارت Continuous فعال باشد، تمامی تیرها از ابتدا به صورت دو سر گیردار یا چنانچه در این کشو گزینه Pinned فعال باشد، تیرها دو سر ساده تعریف می‌شوند.



شکل ۱-۶- تعریف دو سر گیردار بودن تیرهای قاب‌های خمشی

۲-۱- مشخصات بارگذاری سازه

۱-۲-۱- بارگذاری ثقلی

بار مرده طبقات:

بار تیغه‌های 10 سانتی داخلی در محل قرارگیری تیغه به صورت سربار معادل، باید محاسبه شود که مقدار دست بالا 150 کیلوگرم بر متر مربع برای آن لحاظ شده است و از جمع این بار با وزن سقف دال بتنی، بار مرده نهایی طبقات بدست می‌آید. بار مرده طبقات 550 و بار مرده بام به جهت نیاز به دولا به قیرگونی در بام مقدار 600 کیلوگرم بر متر مربع منظور می‌شود.

۵۹۴ بخش پنجم / مثال کاربردی از نحوه طراحی حالت حدی در نرم افزار ETABS با مقایسه نتایج طراحی حالت حدی و تنش مجاز

بار مرده راه پله:

مقدار بار مرده راه پله در جهت اطمینان 700 کیلوگرم بر مترمربع منظور می شود. جهت توزیع بار راه پله، یک روش مدل کردن مجازی سطح راه پله در محل بازشوهای هر طبقه با Deck است (البته با بتن وزن صفر)، تا بار مرده و زنده راه پله به سطح دال مربوطه در طبقات، وارد و سپس به تیرهای کناری منتقل شود.

بار زنده:

- میزان بار زنده در بام برابر 150 kg/m^2 است؛
- میزان بار زنده در طبقات مسکونی برابر 200 kg/m^2 است؛
- میزان بار زنده در راه پله برابر 350 kg/m^2 است.

بار برف:

با فرض ساخت ساختمان در تهران از آنجا که طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، تهران در منطقه ۳ آب و هوای با بار برف 150 کیلوگرم بر متر مربع واقع است. از مقایسه بار برف با بار زنده بام، مقدار حداکثر یعنی 150 کیلوگرم بر متر مربع برای بار زنده بام منظور می شود.

بار دیوار پیرامونی:

بار دیوار پیرامونی مقدار حداکثر 250 کیلوگرم بر متر مربع سطح دیوار، منظور می شود. بنابراین بار دیوار برای تیرهای پیرامونی طبقات دوم تا چهارم به ارتفاع 3 متر و نیز تیرهای کنار راه پله برابر با $250 \times 3 = 750$ کیلوگرم بر واحد طول تیر خواهد بود که برای تیرهای بام تنها نصف این بار اعمال می شود، یعنی مقدار 375 کیلوگرم بر متر.

برای دیوار پارکینگ با ارتفاع 2.7 متر، کل بار برابر $250 \times 2.7 = 675$ کیلوگرم بر واحد طول تیر خواهد بود که فقط نصف بار دیوارهای پارکینگ به تیرهای طبقه اول منتقل می شود که مقدار آن 337.5 خواهد بود.

بنابراین بار دیوارهای پیرامونی وارد بر تیرهای پیرامونی و تیرهای کنار راه پله برای طبقات مختلف بر شرح زیر است:

- در طبقه اول برابر $37.5 + 750/2 = 687.5$ کیلوگرم بر متر؛
- طبقه دوم، سوم و چهارم مقدار 750 کیلوگرم بر متر؛

- و طبقه بام مقدار 375 کیلوگرم بر متر است.

۱-۲-۲- بارگذاری زلزله $V = C.W$

جهت بارگذاری زلزله از آیین نامه 2800 و به طور خاص بند ۱۳-۳ استفاده می کنیم.

سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی در هر دو جهت قاب خمشی با ضریب رفتار 5 است. محل پروژه شهر تهران فرض می شود که با خطر نسبی خیلی زیاد و در نتیجه $A = 0.35g$ (شتاب مبنای طرح) است. همچنین نوع خاک منطقه براساس استاندارد 2800، خاک نوع III با $T_o = 0.15 \text{ sec}$ ، $T_s = 0.7 \text{ sec}$ و $S = 1.75$ است.

ارتفاع سازه بدون حساب خرپشته (مساحت خرپشته کمتر از 25% سطح پلان سازه است) برابر 14.7 متر است.

$$T = 0.08 \times (14.7)^{3/4} = 0.6 \text{ sec} \quad H = 14.7 \text{ m}$$

$$T_o = 0.15, \quad T_s = 0.7, \quad S = 1.75$$

$$T_o < T < T_s \Rightarrow B = (S+1) = (1+1.75) = 2.75 \quad \text{و} \quad I = 1 \quad \text{و} \quad A = 0.35$$

$$C = \frac{ABI}{R} = \frac{0.35 \times 2.75 \times 1}{5} = 0.1925 \quad R = 5$$

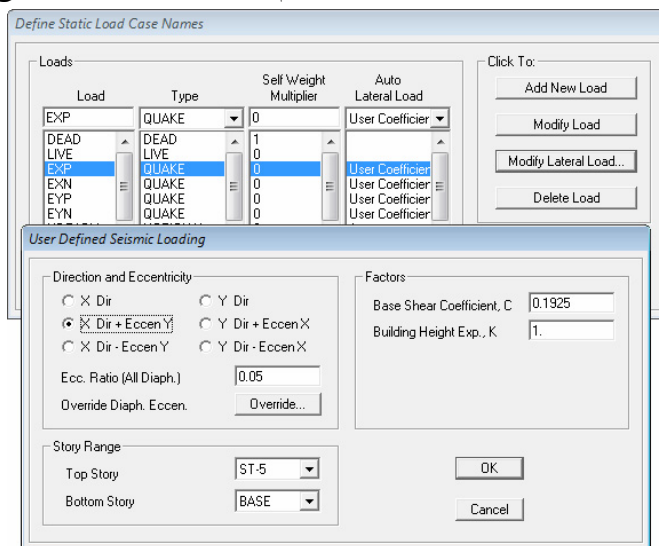
ضریب زلزله محاسبه شده بر مبنای ضریب رفتار سطح تنش مجاز است. در فصل سوم این بخش برای طراحی در روش حالت حدی نهایی، ضریب رفتار در حالت نهایی تعیین و ضریب زلزله اصلاح می شود.

۱-۲-۳- تعریف انواع بار Load Cases

چهار بار اصلی که تعریف شد، عبارتند از: E_x و E_y و Dead و Live

همان طور که گفته شده بار متعادل کننده دیوار (Wall) در حین مدل سازی به صورت تصحیح در بارهای اختصاص یافته به تیرهای پیرامونی وارد شد.

هرچند که در این سازه به وضوح منظم بودن سازه در پلان و ارتفاع قابل تعیین است، اما جهت اطمینان بارهای E_{yp} و E_{xp} و E_{ym} که حاوی بار زلزله با برون محوریت 5% است، تعریف شد. در شکل ۱-۷ بار زلزله مربوط به روش تنش مجاز تعریف شده است.

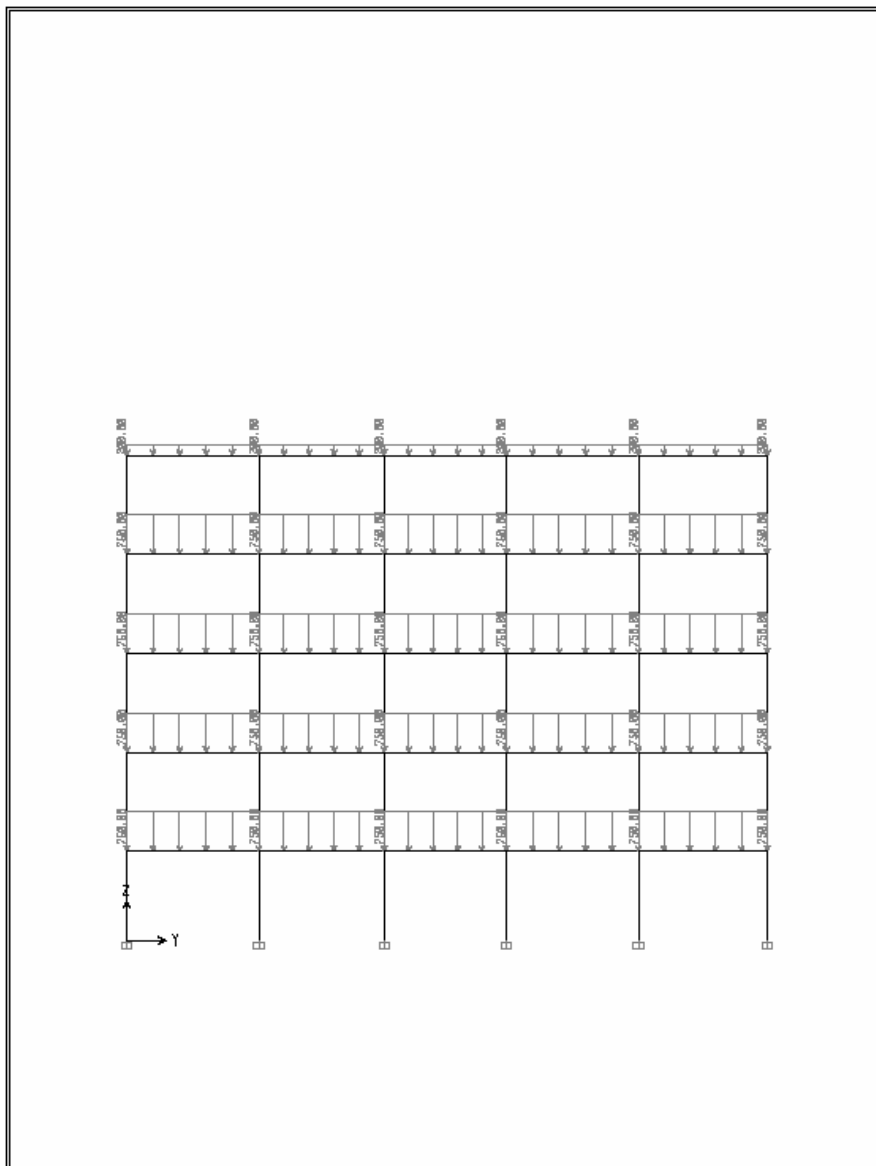


شکل ۱-۷- نحوه تخصیص بار زلزله با بروم محوریت تصادفی 5%

در حالت های بار مربوط به طراحی به روش حالت حدی بارهای NLive و NDead در دو جهت y و x و جزئیات تعریف آن در قسمت ۱-۵ از همین فصل توضیح داده خواهد شد.

۱-۲-۴- خروجی گرافیکی بارگذاری سازه در ETABS

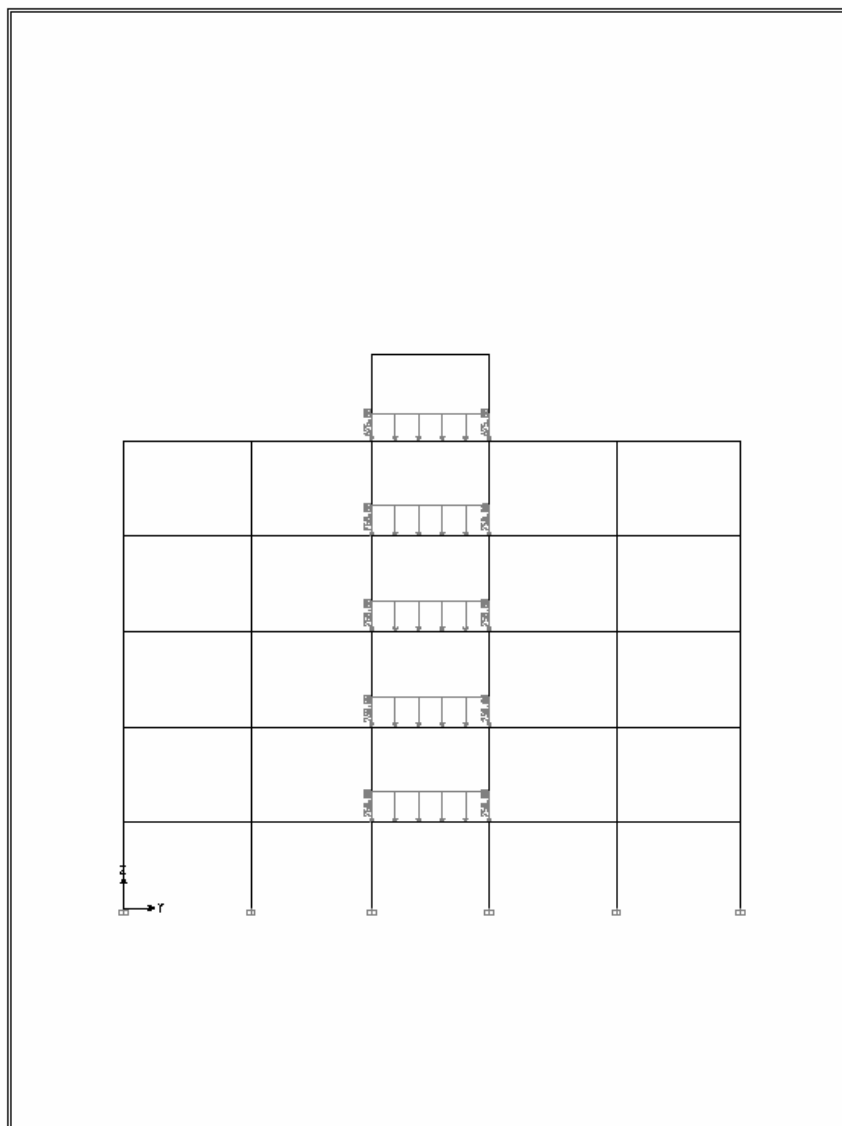
در اشکال ۱-۸ بارگذاری صورت گرفته بر روی چند نمونه از قاب و سقف شامل بار مرده، زنده و بار مرده دیوار، روی تیرهای پیرامونی و تیرهای اطراف راه پله آورده شده است.

