مقدمه طراحی سازه

طراحی دستی قاب دو بعدی ← طراحی رایانه ای قاب سه بعدی ← طراحی ۵ بعدی سازه BIM

تحلیل استاتیکی خطی ← تحلیل دینامیکی خطی ← تحلیل استاتیکی غیر خطی ← تحلیل دینامیکی غیرخطی

طراحی بر اساس نیرو ← طراحی بر اساس جابه جایی ← طراحی عملکردی ← طراحی بر اساس خسارت

طراحی به روش تنش مجاز ASD ← طراحی به روش LRFD (ضرایب بار و مقاومت)

نکات:

- سعی کنید از نسخه هایی استفاده کنید در آن ها صفر نباشد مانند 2016.0.0 این نسخه ها آزمایشی هستند.
- جهت کار با نرم افزار می بایست تسلط نسبی به مباحث ششم، نهم ، دهم و هچنین استاندارد ۲۸۰۰ داشته باشید. (توجه کنید که در طول دوره ضوابط مهم مباحث و استاندارد ها ذکر می شود)
- گزینه ی AutoSave را از منوی Option فعال کنید
- پروژه های بزرگ را حتما با Etabs 9.7.4 انجام دهید و اصلا به سراغ نسخه های بالاتر نروید. سرعت پایین نسخه های بالاتر بسیار آزار دهنده خواهد بود.

اجزا و اعضا در Etabs

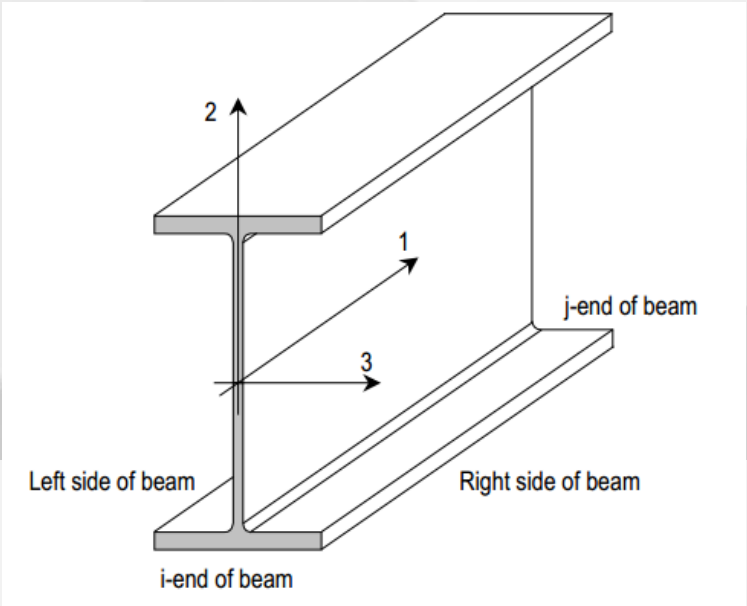
- Point or joint
- Frame
- Link
- Surface
  - Shell
  - Membrane
  - Layered
  - Deck

Membrane: سقفهای غشائی دارای خاصیت پخش بار هستند و دالهایی که با این خاصیت مدل میشوند هیچگونه اتصالی بین تیر و سقف وجود نخواهد داشت و نرم افزار فقط برای انتقال بارها از این نوع سیستم استفاده میکند و قادر نخواهد بود دال را تحلیل نماید.

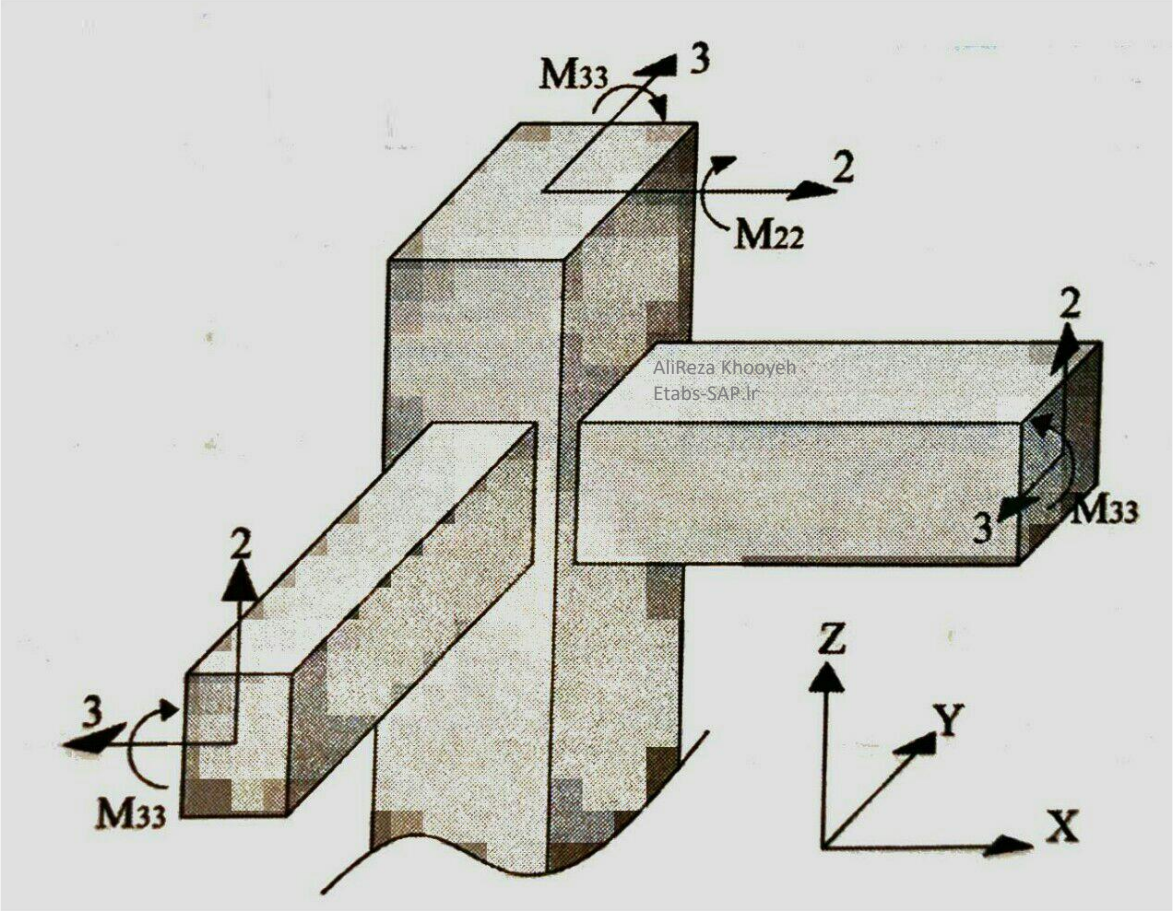
Shell : سقفهای خمشی دارای پخش بار بصورت دوطرفه نیستند بلکه نرم افزار ابتدا این سیستم را تحلیل کرده و از طریق اتصال خمشی برشی که بین تیر و سقف وجود دارد تلاشها را که ناشی از خمش و برش میباشد به تیرها منتقل میکنند.

تعریف مقاطع در Etabs

- تعریف مقطع تیرها
- تعریف مقطع ستون ها
- تعریف مقاطع تیرورق
- تعریف مقاطع دال ها
- تعریف مقطع دیوار



جهت و نام نیروها و لنگرها



قرارداد جهات محور های فرعی
تیر و ستون در نرم افزار etabs

مدلسازی در Etabs

مدلسازی تیرها

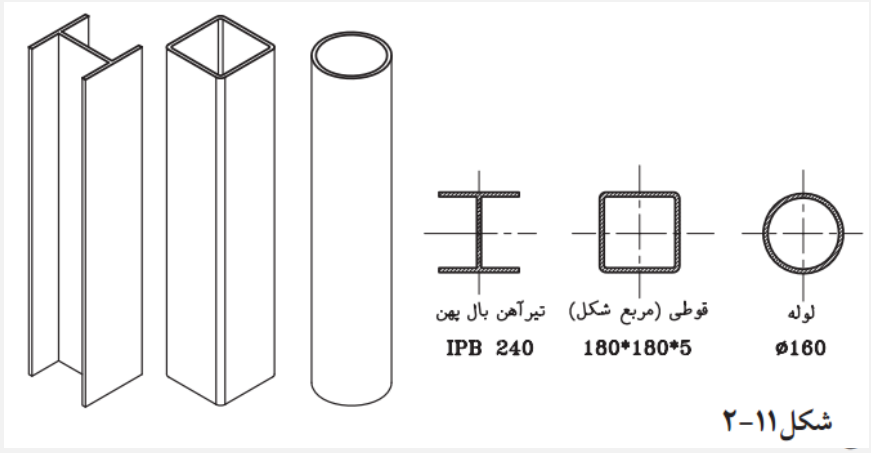
مدلسازی ستون ها

مدلسازی سقف

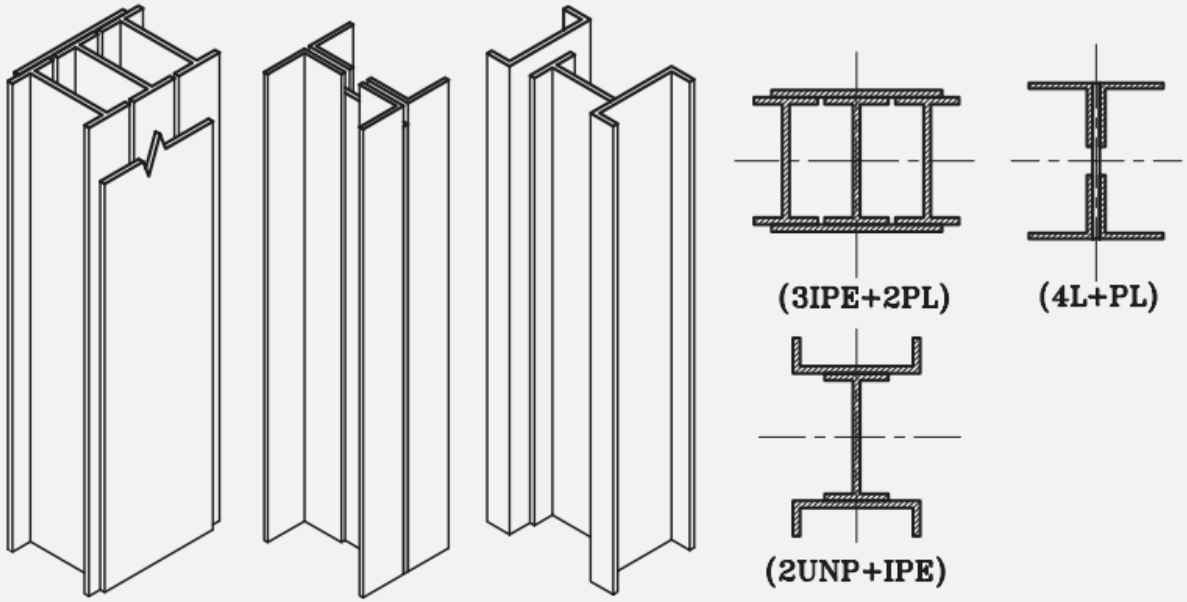
مدلسازی دیوار

مدلسازی میراگر ها

مقطع ستون ها

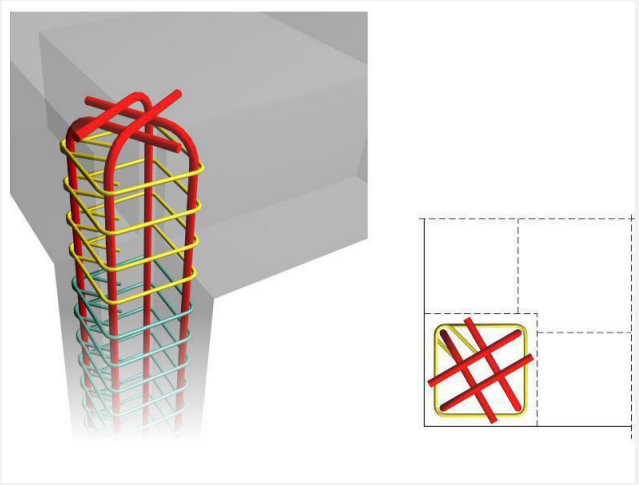


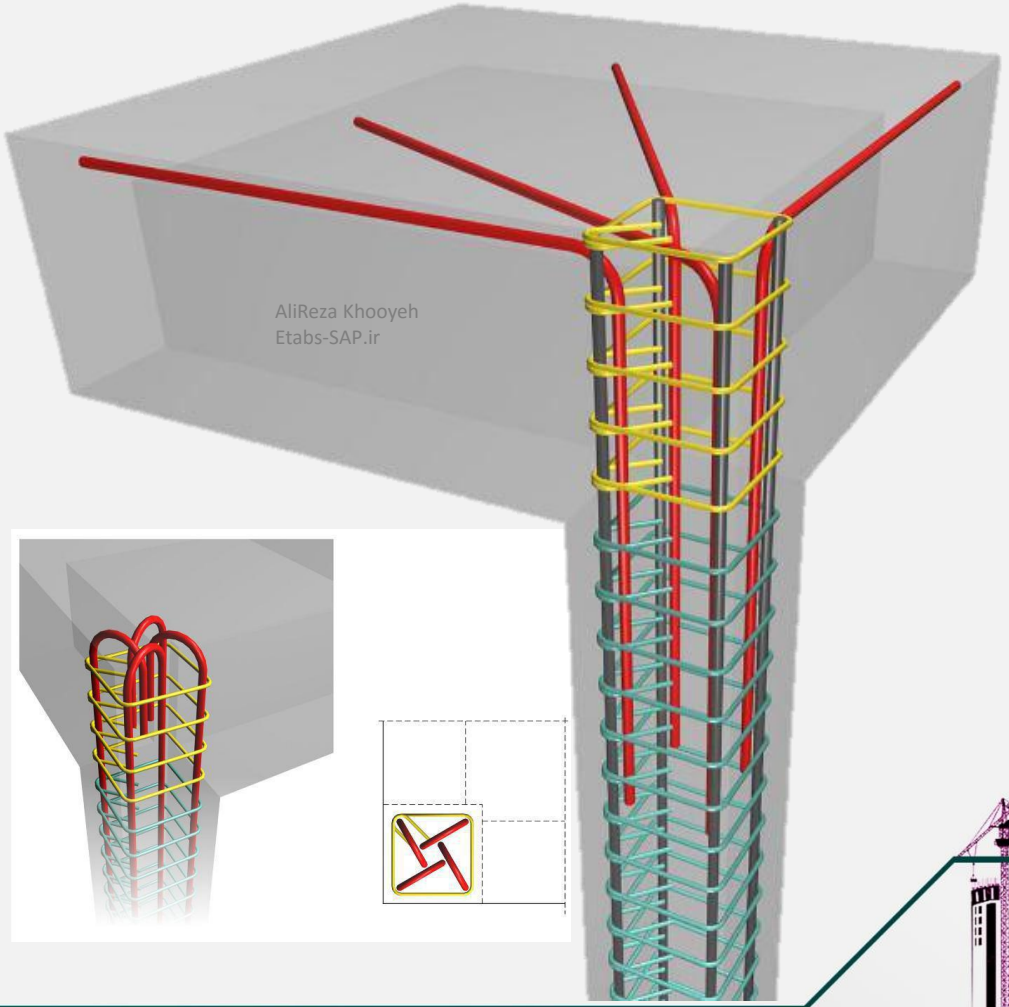
شکل ۱۱-۲

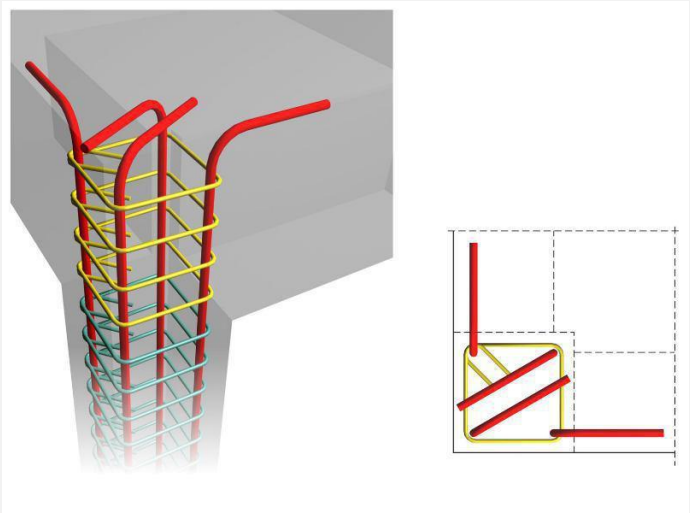


شکل ۱۱-۳

مهار مناسب آرماتورهای طولی ستون در تراز بام







ستون های کتابی

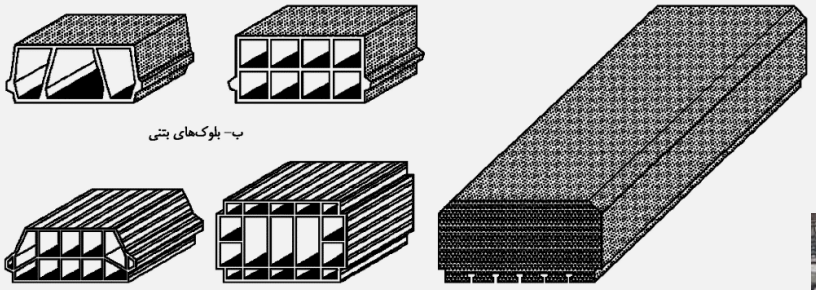
- در موارد زیر معمولا نیاز است، ابعاد ستون بصورت مستطیلی در نظر گرفته شود:
- ۱- ملاحظات معماری از جمله عدم تامین پارکینگ که ابعاد ستون را دستخوش تغییر قرار می‌دهد. این مورد بیشتر از بقیه موارد باعث می‌شود ستون‌ها بصورت مستطیلی طراحی شوند.
- ۲- عدم بالانس بودن سختی در دو جهت. این مورد در حالتی که در یک جهت تعداد دهانه‌های قاب بیشتر از جهت دیگر باشد، رخ می‌دهد. در جهتی که تعداد دهانه‌ها کمتر باشد، بواسطه کمبود سختی (و معمولا مشکل کنترل جابجایی) معمولا نیاز است از ممان اینرسی تیرها و ستون‌ها به بهترین شکل استفاده شود، در این موارد می‌توان بُعد بزرگتر ستون را در امتدادی که دهانه کمتری دارد قرار داد تا حرکت سازه در امتداد با سختی کمتر، خمش حول محور قوی ستون را ایجاد کند.
- در ایجاد ستون‌های کتابی باید به چند نکته توجه داشت:
- ۱- اگر شکل‌پذیری سازه ویژه بوده (سازه بتنی) حداقل بُعد ستون ۳۰ سانتیمتر و در صورتی که شکل‌پذیری متوسط باشد، حداقل بُعد ۲۵ سانتیمتر است. پیشنهاد می‌شود به سبب مشکلات اجرایی حداقل بُعد ستون ۳۵ سانتیمتر داده شود.
- ۲- اگر شکل‌پذیری سازه ویژه بوده (سازه بتنی) عرض مقطع نباید کمتر از ۰.۴ بُعد دیگر آن و در صورتی که شکل‌پذیری متوسط باشد عرض مقطع نباید کمتر از ۰.۳ بُعد دیگر آن باشد. (طبق مبحث نهم بند ۹-۲۳-۳-۲-۱-۱)
- ۳- به قطر میلگردی که می‌خواهد در بُعد کوچکتر ستون مهار شود، توجه شود. اگر بُعد کوچک ستون مثلا ۳۵ سانتیمتر باشد، حداکثر قطر میلگردی که می‌تواند در آن مهار شود (با خم ۹۰ درجه) حداکثر قطر ۲۰ میلیمتر است.

انواع دال ها

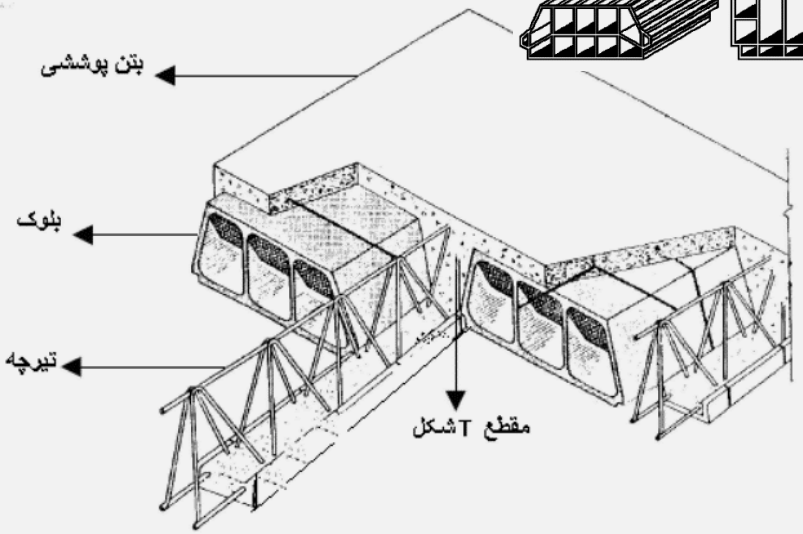
- دال های یک طرفه
  - تیرچه بلوک
  - کرومیت
  - عرشه فولادی
  - کامپوزیت
- دال های دوطرفه
  - دال بتنی
  - دال تخت
  - یوبوت
  - وافل یا مجوف
  - کوبیاکس

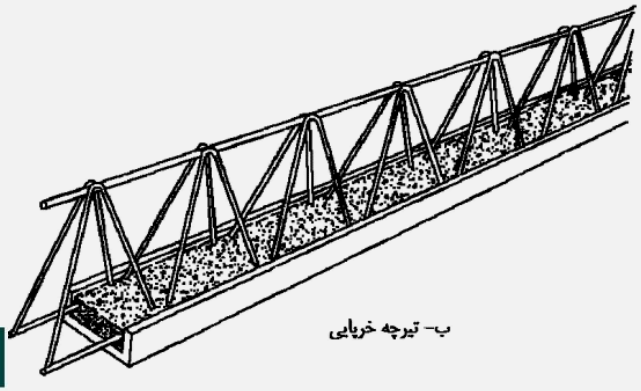
سقف طاق ضربی

سقف تیرچه بلوک

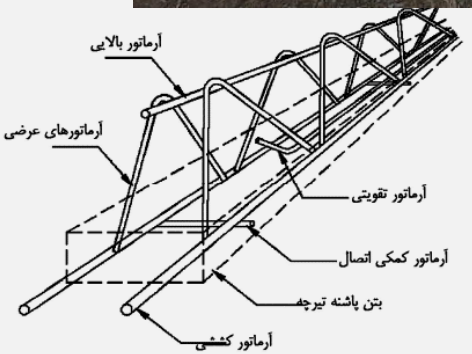


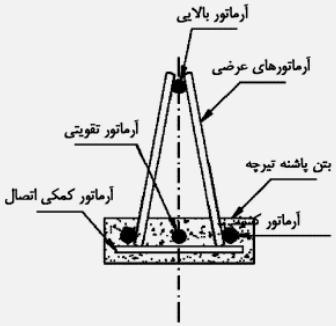
ب- بلوک‌های بتنی





ب- تیرچه خرپایی

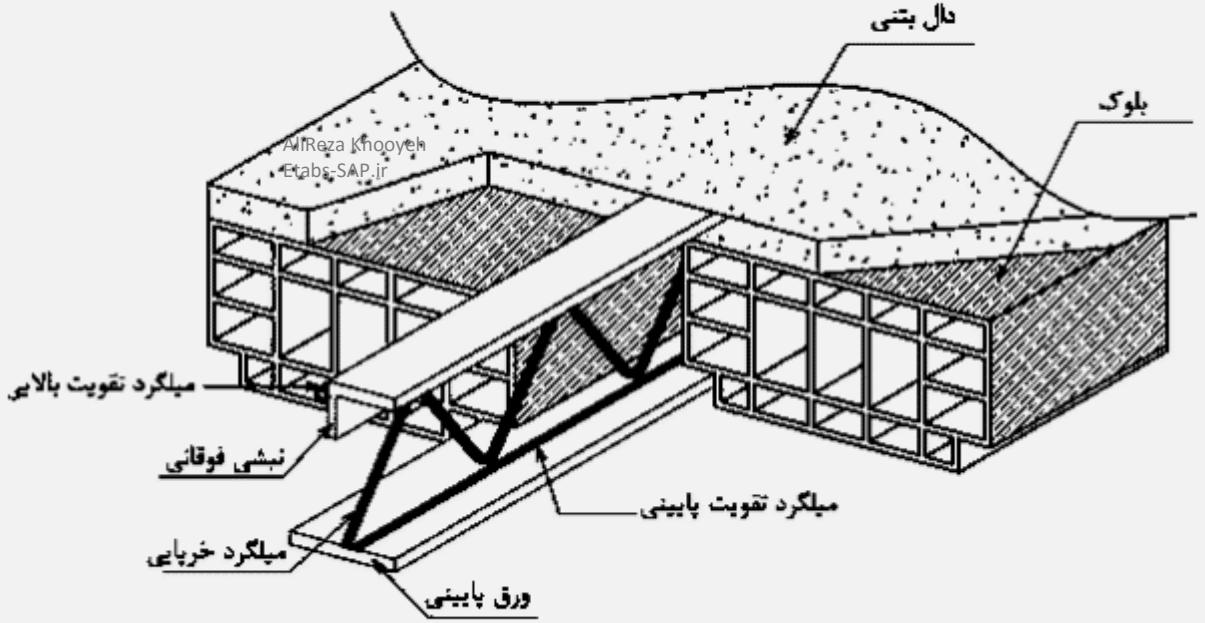




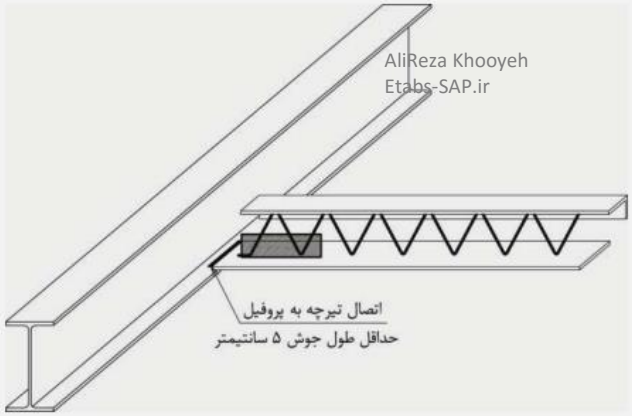
شکل ۱-۸- اجزای تیرچه پیش ساخته خرپایی

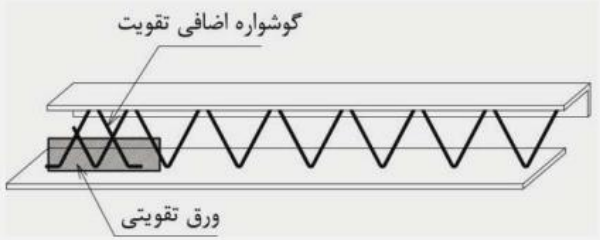
سقف تیرچه بلوک

سقف تیرچه کرومیت



AliReza Khooyeh
Etabs-SAP.ir

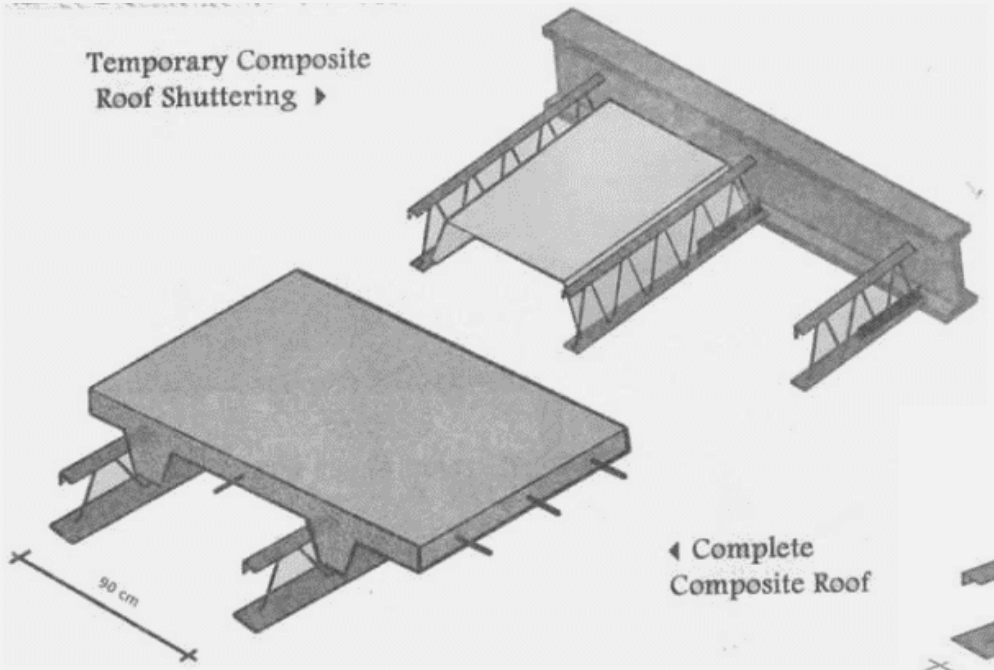


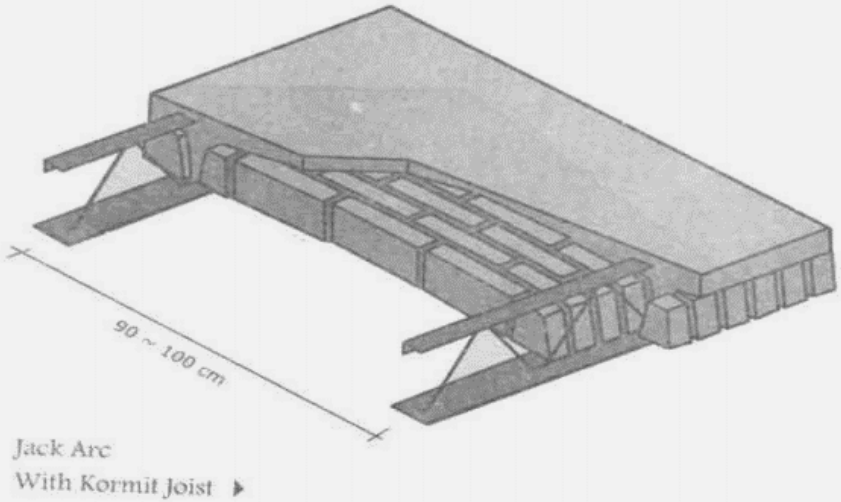


(الف) گوشواره تقویت و ورق تقویتی در محل تکیه‌گاه (ب) اتصال تیرچه به پروفیل فولادی

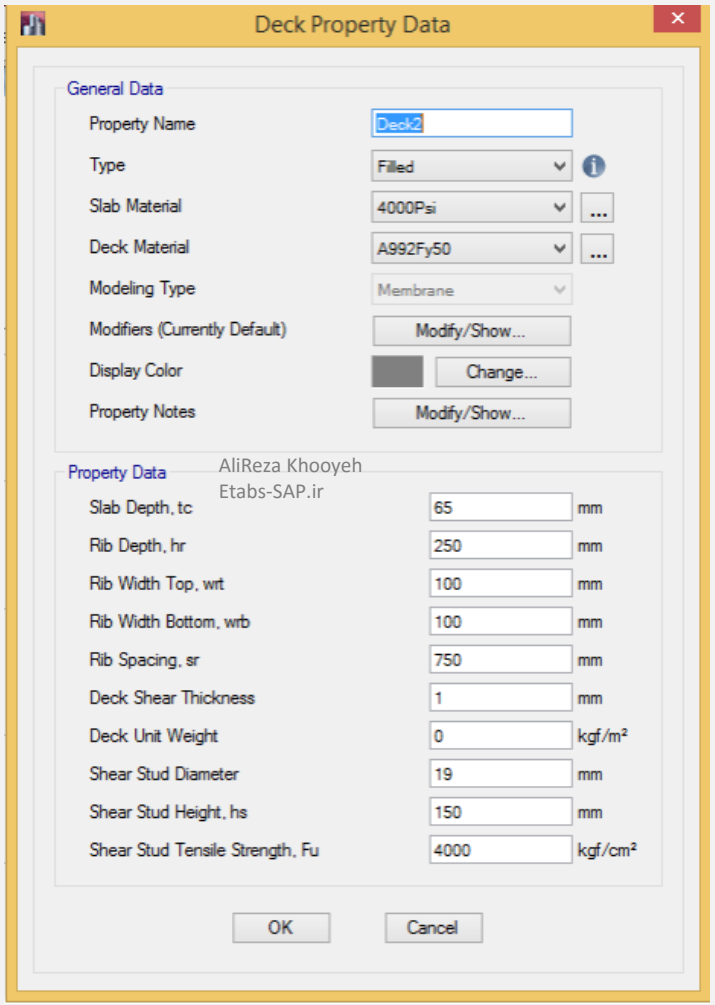
(شکل ۴) اتصال تیرچه به پروفیل فولادی و گوشواره تقویت و ورق تقویتی در محل تکیه‌گاه

سقف تیرچه کرومیت





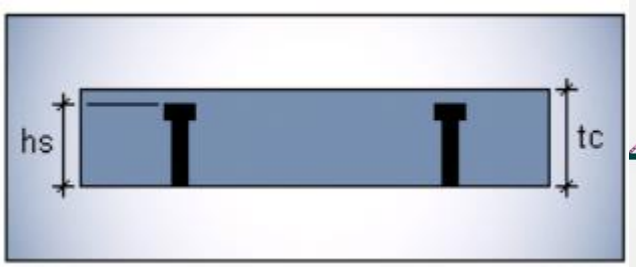
مزایای سقف کرمیت



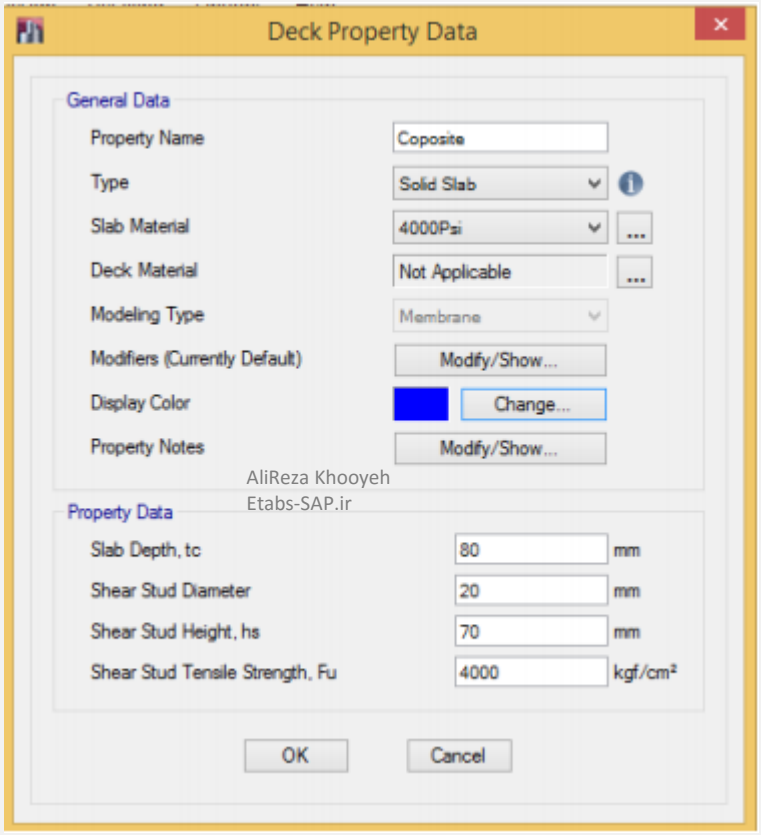
- کاهش هزینه
- امکان حذف کش ها
- سرعت و سهولت اجرا
- عدم نیاز به شمع بندی
  پایین بودن تنش در بتن
- سهولت اجرا داکت (بازشو)
- حذف رد فولاد در زیرسقف
- امکان اجرای همزمان چند سقف
- مقاومت نهایی و شکل پذیری بالا
- یکنواختی زیر سقف (مصرف گچ و خاک کمتر)
- امکان نظارت بر اجرای سقف در طول عملیات اجرایی
- کاهش مصرف بتن و وزن کمتر سقف (حدود ۲۰٪)
- یکپارچگی سقف و اسکلت (مقاومت در طول اجرای سقف)
- امکان طراحی و اجرای سقف با دهانه ها و باربری های خاص

سقف کامپوزیت

تیرهای فرعی فقط تحت ترکیب بارهای ثقلی طراحی می شوند – به صورت دو سر مفصل هم هستند

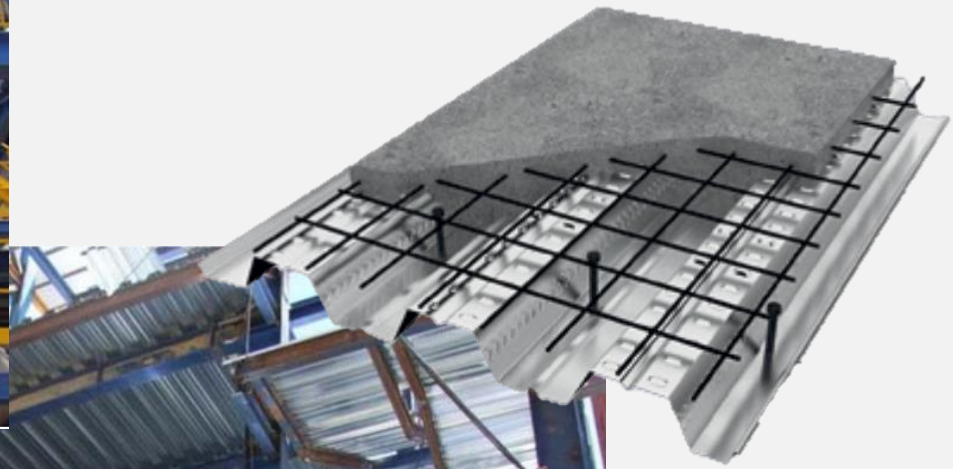


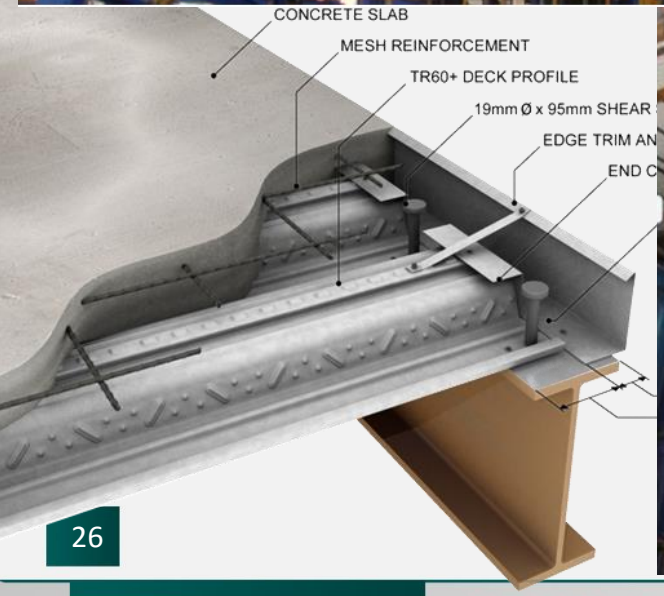
سقف کامپوزیت



عرشه فولادی

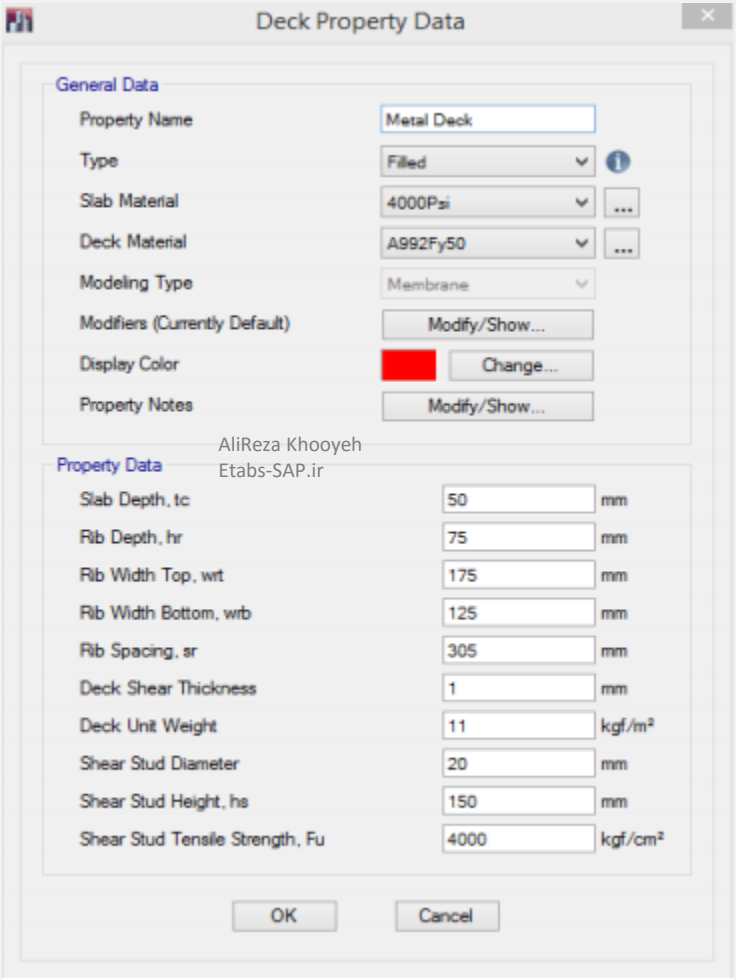
تیرهای فرعی فقط تحت ترکیب بارهای ثقلی طراحی می شوند – به صورت دو سر مفصل هم هستند





دهانه 9متری با سقف عرشه فولادی_در وسط سازه هیچ ستونی ندارد(تهران خیابان مطهری)

سقف عرشه فولادی



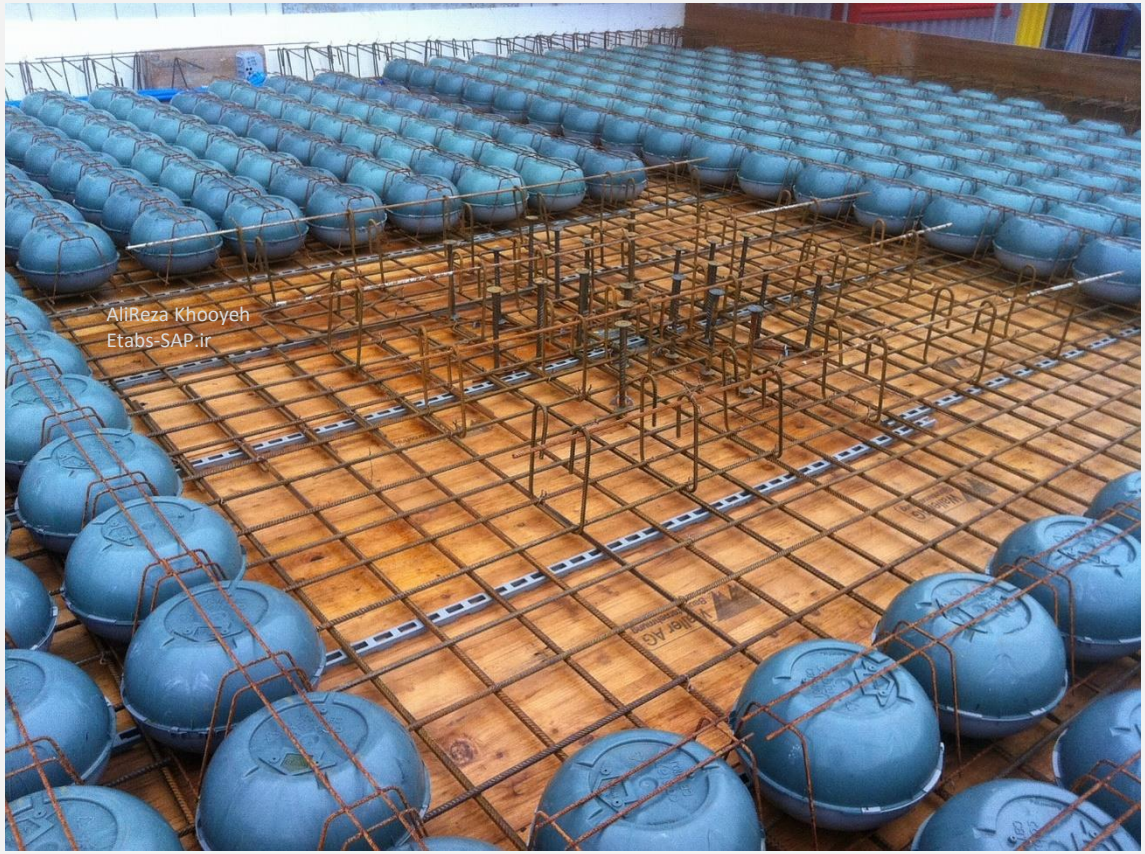
دال تخت

سقف های پیش تنیده

سقف های مجوف

یوبوت

سقف کوبیاکس



دال بتنی

سقف های هالوکور(Hollow core)

- ۱. وزن نسبتا بالای سقف
۲. عدم وابستگی اجرا به شرایط جوی (به دلیل پیش ساخته بودن قطعات)
۳. دارای قابلیت صرفه اقتصادی در صورت مساحت قابل توجه سقف و مسافت کوتاه کارگاه تا کارخانه
۴. تولید سریع کارخانه ای و با امکان کنترل کیفیت بالا
۵. قابلیت نصب سریع و صنعتی در کارگاه
۶. دارای رفتار سازه ای دال یک طرفه (Iشکل) و دارای تیرهای Tشکل

- وزن هر متر مربع هالوکور:
ضخامت ۱۵سانتی متر، ۲۲۵کیلوگرم
ضخامت ۲۰سانتی متر، ۲۷۵کیلوگرم
ضخامت ۲۵سانتی متر، ۳۲۰کیلوگرم
ضخامت ۳۰سانتی متر، ۳۷۰کیلوگرم

- طراحی، ساخت و اجرای دال های هالوکور از نوع بتن آرمه معمولی باید بر مبنای دستورالعمل طراحی (Core Hollow of Design the for Manual) PCI،

سقف های هالوکور(Hollow core)

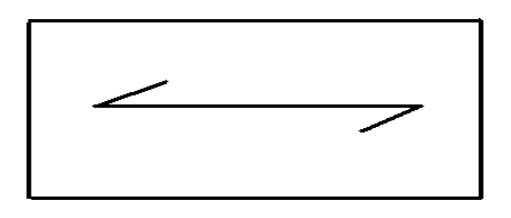
سقف های هالوکور(Hollow core)

جهت تیر ریزی

- در تعین جهت تیریزی سازه ها را به دو دسته تقسیم میکنیم:

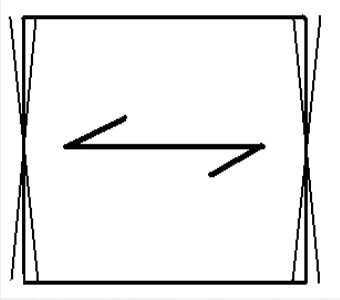
۱-سازه ها با سیستم دو جهت یکسان

در این سازه ها باید جهت تیرریزی بگونه ای باشد که بار به دهانه های کوتاهتر منتقل شود چون لنگر بیشینه علاوه بر مقدار بار به طول دهانه نیز بستگی دارد پس باید بار بیشتر را به دهانه کوچکتر انتقال داد که بین تیرها ازلحاظ ابعاد مقطع تعادل بر قرار شود



۲-سازه ها با سیستم دو جهت متفاوت

در این سازه ها باید همیشه بار را به قابهای بادبندی منتقل کرد چون نیروی زلزله در این قابها توسط بادبندها تحمل می شود وتیرها فقط بارهای مرده و زنده را تحمل می کنند در صورتیکه در قابهای خمشی کلیه بارها توسط تیر و ستونها تحمل میشود بنابراین بهتر است سهم قابهای خمشی از بارهای زنده و مرده کمتر شود و این قابها بیشتر نیروی زلزله را تحمل کنند تا تعادل در ابعاد مقاطع بر قرار گردد.



دیافراگم ها

دیافراگم (Diaphragm):

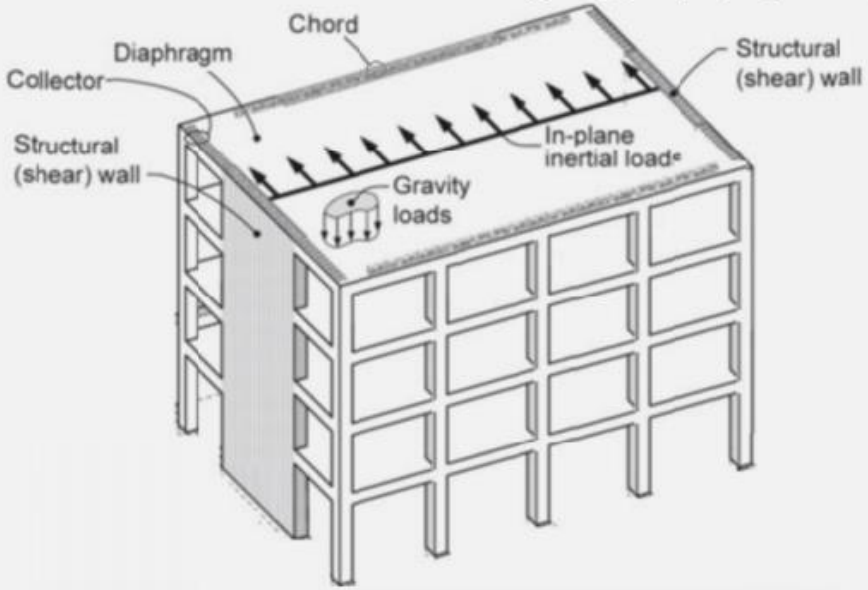
دیافراگم ها که معمولاً کف های سازه ای تحمل کننده بارهای ثقلی در ساختمان ها هستند، در هنگام وقوع زلزله وظیفه انتقال نیروهای ایجاده شده در کف ها را به عناصر قائم باربر جانبی بر عهده دارند.

جمع کننده (Collector):

عضوی از دیافراگم است که به موازات نیروی برشی دیافراگم است و نیرو را به دیوارهای برشی و یا قاب های مهاربندی شده، منتقل می نماید.

عضو لبه ای (Chord):

نواحی مرزی دیافراگم که عمود بر جهت زلزله می باشند.



: دیافراگم، اعضای جمع کننده و اعضای لبه ای در ساختمان

دیافراگم ها

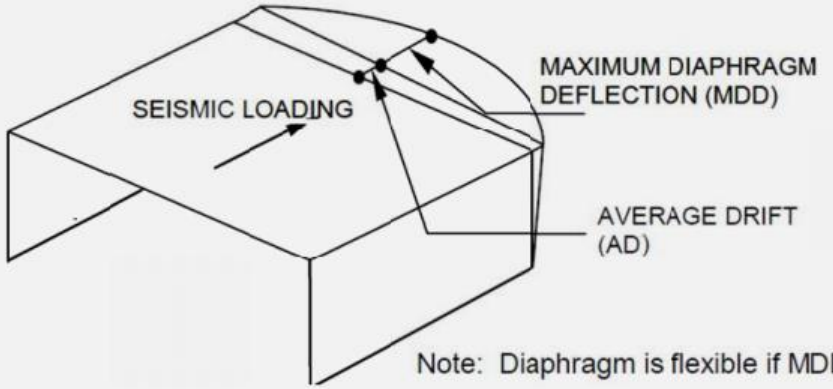
اثر سختی دیافراگم در تحلیل لرزه ای سازه

در تحلیل سازه ساختمان اثر صلبیت دیافراگم ها باید به طور مناسب در نظر گرفته شود. به طور کلی دیافراگم ها به سه دسته نرم ، نیمه صلب و صلب تقسیم می شوند.

الف – دیافراگم هایی که حداکثر تغییر شکل افقی در آنها تحت اثر نیروی جانبی زلزله، بیش از دو برابر تغییر مکان نسبی متوسط طبقه باشد، دیافراگم نرم تلقی می شود. مانند دیافراگم های از نوع چوبی یا ورق های فلزی تقویب نشده بدون پوشش بتن.

ب–در دیافراگم هایی که حداکثر تغییر شکل افقی ایجاد شده در آنها تحت اثر نیروی جانبی زلزله کمتر از نصف تغییر مکان نسبی متوسط طبقه باشد، دیافراگم صلب تلقی می شود.

پ–سایر دیافراگم ها نیمه صلب محسوب شده و اثر سختی نسبی آنها در توزیع نیروها بین اجزای سازه، باید با مدل کردن دیافراگم ها، در نظر گرفته شود.



Note: Diaphragm is flexible if MDD > 2(AD).

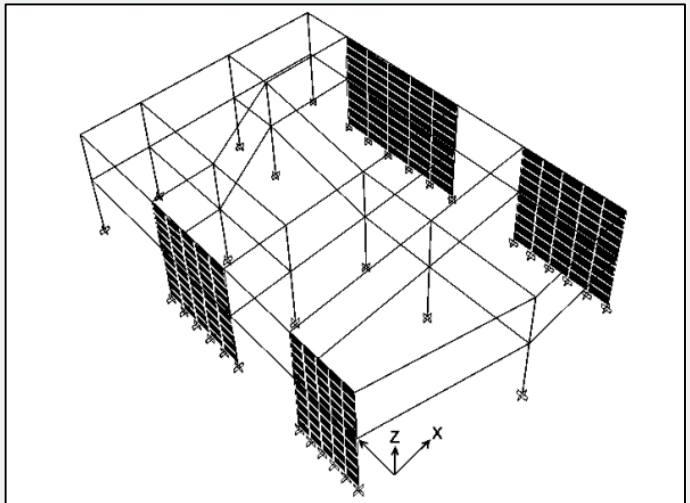
Note: Diaphragm Rigid if MDD < 0.5 (AD)

Note: Diaphragm Rigid if MDD <2 (AD)

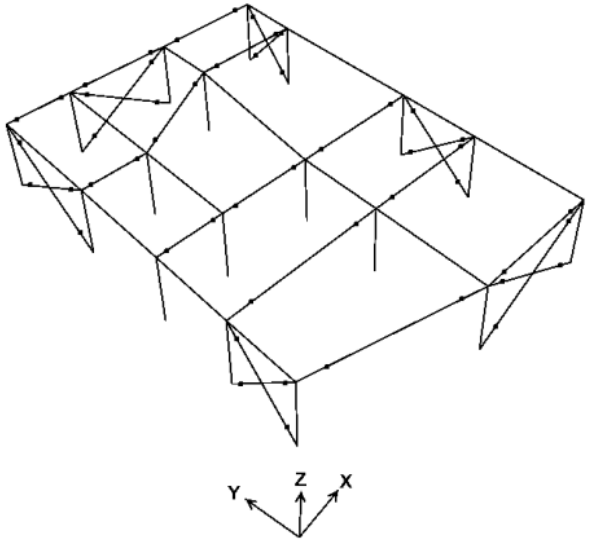
سیستم های سازه ای

سیستم دیوارهای باربر	(Bearing Wall System)
سیستم قاب ساختمانی ساده	(Building Frame System)
سیستم قاب خمشی	(Moment Resistant Frame)
سیستم دوگانه یا ترکیبی	(Dual System)

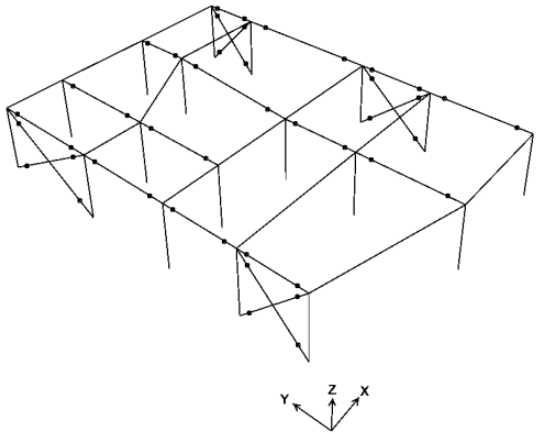
سیستم های ساختمانی



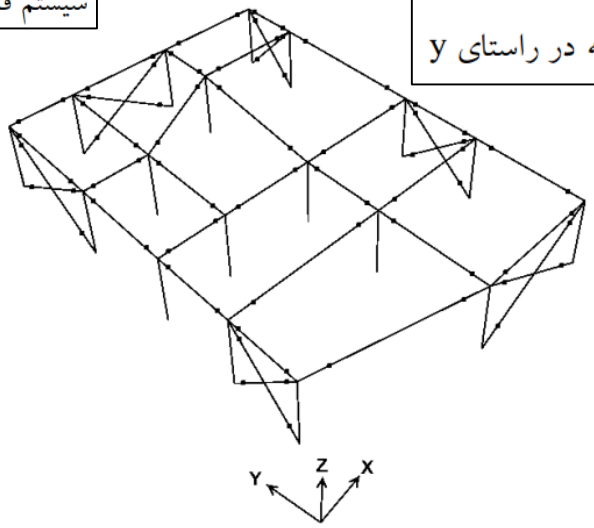
سیستم قاب خمشی در راستای x و سیستم دوگانه در راستای y



سیستم قاب ساده در راستای x و سیستم دوگانه در راستای y



سیستم قاب خمشی در راستای x و قاب ساده ساختمانی در راستای y



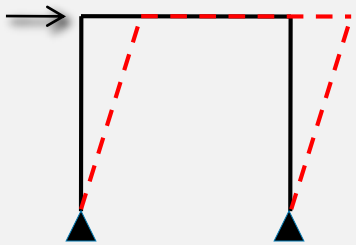
قاب ساده ساختمانی در دو راستای x و y

اتصال گیردار و مفصلی

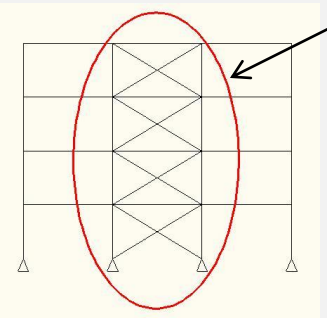
اتصال تیرها به ستون
در راستای قاب مهاربندی شده به صورت مفصلی و در راستای قاب خمشی به صورت گیردار

سیستم قاب ساده ساختمانی

(Building Frame System)



- وظیفه اصلی تیرها و ستونها تحمل بارهای ثقلی می باشد .
- سختی خمشی تیرها در پایداری سیستم شرکت نخواهد کرد .