ETABS

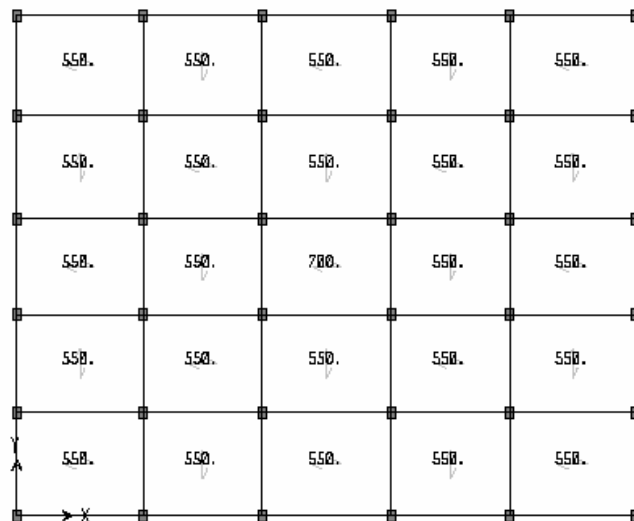
ETABS v9.0.0 - File: ASD-Moment Steel - November 1, 2010 13:14
 Elevation View - 1 Frame Span Loads GRAVITY (DEAD) - Kg-m Units

بخش پنجم / مثال کاربردی از نحوه طراحی حالت حدی در نرم افزار ETABS با مقایسه نتایج طراحی حالت حدی و تنش مجاز

ETABS

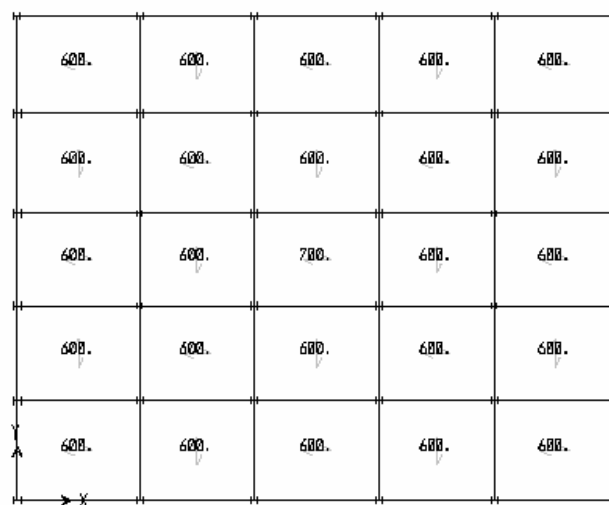


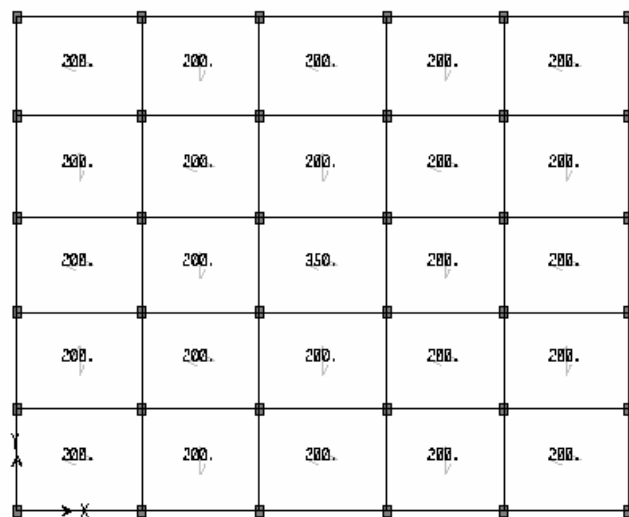
ETABS v0.0.0 - File: ASD-Moment Steel - November 2, 2010 20:20
Elevation View - 4 Frame Span Loads (DEAD) - Kg-m Units

ETABS

بخش پنجم / مثال کاربردی از نحوه طراحی حالت حدی در نرم افزار ETABS با مقایسه نتایج طراحی حالت حدی و تنش مجاز

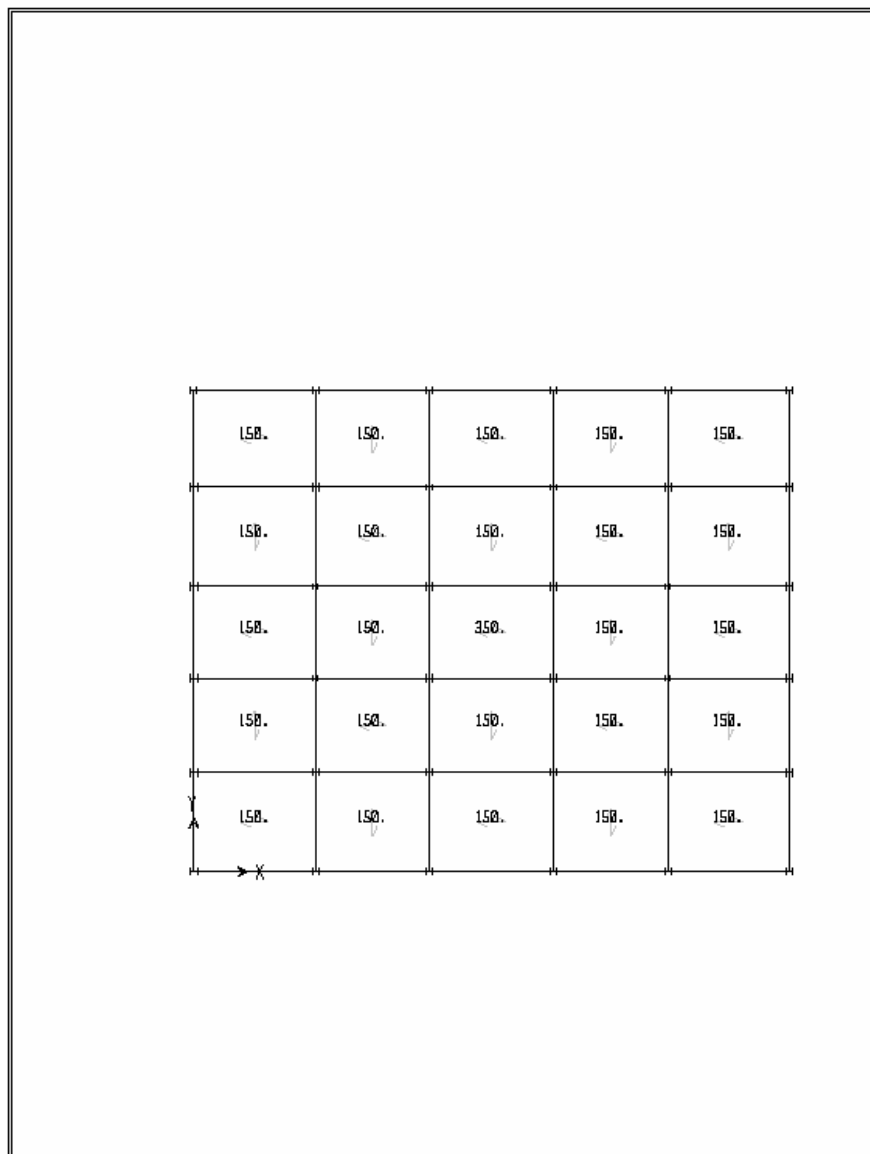
ETABS



ETABS

بخش پنجم / مثال کاربردی از نحوه طراحی حالت حدی در نرم افزار ETABS با مقایسه نتایج طراحی حالت حدی و تنش مجاز

ETABS



ETABS v9.0.0 - File: ASD-Moment Steel - October 27, 2010 17:25
Plan View - ST-5 - Elevation 14.7 Uniform Loads GRAVITY (LIVE) - Kg/m Units

شکل ۸-۱- خروجی گرافیکی بارگذاری بار مرده و زنده در چند نمونه از قاب و سقف

فصل دوم

پارامترهای طراحی سازه به روش تنش مجاز ASD

طراحی به روش تنش مجاز، روش سنتی طراحی به حساب می‌آید؛ بنابراین در این فصل به صورت خلاصه تنها به نکات برجسته تنظیمات طراحی به این روش پرداخته می‌شود.

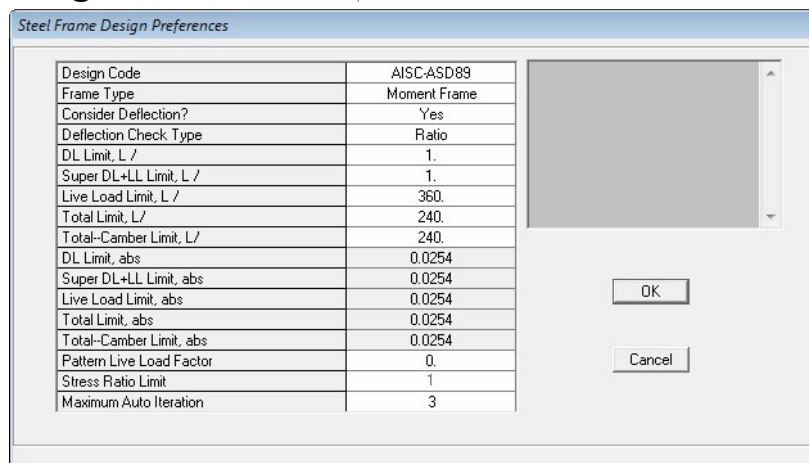
۱-۲ - مشخصات آیین‌نامه طراحی AISC-ASD 89

Options > Preferences > Steel Frame Design

از منوی بالا، آیین‌نامه AISC-ASD89 را برای طراحی به روش تنش مجاز انتخاب می‌کنیم. در این صفحه مطابق شکل ۱-۲ نوع قاب را Moment Frame انتخاب می‌کنیم:

چنانچه در ETABS از آیین‌نامه AISC استفاده شود؛ طبق تعریف در پیش‌فرض تنظیمات آیین‌نامه، هنگامی که نرم‌افزار به ترکیب بار دارای زلزله می‌رسد، افزایش تنش مجاز لحاظ می‌شود و لازم نیست که این ضریب در ترکیبات بار وارد شود. برنامه ضریب کاهش 0.75 بار را به صورت افزایش 1.33 تنش مجاز لحاظ می‌کند.

بخش پنجم / مثال کاربردی از نحوه طراحی حالت حدی در نرم افزار ETABS با مقایسه نتایج طراحی حالت حدی و تنش مجاز



شکل ۲-۱- نحوه انتخاب آیین نامه AISC ASD89 در ETABS

۲-۲- ترکیبات بار طراحی سازه های فلزی مطابق مبحث دهم

مطابق بند ۲-۱-۴ از آیین نامه 2800، باید سازه در دو امتداد عمود بر هم در برابر بارهای جانبی محاسبه شود. برای این منظور در ترکیب بارهای شامل بار زلزله، باید 100% بار زلزله را با 30% بار زلزله عمود بر آن ترکیب کرد. بنابراین مطابق مبحث دهم برای طراحی در روش تنش مجاز بدون احتساب بار زلزله قائم، جمعاً حداکثر 34 ترکیب بار داریم که در جدول ۲-۱ آورده شده است.

جدول ۲-۱- ترکیبات بار در روش تنش مجاز ASD

Dead / Dead+Live
 D+L+Exp+0.3Ey / D+L - Exp+0.3Ey / D+L + Exn+0.3Ey / D+L-Exp+0.3Ey
 D+L+Exp-0.3Ey / D+L - Exp-0.3Ey / D+L + Exn-0.3Ey / D+L- Exp-0.3Ey
 D+L+Eyp+0.3Ex / D+L -Eyp+0.3Ex / D+L +Eyn+0.3Ex / D+L -Eyn+0.3Ex
 D+L+Eyp-0.3Ex / D+L -Eyp-0.3Ex / D+L +Eyn-0.3Ex / D+L -Eyn-0.3Ex
 D+Exp+0.3Ey / D- Exp+0.3Ey / D + Exn+0.3Ey / D - Exp+0.3Ey
 D +Exp-0.3Ey / D - Exp-0.3Ey / D + Exn-0.3Ey / D - Exp-0.3Ey
 D +Eyp+0.3Ex / D -Eyp+0.3Ex / D +Eyn+0.3Ex / D -Eyn+0.3Ex
 D +Eyp-0.3Ex / D -Eyp-0.3Ex / D +Eyn-0.3Ex / D -Eyn-0.3Ex

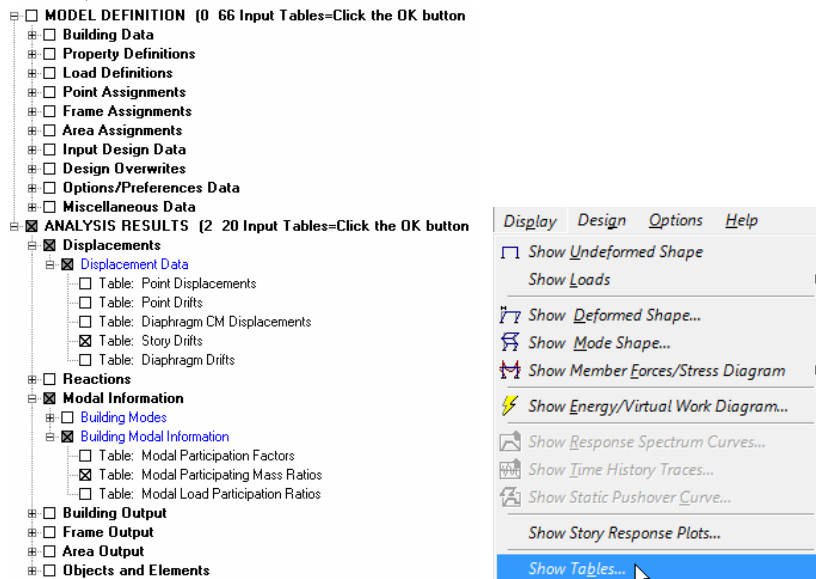
۲-۳- مشخصات آنالیز $P-\Delta$ سازه

در طراحی به روش تنش مجاز مطابق منوال ETABS، نرم‌افزار به طور پیش‌فرض با در نظر گرفتن ضریب تشدید لنگر در طراحی ستون اثر مرتبه دوم را لحاظ می‌کند و نیازی به تحلیل مرتبه دوم نیست؛ چرا که در روابط آیین‌نامه‌ای با استفاده از روابط بند ۱۰-۷-۱-الف و ب و ضرایب تشدید لنگر یکبار اثر مرتبه دوم لحاظ می‌شود، بنابراین در روش تنش مجاز نیازی به منظور کردن دوباره اثر پی‌دلتا در طرح سازه فلزی نیست (جدا از آن معمولاً شاخص پایداری سازه کمتر از ۰.۱ می‌شود که بر این اساس با توجه به بند ۱۳-۶ آیین‌نامه ۲۸۰۰، نیازی به در نظر گرفتن اثر پی-دلتا نیست که این مسئله پس از طراحی سازه قابل کنترل است).

اگر در طراحی ستون از نیروها و لنگرهای بدست آمده از مرتبه دوم که در بر گیرنده اثر پی‌دلتا است (تحلیل کامپیوتری الاستیک غیرخطی هندسی) استفاده شود، دیگر نیازی به لحاظ مجدد اثر مرتبه دوم در تحلیل نیست و باید ضریب تشدید لنگر برای طراحی ستون در رابطه ۱۰-۷-۱ برابر یک به کار برده می‌شود.