- **ملزومات تشکیل شبکه خرپایی**
  - ۱- عناصر قائم (ستونها)
  - ۲- عناصرمورب (مهاربندها)
  - ۳- تیرها (در صورتیکه مهاربند موردنظر دارای مهارهای متصل به تیر باشد) .

قاب خمشی

تغییر شکلها در قاب خمشی در اثر دو عامل بوجود می آیند :

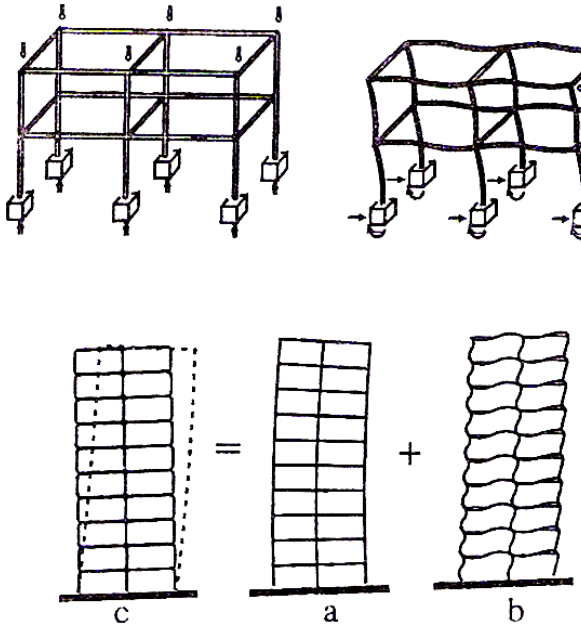
۱- تغییر شکل ناشی از خمش طره ای

سهم این عامل حدود ۲۰ درصد کل تغییر شکل قاب

خمشی می باشد .

۲- تغییر شکل ناشی از خمش تیرها و ستونها

سهم این عامل حدود ۸۰ درصد کل تغییر شکل قاب خمشی می باشد که از این ۸۰ درصد حدود ۶۵درصد سهم خمش تیرها و ۱۵درصد سهم خمش ستونهاست .



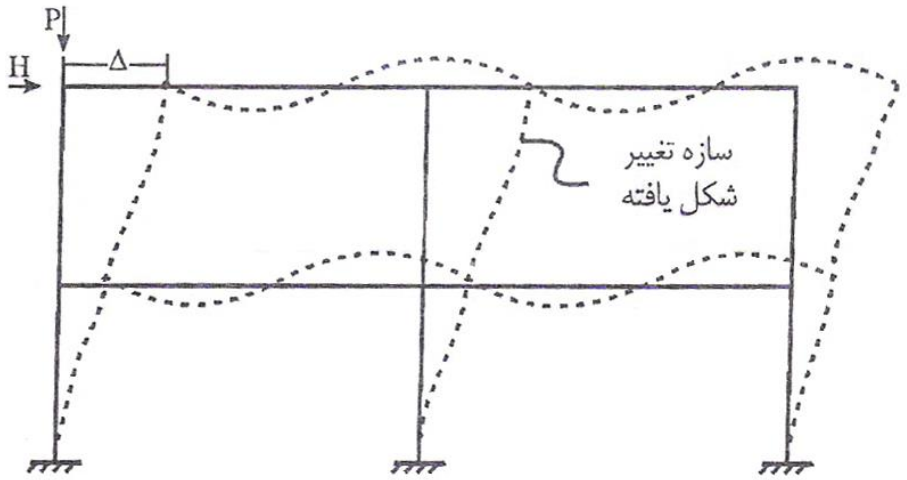
شکل ۲ـ۱: تغییر شکل قاب‌های خمشی

سیستم قاب خمشی

(Moment Frame System)

وظیفه اصلی تیرها و ستونها تحمل بارهای ثقلی و بارهای جانبی بطور توام می باشد .

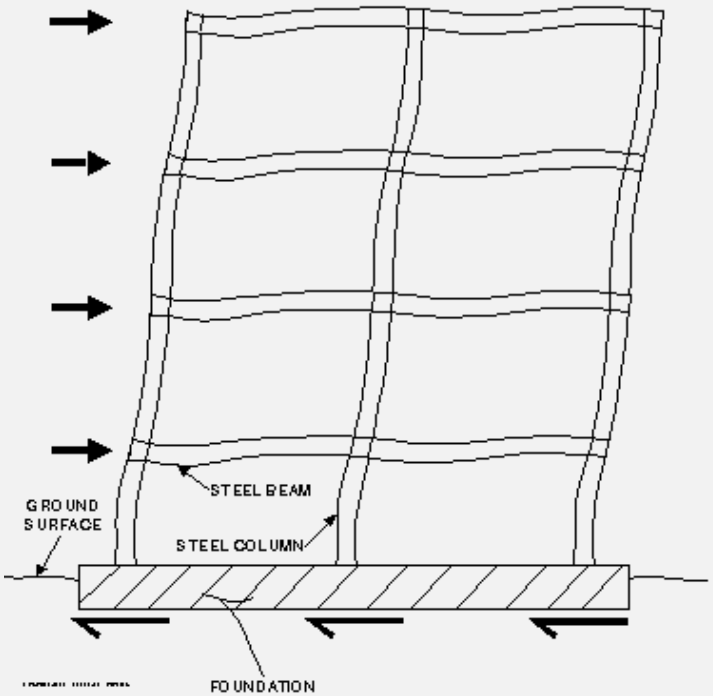
سختی خمشی تیرها در پایداری سیستم شرکت خواهد کرد .



شکل ۱ـ۱: تغییر شکل قاب صلب خمشی

0938 290 4800 Etabs-Education.ir مهندس علیرضا خویه دوره آموزش Etabs

1. قاب خمشی ویژه (SMF) تغییر شکل غیرارتجاعی ***قابل ملاحظه***
2. قاب خمشی متوسط (IMF) تغییر شکل غیرارتجاعی ***محدود***
3. قاب خمشی معمولی (OMF) تغییر شکل غیرارتجاعی ***ناچیز***



سیستم قاب خمشی

این سیستم ها عملکرد یکسانی ندارند.قاب خمشی معمولی قوی تر از قاب خمشی متوسط و ویژه میباشد ولی شکل پذیری کمتری نسبت به دو نوع دیگر دارد.

درنتیجه:

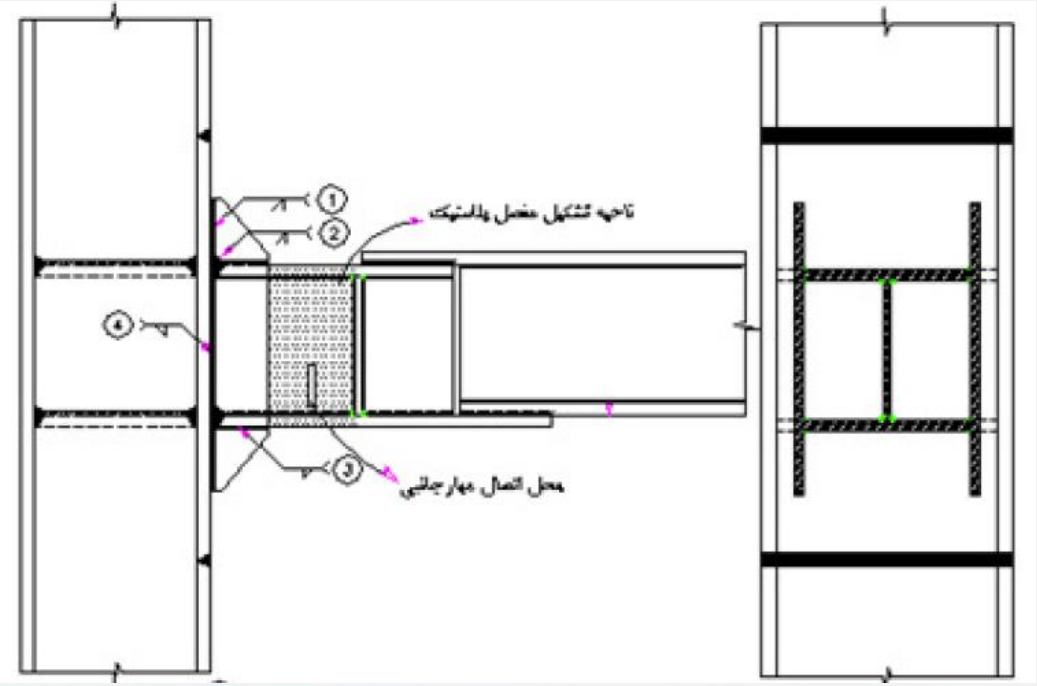
قاب خمشی معمولی باید در هنگام شروع خرابی،برای نیروی زلزله بالاتری نسبت به دو سیستم دیگر مقاومت کند و هرچه شدت حرکت زمین بعد از آستانه خرابی برای این سه سیستم افزایش یابد،انتظار میرود که سیستم قاب خمشی معمولی ،خطر خرابی بیشتری نسبت به ویژه ومتوسط داشته باشد و سیستم قاب خمشی متوسط خطر خرابی بیشتری از ویژه داشته باشد.

خطر خرابی بعد از عبور از آستانه خرابی

قاب خمشی ویژه < قاب خمشی متوسط < قاب خمشی معمولی

سیستم قاب خمشی

- در نواحی شکل پذیر اعضا تغییر شکل های غیر ارتجاعی قابل ملاحظه ایجاد شود.
- ناحیه شکل پذیر در این سیستم به طور عمده مفصل پلاستیک دو سر تیر و مولفه شکل پذیر خمش است.
- بیشترین شکل پذبری میان قاب ها را دارد R=8
- تیر و ستون و اتصالات سازه باید به گونه ای طراحی شود که به منظور برقراری رفتار غیرارتجاعی شکل پذیر،تا رسیدن به چرخش ۰.۰۳ در مفصل،بدون کاهش قابل توجه در مقاومت مقطع داشته باشد.

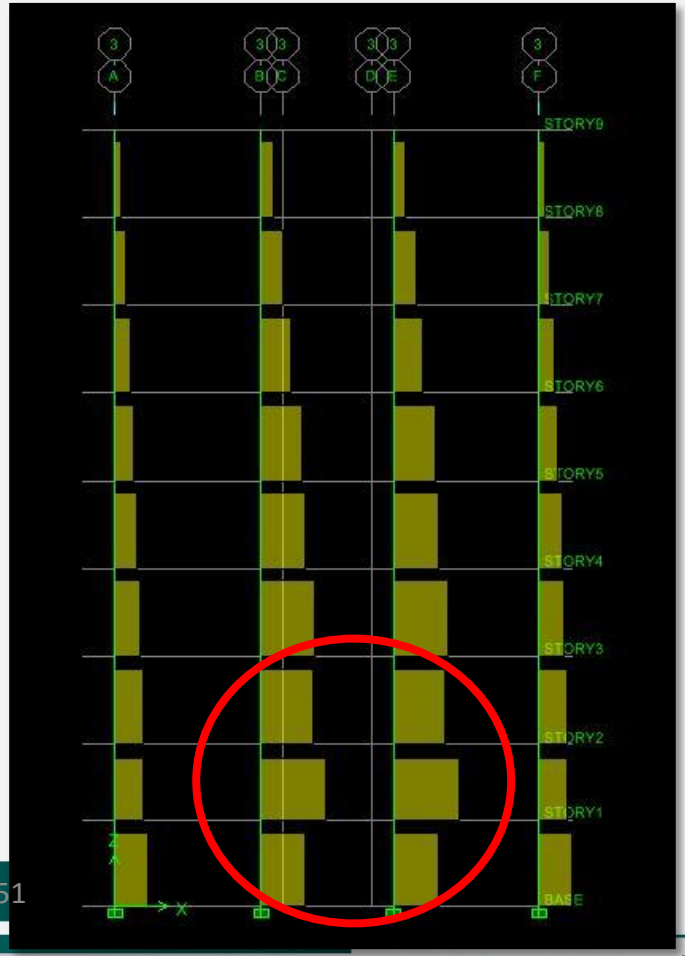


- طراحی مفصل پلاستیک خمشی باید درداخل تیر و خارج از محدوده اتصال تیر به ستون واقع شود.باشد و نیازی نیست که بیشتر از $0.5d_b$حداقل فاصله محل تشکیل مفصل پلاستیک از بر ستون باید باشد.$1.5d_b$

سیستم دوگانه یا ترکیبی

(Dual System)

به سیستمی اتلاق میشود که درآن امتداد ترکیبی از قابهای خمشی و مهاربندها بصورت توام برقرار باشد .



- **کنترل قاعده ۲۵ درصد در قابهای مختلط:**

طبق دستورالعمل ویرایش سوم مقرر میشود که طراحی اعضاء باید بگونه ای انجام شده باشد که تیرها و ستونها قادر به تحمل ۲۵ درصد نیروی زلزله باشد .

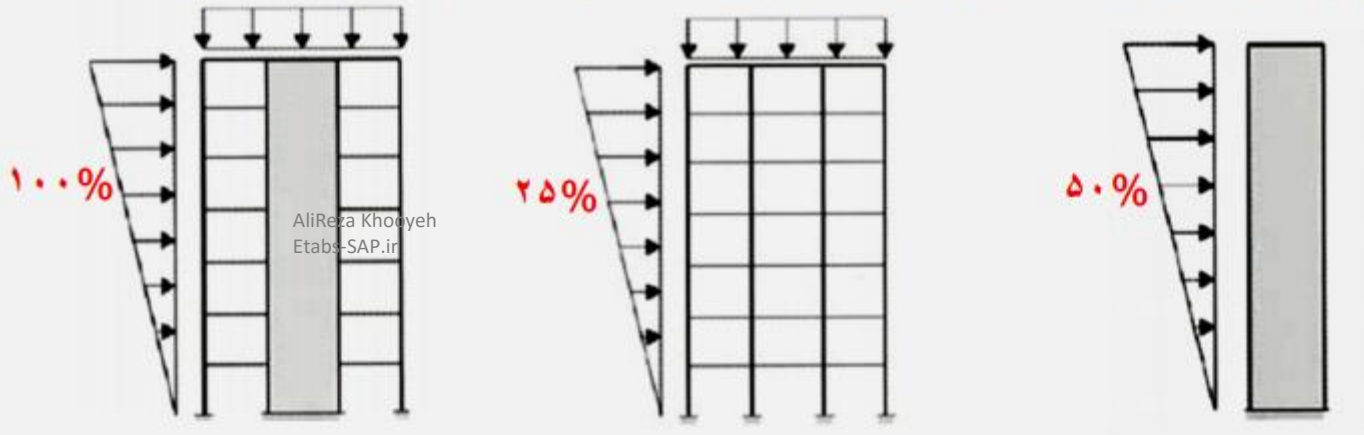
تبصره :

اگر در سیستم دوگانه ترکیبی قاعده ۲۵ درصد کنترل نگردد سیستم قاب ساده محسوب خواهد شد .

سیستم دوگانه یا ترکیبی

- حداقل مشارکت **قاب خمشی** و یا **دیوار برشی** می بایست بترتیب **۲۵** و **۵۰** درصد کل بار جانبی باشد.

در صورت عدم برقراری شرط فوق سیستم دوگانه نبوده و باید ضریب رفتار را اصلاح نمود (برای کمتر از ۱۵ طبقه یا ۵۰ متر).



AliReza Khooyeh
Etabs-SAP.ir

سیستم دوگانه یا ترکیبی

- **۱-۸-۴ سیستم دوگانه یا ترکیبی**
- نوعی سیستم سازهای است که در آن:

الف- بارهای قائم عمدتاً توسط قابهای ساختمانی تحمل میشوند.

ب- مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط مجموعهای از دیوارهای برشی یا قابهای مهاربندیشده همراه با مجموعهای از قابهای خمشی تأمین میشود. سهم برشگیری هر یک از دو مجموعه با توجه به سختی جانبی و اندرکنش آن دو، در تمام طبقات، تعیین میگردد.

پ- قابهای خمشی باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۲۵ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه و دیوارهای برشی یا قابهای مهاربندی شده باید مستقلاً قادر به تحمل حداقل ۵۰ درصد نیروهای جانبی در تراز پایه باشند.

تبصره۱: در ساختمانهای کوتاهتر از هشت طبقه و یا با ارتفاع کمتر از ۳۰ متر به جای توزیع بار به نسبت سختی عناصر باربر جانبی، میتوان دیوارهای برشی یا قابهای مهاربندیشده را برای ۱۰۰ درصد بارجانبی و مجموعه قابهای خمشی را برای ۳۰ درصد بار جانبی طراحی کرد.

تبصره ۲: در مواردی که قابهای خمشی الزام بند (پ) را اقناع نکنند، سیستم دوگانه جزء سیستم قاب ساختمانی محسوب میشود، و در مواردی که دیوارهای برشی یا قابهای مهاربندیشده الزام بند فوق را اقناع نکنند، ضریب رفتار در آن باید برابر ضریب رفتار در سیستم قاب خمشی با شکل پذیری متناظر در نظرگرفته شود.

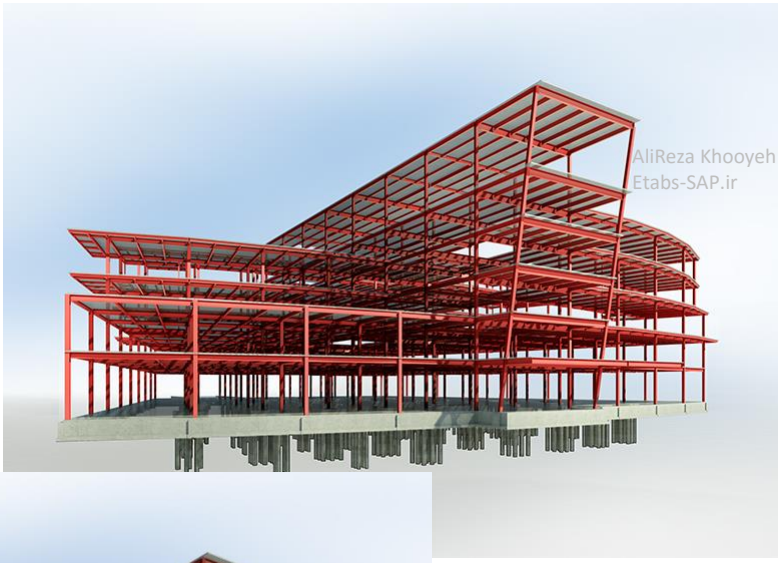
سیستم دوگانه DUAL SYSTEMS

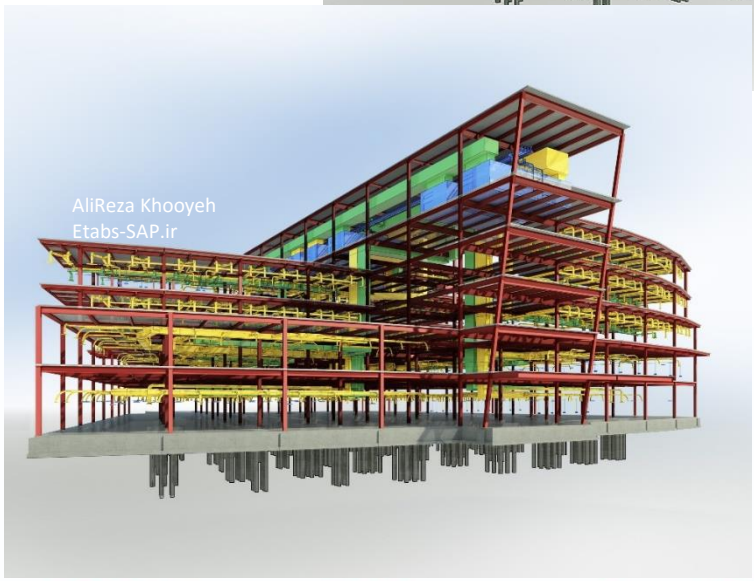
- در سیستم دوگانه DUAL SYSTEMS مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط مجموعه‌ای موازی از دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده به همراه قاب‌های خمشی صورت می‌گیرد. مطابق بند ۱-۸-۴ استاندارد ۲۸۰۰، اثر اندرکنشی در توزیع نیروها بایستی در نظر گرفته شود.
- طبق این بند، قاب‌های خمشی باید قادر به تحمل ۲۵٪ نیروی جانبی و دیوارهای برشی یا مهاربندها در تراز پایه قادر به تحمل ۵۰٪ نیروی جانبی باشند.
- در صورتی که نخواهیم این بند را کنترل کنیم در تبصره‌ای ۲۸۰۰ اجازه می‌دهد به شرطی که سازه نسبتا کوتاه بوده و حداکثر ۸ طبقه (و اثر اندکنشی بین دیوار و قاب چندان نیست) به جای این کنترل، دیوارهای برشی را برای ۱۰۰٪ نیروی جانبی طراحی کنیم و قاب‌ها را برای ۳۰٪ آن. یعنی تیرها و ستون‌ها دو سر مفصل شوند (به غیر از تیرهای کنسول که ناپایدار نشوند) و در این حالت تمام بار جانبی با توجه به صفر بودن سختی قاب، به دیوارها می‌رسد. دیوارها برای نیروهای دریافت شده طراحی شوند. حال برش پایه را در عدد ۰.۳ ضرب نموده و با کاهش سختی دیوارها و المان‌های لبه‌ای آنها، قاب‌های خمشی را برای ۳۰٪ نیروی جانبی طرح شود.
- در عمل کنترل قاب قاب دوگانه برای ۲۵٪ نیروی زلزله کار نسبتا دشواری است. برخی از طراحان برای کنترل آن از فرضیات ساده کننده و گاها متناقضی استفاده می‌کنند. از جمله در مدلی برای این کنترل، سختی دیوارها را ناچیز داده و ۲۵٪ نیروی جانبی را به آن اعمال می‌کنند. این کار از دو جنبه دارای اشکال عمده است. یکی آنکه با کاهش سختی دیوار، اثر اندرکنش بین قاب و دیوار (بخصوص در سازه‌های بلند) از بین رفته و در تحلیل‌های دینامیکی بخصوص سبب تغییر توزیع نیروی جانبی می‌گردد. دوم آنکه المان‌های لبه‌ای دیوار که با المان قاب مدلسازی می‌شوند را نیز باید بخشی از دیوار دانست در حالی که اگر آنها حذف شوند، سازه ناپایدار می‌شود. برای حل این مشکل، برخی طراحان کاری به المان‌های لبه‌ای نداشته و سختی آنها را کم نمی‌کنند که این خود جای اشکال است. به نظر اینجانب کنترل این ضابطه بایستی با حفظ اندرکنش قاب و دیوار صورت بگیرد که سعی خواهم کرد در پست‌های آینده به آن اشاره نمایم. یعنی کنترل قابلیت تحمل ۲۵٪ در همان مدل و بدون حذف دیوارها صورت گیرد.

سیستم دال تخت و سیستم کنسولی

- در**سیستم های دال تخت ، مشارکت دال درتحلیل نیروهای جانبی**(مدل اجزای محدود دال درتحلیل بارجانبی) **مجاز نمی باشد،** یعنی کل بارزلزله باید توسط سیستم مهارجانبی اصلی تحمل گردد .
- **سیستم کنسولی** شامل ساختمان ساده فولادی یا بتنی بوده که با گیرداری اتصالات پای ستون ها، می تواند پایدارجانبی باشد .مانند ساختمان هایی که برای جایگاه پمپ بنزین استفاده میگردد .

ام سیویل





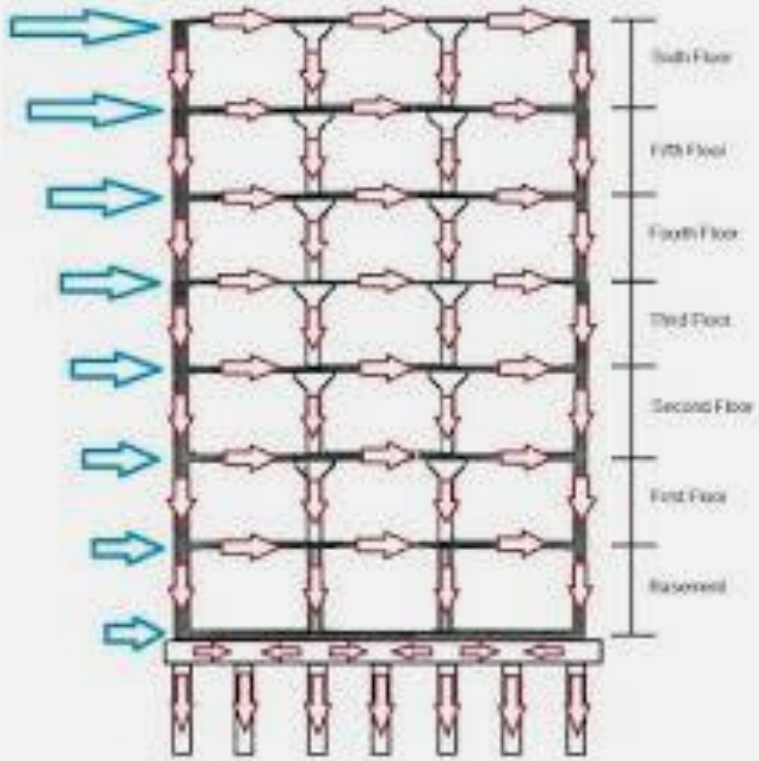
بارگذاری

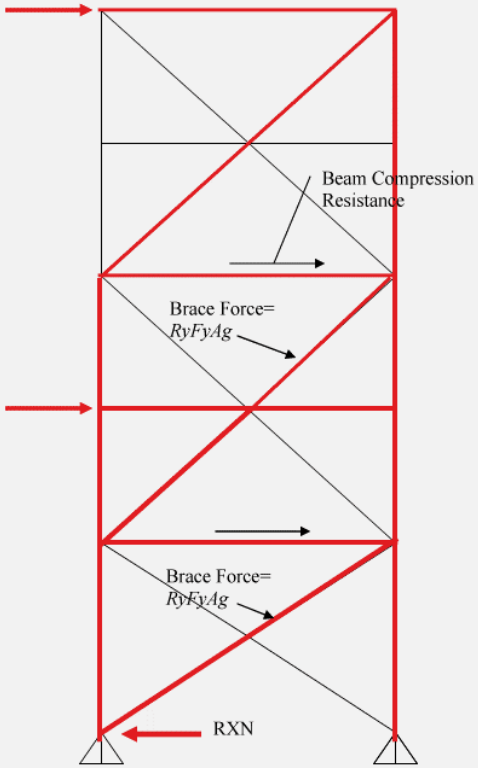
ثقلی و جانبی

بارهای وارد بر سازه

- ✓ بارهای جانبی
  - ✓ بار باد
  - ✓ بار زلزله در ۲ جهت همراه با برون مرکزیت اتفاقی و بدون برون مرکزیت اتفاقی
- ✓ بارهای ثقلی
  - ✓ بار مرده ی کف طبقات مسکونی، تجاری و...
  - ✓ بار زنده ی کف طبقات مسکونی، تجاری و ...
  - ✓ بار مرده و زنده ی بام
  - ✓ بار بالکن به اندازه ی ۱.۵ برابر بار کف های متصل به آن ها
  - ✓ بار مرده ی راه پله
  - ✓ بار زنده ی راه پله
  - ✓ بار زنده آسانسور
  - ✓ بار مرده ی آسانسور
  - ✓ بار دیوارهای پیرامونی (بدون بازشو و با بازشو)
  - ✓ بار جانپناه
  - ✓ بار Mass

مسیر انتقال بار در سازه





0938 290 4800 Etabs-Education.ir مهندس علیرضا خویه دوره آموزش Etabs

بارمرده

۱- حداقل ضخامت قشر آستر (ملات ماسه سیمان و ملات گچ و خاک) برابر ۵/۱ سانتیمتر . *

۲- حداقل ضخامت قشر میانی (سیمان و گچ) برابر ۱سانتیمتر وقشررویه(گچ کشته پرداختی یاسیمان)برابر۳میلیمتر.*

۳- حداقل ضخامت ملات پشت سنگ ۳ سانتی متر و ملات زیر پوشش کف برابر ۲,۵ سانتیمتر . **

۴- حداقل ضخامت پوکه یا بتن سبک در سقف هایی که تاسیسات از روی کف عبور می کند برابر ۷ سانتیمتر . (در سقف های کامپوزیت با تیرهای لانه زنبوری وسقف کاذب ، می توان ضخامت کمتری در نظر گرفت .)

۵- حداقل ضخامت سنگ نما ۲ سانتی متر.***

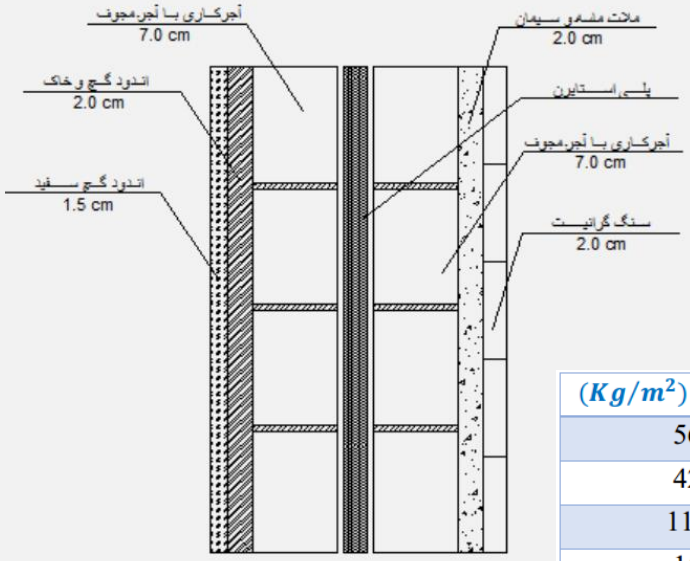
* بند ۱۲- ۲-۳ نشریه ۵۵ ** بندهای (۱۷-۳-۱و ۱۶- ۳ -۱)نشریه۵۵ *** بند ۱۱-۲-۱-۳ نشریه ۵۵

بار کفسازی(Super Dead) در کلیه پروژه های متداول برای کاربری مسکونی و اداری $200\ kg/m^2$ و برای کاربری تجاری، پارکینگ و بام $250\ kg/m^2$ ، اعمال گردد.(بخش مربوط به وزن سازه ای سقف طبق جزئیات سقف در نقشه و مدل، اعمال گردد).

بار کلیه دیوارهای خارجی(نما و غیر نما) در کلیه پروژه های متداول حداقل $220\ kg/m^2$ به ازای هر متر ارتفاع دیوار اعمال گردد.

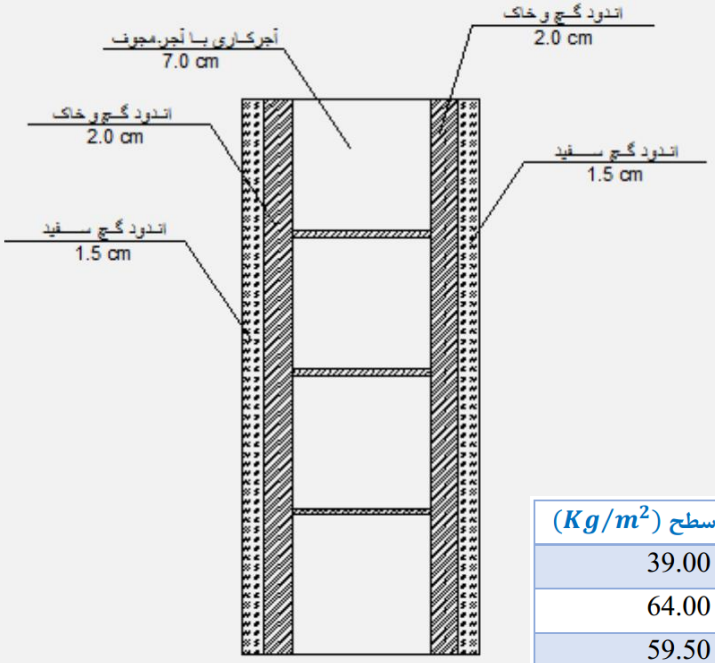
لازم به ذکر است که مقادیر بارگذاری فوق بصورت حداقلی بوده و با توجه به جزئیات و مصالح عرف مورد استفاده می باشد و در صورت وجود جزئیات غیرعرف یا خاص، برای ساختمان(به عنوان مثال کف سازی ویژه و یا استفاده از نمای خاص)، محاسب پروژه موظف به افزایش مقادیر بارگذاری طبق جزئیات می باشد.

دیوارهای پیرامونی



نوع لایه	ضخامت (m)	تعداد	وزن واحد حجم (Kg/m^3)	وزن واحد سطح (Kg/m^2)
سنگ گرانیت	0.02	1	2800	56.00
ملات ماسه و سیمان	0.020	1	2100	42.00
آجرکاری با آجر مجوف و ملات ماسه و سیمان	0.07	2	850	119.00
پلی استایرن	-	-	-	15.00
اندود گچ و خاک	0.02	1	1600	32.00
اندود گچ سفید	0.015	1	1300	19.50
				$\sum = 283.50 \frac{Kg}{m^2}$

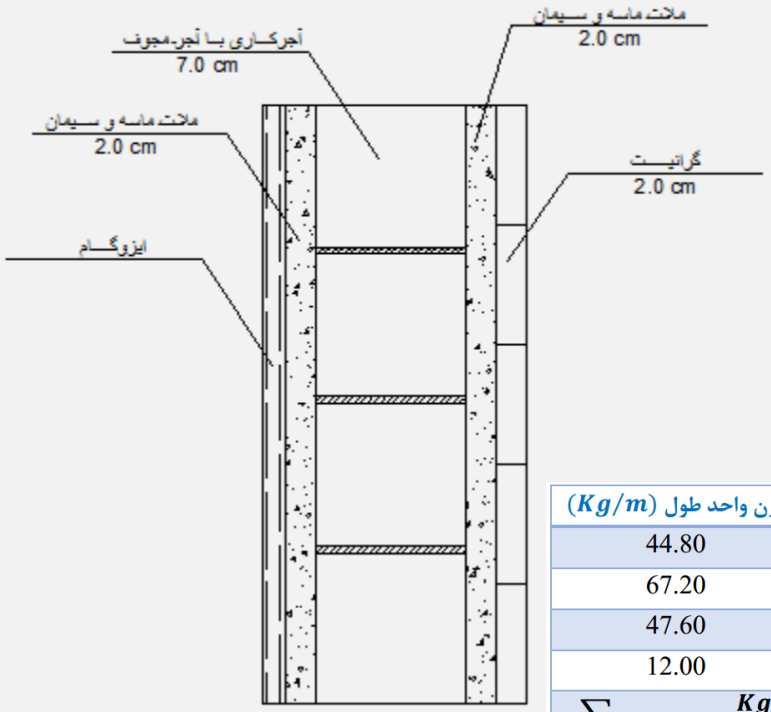
دیوارهای جداکننده (تیغه ها)



نوع لایه	ضخامت (m)	تعداد	وزن واحد حجم (Kg/m^3)	وزن واحد سطح (Kg/m^2)
اندود گچ سفید	0.015	2	1300	39.00
اندود گچ و خاک	0.02	2	1600	64.00
آجرکاری با آجر مجوف و ملات ماسه و سیمان	0.07	1	850	59.50
				$\sum = 162.50\ \frac{Kg}{m^2}$

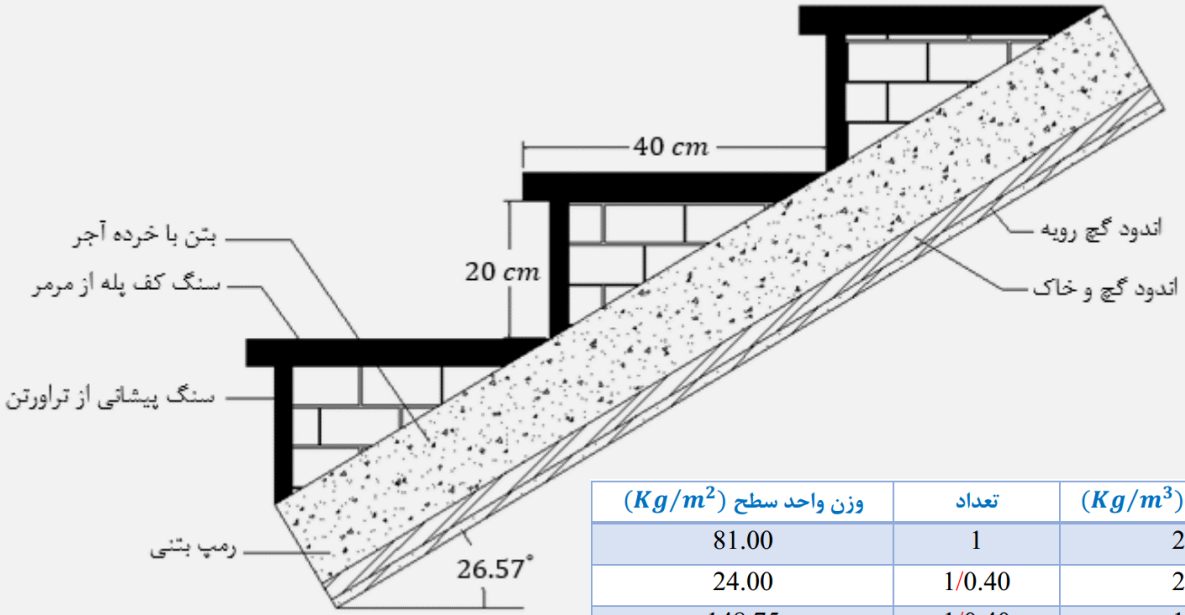
مطابق با مبحث ششم مقررات ملی، چنانچه بار دیوارهای جداکننده کمتر از ۲۰۰ Kg/m^2 باشد می توان به عنوان بار زنده و به صورت گسترده در سطح پخش نمود.

جان پناه



نوع لایه	ضخامت (m)	تعداد	ارتفاع (m)	وزن واحد حجم (Kg/m^3)	وزن واحد طول (Kg/m)
سنگ گرانیت	0.02	1	0.80	2800	44.80
ملات ماسه و سیمان	0.02	2	0.80	2100	67.20
آجرکاری با آجر مجوف و ملات ماسه و سیمان	0.07	1	0.80	850	47.60
ایزوگام	-	-	-	-	12.00
					$\sum = 171.60\ \frac{Kg}{m}$

بار مرده راه پله



نوع لایه	ضخامت (m)	وزن واحد حجم (Kg/m^3)	تعداد	وزن واحد سطح (Kg/m^2)
سنگ مرمر کف پله	0.03	2700	1	81.00
سنگ تراورتن پیشانی	$0.20 \times 0.02 = 0.004$	2400	1/0.40	24.00
بتن با خرده آجر	0.035	1700	1/0.40	148.75
بتن رمپ	0.10	2500	1/cos26.57	178.90
اندود گچ و خاک	0.02	1600	1/cos26.57	35.80
اندود گچ رویه	0.01	1300	1/cos26.57	14.60
				$\sum \approx 485\ kgf/m^2$

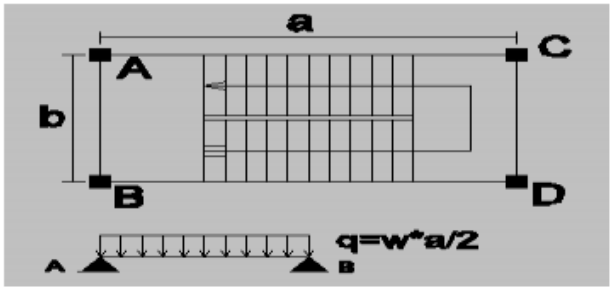
بار راه پله

- بـار مـرده ی یکنواخـت اعمـالی بـه تیرهـای پـاگرد یـا تـراز طبقـه، حـدوداً ۱۵۰۰ کیلوگرم بر مترِ طول تیـر مـیباشـد کـه البتـه بـا احتسـاب ۷۰۰ کیلـوگرم بـر متـر بـه ازای بار دیـوار روی تیـر (در صـورت وجـود) ایـن بـار بـه حـدود ۲۲۰۰ کیلـوگرم بـر متـر خواهد رسید.
- بـه عنـوان یـک روش کمکـی دیگـر، وزن هـر گـام از پلـه های معمول به عـرض یـک متـر حـدوداً ۲۵۰ کیلـوگرم مـیباشـد

اشتباه اسکلت کار در اجرای اسکلت شمشیری پله و افزایش حدود ۲ برابری وزن راه پله فقط به دلیل درست اجرا نکردن شیب شمشیری ها

بار راه پله

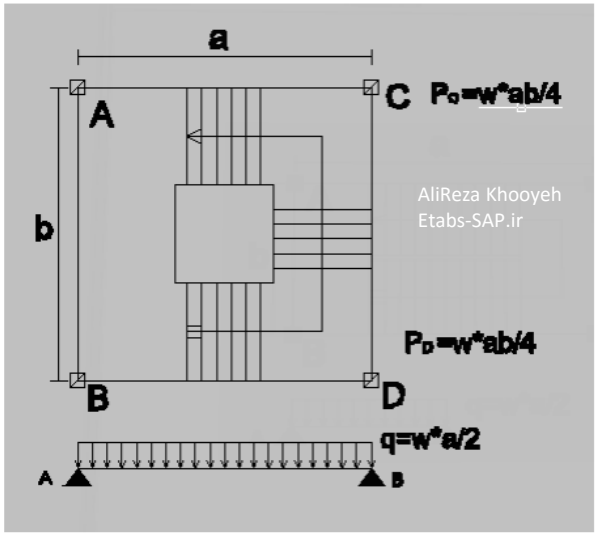
پله دو طرفه:



راه‌پله دو طرفه همانند دال یکطرفه بار را پخش می‌کند. لذا در پله دو طرفه بار در روی تیرهای AB و CD در تراز طبقات اعمال می گردد.

پله سه طرفه:

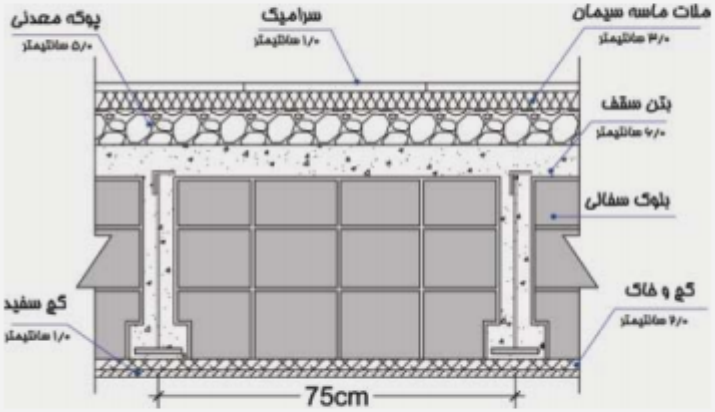
در پله سه طرفه فقط تیر ABبار خطی در تراز طبقات خواهد داشت، که مقدار آن نصف کل بار راه پله خواهد بود و به ستونهای Cو Dبار محوری در تراز طبقات یک چهارم کل بار راهپله وارد خواهد شد



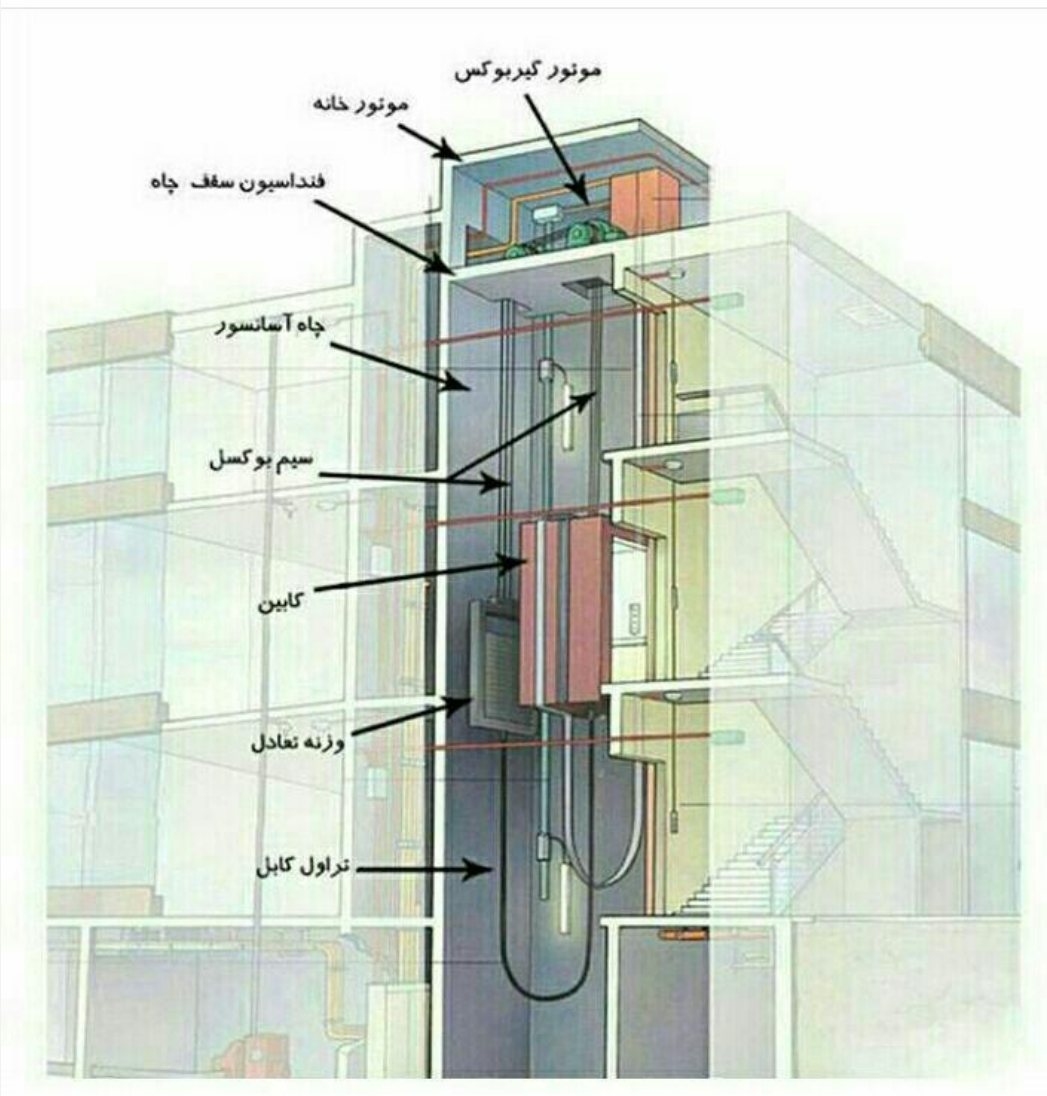
بار سقف کرمیت

- بار مرده کف از دیتایل زیر محاسبه می‌شود:

نام بار	وزن واحد حجم kg/m^3	ضخامت به متر	وزن واحد سطح kg/m^2
سرامیک	۲۱۰۰	۰/۰۱	۲۱
ملات ماسه سیمان	۲۱۰۰	۰/۰۳	۶۳
پوکه معدنی	۶۰۰	۰/۰۵	۳۰
وزن دال بتنی	۲۵۰۰	۰/۰۶	۱۵۰
وزن تیرچه بتنی	۲۵۰۰	۰/۱×۰/۲×۱/۳۳	۶۷
بلوک سفالی	هر عدد ۱۲ kg	۶/۶ عدد	۸۰
گچ وخاک	۱۶۰۰	۰/۰۲	۳۲
گچ سفید	۱۳۰۰	۰/۰۱	۱۳
بار معادل تیغه‌بندی			۱۲۰
مجموع			۵۷۶ ≈ ۵۸۰



اجزای آسانسور



بار آسانسور

۶-۵-۵-۴ **سازه‌های نگهدارنده آسانسورها**: وزن اتاقک، ماشین‌آلات، وزنه تعادل و بار زنده ناشی از وزن مسافران و وسایل باید در ضریب ۲ ضرب شوند، مگر آنکه بارهای اسمی ارائه شده توسط سازنده در ضریبی حداقل برابر این مقدار ضرب شده باشد.

طبق توصیه مبحث ششم، در محاسبه بار زنده و مرده آسانسور، ضریب افزایش 2 اعمال می شود. یعنی کلیه بارهای وارد بر اسانسور اعم از زنده و یا مرده دو برابر در نظر گرفته می شود. در صورت عدم دسترسی به اطلاعات برای آسانسور تا ظرفیت 8 نفر بار مرده آسانسور و کلیه متعلقات آن را حدود 1200 کیلوگرم در نظر می گیرند. بار زنده و ابعاد چاه آسانسور براساس مبحث پانزدهم مقررات ملی ساختمان به قرار زیر است:

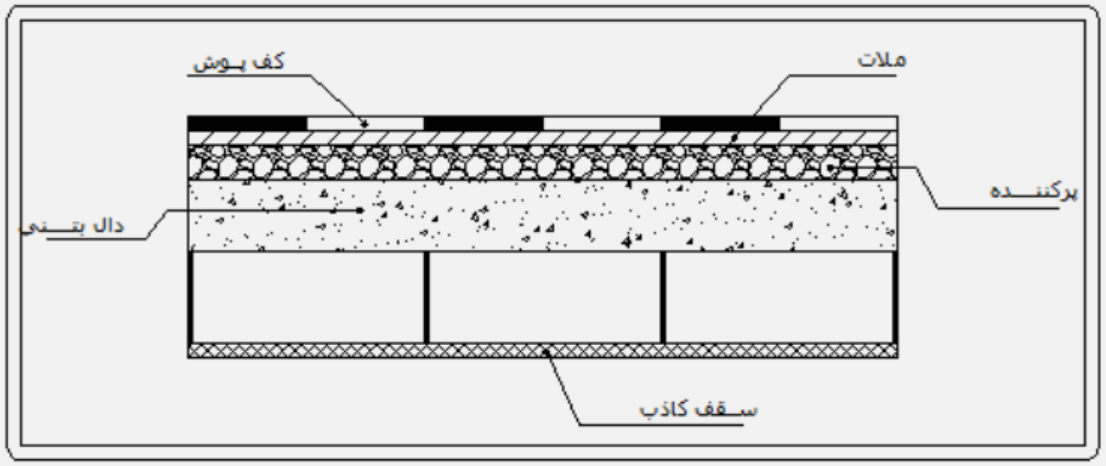
8x75=600

وزن هر انسان در حدود ۷۵ کیلوگرم در نظر گرفته می شود

نوع بار	آسانسور	سکو	موتورخانه	مجموع (kgf)	بار متمرکز (kgf)
بار مرده	2 × 1200	(2.20 × 2.20) × 0.20 × 2500	(2.20 × 2.20) × 0.20 × 2500	7240.000	1810.000
بار زنده	2 × 600	–	(2.20 × 2.20) × 750	4830.000	1207.500

بارمرده ی دال بتنی

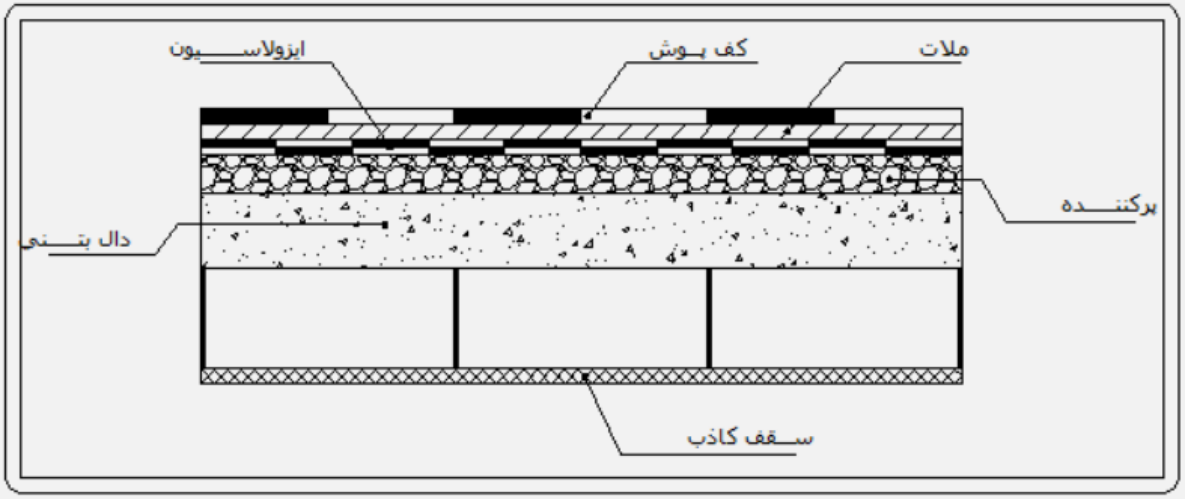
$$h_{min} = \frac{۱}{۱۶۰} \times ۲ \times (۴.۷۰ + ۴.۶۰) = ۰.۱۱\ m$$



مصالح مصرفی	وزن مخصوص $(kg/m^۳)$	ضخامت (m)	تعداد	شدت بار $(kg/m^۲)$
سرامیک	۲۱۰۰	۰.۰۰۵	۱	۱۰.۵
ملات ماسه و سیمان	۲۱۰۰	۰.۰۲۵	۱	۵۲.۵
بتن سبک با پوکه معدنی و سیمان	۱۳۰۰	۰.۰۵	۱	۶۵
دال بتن مسلح	۲۵۰۰	۰.۱۵	۱	۳۷۵
سقف کاذب با اندود گچی	۵۰			۵۰
			$\sum = ۵۵۳\ kg/m^۲$	

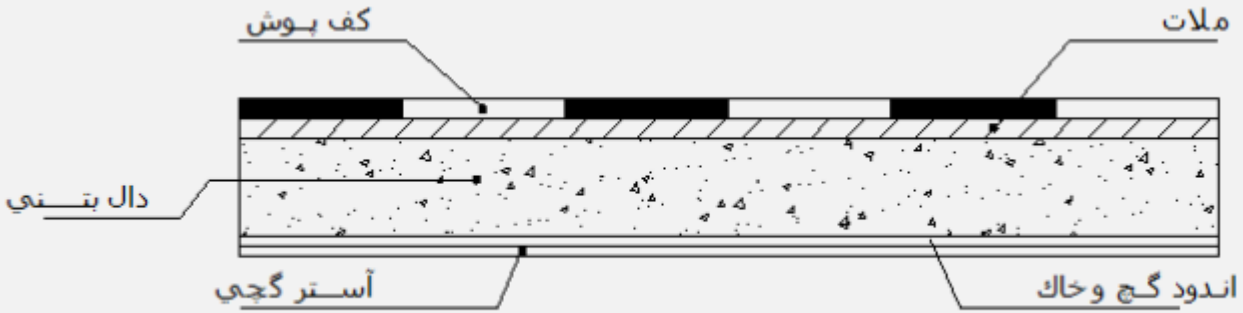
0938 290 4800 Etabs-Education.ir مهندس علیرضا خویه دوره آموزش Etabs

بارمرده ی کف بام



مصالح مصرفی	وزن مخصوص (kg/m^3)	ضخامت (m)	تعداد	شدت بار (kg/m^2)
موزائیک سیمانی	۲۲۵۰	۰.۰۲	۱	۴۵
ملات ماسه و سیمان	۲۱۰۰	۰.۰۲۵	۱	۵۲.۵
قیر وگونی اندود دولا	۱۵			۱۵
بتن سبک با پوکه معدنی و سیمان	۱۳۰۰	۰.۰۵	۱	۶۵
دال بتن مسلح	۲۵۰۰	۰.۱۵	۱	۳۷۵
سقف کاذب با اندود گچی	۵۰			۵۰
$\sum = ۶۰۲.۵\ kg/m^2$				

بارمرده کف ها



مصالح مصرفی	وزن مخصوص (kg/m^2)	ضخامت (m)	تعداد	شدت بار (kg/m^2)
سرامیک	۲۱۰۰	۰.۰۰۵	۱	۱۰.۵
ملات ماسه و سیمان	۲۱۰۰	۰.۰۲۵	۱	۵۲.۵
دال بتن مسلح	۲۵۰۰	۰.۱۵	۱	۳۷۵
ملات گچ و خاک	۱۶۰۰	۰.۰۲۵	۱	۴۰
سفید کاری با ملات گچ	۱۳۰۰	۰.۰۰۵	۱	۶.۵
$\sum = ۴۸۴.۵۰ \ kg/m^2$				

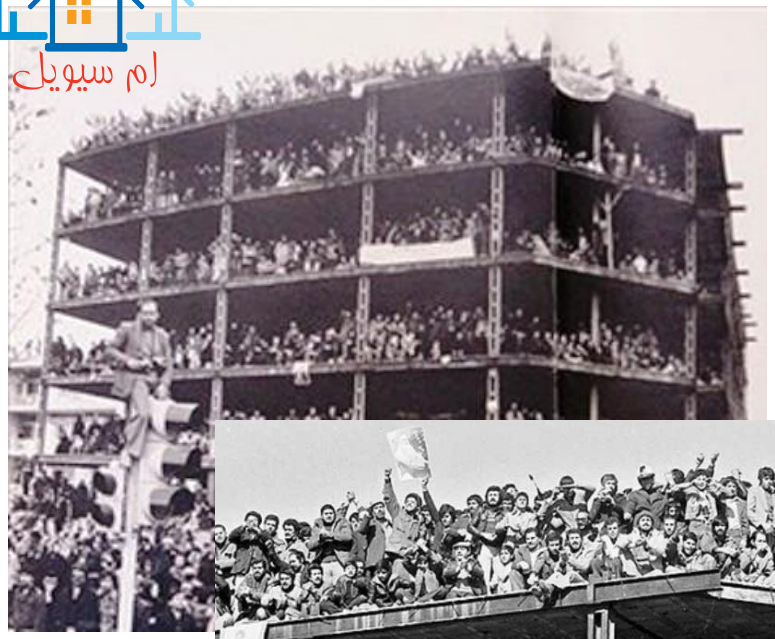
بارهای مرده

- در صورتی که سقف سازه از نوع کامپوزیت و بدون شمعبندی باشد، علاوه بر بار مرده ی Dکه مختص وزن بتن سقف خواهد بود که تیرهای فولادی باید به تنهایی تحمل آن را داشته باشند، لازم است بار مردهی SDنیز تعریف شود که مختص وزن کفسازی بوده و بعد از گیرش بتن به تیر مرکب اعمال میشود.