۲-۴- کنترل جابجایی نسبی Story Drift

پس از آنالیز سازه برای کنترل جابجایی نسبی طبقات باید از منوی Display > Show Tables مطابق شکل ۲-۲ دو خروجی مربوط به Story Drift و Modal Participating Mass Ratio (جابجایی نسبی طبقات و زمان تناوب مد اول سازه) را از نرم‌افزار خروجی گرفت:



شکل ۲-۲- خروجی مربوط به جابجایی نسبی طبقات

بخش پنجم / مثال کاربردی از نحوه طراحی حالت حدی در نرم افزار ETABS با مقایسه نتایج طراحی حالت حدی و تنش مجاز

Modal Participating Mass Ratios								
Edit View								
Modal Participating Mass Ratios								
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.921219	73.9060	0.0000	0.0000	73.9060	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.867336	0.0000	71.6387	0.0000	73.9060	71.6387	0.0000	98.7914
3	0.798533	0.0035	0.0000	0.0000	73.9095	71.6387	0.0000	0.0000
4	0.358132	0.0000	12.2451	0.0000	73.9095	83.8838	0.0000	0.8346
5	0.340790	12.0051	0.0000	0.0000	85.9147	83.8838	0.0000	0.0000
6	0.306773	0.0141	0.0000	0.0000	85.9288	83.8838	0.0000	0.0000
7	0.273328	0.0000	2.2858	0.0000	85.9288	86.1696	0.0000	0.1178
8	0.263287	0.0001	0.0000	0.0000	85.9289	86.1696	0.0000	0.0000
9	0.237487	2.3008	0.0000	0.0000	88.2297	86.1696	0.0000	0.0000
10	0.181321	0.0000	5.9709	0.0000	88.2297	92.1405	0.0000	0.1228
11	0.164090	0.9298	0.0000	0.0000	89.1595	92.1405	0.0000	0.0000
12	0.162563	4.3303	0.0000	0.0000	93.4898	92.1405	0.0000	0.0000

Story Drifts								
Edit View								
Story Drifts								
Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
ST-5	Max Drift X	COMB33	36	24.000	19.400	14.700	0.002030	
ST-5	Max Drift Y	COMB33	6	0.000	19.400	14.700		0.005997
ST-5	Max Drift X	COMB34	31	24.000	0.000	14.700	0.001985	
ST-5	Max Drift Y	COMB34	6	0.000	19.400	14.700		0.006000
ST-4	Max Drift X	COMB1	36	24.000	19.400	11.700	0.000000	
ST-4	Max Drift Y	COMB1	6	0.000	19.400	11.700		0.000002
ST-4	Max Drift X	COMB2	36	24.000	19.400	11.700	0.000000	
ST-4	Max Drift Y	COMB2	6	0.000	19.400	11.700		0.000002
ST-4	Max Drift X	COMB3	36	24.000	19.400	11.700	0.005702	
ST-4	Max Drift Y	COMB3	1	0.000	0.000	11.700		0.001944
ST-4	Max Drift X	COMB4	36	24.000	19.400	11.700	0.005702	
ST-4	Max Drift Y	COMB4	36	24.000	19.400	11.700		0.001944
ST-4	Max Drift X	COMB5	36	24.000	19.400	11.700	0.005702	
ST-4	Max Drift Y	COMB5	1	0.000	0.000	11.700		0.001948
ST-4	Max Drift X	COMB6	36	24.000	19.400	11.700	0.005702	
ST-4	Max Drift Y	COMB6	34	24.000	11.500	11.700		0.001948
ST-4	Max Drift X	COMB7	31	24.000	0.000	11.700	0.005777	
ST-4	Max Drift Y	COMB7	36	24.000	19.400	11.700		0.002031
ST-4	Max Drift X	COMB8	31	24.000	0.000	11.700	0.005777	
ST-4	Max Drift Y	COMB8	5	0.000	15.500	11.700		0.002031
ST-4	Max Drift X	COMB9	31	24.000	0.000	11.700	0.005777	

شکل ۲-۳- تعیین خروجی مربوط به تعیین جابجایی نسبی طبقات و زمان تناوب مداول سازه

مطابق خروجی Story Drift نرم افزار ETABS برای این سازه حداکثر جابجایی نسبی طبقات در دو جهت برابر با مقادیر مندرج در جدول ۲-۲ است:

جدول ۲-۲- خروجی Story Drift سازه پس از آنالیز

ETABS Story Drift		
Max Drift X	0.005777	
Max Drift Y		0.006

طبق الزامات استاندارد 2800 برای کنترل جابجایی نسبی طبقات، چنانچه زمان تناوب سازه در مد اول از 0.7 ثانیه بیشتر باشد، باید حداکثر جابجایی نسبی بدست آمده از نرم افزار ETABS را که مربوط به حالت غیرارتجاعی است را در مقدار 0.7 برابر ضریب رفتار طراحی سازه ضرب کرد و حاصل این مقدار باید از مقدار 0.02 ارتفاع طبقه کوچکتر باشد.

$$T = 0.9212 \text{ sec} > 0.7 \text{ sec} \Rightarrow \Delta_m = 0.7 \times R \times \Delta_w \leq 0.02 \times h_n$$

$$Drift_{x,y} : R = 5 \Rightarrow \frac{\Delta_w}{3} \leq \frac{0.02}{0.7 \times 5} \rightarrow \Delta_{w_{\max}} = 0.006 \leq 0.017$$

البته ملاحظه می‌شود برای این سازه جابجایی نسبی طبقات، فاصله مناسب با مقدار مجاز مندرج در آیین‌نامه را دارد. البته مطابق بند ۱۳-۵ آیین‌نامه 288، مقدار دررفت در هر طبقه باید در مرکز جرم کنترل شود که کنترل انجام شده در بالا برای مقدار ماکسیمم در هر طبقه است که این کنترل برای محافظه‌کاری است. در منوی Display > Show Tables مقدار تغییرشکل جانبی در مرکز جرم هر طبقه هم علاوه بر مقادیر ماکسیمم قابل مشاهده است. نکته دیگر این‌که مطابق تبصره بند ۱۳-۵ آیین‌نامه 2800، در هنگام کنترل دررفت در سازه می‌شود برش پایه زلزله را بدون توجه به محدودیت تبصره یک بند ۱۳-۳-۶ تعیین کرد که در اینجا نیازی به اعمال این مسئله نبوده است.

۲-۵- پارامترهای طراحی اعضاء

پس از انتخاب همه تیرهای سازه به منوی زیر مراجعه می‌کنیم:

Design > Steel Frame Design > View/Revise Overwrite

در پنجره‌ای که مطابق شکل ۲-۳ باز می‌شود، تغییرات زیر را انجام می‌دهیم:

- از آنجا که در قاب‌های خمشی تیرها باید فشرده طرح شوند، باید مقدار تنش مجاز F_b برای تیرها بر اساس مقاطع فشرده در نظر گرفته شود و از $0.6F_y$ به مقدار $0.66F_y$ یعنی مقدار 1584 کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع تغییر یابد؛

- بدلیل این‌که تیرهای سقف توسط تیرچه‌ها و دال بتنی مهار می‌شوند و امکان کمانش جانبی پیش‌پیشی ندارند، در گزینه Unbraced Length Ratio (minor.LTB) مقدار کوچک (معمولاً 0.01) منظور می‌کنیم. در واقع این ضریب به منزله فاصله بین تکیه‌گاه‌های جانبی بال فشاری تیر است.

پس از انتخاب همه ستون‌های سازه به منوی زیر مراجعه می‌کنیم:

Design > Steel Frame Design > View/Revise Overwrite

در پنجره‌ای که مطابق شکل ۲-۴ باز می‌شود، تغییرات زیر را انجام می‌دهیم:

ETABS ضرایب K و Moment Coefficient (C_m) ستون‌ها را به طور پیش‌فرض بر اساس این‌که سازه در هر دو جهت قاب مهار نشده است، محاسبه می‌کند و مقدار C_m را برابر مقدار پیش‌فرض 0.85 تعریف می‌کند. اگر قاب مهار نشده باشد، ضریب 0.85 برای آن صحیح است و نیازی به ویرایش آن نیست؛ اما اگر قاب مهار شده باشد این ضریب برای آن محافظه‌کارانه خواهد بود.

برای سازه‌های قاب خمشی فاقد بادبند یا دیوار برشی با رعایت شرایط بند ۵-۳ پیوست ۲ آیین‌نامه 2800 (یا بند ۱۰-۲-۷-۱-۱ مبحث دهم در مورد روش حالات حدی)، می‌توان سازه را مهاربندی شده فرض کرد، برای این منظور مهم‌ترین شرط این است که شاخص پایداری

بخش پنجم / مثال کاربردی از نحوه طراحی حالت حدی در نرم افزار ETABS با مقایسه نتایج طراحی حالت حدی و تنش مجاز سازه در هر طبقه کمتر از 0.04 شود. این مسئله قبل از طراحی سازه قابل کنترل نیست، ولی معمولاً در قاب‌های خمشی عملاً رعایت می‌شود. به همین علت در ابتدا فرض را بر مهارشدگی سازه قرار می‌دهیم و پس از طراحی کنترل می‌کنیم که آیا این فرض صحیح است یا خیر. (در فصل سوم این بخش در جدول ۳-۳ صحت این فرض کنترل شده است).

Parameter	Value
Current Design Section	
Frame Type	Moment Frame
Deflection Check Type	
DL Limit, L /	
Super DL+LL Limit, L /	
Live Load Limit, L /	
Total Limit, L /	
Total-Camber Limit, L /	
DL Limit, abs	
Super DL+LL Limit, abs	
Live Load Limit, abs	
Total Limit, abs	
Total-Camber Limit, abs	
Specified Camber	
Live Load Reduction Factor	
Unbraced Length Ratio(Major)	
Unbraced Length Ratio(Minor, LTB)	0.01
Effective Length Factor (K Major)	
Effective Length Factor (K Minor)	
Moment Coefficient (Cm Major)	
Moment Coefficient (Cm Minor)	
Bending Coefficient (Cb)	
Yield stress, Fy	
Compressive Stress, Fa	
Tensile Stress, Ft	
Major Bending Stress, Fb3	1584
Minor Bending Stress, Fb2	
Major Shear Stress, Fv2	
Minor Shear Stress, Fv3	

شکل ۲-۴- نحوه مشاهده و تغییر مشخصات طراحی تیرها در ETABS

بر این اساس باید با انتخاب ستون‌ها و اجرای منوی نمایش داده شده در شکل ۲-۳، در قسمت Frame Type قاب را از نوع مهار شده Braced Frame انتخاب کنیم تا ضریب C_m مطابق با روابط قاب‌های مهار شده محاسبه شود و همچنین ضرایب K برای هر دو جهت Major و Minor برابر عدد 1 ویرایش شود.

به علت فشرده بودن ستون‌های سازه حول محور قوی، باید مقدار تنش مجاز F_b حول محور قوی برای ستون‌ها بر اساس مقطع فشرده در نظر گرفته شود و از $0.6F_y$ به مقدار $0.66F_y$ یعنی 1584 کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع تغییر یابد.

Steel Frame Design Overwrites for (AISC-ASD89)

☐	Current Design Section	
☒	Frame Type	Braced Frame
☐	Deflection Check Type	
☐	DL Limit, L /	
☐	Super DL+LL Limit, L /	
☐	Live Load Limit, L /	
☐	Total Limit, L /	
☐	Total-Camber Limit, L /	
☐	DL Limit, abs	
☐	Super DL+LL Limit, abs	
☐	Live Load Limit, abs	
☐	Total Limit, abs	
☐	Total-Camber Limit, abs	
☐	Specified Camber	
☐	Live Load Reduction Factor	
☐	Unbraced Length Ratio(Major)	
☐	Unbraced Length Ratio(Minor, LTB)	
☒	Effective Length Factor (K Major)	1.
☒	Effective Length Factor (K Minor)	1.
☐	Moment Coefficient (Cm Major)	
☐	Moment Coefficient (Cm Minor)	
☐	Bending Coefficient (Cb)	
☐	Yield stress, Fy	
☐	Compressive Stress, Fa	
☐	Tensile Stress, Ft	
☒	Major Bending Stress, Fb3	1584.
☐	Minor Bending Stress, Fb2	
☐	Major Shear Stress, Fv2	
☐	Minor Shear Stress, Fv3	

OK

Cancel

شکل ۲-۵- نحوه مشاهده و تغییر مشخصات طراحی ستون‌ها در ETABS

۲-۶- مقاطع نهایی طرح شده در روش تنش مجاز

Design > Steel Frame Design > Make AutoSelct Null

پس از طرح اولیه به وسیله انتخاب تیرها و ستون‌ها از روی Auto Select، با انتخاب همه اعضای سازه و سپس غیرفعال کردن اتوسلکت از طریق منوی بالا، مقاطع نهایی طرح شده به روش تنش مجاز بدست می‌آید تا نتایج حاصل از نسبت تنش مقاطع، با طرح همین سازه با همین مقاطع به روش حالت حدی مقایسه شود.

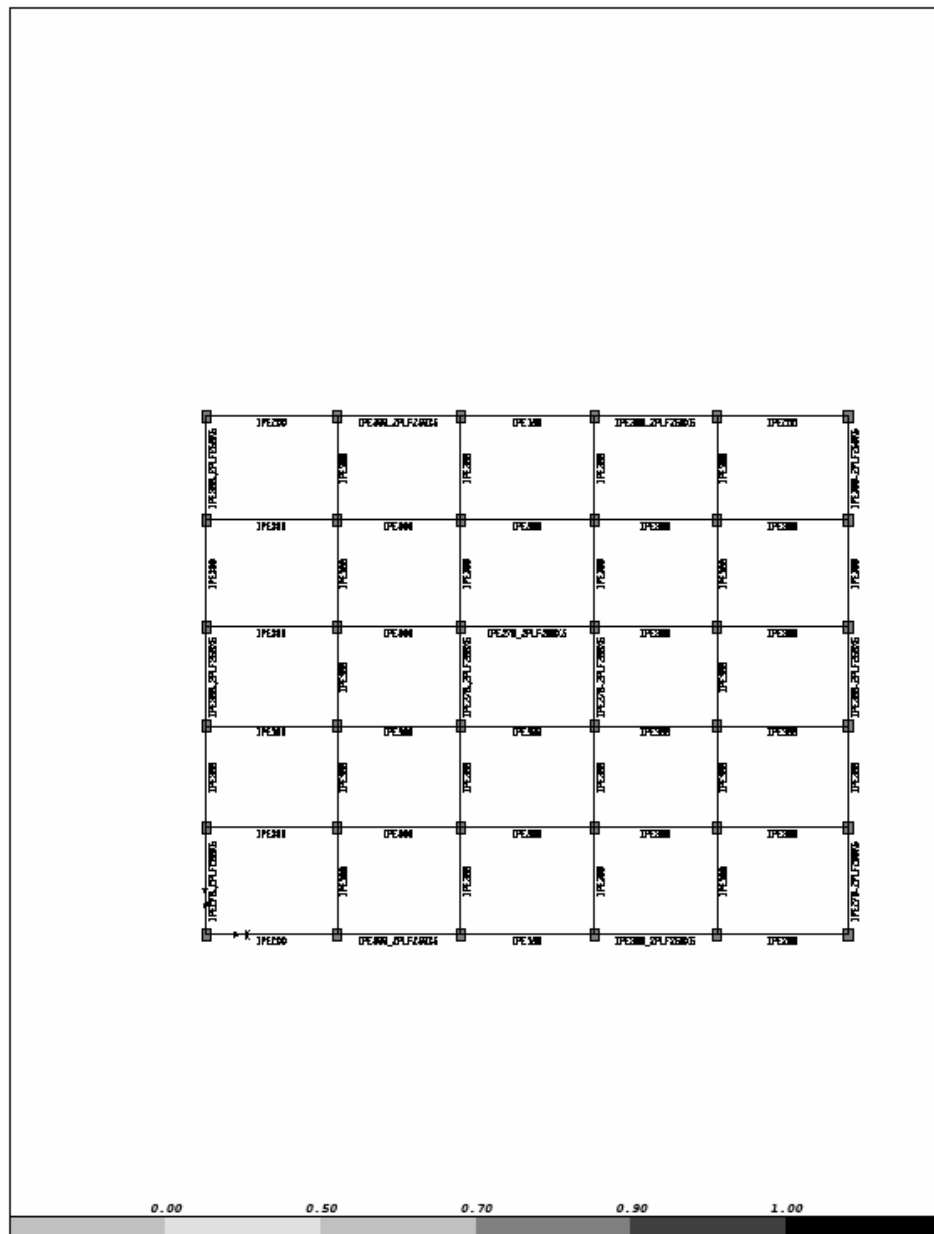
نتایج نهایی در فصل چهارم این بخش همراه با مقایسه نسبت تنش‌ها بین دو حالت حدی و تنش مجاز آورده خواهد شد.

بخش پنجم / مثال کاربردی از نحوه طراحی حالت حدی در نرم افزار ETABS با مقایسه نتایج طراحی حالت حدی و تنش مجاز

۷-۲- نتایج گرافیکی طراحی به روش تنش مجاز

چند نمونه از مقاطع طرح شده به روش تنش مجاز در طبقه اول و پنجم و قاب شماره ۱ و ۴ در اشکال ۲-۵ آورده شده است، همچنین مشخصات نهایی مقاطع اعضاء در جدول ۲-۳ آورده شده است:

ETABS



بخش پنجم / مثال کاربردی از نحوه طراحی حالت حدی در نرم افزار ETABS با مقایسه نتایج طراحی حالت حدی و تنش مجاز

ETABS

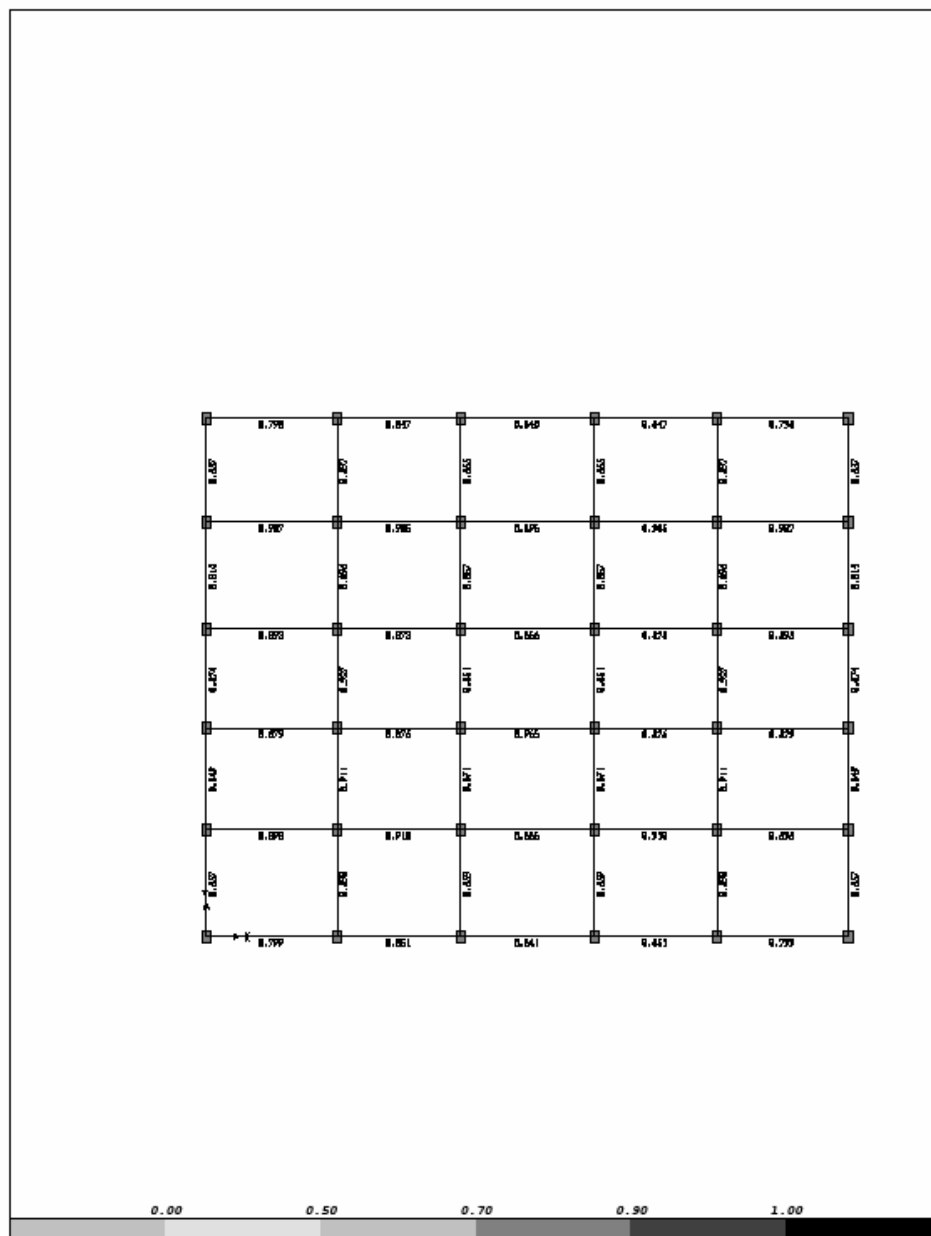
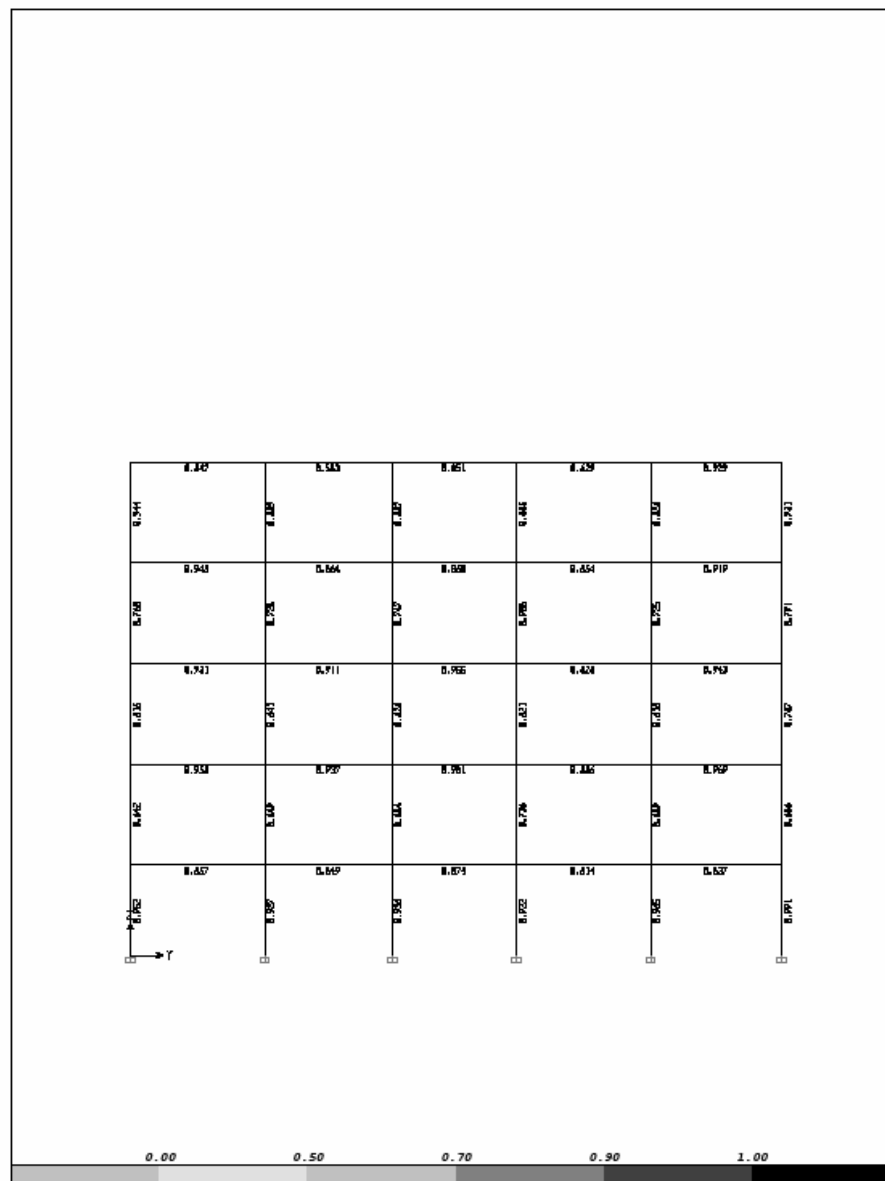
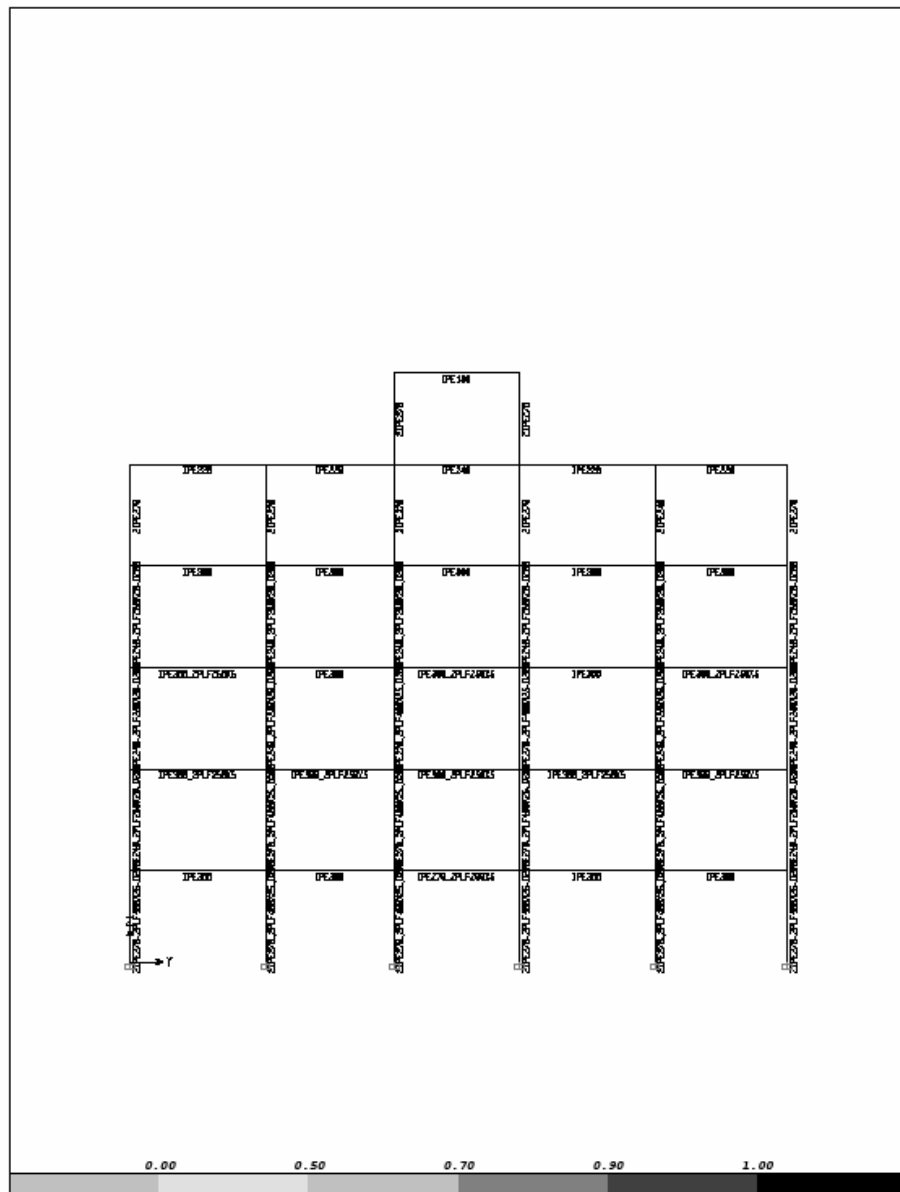


Figure 1 is a 5x5 grid of plots. The grid is labeled with plot numbers (1PE25 to 1PE21) and coordinates (0.00 to 1.00). The plots are arranged in a 5x5 grid, with the top row labeled 1PE25, 1PE24, 1PE23, 1PE22, 1PE21 and the bottom row labeled 1PE20, 1PE19, 1PE18, 1PE17, 1PE16. The left column is labeled 1PE25, 1PE24, 1PE23, 1PE22, 1PE21 and the right column is labeled 1PE20, 1PE19, 1PE18, 1PE17, 1PE16. The bottom row is labeled 1PE20, 1PE19, 1PE18, 1PE17, 1PE16. The grid is labeled with plot numbers (1PE25 to 1PE21) and coordinates (0.00 to 1.00).

ETABS

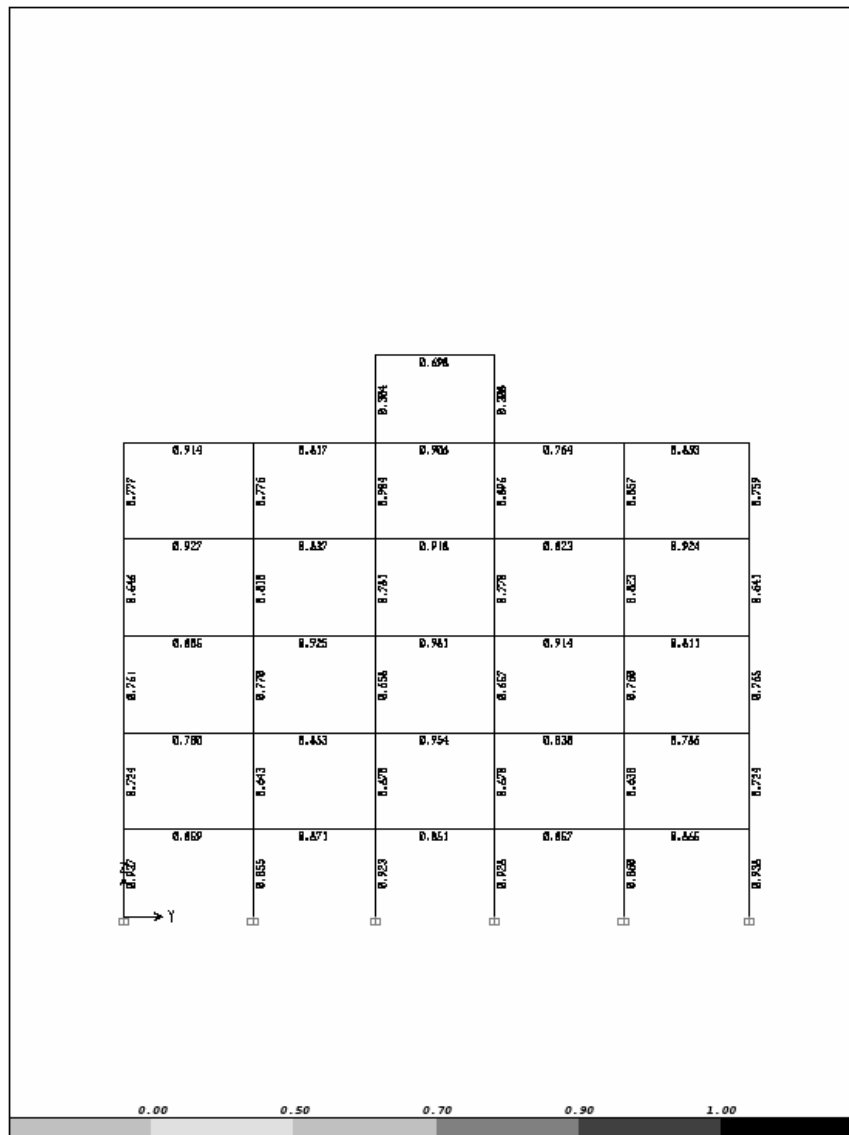


ETABS



بخش پنجم / مثال کاربردی از نحوه طراحی حالت حدی در نرم افزار ETABS با مقایسه نتایج طراحی حالت حدی و تنش مجاز

ETABS



ETABS v9.6.0 - File: ASD-Moment Steel - November 2, 2010 20:16
Elevation View - 4 Steel P-M Interaction Ratios (AISC-ASD89) - Ton-m Units

شکل ۲-۶- چند نمونه از مقاطع طرح شده به روش تنش مجاز در طبقه اول و قاب ۱ و ۴

پس از طراحی سازه با انتخاب خروجی Display > Show Table > Building Data > Material List مشخصات مصالح و وزن سازه را مطابق جداول ۳-۲ و ۴-۲ می‌توان مشاهده کرد.

جدول ۳-۲- مشخصات نهایی اعضای طرح شده به روش تنش مجاز

Section	ElementType
IPE160	Beam
IPE180	Beam
IPE200	Beam
IPE220	Beam
IPE240	Beam
IPE270	Beam
IPE300	Beam
IPE270 2PLF200X5	Beam
IPE300 2PLF250X5	Beam
2IPE22	Column
2IPE24	Column
2IPE27	Column
2IPE30	Column
2IPE240_2PLF280X20_D200	Column
2IPE270_2PLF400X25_D290	Column

جدول ۴-۲- مشخصات مصالح فولادی طرح شده در روش تنش مجاز (تن- متر)

Story	ElementType	Material	TotalWeight	FloorArea	UnitWeight	NumPieces
SUM	Column	STEEL	84.986	2346.5	0.0362	184
SUM	Beam	STEEL	55.631	2346.5	0.0237	304
TOTAL	All	All	140.617	2346.5	0.0599	488

مطابق جدول ۴-۲ وزن کل مصالح فولادی طرح شده به روش تنش مجاز 140.617 تن است.