بار Mass یا Wall

- این بار جهت تصحیح وزن لرزه ای سازه لحاظ می شود و در هیچ یک از ترکیب بارهای طراحی درنظر گرفته نمی شود.
- جرم هر طبقه علاوه بر بار مرده و زنده ی کف ها، از نصف جرم دیوارهای پیرامونی طبقه ی مذکور و طبقه ی پایین تشکیل شده است.
- در طبقه ی بام برای لحاظ کردن جرم دیوارهای پیرامونی طبقه ی زیرین در جرم لرزه ای بام، بار Mass را از نوع other وارد می کنیم.

ام سیویل



بارهای زنده

بارزنده ی کف طبقات

- جدول ۶-۵-۱ مبحث ششم

بارزنده بالکن ها

- امکان دارد از بالکن ها به عنوان انباری استفاده شود:

۶-۳	بالکن‌ها	۱٫۵ برابر بار زنده کف اتاق‌های متصل به آنها. لازم نیست بیش از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع در نظر گرفته شود.	—

0938 290 4800 Etabs-Education.ir مهندس علیرضا خویه دوره آموزش Etabs

بارزنده ی تیغه های معادل شده

- وزن واحد سطح دیوارهای جداکننده را را در ارتفاع طبقه ضرب می کنیم تا وزن واحد طول دیوارها حاصل شود.
- وزن واحد طول دیوارها را در طول کل دیوارهای داخلی ضرب می کنیم و سپس تقسیم بر سطح کل طبقه می کنیم.
- این بار را در طبقات به صورت بار گسترده وارد می کنیم.

بار برف

بار برف بنا به تعریف وزن لایه برفی است که براساس آمار موجود در منطقه احتمال تجاوز آن در سال کمتر از 2 درصد (دوره بازگشت 50 سال) باشد.

بار برف موضوع فصل هفتم مبحث ششم (ویرایش 1392) می باشد. مبحث ششم براساس جامعه آماری از هر منطقه، کل کشور را به شش منطقه تقسیم بندی کرده است که باید با توجه به شهر محل پروژه میزان بار برف را برای هر پروژه بدست آوریم.

منطقه 1 : مناطق با برف نادر	25 دکانیوتن بر مترمربع
منطقه 2 : مناطق با برف کم	50 دکانیوتن بر مترمربع
منطقه 3 : مناطق با برف متوسط	100 دکانیوتن بر مترمربع
منطقه 4 : مناطق با برف زیاد	150 دکانیوتن بر مترمربع
منطقه 5 : مناطق با برف سنگین	200 دکانیوتن بر مترمربع
منطقه 6 : مناطق با برف فوق سنگین	300 دکانیوتن بر مترمربع

$$\rightarrow \quad P_g = 150 \ kgf/m^2$$

بار برف

جدول ۶-۷-۱ تقسیم‌بندی شهرهای کشور از نظر بار برف

ردیف	شهر	منطقه	ردیف	شهر	منطقه
۱	آستارا	۵	۳۱	بوشهر	۱
۲	اراک	۴	۳۲	بیجار	۴
۳	اردبیل	۵	۳۳	بیرجند	۲
۴	اردستان	۲	۳۴	پیرانشهر	۵
۵	ارومیه	۴	۳۵	تبریز	۴
۶	اسلام آباد غرب	۴	۳۶	تربت جام	۴
۷	اصفهان	۳	۳۷	تربت حیدریه	۳
۸	الیگودرز	۵	۳۸	تکاب	۴
۹	امیدیه	۱	۳۹	تهران جنوب	۴
۱۰	انار	۲	۴۰	تهران شمال	۴
۱۱	اهر	۴	۴۱	جاسک	۱
۱۲	اهواز	۲	۴۲	جلفا	۴
۱۳	ایرانشهر	۱	۴۳	جیرفت	۲
۱۴	ایلام	۴	۴۴	چابهار	۱
۱۵	ایوان غرب	۳	۴۵	خاش	۱
۱۶	آبادان	۲	۴۶	خدابنده	۴
۱۷	آباده	۳	۴۷	خرم آباد	۴
۱۸	آبعلی	۵	۴۸	خرم دره	۴
۱۹	آستانه اشرفیه	۵	۴۹	خلخال	۵
۲۰	انزلی	۴	۵۰	خور بیابانک	۱
۲۱	بافت	۳	۵۱	خور بیرجند	۲
۲۲	بافق	۲	۵۲	خوی	۴
۲۳	بانه	۵	۵۳	داران	۵
۲۴	بجنورد	۴	۵۴	درود	۵
۲۵	بروجرد	۴	۵۵	دزفول	۳
۲۶	بستان	۲	۵۶	دهلران	۳
۲۷	بشرویه	۲	۵۷	دوگنبدان	۲
۲۸	بم	۲	۵۸	رامسر	۴
۲۹	بندرعباس	۱	۵۹	رامهرمز	۲
۳۰	بندر لنگه	۱	۶۰	رباط پشت بام	۲

ادامه جدول ۶-۷-۱ تقسیم‌بندی شهرهای کشور از نظر بار برف

ردیف	شهر	منطقه	ردیف	شهر	منطقه
۶۱	رشت	۵	۹۱	کاشان	۳
۶۲	رفسنجان	۳	۹۲	کاشمر	۲
۶۳	روانسر	۴	۹۳	کرج	۴
۶۴	زابل	۲	۹۴	کرمان	۳
۶۵	زرینه اوباتو	۵	۹۵	کرمانشاه	۴
۶۶	زنجان	۴	۹۶	کنگاور	۴
۶۷	سبزوار	۳	۹۷	کهنوج	۱
۶۸	سراب	۴	۹۸	کوهرنگ	۶
۶۹	سراوان	۱	۹۹	گرگان	۳
۷۰	سرپل ذهاب	۳	۱۰۰	گرمسار	۳
۷۱	سرخس	۳	۱۰۱	گلپایگان	۵
۷۲	سردشت	۶	۱۰۲	گلمکان	۴
۷۳	سقز	۵	۱۰۳	گناباد	۲
۷۴	سمنان	۳	۱۰۴	لار	۱
۷۵	سنندج	۴	۱۰۵	ماکو	۴
۷۶	سیرجان	۴	۱۰۶	مراغه	۴
۷۷	شاهرود	۳	۱۰۷	مریوان	۵
۷۸	شهر بابک	۳	۱۰۸	مسجدسلیمان	۳
۷۹	شهر کرد	۴	۱۰۹	مشهد	۴
۸۰	شیراز	۳	۱۱۰	ملایر	۴
۸۱	طبس	۲	۱۱۱	مهاباد	۴
۸۲	فردوس	۲	۱۱۲	میانه	۴
۸۳	فسا	۳	۱۱۳	نایین	۲
۸۴	فیروز کوه	۴	۱۱۴	نهاوند	۴
۸۵	قائن	۲	۱۱۵	نهبندان	۲
۸۶	قراخیل	۴	۱۱۶	نیشابور	۴
۸۷	قروه	۴	۱۱۷	همدان	۴
۸۸	قزوین	۴	۱۱۸	همدان نوژه	۴
۸۹	قم	۳	۱۱۹	یاسوج	۴
۹۰	قوچان	۴	۱۲۰	یزد	۲

بار برف

برای محاسبه بار برف باید از رابطه 6-7-1 مبحث ششم باید برداشت شود. این رابطه بدین شرح می باشد:

$$P_r = 0.7C_sC_tC_eI_sP_g$$

I_s : ضریب اهمیت ساختمان از نظر بار برف که مطابق جدول 6-1-2 مبحث ششم باید برداشت شود. برای برداشت این ضریب از جدول 6-1-2 ابتدا باید گروه خطرپذیری ساختمان را مطابق جدول 6-1-1 برداشت نماییم. با توجه به اینکه کاربری ساختمان آموزشی تلقی می شود، لذا مطابق جدول 6-1-1 گروه خطرپذیری برای این پروژه گروه 2 می باشد. حال با مراجعه به جدول 6-1-2 ضریب اهمیت ساختمان از نظر بار برف برابر 1.1 میباشد.

C_e : ضریب برفگیر که باید مطابق بخش 6-7-4 محاسبه شود. چنانچه فرض نماییم که ارتفاع این ساختمان از ساختمانهای اطراف بیشتر باشد، لازم است که برای تشخیص حالت برفگیر بودن این ساختمان محاسباتی را انجام دهیم. تنها مانعی که برای بام وجود دارد جانپناه است. ارتفاع جانپناه برابر 80 سانتیمتر میباشد. ارتفاع برف متوازن از رابطه زیر محاسبه میشود:

$$h_b = P_r/\gamma$$

در رابطه فوق مقدار P_r را باید از رابطه 6-7-1 مبحث ششم محاسبه نماییم. برای این کار باید یک عملیات سعی و خطا صورت گیرد. مقدار γ وزن مخصوص برف میباشد و از رابطه زیر بر حسب کیلونیوتن بر مترمکعب محاسبه میشود:

$$\gamma = 0.43P_g + 2.20 = (0.43 \times 1.50) + 2.20 = 2.845\ kN/m^3$$

مقدار فوق از حداکثر مقدار مبحث ششم که برابر $4.70\ kN/m^3$ میباشد کمتر است. در فرض اولیه مقدار P_r را به شرح زیر محاسبه می کنیم :

$$P_r = 0.70 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.10 \times 150 = 115.50\ kgf/m^2 = 1.155\ kN/m^2$$

در نهایت مقدار ارتفاع برف متوازن برابر است با:

$$h_b = \frac{P_r}{\gamma} = \frac{1.155}{2.845} = 0.406\ m$$

چنانچه عدد بدست آمده را با ارتفاع جانپناه مقایسه کنیم، خواهیم دید که از ارتفاع جانپناه کمتر است لذا این بام نمی تواند در گروه بامهای برف ریز قرار گیرد. همچنین با توجه به اینکه فرض شده است این ساختمان بلندتر از ساختمانهای اطراف است لذا این بام نمی تواند در دسته گروه برف گیر قرار گیرد. در نهایت می توانیم این بام را، بام نیمه برف گیر تلقی نماییم.

در روابط اخیر مقدار P_r با فرض اینکه کلیه ضرایب برابر واحد باشند محاسبه شده اند. در انتهای کار چنانچه یکی از ضرایب غیر از 1.0 باشند لازم است مجددا این رابطه را اصلاح و مقدار ارتفاع برف متوازن را محاسبه و با ارتفاع موانع (جانپناه) مقایسه کنیم. در طی این عمل ممکن است تغییراتی در ضریب برف گیر ایجاد شود.

مطابق بند 6-7-4-1 مبحث ششم ساختمانهای شهری جزء گروه ناهمواری زیاد تلقی می شوند. با مراجعه به جدول 6-7-2 و مطابق با مطالب گفته شده، ضریب برف گیر برای این پروژه با شرایط بام نیمه برف گیر و گروه ناهمواری محیطی زیاد برابر 1.0 می باشد $(C_e = 1.0)$.

C_t : ضریب شرایط دمایی که باید مطابق بخش 6-7-5 محاسبه شود. این ضریب را می توانیم براساس جدول 6-7-3 مبحث ششم برداشت نماییم. گزینه اول این جدول موردنظر ما می باشد و لذا مطابق این جدول، ضریب شرایط دمایی برای این پروژه برابر 1.0 می باشد $(C_t = 1.0)$.

C_s : ضریب شیب که باید مطابق بخش 6-7-6 محاسبه شود. با توجه به اینکه در این پروژه از بام مسطح استفاده می شود لذا مقدار ضریب شیب برابر 1.0 می باشد $(C_s = 1.0)$.

بار برف

با توجه به ضرایب بدست آمده مقدار بار برف برابر است با:

$$P_r = 0.70 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.10 \times 150 = 115.50 \ kgf/m^2$$

بارگذاری باد

مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان فشار خارجی وارده بر ساختمانهای ناشی از بار باد از رابطه زیر تعیین می شود:

$$p = I_w q C_e C_g C_p$$

که در این رابطه، P فشار خارجی است که به صورت استاتیکی در جهت عمود بر سطح چه در حالت فشار وارد بر سطح و چه مکش به سمت خارج از سطح عمل می کند. پارامترهای دخیل در این رابطه را در ادامه همراه با نحوه تعیین آنها شرح خواهیم داد.

فشار مبنای باد (q)

فشار مبنای باد برحسب کیلونیوتن بر مترمربع از رابطه زیر تعیین می شود:

$$q = 0.0000613V^2$$

در رابطه اخیر، V سرعت مبنای باد برحسب کیلومتر بر ساعت بوده که در جدول 6-10-2 مبحث ششم برای هر منطقه در کشور ارائه شده است.

ضریب بادگیری (C_e)

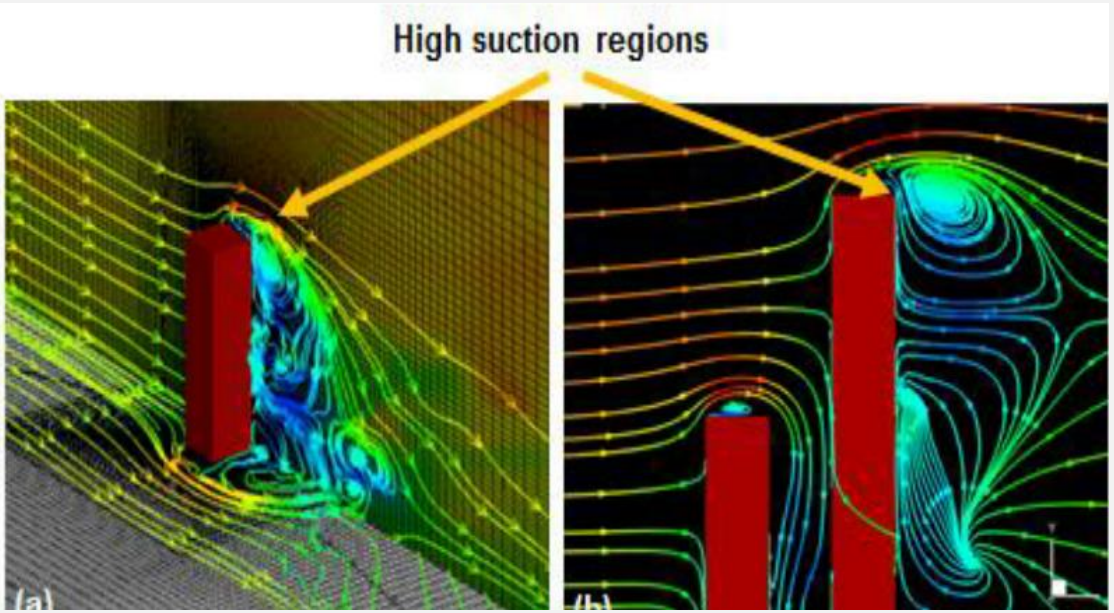
مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان این ضریب برای دو حالت ارائه شده است. حالت اول زمانی است که ساختمان در مناطق غیرشهری و تراکم پراکنده درختان باشد و حالت دوم برای ساختمانهایی است که در مناطق داخل شهری قرار دارد. با توجه به اینکه پروژه مورد بررسی در مناطق داخل شهری می باشد لازم است که از بند 6-10-6-1-ب مبحث ششم استفاده کنیم. مطابق این بند رابطه تعیین ضریب بادگیری بدین شرح است :

$$C_e = 0.70\left(\frac{h}{12}\right)^{0.3} \geq 0.70$$

باربار

جدول ۶-۱۰-۲ سرعت و فشار مبنای باد

ردیف	نام ایستگاه	سرعت مبنای باد (V) کیلومتر بر ساعت	فشار مبنا (q) کیلو نیوتن بر متر مربع
۱	آبادان	۹۰	۰.۴۹۶
۲	آباده	۱۰۰	۰.۶۱۳
۳	آبعلی	۱۱۰	۰.۷۴۱
۴	اراک	۹۰	۰.۴۹۶
۵	اردبیل	۱۳۰	۱.۰۳۶
۶	ارومیه	۹۰	۰.۴۹۶
۷	آغاجاری	۱۱۰	۰.۷۴۱
۸	اصفهان	۱۱۰	۰.۷۴۱
۹	امیدیه	۱۱۰	۰.۷۴۱
۱۰	اهواز	۱۱۰	۰.۷۴۱
۱۱	ایرانشهر	۱۱۰	۰.۷۴۱
۱۲	بابلسر	۱۰۰	۰.۶۱۳
۱۳	بجنورد	۱۳۰	۱.۰۳۶
۱۴	بم	۱۱۰	۰.۷۴۱
۱۵	بندر انزلی	۱۱۰	۰.۷۴۱
۱۶	بندر عباس	۱۰۰	۰.۶۱۳
۱۷	بندر لنگه	۹۰	۰.۴۹۶
۱۸	بوشهر	۱۰۰	۰.۶۱۳
۱۹	بیرجند	۹۰	۰.۴۹۶
۲۰	پارس آباد مغان	۱۰۰	۰.۶۱۳
۲۱	تبریز	۱۱۰	۰.۷۴۱
۲۲	تربت حیدریه	۸۰	۰.۳۹۲
۲۳	تهران	۱۰۰	۰.۶۱۳
۲۴	جاسک	۱۰۰	۰.۶۱۳
۲۵	جزیره سیری	۱۱۰	۰.۷۴۱
۲۶	جزیره کیش	۱۰۰	۰.۶۱۳
۲۷	چابهار	۹۰	۰.۴۹۶
۲۸	خرم آباد	۸۰	۰.۳۹۲
۲۹	خوی	۹۰	۰.۴۹۶



باربادی

در رابطه اخیر، h برابر ارتفاع مبنا یا متوسط از روی سطح زمین می باشد. برای نحوه تعیین این ارتفاع در وجوه ساختمان ابتدا لازم است که تشخیص داد که ساختمان مورد بررسی در دسته ساختمانهای کوتاه تلقی می شود و یا ساختمانهای بلند. مطابق مبحث ششم، چنانچه نسبت ارتفاع به عرض ساختمان کمتر از 0.50 و یا ارتفاع مبنا ساختمان کمتر از 20 متر باشد ساختمان در دسته ساختمانهای کوتاه بوده و در غیر این صورت در دسته ساختمانهای بلند تلقی خواهد شد. با توجه به ابعاد ساختمان موردنظر در این پروژه و با صرف نظر از قسمت خرپشته، خواهیم داشت:

$$\frac{H}{B} = \frac{20.80}{22.00} = 0.95 > 0.50$$

واضح است که ساختمان مورد بررسی در این پروژه از دسته ساختمانهای بلند تلقی خواهد شد. لذا برای تعیین مقدار h باید به بند 6-10-5-ب مبحث ششم مراجعه کرد. مطابق این بند، مقدار h حداقل برابر 6.0 متر و برای وجوه مختلف ساختمان برابر است با :

1. دیوارهای سمت باد (پشت به باد یا مکش): $h = 0.50H$
2. بام و دیوارهای جانبی: $h = H$
3. در ارتفاع z بالای سطح زمین و دیوار رو به باد: $h = z$

در روابط بالا H برابر ارتفاع متوسط ساختمان می باشد. چنانچه شیب بام کمتر از 7 درجه باشد ارتفاع تا لبه بام (یا جانپناه در صورت وجود) به عنوان ارتفاع متوسط در نظر گرفته می شود. می توان نتیجه گرفت که برای بامهای تخت این ارتفاع برابر ارتفاع از سطح کوچه تا لبه جانپناه می باشد.

ضریب اثر جهشی باد (C_g)

مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، ضریب اثر جهشی باد برای چهار حالت مختلف ارائه شده است. این ضریب را باید طبق بند 6-10-6-4-الف مبحث ششم تعیین کنیم. با توجه به حالت (الف) این بند، مقدار این ضریب برابر است با :

$$C_g = 2.0$$

ضریب فشار خارجی (C_p)

آخرین ضریبی که باید محاسبه شود ضریب فشار خارجی میباشد. این ضریب در بند 6-10-6-5 مبحث ششم مقررات ملی ساختمان عنوان شده است. با توجه به نتیجه گرفته شده در مرحله محاسبه ضریب بادگیری، ساختمان مذکور از دسته ساختمانهای بلند تلقی خواهد شد. لذا برای این قسمت لازم است که از شکل 6-10-7 مبحث ششم برای برداشت ضرایب فشار خارجی استفاده کنیم. مطابق شکل 6-10-7 مبحث ششم خواهیم داشت :

موقعیت دیوار	C_p
برای وجوه رو به باد (فشاری)	0.80
برای وجوه پشت به باد (مکش)	-0.50
برای وجوه موازی با باد (مکش)	-0.70
برای بام (مکش)	-1.00

مقادیر ضرایب فشار خارجی

اعمال باد براساس آیین نامه ASCE7-10

Etabs-Education.ir

$$q_z = 0.005 V^2 K_z K_{zt} K_d I$$

سرعت مبنا براساس مایل بر ساعت

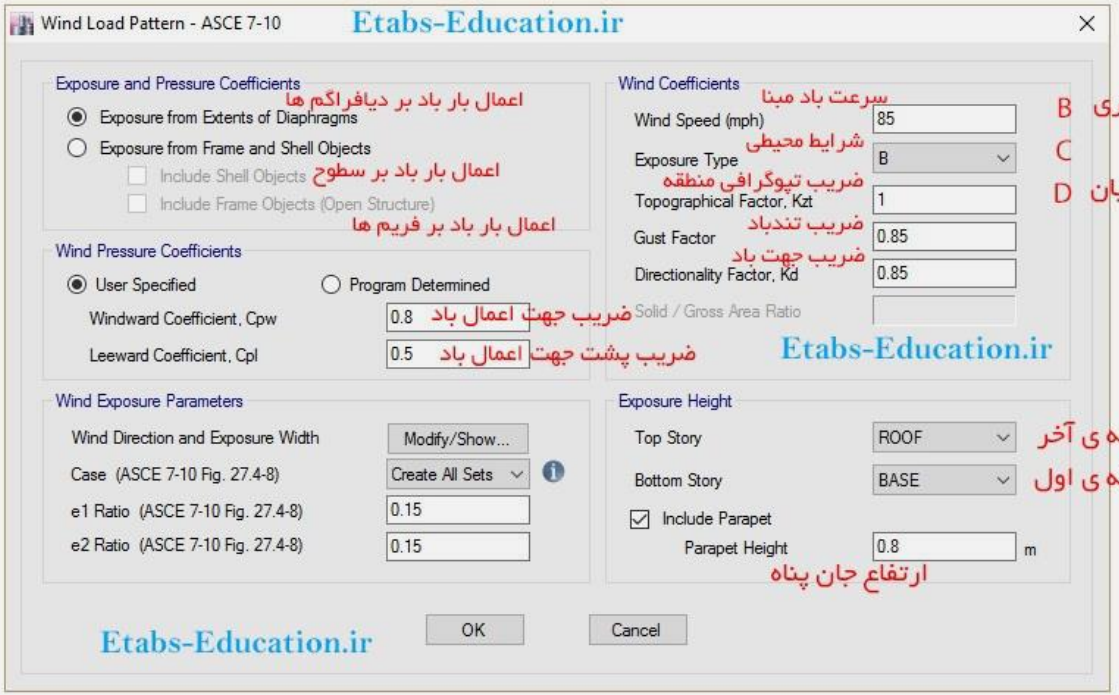
یک کیلومتر تقریبا ۰٫۶ مایل می باشد

سرعت مبنای بادها در فصل دهم مبحث۶ بر اساس شهرهای کشور موجود است

تفاوت اساسی در سرعت باد آیین نامه ASCE و مبحث ششم وجود دارد

مبحث ششم از سرعت متوسط ساعتی استفاده می کند ولی آیین نامه ASCE از سرعت باد ۳ ثانیه استفاده می کند

بنا به پیشنهادات می بایست سرعت باد در ایران را باید تقسیم بر ۱٫۵ کنیم.



B مناطق انبوه شهری

C شرایط باز

D کنارساحل یا بیابان

خلاصه بارگذاری ثقلی

نوع بار	توضیحات
DL	معمولا برای کف طبقات ۲۰۰ و برای بام ۲۵۰ کیلوگرم بر مترمربع بار خطی دیوار ها= معمولا ۲۰۰کیلوگرم بر متر
LL20R	Reducible live Live Load 20% کف های مسکونی=۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع
LL20	Live Load 20% Live بار زنده ی بام از نوع کاهش نیافته می باشد= ۱۵۰کیلوگرم بر مترمربع بار زنده راه پله= معمولا ۵۰۰کیلوگرم بر مترمربع
LLp	Live است ولی در Mass Source ضریب ۱ می گیرد معمولا ۱۰۰کیلوگرم بر مترمربع
Mass	هم برای دیوارها و هم برای کف ها باید در نظر گرفته شود

بارزنده کاهش یافته

LOADS

Reduction in live load

Storey below the top most storey	Reduction, % of the live load
First	0
Second	10
Third	20
Fourth	30
Fifth to tenth	40
Over tenth	50

ام سیویل

بارگذاری زلزله

به روش استاتیکی معادل **Equivalent Lateral Force**

Earthquakes Don't Kill People, Buildings Do

زلزله انسان ها را نمی کشد، ساختمان ها می کشند...

FARS
Photo : Kamel Rouhi
FARS NEWS AGENCY

PHOTO:AHMAD KHORAM NEJAD

a Jamali

I SNA

SNA

www.mojepishro.com
photo by saeedi
دفن اجساد

ام سیویل

بررسی مشکلات سازه ای در زلزله های گذشته ی ایران
- علت خراب شدن و نشدن ساختمان ها

هدف آیین نامه ۲۸۰۰

انتظار میرود با تعیین حداقل ضوابط و مقررات ، ساختمانها در برابر زلزله های خفیف و متوسط بدون وارد شدن آسیب عمده سازه ای و در برابر زلزله های شدید بدون فروریختن قادر به مقاومت باشند .

زلزله های شدید (زلزله طرح)

$$T_R = \frac{1}{P} = \frac{t}{-\ln(1-R_t)} \rightarrow T_R = \frac{50}{-\ln(1-0.1)} = 474.6 \approx 475 \text{ سال}$$

زلزله های خفیف یا متوسط (زلزله سطح بهره برداری)

$$T_R = \frac{1}{P} = \frac{t}{-\ln(1-R_t)} \rightarrow T_R = \frac{50}{-\ln(1-99.5)} = 9.437 \approx 10 \text{ سال}$$

نیروی برش پایه (Base Shear)

نیروی برشی پایه در واقع نیرویی است که باید سازه را برای آن طراحی لرزه ای کرد .

$$V = C \times W \qquad C = \frac{A.B.I}{R}$$

$$V_{min} = 0.1AIW$$

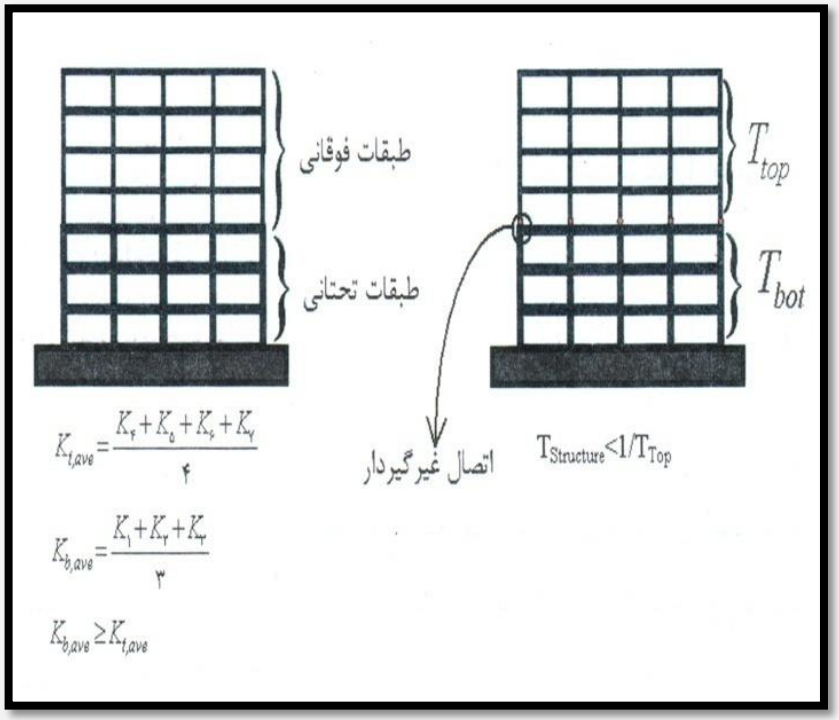
شتاب مبنای طرح (A) :

کمیتی است که به محل احداث ساختمان مربوط می شود .

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح
1	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰.۳۵
2	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰.۳
3	پهنه با خطر نسبی متوسط	0.25
4	پهنه با خطر نسبی کم	0.2

روش تحلیل استاتیکی معادل

(Static Equivalent Lateral Force Analysis)



دلایل استفاده از روش استاتیکی معادل :

۱- درک ساده این روش توسط مهندسین سازه .

۲- سرعت بالا در طراحی سازه .

محدودیت روش تحلیل استاتیکی معادل :

۱- ساختمانهای منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر .

۲- ساختمانهای نامنظم تا ۳ طبقه (منظم یا منظم)

۳- ساختمانهایی که در آنها سختی جانبی قسمت فوقانی بطور قابل ملاحظه ای کمتر از سختی قسمت تحتانی است .

درصد مشارکت بارهای ثقلی در محاسبه نیروی زلزله

میزان مشارکت بار زنده و بار برف در محاسبه نیروی جانبی زلزله:

$$W = W_{DL} + \alpha W_{LL}$$

محل بار زنده	درصد میزان بار زنده
بام های شیب دار با شیب 20% و بیشتر*	-----
بام های مسطح یا با شیب کمتر از 20%	20
ساختمان های مسکونی، اداری، هتل ها و پارکینگ ها	20
بیمارستان ها، مدارس، فروشگاه ها و ساختمان های محل اجتماع یا ازدحام	40
انبارها و کتابخانه ها	60
مخازن آب و سایر مایعات	100

* **در صورتی که احتمال ماندگار شدن برف بر روی این بام ها زیاد باشد، درصد مشارکت، مانند بام های مسطح در نظر گرفته شود.**

$$C = \frac{ABI}{R}$$

C: ضریب زلزله

A: نسبت شتاب مبنای طرح

R: ضریب رفتار ساختمان

I: ضریب اهمیت ساختمان

B: ضریب بازتاب زلزله

ضریب اهمیت و ضریب شتاب مبنای طرح

A: نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه خیزی مختلف

نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق مختلف کشور، براساس میزان خطر لرزه خیزی آنها، به شرح جدول زیر تعیین می شود.

توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح
پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	0.35
پهنه با خطر نسبی زیاد	0.3
پهنه با خطر نسبی متوسط	0.25
پهنه با خطر نسبی کم	0.2

I: ضریب اهمیت ساختمان

آیین نامه ۲۸۰۰ ، ساختمان ها را به چهار گروه با اهمیت های مختلف تقسیم کرده است. که ضریب اهمیت آنها از جدول زیر استخراج می شود.

طبقه بندی ساختمان	ضریب اهمیت
گروه ۱	1.4
گروه ۲	1.2
گروه ۳	1.0
گروه ۴	0.8

مفهوم شکل پذیری و مفصل پلاستیک

۱۰-۳-۲-۱ شکل‌پذیری

سازه‌های باربر لرزه‌ای بسته به آن‌که چه اندازه بتوانند در مقاطع خاصی از خود تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی را پذیرا باشند و این ویژگی را در بارگذاری‌های رفت و برگشتی حفظ کرده و با کاهش مقاومت و سختی قابل ملاحظه روبرو نشوند، شکل‌پذیر تلقی می‌گردند.

شکل‌پذیری قاب‌های خمشی معمولاً با ظرفیت دورانی که در گره‌های خود می‌توانند تجهیزکنند، سنجیده می‌شود. دوران یک گره با نسبت تغییرمکان نسبی طبقهٔ فوقانی آن گره به ارتفاع طبقه تعریف می‌شود. در این مبحث سه حد شکل‌پذیری برای قاب‌های خمشی فولادی و دو حد شکل‌پذیری برای قاب‌های مهاربندی‌شده در نظر گرفته شده و مقررات خاص طراحی هر یک از آنها ارائه شده است.

مفهوم شکل پذیری و مفصل پلاستیک

الف) حد شکل‌پذیری زیاد

در این حد شکل‌پذیری دوران نظیر تغییرمکان نسبی طبقه زیاد بوده و بخش قابل ملاحظه‌ای از آن فرا ارتجاعی است. در قاب‌های خمشی ویژه مشمول این رده، میزان دوران به حدی است که دوران نظیر تغییرمکان نسبی طبقه در آن به ۰/۰۴ رادیان برسد که حدوداً ۰/۰۳ رادیان آن فرا ارتجاعی باشد.

ب) حد شکل‌پذیری متوسط

در این حد شکل‌پذیری دوران نظیر تغییرمکان نسبی طبقه متوسط می‌باشد، به طوری‌که در قاب‌های خمشی میزان دوران تغییرمکان نسبی طبقه حداقل به ۰/۰۲ رادیان محدود می‌شود که دوران فرا ارتجاعی آن حدود ۰/۰۱ رادیان می‌باشد.

پ) حد شکل‌پذیری کم

در این حد شکل‌پذیری، دوران نظیر تغییرمکان نسبی طبقه کم می‌باشد و سازه عملاً تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی ندارد. به این علت در این نوع سازه‌ها ضوابط خاص طراحی برای زلزله محدود است.

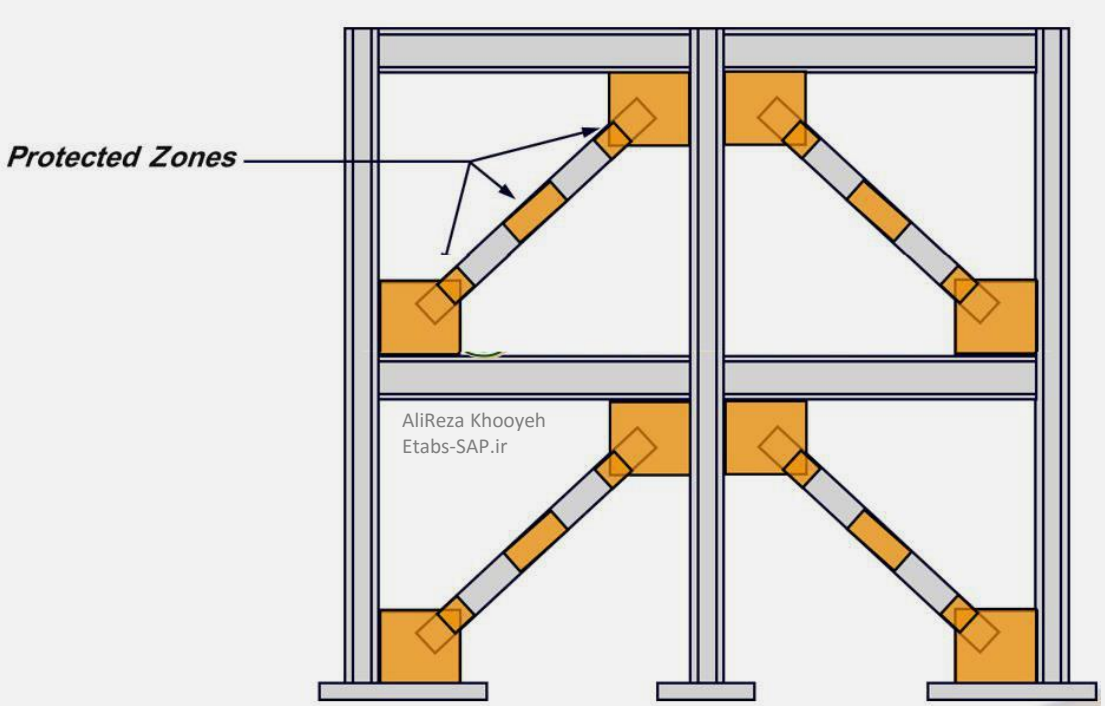
مفهوم شکل پذیری و مفصل پلاستیک

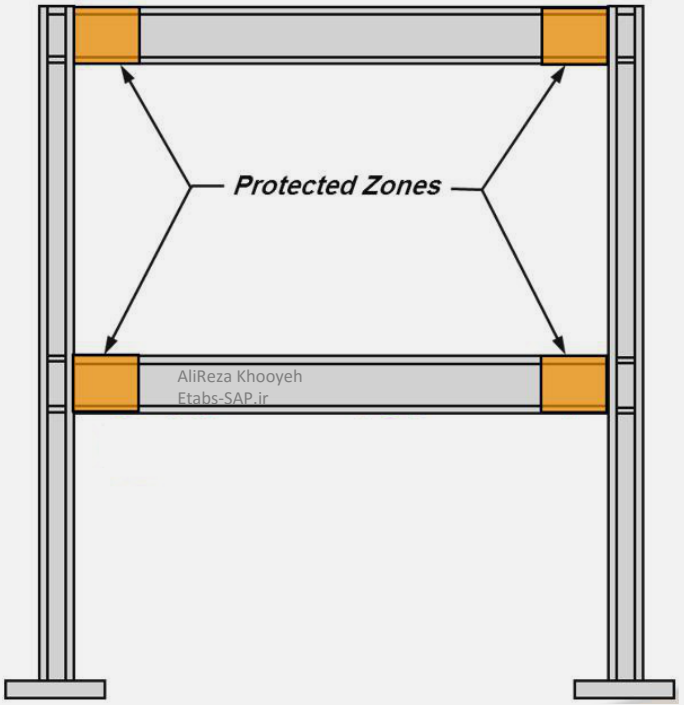
- در زمان وقوع زلزله اصل نیروی زلزله وارد بر سازه بصورت A.B.I.W می باشد. این نیرو بسیار بزرگ بوده و طراحی بر اساس آن منجر به بالا رفتن بی رویه ابعاد و اندازه اعضای سازه می شود.
- آیین نامه های زلزله با استفاده از " پتانسیل اتلاف انرژی سازه ها " در حوزه عملکرد غیر الاستیک، این مشکل را برطرف میکنند به این صورت که بسته به نوع سیستم سازه ای و اندازه گیری توان اتلاف انرژی آن، ضریبی به نام ضریب رفتار Rرا به آن سیستم سازه ای اختصاص می دهند، سپس نیروی A.B.I.Wرا بر ضریب رفتار Rتقسیم میکنند.
- به این صورت در زمان وقوع زلزله نیرو در اعضا حدوداً Rبرابر نیروی طراحی می باشد.لذا در بسیاری از اعضا تنش به حد تسلیم می رسد و در اعضا مفصل پلاستیک تشکیل می گردد.با افزایش تعداد مفاصل پلاستیک سازه وارد حوزه عملکرد غیر الاستیک خود می شود.از طرفی ضوابط شکل پذیری و طرح لرزه ای که در آیین نامه های فولاد و بتن آمده اند،به منظور تامین شرایط ایمن برای سازه در حین عملکرد در حوزه غیر الاستیک تنظیم شده اند.

- **مفصل پلاستیک:** در فولاد مقطعی است که تارهای آن به حد جاری شدن رسیده اند و در بتن مقطعی است که میلگردهای کششی آن تسلیم شده باشند. (Hinge)

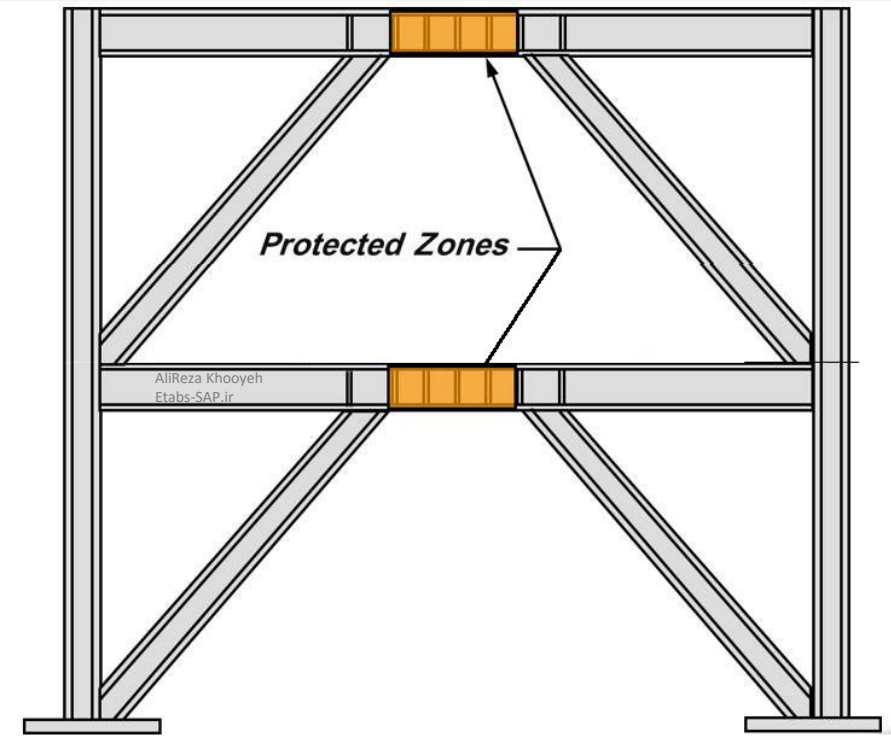
- **شکل پذیری**: قابلیت جذب و استهلاک انرژی سیستم در حوزه عملکرد غیر الاستیک سازه تحت اثر بارهای تناوبی بدون آنکه در سازه افت مقاومت قابل ملاحظه ای ایجاد شده باشد

فیوزهای سازه





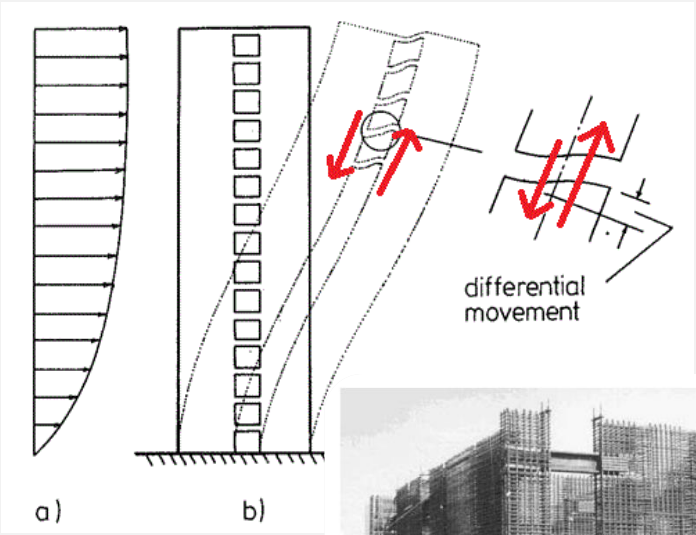
فیوز های سازه

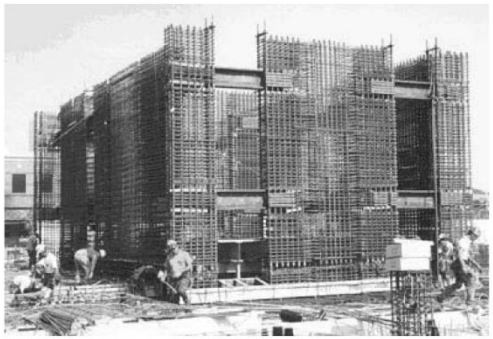


فیوزهای سازه

- دیوار برشی کوپله (همبند)

در دیوار برشی کوپله، دو دیوار برشی مجزا توسط تیرهای همبند، به هم متصل می شوند. تیر همبند در دیوار برشی کوپله به عنوان خط اول دفاع بوده و همچون **فیوز برشی** عمل می نماید و اولین مفصل پلاستیک در آن تشکیل می شود، بنابراین رفتار مناسب آن جهت بهبود عملکرد سازه در برابر زلزله دارای اهمیت زیادی می باشد





(b) HCW core under construction*

Figure 2: Building with HCW core and steel perimeter frame
* *Courtesy of Mr. Eric Lehmkuhl, printed with permission*

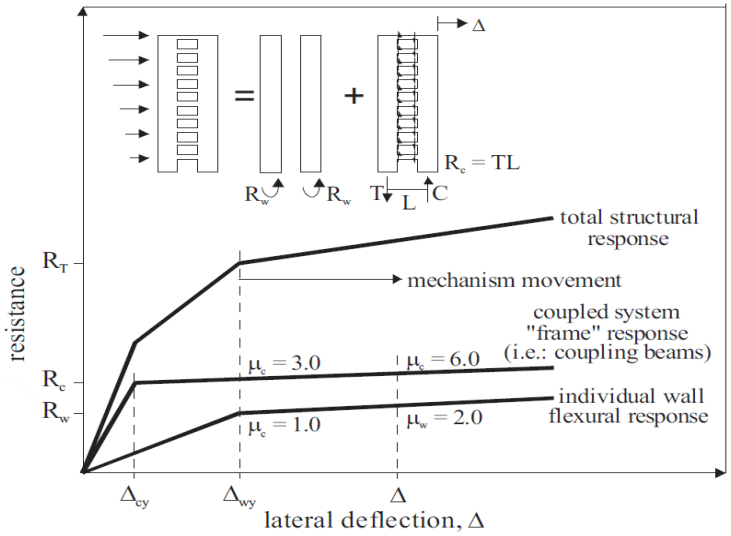
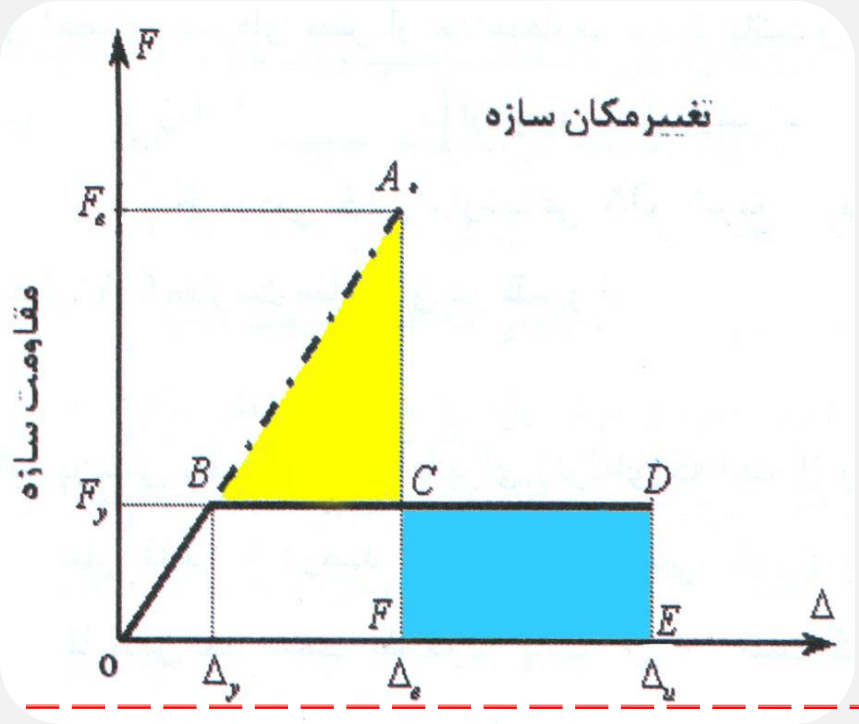


Figure 1: Idealized lateral response of coupled wall structure

طراحی ظرفیتی

- طراحی ظرفیتی
- یک ابزار مفید جهت طراحی لرزه‌ای میباشد. وقتی می‌خواهیم برخی از المان‌های سازه‌ای وارد ناحیه خمیری شوند، از مفاهیم طراحی بر اساس ظرفیت استفاده می‌شود. در حال حاضر این روش در آیین‌نامه‌های طراحی استفاده نمی‌شود لیکن از نتایج آن برای طراحی لرزه‌ای استفاده می‌شود. اولین بار در نیوزلند و در سال ۱۹۶۰بعنوان روش تحلیل طراحی در برابر زلزله‌های شدید بر روی آن کار شد.
- فلسفه: در زلزله‌های شدید، برخی از المان‌های سازه وارد ناحیه خمیری می‌شوند. نقاطی که به عنوان مفصل خمیری در نظر گرفته می‌شوند بایستی قدرت جذب انرژی را داشته باشد. در حقیقت این مفاصل بایستی قابلیت چرخش زیاد را داشته و کمبود مقاومت چندانی در آنها رخ ندهد. همچنین دچار کمانش‌های کلی و موضعی نشوند. در مرحله بعدی بایستی از حفاظت قسمت‌هایی که نمی‌خواهیم وارد ناحیه خمیری شود اطمینان حاصل کنیم.

ضریب رفتار ساختمان R



$$R = R_\mu . R_\Omega . R_s$$

R_μ = ضریب ناشی از شکل پذیری سیستم

R_Ω = ضریب سرویس

R_s = ضریب اضافه مقاومت

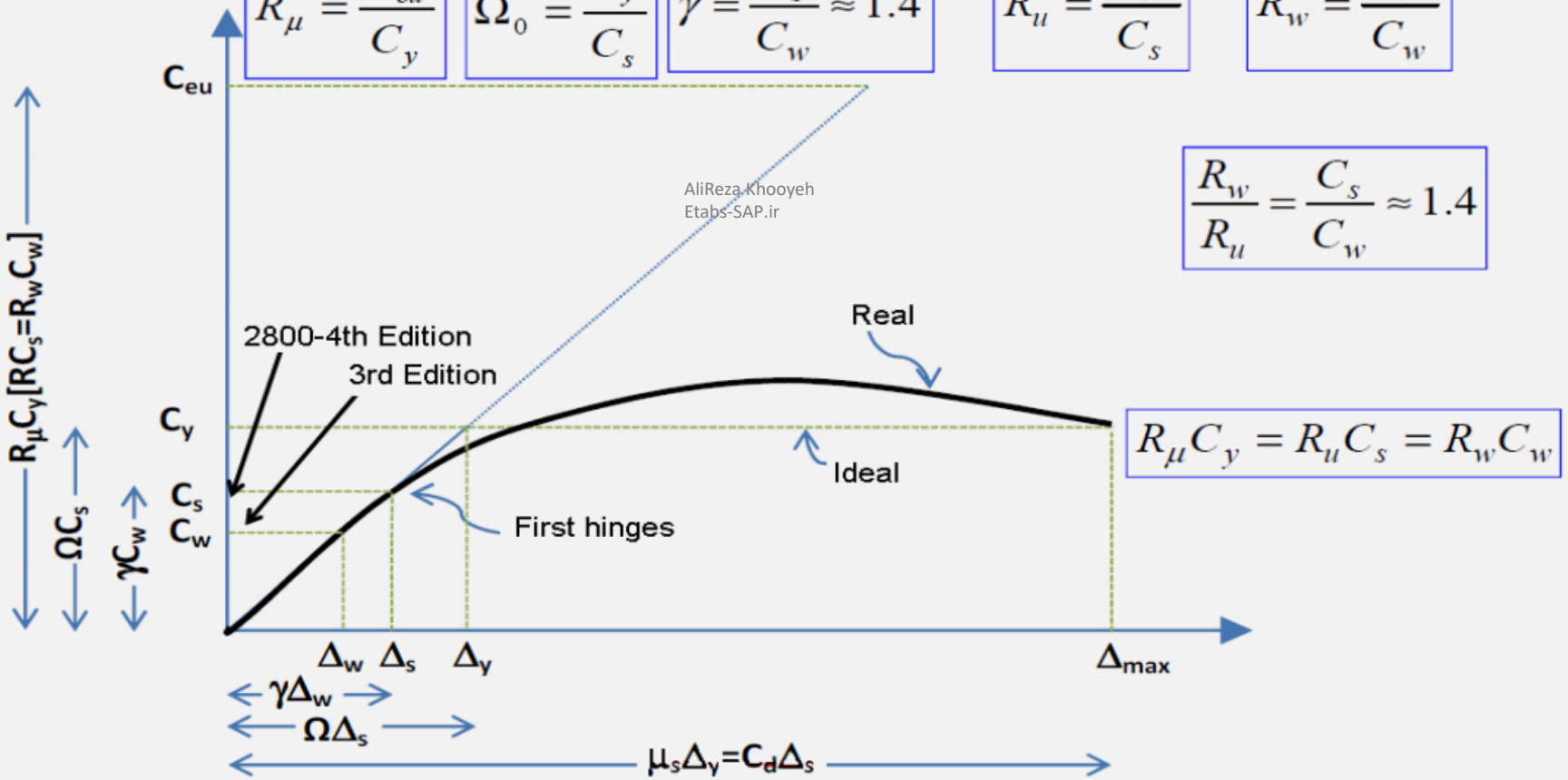
R_μ = ضریب ناشی از شکل پذیری سیستم

$$R_\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \longrightarrow R_\mu \approx (3-5)$$

ضریب رفتار ساختمان R

$$R_\mu = \frac{C_{eu}}{C_y} \qquad \Omega_0 = \frac{C_y}{C_s} \qquad \gamma = \frac{C_s}{C_w} \approx 1.4 \qquad R_u = \frac{C_{eu}}{C_s} \qquad R_w = \frac{C_{eu}}{C_w}$$

$$\frac{R_w}{R_u} = \frac{C_s}{C_w} \approx 1.4$$



AliReza Khooyeh
Etabs-SAP.ir

$$R_\mu C_y = R_u C_s = R_w C_w$$

ضریب رفتار

جدول ۳-۴ مقادیر ضریب رفتار ساختمان، R_u، همراه با حداکثر ارتفاع مجاز ساختمان H_m

سیستم سازه	سیستم مقاوم در برابر نیروهای جانبی	R_u	Ω_0	C_d	H_m (متر)
الف- سیستم دیوارهای باربر	۱- دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه	۵	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن‌آرمه متوسط	۴	۲/۵	۴	۵۰
	۳- دیوارهای برشی بتن‌آرمه معمولی [۱]	۳/۵	۲/۵	۳/۵	-
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۳	۱۵
	۵- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و مهارهای تسمه‌ای فولادی	۴	۲	۳/۵	۱۵
	۶- دیوارهای متشکل از قاب‌های سبک فولادی سرد نورد و صفحات پوشش فولادی	۵/۵	۳	۴	۱۵
	۷- دیوارهای بتن پاششی سه‌بعدی	۳	۲	۳	۱۰
ب-سیستم قاب ساختمانی	۱- دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه [۲]	۶	۲/۵	۵	۵۰
	۲- دیوارهای برشی بتن‌آرمه متوسط	۵	۲/۵	۴	۳۵
	۳- دیوارهای برشی بتن‌آرمه معمولی [۱]	۴	۲/۵	۳	-
	۴- دیوارهای برشی با مصالح بنایی مسلح	۳	۲/۵	۲/۵	۱۵
	۵- مهاربندی واگرای ویژه فولادی [۲] و [۳]	۷	۲	۴	۵۰
	۶- مهاربندی کمانش تاب	۷	۲/۵	۵	۵۰
	۷- مهاربندی همگرای معمولی فولادی	۳/۵	۲	۳/۵	۱۵
	۸- مهاربندی همگرای ویژه فولادی[۲]	۵/۵	۲	۵	۵۰
پ- سیستم قاب خمشی	۱- قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه[۴]	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط [۴]	۵	۳	۴/۵	۳۵
	۳- قاب خمشی بتن‌آرمه معمولی [۴] و [۱]	۳	۳	۲/۵	-
	۴- قاب خمشی فولادی ویژه	۷/۵	۳	۵/۵	۲۰۰
	۵- قاب خمشی فولادی متوسط	۵	۳	۴	۵۰
	۶- قاب خمشی فولادی معمولی [۱]	۳/۵	۳	۳	-
ت- سیستم دوگانه یا ترکیبی	۱- قاب خمشی ویژه (فولادی یا بتنی)+ دیوارهای برشی بتن‌آرمه ویژه	۷/۵	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
	۲- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط+ دیوار برشی بتن‌آرمه ویژه	۶/۵	۲/۵	۵	۷۰
	۳- قاب خمشی بتن‌آرمه متوسط+ دیوار برشی‌بتن‌آرمه متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰
	۴- قاب خمشی فولادی متوسط+ دیوار برشی بتن‌آرمه متوسط	۶	۲/۵	۴/۵	۵۰
	۵- قاب خمشی فولادی ویژه+ مهاربندی واگرای ویژه فولادی	۷/۵	۲/۵	۴	۲۰۰
	۶- قاب خمشی فولادی متوسط+ مهاربندی واگرای ویژه فولادی	۶	۲/۵	۵	۷۰
	۷- قاب خمشی فولادی ویژه+ مهاربندی همگرای ویژه فولادی	۷	۲/۵	۵/۵	۲۰۰
	۸- قاب خمشی فولادی متوسط+ مهاربندی همگرای ویژه فولادی	۶	۲/۵	۵	۷۰
ث- سیستم کنسولی	۱- سازه‌های فولادی یا بتن‌آرمه ویژه	۲	۱/۵	۲	۱۰

ضریب رفتار در ASCE 7

Table 12.2-1 Design Coefficients and Factors for Seismic Force-Resisting Systems

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R[a]	Overstrength Factor, Ω_0[g]	Deflection Amplification Factor, C_d[b]	Structural System Limitations Including Structural Height, h_n (ft) Limits[c] — Seismic Design Category				
					B	C	D[d]	E[d]	F[e]
A. BEARING WALL SYSTEMS									
1. Special reinforced concrete shear walls[l,m]	14.2	5	2½	5	NL	NL	160	160	100
2. Ordinary reinforced concrete shear walls[l]	14.2	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP
3. Detailed plain concrete shear walls[l]	14.2	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
4. Ordinary plain concrete shear walls[l]	14.2	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
5. Intermediate precast shear walls[l]	14.2	4	2½	4	NL	NL	40[k]	40[k]	40[k]
6. Ordinary precast shear walls[l]	14.2	3	2½	3	NL	NP	NP	NP	NP
7. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5	2½	3½	NL	NL	160	160	100
8. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	3½	2½	2¼	NL	NL	NP	NP	NP
9. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	2	2½	1¾	NL	160	NP	NP	NP
10. Detailed plain masonry shear walls	14.4	2	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
11. Ordinary plain masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¼	NL	NP	NP	NP	NP
12. Prestressed masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
13. Ordinary reinforced AAC masonry shear walls	14.4	2	2½	2	NL	35	NP	NP	NP
14. Ordinary plain AAC masonry shear walls	14.4	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
15. Light-frame (wood) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1 and 14.5	6½	3	4	NL	NL	65	65	65
16. Light-frame (cold-formed steel) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1	6½	3	4	NL	NL	65	65	65
17. Light-frame walls with shear panels of all other materials	14.1 and 14.5	2	2½	2	NL	NL	35	NP	NP
18. Light-frame (cold-formed steel) wall systems using flat strap bracing	14.1	4	2	3½	NL	NL	65	65	65
B. BUILDING FRAME SYSTEMS									
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	2	4	NL	NL	160	160	100
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	6	2	5	NL	NL	160	160	100
3. Steel ordinary concentrically braced frames	14.1	3¼	2	3¼	NL	NL	35[j]	35[j]	NP[j]

ضریب رفتار در ASCE 7

Table 12.2-1 (*Continued*)

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R[a]	Overstrength Factor, Ω_0[g]	Deflection Amplification Factor, C_d[b]	Structural System Limitations Including Structural Height, h_n (ft) Limits[c] Seismic Design Category B	C	D[d]	E[d]	F[e]
4. Special reinforced concrete shear walls[l,m]	14.2	6	2½	5	NL	NL	160	160	100
5. Ordinary reinforced concrete shear walls[l]	14.2	5	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
6. Detailed plain concrete shear walls[l]	14.2 and 14.2.2.8	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
7. Ordinary plain concrete shear walls[l]	14.2	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
8. Intermediate precast shear walls[l]	14.2	5	2½	4½	NL	NL	40[k]	40[k]	40[k]
9. Ordinary precast shear walls[l]	14.2	4	2½	4	NL	NP	NP	NP	NP
10. Steel and concrete composite eccentrically braced frames	14.3	8	2 ½	4	NL	NL	160	160	100
11. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	5	2	4½	NL	NL	160	160	100
12. Steel and concrete composite ordinary braced frames	14.3	3	2	3	NL	NL	NP	NP	NP
13. Steel and concrete composite plate shear walls	14.3	6½	2½	5½	NL	NL	160	160	100
14. Steel and concrete composite special shear walls	14.3	6	2½	5	NL	NL	160	160	100
15. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	5	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
16. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5½	2½	4	NL	NL	160	160	100
17. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP
18. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	2	2½	2	NL	160	NP	NP	NP
19. Detailed plain masonry shear walls	14.4	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
20. Ordinary plain masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¼	NL	NP	NP	NP	NP
21. Prestressed masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
22. Light-frame (wood) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance	14.5	7	2½	4½	NL	NL	65	65	65
23. Light-frame (cold-formed steel) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1	7	2½	4½	NL	NL	65	65	65
24. Light-frame walls with shear panels of all other materials	14.1and 14.5	2½	2½	2½	NL	NL	35	NP	NP
25. Steel buckling-restrained braced frames	14.1	8	2½	5	NL	NL	160	160	100
26. Steel special plate shear walls	14.1	7	2	6	NL	NL	160	160	100

Table 12.2-1 (*Continued*)

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R[a]	Overstrength Factor, Ω_0[g]	Deflection Amplification Factor, C_d[b]	Structural System Limitations Including Structural Height, h_n (ft) Limits[c] Seismic Design Category B	C	D[d]	E[d]	F[e]
C. MOMENT-RESISTING FRAME SYSTEMS									
1. Steel special moment frames	14.1 and 12.2.5.5	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
2. Steel special truss moment frames	14.1	7	3	5½	NL	NL	160	100	NP
3. Steel intermediate moment frames	12.2.5.7 and 14.1	4½	3	4	NL	NL	35[k]	NP[k]	NP[k]
4. Steel ordinary moment frames	12.2.5.6 and 14.1	3½	3	3	NL	NL	NP[j]	NP[j]	NP[j]
5. Special reinforced concrete moment frames[n]	12.2.5.5 and 14.2	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
6. Intermediate reinforced concrete moment frames	14.2	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
7. Ordinary reinforced concrete moment frames	14.2	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP
8. Steel and concrete composite special moment frames	12.2.5.5 and 14.3	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
9. Steel and concrete composite intermediate moment frames	14.3	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
10. Steel and concrete composite partially restrained moment frames	14.3	6	3	5½	160	160	100	NP	NP
11. Steel and concrete composite ordinary moment frames	14.3	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP
12. Cold-formed steel—special bolted moment frame[p]	14.1	3½	3[o]	3½	35	35	35	35	35
D. DUAL SYSTEMS WITH SPECIAL MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES	12.2.5.1								
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	NL
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL
3. Special reinforced concrete shear walls[l]	14.2	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL
4. Ordinary reinforced concrete shear walls[l]	14.2	6	2½	5	NL	NL	NP	NP	NP
5. Steel and concrete composite eccentrically braced frames	14.3	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	NL
6. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	6	2½	5	NL	NL	NL	NL	NL

Continued

0938 290 4800 Etabs-Education.ir مهندس علیرضا خویه دوره آموزش Etabs

ضریب رفتار در ASCE 7

Table 12.2-1 (*Continued*)

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R[a]	Overstrength Factor, Ω_0[g]	Deflection Amplification Factor, C_d[b]	Structural System Limitations Including Structural Height, h_n (ft) Limits[c] Seismic Design Category				
					B	C	D[d]	E[d]	F[e]
7. Steel and concrete composite plate shear walls	14.3	7½	2½	6	NL	NL	NL	NL	NL
8. Steel and concrete composite special shear walls	14.3	7	2½	6	NL	NL	NL	NL	NL
9. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	6	2½	5	NL	NL	NP	NP	NP
10. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5½	3	5	NL	NL	NL	NL	NL
11. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4	3	3½	NL	NL	NP	NP	NP
12. Steel buckling-restrained braced frames	14.1	8	2½	5	NL	NL	NL	NL	NL
13. Steel special plate shear walls	14.1	8	2½	6½	NL	NL	NL	NL	NL
E. DUAL SYSTEMS WITH INTERMEDIATE MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES	12.2.5.1								
1. Steel special concentrically braced frames[f]	14.1	6	2½	5	NL	NL	35	NP	NP
2. Special reinforced concrete shear walls[f]	14.2	6½	2½	5	NL	NL	160	100	100
3. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	3	3	2½	NL	160	NP	NP	NP
4. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	3½	3	3	NL	NL	NP	NP	NP
5. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	5½	2½	4½	NL	NL	160	100	NP
6. Steel and concrete composite ordinary braced frames	14.3	3½	2½	3	NL	NL	NP	NP	NP
7. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
8. Ordinary reinforced concrete shear walls[f]	14.2	5½	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
F. SHEAR WALL-FRAME INTERACTIVE SYSTEM WITH ORDINARY REINFORCED CONCRETE MOMENT FRAMES AND ORDINARY REINFORCED CONCRETE SHEAR WALLS[f]	12.2.5.8 and 14.2	4½	2½	4	NL	NP	NP	NP	NP

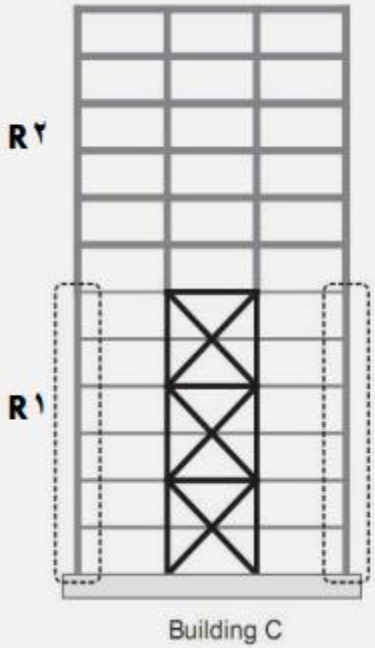
Table 12.2-1 (*Continued*)

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R[a]	Overstrength Factor, Ω_0[g]	Deflection Amplification Factor, C_d[b]	Structural System Limitations Including Structural Height, h_n (ft) Limits[c] Seismic Design Category				
					B	C	D[d]	E[d]	F[e]
G. CANTILEVERED COLUMN SYSTEMS DETAILED TO CONFORM TO THE REQUIREMENTS FOR:	12.2.5.2								
1. Steel special cantilever column systems	14.1	2½	1¼	2½	35	35	35	35	35
2. Steel ordinary cantilever column systems	14.1	1¼	1¼	1¼	35	35	NP[i]	NP[i]	NP[i]
3. Special reinforced concrete moment frames[n]	12.2.5.5 and 14.2	2½	1¼	2½	35	35	35	35	35
4. Intermediate reinforced concrete moment frames	14.2	1½	1¼	1½	35	35	NP	NP	NP
5. Ordinary reinforced concrete moment frames	14.2	1	1¼	1	35	NP	NP	NP	NP
6. Timber frames	14.5	1½	1½	1½	35	35	35	NP	NP
H. STEEL SYSTEMS NOT SPECIFICALLY DETAILED FOR SEISMIC RESISTANCE, EXCLUDING CANTILEVER COLUMN SYSTEMS	14.1	3	3	3	NL	NL	NP	NP	NP

[a]Response modification coefficient, *R*, for use throughout the standard. Note *R* reduces forces to a strength level, not an allowable stress level.
[b]Deflection amplification factor, C_d, for use in Sections 12.8.6, 12.8.7, and 12.9.2.
[c]NL = Not Limited and NP = Not Permitted. For metric units use 30.5 m for 100 ft and use 48.8 m for 160 ft.
[d]See Section 12.2.5.4 for a description of seismic force-resisting systems limited to buildings with a structural height, h_n, of 240 ft (73.2 m) or less.
[e]See Section 12.2.5.4 for seismic force-resisting systems limited to buildings with a structural height, h_n, of 160 ft (48.8 m) or less.
[f]Ordinary moment frame is permitted to be used in lieu of intermediate moment frame for Seismic Design Categories B or C.
[g]Where the tabulated value of the overstrength factor, Ω_0, is greater than or equal to 2½, Ω_0 is permitted to be reduced by subtracting the value of 1/2 for structures with flexible diaphragms.
[h]See Section 12.2.5.7 for limitations in structures assigned to Seismic Design Categories D, E, or F.
[i]See Section 12.2.5.6 for limitations in structures assigned to Seismic Design Categories D, E, or F.
[j]Steel ordinary concentrically braced frames are permitted in single-story buildings up to a structural height, h_n, of 60 ft (18.3 m) where the dead load of the roof does not exceed 20 psf (0.96 kN/m^2) and in penthouse structures.
[k]An increase in structural height, h_n, to 45 ft (13.7 m) is permitted for single story storage warehouse facilities.
[l]In Section 2.2 of ACI 318. A shear wall is defined as a structural wall.
[m]In Section 2.2 of ACI 318. The definition of "special structural wall" includes precast and cast-in-place construction.
[n]In Section 2.2 of ACI 318. The definition of "special moment frame" includes precast and cast-in-place construction.
[o]Alternately, the seismic load effect with overstrength, E_{mh}, is permitted to be based on the expected strength determined in accordance with AISI S110.
[p]Cold-formed steel – special bolted moment frames shall be limited to one-story in height in accordance with AISI S110.

ترکیب سیستم های سازه در پلان و ارتفاع:

(منظور در بالای تراز پایه است)



Building C

- اگر R۱>R۲ باشد: **استفاده از R۲ در محاسبات**
- اگر R۱<R۲ باشد: **استفاده از R۲ در طراحی قسمت بالا و استفاده از R۱ در کل سازه برای طراحی قسمت تحتانی**

پس نیاز به تولید دو مدل محاسباتی می باشد.

دیوار برشی فولادی

پیشنهادات آیین نامه ASCE
در مورد ضریب رفتار دیوار های برشی فولادی در حالات مختلف

Etabs-Education.ir

R3. DESIGN COEFFICIENTS AND FACTORS FOR BASIC SEISMIC LOAD RESISTING SYSTEMS

TABLE R3-1
Design Coefficients and Factors for Basic Seismic Load Resisting Systems

Basic Seismic Load Resisting System	Response Modification Coefficient R	System Overstrength Factor Ω_o	Deflection Amplification Factor C_d	Height Limit (ft) Seismic Design Category B & C	D	E	F
Building Frame Systems							
Buckling-Restrained Braced Frames, non-moment-resisting beam-column connections	7	2	5½	NL	160	160	100
Special Plate Shear Walls	7	2	6	NL	160	160	100
Buckling-Restrained Braced Frames, moment-resisting beam-column connections	8	2½	5	NL	160	160	100
Dual Systems with Special Moment Frames Capable of Resisting at Least 25% of the Prescribed Seismic Forces							
Buckling-Restrained Braced Frame	8	2½	5	NL	NL	NL	NL
Special Plate Shear Walls	8	2½	6½	NL	NL	NL	NL

(NL = Not Limited)

Etabs-Education.ir
Etabs-Education.ir

دیوار برشی فولادی

پیشنهادات جناب پروفسور آستانه اصل
در مورد ضریب رفتار دیوار های برشی فولادی در حالات مختلف

Etabs-Education.ir

Table 4.2. Proposed Design Coefficients and Factors for *Steel Shear Wall* Seismic-force-resisting systems
(The author A. Astaneh-Asl tentatively proposed the values in the table)

Basic Seismic-force-resisting System	Response Modification Factor, R	System Over-Strength Factor Ω_o	Deflection Amplification Factor, C_d	System Limitations and Building Height Limitations (feet) by Seismic Design Category as Determined in Section 1616.3 of IBC-2000				
				A or B	C	D	E	F
1. Un-stiffened steel plate shear walls inside a gravity carrying steel frame with simple beam to column connections	6.5	2	5	NL	NL	160	160	100
2. Stiffened steel plate shear walls inside a gravity carrying steel frame with simple beam-to-column connections	7.0	2	5	NL	NL	160	160	160
3. Dual system with special steel moment frames and *un-stiffened* steel plate shear walls	8	2.5	4	NL	NL	NL	NL	NL
4. Dual system with special steel moment frames and *stiffened* steel plate shear walls	8.5	2.5	4	NL	NL	NL	NL	NL

Etabs-Education.ir

Note: NL=No Limit

دیوار برشی فولادی

نقش تیر های درون دیوار برشی
به عنوان سخت کننده

مدلسازی دیوار برشی فولادی در Etabs

مدل نواری تورنبرن[1] و همکاران [Thorburn, L.J., Kulak, G.L., and Montgomery, C.J., 1983]

زاویه میدان کششی (α) برای دیوار برشی فولادی سخت نشده، رابطهٔ (۱)

$$\alpha = arctan \sqrt[4]{\frac{\left[\frac{1+(L\times t)}{2A_c}\right]}{\left[\frac{1+(h\times t)}{A_b}\right]}} \qquad (۱)$$

که در رابطه مقابل:

t: ضخامت ورق میانقاب

h: ارتفاع طبقه، L عرض دهانه

A_c: مساحت سطح مقطع المان مرزی قائم

A_b: مساحت سطح مقطع المان مرزی افقی

سطح مقطع هر نوار مطابق رابطهٔ (۲)

[Timler, P.A. and Kulak, G.L., 1983]

$$As = \frac{[LCos(\alpha) + hSin(\alpha)]\, tW}{n} \qquad (۲)$$

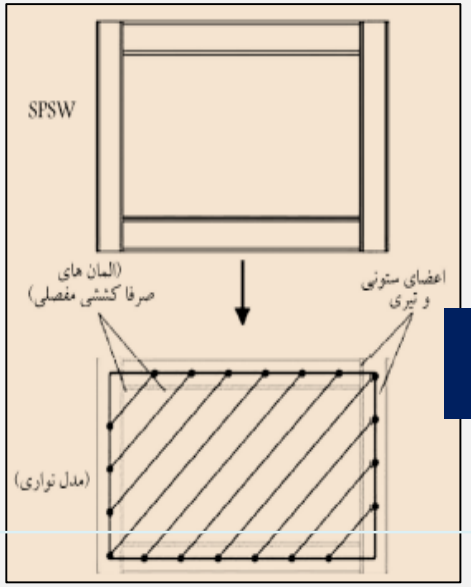
که درآن :

t_w: ضخامت ورق میانقاب

h: ارتفاع طبقه، L عرض دهانه

A_s: مساحت معادل هر نوار

n: تعداد نوارهای کششی



مدل سازی نواری SPSW
[AISC, 2007]

1-Thorburn

مزایای دیواربرشی فولادی

1) مقاومت مناسب دیوار برشی فولادی بدلیل بوجود آمدن میدان کشش قطری

2) داشتن حلقه های هیسترزیس پایدار، جذب و استهلاک انرژی مناسب

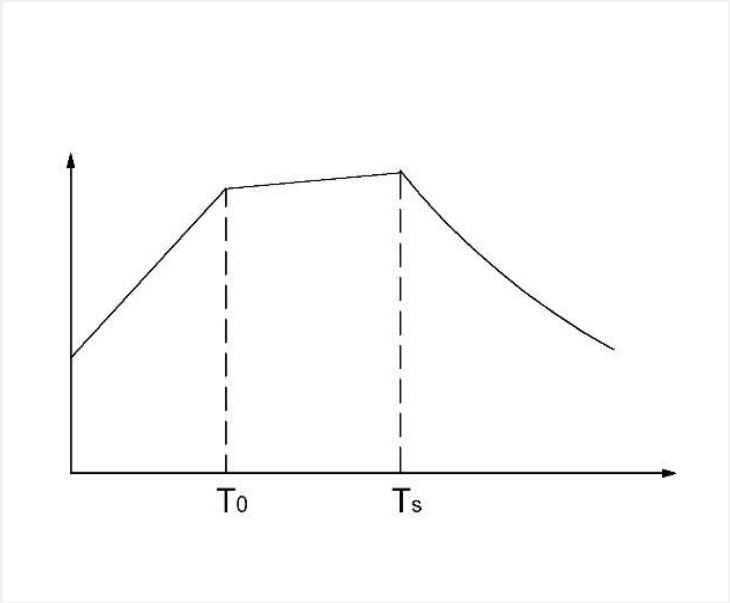
3) کاهش بار مرده ساختمان و متعاقبا کاهش بارهای جانبی وارده به سازه در مقایسه با دیوار برشی بتنی

4) سهولت و سرعت اجرای بالا و نتیجهٔ آن کاهش هزینه های ساخت

5) شکل پذیر بودن دیوار برشی مرکب نسبت به دیوار برشی فولادی

B: ضریب بازتاب ساختمان

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ ساختمان به حرکت زمین است. این ضریب با استفاده از مقادیر زیر تعیین می شود:



$$\begin{cases} B = 1 + s\left(\frac{T}{T_0}\right) & 0 \le T \le T_0 \\ B = S + 1 & T_0 \le T \le T_s \\ B = (S+1)\left(\frac{T_s}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_s \le T \end{cases}$$

T و T_S و S بر حسب نوع زمین تعیین می شود.

نوع زمین	مواد متشکل ساختگاه	حدود تقریبی $\bar{V}_S$ (متر بر ثانیه)
I	سنگ سفت شن و ماسه بسیار سخت و ضخامت کمتر از ۳۰ متر	$V_S > 750$
II	شن و ماسه بسیار متراکم با ضخامت بیش از ۳۰ متر یا هوازده	$375 \le V_S \le 750$
III	سنگ های بسیار سخت – شن و ماسه و رس با سختی متوسط	$175 \le V_S \le 375$
IV	خاک های بسیار نرم با رطوبت زیاد	$V_S < 175$

زمان تناوب اصلی ساختمان (T) :

مدت زمان یک نوسان کامل در ارتعاش آزاد نامیرا .

قابهای خمشی فولادی $T = 0.08H^{0.75}$

قابهای خمشی بتنی $T = 0.05H^{0.9}$

$T = 0.05H^{0.75}$ با افزایش ارتفاع اختلاف زمان تناوب بیشترمیشود

سایر سیستمهای سازه ای

روش رایلی $T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} W_i \Delta_i^2}{g \sum_{i=1}^{n} F_i \Delta_i}}$

روش تقریبی T=0.1 n

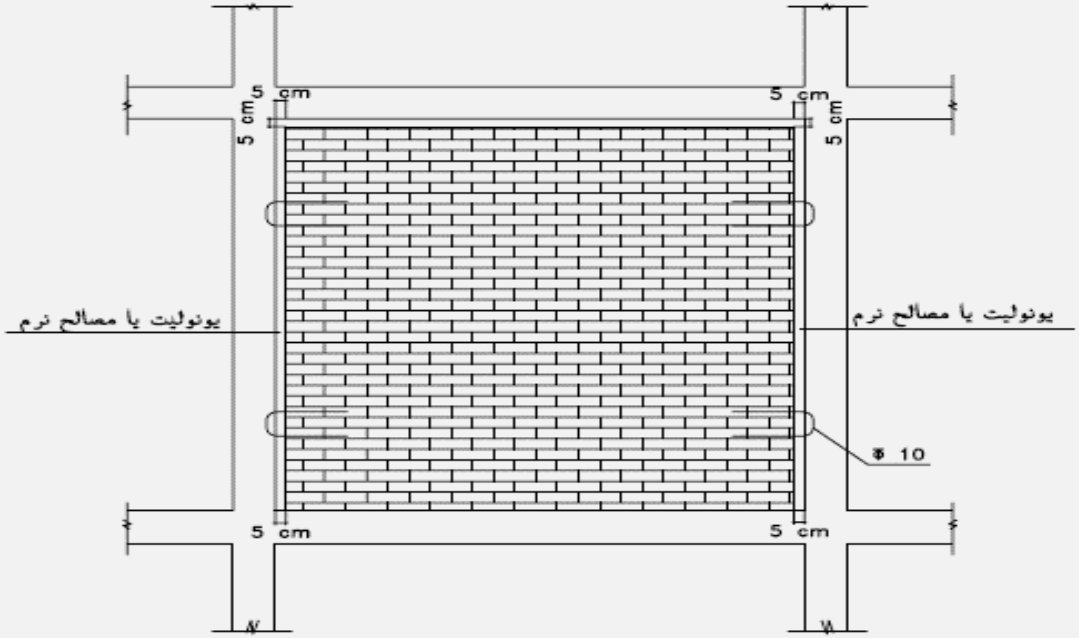
دستورالعمل افزایش زمان تناوب : نهایی $T = \min(T_{Dyn}, 1.25T)$

0938 290 4800 Etabs-Education.ir مهندس علیرضا خویه دوره آموزش Etabs

اثر میانقاب در دوره تناوب سازه

جداگرهای میانقابی

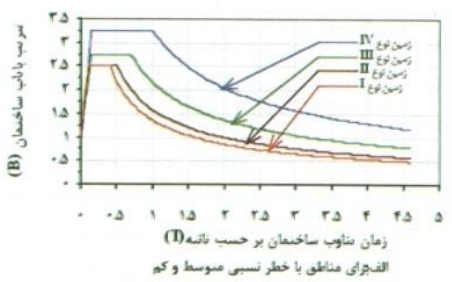
از اجزاء غیرسازه ای هستند که برای جداسازی فضاهای داخلی و خارجی و همچنین تقسیم بندی فضای داخلی مورد استفاده قرار میگیرند و برای آنکه در سازه های با سیستم قاب خمشی جداگرهای میانقابی مانعی برای حرکت قاب ها ایجاد نکنند از جزئیات زیر استفاده می کنند:



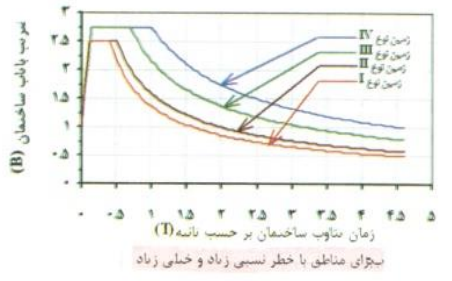
پارامترهای لرزه ای

ضریب بازتاب :این ضرایب با توجه به نوع زمین و میزان خطر پذیری مناطق مختلف متفاوت است .

نوع زمین	T_0	T_S	خطر نسبی کم و متوسط	خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد
			S	S
I	0.1	0.4	1.5	1.5
II	0.1	0.5	1.5	1.5
III	0.15	0.7	1.75	1.75
IV	0.15	1.0	2.25	1.75

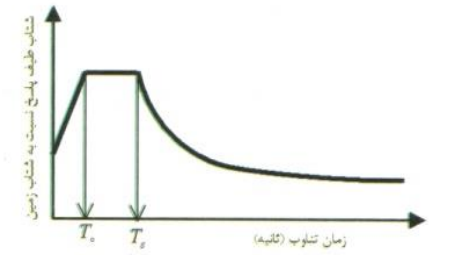


الف-برای مناطق با خطر نسبی متوسط و کم



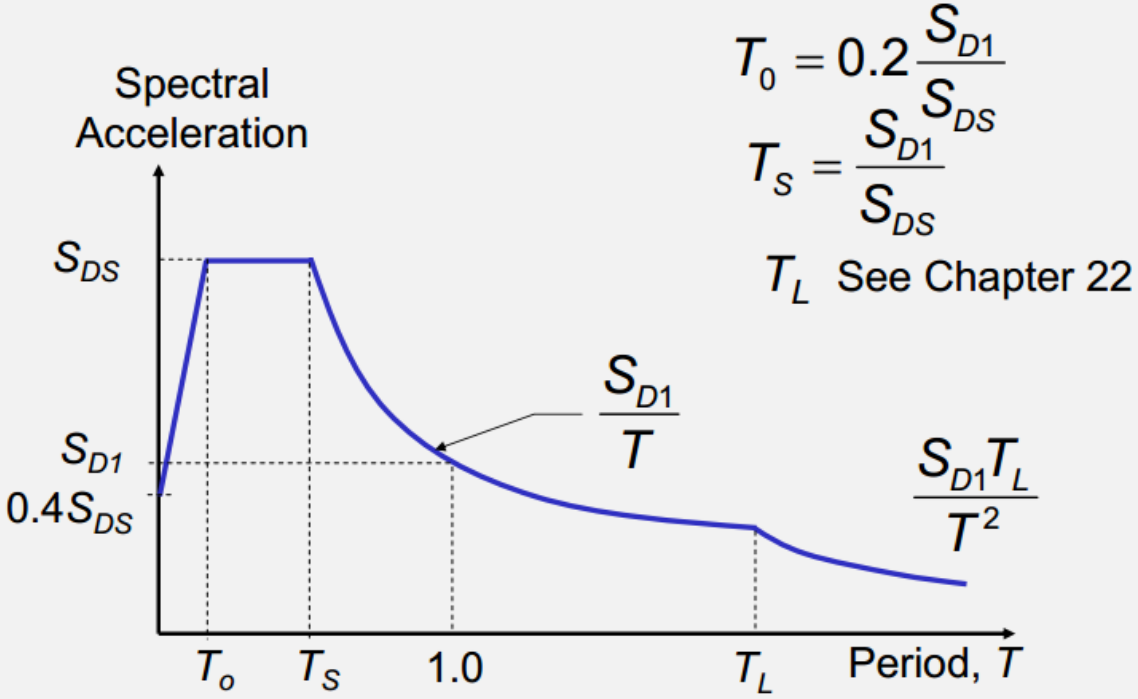
ب-برای مناطق با خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد

شکل ۳-۸ ضریب بازتاب ساختمان برای زمین‌های چهارگانه



شکل۳-۹ وضعیت عمومی طیف پاسخ نرمال شده قابل استفاده در اغلب آیین نامه‌ها

Modal Response Spectrum Analysis



$$T_0 = 0.2\frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

T_L See Chapter 22

Note: Spectrum includes 5% damping

قاعده ی ۱۰۰-۳۰

- ساختمان باید در دو امتداد عمود بر هم دربرابر نیروی زلزله محاسبه شود.
به طور کلی میتوان محاسبه در هر یک از این دو امتداد را جز در موارد زیر بهطور مجزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام داد.
الف- ساختمانهای نامنظم در پلان
ب- کلیه ستونهایی که در محل تقاطع دو و یا چند سیستم مقاوم باربر جانبی قرار دارند. در این موارد چنانچه بارمحوری ناشی از اثر زلزله در ستون، در هریک از دو امتداد مورد نظر، کمتر از ۲۰ درصد ظرفیت بار محوری ستون باشد، این ضابطه را میتوان نادیده گرفت.
در موارد فوق امتداد نیروی زلزله باید با زاویه مناسبی که حتی المقدور بیشترین اثر را ایجاد میکند، انتخاب شود و یا میتوان صددرصد نیروی زلزله هر امتداد را با ۳۰ درصد نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن را ترکیب کرد. در این موارد منظور کردن برون مرکزی اتفاقی، موضوع بند (۳-۳-۷)، در امتدادی که ۳۰ درصد نیرو اعمال میشود، الزامی نیست.

- ضریب ۳۰ درصد برای زلزله بدون خروج از مرکزیت است. پس می توانیم هنگام تعریف Exو Ey ضریب ۰.۳ را در آن ها ضرب کنیم.
- به جای استفاده از قاعده ی ۱۰۰-۳۰ می توانیم از تحلیل دینامیکی طیفی استفاده کنیم و تعداد ترکیب بارها را بسیار کم کنیم.

ضریب نامعینی ρ

- **۳-۳-۲-۲** ساختمانهایی که سیستم مقاوم جانبی آنها دارای خصوصیات زیر هستند،دارای نامعینی کافی بوده و در آنها ضریب ρبرابر با ۱/۰ منظور میشود.

الف- در ساختمانهای منظم در پلان، در طبقاتی که برش در آنها از ۳۵درصد برش پایه تجاوز میکند، حداقل دو دهانه سیستم مقاوم جانبی در هر سمت مرکز جرم، در هر دو امتداد عمود برهم، موجود باشد. در سیستمه ای دارای دیوار برشی تعداد دهانه ها از تقسیم طول دیوار بر ارتفاع آن در طبقه به دست می آید.

ب- در سایر ساختمانها، در طبقاتی که میزان برش در آنها از ۳۵ درصد برش پایه تجاوز میکند، چنانچه حذف جزئی از سیستم مقاوم جانبی، مطابق جدول (۳-۲)،موجب کاهش مقاومت جانبی طبقه به میزان بیشتر از ۳۳ درصد نشود و در طبقه

جدول ۳-۲ محدویت‌های مربوط به ρ =1.0

نوع سیستم مقاوم جانبی	الزامات
سیستم مهاربندی‌شده	حذف یک مهاربند یا اتصال آن
سیستم با دیوار برشی عادی یا دیوارهای برشی هم‌بسته با نسبت ارتفاع هر پایه به طول بزرگ‌تر از ۱/۰	حذف یک دیوار و یا یک پایه و یا اتصالات جمع‌کننده آنها
سیستم قاب خمشی	حذف مقاومت خمشی اتصالات دو انتهای یک تیر
سیستم کنسولی	حذف مقاومت خمشی در اتصال پایه یکی از ستون‌ها

ضریب نامعینی ρ

- ۳-۳-۲-۳ ساختمانها و یا اجزای زیر مشمول محدودیتهای مربوط به ضریب نامعینی نمیشوند و ρدر آنها باید برابربا ۱/۰ منظور شود:

الف- ساختمانهای با تعداد طبقات کمتر از ۳ طبقه و یا کوتاهتر از ۱۰ متراز تراز پایه

ب- محاسبه تغییر مکان جانبی ساختمان

پ- محاسبه اثر P -Δ

ت- تعیین نیروی جانبی در اجزای غیرسازهای

ث- تعیین نیروی جانبی در سازههای غیرساختمانی غیر مشابه ساختمان

ج- تعیین نیروها در دیافراگمها، رابطه

چ- در کلیه اعضایی که مشمول طراحی برای زلزله تشدیدیافته میشوند و نیـروی زلزلـه در آنها در ضریب اضافه مقاومت Ω0ضرب میشود

زلزله ی جهت قائم

- بار قائم زلزله
- ساختمان هایی که در منطقه با لرزه خیزی خیلی زیاد هستند EZ2

$$0.6AID = 0.6 \times 0.35 \times 1 \times D = 0.21D$$

$$EZ = 0.6AI(D + L) = 0.21(D + L)$$

- طره ها EZ1
  - کف طره ها
  - دیوارهای روی طره

- با اعمال این ضریب در **ترکیب بارها**، دیگر نیاز به اعمال بار زلزله قائم در کف های سازه نیست و این کار فقط در طره ها ضروری است

- بار EZ1در تمام قسمتهای طرهای سازه، فارغ از نوع کاربری، در تمام طبقات و بام، به کفها و تیرهای باربر طرهها اعمال میگردد

- ضریب EZدر ترکیب بارها مساوی با همان ضریب زلزله افقی خواهد بود

زلزله ی جهت قائم

- در سازه های فلزی که تیرهای طره با دستک مهار شده اند، با توجه به اینکه آیین‌نامه در این مورد لزوم یا عدم لزوم بار قائم زلزله را به صراحت مشخص نکرده است، در جهت اطمینان توصیه میشود که در این موارد نیز بار قائم زلزله اعمال گردد

- توجه داشته باشید که بار EZدر نرم افزار باید از نوع Otherتعریف شود؛
چراکه اگر از نوع لرزهای(Seismic) تعریف شود در این صورت نرم افزار به این بار نیز مانند سایر بارهای لرزهای ضرایب تشدید و نامعینی را اعمال خواهد کرد، در حالی که مطابق آیین نامه لزومی به این کار نیست.

- با توجه به نکته قبل چنانچه از ترکیب بارهای خودکار نرم افزار استفاده شود باید بار قائم زلزله ی ویژه ی طره ها را جداگانه و دستی به ترکیب بارها اضافه نمایید. زیرا نرم افزار در ترکیب بارهای خودکار بارهای از نوع Otherرا نمیآورد

بارقائم زلزله برای بالکن ها

بارقائم زلزله برای بالکن ها و پیش آمدگی های طره :

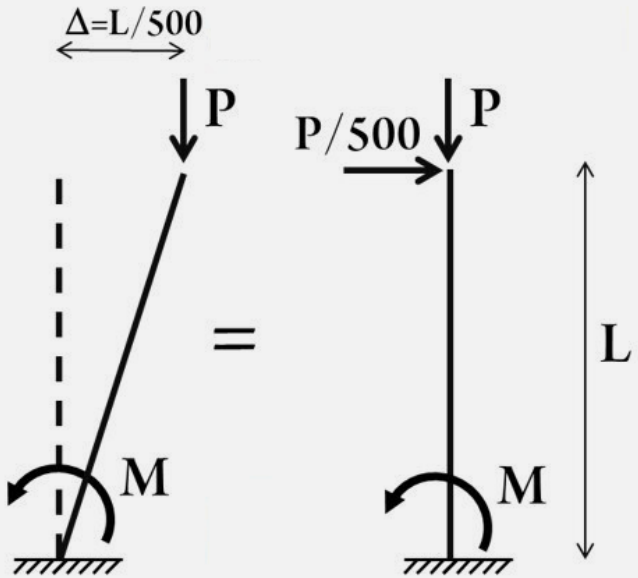
$$Fv = (0.6 \times A \times I) \times (Dc + DWc + L1c + L2c + Sc)$$

A: نسبت شتاب مبنای طرح.
I: ضریب اهمیت ساختمان.
Dc : بار مرده کفها و تیرهای طره (شامل: وزن اسکلت، کفها، بام، سقف، راه پله، تأسیسات و تجهیزات ثابت و دیگر بخش های سهیم در اجزاء سازه ای و معماری ، بجز وزن دیوارهای تقسیم کننده داخلی و خارجی).
DWc : بار مرده نظیر دیوارهای تقسیم کننده داخلی و خارجی مستقر بر کفها و تیرهای طره (شامل: وزن دیوار، نازک کاری، پوشش ها و نماسازی).
L1c : بار زنده کفها و تیرهای طره طبقات بجز بام (شامل: کاربری هایی که حداقل بار گسترده یکنواخت آنها کمتر از ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مربع است، به استثناء کف پارکینگ ها یا محل های اجتماع عمومی).
L2c : بار زنده کفها و تیرهای طره طبقات بجز بام (شامل: کاربری هایی که حداقل بار گسترده یکنواخت آنها ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مربع و بیشتر
Sc : بار برف کفها و تیرهای طره.

بارهای خیالی

- مطابق مبحث ششم، بارهای خیالی باید درتمامی ترکیب بارها حضور داشته باشند

- مطابق مبحث دهم بارهای جانبی فرضی برای جبران اثرات ناشاقولی به سازه اعمال میشوند. این بارها جانبی بوده و مقدار آنها ضریبی از بارهای ثقلی (0.002) است. در ترکیب بارها متناظر با هر بار ثقلی دو بار جانبی فرضی برای دو جهت آمده است که همنام با بار ثقلی بوده و فقط به ابتدای اسم آن حرف) Nابتدای (Notionalبه معنی فرضی بودن بار و به انتهای اسم آن حروف Xیا Yنمایانگر جهت بار اضافه شده است. مثلاً بارهای جانبی فرضیِ متناظر با بار Dبا نامهای NDXو NDYآمده اند.



فلسفه ی بارهای خیالی

- برای کنترل پایداری از دو روش مستقیم و تشدید لنگر استفاده می‌شود. در روش تحلیل مستقیم، بایستی بارهای فرضی (خیالی) که برای لحاظ نمودن اثرهای خطای هندسی ساخت و اجرا اعمال می‌شوند، به میزان Ni=0.002Yi که در آن Yi بار ثقلی موجود در تراز iام است، تعریف شوند. این ضریب برای در نظر گرفتن خطاهای حین ساخت است. طبق آیین‌نامه میزان این خروج از مرکزیت برای ستون‌ها L/500 در نظر گرفته شده است. مطابق شکل زیر، در صورتی که به این میزان خروج از مرکزیت برای ستون در نظر گرفته شود، لنگر M=P*Delta=PL/500 در اثر این خروج از مرکزیت ایجاد خواهد شد. برای در نظر گرفتن این اثر، آیین‌نامه در تحلیل سازه، یک نیروی خیالی به میزان P/500 در بالای ستون در نظر می‌گیرد که باعث ایجاد یک لنگر به میزان M=PL/500=0.002PL در پای ستون خواهد شد.

- در آیین‌نامه‌های طراحی به روش حالات حدی به لحاظ نمودن اثرات ثانویه تاکید شده است. این بارها ضریبی از بارهای ثقلی هستند و در دو جهت اصلی سازه (مانند بار زلزله) اعمال می‌شوند. در هر دو روش تحلیل مستقیم و یا ضرائب طول از بارهای فرضی استفاده می‌شود. اگر در سازه‌ای بارهای جانبی حاکم باشند، بارهای فرضی تاثیری در عملیات طراحی نخواهند داشت. بارهای فرضی بایستی مانند بارهای زلزله بصورت رفت و برگشتی معرفی شوند. در آیین‌نامه AISC360-05 در هر دو روش ضرایب طول و روش مستقیم، استفاده از بارهای فرضی لازم دانسته شده است. ضریب ۰.۰۰۲ نقشی به مانند بارهای زلزله دارد. در هر طبقه بارهای ثقلی در این ضریب ضرب شده و بطور جانبی بر سازه اعمال می‌شوند.

حداقل ارتفاع یا ضخامت تیر یا دال یکطرفه (lدهانه تیر یا دال می باشد)

عضو	با تکیه گاه های ساده	با تکیه‌گاه‌های پیوسته از یک طرف	با تکیه‌گاه‌های پیوسته از دو طرف	کنسول
تیرها یا دال‌های یک‌طرفه پشت بنددار	$\frac{l}{۱۶}$	$\frac{l}{۱۸/۵}$	$\frac{l}{۲۱}$	$\frac{l}{۸}$
دال‌های توپر یا سقف‌های تیرچه و بلوک	$\frac{l}{۲۰}$	$\frac{l}{۲۴}$	$\frac{l}{۲۸}$	$\frac{l}{۱۰}$

تبصره: جدول فوق برای فولاد طولی نوع S۴۰۰ تنظیم شده است. برای سایر انواع فولادها مقادیر جدول باید در ضریب $(۰/۴+\frac{f_y}{۷۰۰})$ ضرب شوند.

۷-۸ حداقل ارتفاع دال های دو طرفه

Ton-cm	N-mm	
مطابق ضوابط دال های تخت		$\alpha_m \leq o.2$
$t \geq \frac{l_n(0.8+0.06f_y)}{36+5\beta(\alpha_m-0.2)} \geq 12.5\ cm$	$t \geq \frac{l_n(800+0.6f_y)}{36000+5000\beta(\alpha_m-0.2)} \geq 125\ mm$	$0.2 < \alpha_m < 2.0$
$t \geq \frac{l_n(0.8+0.06f_y)}{36+9\beta} \geq 9.0\ cm$	$t \geq \frac{l_n(800+0.6f_y)}{36000+9000\beta} \geq 9.0\ cm$	$2.0 \leq \alpha_m$

l_n طول دهانه خالص ضلع بزرگتر

α_m متوسط α مربوط به تکیه گاه ها دال

α نسبت سختی خمشی تیر تکیه گاه به سختی دال در عرضی برابر با فاصله دو محور گذرنده از وسط دالها در طرفین تیر

β نسبت دهانه خالص ضلع بزرگتر به دهانه خالص ضلع کوچکتر دال

ام سیویل

ترکیب بارها

AliReza Khooyeh
Etabs-SAP.ir

- مبحث ۶ تطابق خوبی با AISC360-10 دارد ولی قاعده ی ۱۰۰-۳۰ و زلزله ی جهت قائم را در نظر نمی گیرد
- طراحی تیر های کامپوزیت > فقط ترکیب بارهای ثقلی
- ترکیب بار کنترل خیز > در حالت سرویس > بدون ضریب شامل بار مرده + زنده

DEAD: بار مرده

SDEAD: بار مرده کف سازی (در صورتی که سقف کامپوزیت نداشته باشید نیازی به تعریف SD نیست)

LIVE: بار زنده غیر قابل کاهش. از این بار برای تعریف بار زنده پارکینگ و انباری استفاده می شود.

LRED: بار زنده قابل کاهش. برای تعریف بارهای زنده قابل کاهش مساوی 5 kPa (مانند: بار زنده راه پله، اتاقهای محل تجمع در ساختمانهای مسکونی، فروشگاههای کوچک و خرده فروشی در طبقه همکف). بار LRED در ترکیب بار لرزه ای با ضریب 1 وارد خواهد شد.

LRED0.5: بار زنده قابل کاهش. برای تعریف بارهای زنده قابل کاهش کمتر از 5 kPa (برای مثال اتاق های خصوصی در سازه های مسکونی). بار LRED0.5 در ترکیب بار لرزه ای با ضریب 0.5 وارد خواهد شد.

LPART: برای اعمال بار زنده مربوط به تیغه بندی. در مبحث ششم جدید بار تیغه بندی باید از نوع زنده تعریف شود. این بار از نوع غیرقابل کاهش بوده و در ترکیب بار لرزه ای با ضریب 1 منظور می شود.

LROOF: بار زنده بام می باشد.

SNOW: بار برف می باشد. در پشت بام هم باید بار LROOF اعمال شود و هم بار S. در ترکیب بارها این دو جداگانه منظور شده اند.

ترکیب بارهای AISC360-10

- ترکیبات بارگذاری روش حالات 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.

For design in accordance with LRFD provisions:

1.4 DL	(ASCE 2.3.2-1)
1.2 DL + 1.6 LL + 0.5RL	(ASCE 2.3.2-2)
1.2 DL + 1.0 LL + 1.6RL	(ASCE 2.3.2-3)
1.2 DL + 1.6 LL + 0.5 SL	(ASCE 2.3.2-2)
1.2 DL + 1.0 LL + 1.6 SL	(ASCE 2.3.2-3)
0.9 DL ± 1.0WL	(ASCE 2.3.2-6)
1.2 DL + 1.6 RL± 0.5WL	(ASCE 2.3.2-3)
1.2 DL + 1.0LL+ 0.5RL± 1.0WL	(ASCE 2.3.2-4)
1.2 DL + 1.6 SL± 0.5 WL	(ASCE 2.3.2-3)
1.2 DL + 1.0LL+ 0.5SL± 1.0 WL	(ASCE 2.3.2-4)
0.9 DL ± 1.0 EL	(ASCE 2.3.2-7)
1.2 DL + 1.0 LL+ 0.2SL± 1.0EL	(ASCE 2.3.2-5)

ترکیب بارهای مبحث ۶

- در طراحی سازه های معمولِ فلزی به روش LRFDو طراحی سازه های بتنی بر اساس آیین نامه ACI به طور کلی پنج عدد ترکیب بارِ پایه ای وجود دارد که ۳ ترکیب اول ثقلی و ۲ ترکیب بعد لرزهای میباشند

ثقلی 1) $1.4D$

ثقلی 2) $1.2D + 1.6L + 0.5(LROOF\ OR\ S)$

ثقلی 3) $1.2D + L + (LROOF\ OR\ S)$

لرزه ای سنگین

لرزه‌ای 4) $1.2D + L + 0.2S + E + EZ$

لرزه ای سبک (آپ لیفت)

لرزه‌ای 5) $0.9D + E$

- در روش حدی و بر اساس آیینnامههای AISCو ACIترکیب بارهای سازه های فلزی و بتنی تقریبا یکسان هستند و تنها تفاوت کلی در بارهای جانبی فرضی است که فقط مخصوص سازه های فلزی هستند. در این مورد لازم است به نکات زیر توجه گردد
- کنترل خیر و ارتعاش توسط ترکیب بارهای بدون ضریب مرده و زنده انجام می شود

ترکیب بارهای سازه فولادی در شهر تهران

1. $1.4D + 1.4SD + 1.4ND + 1.4NSD$
2. $1.4D + 1.4SD - 1.4NDX - 1.4NSDX$
3. $1.4D + 1.4SD + 1.4NDY + 1.4NSDY$
4. $1.4D + 1.4SD - 1.4NDY - 1.4NSDY$

5. $1.2D + 1.2SD + 1.6L + 1.6LPART + 0.5LROOF + 1.2NDX + 1.2NSDX + 1.6NLX + 1.6NLPARTX + 0.5NLROOFX$
6. $1.2D + 1.2SD + 1.6L + 1.6LPART + 0.5LROOF - 1.2NDX - 1.2NSDX - 1.6NLX - 1.6NLPARTX - 0.5NLROOFX$
7. $1.2D + 1.2SD + 1.6L + 1.6LPART + 0.5LROOF + 1.2NDY + 1.2NSDY + 1.6NLY + 1.6NLPARTY + 0.5NLROOFY$
8. $1.2D + 1.2SD + 1.6L + 1.6LPART + 0.5LROOF - 1.2NDY - 1.2NSDY - 1.6NLY - 1.6NLPARTY - 0.5NLROOFY$

9. $1.2D + 1.2SD + 1.6L + 1.6LPART + 0.5S + 1.2NDX + 1.2NSDX + 1.6NLX + 1.6NLPARTX + 0.5NSX$
10. $1.2D + 1.2SD + 1.6L + 1.6LPART + 0.5S - 1.2NDX - 1.2NSDX - 1.6NLX - 1.6NLPARTX - 0.5NSX$
11. $1.2D + 1.2SD + 1.6L + 1.6LPART + 0.5S + 1.2NDY + 1.2NSDY + 1.6NLY + 1.6NLPARTY + 0.5NSY$
12. $1.2D + 1.2SD + 1.6L + 1.6LPART + 0.5S - 1.2NDY - 1.2NSDY - 1.6NLY - 1.6NLPARTY - 0.5NSY$

13. $1.2D + 1.2SD + L + LPART + 1.6LROOF + 1.2NDX + 1.2NSDX + NLX + NLPARTX + 1.6NLROOFX$
14. $1.2D + 1.2SD + L + LPART + 1.6LROOF - 1.2NDX - 1.2NSDX - NLX - NLPARTX - 1.6NLROOFX$
15. $1.2D + 1.2SD + L + LPART + 1.6LROOF + 1.2NDY + 1.2NSDY + NLY + NLPARTY + 1.6NLROOFY$
16. $1.2D + 1.2SD + L + LPART + 1.6LROOF - 1.2NDY - 1.2NSDY - NLY - NLPARTY - 1.6NLROOFY$

17. $1.2D + 1.2SD + L + LPART + 1.6S + 1.2NDX + 1.2NSDX + NLX + NLPARTX + 1.6NSX$
18. $1.2D + 1.2SD + L + LPART + 1.6S - 1.2NDX - 1.2NSDX - NLX - NLPARTX - 1.6NSX$
19. $1.2D + 1.2SD + L + LPART + 1.6S + 1.2NDY + 1.2NSDY + NLY + NLPARTY + 1.6NSY$
20. $1.2D + 1.2SD + L + LPART + 1.6S - 1.2NDY - 1.2NSDY - NLY - NLPARTY - 1.6NSY$

ترکیب بارهای سازه فولادی در شهر تهران

21. $1.41D + (L + LPART) + 0.2S + EXP + 0.3EY + EZ$
22. $1.41D + (L + LPART) + 0.2S + EXP - 0.3EY + EZ$
23. $1.41D + (L + LPART) + 0.2S - EXP + 0.3EY + EZ$
24. $1.41D + (L + LPART) + 0.2S - EXP - 0.3EY + EZ$

25. $1.41D + (L + LPART) + 0.2S + EXN + 0.3EY + EZ$
26. $1.41D + (L + LPART) + 0.2S + EXN - 0.3EY + EZ$
27. $1.41D + (L + LPART) + 0.2S - EXN + 0.3EY + EZ$
28. $1.41D + (L + LPART) + 0.2S - EXN - 0.3EY + EZ$

29. $1.41D + (L + LPART) + 0.2S + EYP + 0.3EX + EZ$
30. $1.41D + (L + LPART) + 0.2S + EYP - 0.3EX + EZ$
31. $1.41D + (L + LPART) + 0.2S - EYP + 0.3EX + EZ$
32. $1.41D + (L + LPART) + 0.2S - EYP - 0.3EX + EZ$
33. $1.41D + (L + LPART) + 0.2S + EYN + 0.3EX + EZ$
34. $1.41D + (L + LPART) + 0.2S + EYN - 0.3EX + EZ$
35. $1.41D + (L + LPART) + 0.2S - EYN + 0.3EX + EZ$
36. $1.41D + (L + LPART) + 0.2S - EYN - 0.3EX + EZ$

37. $0.69D + EXP + 0.3EY - EZ$
38. $0.69D + EXP - 0.3EY - EZ$
39. $0.69D - EXP + 0.3EY - EZ$
40. $0.69D - EXP - 0.3EY - EZ$

41. $0.69D + EXN + 0.3EY - EZ$
42. $0.69D + EXN - 0.3EY - EZ$
43. $0.69D - EXN + 0.3EY - EZ$
44. $0.69D - EXN - 0.3EY - EZ$

45. $0.69D + EYP + 0.3EX - EZ$
46. $0.69D + EYP - 0.3EX - EZ$
47. $0.69D - EYP + 0.3EX - EZ$
48. $0.69D - EYP - 0.3EX - EZ$

49. $0.69D + EYN + 0.3EX - EZ$
50. $0.69D + EYN - 0.3EX - EZ$
51. $0.69D - EYN + 0.3EX - EZ$
52. $0.69D - EYN - 0.3EX - EZ$
53. $-EZ$

- ضـرایب 1.41 و 0.69 حاصـل تـاثیر زلزلـه قـائم و جمـع آن با ضریب بار مرده اسـت

ترکیب بارهای تشدید یافته

- ترکیبات بار زلزلهٔ تشدید یافته با جایگزینی نیروهای زلزله طرح E بار زلزله تشدید یافته $\Omega_0 E$ در ترکیبات متعارف بارها به دست می آیند که در آن Ω_0 به ضریب اضافه مقاومت سیستم سازه ای موسوم است و به عوامل متعددی نظیر درجات نامعینی سازه، مقاومت های بالاتر از حد تعیین شده مصالح مصرفی، سخت شدن کرنش ها، جزئیات بندی اعضاء ، اثرات اجزای غیر سازه ای و ... بستگی دارد.
- مطابق این مبحث ضریب Ω_0 برای انواع سیستم های سازه ای فولادی باید به شرح جدول ۱۰-۳-۲-۲ در نظر گرفته شود.

$$S_{DS}=0.3AI$$

The program automatically considers seismic load effects, including over-strength factors (ASCE 12.4.3), as special load combinations that are created automatically from each load combination, involving seismic loads. In that case, the horizontal component of the force is represented by E_{hm} and the vertical component of the force is represented by E_v, where

$$E_{hm} = \Omega_0 Q_E \qquad \text{(ASCE 12.4.3.1)}$$

$$E_v = 0.2 S_{DS} D \qquad \text{(ASCE 12.4.2.2)}$$

where, Ω_o is the overstrength factor and it is taken from ASCE 7-10 Table 12.2-1. The factor S_{DS} is described later in this section. Effectively, the special seismic combinations that are considered for the LRFD provision are

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

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

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

The program assumes that the defined earthquake load is really the strength level earthquake, which is equivalent to Q_E as defined in Section 12.4.2.1 of the ASCE 7-10 code. For regular earthquake, load is considered to have two components: horizontal, E_h and vertical E_v, which are taken as

$$E_h = \rho Q_E \qquad \text{(ASCE 12.4.2.1)}$$

$$E_v = 0.2 S_{DS} D \qquad \text{(ASCE 12.4.2.2)}$$

where, ρ is the redundancy factor as defined in Section 12.3.4 of ASCE 7-10, and the S_{DS} is the design earthquake spectral response acceleration parameters at short periods, as defined in Section 11.4.4 of ASCE 7-10 code.

Effectively, the seismic load combination for the LRFD provision becomes:

$$(1.2 + 0.2S_{DS})\text{DL} \pm \rho Q_E \qquad \text{(ASCE 2.3.2-5, 12.4.2.3)}$$

$$(1.2 + 0.2S_{DS})\text{DL} \pm \rho Q_E + 1.0\text{LL} \qquad \text{(ASCE 2.3.2-5, 12.4.2.3)}$$

$$(0.9 - 0.2S_{DS})\text{DL} \pm \rho Q_E \qquad \text{(ASCE 2.3.2-7, 12.4.2.3)}$$

ضریب اضافه مقاومت

جدول ۱۰-۳-۲-۲ ضریب اضافه مقاومت Ω_0 برای انواع سیستم‌های باربر جانبی لرزه‌ای

نوع سیستم باربر جانبی لرزه‌ای	Ω_0
کلیهٔ قاب‌های خمشی فولادی	۳
کلیهٔ قاب‌های ساختمانی ساده توأم با مهاربندی هم‌محور و برون‌محور فولادی	۲
کلیهٔ سیستم‌های دوگانه یا ترکیبی	۲/۵

ضریب 0.5برای بارهای زنده و بارزنده کاهش یافته

- ضریب کاهش ۰.۵ برای ترکیب بارهای فولادی و ۰.۶ برای بتنی (طبق مبحث ششم) به غیر از بارهای زنده بام، پارکینگ‌ها و یا محل اجتماع عمومی اعمال می‌شود. این ضریب در صورتی که با ACIطراحی کنید همان ۰.۵ است و نه ۰.۶. همچنین می‌توانید همزمان کاهش بار زنده را نیز برای این حالات بار نیز اعمال نمایید. توجه کنید که این کاهش ۰.۵ در این بارهای زنده تنها برای ترکیب بارهای خاصی که همراه با بارهای جانبی، بارهای زنده نیز بکار رفته‌اند اعمال می‌شوند و در ترکیب بارهای ثقلی نبایستی اعمال شوند.

۱) ۱٫۴D
۲) ۱٫۲D+۱٫۶L+۰٫۵(L_r یا S یا R)
۳) ۱٫۲D+۱٫۶(L_r یا S یا R)+[L یا ۰٫۵(۱٫۴W)]
۴) ۱٫۲D+ ۱٫۰(۱٫۴W)+L+۰٫۵(L_r یا S یا R)
۵) ۱٫۲D+۱٫۰E+L+۰٫۲S
۶) ۰٫۹D+۱٫۰(۱٫۴W)
۷) ۰٫۹D+۱٫۰E
۸) ۱٫۲D+۰٫۵L+۰٫۵(L_r یا S)+۱٫۲T
۹) ۱٫۲D+۱٫۶L+۱٫۶(L_r یا S)+۱٫۰T

موارد زیر در ترکیب بارهای این بند باید در نظر گرفته شود:
- ضرایب بار مربوط به L در ترکیب بارهای ۳، ۴ و ۵ را برای کاربری‌هایی که بار L_o آنها کمتر از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع است، به استثناء کف پارکینگ‌ها یا محل‌های اجتماع عمومی را می‌توان برابر با ۰.۵ منظور نمود.

۱) ۱٫۲۵D+۱٫۵L+۱٫۵(L_r یا S یا R)
۲) D+۱٫۲L+۱٫۲(L_r یا S یا R)+۱٫۲(W یا ۰٫۷E)
۳) ۰٫۸۵D+۱٫۲(W یا ۰٫۷E)
۴) ۱٫۲۵D+۱٫۵L+۱٫۵(L_r یا S یا R) +۱٫۵(H یا ۰٫۸۴F)
۵) ۰٫۸۵D+۱٫۵(H یا ۰٫۸۴F)
۶) D+۱٫۲L+۱٫۲(L_r یا S)+T
۷) ۱٫۲۵D+۱٫۵T

- برای کاربری‌هایی که بار L_o آن‌ها کمتر از ۵ کیلونیوتن بر مترمربع است، به استثناء بام، کف پارکینگ‌ها یا محل‌های اجتماع عمومی، ضریب بار مربوط به L را می‌توان برابر با ۰.۶ برای ترکیب بار شماره ۲، و ۰٫۷۵ برای ترکیب بار شماره ۴ منظور نمود.