فصل سوم

پارامترهای طراحی سازه به روش حالت حدی LRFD

۳-۱- تنظیمات آیین‌نامه طراحی AISC 360-05/IBC2006

برای معرفی و تغییر پارامترهای طراحی بر مبنای آیین‌نامه AISC360-05 در ETABS، باید به بخش زیر مراجعه کرد:

Options/Preferences/Steel frame design

موارد زیر از شکل ۳-۱ نیازمند تغییر هستند:

- ابتدا نوع آیین‌نامه را به آیین‌نامه موردنظر AISC360-05 تغییر می‌دهیم؛

- در قسمت Frame Type نوع قاب را IMF، یعنی قاب خمشی متوسط انتخاب می‌کنیم؛

- در قسمت Seismic Design Category با توجه به توضیحات قسمت ۱-۵ از بخش چهارم برای عدم‌نیاز به لحاظ ضوابط طرح لرزه‌ای ناحیه A را انتخاب می‌کنیم؛

- در مورد قسمت‌های Importance Factor، System Rho، System Sds، در بخش چهارم توضیحات مربوطه آورده شده است که با توجه به عدم‌نیاز به تغییر این پارامترها برای طرح این پروژه مقادیر پیش‌فرض را می‌پذیریم؛

- System R معرف ضریب رفتار سازه در حالت حدی است. از آنجا که در آیین‌نامه AISC، ضریب رفتار پایه، برای عدم لحاظ ضوابط طرح لرزه‌ای مقدار 3 است، بنابراین در این قسمت نیز 3 جایگزین می‌شود (لازم به ذکر است به دلیل اعمال جداگانه ضریب بار زلزله در حالت حدی نیازی هم به تغییر مقدار پیش‌فرض آیین‌نامه نیست، چراکه در طول طراحی به علت عدم طراحی لرزه‌ای از این پارامتر استفاده نمی‌شود)؛

Design Code	AISC360-05/IBC2006
Frame Type	IMF
Seismic Design Category	A
Importance Factor	1.
System Rho	1.
System Sds	0.
System R	5.
System Omega0	2.
System Cd	3.5
Design Provision	LRFD
Design Analysis Method	Effective Length
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?	Yes
Ignore Special Seismic Load?	Yes
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 /	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	0.
Stress Ratio Limit	1.
Maximum Auto Iteration	1

شکل ۳-۱- نحوه مشاهده و اعمال تغییر در ضرایب کاهش مقاومت طراحی به روش حالت حدی

- $System\ Cd$ ضریب افزایش تغییر شکل است که تغییر شکل الاستیک را به تغییر شکل نهایی تبدیل می کند و مطابق آیین نامه 2800، این ضریب در طراحی به روش تنش مجاز برابر $0.7R_u$ و در طراحی در حالت حدی نهایی برابر $0.7R_u$ است. بنابراین مقدار $0.7R_u = 0.7 \times 5 = 3.5$ جایگزین مقدار پیش فرض می شود (البته این پارامتر فقط در طراحی قاب های با مهار بند EBF دارای کاربرد است و در بقیه سیستم ها فعلاً در نرم افزار، استفاده خاصی از آن نمی شود)؛

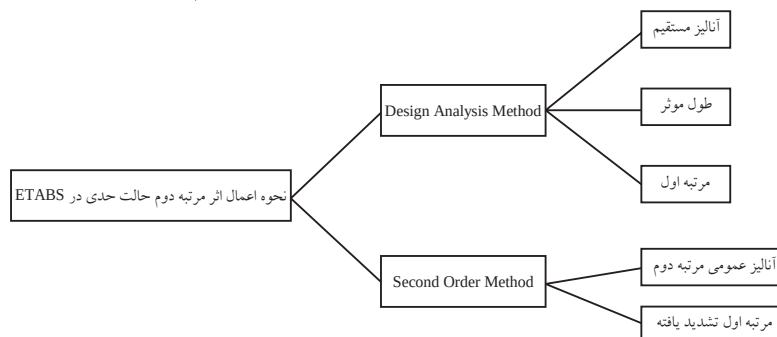
- در جعبه Design Provision، روش طراحی اعضای فولادی را گزینه LRFD انتخاب می کنیم؛

- و در آخر به علت عدم نیاز به لحاظ الزامات طرح لرزه‌ای در این پروژه دو گزینه Ignor Seismic Code و Ignor Special Seismic Loads را که مقادیر پیش فرض آنها No است را به Yes تغییر می‌دهیم (البته چون در قسمت‌های قبلی ضریب رفتار را برابر 3 و ناحیه قرارگیری سازه را ناحیه A انتخاب کرده‌ایم، لزومی به اعمال دوباره این مسئله در اینجا نیست. بین این دو مورد اگر یکی اعمال شود، برای عدم اعمال ضوابط طرح لرزه ای کفایت می‌کند).

در این پنجره، مقادیر ضرایب کاهش مقاومت نیز 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.

۳-۲- آثار مرتبه دوم حالت حدی در ETABS

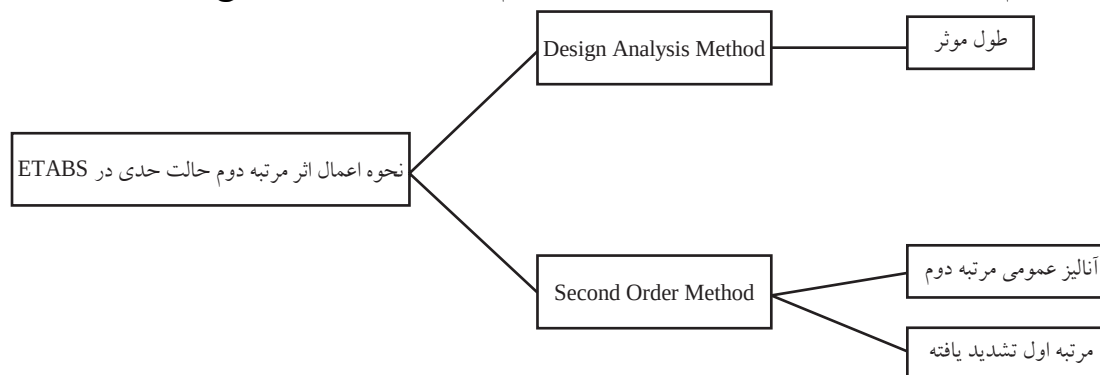
در شکل ۳-۱ گزینه‌های Design Analysis Method و Second Order Method مربوط به لحاظ اثر مرتبه دوم است که مطابق نمودار زیر در آیین نامه AISC 360-05 روش‌های مختلف برای لحاظ اثر مرتبه دوم وجود دارد.



در مبحث دهم بند ۱۰-۲-۷-۱-۵ مربوط به طراحی اعضاء با لحاظ کردن آثار مرتبه دوم است. در این بند نحوه لحاظ کردن این آثار توضیح داده شده است. مطابق این بند به طور کلی برای لحاظ اثر مرتبه دوم، باید از دو روش عمومی تحلیل غیرخطی هندسی و ضرایب تشدید لنگر (بندهای ۱۰-۲-۷-۱-۳ و ۱۰-۲-۷-۱-۴)، یک روش انتخاب و اعمال شود. تنظیمات هر کدام از دو روش فوق در ETABS در ادامه توضیح داده می‌شود.

بنابراین مطابق توضیحات بخش چهارم از بین انواع روش‌های لحاظ مرتبه دوم در حالت حدی، روش طول مؤثر یا Effective Length مطابقت بیشتری با مبحث دهم دارد؛ لذا گزینه‌های موجود برای لحاظ آثار مرتبه دوم در ETABS موارد زیر است.

بخش پنجم / مثال کاربردی از نحوه طراحی حالت حدی در نرم افزار ETABS با مقایسه نتایج طراحی حالت حدی و تنش مجاز



۳-۲-۱- آثار مرتبه دوم با استفاده از روش عمومی تحلیل غیرخطی هندسی

لحاظ کردن اثرهای ثانویه تحلیل غیرخطی هندسی نیازمند انجام دو نوع تحلیل سازه است. یکی اثر ثانویه برای بارهای جانبی $P-\Delta$ و دیگری اثر ثانویه برای بارهای ثقلی $P-\delta$.

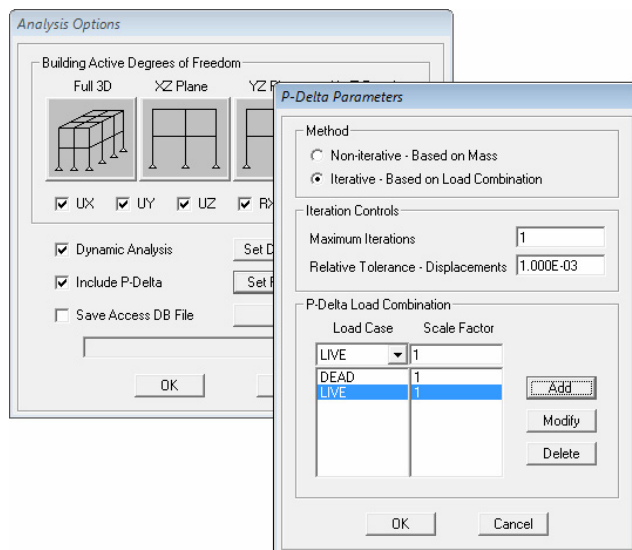
در صورت انتخاب استفاده از روش بند ۱۰-۲-۷-۱-۳ (تحلیل غیرخطی هندسی) در ETABS، باید در منوی Options/Preferences/Steel frame design مطابق شکل ۳-۲ در گزینه Design Analysis Method، گزینه Effective Length و برای Second Order Method، گزینه General 2nd Order را انتخاب کنیم.

Design Analysis Method	Effective Length
Second Order Method	General 2nd Order
Stiffness Reduction Method	Tau-b Fixed

شکل ۳-۲- تنظیم لحاظ اثر مرتبه دوم به روش عمومی تحلیل غیرخطی هندسی

• تحلیل $P-\Delta$ در ETABS:

دستور **Analyze > Set Analysis Option** را اجرا می‌کنیم. در جعبه باز شده، مانند شکل ۳-۳ گزینه تحلیل $P-\Delta$ را فعال می‌کنیم. برای تحلیل $P-\Delta$ ، باید بر اساس ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ از ترکیب بار در حالت بهره‌برداری $D+L$ استفاده شود (این مسئله ربطی به روش طراحی ندارد و در هر دو روش حالت‌های حدی و تنش مجاز، باید از همین ترکیب بار استفاده شود. البته در این مورد اختلاف نظرهایی هم وجود دارد، ولی بر اساس متن آیین‌نامه ۲۸۰۰ و پرسش و پاسخ‌های موجود در وب سایت مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن در این زمینه، آنچه مورد نظر تدوین‌کنندگان آیین‌نامه ۲۸۰۰ است، صرف نظر از درستی یا نادرستی آن، استفاده از ترکیب بار بهره‌برداری است)؛ بنابراین ترکیب بار $D+L$ انتخاب می‌شود. برای کنترل تغییر شکل‌ها و جابجایی نسبی نیز از همین ترکیب بار استفاده می‌شود.



شکل ۳-۳- نحوه در نظر گرفتن تحلیل $P-\Delta$ در ETABS

• تحلیل $P-\delta$ در ETABS:

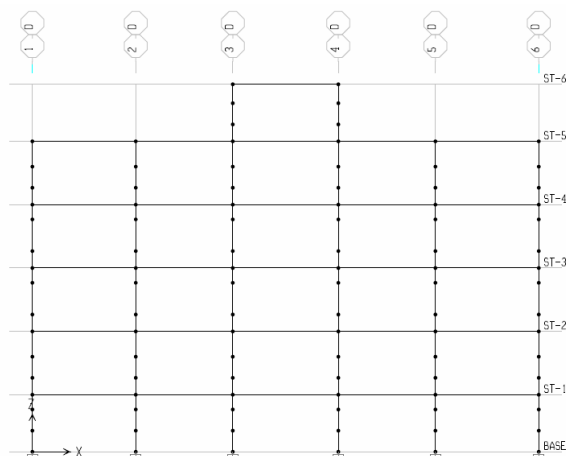
از آنجا که برای انجام تحلیل ثانویه مربوط به بارهای ثقیلی لازم است که تغییرشکل‌های بین دو گره انتهایی (در طول ستون) معلوم باشند، بدین منظور و با توجه به این که برنامه ETABS جابجایی‌ها را تنها در محل گره‌ها محاسبه می‌کند، لازم است ستون در طول خود تقسیم‌بندی شوند.

همان‌طور که در قسمت ۳-۳ از بخش چهارم در این رابطه توضیح داده شده است، راه‌حل مناسب برای تقسیم ستون به المان‌های کوچک‌تر، استفاده از تقسیم‌بندی خودکار برنامه است. در این حالت ستون در مدل‌سازی تقسیم نمی‌شود و برنامه به طور داخلی این تقسیم‌بندی را انجام خواهد داد و با این روش مشکلات مربوط به ضریب طول مؤثر و طول آزاد کمانش به وجود نخواهد آمد. در این روش لازم است کاربر ابتدا در موقعیت‌هایی که لازم می‌داند، ستون تقسیم‌بندی شود و گره‌هایی ایجاد کند. سپس باید تقسیم‌بندی اجزای محدود برای ستون‌ها در محل گره‌های میانی فعال شود.

برای ایجاد گره در طول ستون از دستور $\text{Draw} > \text{Draw Point Objects}$ استفاده می‌شود. برای این منظور با انتخاب علامت $\text{Snap to Lines and Edges}$ از منوی $\text{Draw} > \text{Snap to}$ گره‌های بین دو سر ستون در هر طبقه را می‌توان تعریف نمود. معمولاً قرار دادن دو گره در طول ستون کافی است.

بخش پنجم / مثال کاربردی از نحوه طراحی حالت حدی در نرم افزار ETABS با مقایسه نتایج طراحی حالت حدی و تنش مجاز

پس از ایجاد گره‌ها در طول ستون باید ستون‌ها انتخاب شوند و دستور تقسیم‌بندی اجزای محدود خودکار که در مسیر Assign > Frame/Line > Automatic Frame Subdivide است، اجرا شود. در این جعبه با انتخاب گزینه Auto Mesh at intermediate points ستون‌ها در محل گره‌های موجود در طول آنها به طور داخلی تقسیم‌بندی می‌شوند. در شکل ۳-۴ گره‌های ترسیم شده روی یکی از نماهای سازه نشان داده شده است.



شکل ۳-۴- تقسیم‌بندی ستون‌ها در طول خود با ۲ گره (سه تقسیم در ستون هر طبقه)

اثرات ثانویه تشدید لنگر مربوط به بارهای ثقیلی $P - \delta$ در اکثر موارد نسبت به $P - \Delta$ ناچیز هستند و تنها برای ستون‌های با طول بلند و مقطع کوچک بحرانی خواهد شد.

۳-۲-۲- آثار مرتبه دوم با استفاده از روش تشدید لنگرهای خمشی

برای آن‌که این آثار بر اساس ضابطه بند ۱۰-۲-۷-۱-۴ اعمال شود باید در منوی Options/Preferences./Steel Frame Design گزینه Effective Length و برای Second Order Method، گزینه Amplified 1st Order انتخاب کنیم.