نامنظمی ها

نامنظمی ها

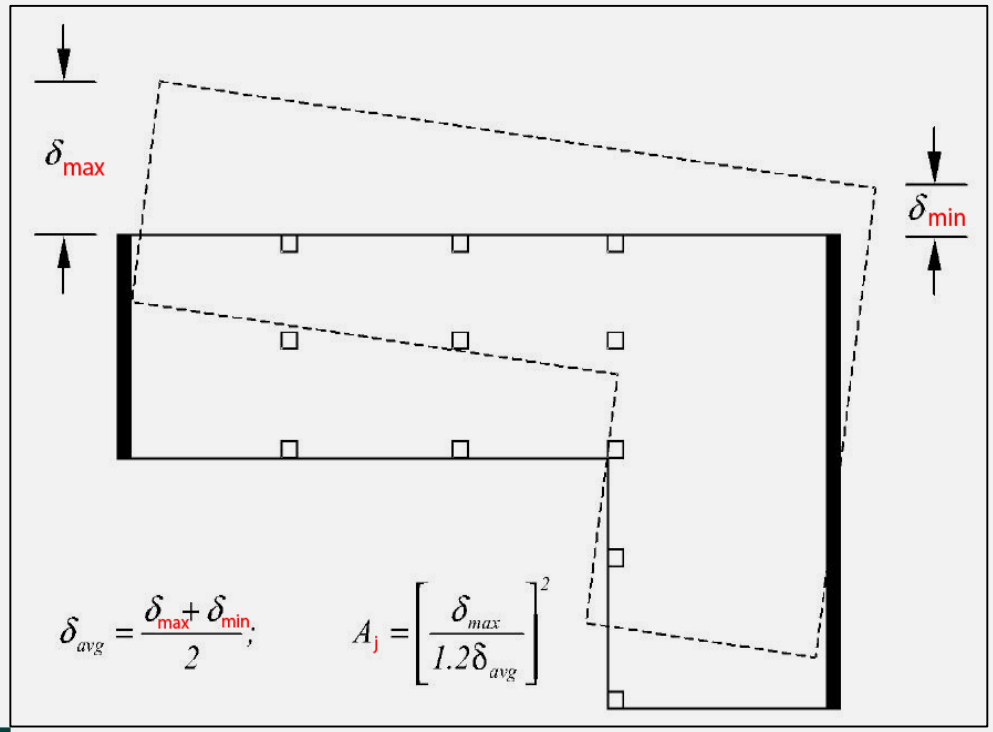
شرایط نامنظمی	شماره بند	اثرات	تمهیدات
نامنظمی هندسی در پلان	۲-۱-۱	تمرکز نیرو در دیافراگم	* کنترل دقیق دیافراگم * نیاز به بررسی درجه نامعینی (احتمالا ρ=1.2)
نامنظمی پیچشی	۲-۱-۲	تغییر شکل زیاد اعضای گوشه ساختمان	* تحلیل دینامیکی * نیاز به بررسی درجه نامعینی (احتمالا ρ=1.2) * افزایش پیچش اتفاقی
نامنظمی در دیافراگم	۲-۱-۳	تمرکز نیرو در دیافراگم	* کنترل دقیق دیافراگم * نیاز به بررسی درجه نامعینی (احتمالا ρ=1.2)
نامنظمی خارج از صفحه	۲-۱-۴	تمرکز نیرو در دیافراگم	* کنترل دقیق دیافراگم * نیاز به بررسی درجه نامعینی (احتمالا ρ=1.2)
نامنظمی سیستم های غیر موازی	۲-۱-۵	نامنظمی در توزیع نیروهای جانبی	* تحلیل دینامیکی * نیاز به بررسی درجه نامعینی (احتمالا ρ=1.2)
نامنظمی هندسی در ارتفاع	۲-۲-۱	تخریب اعضاء در مرز دو طبقه ای که تغییر قابل توجهی در ابعاد افقی سیستم باربر جانبی دارند.	* تحلیل دینامیکی
نامنظمی جرمی	۲-۲-۲	حرکت مستقل طبقات	* تحلیل دینامیکی
نامنظمی قطع سیستم باربر جانبی	۲-۲-۳	نیروهای واژگونی بر تکیه گاه اعضای مقاوم قطع شده در ارتفاع	* تحلیل دینامیکی * طرح سیستم تکیه گاهی تحت زلزله تشدید یافته
نامنظمی مقاومت جانبی	۲-۲-۴	تغییر شکل زیاد طبقه ضعیف و تخریب ناشی از اثرات P-Delta	* تحلیل دینامیکی
نامنظمی سختی جانبی	۲-۲-۵		* تحلیل دینامیکی

نامنظمی در پلان

در هر طبقه حداکثر تغییر مکان نسبی در انتهای ساختمان ، با احتساب پیچش تصادفی ، بیشتر از ۲۰ درصد با متوسط تغییر مکان نسبی دو انتهای ساختمان در آن طبقه اختلاف نداشته باشد .

Δ_{max}

Δ_{ave}



پلان منظم $\Delta_{max} \leq 1.2\Delta_{ave}$

پلان نا منظم $\Delta_{max} > 1.2\Delta_{ave}$

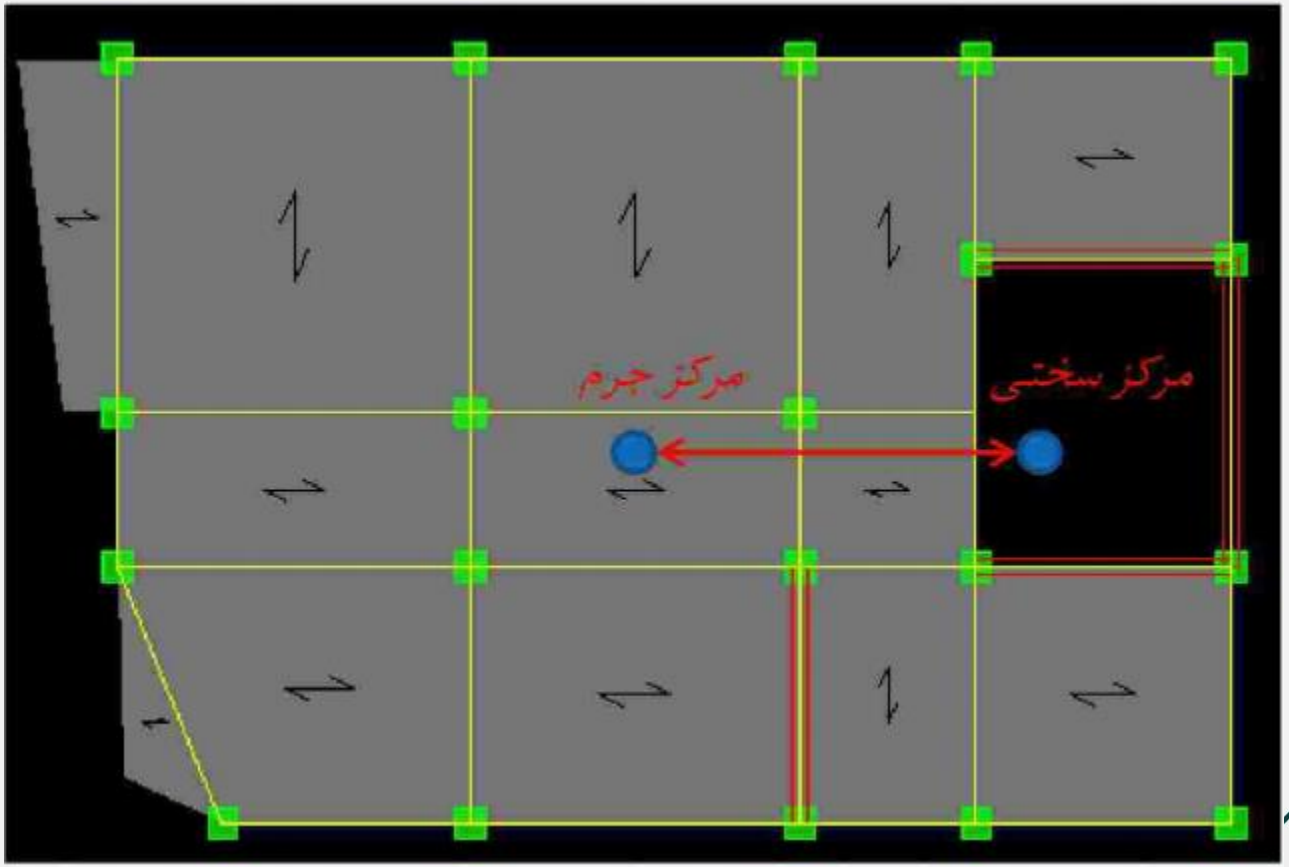
$$\Delta_{ave} = \frac{\Delta_{max} + \Delta_{min}}{2}$$

$$A_j = \left(\frac{\Delta_{max}}{1.2\Delta_{ave}}\right)^2$$

$$1 < A_j < 3$$

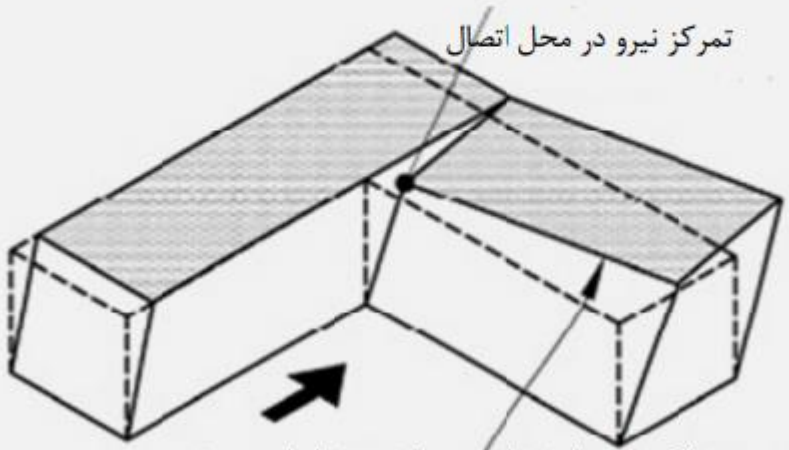
بند (۶-۷-۱-۸-۱-۱-ب) مبحث ۶ [منظم بودن درپلان]

درهرطبقه فاصله بین مرکزجرم ومرکز سختی درهریک از دوامتداد متعامد ساختمان از ۲۰ درصد بعد ساختمان درآن امتداد بیشتر نباشد. .

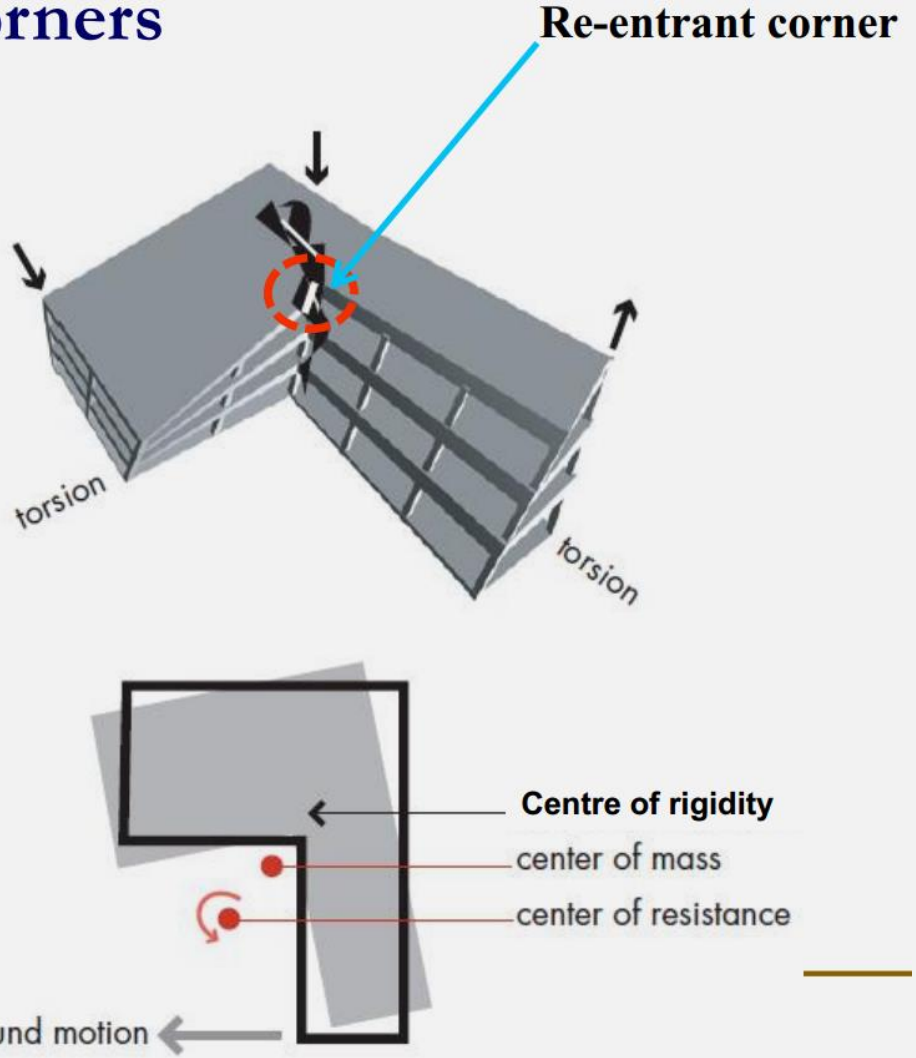


نامنظمی

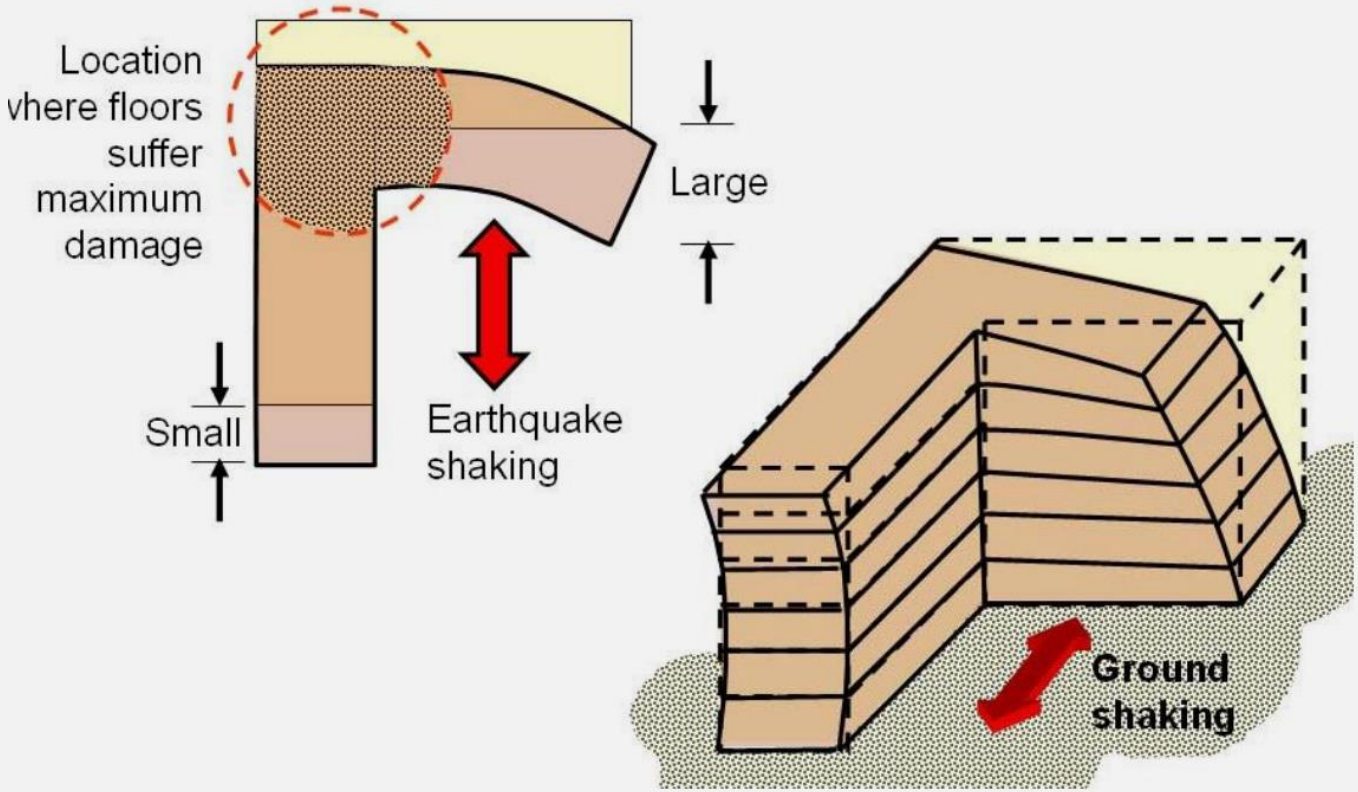
توجه: وجود این نامنظمی باعث می گردد بخش های مختلف ساختمان در زلزله تمایل به حرکات مستقل داشته باشند. و نهایتا باعث پیچش و تخریب نواحی اتصال آن ها خواهد شد، (شکل ۲). در واقع دیافراگم می باید برای نیروهای درون صفحه طراحی گردد.



Re-entrant Corners

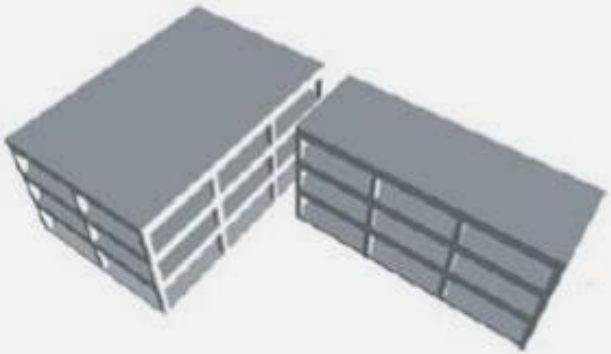


نامنظمی

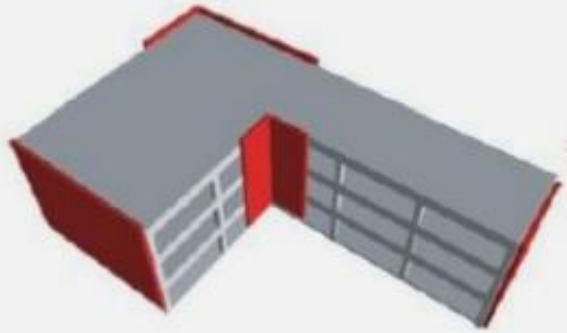

Location where floors suffer maximum damage
Large
Small
Earthquake shaking
Ground shaking

Solutions

There are two basic alternative approaches to the problem of re-entrant-corner forms: structurally to separate the building into simpler shapes, or to tie the building together more strongly with elements positioned to provide a more balanced resistance (see figure). The latter solution applies only to smaller buildings



Seperation



Stiff resistant elements

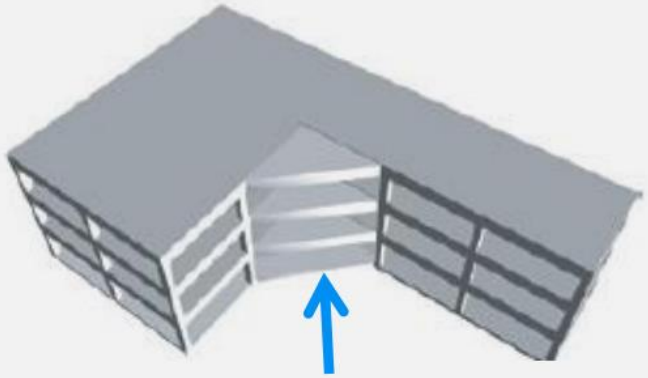
In case of separation building must be sufficiently away to ensure they do not pound together and damage each other in an earthquake

49

0938 290 4800 Etabs-Education.ir مهندس علیرضا خویه دوره آموزش Etabs

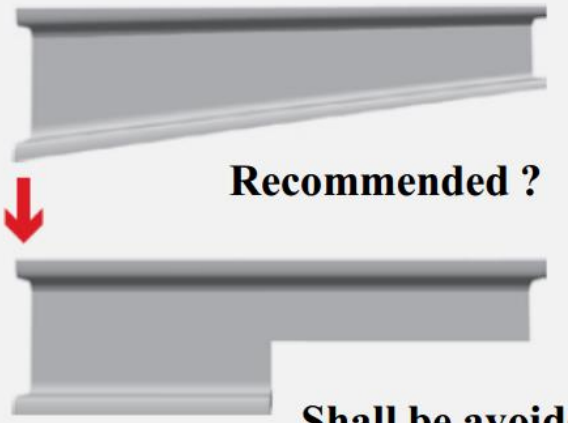
Solutions

The use of splayed rather than right angle re-entrant corners lessens the stress concentration



Splayed re-entrant corners

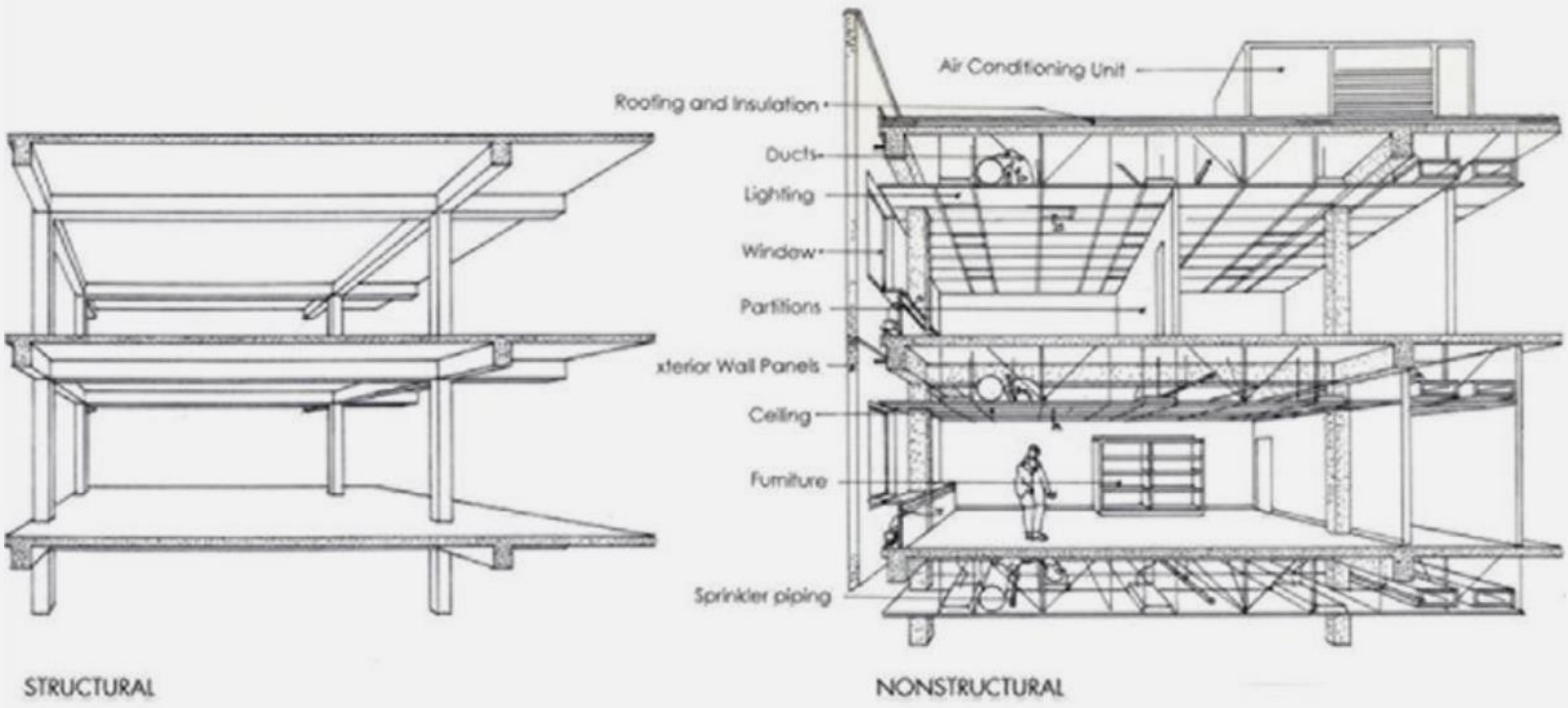
This is analogous to the way a tapered beam is structurally more desirable than an abruptly notched one.



Recommended ?

Shall be avoided ?

اجزای غیر سازه ای و اجزا سازه ای



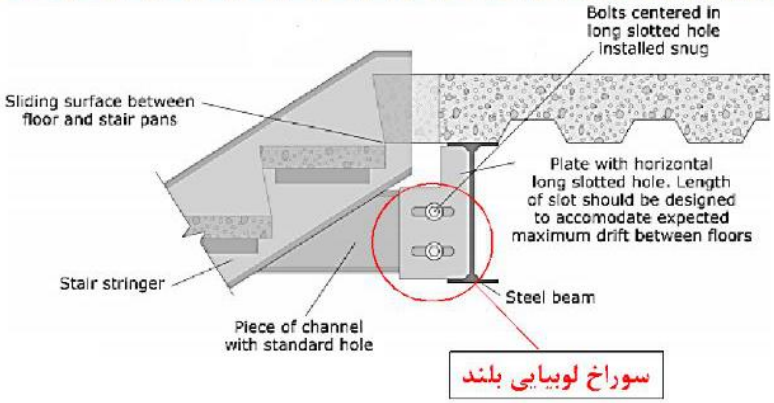
Structure (left), nonstructural components and systems (right).

0938 290 4800 Etabs-Education.ir مهندس علیرضا خویه دوره آموزش Etabs

لزوم توجه به جزئیات اجرایی اجزای غیر سازه ای

در صورت عدم توجه به جزییات اتصالات در راه پله‌ها، به هنگام زلزله این قسمت از سازه انرژی زیادی را به خود جذب کرده و به صورت یک مهاربند عمل خواهد کرد. بدلیل عدم طراحی راه پله برای چنین رفتاری، این قسمت از سازه میتواند خسارت‌های زیادی را متحمل شده و امکان خروج ساکنان را پس از زلزله ناممکن سازد.

خسارتهای ایجاد شده در راه پله های یک ساختمان در زلزله ۲۰۱۰ شیلی. در این ساختمان راه پله ها بصورت صلب به سازه متصل شده بودند و همین امر باعث خسارت‌های شدید در این قسمت از سازه شده است.



- نمونه دیتایل های ارائه شده جهت ایجاد اتصالات نیمه صلب با استفاده از سوراخ های لوبیایی بزرگ در اتصال شمشیری به تیر طبقه
- این دیتایل میتواند باعث ایجاد رفتار نیمه صلب شده و خسارت های محتمل را کاهش دهد.

کنترل اجزا ساختمان و قطعات الحاقی

بند (۶-۷-۲-۸-۱) مبحث ۶

اجزای ساختمان و قطعات الحاقی به ساختمان باید در مقابل نیروی جانبی از رابطه زیر محاسبه شود :

$Fp = ABpIWp$

Wp : وزن جزء ساختمان یا قطعه الحاقی مورد نظر

A و I : مقادیر مندرج در بند (۶-۷-۲-۵) مبحث ۶

جدول شماره ۶-۷-۷ (ضریب Bp)

اجزای ساختمان یا قطعات الحاقی	جهت نیروی افقی	Bp
دیوارهای خارجی و داخلی ساختمان و تیغه های جداکننده	در امتداد عمود برسطح دیوار	0.7
جان پناه ها و دیوارهای طره ای	در امتداد عمود برسطح دیوار	2.00
اجزای تزیینی و داخلی یا قسمتهای الحاقی به ساختمان	در هر امتداد	2.00
مخازن ، برجها ، دودکشها ، سقفهای کاذب و	در هر امتداد	1.00
اتصالات عناصر سازه ای پیش ساخته	در هر امتداد	1.00

ام سیویل

سازه فولادی

مبحث دهم - نشریه ۲۶۴(اتصالات فولادی سال ۸۵)-

PreQualified Connection

متریال فولاد

- ST37
  - Fy=2400 Kgf/m^2
  - Fu=3700Kgf/m^2
- ST52
  - Fy=3600 Kgf/m^2
  - Fu=5200Kgf/m^2

- نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به تنش تسلیم تعیین شده Ry

جدول ۱۰-۳-۲-۱ مقادیر R_y برای انواع تولیدات فولاد

نوع محصول	R_y
مقاطع لوله‌ای و قوطی‌شکل نوردشده	۱/۲۵
سایر مقاطع نوردشده شامل مقاطع I شکل، H شکل، ناودانی، نبشی و سپری	۱/۲۰
مقاطع ساخته‌شده از ورق، ورق‌ها و تسمه‌ها	۱/۱۵

سیستم های سازه ای در ساختمان های فولادی

- قاب ساختمانی
- قاب خمشی
- مهاربندی
  - مهاربندهای همگرا (Concentric Braced Frame)
  - مهاربندهای واگرا (Eccentric Braced Frame)
  - دیگر مهاربندها
- دیوار برشی
  - فولادی
  - بتنی
- LSF
- DiaGride

- سیستم های باربر جانبی لرزه ای که در مبحث دهم به آن پرداخته شده است عبارتند از :

- **۱. قاب های خمشی** در سه رده:
  - قاب خمشی با شکلپذیری زیاد یا ویژه
  - قاب خمشی با شکلپذیری متوسط
  - قاب خمشی با شکلپذیری کم

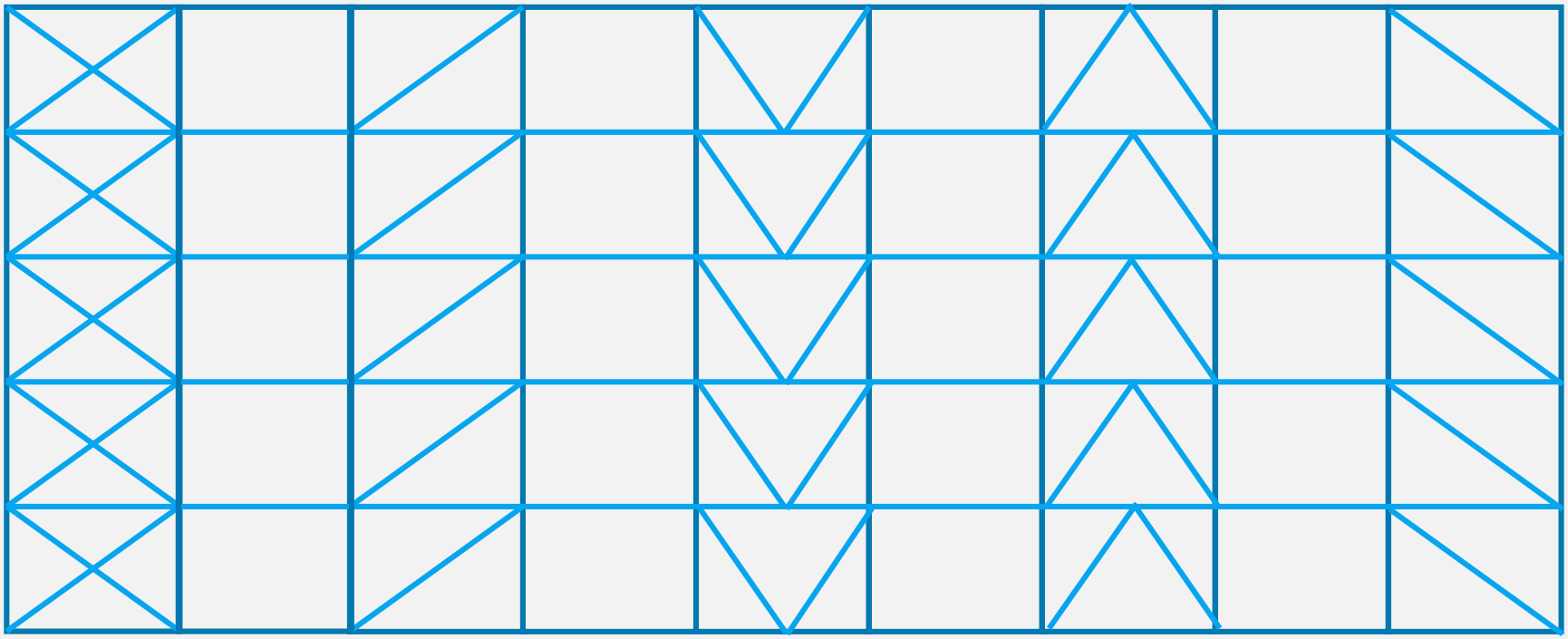
- **۲. مهاربند های همگرا** در دو رده:
  - مهاربندی همگرا با شکل پذیری زیاد
  - مهاربندی همگرا با شکل پذیری کم

- **۳. مهاربندی های واگرا** در دو رده:
  - مهاربندی واگرا با شکل پذیری زیاد
  - مهاربندی واگرا با شکل پذیری کم

- **۴. سیستم های دوگانه یا ترکیبی متشکل از قاب های خمشی ویژه یا متوسط با مهاربندی های همگرا یا واگرا**

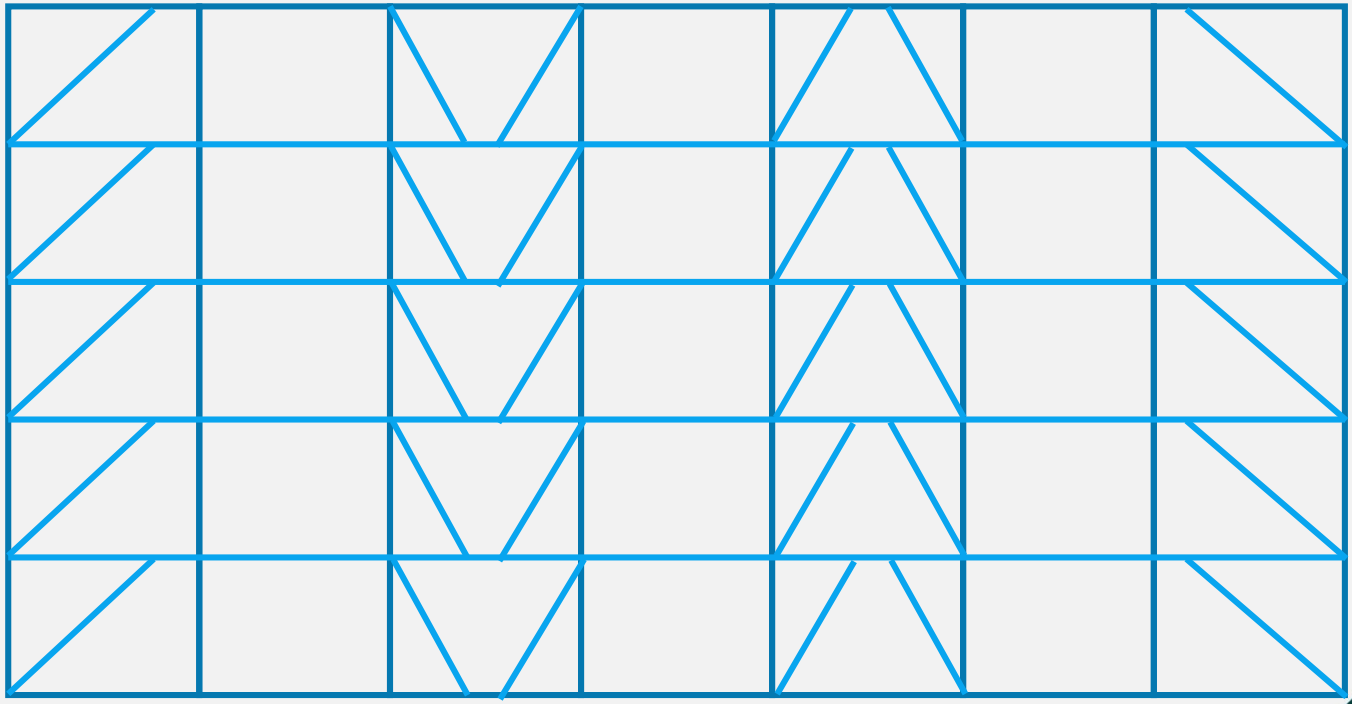
(انواع مهاربندها)

- مهاربندهای همگرا



سیستم های سازه ای در ساختمان های فولادی (انواع مهاربندها)

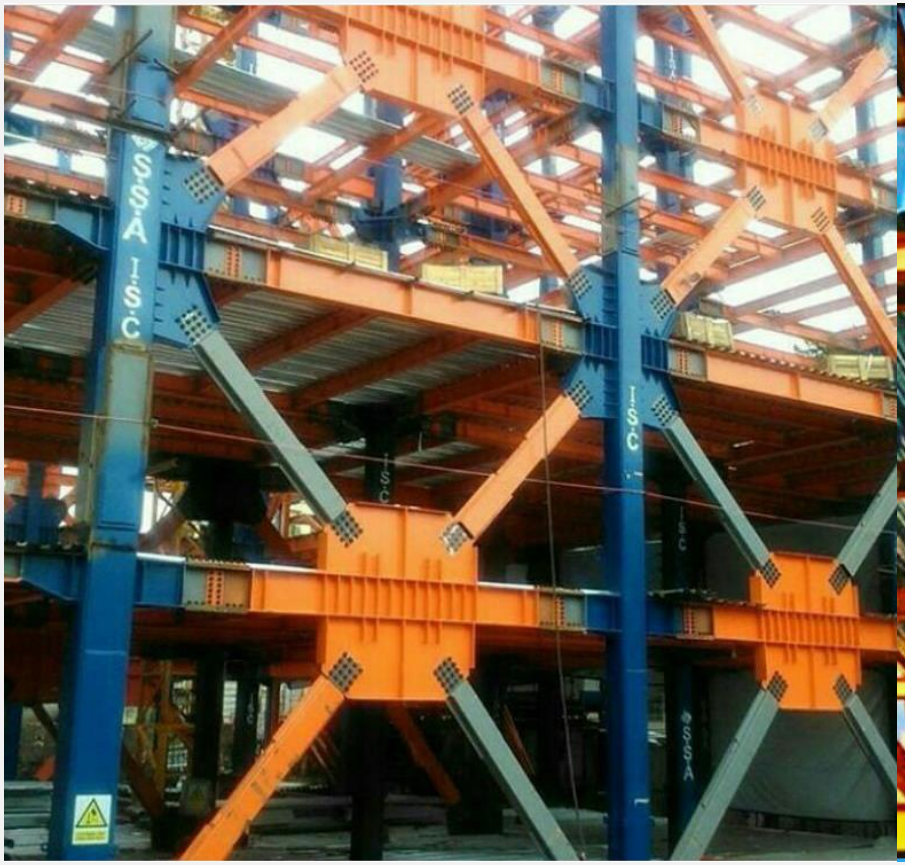
- مهاربندهای واگرا

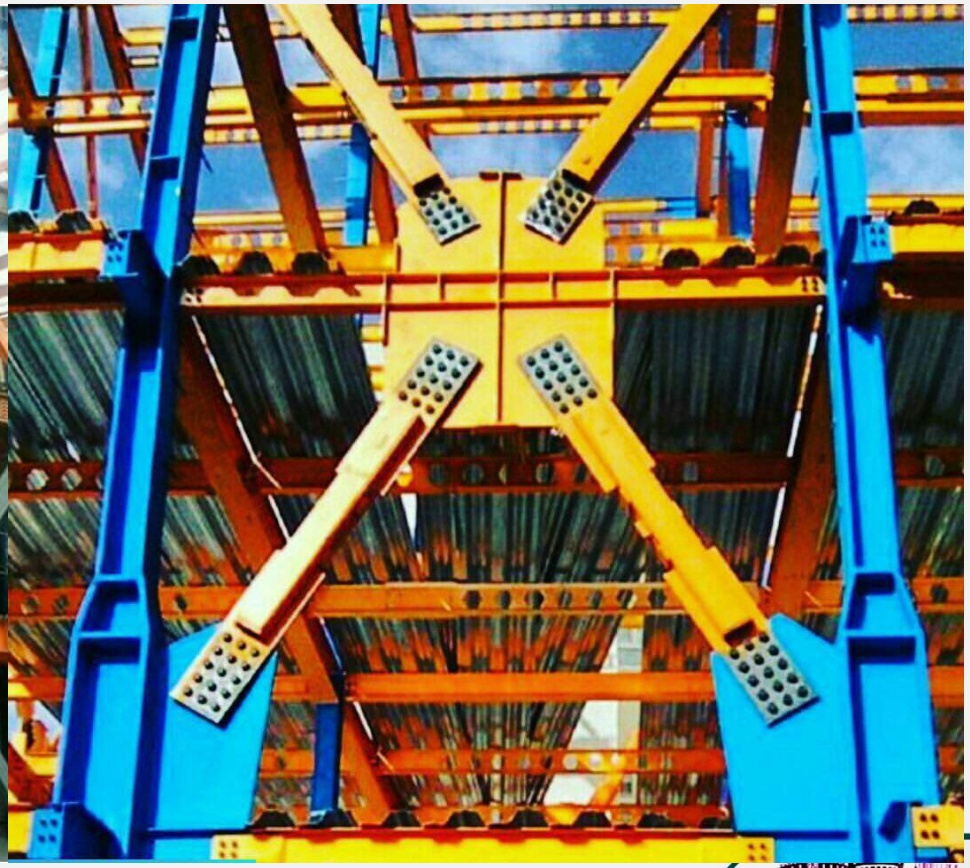


مهاربند ها

استفاده ی همزمان از مهاربند هفتی و هشتی

- استفاده همزمان ازمهاربندهای همگرای۷ و۸ موجب اقتصادی ترشدن یک درمیان تیرهای طبقه می شود وتجربه نشان داده این شیوه طراحی نهایت میتواند به اقتصادی ترشدن کل سازه منجرشود

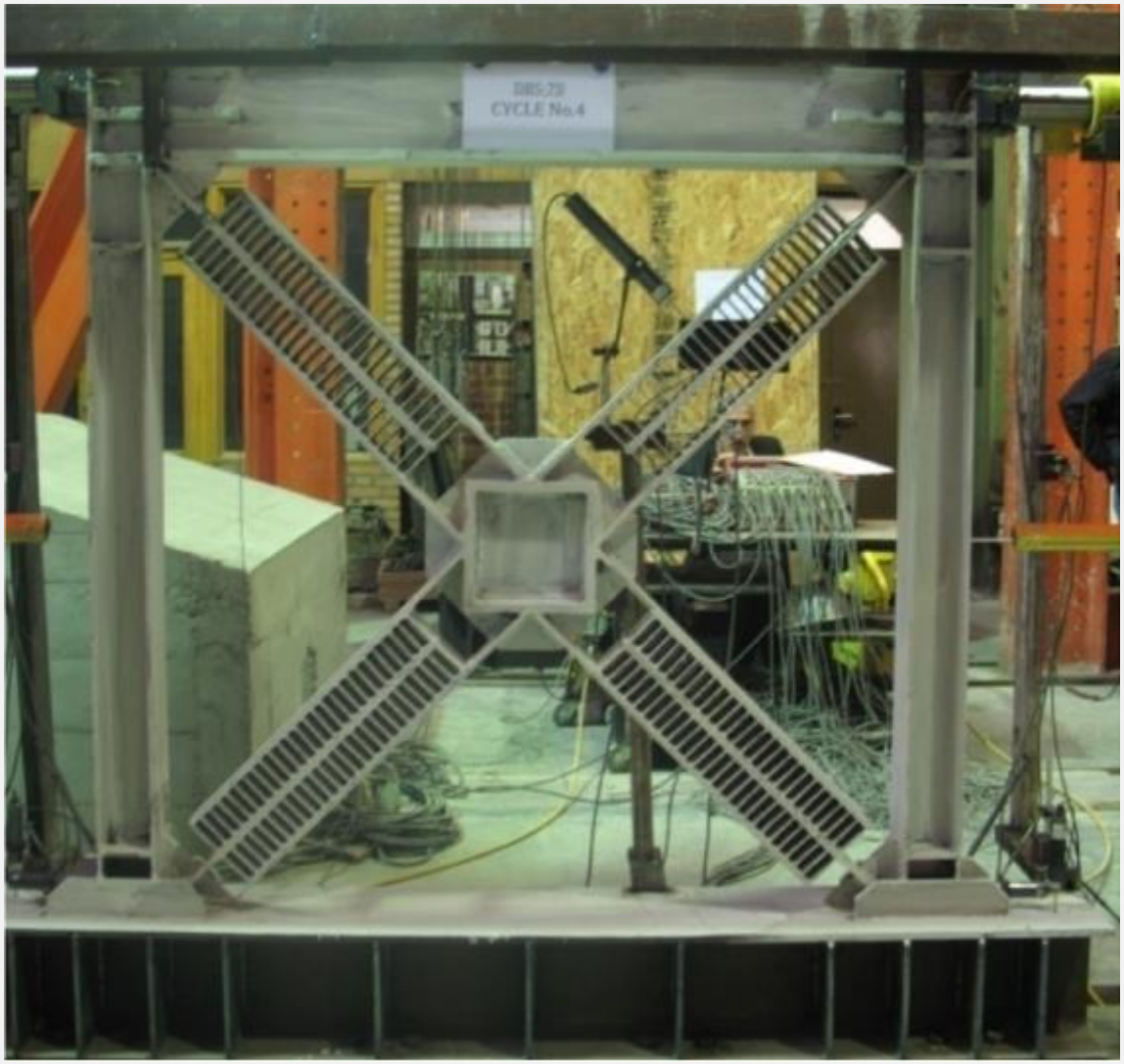




مهاربند پرده ای

Drawer Bracing System (DBS) سیستم مهاربند کشویی

Saeid Sabouri-Ghomi[1] . Barash Payandehjoo



Drawer Bracing System (DBS) سیستم مهاربند کشویی

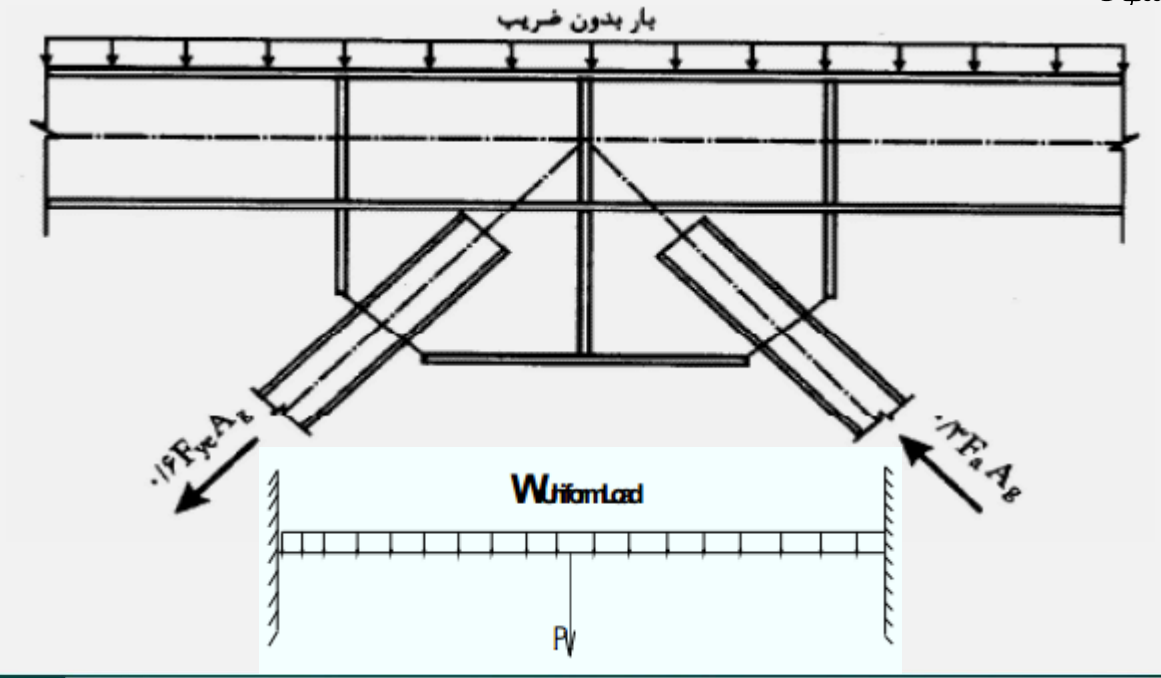
- The drawer bracing system (DBS) is a ductile bracing system that is developed to enhance the seismic performance of braced frames. The system is composed of three parallel plates that are attached together via transfer plates at right angle. Seismic energy is dissipated through the formation of flexural plastic hinges at the two ends of the transfer plates. The parallel plates must have adequate strength and stiffness to prevent global buckling and to remain elastic while transferring forces to transfer plates.
- Height, width, thickness, and the number of the transfer plates may be varied to achieve the desired strength and stiffness of the system. In contrast to common bracing systems, the main advantage of a DBS is the conversion of the axial forces to flexural moments in the dissipating elements. In this paper, the nonlinear shear response of the DBS is predicted via closed-form formulas for calculation of strength, stiffness, and post-yield behavior of the system.
- These formulations are based on both experimental observations and theoretical analysis. The calculated force–displacement backbone curve is verified to be a very good approximation for predicting the nonlinear shear response of the system

- محل اتصال مهاربند به تیر را می بایست جهت انتقال نیروهای افقی وعمودی مهاربند تقویت نمود .

- (۳- ۴- ۲- ۹- ۳- ۱۰

- تیرهای دهانه مهاربندی شده بااین بادبندها باید بتواند بارهای ثقلی را بدون حضور و کمک مهاربند تحمل کند .

تیر دهانه مهاربندی شده باید قادر به تحمل نیروی برشی ناشی از اثر زلزله درترکیب بار های ثقلی باشد .برای منظورکردن اثر توزیع نامتعادل نیروهای قطری کششی و فشاری ناشی از زلزله، تیر دهانه مهاربندی شده باید برای اثر برشی و لنگر ناشی از نیروهای زیر در قطری ها محاسبه شود



0938 290 4800 Etabs-Education.ir مهندس علیرضا خویه دوره آموزش Etabs

اتصالات اعضای قطری مهاربندها (۱۰-۳-۹-۲-۳-۴)

الف-مقاومت کششی مورد نیاز

باید حداقل برابر کمترین دو مقدار زیر باشد:

- در روش تنش مجاز $F_{ye}A_g$ در طراحی به روش حالات حدی $0.6F_{ye}A_g$
- حداکثر اثر نیرویی که بر اساس تحلیل سازه، سیستم باربر جانبی می‌تواند به مهاربند منتقل کند.

ب- مقاومت خمشی مورد نیاز

در حد شکل‌پذیری زیاد اتصال مهاربندهای همگرا علاوه بر مقاومت محوری کششی باید دارای مقاومت خمشی نیز باشند. این مقاومت خمشی در روش تنش مجاز باید برابر $1.1\times 0.6\, M_{pe}$ باشد.

پ-مقاومت فشاری مورد نیاز

علاوه بر مقاومت کششی، اتصالات مهاربندهای هم محور در حد شکل‌پذیری زیاد باید دارای مقاومت فشاری هم باشند. مقدار مقاومت فشاری مورد نیاز در روش تنش مجاز حداقل باید برابر $1.25F_aA_g$ باشد.

مقاطع فولادی

تیرآهن IPE (استاندارد اروپا و ایران)
تیرآهن INP (استاندارد چین و روسیه)
تیرآهن IPB (بال پهن)
تیرآهن IPEو INPبه ارتفاع ۸۰–۶۰۰ میلیمتر و تیرآهن IPBبه ارتفاع ۱۰۰–۱۰۰۰ میلیمتر تولید می‌شود.

تیرآهن IPE

این تیرآهن معمولی و استاندارد Iشکل در ایران وجود دارد. این تیرآهن طبق استاندارد اروپا تولید می‌شود و ضخامت بال آن ثابت است.

تیرآهن INP

تیرآهن Iشکل که ضخامت بال آنها با فاصله گرفتن از جان تیرآهن کاهش می‌یابد که این استاندارد کارخانجات روسیه و چین می‌باشد.

تیرآهن IPB

تیرآهن Hیا تیر آهن‌های عریض که در آنها طول بال‌ها نسبت به تیرآهن‌های IPEافزایش یافته است.

نکته: علامت Vنشان دهنده سنگین بودن و علامت Lنشان دهنده سبک بودن تیرآهن می‌باشد. به عنوان مثال IPBVنشان دهنده تیرآهن عریض سنگین و IPBLنشان دهنده تیرآهن عریض سبک می‌باشد.

پروفیل های موجود در بازار ایران

- پروفیل های IPE موجود در بازار ایران
12 - 14 - 16 - 18 - 20 - 22 - 24 - 27 – 30

- پروفیل های IPB (بال پهن)
این پروفیلها کمتر مورد استفاده قرار میگیرند
۱۶ - ۲۲ - ۲۸ - ۳۰ – ۴۰

- ناودانی (UNP):
6 – 8 - 10 - 12 - 14

- بهتر است در طراحی تیرورق ها از صفحات به ضخامت ۱_۱.۲_۱.۵_۲_۲.۵_۳ استفاده شود.

مقاطع لانه زنبوری و مقاطع با جوش منقطع

- استفاده از مقاطع لانه زنبوری به عنوان تیر اصلی (حمال) در کفهای عرشه فولادی و کفهای مرکب (کامپوزیت)، به دلیل عملکرد نامناسب، مجاز نبوده و صرفا به عنوان تیر فرعی قابل استفاده می باشد. به طور کلی استفاده از مقاطع لانه زنبوری برای تیرهایی که تحت اثر بار متمرکز یا نیروهای محوری و برشی زیاد هستند، مناسب نمی باشد. بنابراین شایسته است از این مقاطع در دهانه مهاربندی و دهانه های مجاور آن همچنین دهانه مجاور بازشوهای کناری ساختمان، استفاده نگردد. در صورت به کارگیری مقطع زنبوری در کف های تیرچه بلوک، ارجح است از پرفیل تک مدفون در بتن استفاده گردد.

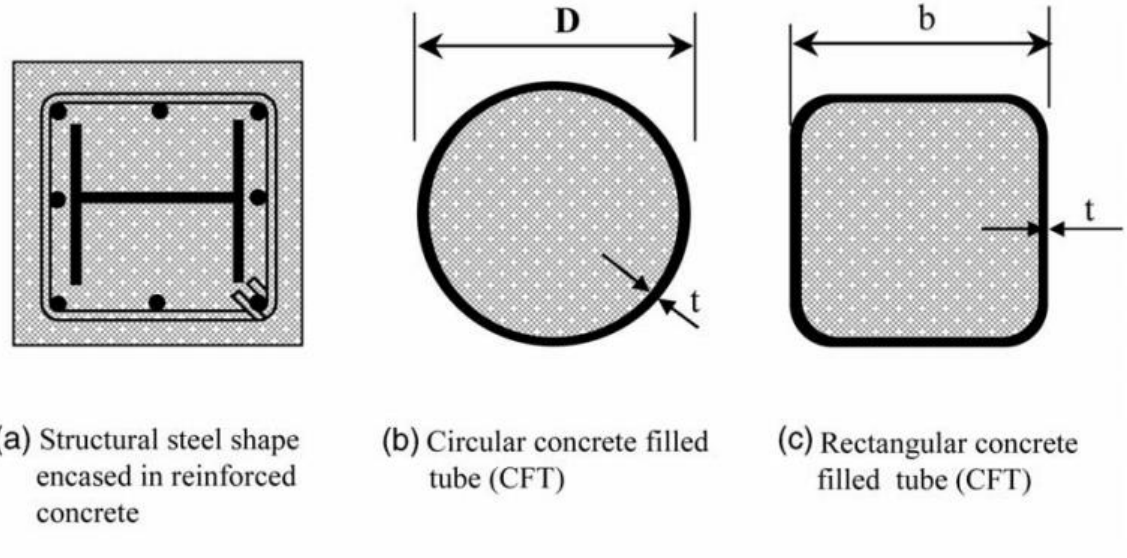
ساخته شده با جوش منقطع

- کاربرد مقاطع ساخته شده با جوش منقطع به دلیل غیر فشردگی تنها به موارد زیر محدود می شود:
  الف) تیرها در قابهای ساده البته به جز تیرهای دهانه مهار بندی شده.
  ب)ستونهای غیر باربر لرزه ای درقابهای ساده معمولی.
- در محاسبه ظرفیت خمشی این مقاطع Mn، با توجه به عدم پیوستگی کامل بال به جان و ارائه نشدن ضوابط مربوط به فشردگی آن ها، می باید از ظرفیت نهایی الاستیک My=S.Fy به جای ظرفیت پلاستیک Mp=Z.Fy) استفاده گردد. همچنین در صورت عدم وجود مهار جانبی، کنترل کمانش جانبی-پیچشی می باید انجام شود.
- - مقاطع ساخته شده با جوش پیوسته و با رعایت نسبت پهنا به ضخامت ورق های استفاده شده، فشرده می باشد

در صورتیکه برای معرفی مقطع تقویت شده از Designer Section استفاده شود، نرم افزار ضوابط فشردگی مقطع را بررسی نکرده و ظرفیت خمشی عضور را بدون کنترل کمانش جانبی پیچشی برابر ظرفیت نهایی الاستیک My در نظر می گیرد. این روند برای تیر های مهار شده (مدفون در کف) مناسب است اما برای اعضای مهار نشده، می باید کنترل کمانش جانبی پیچشی به روش دستی و یا با استفاده از معادل سازی مقاطع انجام شود.

مقاطع CFT و SRC

- As shown in Fig. 1,the composite columns may be structural shapes encased in reinforced concrete(SRC), or circular or rectangular concrete-filled steel tubes (CFTs).



(a) Structural steel shape encased in reinforced concrete

(b) Circular concrete filled tube (CFT)

(c) Rectangular concrete filled tube (CFT)

Fig. 1. Columns used in composite construction.

0938 290 4800 Etabs-Education.ir مهندس علیرضا خویه دوره آموزش Etabs

مقاطع CFT و SRC

- The advantages of CFT is that “inside **concrete prevents local buckling of steel tube wall and that the steel tube extends the ability of concrete spalling**”
- Composite CFT columns are especially suited for **moment resisting frames** in the high seismic areas because they have a high strength to weight ratio due to the confinement effect of concrete core, provide excellent monotonic and dynamic resistance under biaxial bending plus axial force, and improve damping behavior (Tsai et al., 2004).
- composite-moment frames mostly constructed around the **perimeter** of the building provide the enough stiffness to withstand the lateral displacement due to wind or seismic loads.

مقاطع CFT و SRC

۱۰-۳-۵-۱-۴ ستون‌های باربر جانبی لرزه‌ای با مقطع مختلط محاط در بتن و با شکل‌پذیری زیاد علاوه بر تأمین الزامات ذکر شده در بند ۱۰-۳-۵-۱-۱ باید دارای شرایط زیر باشند.

الف) آرماتورهای عرضی باید به صورت دورپیچ باشند و مساحت حداقل آرماتورهای دورپیچ (A_{sh}) باید از رابطهٔ زیر تعیین شود.

$$A_{sh} = ۰/۰۹ h_{cc} S \left[۱ - \frac{F_y A_s}{P_n}\right] \left[\frac{f_c}{f_{ysr}}\right] \qquad (۱۰-۵-۳-۱)$$

که در آن:

h_{cc} = بعد مقطع هستهٔ محصورشده که از مرکز تا مرکز آرماتورهای تنگ اندازه‌گیری می‌شود.

S = فاصلهٔ میلگردهای عرضی در طول ستون

F_y = تنش تسلیم مشخصهٔ حداقل هستهٔ فولادی

A_s = مساحت مقطع هستهٔ فولادی

P_n = مقاومت فشاری اسمی ستون با مقطع مختلط

- فاصله ی خاموت ها در نواحی محافظت شده:

الف) نصف کوچکترین بُعد مقطع ستون

ب) ۸ برابر قطر میلگرد طولی ستون

پ) ۲۴ برابر قطر خاموت (آرماتور عرضی) ستون

ت) ۳۰۰ میلی‌متر

- طول ناحیه ی حفاظت شده:

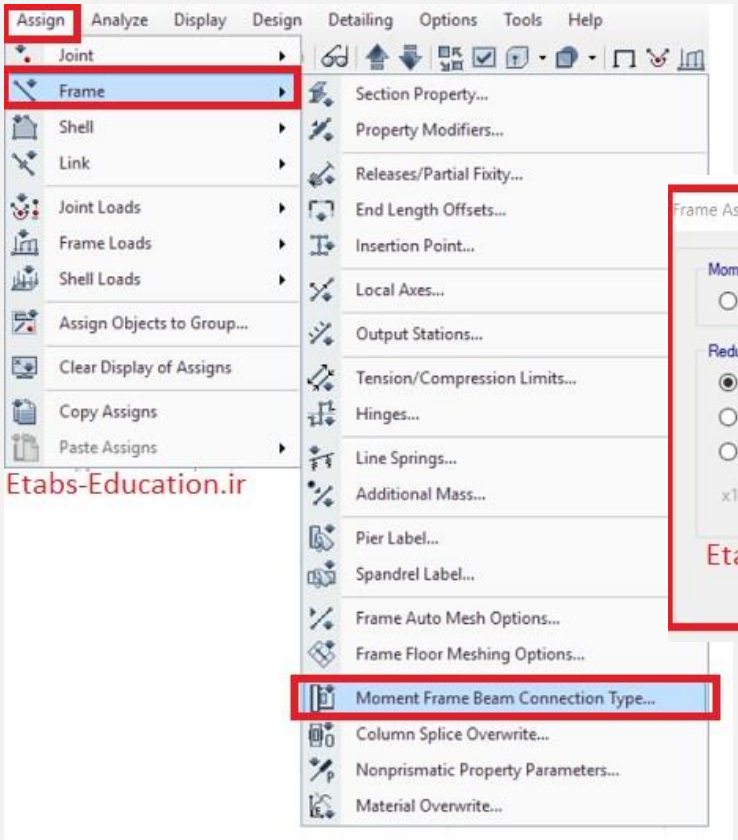
الف) یک ششم ارتفاع آزاد ستون

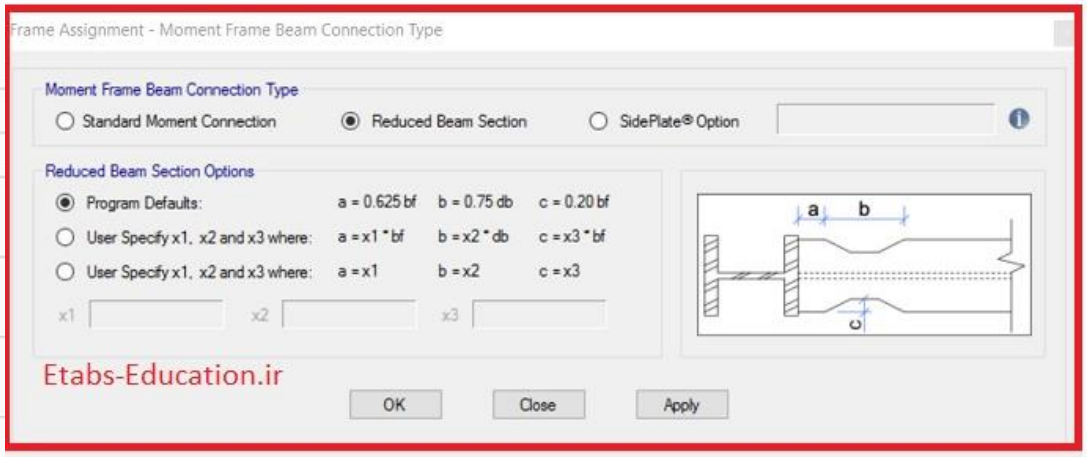
ب) بزرگترین بُعد مقطع ستون

پ) ۴۵۰ میلی‌متر

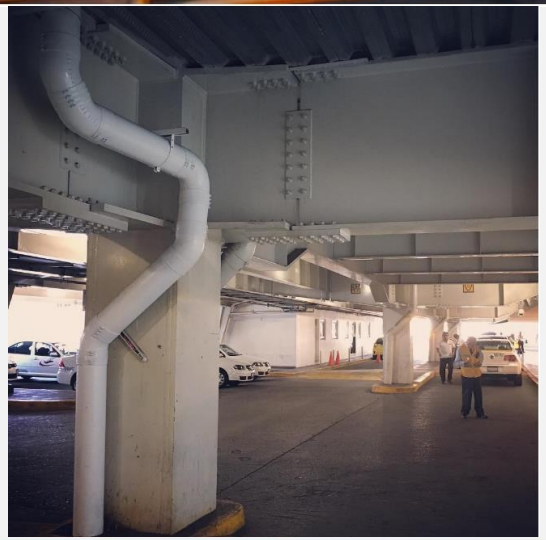
مقاطع RBS

فلسفه ی ایجاد مقاطع RBS
مشخصات مقاطع RBS





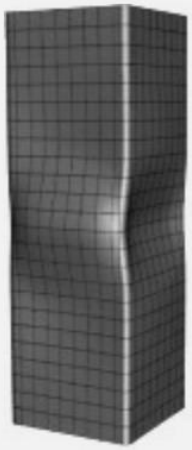
تیر ورق ها

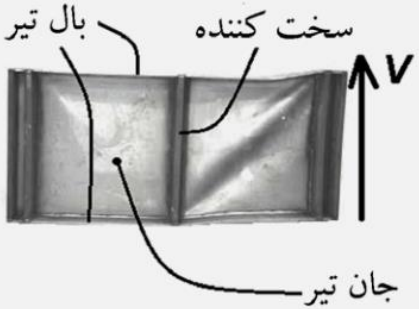


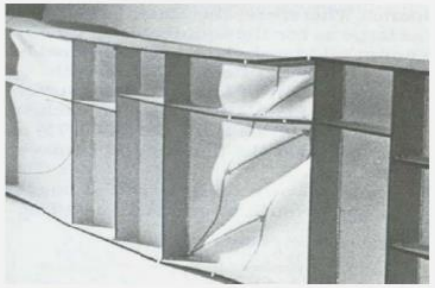
مقطع صلیبی

تیرورق شورلتی

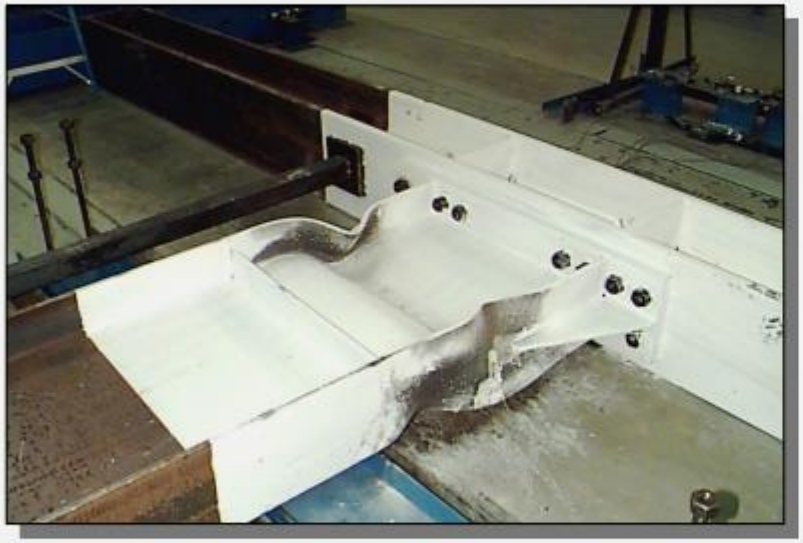
فشردگی مقاطع







Local and Lateral Buckling

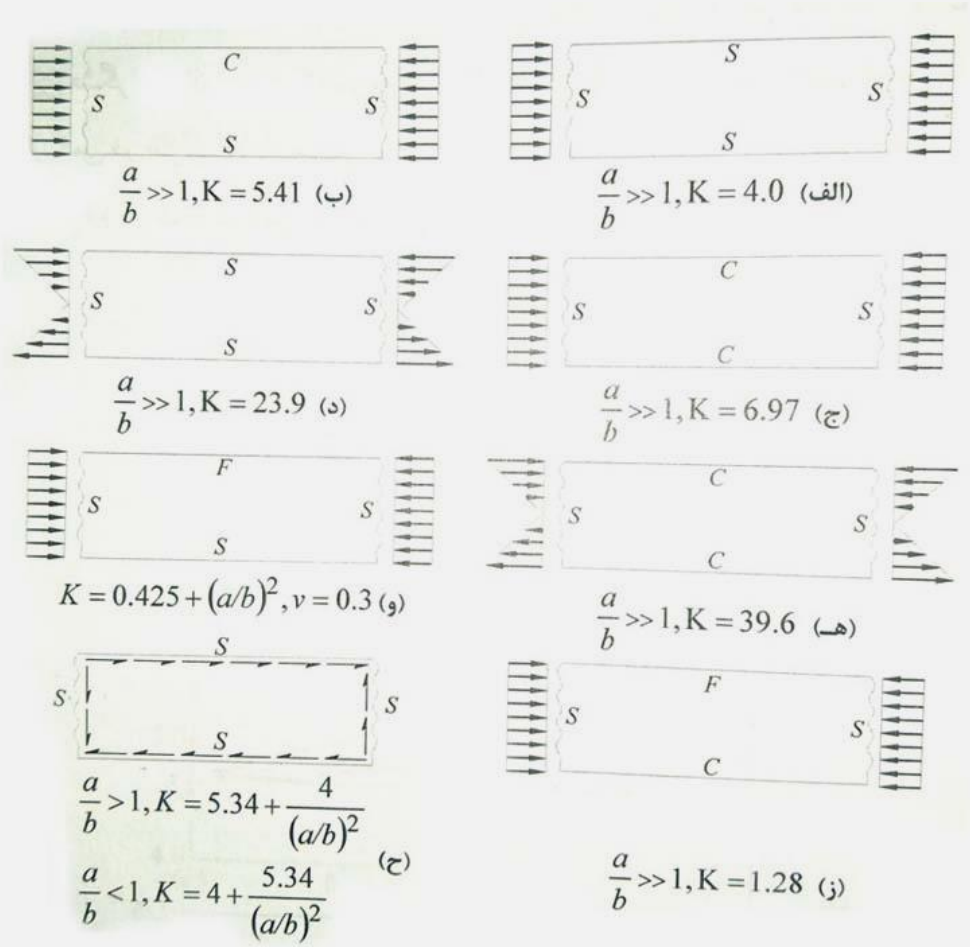


فشردگی مقاطع

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 EK}{12(1-\nu^2)(b/t)^2}$$

- F_{cr}:تنش بحرانی ورق
- E:مدول الاستیسیته فولاد
- K:ضریب کمانش موضعی
- v:ضریب پواسن
- b:عرض ورق
- t:ضخامت ورق
- ضریب K به شرایط مرزی، نوع بارگذاری و نسبت طول به عرض ورق بستگی دارد. با بهبود درجه گیرداری لبه‌های ورق می‌توان ضریب K را افزایش داد. این ضریب با شرایط گوناگون توسط پژوهشگران تعیین شده است که حالتهایی از آن در شکل زیر ارائه شده است.

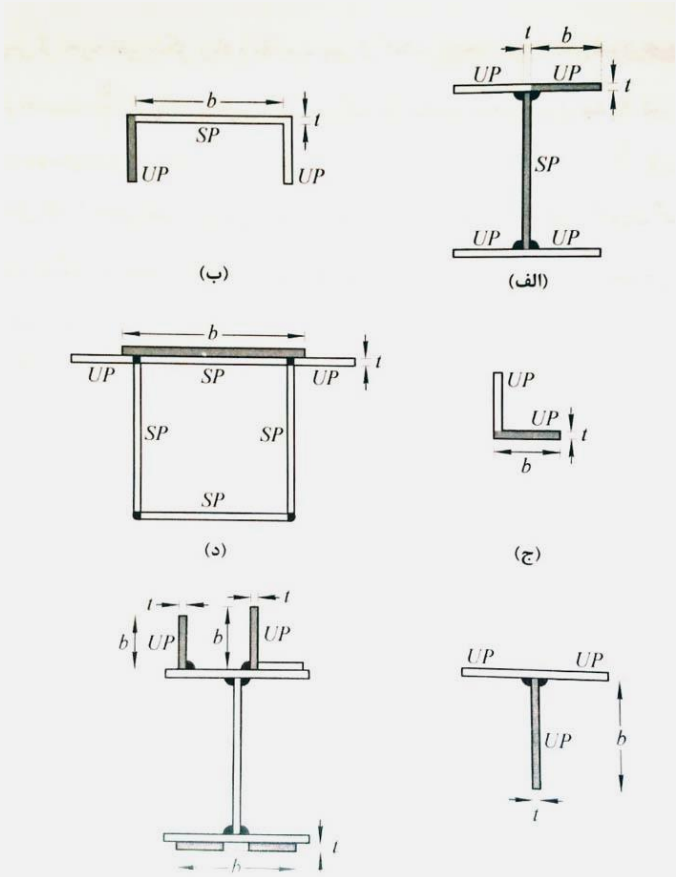
- ضریب کمانش موضعی Kبرای ورق با شرایط بارگذاری و مرزی مختلف (گیردار= Cمفصلی = Sآزاد = F)
-

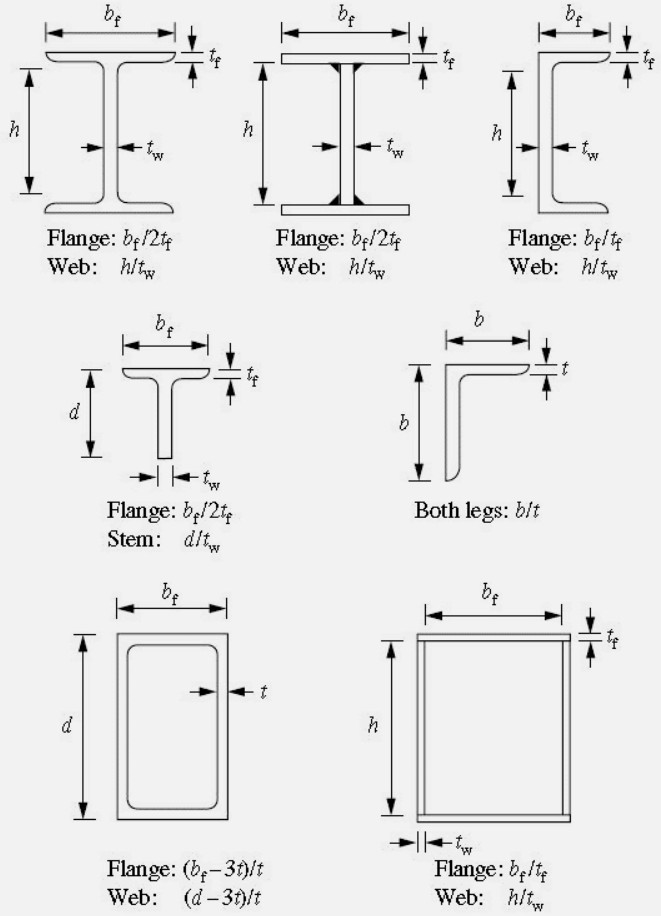


فشردگی مقاطع

- اصولا ورق‌های تشکیل دهنده مقاطع سازه‌های فولادی را می‌توان بر حسب درجه گیرداری لبه‌ها به دو نوع:
- ۱- ورق تقویت شده
- ۲- ورق تقویت نشده،
- تقسیم کرد. ورق تقویت شده ورقی است که در امتداد دو لبه کناری (منظور لبه‌های بارگذاری شده نیست) و موازی با امتداد تنش دارای تکیه‌گاه عمود بر ورق باشد. ورق تقویت نشده به ورقی گویند که یکی از دو امتداد دو لبه کناری و موازی با امتداد تنش آن آزاد باشد. در شکلهای زیر انواع حالتهای تقویت شده و نشده همچنین نحوه تعیین نسبت عرض به ضخامت اجزای اعضا، نشان داده شده است.

فشردگی مقاطع





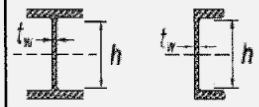
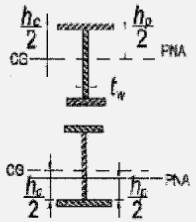
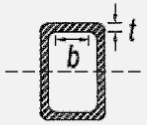
در مقاطع فولادی (UPو تقویت نشده ((SPورق‌های تقویت شده (

نحوه محاسبه نسبت عرض به ضخامت در مقاطع فولادی

شرط فشردگی

برای خمش، مقاطع فولادی به سه گروه زیر طبقه‌بندی می‌شوند.

- مقاطع فشرده
- مقاطع غیر فشرده
- مقاطع با اجزای لاغر

حالت	شرح اجزا	نسبت پهنا به ضخامت	حداکثر نسبت پهنا به ضخامت		مثال‌های نمونه
			λ_p (غیرفشرده/ فشرده)	λ_r لاغر/ غیرفشرده	
۱۵	جان مقاطع I شکل با دو محور تقارن و جان مقاطع ناودانی	h/t_w	$۳/۷۶\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$۵/۷۰\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۶	جان مقاطع I شکل با یک محور تقارن	h_c/t_w	$\frac{\frac{h_c}{h_p}\sqrt{\frac{E}{F_y}}}{(۰/۵۴\frac{M_p}{M_y}-۰/۰۹)^۲} \le \lambda_r$ [d]	$۵/۷۰\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
۱۷	بال‌های مقاطع توخالی مستطیلی شکل (HSS) و جعبه‌ای با ضخامت یکنواخت	b/t	$۱/۱۲\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$۱/۴۰\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

جدول ۱۰-۲-۲-۱ نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فشاری تقویت نشده در اعضای تحت اثر فشار محوری

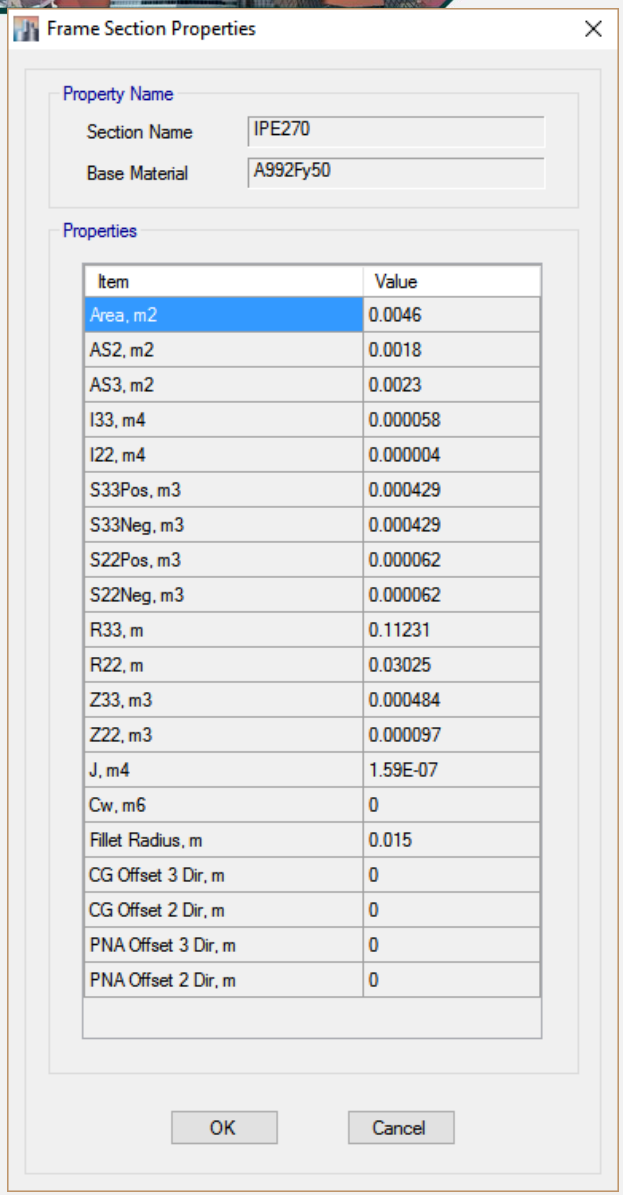
جدول ۱۰-۲-۲-۳ نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فشاری تقویت نشده در اعضای تحت اثر خمش

جدول ۱۰-۲-۲-۴ نسبت‌های پهنا به ضخامت اجزای فشاری تقویت شده در اعضای تحت اثر خمش

فشردگی لرزه ای

- اعضا و سازه هایی با شکل پذیری متوسط و زیاد می بایست الزامات فشردگی لرزه ای را ارضا کنند.

تشریح مشخصات مقاطع فولادی:



- J:ثابت پیچشی سن ونان

ثابت پیچشی سن ونان (Jبعنوان یک معیار جهت تعیین مقدار مقاومت مقاطع در برابر پیچش خالص و یکنواخت استفاده می شود. از این ضریب جهت تعیین مقاومت خمشی – کمانشی (LTBمقطع تیرها و ظرفیت لنگر پیچشی مقطع ستونها استفاده می شود.

- Cw:ثابت تابیدگی

ثابت تابیدگی (Cwبعنوان یک معیار جهت تعیین مقدار مقاومت مقاطع در برابر پیچش غیر یکنواخت استفاده می شود. از این ضریب نیز همانند ثابت پیچشی جهت تعیین مقاومت خمشی – کمانشی (LTBمقطع تیرها و ظرفیت لنگر پیچشی مقطع ستونها استفاده می شود.

- Y0:مرکز برش

مرکز برش یا مرکز پیچش مقطع، نقطه ای در صفحه مقطع است که حول آن مقطع دوران می نماید. از این معیار جهت تعیین پایداری مقاطع تحت بارهای ثقلی استفاده می شود.

نحوه ی تعریف تیرورق ها در Etabs

- ثابت تابیدگی مقاطع دوبل IPE و دوبل ناودانی

$$C_w = 2 \times \frac{(d')^2 b^3 t}{24} + \frac{w(d')^3 (d_w^2)}{24}$$

$$d = 612\ mm\ , b = 229\ mm\ , t = 19.6\ mm\ , w = 11.9\ mm$$

$$C_w = \frac{(d')^2 b^3 t}{24} = \frac{(612 - 19.6)^2 \times 229^3 \times 19.6}{24} = 3440 \times 10^9\ mm^6$$

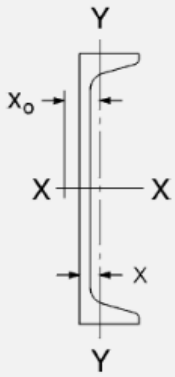


Fig. 2a

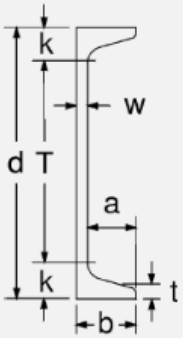


Fig. 2b

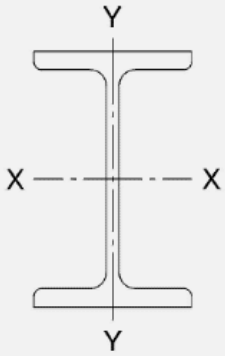


Fig. 1a

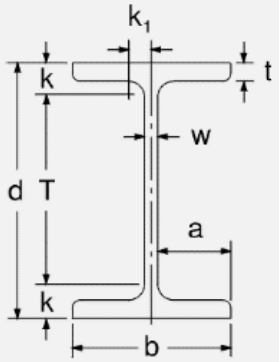


Fig. 1b

$$J = \frac{2b't^3 + d'w^3}{3} \quad \text{(SSRC 1998)}$$

$$C_w = (d')^2 (b')^3 t \left[\frac{1-3\alpha}{6} + \frac{\alpha^2}{2}\left(1 + \frac{d'w}{6b't}\right)\right] \quad \text{(Galambos 1968, SSRC 1998)}$$

$$\alpha = \frac{1}{2 + \frac{d'w}{3b't}}$$

$d' = d - t, \quad b' = b - w/2$

$$J = \frac{2bt^3 + d'w^3}{3} \quad \text{(Galambos 1968)}$$

$$C_w = \frac{(d')^2 b^3 t}{24} \quad \text{(Galambos 1968, Picard and Beaulieu 1991)}$$

$$d' = d - t$$

مرکز برش نسبت به محور X برابر است با:

$$x_o = x + b'\alpha - \frac{w}{2} \quad \text{(Galambos 1968, Seaburg and Carter 1997)}$$

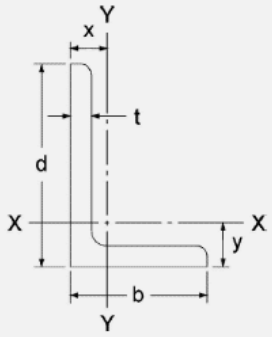


Fig. 3a

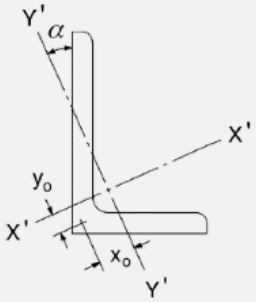


Fig. 3b

$$J = \frac{(d' + b')t^3}{3}$$

$$C_w = \frac{t^3}{36}\left[(d')^3 + (b')^3\right]$$ (Bleich 1952, Picard and Beaulieu 1991)

$$d' = d - \frac{t}{2}, \quad b' = b - \frac{t}{2}$$

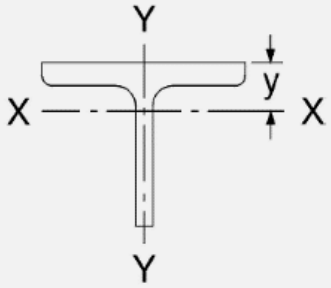


Fig. 4a

$$J = \frac{bt^3 + d'w^3}{3}$$

$$C_w = \frac{b^3t^3}{144} + \frac{(d')^3 w^3}{36}$$ (Bleich 1952, Picard and Beaulieu 1991)

$$d' = d - \frac{t}{2}$$

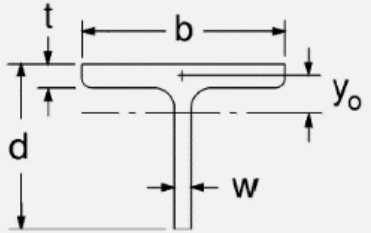


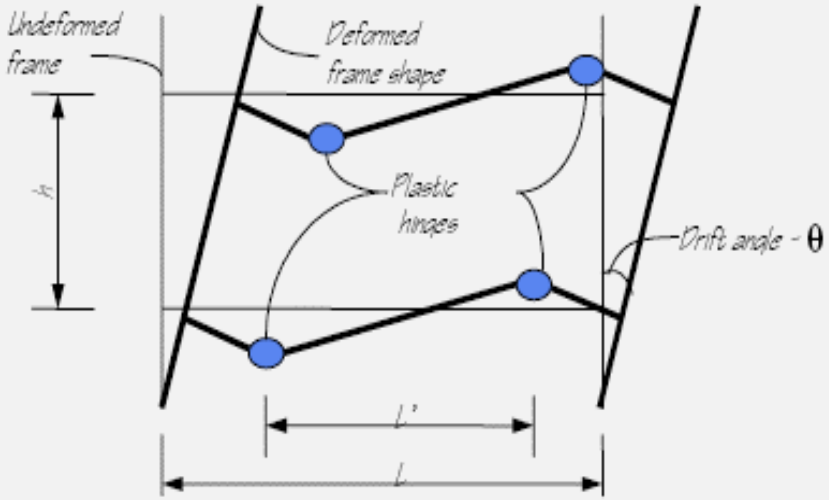
Fig. 4b

0938 290 4800 Etabs-Education.ir مهندس علیرضا خویه دوره آموزش Etabs

الزامات قاب خمشی ویژه و متوسط (۱۰-۳-۸)

در قاب‌های خمشی بارهای جانبی بوسیله خمش و برش بوجود آمده در تیرها و ستون‌ها تحمل می‌شود و شکل‌پذیری قاب با ایجاد تسلیم خمشی در تیرها، تسلیم برشی در چشمه اتصال ستون‌ها و تسلیم خمشی در ستون‌ها بوجود می‌آید.

مزیت این سیستم،شکل‌پذیری بالا و ایمن و تطبیق‌پذیری معماری خوب و عیب بزرگ آن پایین بودن سختی الاستیک قاب خمشی است.



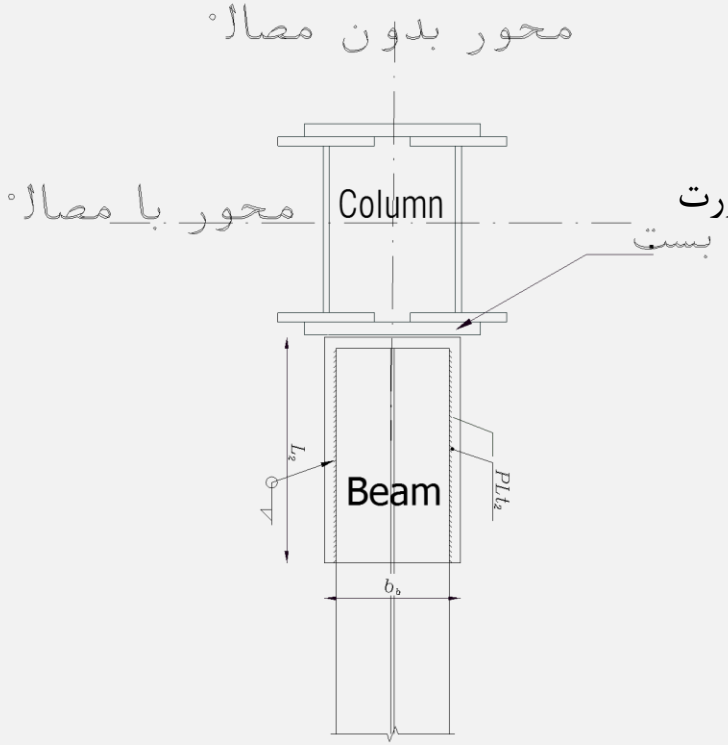
محل تشکیل مفصل پلاستیک در دو انتهای تیر باید در فاصله ای به اندازه ۰.۵ d تا ۱ d از بر ستون در نظر گرفته شود. (d ارتفاع کل تیر)

در دو انتهای تیر ،فاصله بین بر ستون تا ۰.۵d از محل مفصل پلاستیک به سمت داخل دهانه ، ناحیه بحرانی تلقی میشود .

الزامات ستون ها در قاب خمشی ویژه و متوسط

قاب خمشی ویژه(۱۰-۳-۸-۱-۱)

- مقطع ستون باید از نوع فشرده لرزه ای باشد
- استفاده از مقطع متشکل از چند نیمرخ بست دار مجاز نیست.اجزای مقطع ستون باید در تمامی طول آن به صورت پیوسته به یکدیگر متصل شوند.



قاب خمشی متوسط(۱۰-۳-۸-۲-۱)

- مقاطع ستون را می توان از نوع فشرده باشد.
- استفاده از مقاطع متشکل از چند نیمرخ بست دار مجاز است ، مشروط بر آنکه خمش در ستون حول محور با مصالح باشد.

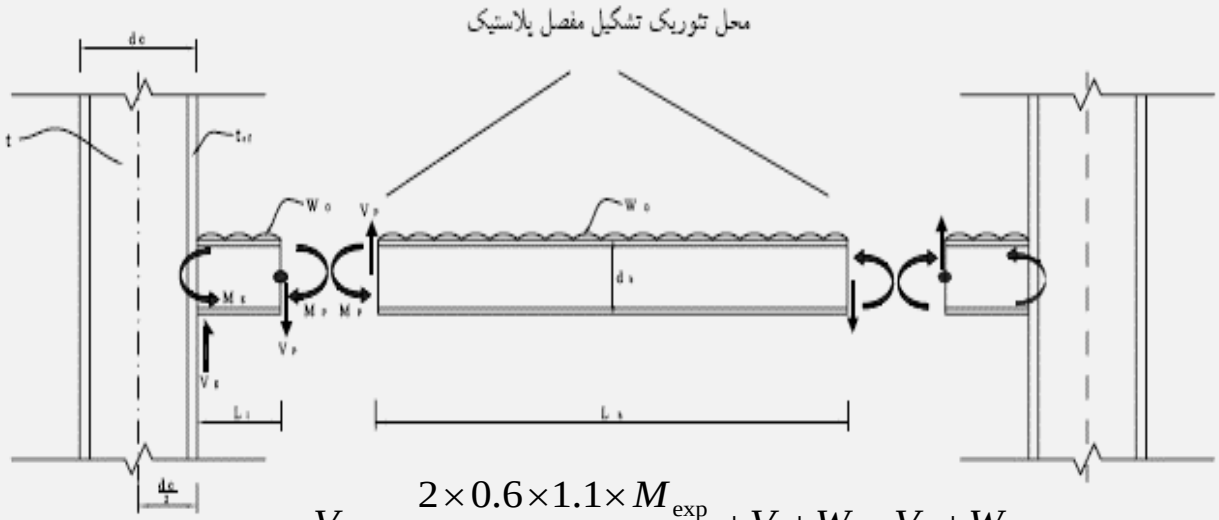
الزامات تیر ها درقاب خمشی ویژه

الف- مقاطع تیرها باید از نوع فشرده لرزه ای میباشد

ب- در طراحی تیرها برای خمش ضابطه اضافی خاصی در قاب های خمشی ویژه وجود ندارد ولی در طراحی آنها برای برش باید نیروی برشی اضافی ناشی از ایجاد لنگر های خمشی قابل انتظار در مفصل های پلاستیک دو انتهای تیرها در نظر گرفته شود.

که wG، مجموع بارهای گسترده خطی ثقلی مرده و زنده است.

محل‌های تشکیل مفصل پلاستیک و نیروهای نظیر آن



$$V_{ES} = \frac{2 \times 0.6 \times 1.1 \times M_{\exp}}{L_h} + V + W = V_0 + W$$

$$M_{\exp} = Z_b \times F_{ye}$$

V_0 –نیروی برشی کل موجد در محل مفصل پلاستیک در طراحی به روش تنش مجاز

الزامات تیر ها درقاب خمشی متوسط

الف- مقطع تیرها را می‌توان از نوع فشرده در نظر گرفت.

ب- در طراحی تیرها برای برش می‌توان الزامات قاب‌های خمشی ویژه را بدون منظور کردن ضریب 1.1 مربوط به سخت شدگی مجدد رعایت کرد و یا برش ایجاد شده در تیر تحت اثر ترکیب بار زلزله تشدید یافته، هر کدام که کوچکترند، را بکار برد.

$$V_{ES} = \frac{2\times 0.6\times M_{exp}}{L_h} + V + W = V_0 + W \qquad M_{exp} = Z_b F_{ye} = 1.15\times Z_b F_y = 1.15 M_p$$

Vنیروی برشی موجود درمحل تشکیل مفصل پلاستیک فقط به علت بار قائم بدون ضریب در طول L_h اگر حداکثر بار خطی وارد بر تیر w گرفته شود :

$$V + W = wL_n/2 \qquad L_1 = 0.5d \sim d \qquad L_n = L_h + 2L_1$$

$$\rightarrow V_{ES} = \frac{2\times 0.6\times 1.15 M_p}{L_h} + \frac{wL_n}{2} \le V_p \qquad \rightarrow 1.38\frac{M_p}{L_n - 2L_1} + \frac{wL_n}{2} \le V_p$$

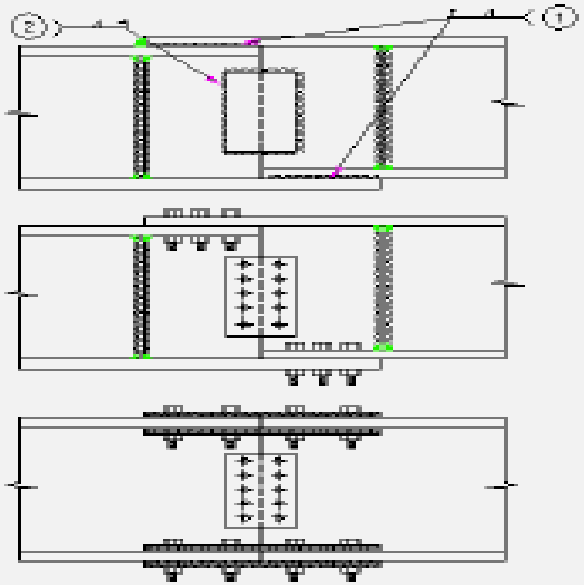
$$\frac{w}{2}L_n{}^2 - (V_p + wL_1)L_n + (1.38M_p + 2V_pL_1) \le 0$$

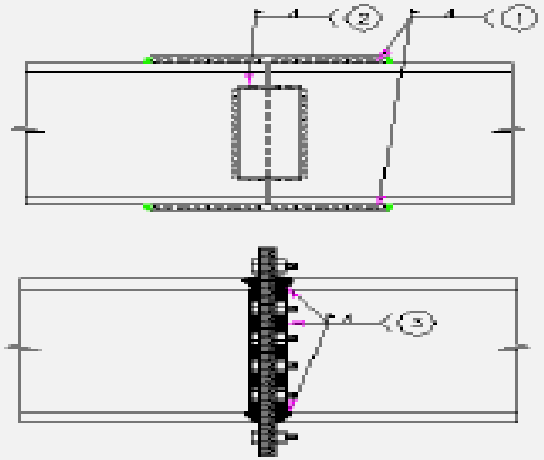
برای ساده‌سازی محاسبات می توان فایل اکسلی تهیه کرد تا مقادیر $L_{n-\min}$ و $L_{n-\max}$ را محاسبه کند.

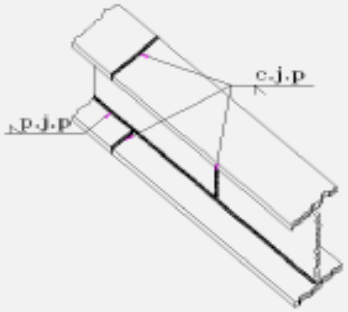
- ✓ اگر $L_{n-\min} \le L_n \le L_{n-\max}$ گسیختگی برشی روی تیر رخ نمی‌دهد و مشخصات مقطع تیر برای تحمل بارهای وارده بر آن مناسب است.
- ✓ اگر $L_n \le L_{n-\min}$ به علت طول کوتاه تیر، نیروی برشی حاصل از لنگر خمیری بر رفتار تیر حاکم بوده و موجب گسیختگی برشی می‌شود.
- ✓ اگر $L_n \ge L_{n-\max}$ به علت طول زیاد تیر، اثر برش ناشی از بار ثقلی بیشتر بوده و موجب گسیختگی برشی خواهد شد.

وصله تیر ها (۱۰-۳-۸-۱-۲-۳)

- الف- وصله تیرها باید خارج از محدوده بحرانی قرار گیرد.
- ب- در صورت استفاده از ورق وصله بال، ظرفیت باربری ورق وصله و اتصال دهنده‌های جوشی و یا پیچی آن، باید حداقل 1.1برابر ظرفیت باربری مقطع ضعیف‌تر وصله شونده باشد.
- در صورت استفاده از ورق وصله جان، این ورق‌ها باید به صورت متقارن و در دو طرف جان به کار برده شوند.



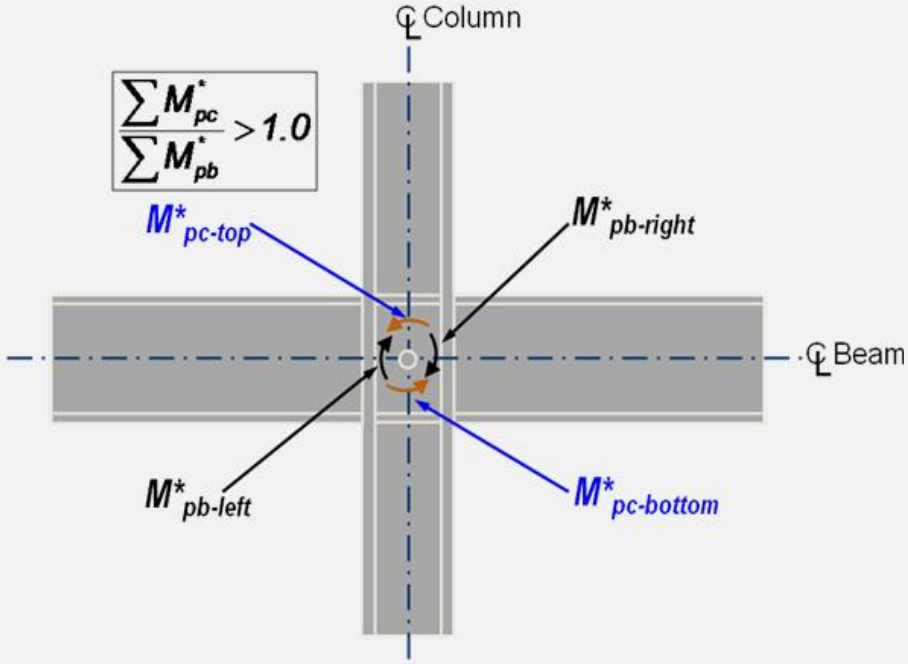


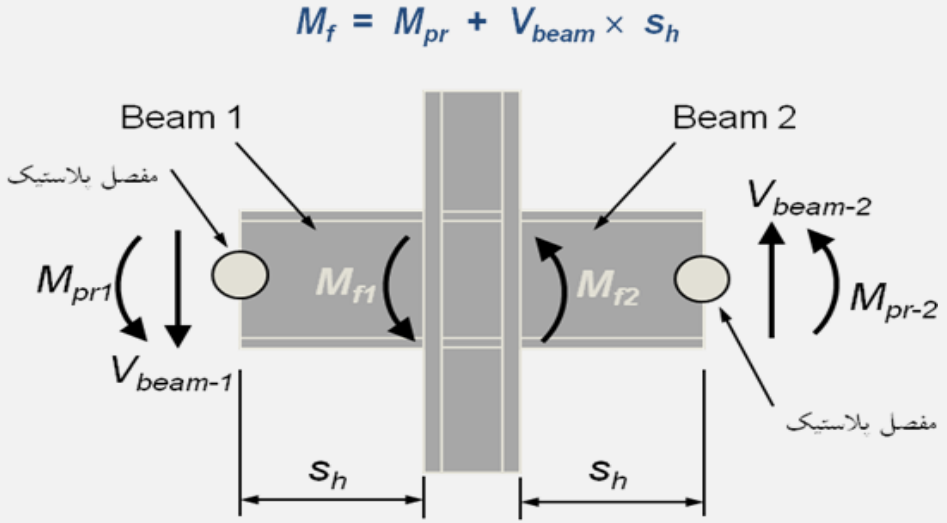


اتصال تیر به ستون در قاب‌های خمشی ویژه و متوسط (۱۰-۳-۸-۱-۳)

چشمه اتصال:

البته با اینکه چشمه اتصال می‌تواند بطور مؤثر در شکل‌پذیری مشارکت کند ولی یک چشمه اتصال ضعیف می‌تواند باعث ایجاد پتانسیل بیشتری برای گسیختگی ترد در دوران‌های پلاستیک بالا شود.





ورق های پیوستگی (۱۰-۳-۸-۵)

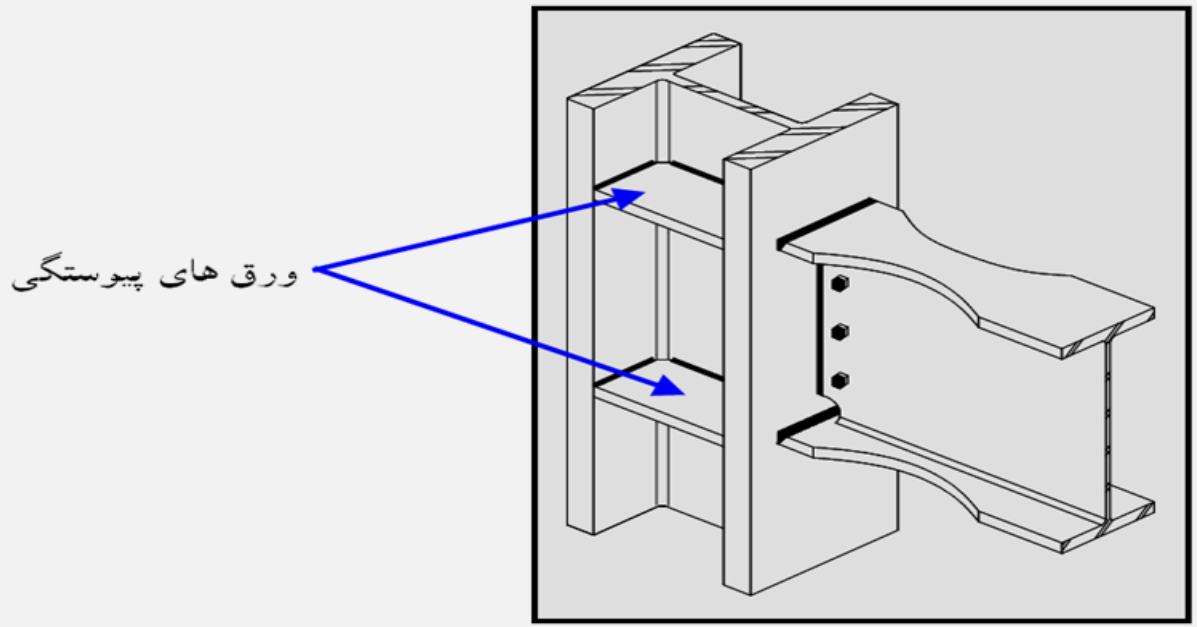
ورق‌های پیوستگی باید در مقابل بال های تیر یا ورق‌های پوششی اتصال بال بالایی و پایینی تیرهای متصل شونده به ستون و به صورت متقارن نسبت به محور ستون، قرار داده شوند.این ورق‌ها برای انتقال نیروهای درون صفحه‌ای حاصل لنگر تیر به چشمه اتصال در ستون بکار برده می‌شوند و باید شرایط زیر را برآورده کنند.

الف- طول ورق‌ها باید برابر فاصله خالص دو بال ستون باشد

ب- ضخامت ورق‌ها نباید از ضخامت بال یا ورق پوششی اتصال بال تیرهای دو طرف کمتر باشند.

پ- پهنای ورق ها در ستون‌های با مقطع قوطی شکل، باید برابر فاصله خالص دو جان ستون بوده، و در ستون با مقطع H شکل از مجموع پهنای عرض تیر یا عرض ورق پوششی اتصال در دو طرف جان کمتر نباشند.

ت- نسبت عرض به ضخامت در ورق‌های با یک لبه متکی، نظیر ورق‌های پیوستگی ستون‌های Hشکل، نباید از $0.55\sqrt{E/F_{ys}}$ و ورق‌های با دو لبه متکی، نظیر ورق‌های پیوستگی ستون‌های با مقطع قوطی شکل، نباید از $1.4\sqrt{E/F_{ys}}$ کمتر باشد



۱۰-۳-۸-۵ ورق‌های پیوستگی

ورق‌های پیوستگی (سخت‌کننده‌های عرضی) در مقابل بال‌های تیر یا ورق‌های پوششی اتصال بال بالایی و پایینی تیرهای متصل شونده به ستون علاوه بر تامین الزامات بخش ۱۰-۲-۹-۱۰ باید دارای شرایط زیر نیز باشند.

الف) در ستون‌های H شکل در صورتی‌که ضخامت بال ستون بزرگتر از مقادیر تعیین شده توسط روابط ۱۰-۳-۸-۲ و ۱۰-۳-۸-۳ باشد، تعبیهٔ ورق‌های پیوستگی در چشمهٔ اتصال الزامی نیست. در غیر اینصورت تعبیهٔ یک جفت سخت‌کننده (ورق‌های پیوستگی) در داخل ستون و با رعایت شرایط (پ) تا (ح) همین بند الزامی است.

$$t_{cf} \geq ۰/۴ \sqrt{۱/۸ b_{bf} t_{bf} \frac{R_{yb} F_{yb}}{R_{yc} F_{yc}}} \qquad (۱۰-۳-۸-۲)$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{۶} \qquad (۱۰-۳-۸-۳)$$

ب) در ستون‌های جعبه‌ای (قوطی شکل) در صورتی‌که ضخامت بال ستون بزرگتر از مقادیر تعیین شده توسط روابط ۱۰-۳-۸-۴ و ۱۰-۳-۸-۵ باشد، تعبیهٔ ورق‌های پیوستگی در چشمه اتصال الزامی نیست. در غیر اینصورت تعبیهٔ یک جفت سخت‌کننده (ورق‌های پیوستگی) در داخل ستون و با رعایت شرایط (پ) تا (ح) همین بند الزامی است.

$$t_{cf} \geq ۰/۴ \sqrt{\left[۱ - \frac{b_{bf}}{b_{cf}^{۲}} \left(b_{cf} - \frac{b_{bf}}{۴} \right) \right] ۱/۸ b_{bf} t_{bf} \frac{F_{yb} R_{yb}}{F_{yc} R_{yc}}} \qquad (۱۰-۳-۸-۴)$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{۱۲} \qquad (۱۰-۳-۸-۵)$$

در روابط فوق:

F_{yb} = حداقل تنش تسلیم مصالح بال تیر

F_{yc} = حداقل تنش تسلیم مصالح بال ستون

ام سیویل

اتصال قوی تر | ستون قوی | تیر ضعیف

اتصالات فولادی

AliReza Khooyeh
Etabs-SAP.ir

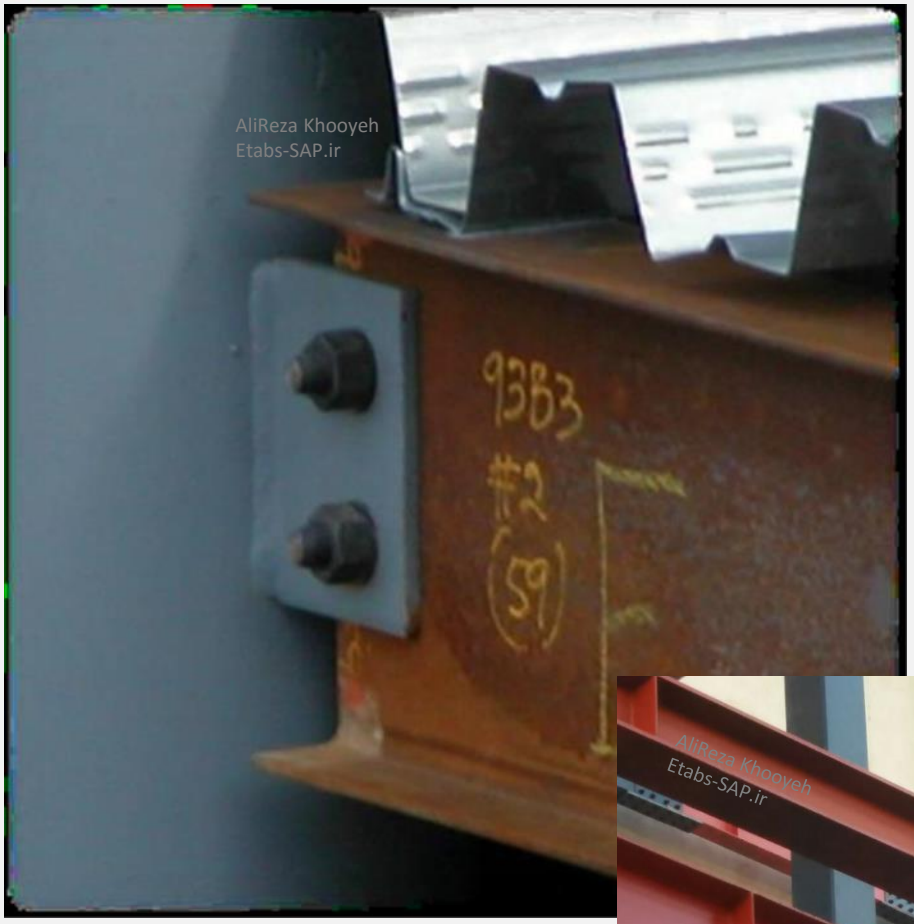
Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications

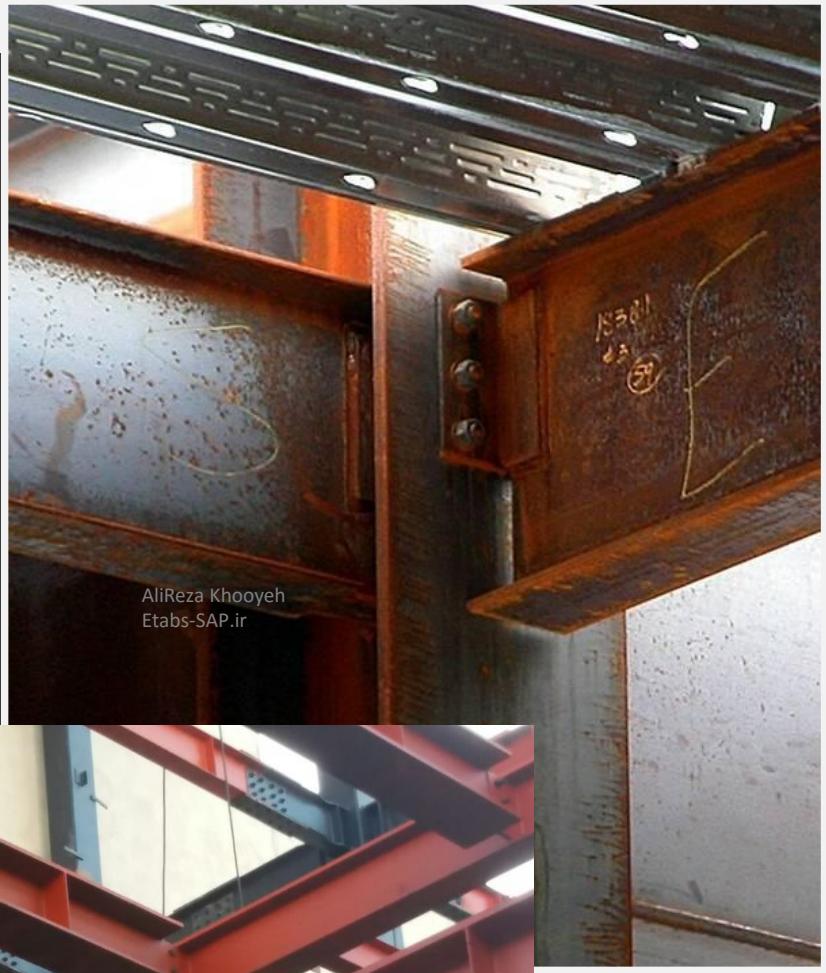
Including Supplement No. 1 and Supplement No. 2

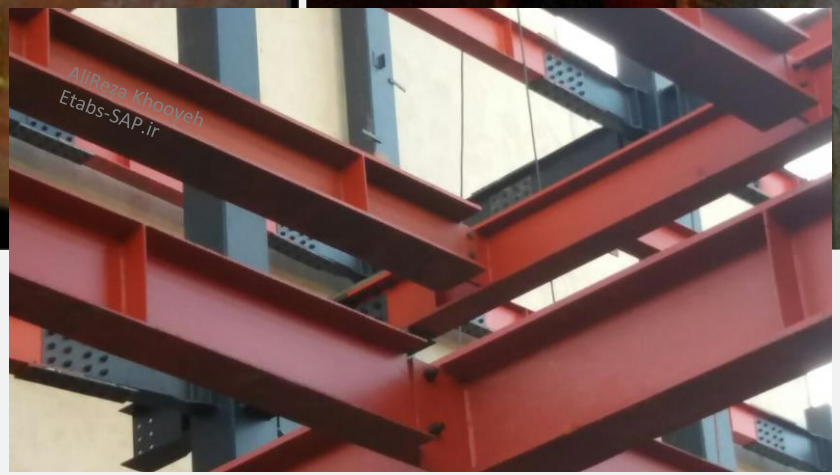
January 5, 2011
including
Supplement No. 1 — June 17, 2011
Supplement No. 2 — February 4, 2014