Design Analysis Method	Effective Length
Second Order Method	Amplified 1st Order
Stiffness Reduction Method	Tau-b Fixed

شکل ۳-۵- تنظیم لحاظ اثر مرتبه دوم به روش تشدید لنگرهای خمشی

در مورد روش تشدید لنگر با استفاده از ضوابط بند ۱۰-۲-۷-۱-۴ در نرم افزار ETABS، مطابق توضیحات بخش چهارم کتاب باید به نکات زیر توجه شود:

نرم افزار قادر به محاسبه ضریب $B2$ نیست و این ضریب را با فرض انجام تحلیل $P-\Delta$ بارهای جانبی به طور پیش فرض برابر یک می گیرد که برای هر عضو می توان مقدار آن را به طور جداگانه وارد کرد. این ضریب در مورد قاب های مهار نشده، نقش تعیین کننده ای دارد و برای این قاب ها باید مقدار آن حتماً وارد شود.

بنابراین با توجه به این توضیحات، در این پروژه با فرض مهار بودن هر طبقه و با قبول عدد یک برای ضریب $B2$ که پیش فرض برنامه است، محاسبات را انجام می دهیم، سپس با کنترل شاخص پایداری هر طبقه، چنانچه شاخص پایداری طبقات از 0.05 بیشتر باشد (طبقه مهار نشده باشد)، باید برای هر طبقه، جداگانه به صورت دستی ضریب $B2$ محاسبه و برای تمامی اجزای طبقه در دو جهت اصلی به صورت جداگانه اعمال شود. مقدار ضریب $B2$ مطابق رابطه ۱۰-۲-۷-۷ مبحث دهم محاسبه می شود. اما اگر شاخص پایداری کمتر از 0.05 باشد (طبقات مهار شده باشند)، طرح با انطباق خوبی نسبت به ضوابط فصل ۱۰-۲-۷ مبحث دهم، قابل قبول است. بنابراین کنترل مهار شده یا نشده بودن طبقات در این روش اصلی ترین قسمت است.

۳-۲-۱- کنترل طبقه مهار شده مطابق بند ۱۰-۲-۷-۱-۱ مبحث دهم

طبقه مهار شده به طبقه ای اطلاق می شود که تغییر مکان جانبی نسبی آن ناچیز باشد، چنانچه شاخص پایداری طبقه که نسبت لنگر ثانوی به لنگر اولیه است و از رابطه ۱۰-۲-۷-۱ تعیین می شود، کوچک تر از 0.05 باشد، طبقه مهار شده جانبی تلقی می شود. در این حالت تمام قطعات فشاری واقع در این طبقه، اصطلاحاً مهار شده نامیده می شوند.

$$\theta_i = \frac{(\sum P)\Delta_H}{HL} \quad \text{رابطه } (۱۰-۲-۷-۱)$$

در این رابطه:

$\sum P$ = مجموع نیروهای محوری نهایی (ضریب دار) ستون های یک طبقه بر پایه تحلیل مرتبه اول

Δ_H = تغییر مکان جانبی طبقه نسبت به طبقه زیرین، متناظر با نیروهای فوق

L = ارتفاع طبقه

H = نیروی برشی نهایی (ضریب دار) طبقه است که پس از آنالیز سازه از خروجی File > Print Tabela > Analysis Output > Frame

Output > Column Forces مقادیر حداکثر بار محوری P و برش ضریب دار V تحت بیشتر ترکیب بار، برای طبقات ST1 تا ST5 برای بالا و

پایین طبقه، مطابق جدول ۳-۱ استخراج می شود:

بخش پنجم / مثال کاربردی از نحوه طراحی حالت حدی در نرم افزار ETABS با مقایسه نتایج طراحی حالت حدی و تنش مجاز

جدول ۳-۱- نیروی برشی نهایی (ضریب دار) طبقه حاصل از آنالیز سازه در ETABS

STORY FORCE ENVELOPES

ETABS v9.6.0 File:MOMENT STEEL Units:Ton-m

ITEM	P	VX	VY	T	MX	MY
ST-5 Top						
Max Value	552.65	138.92	138.92	2237.899	5358.260	-3575.518
Max Case	COMB8	COMB31	COMB35	COMB36	COMB7	COMB34
ST-5 Bottom						
Max Value	561.29	138.92	138.92	2237.899	5445.409	-3229.265
Max Case	COMB8	COMB31	COMB35	COMB36	COMB7	COMB34
ST-4 Top						
Max Value	1140.29	257.27	257.27	4144.385	11059.910	-6780.182
Max Case	COMB8	COMB31	COMB35	COMB36	COMB7	COMB31
ST-4 Bottom						
Max Value	1155.48	257.27	257.27	4144.385	11214.209	-6132.303
Max Case	COMB8	COMB31	COMB35	COMB36	COMB7	COMB31
ST-3 Top						
Max Value	1737.07	347.36	347.36	5595.647	16854.964	-9704.307
Max Case	COMB8	COMB31	COMB35	COMB36	COMB7	COMB31
ST-3 Bottom						
Max Value	1763.70	347.36	347.36	5595.647	17123.745	-8879.515
Max Case	COMB8	COMB31	COMB35	COMB36	COMB7	COMB31
ST-2 Top						
Max Value	2346.59	407.23	407.23	6560.146	22776.787	-12462.184
Max Case	COMB8	COMB31	COMB35	COMB36	COMB7	COMB31
ST-2 Bottom						
Max Value	2373.22	407.23	407.23	6560.146	23049.226	-11457.777
Max Case	COMB8	COMB31	COMB35	COMB36	COMB7	COMB31
ST-1 Top						
Max Value	2943.88	434.84	434.84	7004.918	28582.433	-14940.656
Max Case	COMB8	COMB31	COMB35	COMB36	COMB7	COMB31
ST-1 Bottom						
Max Value	2968.37	434.84	434.84	7004.918	28838.977	-13966.425
Max Case	COMB8	COMB31	COMB35	COMB36	COMB7	COMB31

توجه شود:

- به دلیل برابر بودن سختی سازه در دو طرف و نیز بارگذاری متقارن، مقدار برش در جهت y و x با یکدیگر یکسان است،
- مقادیر برش پایه طبقات برای بالا و پایین هر طبقه جداگانه آورده شده است که این مقدار برای بالا و پایین طبقه یکسان است، اما برای نیروی محوری، مقدار آن برای بالا و پایین طبقه اندکی متفاوت است که برای اطمینان مقدار نیروی محوری بیشتر که مربوط به پایین طبقه است، استخراج می شود.

Δ_H = تغییر مکان جانبی هر طبقه نسبت به طبقه زیرین، متناظر با نیروهای فوق است که مقدار آن از خروجی Story Drift مربوط به هر طبقه از جدول ۳-۲ بدست می آید:

جدول ۳-۲- تغییر مکان جانبی هر طبقه نسبت به طبقه زیرین حاصل از آنالیز سازه در ETABS

STORY DRIFT ENVELOPES							
ETABS v9.6.0 File:MOMENT STEEL Units:Ton-m July 28, 2010 13:56 PAGE 4							
		LOAD / POINT	/	X	Y	Z	MAX DRIFT
ST-5	X	COMB27	36	24.000	19.400	14.700	0.006649
ST-5	Y	COMB20	36	24.000	19.400	14.700	0.005995
ST-4	X	COMB27	36	24.000	19.400	11.700	0.007060
ST-4	Y	COMB18	36	24.000	19.400	11.700	0.005982
ST-3	X	COMB29	31	24.000	0.000	8.700	0.006755
ST-3	Y	COMB33	36	24.000	19.400	8.700	0.005599
ST-2	X	COMB25	36	24.000	19.400	5.700	0.006640
ST-2	Y	COMB18	36	24.000	19.400	5.700	0.005228
ST-1	X	COMB31	31	24.000	0.000	2.700	0.003772
ST-1	Y	COMB17	36	24.000	19.400	2.700	0.002683

و L = ارتفاع طبقه است.

بنابراین برای شاخص پایداری هر طبقه، مطابق جدول ۳-۳ که در فایل Excel تنظیم گردیده، داریم:

طبق رابطه ۱۰-۲-۱-۷ مبحث دهم، شاخص پایداری برای کنترل مهار شده بودن این طبقه را مطابق جدول ۳-۳ بررسی می کنیم:

$$\theta_i = \frac{(\sum P)\Delta_H}{HL} < 0.05 \rightarrow ?$$

جدول ۳-۳- کنترل شاخص پایداری در هر طبقه

شماره طبقه	ΣP	H	Δ_H به متر		L	$\theta_i = \frac{(\Sigma P)\Delta_H}{HL} < 0.05$		$\theta_i < 0.05$	
			x	y		x	y	x	y
پنجم	561.29	138.92	0.006649	0.005995	3	0.00895	0.00807	OK	OK
چهارم	1155.48	257.27	0.00706	0.005982	3	0.01056	0.00895	OK	OK
سوم	1763.7	347.36	0.006755	0.005599	3	0.01143	0.0094	OK	OK
دوم	2373.22	407.23	0.00664	0.005228	3	0.01289	0.01015	OK	OK
اول	2968.37	434.84	0.003772	0.002683	2.7	0.00953	0.00678	OK	OK

بخش پنجم / مثال کاربردی از نحوه طراحی حالت حدی در نرم افزار ETABS با مقایسه نتایج طراحی حالت حدی و تنش مجاز در صورتی که شاخص پایداری طبقه از θ_{max} بیشتر باشد، سازه در طبقه موردنظر، ناپایدار محسوب شده و باید در طراحی آن تجدیدنظر کرد.

$$\theta_{max} = 0.25$$

که در این سازه طبق نتایج جدول ۳-۳ ناپایداری رخ نخواهد داد.

طبق نتایج جدول ۳-۳ شرط شاخص پایداری طبقه کوچکتر از 0.05 برقرار است و کلیه طبقات در قاب خمشی این پروژه از نوع مهار شده است و فرضیات پذیرفته شده برای تغییرات B2 در اثر مرتبه دوم با دقت خوبی منطبق بر روابط مبحث دهم بوده و قابل قبول است. بدیهی است در صورت استفاده از این روش احتیاجی به فعال کردن گزینه $P-\Delta$ در منوی Analyze > Set Analysis Option نیست.

به علت فرضیاتی که در استفاده از روش تشدید مرتبه اول وجود ندارد، به خصوص محاسبه نشدن مقدار ضریب B2 در ETABS به نظر می‌رسد که در حال حاضر بهترین روش استفاده از روش عمومی تحلیل مرتبه دوم $P-\Delta$ است که در این پروژه از نتایج این روش تحلیل برای مقایسه استفاده می‌شود.

۳-۳- اعمال ضریب زلزله برای حالت حدی نهایی

در حالت حدی در ادامه توضیحات مربوط به تعریف بار زلزله که در فصل اول از همین بخش آمده است، به علت لحاظ نیروهای زلزله در حالت حدی نهایی، مقادیر ضریب زلزله را در 1.4 ضرب کرده (قسمت ۱-۳ بخش چهارم کتاب)، اما از آنجا که در ترکیبات بار مبحث دهم بارهای زلزله در حالت نهایی و با ضریب 1.2 آمده‌اند، در صورتی که ترکیب بارهای آیین‌نامه AISC 360-05 در حالت بهره‌برداری و با ضریب ۱ هستند (قسمت ۱-۳ بخش چهارم)؛ بنابراین با انتخاب ترکیبات بار مندرج در مبحث دهم از ضرب دوباره ضریب رفتار و به عبارتی بیشتر در نظر گرفتن بار زلزله در حالت حدی نهایی صرفنظر می‌شود.

اگرچه این روش نمی‌تواند به طور کامل خیلی منطبق با واقعیت باشد، اما تعریف نشدن ضریب رفتار طرح سازه‌ها به روش حدی و همچنین متفاوت بودن ضرایب بار زلزله در ترکیبات بار مندرج در مبحث دهم با ترکیبات بار AISC 360-05 باعث شده است، تا برای جلوگیری از طرح غیراقتصادی سازه از ضرب ضریب رفتار سازه صرفنظر شود و برای طرح سازه در حالت حدی نهایی از همان ضریب رفتار سازه که در روش تنش مجاز بدست آمده است، استفاده شود.

۳-۴- تعریف بارهای مجازی Notional Loads

طبق بند ۱۰-۲-۷-۵ برای هر دو روش عمومی، تحلیل غیرخطی هندسی و ضرایب تشدید لنگر، باید در ترکیبات بار، باری مجازی به میزان 0.2

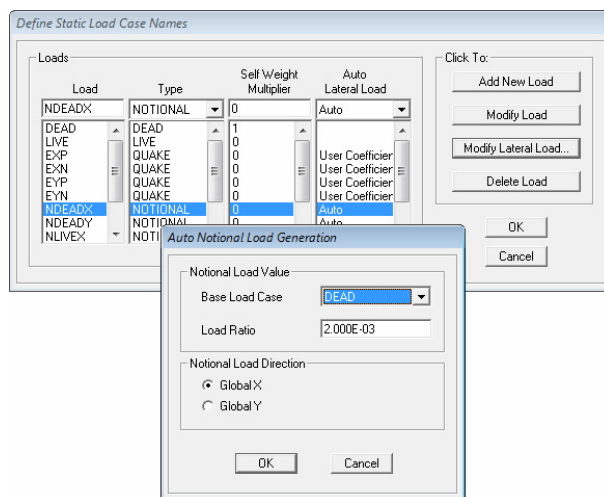
درصد بارهای ثقلی ضریب دار، همزمان با بارهای ثقلی در تراز طبقات، به منظور لحاظ اثرات خطاهای اجرایی در حین کار اعمال شود.

۳-۴-۱- نکات تعریف بارهای مجازی در Load Cases

- بارهای مجازی از نوع Notional تعریف می شوند؛
 - به تعداد دو برابر حالت های بار ثقلی، حالت بار از نوع مجازی خواهیم داشت. یعنی به ازای هر حالت بار ثقلی، دو حالت بار Notional تعریف می شود. یکی از این دو حالت برای بار جانبی در جهت اصلی x و دیگری برای اعمال بار جانبی در جهت y (است؛
 - برای اعمال بار Notional به سازه می توان به روش زیر که راحت تر و منطقی تر نیز هست، عمل کرد:
- گزینه Auto در ستون Auto Lateral Load انتخاب کرده و سپس بر روی دکمه Modify Lateral Load کلیک کنید تا صفحه جدیدی مطابق شکل زیر ظاهر شود که در آن تنظیمات لازم انجام می شود. در این صفحه در قسمت Base Load Case، حالت بار ثقلی متناظر با آن انتخاب می شود. 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 می شود (این عدد به طور پیش فرض در برنامه وجود دارد). در قسمت Notional Load Direction نیز برای اعمال بار از بین دو گزینه $Global X$ و $Global Y$ انتخاب می شود.