Approved by the AISC Connection Prequalification Review Panel
and issued by the AISC Board of Directors

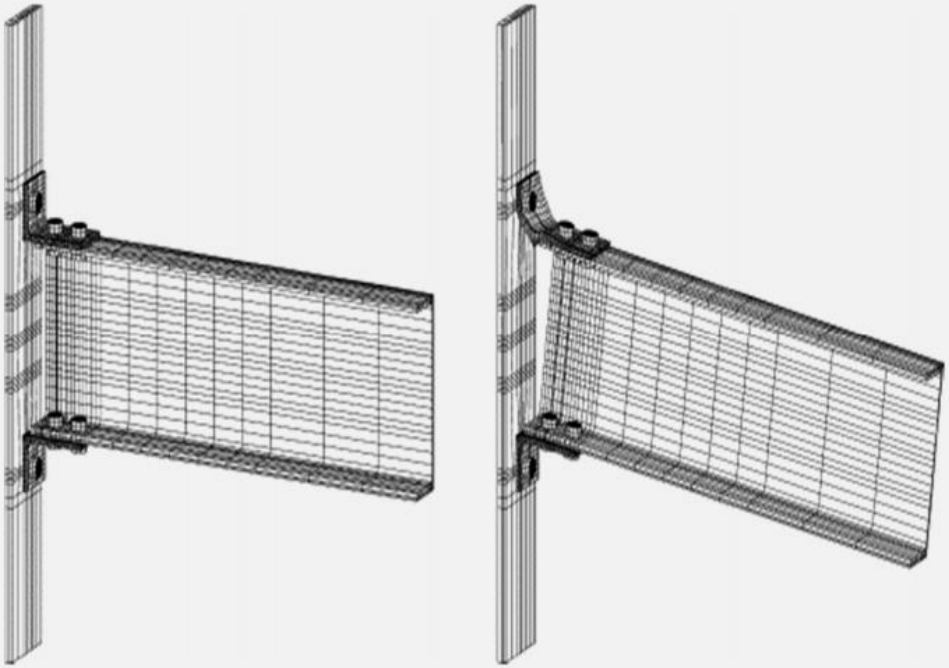
اتصالات مفصلی





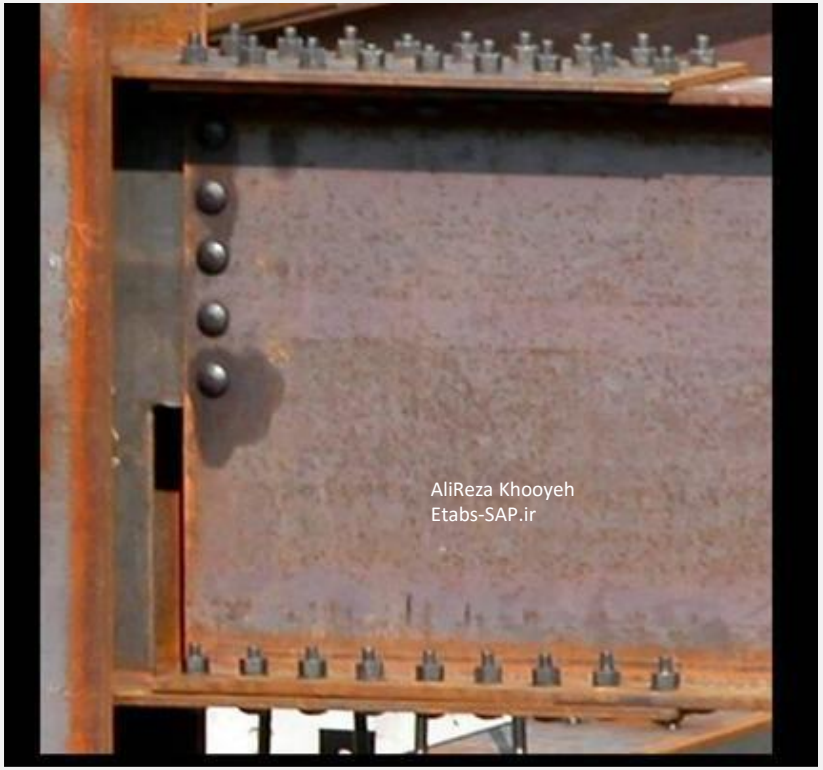


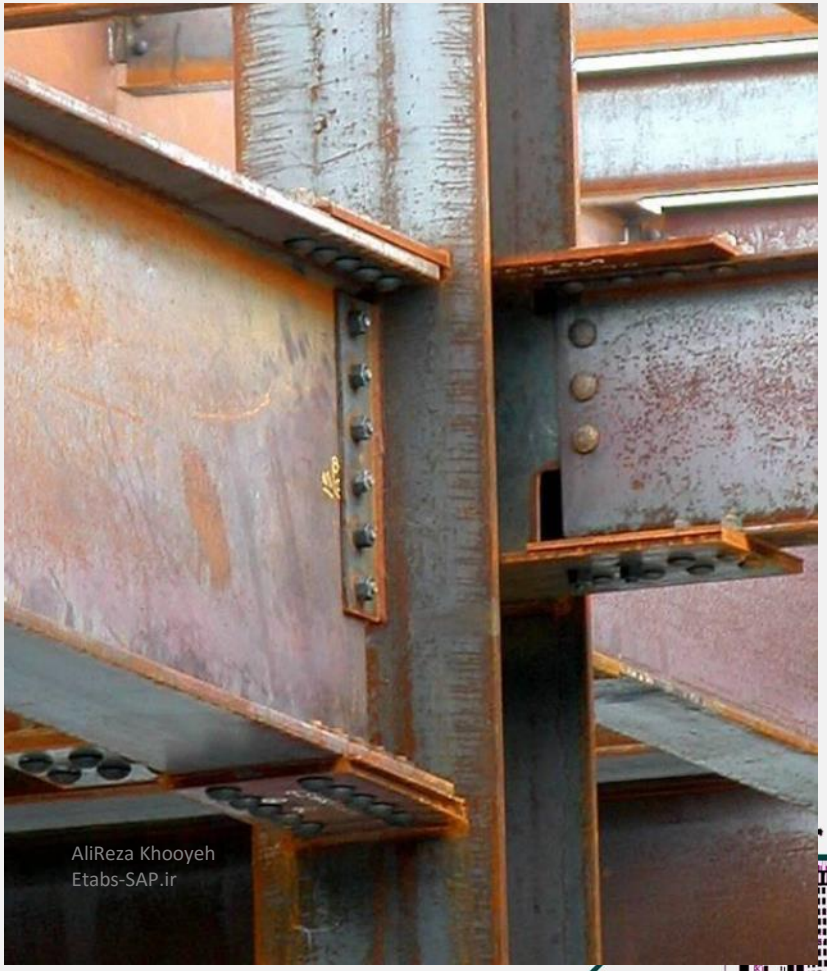
رفتار اتصالات مفصلی (ساده) با نبشی نشیمن (اتصالات اتکایی)



مدلی از اتصالات مفصلی (ساده) با نبشی نشیمن (اتصالات اتکایی)

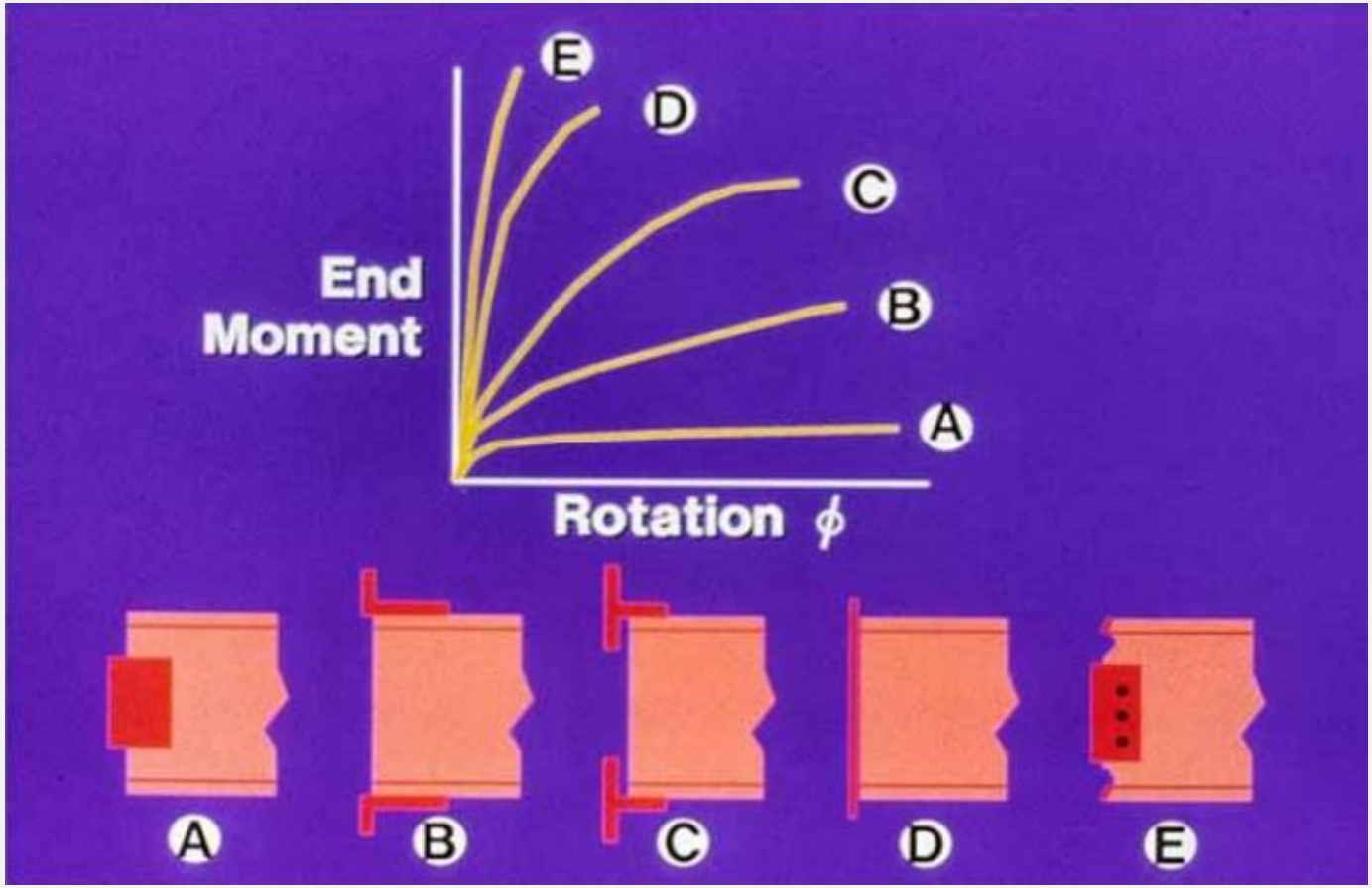
اتصالات گیردار



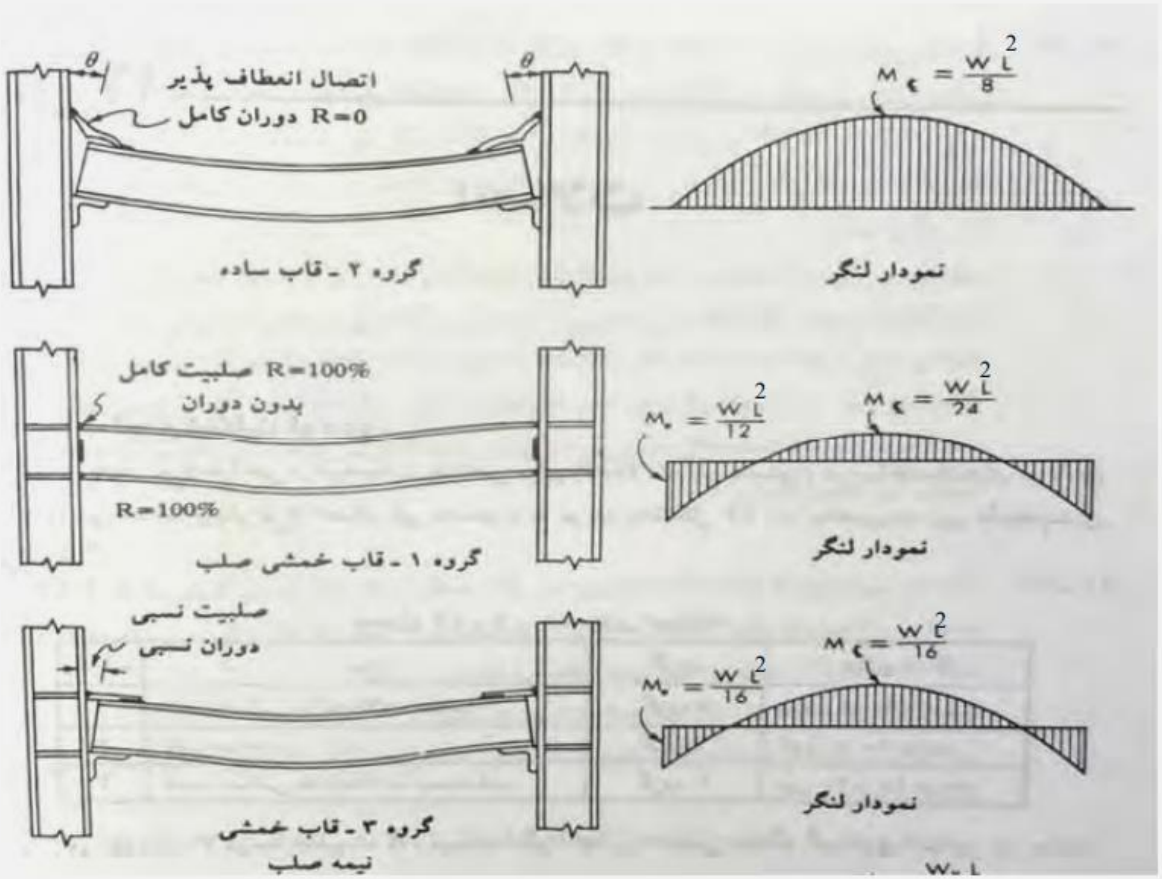


اتصالات نیمه صلب

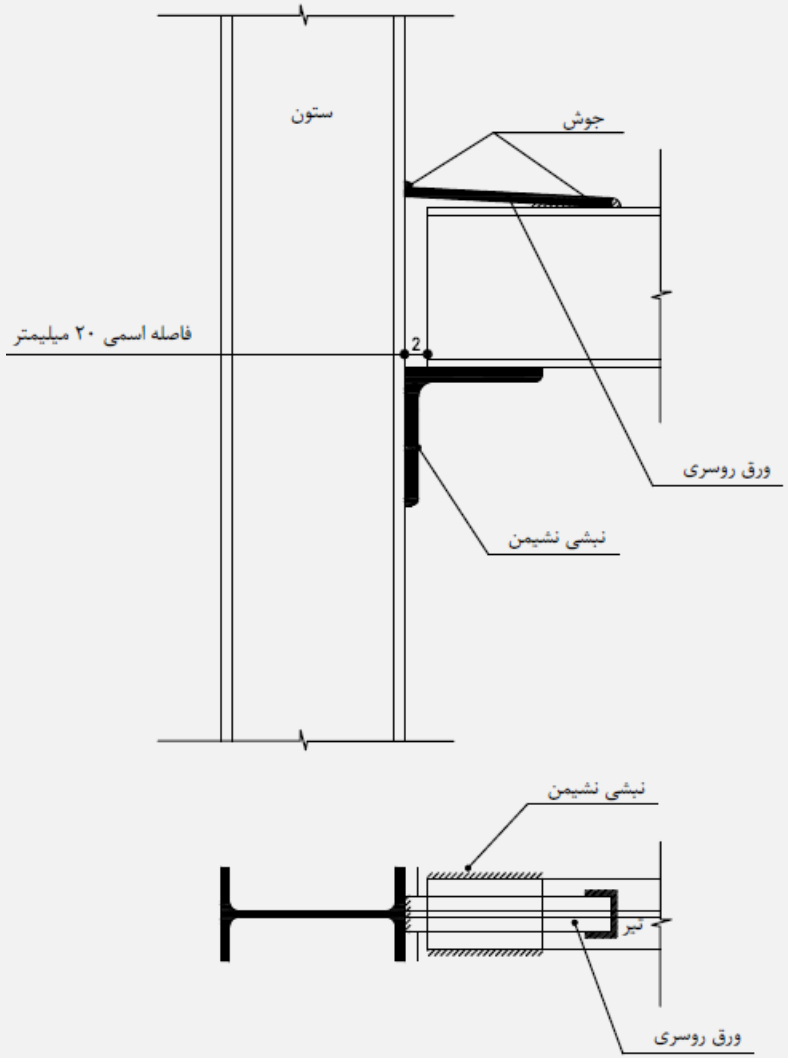
منحنی لنگر–چرخش برای انواع اتصالات

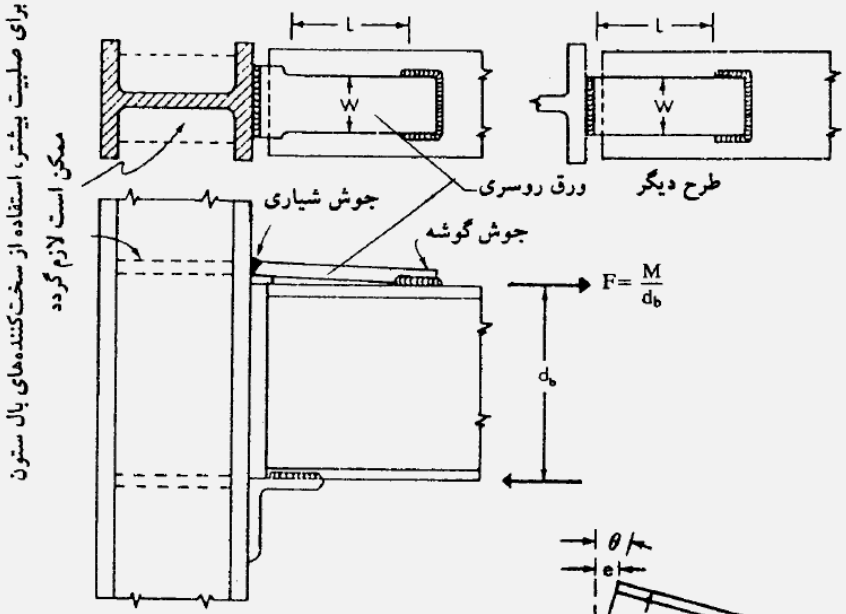


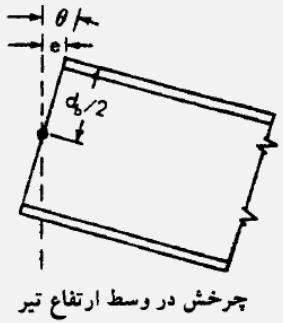
مقایسه دیاگرام لنگر خمشی



اتصال نیمه صلب







چرخش در وسط ارتفاع تیر

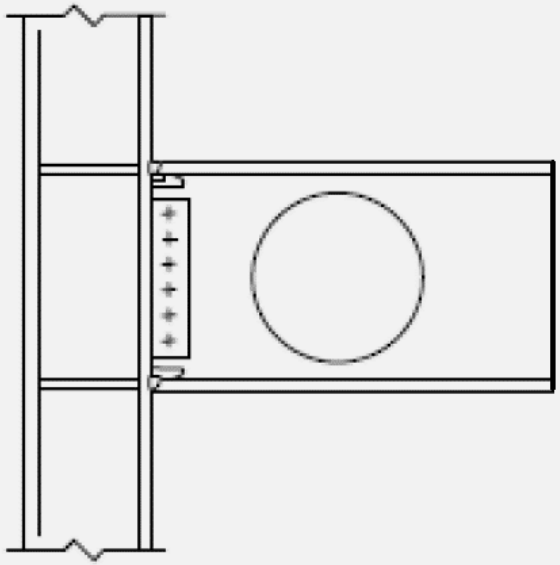
در این نوع اتصال طولی مساوی L از ورق روسری به صورت جوش نشده باقی می ماند. تسلیم کششی ورق رو سری در این ناحیه دوران انتهایی لازم را برای رفتار نیمه صلب به وجود می آورد.
این ورق کارکردی مانند میلگرد منفی در سقف های تیرچه بلوک دارد.

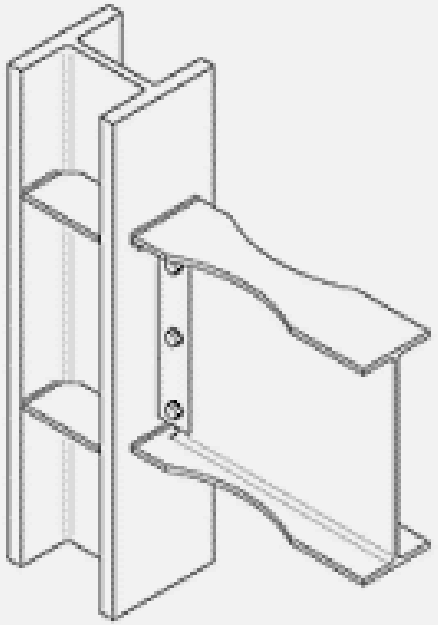
0938 290 4800 Etabs-Education.ir مهندس علیرضا خویه دوره آموزش Etabs

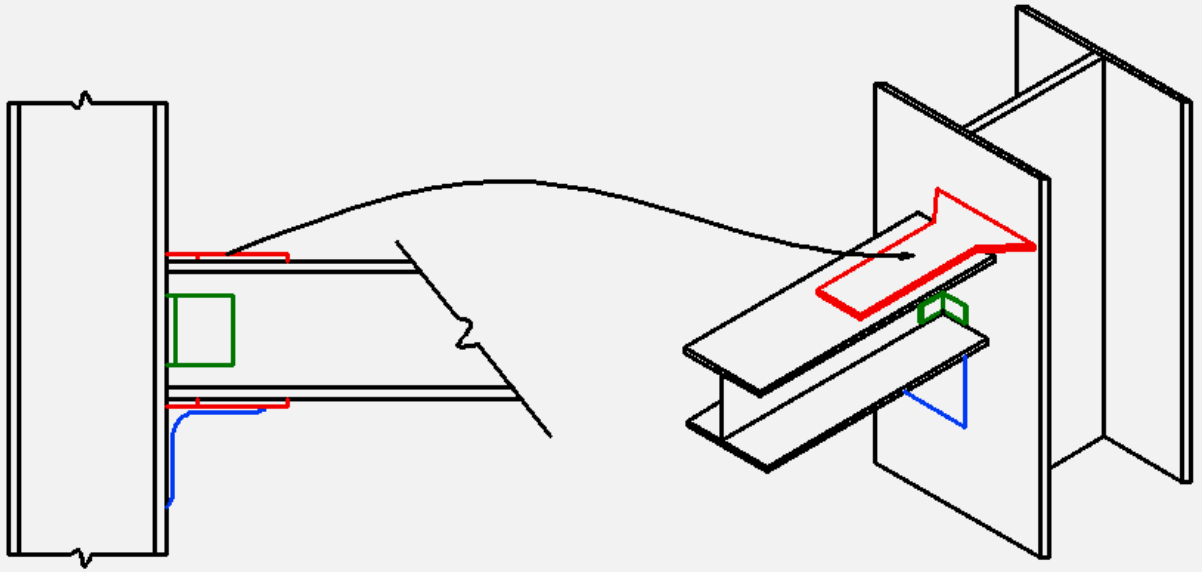
مزایای اتصال نیمه صلب

- مزایا
  - می تواند عملکرد غیرخطی قابهای فولادی را بهبود بخشد
  - جذب انرژی اتصال نیمه صلب
  - توزیع مناسب انرژی به دهانه های مجاور گرهی اتصال نیمه صلب و ممانعت از تمرکز انرژی در دهانه مهاربندی سیستم های دوگانه
  - کاهش برش پایه – به وسیله نرم تر کردن سازه
  - کاهش خطر فروریزش ناگهانی در زلزله های قوی
  - کاهش نیروی اعضا

- معایب:
  - ایجاد تغییر مکان های زیاد
  - حساس بودن اتصالات نیمه صلب در برابر نحوه اجرا
  - نبود اطلاعات دقیق پیرامون روابط ممان-چرخش
  - محدودیت های ارتفاع ساختمان

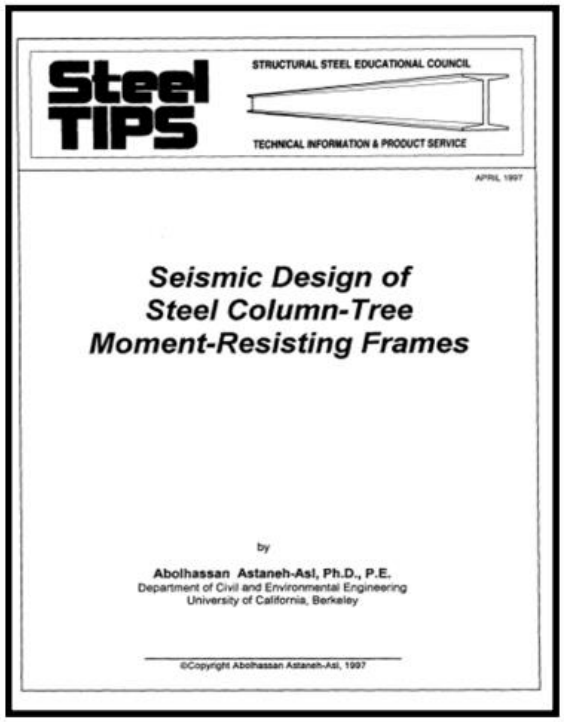






اتصال درختی

- معرفی شده درسال۱۹۹۷توسط آستانه اصل


STRUCTURAL STEEL EDUCATIONAL COUNCIL

Steel TIPS

TECHNICAL INFORMATION & PRODUCT SERVICE

APRIL 1997

Seismic Design of Steel Column-Tree Moment-Resisting Frames

by

Abolhassan Astaneh-Asl, Ph.D., P.E.
Department of Civil and Environmental Engineering
University of California, Berkeley

©Copyright Abolhassan Astaneh-Asl, 1997

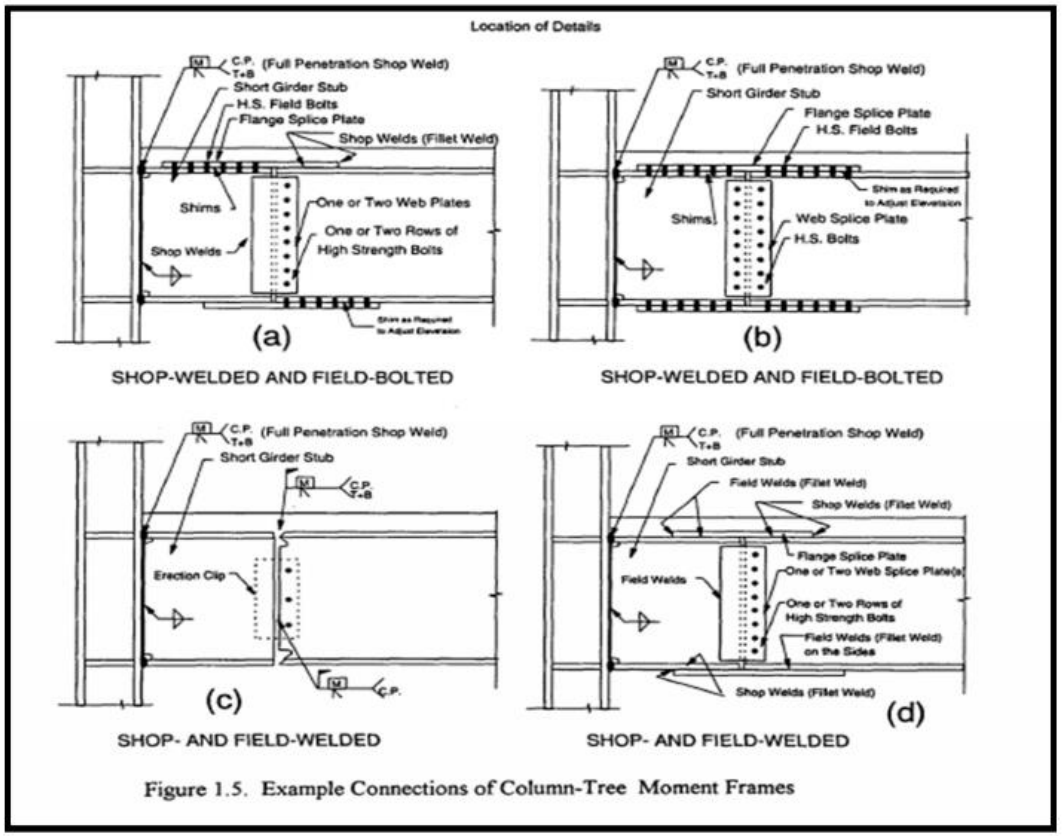


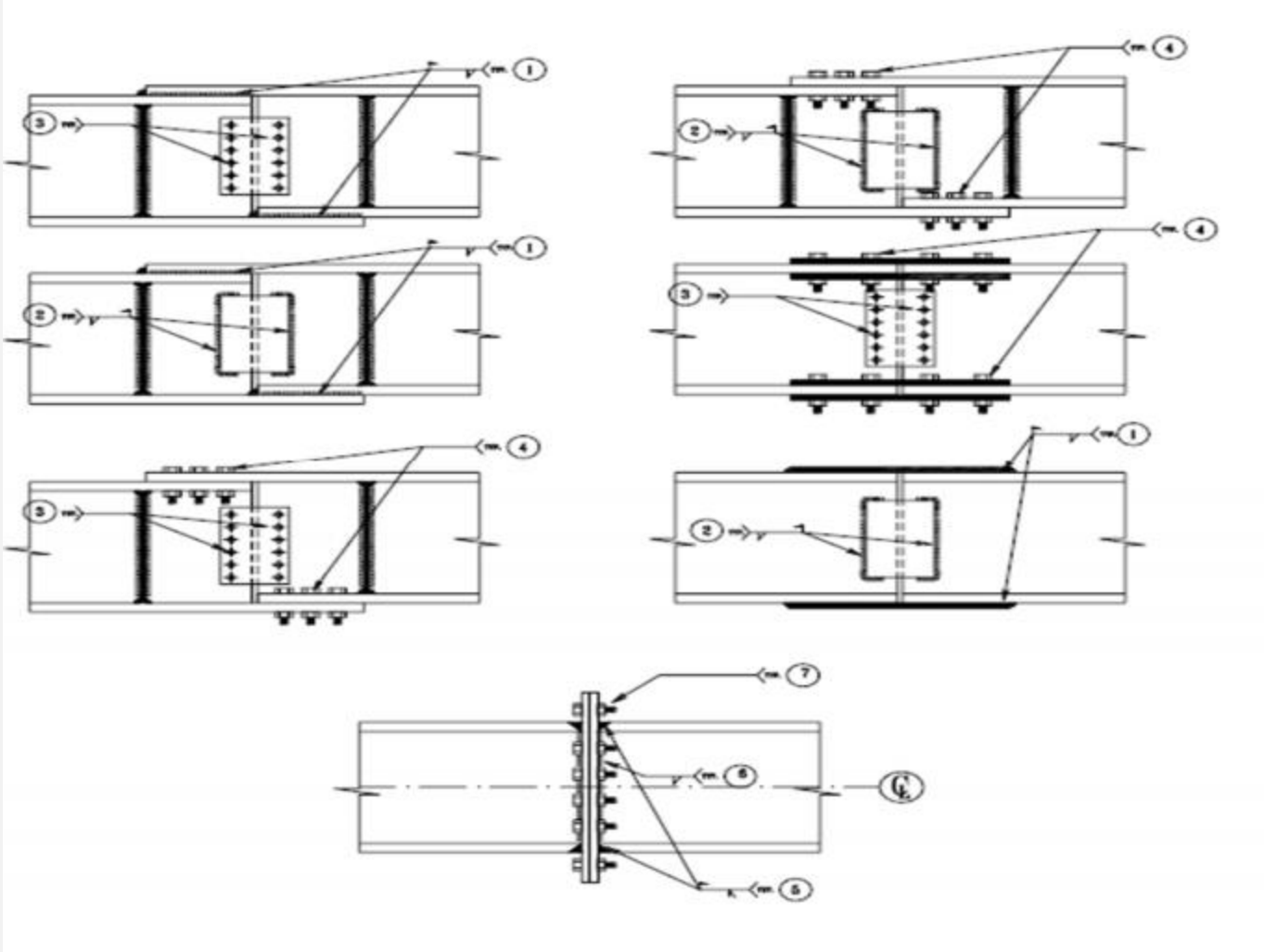
Figure 1.5. Example Connections of Column-Tree Moment Frames

AliReza Khooyeh
Etabs-SAP.ir

AliReza Khooyeh
Etabs-SAP.ir

AliReza Khooyeh
Etabs-SAP.ir

اتصالات درختی یا بازویی تاییدشده



اتصلات Con XL

۵ ـ ۴ طراحی اتصال

۱ ـ تعیین لنگر انتهایی براساس درجهٔ صلبیت ۷۵ درصد

$$M_e = ۰/۷۵\ (FEM) \qquad (۵ ـ ۱)$$

FEM = لنگر گیرداری انتهایی

در صورت استفاده از برنامه‌های تحلیل سازه که لنگر انتهایی را برحسب درجهٔ صلبیت، مستقیماً به‌دست می‌دهند، نیازی به‌محاسبهٔ فوق نیست.

۲ ـ سطح مقطع ورق روسری از رابطهٔ زیر به‌دست می‌آید:

$$A_p = \frac{M_e}{(۰/۶ F_y)\, d_b} \qquad (۵ ـ ۲)$$

A_p = سطح مقطع ورق روسری

M_e = لنگر انتهایی

F_y = تنش تسلیم ورق روسری

d_b = ارتفاع تیر

۳ ـ تعیین دوران انتهایی لازم برحسب درجهٔ صلبیت

$$\theta_e = \theta_{eo}(۱ - R) \qquad (۵ ـ ۳)$$

R = درجه صلبیت

θ_{eo} = دوران انتهایی در حالت صلبیت صفر (دهانهٔ ساده) ـ جدول ۵ ـ ۱

0938 290 4800 Etabs-Education.ir مهندس علیرضا خویه دوره آموزش Etabs

۴ ـ تعیین طول L به‌منظور تأمین درجه صلبیت مورد نظر

$$L = \frac{\theta_e d_b E}{2 f_b} \qquad (۴ - ۵)$$

f_b = تنش خمشی موجود در ورق روسری $\left(f_b = \frac{M_e}{dA_p}\right)$

θ_e = دوران انتهایی

0938 290 4800 Etabs-Education.ir مهندس علیرضا خویه دوره آموزش Etabs

نکات اجرایی

- **ابعاد ورق تقویتی تیرها در سازه های فولادی:**
پیشنهاد می شود در ارتباط با ابعاد ورق تقویتی در تیرهای سازه فولادی، (مفصل و یا گیردار)، عرض ورق تقویتی ترجیحا بیشتر از عرض بال تیر درنظر گرفته شود تا از پیچیدن تیر هنگام جوشکاری جلوگیری و اجرای کار راحت تر شود. (با افزایش عرض ورق میتوان ضخامت این ورق را کاهش تا طرح غیر اقتصادی نشود)

ارور های ایتبس و راه حل ها

- استفاده از گزینه ی Check Model واقع در منوی Analyse پیش از انجام تحلیل و طراحی
- حتما فایل جزئیات Run Log را که هنگام تحلیل ظاهر می شود را چک کنید.
- در مسیری که فایل Etabs را ذخیره می کنید از نام های فارسی برای پوشه ها به هیچ وجه استفاده نکنید.
- استفاده از گزینه ی Merge Joint واقع در منوی Edite ؛
  - گاهی هنگام مدلسازی تیر و ستون ها خطاهایی ایجاد می شود و تیر و ستون ها در یک گره به یکدیگر نمی رسند

کنترل فشار و کشش در ستونها

آیین نامه ۲۸۰۰

$$D + 0.8L \pm 2.8E$$

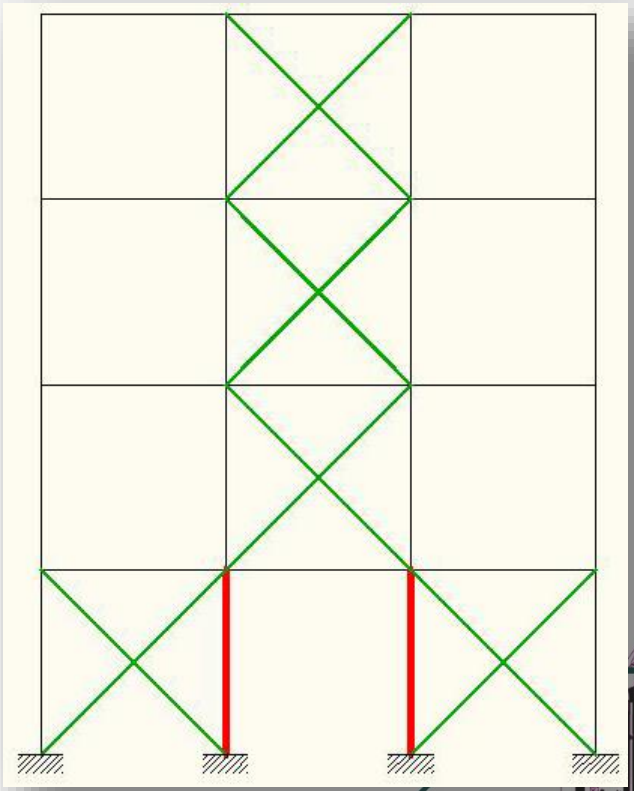
$$0.8D \pm 2.8E$$

مبحث دهم

$$D + 0.7L \pm \Omega_0 E$$

$$0.8D \pm \Omega_0 E$$

سیستم سازه ای	Ω_0
سیستم قاب خمشی فولادی	3.2
سیستم دوگانه	3.2
سیستم قاب ساده + مهاربند واگرا	2.8
سیستم قاب ساده + مهاربندهمگرا	2.4



مقاومت نهایی ستونها

درکشش = Fy

در فشار = 1.7Fa

مثال: حداقل ضخامت جهت تیغه داخلی یک ساختمان مسکونی واقع درشهررشت باحداکثرارتفاع ۰/۳ مترکه از جنس آجرمجوف وملات ماسه سیمان بوده وبه نحوی مناسب به کف وسقف مهارشده است ،بشرح زیرمحاسبه میگردد؛(تنشهای مجازبنایی غیرمسلح:۱-فشاری :۵/۱۰ کیلوگرم برسانتی مترمربع ۲ -کشش درخمش عمود بربندهای افقی:۷/۱ کیلوگرم برسانتی مترمربع)

$Mmax=q.l^2/8$

$q= F_p=A.B_p.I.W_p= .3 \times .7 \times 1 \times 180 = 38\ kg/m2$

$Mmax=38 \times 3^2 /8 = 42.75\ \ kg\text{-}m$

$\sigma_{cA}=(42.75 \times t/2) / (t^3/12) = 256.5/t^2$: تنش فشاری ناشی از خمش

$\sigma_{tB} = 256.5/t^2$: تنش کششی ناشی از خمش

$\sigma_p = \gamma . h/2 = 850 \times 3/2 = 1275\ \ kg/m2$

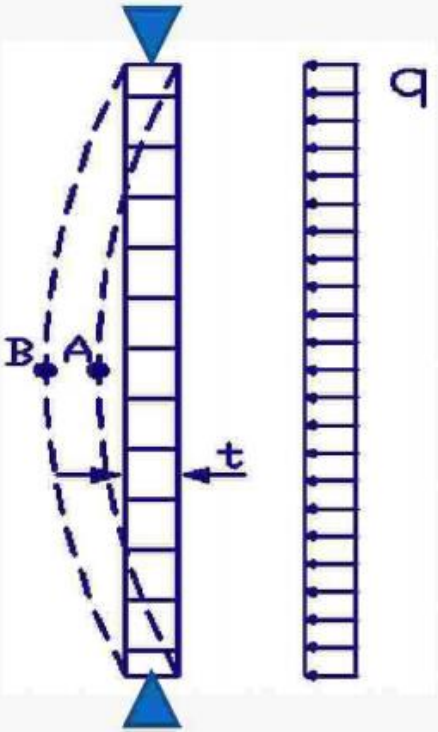
تنش فشاری ناشی از وزن دیوار:

$$\begin{cases} \sigma_{cT} = (256.5/t^2) + 1275 \le 10.5 \times 10^4 \\ \sigma_{tT} = (256.5/t^2) - 1275 \le 1.7 \times 10^4 \end{cases}$$

تنش فشاری کل:

تنش کششی کل:

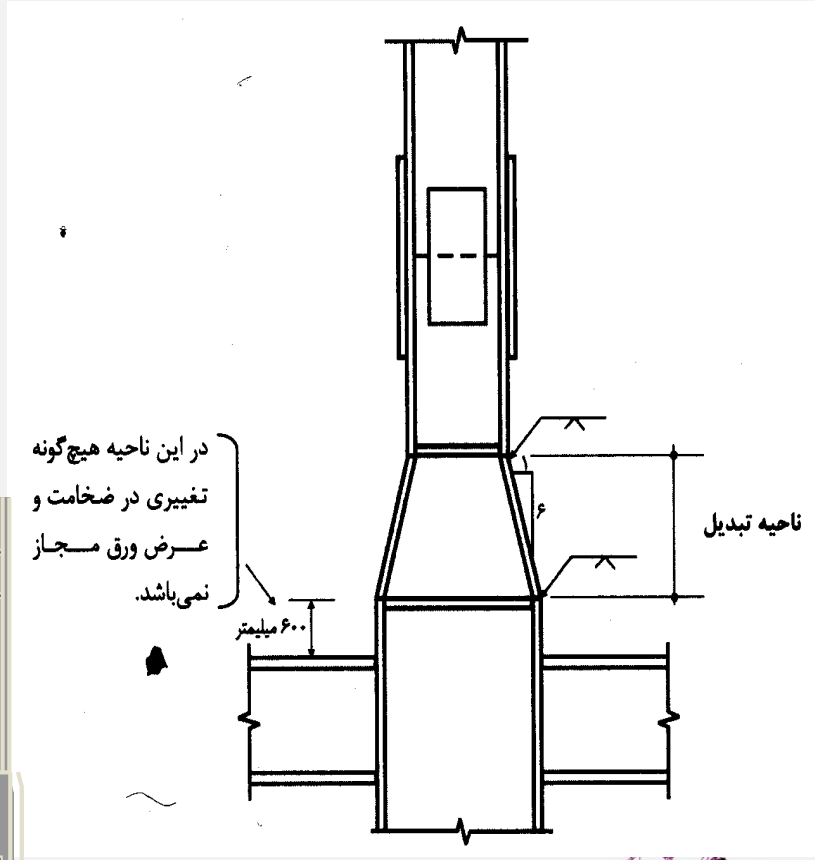
$\Rightarrow t \ge 11.8\ cm$

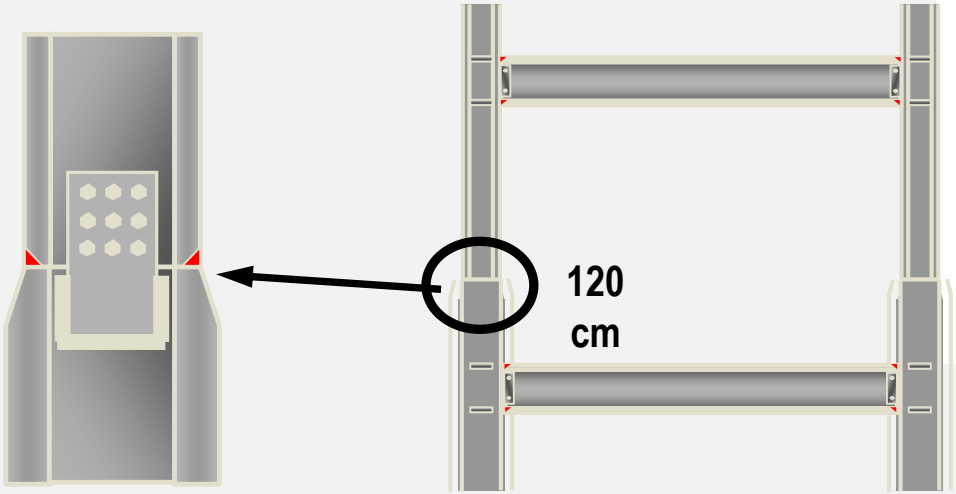


جزئیات وصله ستون ها (۱۰-۳-۵-۲)

جزئیات وصله ستون در طرح لرزه ای مبحث دهم و

: AISC 2005





جزئیات وصله ستون ها (۱۰-۳-۵-۲)

۱۰-۳-۵-۲ الزامات طراحی لرزه‌ای وصلهٔ ستون‌ها

۱۰-۳-۵-۲-۱ موقعیت وصلهٔ ستون‌ها

الف) به جزموارد ذکر شده در زیر، در کلیهٔ ستون‌های باربر و غیر باربر جانبی لرزه‌ای محل درز وصله در بالا و پایین وصله نباید از ۱۲۰۰ میلی‌متر به بال متصل به ستون نزدیکتر باشد.

(۱) در جایی‌که ارتفاع آزاد ستون کمتر از ۲/۴ متر است، محل وصلهٔ باید در وسط ارتفاع آزاد ستون در نظر گرفته شود.

(۲) در مواردی‌که درز لب به لب ورق‌های بال یا جان ستون در کارخانه و به صورت نفوذی کامل انجام می‌شود، محل درز وصله می‌تواند از ۱۲۰۰میلی‌متر به بال متصل به ستون تیر نزدیکتر باشد. ولی در هر حال این فاصله نباید از بُعد بزرگتر ستون با مقطع کوچکتر، کوچکتر در نظر گرفته شود.

(۳) در مواردی‌که اتصال کلیهٔ تیرهای متصل به ستون مفصلی بوده و ستون در دهانه‌های مهاربندی‌شده قرار نگرفته باشد، محل درز وصله می‌تواند از ۱۲۰۰ میلی‌متر به بال تیر نزدیکتر

جزئیات وصله ستون ها (۱۰-۳-۵-۲)

باشد. ولی در هر حال این فاصله نباید از ۱/۵ برابر بُعد بزرگتر ستونِ با مقطع کوچکتر، کوچکتر در نظر گرفته شود.

ب) اتصال وصلهٔ ستون به هر یک از دو قطعهٔ ستون وصله‌شونده باید با یک نوع وسیلهٔ اتصال، جوش یا پیچ پر مقاومت، انجام شود و در مقطع عدم تقارن ایجاد نکند. اتصال وصله به یکی از قطعات ستون تماماً جوشی و به دیگری تماماً پیچی نیز مجاز است.

پ) در وصلهٔ لب به لب بین ورق‌های با پهنا یا ضخامت متفاوت که در بال یا جان ستون به کار می‌روند، تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت، از ورق بزرگتر به ورق کوچکتر، باید با شیب حداکثر ۱ به ۶ صورت گیرد.

ت) در وصلهٔ ستون‌های با ابعاد و مقطع متفاوت، به جای استفاده از ورق‌های پرکننده با ضخامت‌های زیاد، ارجح است ابتدا مقطع بزرگتر با شیب حداکثر ۱ به ۶ به مقطع کوچکتر تبدیل شده و سپس اتصال وصله صورت گیرد.

ث) در محل وصلهٔ ستون‌های متشکل از چند نیمرخ لازم است هر یک از ستون‌های وصله‌شونده در ارتفاعی حداقل به اندازه بُعد بزرگتر مقطع ستون به صورت یکپارچه در آیند و سپس وصله شوند.

جزئیات وصله ستون ها (۱۰-۳-۵-۲)

۱۰-۳-۵-۲-۲ مقاومت مورد نیاز وصلهٔ ستون‌ها

وصلهٔ کلیهٔ ستون‌ها، شامل ستون‌های غیرباربر جانبی، علاوه بر تأمین ضوابط فصل ۱۰-۲ باید به طور مجزا قادر به تحمل نیروهای زیر باشند.

(۱) بیشترین نیروهای داخلی (شامل نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر خمشی به طور همزمان) تحت اثر ترکیبات بار متعارف.

(۲) بیشترین نیروهای محوری (بدون حضور نیروهای برشی و لنگرهای خمشی) تحت اثر ترکیبات بار زلزله تشدیدیافته و با در نظرگرفتن مفاد تبصره‌های ۱ و ۲ از بند ۱۰-۳-۵-۱-۱.

(۳) نیروی برشی حداقل برابر $\frac{\Sigma M_{pc}}{H_s}$ که در آن ΣM_{pc} مجموع لنگرهای خمشی پلاستیک ستون در دو سمت وصله در امتداد مورد نظر و H_s ارتفاع طبقه است. این نیروی برشی باید در هر امتداد محورهای اصلی ستون و به طور مجزا و بدون حضور نیروهای محوری و لنگرهای خمشی در نظر گرفته شود.

جزئیات وصله ستون ها (۱۰-۳-۵-۲)

(۴) لنگر خمشی حداقل برابر R_yM_{pc} که در آن R_y نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین‌شدهٔ مصالح ستون و M_{pc} لنگر خمشی پلاستیک ستون با مقطع کوچکتر وصله‌شونده است. این لنگر خمشی باید در هر امتداد محورهای اصلی ستون و به طور مجزا و بدون حضور نیروهای محوری و برشی در نظر گرفته شود.

تبصره: جوش‌هایی که در کارخانه و به صورت لب به لب صورت می‌گیرند، باید به صورت نفوذی کامل انجام شوند در صورتی‌که پس از انجام آزمایش مشخص شود که جوش مذکور با نفوذ نسبی صورت گرفته است این جوش در صورتی مورد تأیید خواهد بود که مقاومت طراحی اتصال مذکور حداقل دو برابر مقاومت مورد نیاز مطابق حالت‌های (۱) تا (۴) این بند باشد.

۱۰-۳-۵-۴ الزامات طراحی لرزه‌ای وصلهٔ تیرها

وصلهٔ تیرهای باربر جانبی باید الزامات لرزه‌ای زیر را تأمین کنند.

الف) وصلهٔ تیرها باید خارج از ناحیهٔ حفاظت‌شدهٔ دو انتهای تیر قرار گیرد.

ب) در صورت استفاده از وصلهٔ مستقیم، وصله باید با جوش نفوذی کامل صورت گیرد. در این‌گونه موارد ارجح است محل وصله بال‌ها و محل وصله جان در یک مقطع صورت نگیرد.

پ) در وصلهٔ مستقیم بین ورق‌های با پهنا یا ضخامت متفاوت - که در بال یا جان تیرها به کار می‌روند - تغییر تدریجی در پهنا یا ضخامت، از ورق بزرگتر به ورق کوچکتر، باید با شیب حداکثر ۱ به ۲/۵ صورت گیرد.

ت) مقاومت خمشی مورد نیاز (M_u) وصله‌های غیرمستقیم باید برابر مقاومت خمشی طراحی ($\phi_b M_P$) عضو با مقطع کوچکتر وصله‌شونده در نظر گرفته شود.

ث) مقاومت برشی مورد نیاز (V_u) وصله‌های غیرمستقیم نباید از یکی از سه مقدار (۱)، (۲) و (۳) این بند کمتر در نظر گرفته شود.

(۱) بیشترین برش حاصل از ترکیبات بار زلزلهٔ تشدیدیافته در محل وصله

(۲) نیروی برشی در محل وصله که باید با در نظر گرفتن تعادل استاتیکی بارهای ثقلی ضریبداری که با نیروی زلزله ترکیب می‌شوند و برش لرزه‌ای ناشی از $M_{pr}=C_{pr}R_yM_p$ در محل‌های تشکیل مفصل پلاستیک، تعیین شود.

(۳) مقاومت برشی طراحی عضو با مقطع کوچکتر وصله‌شونده

که در آن:

M_p = لنگر پلاستیک مقطع تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک.

R_y = نسبت تنش تسلیم مورد انتظار به حداقل تنش تسلیم تعیین‌شدهٔ مصالح تیر.

C_{pr} = ضریبی است که در برگیرنده آثار عواملی از قبیل سخت‌شدگی، قیدهای موضعی و ملحقات موجود در اتصال تیر به ستون است و برای محاسبهٔ حداکثر نیروی ایجاد شده در اعضا و وسایل اتصال به کار گرفته می‌شود. به جز در موردی‌که در بخش ۱۰-۳-۱۳-۶ برای C_{pr} عدد خاصی پیش‌بینی شده است، مقدار آن باید از رابطهٔ زیر تعیین شود.

$$۱/۱ \leq C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{۲F_y} \leq ۱/۲ \qquad (۱۰-۳-۵-۲)$$

که در آن:

F_y = تنش تسلیم فولاد تیر

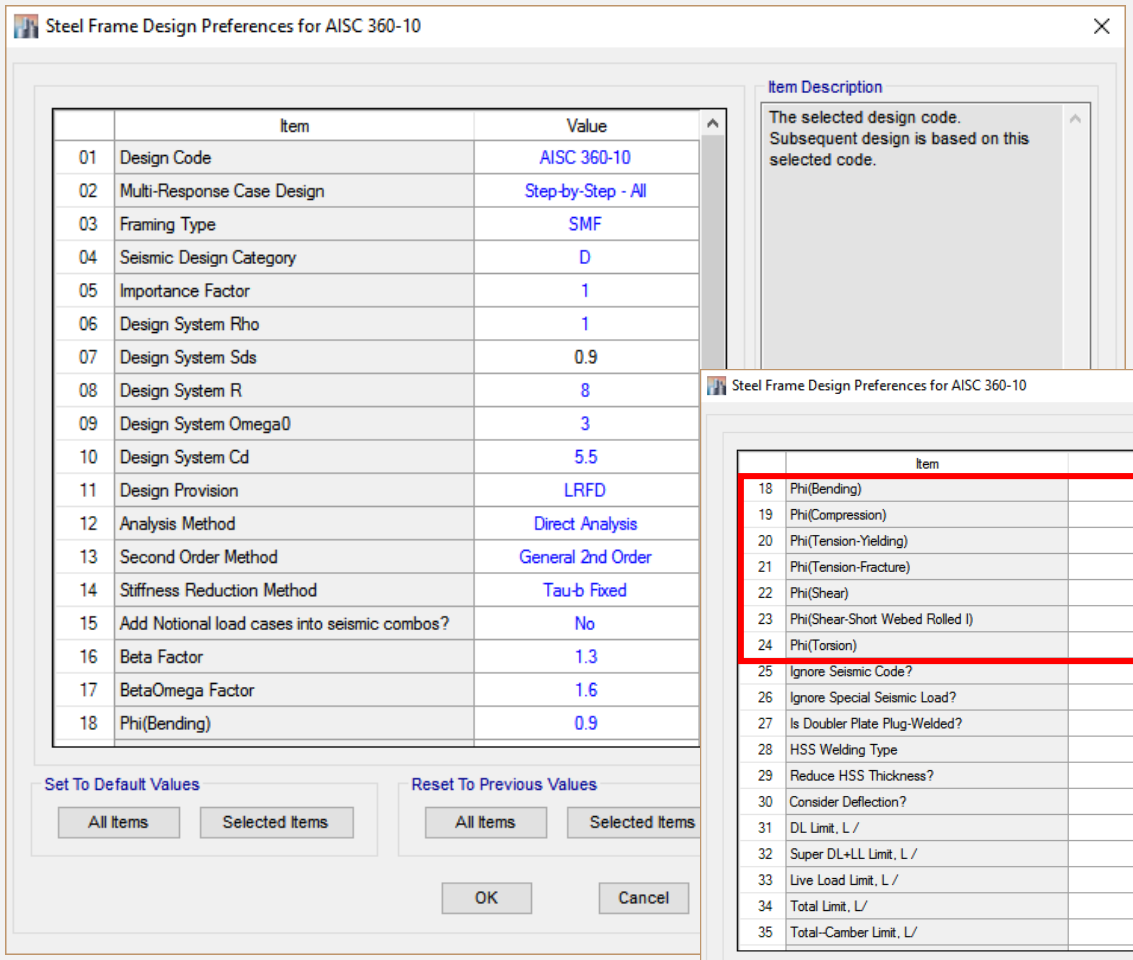
F_u = تنش کششی نهائی فولاد تیر

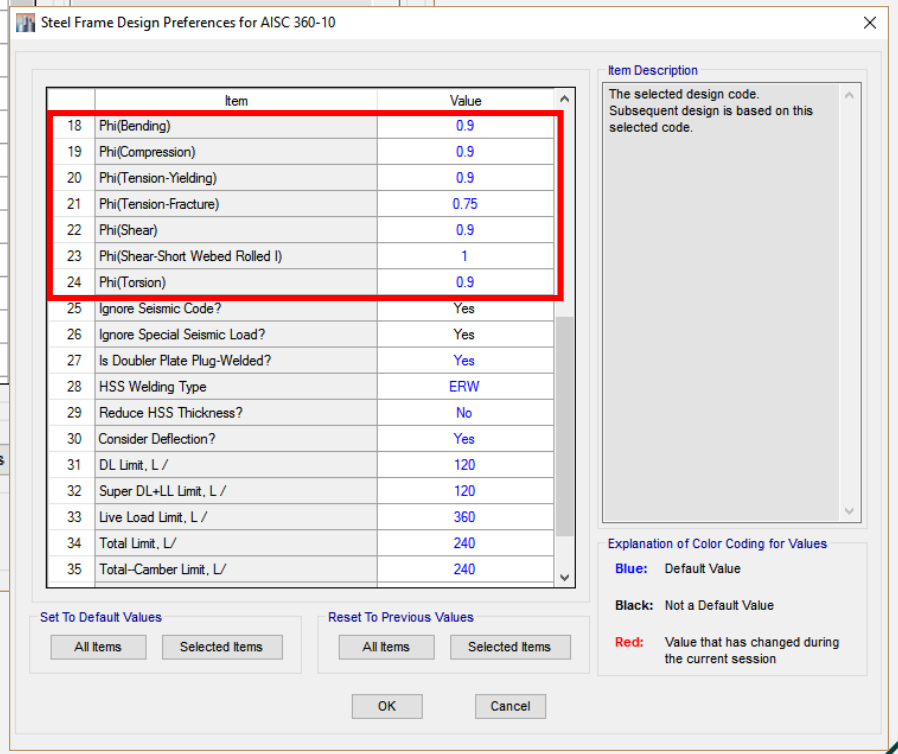
طراحی سازه فولادی

تنظیمات طراحی سازه فولادی

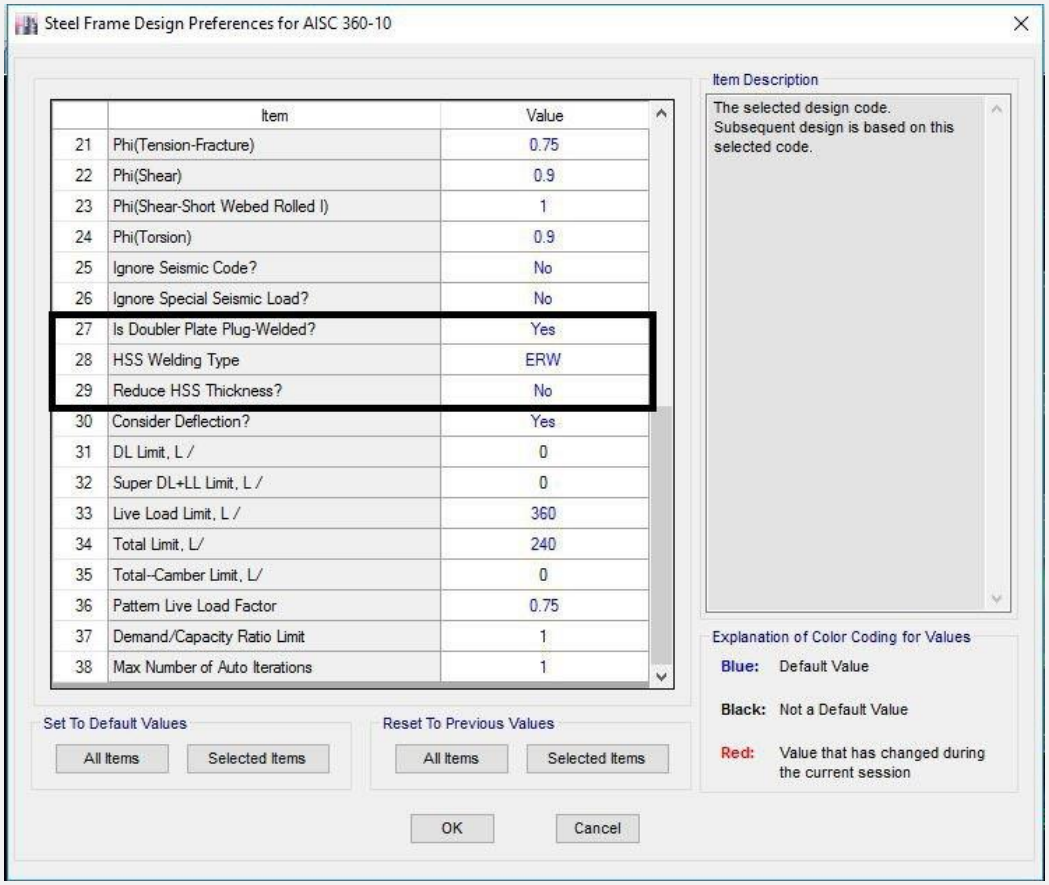
یکی از اولین مباحث در زمینه روش حالات حدی ضرایب کاهش مقاومت است. این ضرایب در مبحث دهم در بند ۱۰-۲-۱-۳-۴ ب ذکر شده است. برای حالات مختلف این ضرایب به شرح زیر است:

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





تنظیمات طراحی سازه فولادی



تنظیمات طراحی سازه فولادی

- گزینه Is Doubler Plate Plug Welded?: این گزینه تنها در قاب‌های خمشی کاربرد دارد. این گزینه برای طراحی ضخامت ورق مضاعف کاربرد دارد. انتخاب گزینه Yes به این معنی است که ورق مضاعف به جان ستون با جوش کام و انگشتانه اتصال داده می‌شود. گزینه No به معنی جدا بدون این دو ورق است. در کنترپایداری چشمه اتصال مطابق رابطه ۱۰-۳-۹-۳۷ مبحث دهم، در صورتی که ورق مضاعف به جان ستون متصل شده باشد، جمع ضخامت این دو ورق در کنترل پایداری چشمه اتصال بکار رفته و در غیر اینصورت ضخامت هر یک باید جوابگو باشد.