بار مجازی Notional Load مطابق شکل ۳-۶ برابر 0.002 مقدار در دو راستا، برای بارهای مرده و زنده تعریف می شوند. یعنی:

$Nlive\ x$ و $Nlive\ y$ و $Ndead\ x$ و $Ndead\ y$



شکل ۳-۶- نحوه در نظر گرفتن بارهای مجازی در ETABS

۶۳۰ بخش پنجم / مثال کاربردی از نحوه طراحی حالت حدی در نرم افزار ETABS با مقایسه نتایج طراحی حالت حدی و تنش مجاز

۳-۴-۲- نکات مشارکت بارهای مجازی در Load Combination

پس از تعریف حالت های بار Notional در قسمت Define/Load Combinations نیز این حالت های بار را مشارکت می دهیم:

- حالت های بار Notional تنها در ترکیب بارهایی مشارکت داده می شوند که فقط شامل بارهای ثقلی هستند؛
- ضریب بار برای هر کدام از حالت های بار Notional برابر ضریب بار ثقلی متناظر با آن، در همان ترکیب بار است؛
- در هر ترکیب بار تمام بارهای Notional باید با یک علامت با هم ترکیب شوند. اگر در یک حالت تمام آنها با ضریب مثبت ترکیب شده اند، به طور متناظر باید ترکیب بار دیگری ساخته شود که در آن تمام بارهای Notional به طور همزمان دارای ضریب منفی باشند؛
- در هر ترکیب بار تنها بارهای Notional مربوط به حالت هایی را مشارکت می دهیم که مربوط به یک جهت اصلی سازه (x یا y) باشند. به طور متناظر ترکیب بار دیگری می سازیم که در آن حالت های باری که برای جهت اصلی دیگر هستند، مشارکت داده شوند. بر این اساس با توجه به این که در حالت عادی ترکیب بارهای ثقلی، تنها شامل دو ترکیب بار است (مطابق جدول ۱۰-۲-۱-۲ مبحث دهم)، در حالت اعمال این بارها، تعداد ترکیبات 4 برابر شده و به 8 عدد خواهد رسید.

۳-۵- ترکیبات بار طراحی به روش حالت حدی طبق مبحث دهم

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

1.4D
1.25D+1.5L
D+1.2L+1.2(E or W)
0.85D+1.2(E or W)

ترکیب بارهای بالا با ترکیب بارهای پیش فرض برنامه، اندکی متفاوت هستند و به همین علت باید ترکیبات بالا را جایگزین مقادیر پیش فرض برنامه کنیم و باید 100 درصد نیروی زلزله در هر جهت با 30 درصد جهت مقابل ترکیب شود. بنابراین مطابق حالت تنش مجاز به 32 ترکیب بار ((D+L و D)) 34 ترکیب بار تنش مجاز) اما با ضرایب متفاوت نیاز داریم که با 8 ترکیب بار اضافی مربوط به بارهای ثقلی مجازی، جمعاً به 40 ترکیب بار مطابق جدول ۳-۴ برای طراحی نیاز است.

جدول ۳-۱- ترکیبات بار در روش حالت حدی LRFD

1.4Dead+1.4NDeadx , 1.4Dead-1.4NDeadx
1.4Dead+1.4NDeady , 1.4Dead-1.4NDeady

1.25Dead+1.5Live+1.25NDeadx +1.5NLivex
1.25Dead+1.5Live-1.25NDeadx -1.5NLivex
1.25Dead+1.5Live+1.25NDeady +1.5NLivey

$$1.25Dead + 1.5Live - 1.25NDeady - 1.5NLivey$$

$$D+1.2L + 1.2Exp+0.36Ey / D+1.2L - 1.2Exp+0.36Ey /$$

$$D+1.2L + 1.2Exp-0.36Ey / D+1.2L - 1.2Exp-0.36Ey /$$

$$D+1.2L + 1.2Exn+0.36Ey / D+1.2L - 1.2Exp+0.36Ey$$

$$D+1.2L + 1.2Exn-0.36Ey / D+1.2L - 1.2Exp-0.36Ey$$

$$D+1.2L + 1.2Eyp+0.36Ex / D+1.2L - 1.2Eyp+0.36Ex /$$

$$D+1.2L + 1.2Eyp-0.36Ex / D+1.2L - 1.2Eyp-0.36Ex /$$

$$D+1.2L + 1.2Eyn+0.36Ex / D+1.2L - 1.2Eyn+0.36Ex$$

$$D+1.2L + 1.2Eyn-0.36Ex / D+1.2L - 1.2Eyn-0.36Ex$$

$$0.85D+1.2Exp+0.36Ey / 0.85D- 1.2Exp+0.36Ey /$$

$$0.85D + 1.2Exp-0.36Ey / 0.85D - 1.2Exp-0.36Ey /$$

$$0.85D + 1.2Exn+0.36Ey / 0.85D - 1.2Exp+0.36Ey$$

$$0.85D + 1.2Exn-0.36Ey / 0.85D - 1.2Exp-0.36Ey$$

$$0.85D + 1.2Eyp+0.36Ex / 0.85D - 1.2Eyp+0.36Ex /$$

$$0.85D + 1.2Eyp-0.36Ex / 0.85D - 1.2Eyp-0.36Ex /$$

$$0.85D + 1.2Eyn+0.36Ex / 0.85D - 1.2Eyn+0.36Ex$$

$$0.85D + 1.2Eyn-0.36Ex / 0.85D - 1.2Eyn-0.36Ex$$

۳-۶- مشکل طراحی حالت حدی برای مقاطع تعریف شده در ETABS

مقاطع معرفی شده به نرم افزار به صورت GENERAL یا مقاطع ساخته شده با SECTION DESIGNER از لحاظ برنامه به صورت غیرفشرده شناخته می شوند، بنابراین پس از انجام طراحی در قسمت جزئیات، طراحی پیغام عدم فشرده بودن مقطع، نشان داده خواهد شد. در این صورت چنانچه قصد کنترل ضوابط طرح لرزه ای ۱۰-۳ داشته باشیم، این الزامات انجام نمی گیرد و کنترل این مقاطع برای این الزامات باید به صورت دستی انجام شود.

علاوه بر آن در طراحی اعضاء برای خمش به جای آن که اساس مقطع پلاستیک، معیار طراحی قرار گیرد، اساس مقطع الاستیک آنها در نظر گرفته می شود و این باعث می شود که اعضاء در نرم افزار برای اندکی کمتر از ظرفیت نهایی خود طراحی شوند که منجر به اعلام نسبت تنش های بالا در مقاطع خواهد شد.

برای آن که بتوان نتایج مقاطع طراحی مدل شده به صورت General را در نرم افزار به صورت واقعی آن طور که طبق منوال نرم افزار است را مشاهده کرد، باید مقاطع GENERAL و Section Designer را به شکلی به صورت مقاطع I شکل معادل سازی کنیم، تا ETABS برای این

بخش پنجم / مثال کاربردی از نحوه طراحی حالت حدی در نرم افزار ETABS با مقایسه نتایج طراحی حالت حدی و تنش مجاز مقاطع اساس مقطع پلاستیک را ملاک بررسی قرار دهد و با اخذ ضخامت ها و عرض بال و جان بتواند کنترل فشردگی را روی این مقاطع انجام دهد.

برای مقاطع موجود در این پروژه که در روش تنش مجاز همگی با نسبت تنش زیر 1 طرح شده اند، در تیر ها دو مقطع IPE270_2PLF200X5 و IPE300_2PLF250X5 و در ستون ها مقاطع جفت IPE با نام های 2IPE22 ، 2IPE24 ، 2IPE27 ، 2IPE30 ، 2IPE240_2PLF280X20_D290 و 2IPE270_2PLF400X25_D290 تعریف شده اند.

برای این مقاطع با تعریف ضخامت و عرض بال و جان، مشخصات مقطع مرکب را به صورت یک مقطع I شکل وارد و سپس توسط فایل اکسل مجهز به ماژول نرم افزار Proper V.8-2001 مطابق شکل ۳-۷ این مقاطع را به صورت I تعریف و فایل با پسوند *.pro را می سازیم.

PROPER Version 8.00

© 2001 Computers & Structures, Inc.

To create a PROPER section database file:

1. Fill in the appropriate Data worksheets. For example, if you are including wide flanges in your section database then fill in the I-Wide Flange Data worksheet. (See adjacent notes)
2. Once the Data worksheets are filled, create your binary section database file by clicking the "Click to Create a Binary Section Database File" button below, and following the resulting directions.

[Click to Create a Binary V8 Section Database File](#)

[Click to Create a Binary V7 Section Database File](#)

[Click to Create a Binary V6 Section Database File](#)

To read an existing PROPER Version file and display the data in the File Data worksheet:

1. Click the "Click to Read a Binary Section Database File" button below, and following the resulting directions.

[Click to Read a Binary V8 Section Database File](#)

[Click to Read a Binary V7 Section Database File](#)

[Click to Read a Binary V6 Section Database File](#)

Notes:

There are 11 different Data worksheets. They are titled I-Wide Flange Data, Channel Data, Double Channel Data, Tee Data, Angle Data, Double Angle Data, Box-Tube Data, Pipe Data, Rectangular Data, Circle Data and General Data. Each Data worksheet is for a particular section type.

Three additional worksheets are provided as documentation. They are titled Definitions, Sketches and Application.

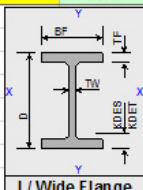
The Definitions worksheet describes each of the fields (columns) in the Data worksheets.

The Sketches worksheet has sketches illustrating the meaning of the dimensional fields for each type of section.

The Application worksheet lists all of the possible field names, indicates which apply to the various section types, and tells whether the field is required or optional. Note that required fields have a yellow header in the Data worksheets.

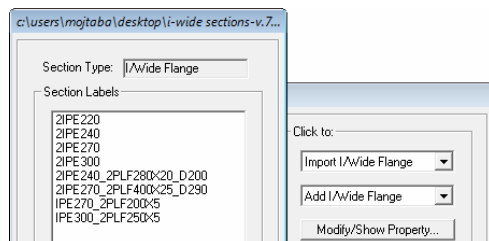
If you **read** an existing PROPER file, the data is written into the worksheet named File Data. Any existing data in the File Data worksheet is overwritten when the new data is read.

PROPER Control Panel I-Wide Flange Data File Data Channel Data Double Channel Data Tee Data Angle Data Doubl

A	B		C				D	E	F	G	H	I	
TYPE	EDI_LABEL		LABEL				T_F	A	D	BF	TW	TF	
Text	Text		Text				Text	Length2	Length	Length	Length	Length	
W	2IPE220		2IPE220					66.8	22	22	1.18	1.84	
W	2IPE240		2IPE240					78.2	24	24	1.24	1.96	
W	2IPE270		2IPE270					91.8	27	27	1.32	2.04	
W	2IPE300		2IPE300					107.6	30	30	1.42	2.14	
W	IPE270_2PLf200x5		IPE270_2PLf200x5					65.9	28	20	1.32	1.02	
W	IPE300_2PLf250x5		IPE300_2PLf250x5					78.8	31	25	1.42	1.07	
W	2IPE240_2PLf280x20_D200		2IPE240_2PLf280x20_D200					190.2	28	32	1.24	1.96	
W	2IPE270_2PLf400x25_D290		2IPE270_2PLf400x25_D290					291.8	32	42.5	1.32	2.04	
	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V
	KDES	KDET	IX	ZX	SX	RX	ASX	IY	ZY	SY	RY	ASY	J
	Length	Length	Length4	Length3	Length3	Length	Length2	Length4	Length3	Length3	Length	Length2	Length4
	1.84	1.84	5544.0	546.6	504.0	9.1	31.7	2430.7	353.5	221.0	6.0	25.7	2349.5
	1.96	1.96	7784.0	692.0	648.7	10.0	36.8	3383.2	446.2	281.9	6.6	29.4	3217.0
	2.04	2.04	11580.0	921.1	857.8	11.2	42.8	5022.6	594.2	372.0	7.4	35.2	4852.7
	2.14	2.14	16712.0	1204.2	1114.1	12.5	49.7	7260.5	778.2	484.0	8.2	42.1	7119.9
	2.04	2.04	9571.7	735.5	683.7	12.1	45.9	1086.7	195.7	108.7	4.1	18.6	34.4
	2.14	2.14	14170.6	983.3	914.2	13.4	55.7	1906.1	280.1	152.5	4.9	22.2	43.2
	1.96	1.96	26749.3	2148.0	1910.7	11.9	119.6	15705.3	1527.7	981.6	9.1	35.4	12064.1
	2.04	2.04	55196.7	3871.1	3449.8	13.8	192.1	46807.6	3276.4	2202.7	12.7	43.7	30056.6

شکل ۳-۷- نحوه معادل سازی مشخصات مقاطع مرکب به صورت مقطع I شکل و گرفتن خروجی از نرم افزار *Proper*

سپس مقاطع ساخته شد را در ETABS به صورت Import I/Wide Flange وارد می کنیم:

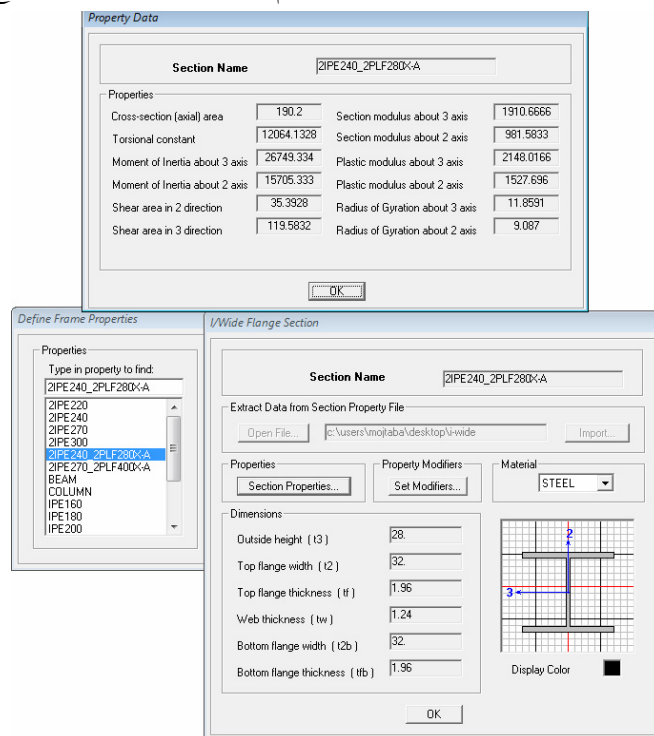


۳-۷- پارامترهای طراحی اعضا

- پارامترهای طراحی تیر:

برای انتخاب تمامی تیرهای سازه از دستور **Select > by Line Object Type**, گزینه **beam** را انتخاب می کنیم. پس از انتخاب تیرها برای تغییر مشخصات اعضا از منوی **Design > SFD > View/Revise Overwrites** مطابق شکل ۳-۹، چنانچه موردی نیاز به تغییر مقدار پیش فرض داشته باشد، تنظیمات مربوطه را وارد می کنیم.

بخش پنجم / مثال کاربردی از نحوه طراحی حالت حدی در نرم افزار ETABS با مقایسه نتایج طراحی حالت حدی و تنش مجاز



شکل ۳-۸- مشخصات هندسی مقطع 2IPE240_2PLF280X20_D200 که به صورت I شکل تعریف شده است

از آنجا که در سازه تیرها درون سقف قرار گرفته و به طور کامل مهار جانبی دارند، باید فاصله تکیه‌گاه‌های جانبی را برای تیرها در ETABS تصحیح کرد. برای این منظور کافی است در شکل ۳-۹ که از منوی Design > Overwrites Frame Design Procedyre در جلوی عبارت Unbraced Length ratio (LTB) طول آزاد برای کمانش جانبی- پیچشی یا همان فاصله تکیه‌گاه‌های جانبی تیرها را برابر مقدار کوچک، برای مثال 0.01 را وارد کنیم.

لازم به ذکر است در این پروژه از ضوابط طرح لرزه‌ای صرف نظر شده است. چنانچه ضوابط طرح لرزه‌ای مد نظر باشد، باید در اشکال ۳-۹ و ۳-۱۰ ضریب OverStrength Factor را در تیرها، ستون‌ها و بادبندها مطابق مبحث دهم به 1.15 تغییر یابد. همچنین در این پروژه تمامی تیرها دو سر گیردار هستند؛ لذا بر خلاف تیرهای دو سر مفصل که به طور پیش فرض کامپوزیت طراحی می‌شوند، در این قاب تمامی تیرها از نوع Steel Frame Design طراحی می‌شوند و نیازی به تغییر نوع طراحی ندارند.

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

☐	Current Design Section	
☐	Frame Type	
☐	Deflection Check Type	
☐	DL Limit, L /	
☐	Super DL+LL Limit, L /	
☐	Live Load Limit, L /	
☐	Total Limit, L/	
☐	Total-Camber Limit, L/	
☐	DL Limit, abs	
☐	Super DL+LL Limit, abs	
☐	Live Load Limit, abs	
☐	Total Limit, abs	
☐	Total-Camber Limit, abs	
☐	Specified Camber	
☐	Live Load Reduction Factor	
☐	Net Area to Total Area Ratio	
☐	Unbraced Length Ratio(Major)	
☐	Unbraced Length Ratio (Minor)	
☒	Unbraced Length Ratio (LTB)	0.01
☐	Effective Length Factor (K Major)	
☐	Effective Length Factor (K Minor)	
☐	Effective Length Factor (K Major Braced)	
☐	Effective Length Factor (K Minor Braced)	
☐	Effective Length Factor (K LTB)	
☐	Moment Coefficient (Cm Major)	
☐	Moment Coefficient (Cm Minor)	
☐	Bending Coefficient (Cb)	
☐	NonSway Moment Factor (B1 Major)	
☐	NonSway Moment Factor (B1 Minor)	
☐	Sway Moment Factor (B2 Major)	
☐	Sway Moment Factor (B2 Minor)	
☐	Yield stress, Fy	
☐	HSS Welding Type	ERW
☐	Reduce HSS Thickness?	No
☐	Overstrength factor, Ry	
☐	Nominal Compressive Capacity, Pnc	
☐	Nominal Tensile Capacity, Pnt	
☐	Nominal Major Bending Capacity, Mn3	
☐	Nominal Minor Bending Capacity, Mn2	
☐	Nominal Major Shear Capacity, Vn2	
☐	Nominal Minor Shear Capacity, Vn3	

OK

Cancel

شکل ۳-۹- نحوه مشاهده و تغییر مشخصات طراحی تیرها در ETABS

بخش پنجم / مثال کاربردی از نحوه طراحی حالت حدی در نرم افزار ETABS با مقایسه نتایج طراحی حالت حدی و تنش مجاز

• پارامترهای طراحی ستون:

برای انتخاب تمامی ستون‌های سازه از دستور **Select > by Line Object Type**، گزینه **Column** را انتخاب می‌کنیم. پس از انتخاب ستون‌ها برای تغییر مشخصات اعضاء از منوی **Design > SFD > View/Revise Overwrites** مطابق شکل ۳-۱۰، چنانچه موردی نیاز به تغییر مقدار بیش فرض داشته باشد، تنظیمات مربوطه را وارد می‌کنیم:

- برای لحاظ آثار مرتبه دوم چنانچه از روش عمومی تحلیل $P-\delta$ و $P-\Delta$ استفاده می‌شود، باید ضرایب $B1$ و $B2$ را مطابق شکل ۳-۱۰ برای همه ستون‌ها به 1 تغییر داد؛

- چنانچه مقاطع ستون‌های سازه با مقاطع I شکل معادل سازی شوند، ممکن است در تعیین ظرفیت فشاری آنها معیار کمانش پیچشی - خمشی حاکم شود، در حالی که با توجه به جفت بودن مقاطع ستون‌ها و بزرگ بودن سختی پیچشی، اصولاً چنین کمانشی در این گونه مقاطع ایجاد نمی‌شود. برای خنثی کردن محاسبه ظرفیت فشاری بر مبنای کمانش پیچشی - خمشی، باید ضریب طول مؤثر مربوط به این کمانش، K_{LTB} ، یک عدد خیلی کوچک مثلاً 0.001 معرفی شود؛

- از آنجا که مطابق جدول ۳-۳ طبقات سازه در دو جهت مهار شده هستند، بنابراین لازم است ضرایب **Effective Length (K Major , Minor Braced)** و **Effective Length (K Major , Minor)** برابر 1 تغییر یابد.

چنانچه در سازه از مهاربند استفاده شود:

اگر برای مهاربندها از مقاطع جفت یا ورق دار برای مثال جفت ناودانی 2UNP یا جفت نبشی 2L استفاده شود، مقاطع 2UNP را با ناودانی تک و مقاطع 2L را با نبشی تک معادل و به نرم افزار معرفی می‌کنیم. در این صورت برای جلوگیری از حاکم شدن ضابطه کمانش خمشی - پیچشی، باید ضریب K_{LTB} برابر یک عدد خیلی کوچک معرفی شود. البته این به شرطی است که واقعاً کمانش خمشی - پیچشی در این مقاطع اتفاق نیافتد.

همچنین چنانچه طرح لرزه‌ای مد نظر باشد، باید ضریب **OverStrength Factor** در بادبندها مطابق مبحث دهم به 1.15 تغییر یابد.

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

☐	Current Design Section	
☐	Frame Type	
☐	Deflection Check Type	
☐	DL Limit, L /	
☐	Super DL+LL Limit, L /	
☐	Live Load Limit, L /	
☐	Total Limit, L/	
☐	Total-Camber Limit, L/	
☐	DL Limit, abs	
☐	Super DL+LL Limit, abs	
☐	Live Load Limit, abs	
☐	Total Limit, abs	
☐	Total-Camber Limit, abs	
☐	Specified Camber	
☐	Live Load Reduction Factor	
☐	Net Area to Total Area Ratio	
☐	Unbraced Length Ratio(Major)	
☐	Unbraced Length Ratio (Minor)	
☐	Unbraced Length Ratio (LTB)	
☒	Effective Length Factor (K Major)	1.
☒	Effective Length Factor (K Minor)	1.
☒	Effective Length Factor (K Major Braced)	1.
☒	Effective Length Factor (K Minor Braced)	1.
☒	Effective Length Factor (K LTB)	1.000E-03
☐	Moment Coefficient (Cm Major)	
☐	Moment Coefficient (Cm Minor)	
☐	Bending Coefficient (Cb)	
☒	NonSway Moment Factor (B1 Major)	1.
☒	NonSway Moment Factor (B1 Minor)	1.
☒	Sway Moment Factor (B2 Major)	1.
☒	Sway Moment Factor (B2 Minor)	1.
☐	Yield stress, Fy	
☐	HSS Welding Type	ERW
☐	Reduce HSS Thickness?	No
☐	Overstrength factor, Ry	
☐	Nominal Compressive Capacity, Pnc	
☐	Nominal Tensile Capacity, Pnt	
☐	Nominal Major Bending Capacity, Mn3	
☐	Nominal Minor Bending Capacity, Mn2	
☐	Nominal Major Shear Capacity, Vn2	
☐	Nominal Minor Shear Capacity, Vn3	

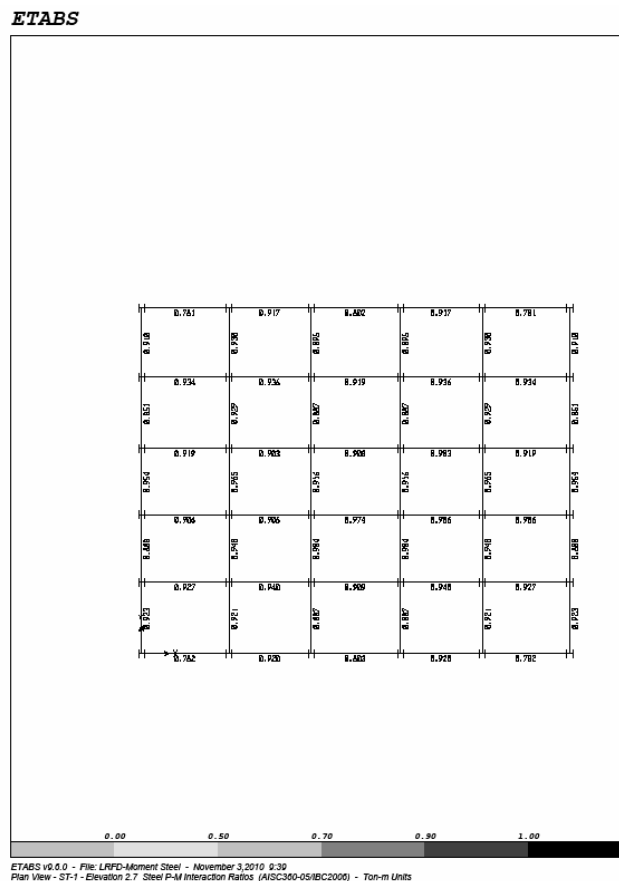
OK

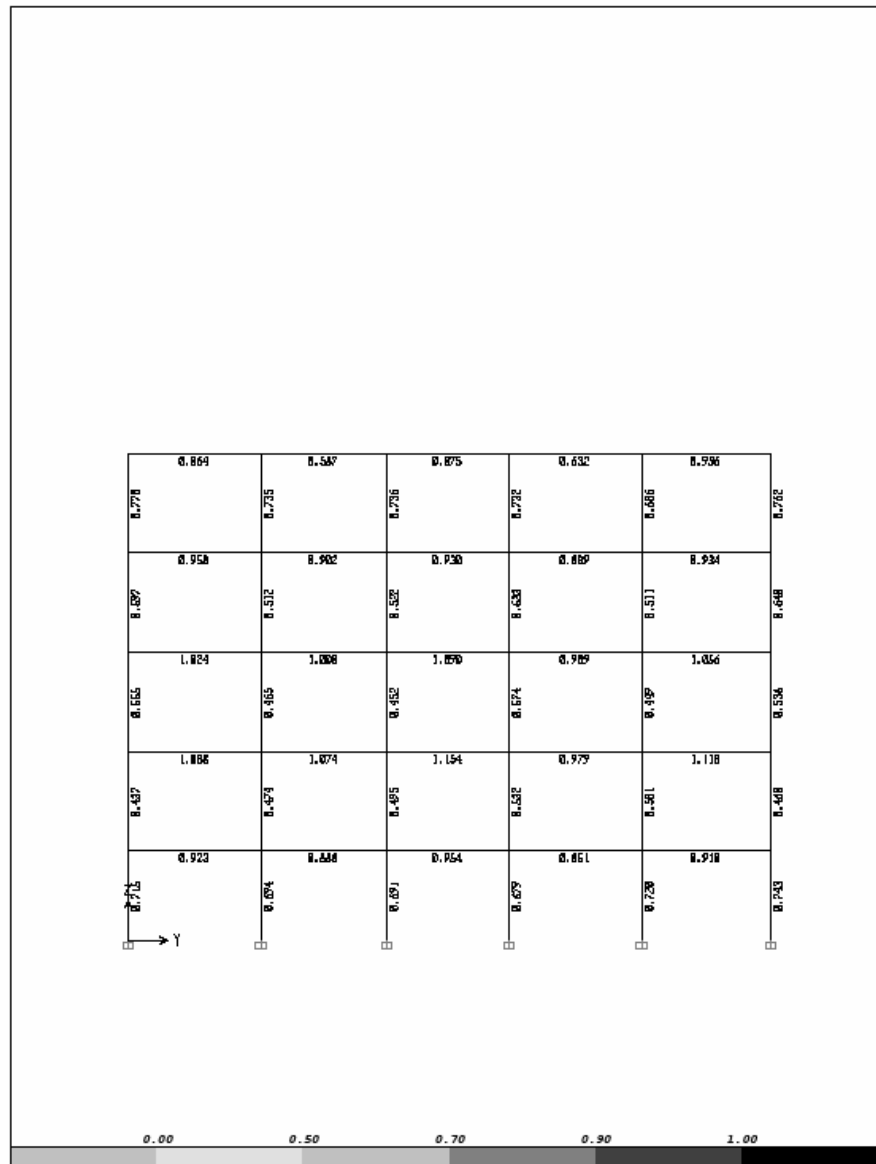
Cancel

شکل ۳-۱۰- نحوه مشاهده و تغییر مشخصات طراحی ستون‌ها در ETABS

الف- نسبت تنش مقاطع طراحی شده به روش حالت حدی با تحلیل اثر مرتبه دوم به روش آنالیز عمومی $P-\Delta$ برای طبقه اول و قاب شماره ۴ در اشکال ۳-۱۱ نشان داده شده است.

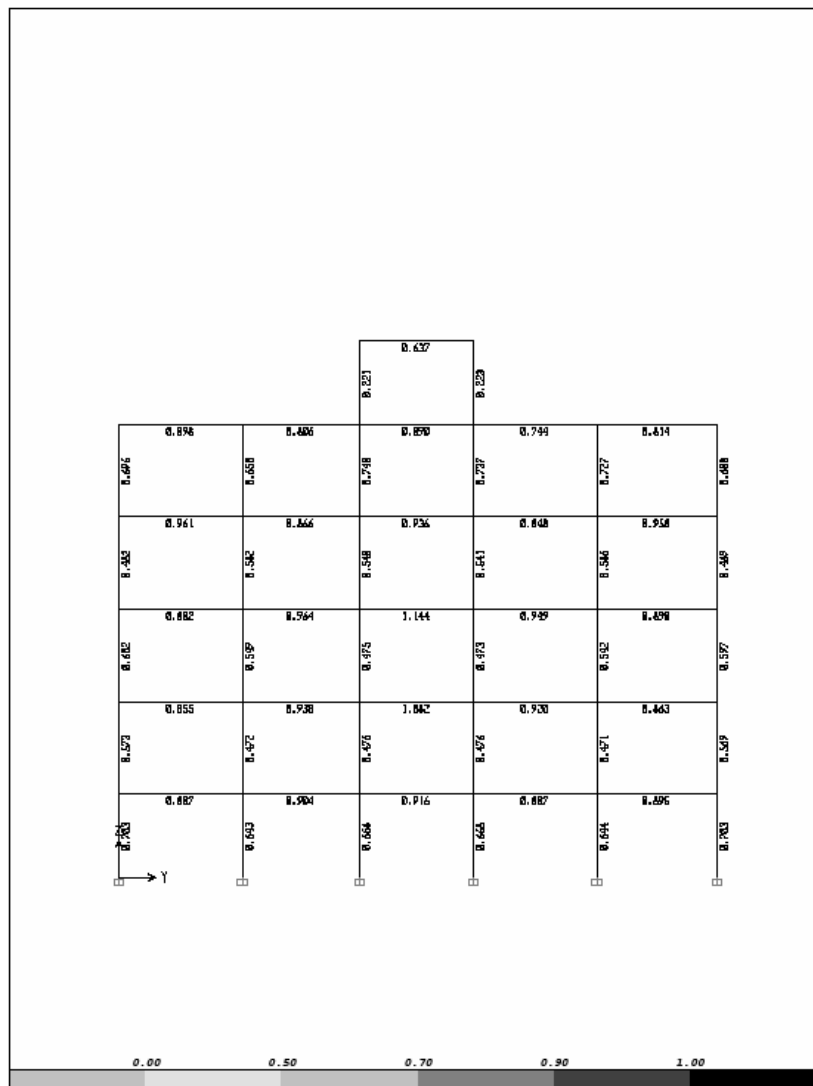
مقاطع کنترل شده در روش حالت حدی، مقاطع طرح شده در قاب های متناظر به روش تنش مجاز هستند که نسبت تنش آنها در طراحی به روش حالت حدی مورد بررسی قرار گرفته است.



ETABS

بخش پنجم / مثال کاربردی از نحوه طراحی حالت حدی در نرم افزار ETABS با مقایسه نتایج طراحی حالت حدی و تنش مجاز

ETABS



ETABS v9.6.0 - File: LRFD-Moment Steel - November 3,2010 9:37
Elevation View - 4 Steel P-M Interaction Ratios (AISC360-05/IBC2006) - Ton-m Units

شکل ۱۱-۳- نسبت تنش طراحی مقاطع در طبقه اول و قاب ۱ و ۴ به روش حالت حدی