- گزینه HSS Welding Type: روش جوشکاری مقاطع جدارنازک توخالی در این قسمت معرفی می‌شود. در صورتی که برای جوشکاری از جوش زیرپودری استفاده می‌شود، بایستی گزینه SAW و در صورت استفاده از جوش الکترودی گزینه ERW انتخاب شود. ضخامت طراحی دیواره مقاطع مستطیلی توخالی ، مانند مقاطع جعبه‌ای و لوله‌ای طبق بند B3.12 آیین‌نامه AISC360-05 برای عملیات جوشکاری اصلاح می‌شود. وقتی جوشکاری از نوع (ERW قوس الکتریکی تحت حفاظت) باشد، ضخامت t باید ۰.۹۳ برابر ضخامت اسمی جداره و برای مقاطع جوشکاری شده به روش (SAW زیر پودری) ضخامت مزبور باید معادل ضخامت اسمی جداره در نظر گرفته شود. در قسمت تنظیمات طراحی باید و هنگام معرفی پارامترهای طراحی روش جوشکاری برای مقاطع HSS مشخص گردد.

- گزینه Reduce HSS Thickness?: در این قسمت کاهش یا عدم کاهش ضخامت ورق مقطع جدارنازک بسته (لوله‌ای و جعبه‌ای) مشخص می‌شود.

تنظیمات طراحی سازه فولادی

- SMF قاب خمشی ویژه
- IMF قاب خمشی در حد شکل پذیری متوسط
- OMF قاب خمشی در حد شکل پذیری متوسط
- SCBF قاب فولادی مهاربندی شده همگرا با شکل پذیری ویژه
- OCBF قاب فولادی مهاربندی شده همگرا با شکل پذیری معمولی
- OCBFI قاب فولادی مهاربندی شده همگرا با شکل پذیری معمولی همراه با سیستم جداگر لرزه ای
- EBF قاب فولادی مهاربندی شده واگرا
- BRBF

Sds و (ضریب نامعینی)Rho دو ضریب در ترکیب بارهای تشدید یافته هستند

اگر سازه در منطقه ی لرزه خیزی خیلی زیاد واقع باشد ضریب Sds از رابطه ی زیر محاسبه می شود، در غیر این صورت این ضریب صفر لحاظ می شود:

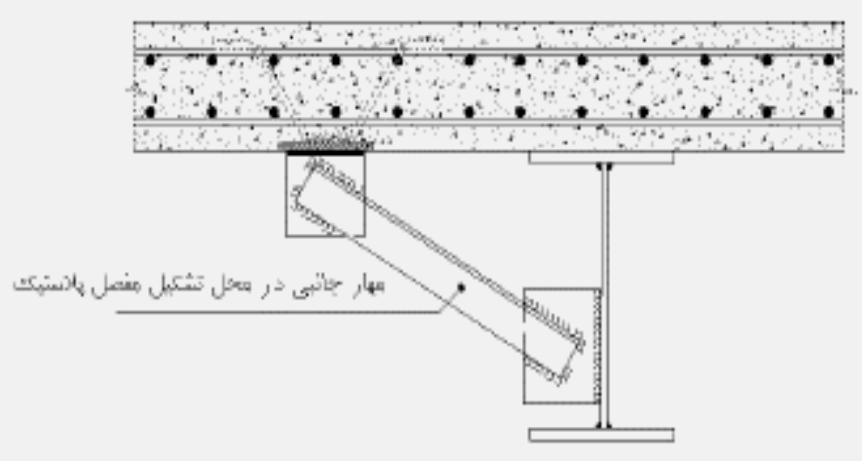
Sds=0.3AI=1.05

ام سیویل

تنظیمات پیش از طراحی

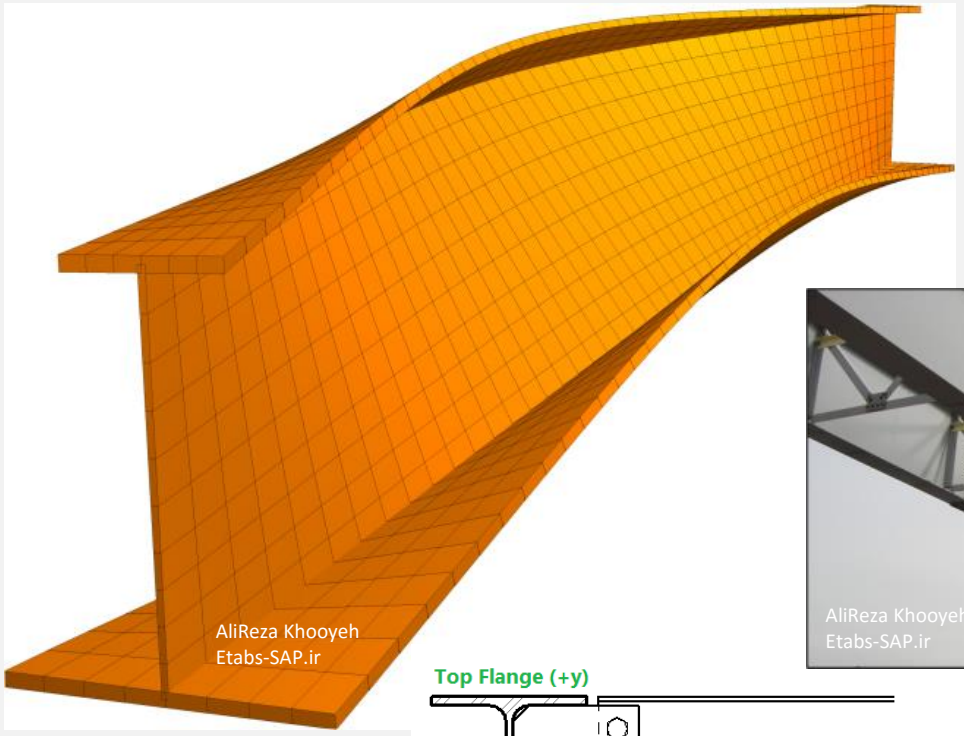
مهاربندی جانبی تیر ها (۱۰-۳-۸-۱-۲-۴)

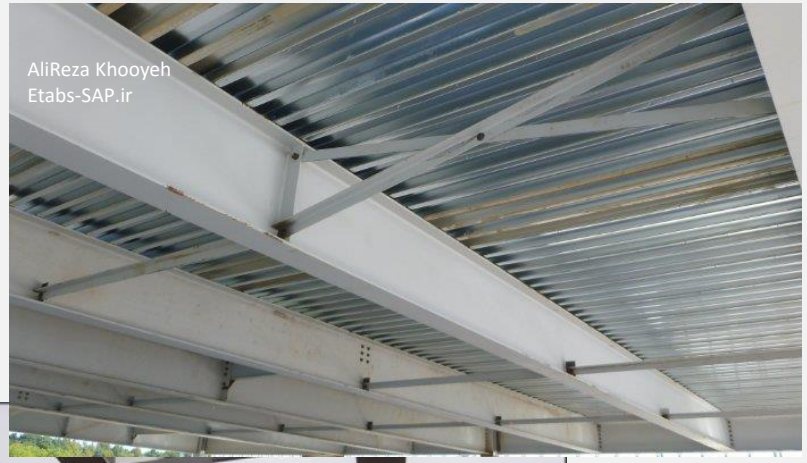
الف- تیرها باید در هر دو بال خود دارای مهاربندی جانبی کافی باشند، به طوری که از هر گونه کمانش جانبی و پیچشی در خلال تغییرشکل‌های فرا ارتجاعی جلوگیری شود. فاصله بین مهارهای جانبی تیرها در حد فاصل محور ستون‌ها نباید از $0.09(E/F_y)r_y$ تجاوز کند.

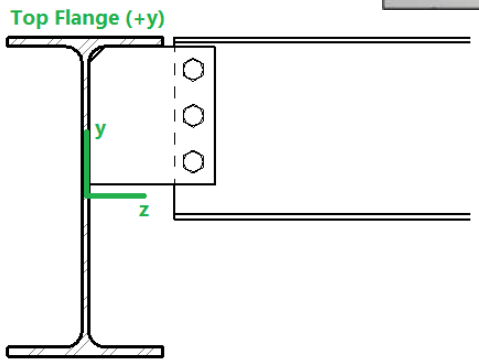


به دلیل ضعف موجود ناشی از کمانش جانبی و پیچشی در تیرها وجود مهاربندی‌های جانبی برای تیرهای موجود در سقف‌های کامپوزیت و سقف‌هایی که در جهت فرعی غیر مهار شده اند ضروری است.

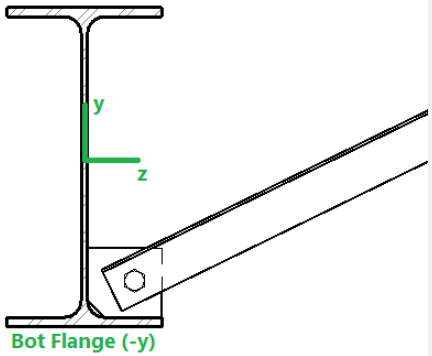
در سقف‌های تیرچه بلوک به جهت احاطه کردن تیرهای فرعی با بتن در جهت فرعی در برابر کمانش‌های جانبی محافظت شده و نیازی به مهاربندی‌های جانبی نیز نیست.





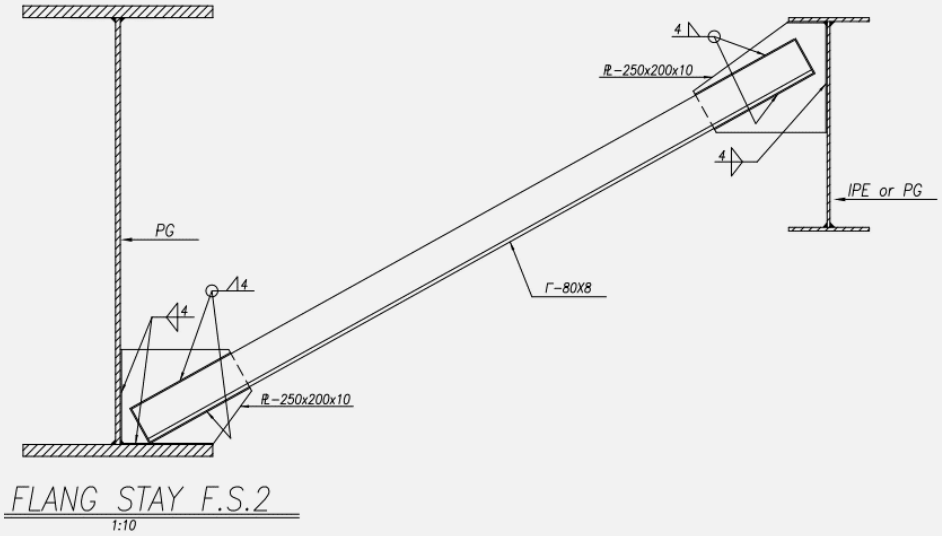


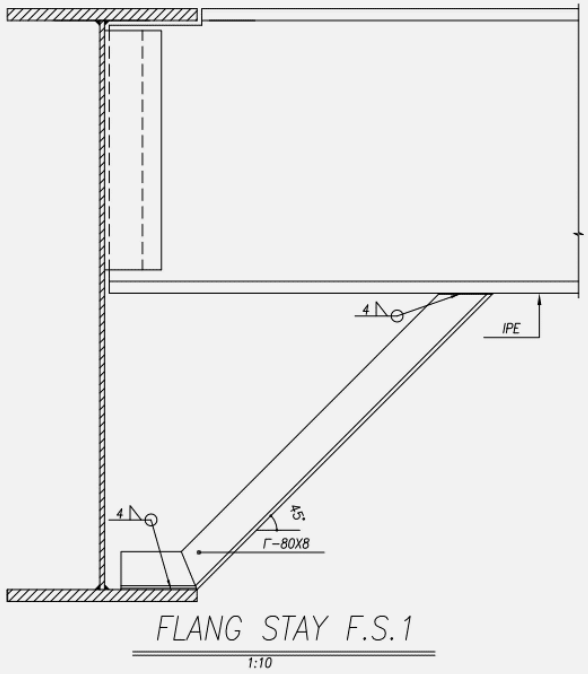
Lcomp-top Bracing prevents lateral movement of beam's top flange



Lcomp-bot Bracing prevents lateral movement of beam's bottom flange

دتایل مهارجانبی تیرها

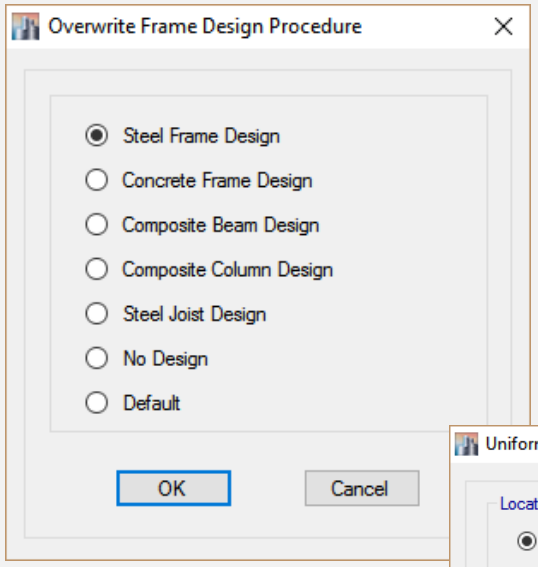


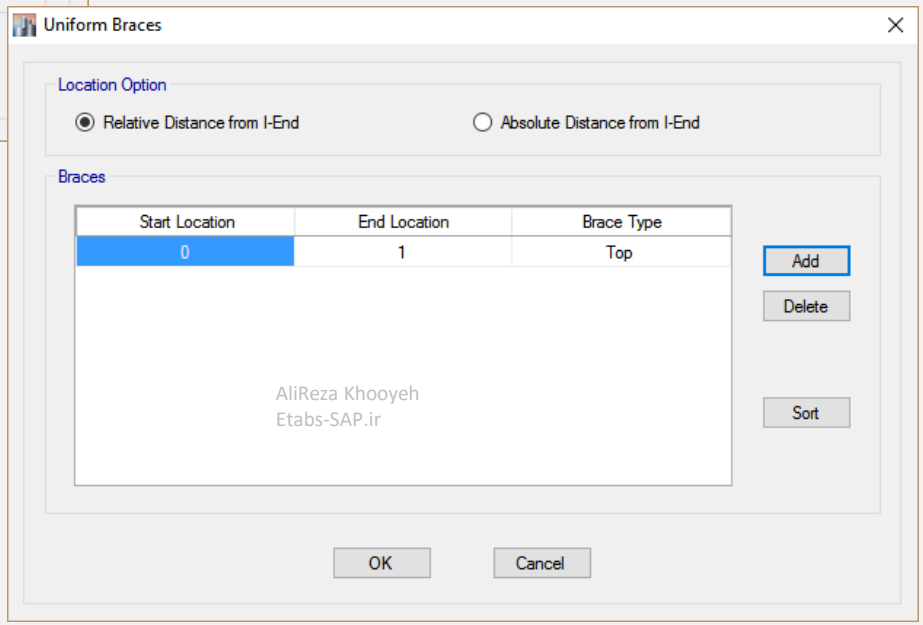


- شکل سمت چپ مربوط به حالتی است که تیرهای کامپوزیت موازی با تیر اصلی بوده و شکل سمت راست مربوط به حالتی است که تیرهای کامپوزیت عمود در تیرهای اصلی هستند. این جزئیات شماتیک بوده و بسته به شرایط پروژه میتوانند تغییر کنند. در پلان بایستی مکان این مهارها مشخص شود. المان مورب استفاده شده نیز بایستی برای نیروی گفته شده در رابط ۱۰-۳-۶-۱ طراحی شود.

کمانش پیچشی جانبی LTB

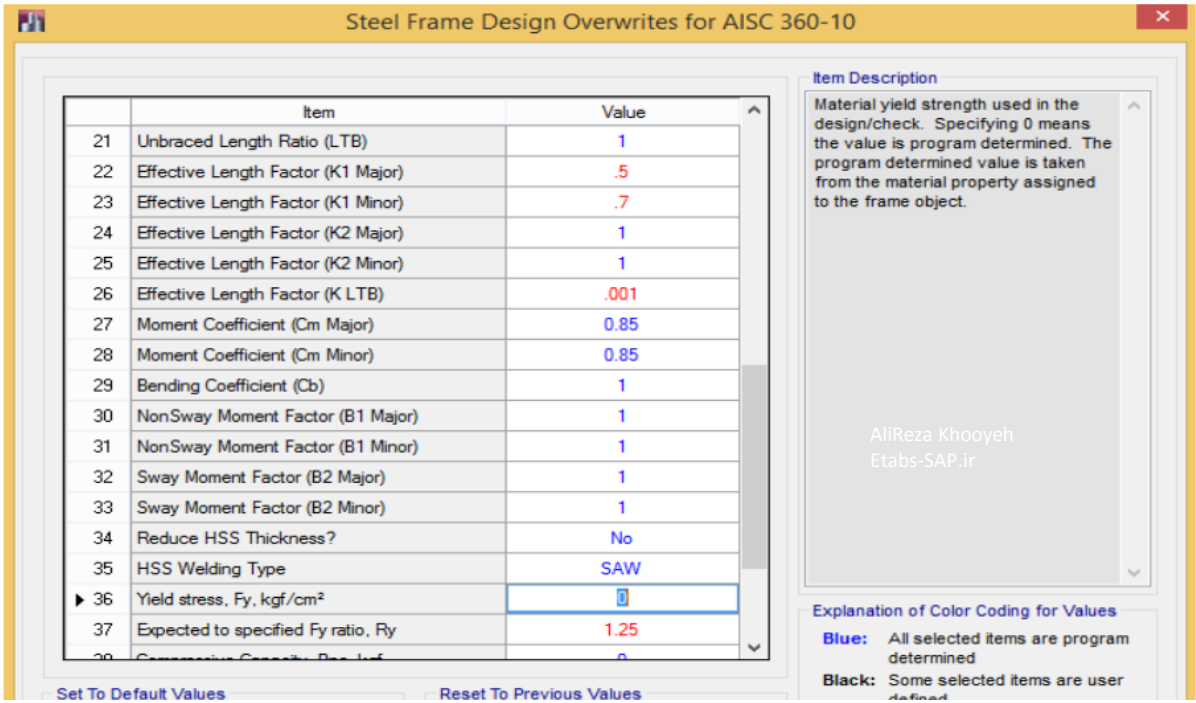
- مشخص کردن اجزا
- تنظمات مربوط به مهار تیرهای اصلی برای جلوگیری از کمانش پیچشی جانبی





پارامترهای طراحی مهاربندها

انتخاب مهاربندها و مسیر: Design > Steel Frame Design > View/Revise Overwrites



	Item	Value
21	Unbraced Length Ratio (LTB)	1
22	Effective Length Factor (K1 Major)	.5
23	Effective Length Factor (K1 Minor)	.7
24	Effective Length Factor (K2 Major)	1
25	Effective Length Factor (K2 Minor)	1
26	Effective Length Factor (K LTB)	.001
27	Moment Coefficient (Cm Major)	0.85
28	Moment Coefficient (Cm Minor)	0.85
29	Bending Coefficient (Cb)	1
30	NonSway Moment Factor (B1 Major)	1
31	NonSway Moment Factor (B1 Minor)	1
32	Sway Moment Factor (B2 Major)	1
33	Sway Moment Factor (B2 Minor)	1
34	Reduce HSS Thickness?	No
35	HSS Welding Type	SAW
36	Yield stress, Fy, kgf/cm²	0
37	Expected to specified Fy ratio, Ry	1.25

برای اعمال ضریب طول موثر برای مهاربندهای ضربدری، ابتدا آنها را با کلیک موس بر روی آنها، انتخاب و از مقادیر زیر را برای آنها وارد نمایید.

@AlirezaeiChannel

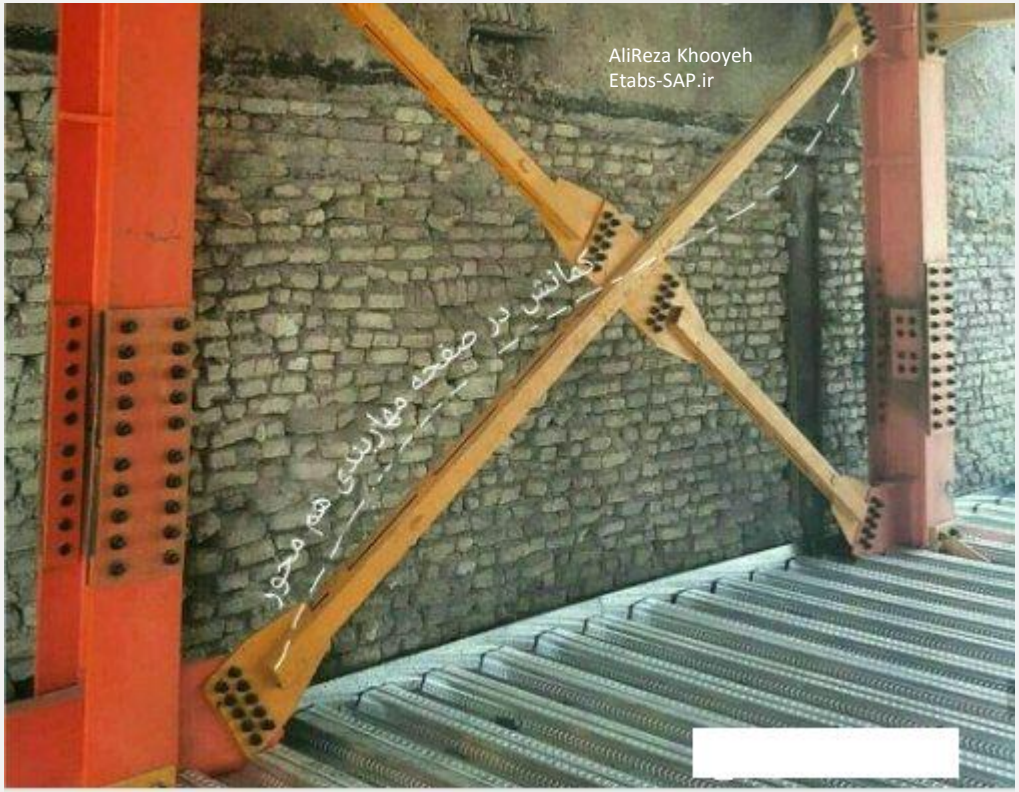
☐	Net Area to Total Area Ratio	
☑	Unbraced Length Ratio(Major)	0.5
☑	Unbraced Length Ratio (Minor)	0.7

☐	Unbraced Length Ratio (LTB)	
☑	Effective Length Factor (K Major)	0.5
☑	Effective Length Factor (K Minor)	0.7

اعمال ضریب طول موثر برای مهاربندهای ضربدری، سمت چپ در حالت تحلیل مستقیم، سمت راست در حالت تحلیل ضریب طول موثر

اگر از روش مستقیم برای تحلیل استفاده مینمایید، بایستی برای مهاربندهای ضربدری گزینه Unbraced Length Ratio (Major)را عدد ۰.۵ و Unbraced Length Ratio (Minor)را عدد ۰.۷ وارد نمایید. بخاطر اینکه در حالتی که از روش مستقیم در تحلیل استفاده مینمایید، ضریب طول موثر برای همه ستونها عدد۱ در نظر گرفته میشود و نمیتوانید از Effective Length Factorاستفاده نمایید.

- کمانش مهاربند حول محور عمود بر صفحه مهاربندی شده، به صورت S میباشد بنابراین ضریب طول موثر آن در برنامه ایتبس مقدار ۰.۵ وارد میشود.



طراحی مهاربند واگرا

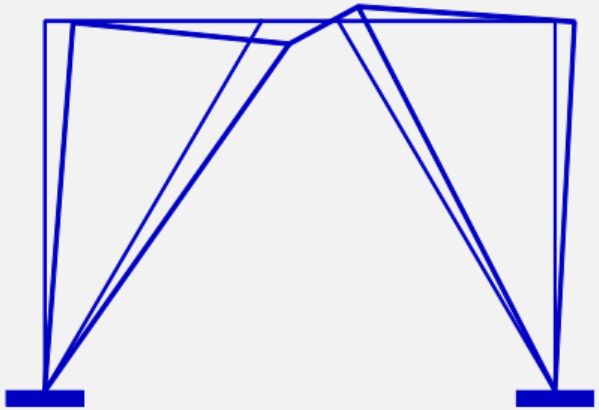
- برنامه ETABSخوشبختانه در ارتباط با این مهاربندها خیلی از کنترل ها را انجام میدهد.
- برای طراحی این سیستم ضوابط ویژه زیر کنترل میشود (AISC SEISMIC 15)
- اگر تحت ترکیب بارهای معمولی نیروی محوری ستون‌ها از ۰.۴ ظرفیت فشاری یا کششی آنها فراتر رود، ترکیب بارهای ویژه تشدید یافته بایستی بدون حضور لنگر خمشی و نیروی برشی و تنها تحت اثر نیروی محوری کنترل شوند(AISC SEISMIC 8.3, 4.1)
- مقاطع تیرها باید فشرده لرزه‌ای باشند AISC SEISMIC 13.2d, 8.2b, Table I-8-1این کنترل توسط برنامه انجام شده و در صورت عدم ارضای شرایط این جدول، پیام خطایی در خروجی اعلام می‌شود.
- مقاومت برشی تیر پیوند باید از برش ضریبدار وارد بر آن بزرگتر باشد. این کنترل توسط برنامه کنترل میشود.
- اگر Pu>0.15AgFyطول تیر پیوند، eنباید از مقادیر گفته شده در بند ۱۰-۳-۱۲-۴ بیشتر باشد که این توسط برنامه کنترل میشود.
- دوران تیر پیوند،Θ، نسبت به کل تیر دهانه بادبند واگرا از روی جابجایی نسبی طبقه (جابجایی کلی بالای ستون منهای جابجایی کلی پایین ستون) بدست می‌آید. این مورد توسط برنامه کنترل و نتیجه در گزارشی به کاربر اطلاع داده میشود
- تیر خارج از تیر پیوند بایستی برای ۱.۱ Ryبرابر مقاومت تیر پیوند طراحی شود. AISC SEISMIC 15.6bاین مورد توسط برنامه کنترل میشود.
- مقاطع ستون‌ها باید فشرده لرزه‌ای باشند (.AISC SEISMIC 13.2d, 8.2b, Table I-8-1)این مورد توسط برنامه کنترل میشود.
- تمام مهاربندها بایستی فشرده باشند (.AISC SEISMIC 10.4a, 8.2a, AISC Table B4.1)در صورت عدم ارضای شرایط این جدول، پیام خطایی در خروجی اعلام می‌شود.
- مهاربندها برای ۱.۲۵ برابر ظرفیت برشی تیر پیوند طراحی می‌شوند. ابتدا نیروی محوری مهاربند که با ۱.۲۵ ظرفیت مورد انتظار تیر پیوند است بدست می‌آید. این مورد توسط برنامه کنترل میشود. ASIC SEISMIC 15.6a
- در طراحی ستون‌ها باید ترکیب بار ویژه‌ای که در آن ستون‌ها باید برای ۱.۱ Ryبرابر ظرفیت برشی تیر طراحی شود در نظر گرفته شود. . این مورد توسط برنامه کنترل میشود.

برنامه الزامات مربوط به سخت کننده های تیر پیوند را کنترل نمیکند.

مراحل طراحی مهاربند واگرا

Eccentrically Braced Frames

Design Procedure



1. Elastic analysis
2. Check rotation angle; reproportion as required
3. Design check for strength
4. Design connection details

طراحی عضو مهاربند واگرا

Brace Design

$$\text{Strength} > 1.25R_y \cdot \left(\begin{array}{c} \text{axial force from design} \\ \text{shear strength of link} \end{array} \right)$$

Eccentrically Braced Frames
Rotation Angle

1. Compute total $\Delta = C_d \Delta_E$
2. Deform model as rigid-plastic mechanism with hinges at ends of line
3. Compute rotation angle at end of link
4. Check limits (Sec. 15.2g)

$$\alpha \le 0.08 \text{ radians when } L \le \frac{1.6M_p}{V_p}$$

$$\alpha \le 0.02 \text{ radians when } L \ge \frac{2.6M_p}{V_p}$$

$$\text{Interpolate for } \alpha \text{ when } \frac{1.6M_p}{V_p} < L < \frac{2.6M_p}{V_p}$$

Eccentrically Braced Frames

Rotation Angle Example

From computer analysis:

$$\Delta_e = 0.247 \; in$$

Total drift:

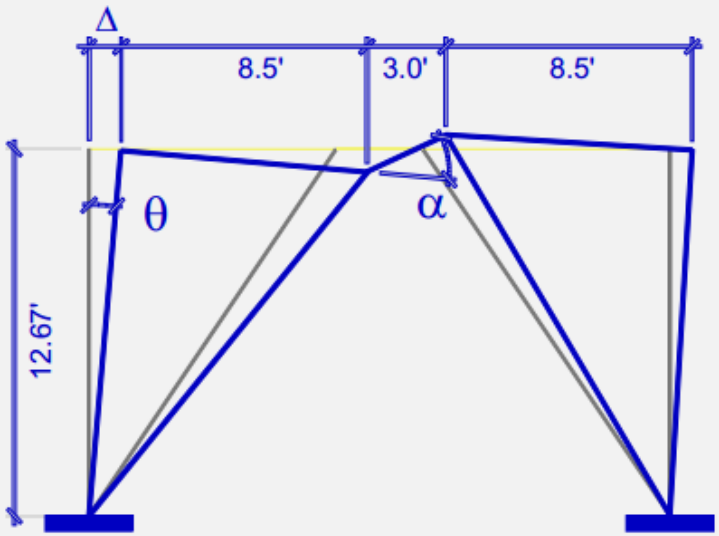
$$\Delta = C_d \Delta_e = 4(0.247) = 0.99 \; in.$$

From geometry:

$$\alpha = \left(\frac{L}{e}\right)\theta = \left(\frac{20}{3}\right)\left(\frac{0.99}{12.67(12)}\right) = 0.043 \quad rad$$

$$Because \quad e = 3.0' < \frac{1.6M_p}{F_y} = 3.52'$$

$$\alpha_{max} = 0.08 \; rad > 0.043 \; rad \quad OK$$



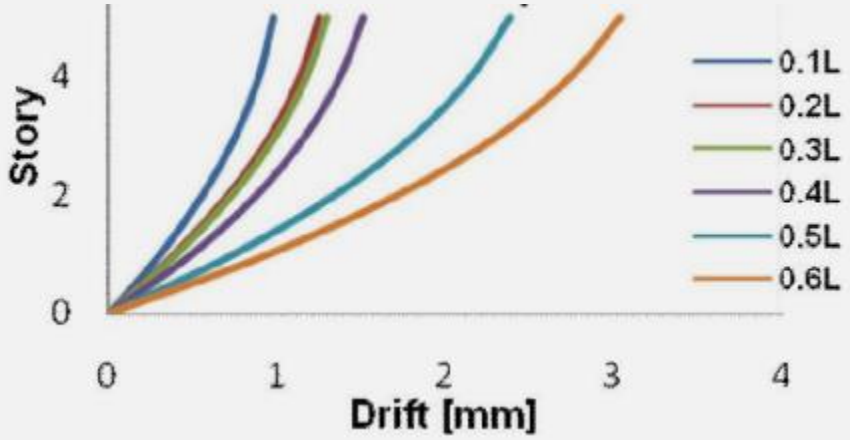
- Rotation angle may be reduced in design by:
  - Increasing member size (reducingΔ e)
  - Changing geometric configuration (especially changing length of link beam)

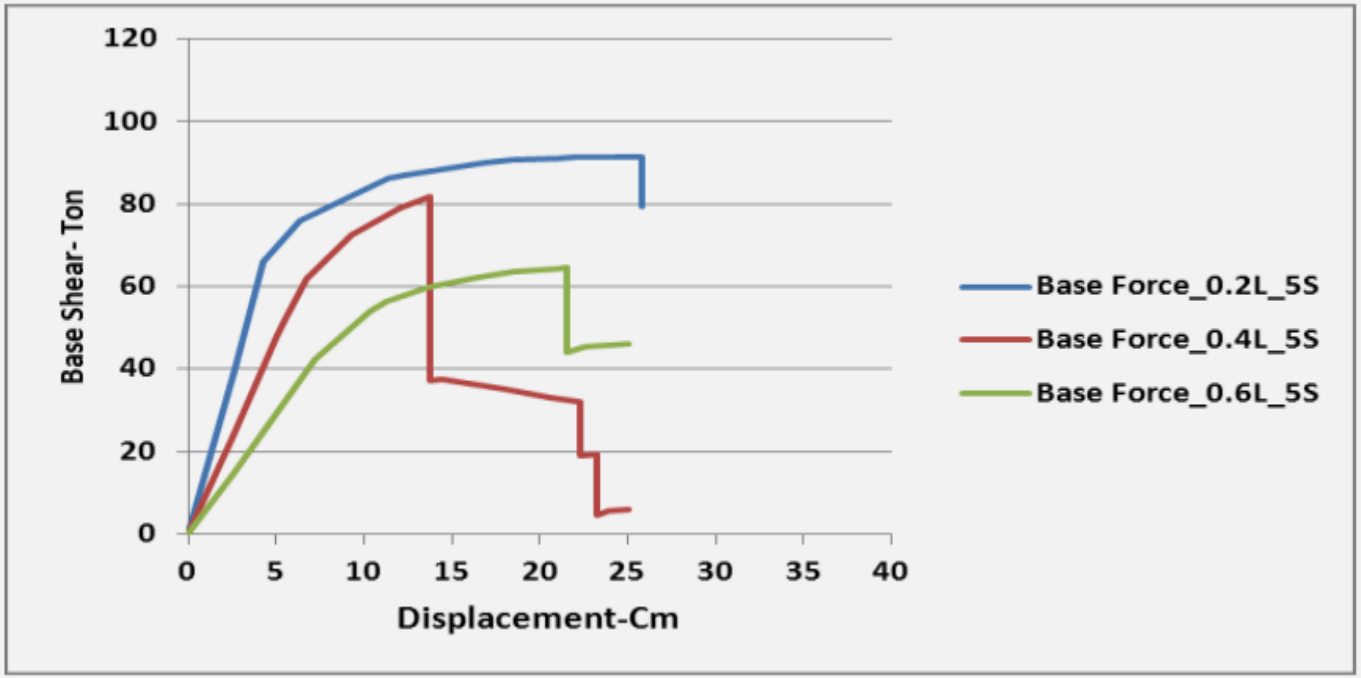
0938 290 4800 Etabs-Education.ir مهندس علیرضا خویه دوره آموزش Etabs

تیر پیوند

- Check lateral bracing per AISC Lpd
- Local buckling (width to thickness of web and flange) per AISC Seismic
- Stiffeners (end and intermediate) per AISC Seismic

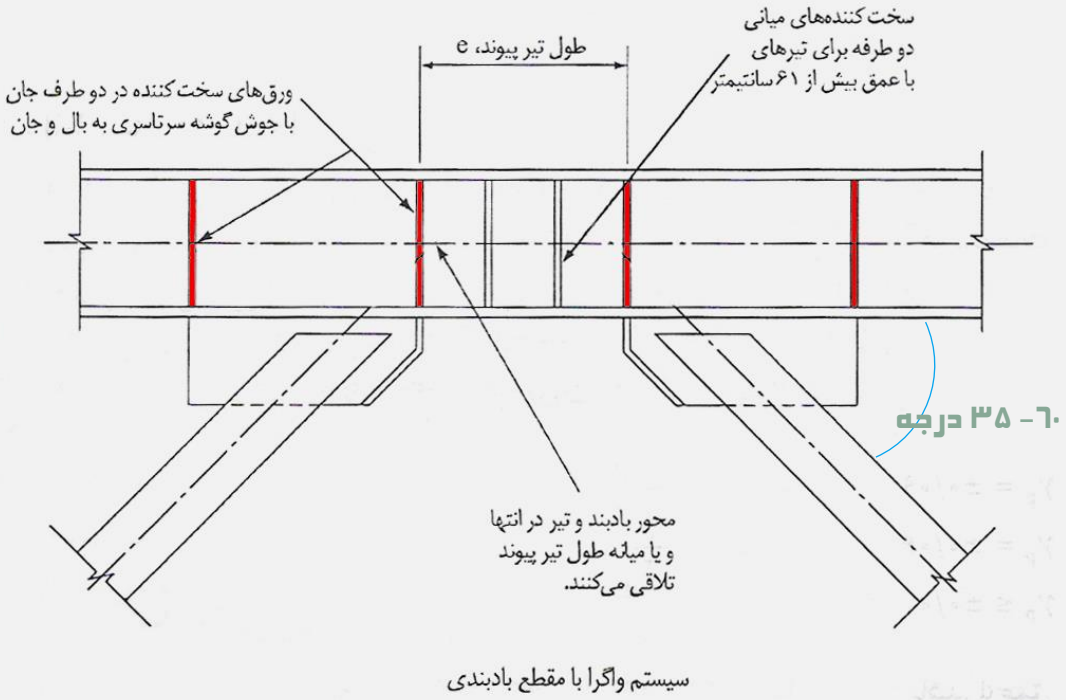
طول بهینه تیر پیوند





نگرانی پوپوف در سیستم مهاربندی برون محور

- **ممکن است جان تیر پیوند در برش پیش از خمیری شدن دچار کمانش گردد .**
- **در تئوری پوپوف سخت کننده ها باید تمام ارتفاع باشند .**



$$M_p = Z \times F_y$$

$$V_p = 0.55 F_y \times d \times t_w$$

پیوندکوتاه(رفتاربرشی) $e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p}$

پیوندبلند(رفتارخمشی) $e \geq 2.6 \frac{M_p}{V_p}$

(رفتاربرشی – خمشی) $\frac{1.6 M_p}{V_p} \leq e \leq 2.6 \frac{M_p}{V_p}$

ضوابط طرح لرزه ای در مهاربندهای EBF :

۱- جان قطعه رابط باید از یک ورق تک بدون هر گونه ورق مضاعف کننده باشد .

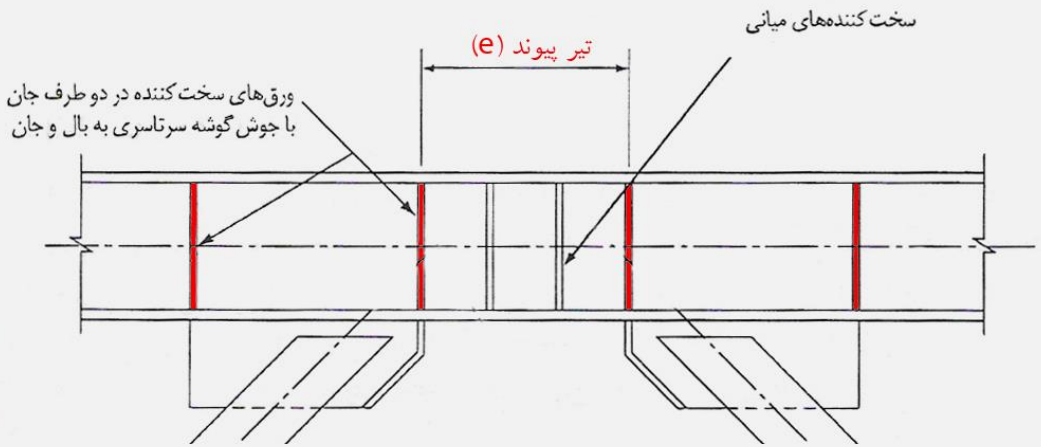
۲- مقطع تیر پیوند بایستی شرایط فشردگی را احراز کند . $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{435}{\sqrt{F_y}}$

۳- برش اتفاق افتاده در تیر پیوند بایستی حداکثر به 0.8Vp محدودشود .

۴- جان قطعه رابط که عضو قطری به آن متصل است سخت کننده ها باید تمام ارتفاع و در دو طرف قرار داده شود .

عرض سخت کننده $b \geq b_f - 2t_w$

ضخامت $\max\ (0.75t_w \ ، \ 10^{mm})$



ضوابط طرح لرزه ای در مهاربندهای EBF :

۵– سخت کننده های میانی : برای تیرهای با ارتفاع بیشتر از ۶۰ سانتیمتر در دو طرف جان و در غیر اینصورت در یک طرف جان تعبیه شود .

ضخامت سخت کننده $\max(t_w \ ، 10^{mm})$

عرض سخت کننده $\geq \left(\frac{b_f}{2}\right) - t_w$

۶– فواصل سخت کننده ها :

$$\begin{cases} \theta \leq 0.09 \rightarrow 38t_w - \frac{d}{5} \\ \theta \leq 0.03 \rightarrow 56t_w - \frac{d}{5} \end{cases}$$

اگر زاویه بین اعداد فوق باشد از انترپولاسیون خطی باید استفاده کرد .

۷– اتصال تیر به ستون : اگر قطعه رابط در مجاورت ستون نباشد ، اتصال تیر به ستون را میتوان در صفحه جان تیر به صورت مفصلی طراحی نمود .

Brace Design Example

Check axial strength of 15.26 ft long TS 8 x 8 x 5/8 F_y = 46 ksi:

$$\frac{KL}{r} = \frac{(1)(15.26)(12)}{2.99} = 61.2$$

$$61.2 < 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 118.3 \qquad \therefore F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right)F_y$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2(29{,}000)}{61.2^2} = 76.4\ ksi$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{46}{76.4}}\right)46 = 35.8 ksi$$

$$\phi_c P_n = \phi_c A_g F_{cr} = 0.9(16.4)(35.8) = 528\ kip$$

Eccentrically Braced Frames

Brace Design Example

$$\phi V_n = 0.9(0.6F_y)d\,t_w = 0.9\left[0.6(50)(16.4)(0.43)\right] = 190\ kip$$

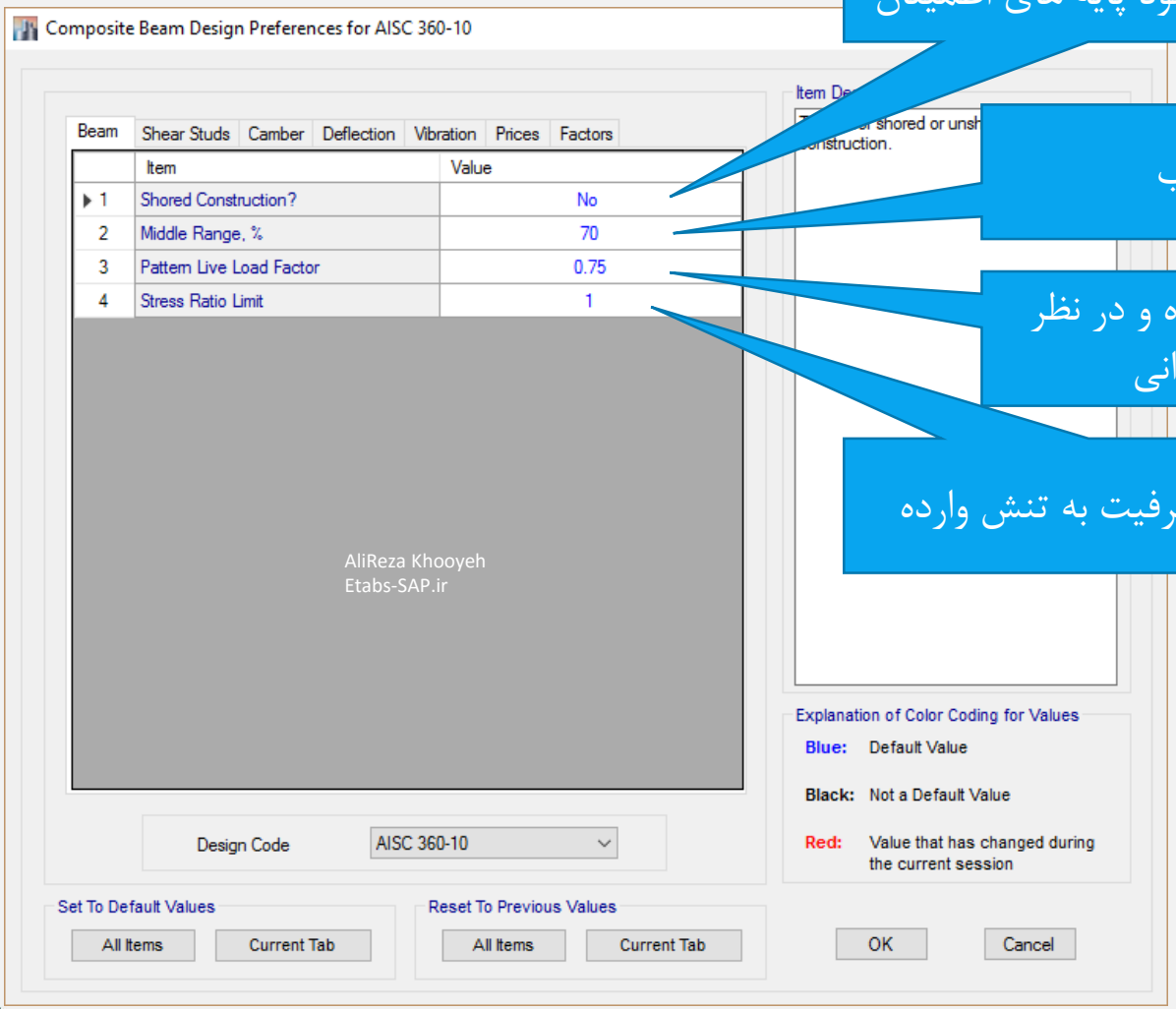
or

$$\phi V_n = 2(0.9)M_p / e = \frac{2(0.9)(50)(105)}{3(12)} = 262.5\ kip$$

$$V_{e(link)} = 85.2\ kip \quad and \quad P_{e(brace)} = 120.2\ kip$$

$$\therefore P_u = 1.25(1.1)\left(\frac{190}{85.2}\right)(120.2) = 369 < 528 \quad OK$$

طراحی تیرهای کامپوزیت

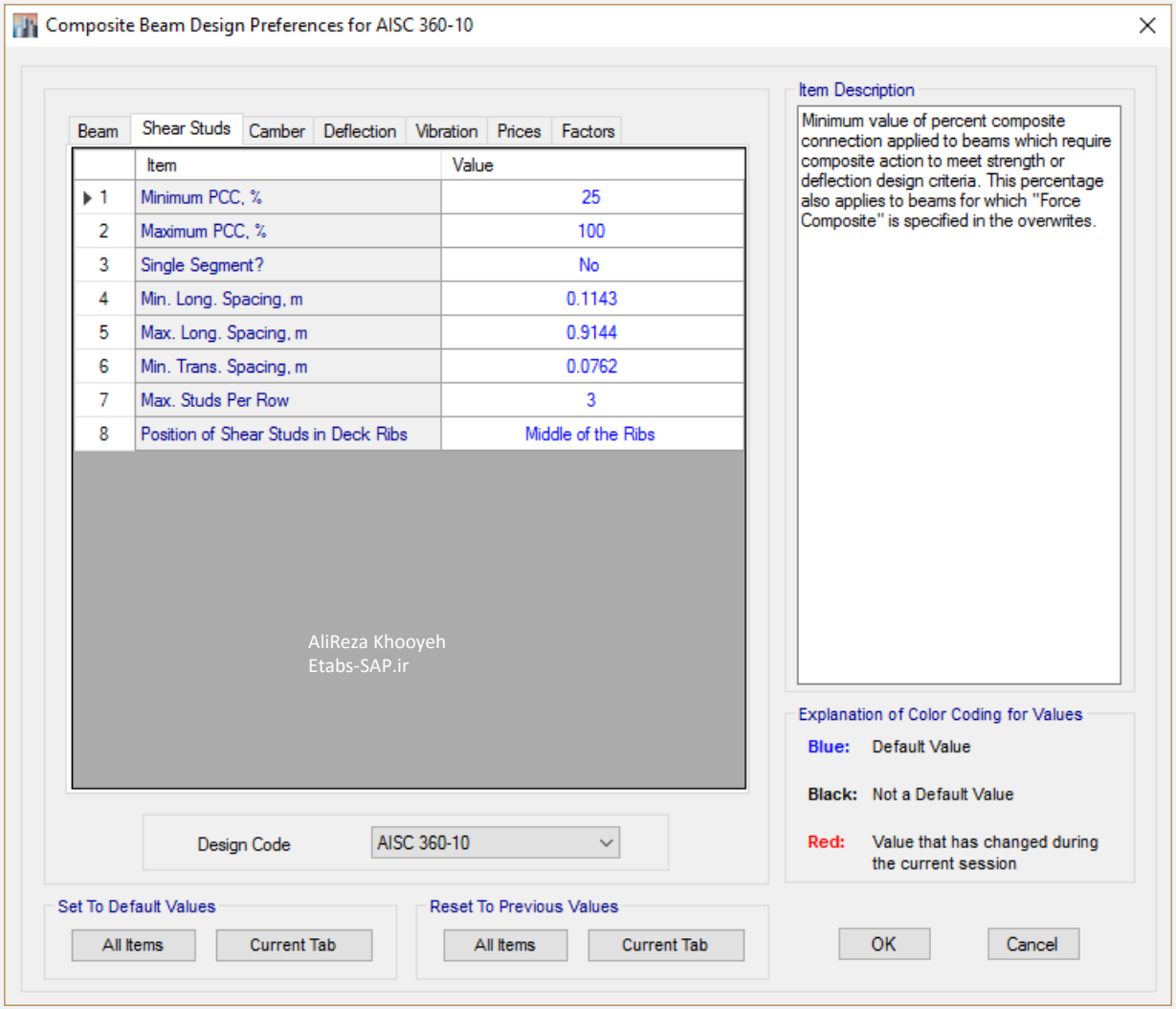


وجود یا عدم وجود پایه های اطمینان

اثر تیرهای مورب

اثر نامتقارن بودن بار زنده و در نظر گرفتن حالت بحرانی

نسبت تنش ظرفیت به تنش وارده


Composite Beam Design Preferences for AISC 360-10
Beam
Shear Studs
Camber
Deflection
Vibration
Prices
Factors
Item
Value
1 Minimum PCC, %
25
2 Maximum PCC, %
100
3 Single Segment?
No
4 Min. Long. Spacing, m
0.1143
5 Max. Long. Spacing, m
0.9144
6 Min. Trans. Spacing, m
0.0762
7 Max. Studs Per Row
3
8 Position of Shear Studs in Deck Ribs
Middle of the Ribs
AliReza Khooyeh
Etabs-SAP.ir
Item Description
Minimum value of percent composite connection applied to beams which require composite action to meet strength or deflection design criteria. This percentage also applies to beams for which "Force Composite" is specified in the overwrites.
Explanation of Color Coding for Values
Blue: Default Value
Black: Not a Default Value
Red: Value that has changed during the current session
Design Code
AISC 360-10
Set To Default Values
All Items
Current Tab
Reset To Previous Values
All Items
Current Tab
OK
Cancel

طراحی به شیوه‌ی ASD

- در طراحی به روش تنش مجاز (یا مقاومت مجاز) دیگر نباید از AISC89استفاده نمایید. بلکه بایستی از AISC360-10استفاده شده و نوع طراحی را در بخش تنظیمات آیین‌نامه روش ASDرا انتخاب نمایید. در این حالت ترکیب بارها طبق مبحث ششم و طراحی نیز با استفاده روابط مبحث دهم خواهد بود.

پس از طراحی اولیه

- برای تغییر مقاطعی که جواب نگرفته اید یا بیش از حد دست بالا هستند بدون باز کردن قفل نرم‌افزار، بعد از انتخاب مقطع (یا مقاطع مد نظر) از منوی

Design > Steel Frame Design

- گزینه Change Design Sectionرا انتخاب نموده تا پنجره لیست مقاطع ظاهر شود. سپس مقطع مناسب را انتخاب نموده تا نرم‌افزار آن را جایگزین مقطع طراحی شده نماید.
- بعد از هر بار تغییر مقطع گزینه Start Designرا انتخاب نموده تا نتایج جدید طراحی نمایش داده شود. بعد از تغییر مقطع به روش عنوان شده، همچنان مقطع (یا مقاطع) در حالت Selectباقی مانده و با Designمجدد فقط آنها به سرعت Redesignمی‌شوند که بسیار مطلوب است. نکته دیگر آنکه اگر قفل نرم‌افزار باز شود تمام مقاطع تغییر یافته به حالت اول (تعریف شده در تحلیل) باز خواهند گشت. پس دقت کنید که قفل باز نشود!

ام سیویل

سازه بتنی

اجزاء بتن

- برخلاف تصور اغلب مهندسین بتن ۵ جزء دارد نه ۳ جزء
- سنگدانه + سیمان + آب + افزودنی + **شعور مهندسی**

هر آنچه در مورد بتن نیاز به دانستن دارید.

- افزودنی ها
  - روان کنندها ، زودگیرکننده ها ، کندگیرکننده ها، حباب هوازا
- انواع بتن:
  - HSC , LWC , FRC , RCC , SCC, متخلخل

مشخصات بتن

وزن واحد حجم بتن بدون میلگرد $2400\ \frac{kg}{m^3}$ می باشد. ولی وزن بتن آرمه (همراه با میلگرد) برابر $2500\ \frac{kg}{m^3}$ منظور می شود

مدول الاستیسیته بتن:

سه رابطه متفاوت برای محاسبه مدول الاستیسیته بتن داریم:

۱- رابطه تقریب ACI318-2014: $E_c = 4700\sqrt{f_c'}\ MPa$

۲- رابطه دقیق ACI318-2014: $E_c = W_c^{1.5} \times 0.043\sqrt{f_c'} \xrightarrow{W_c=2400\frac{kg}{m^3}\ \text{با فرض}} 5056\sqrt{f_c'}\ MPa$

۳- رابطه مبحث نهم: $E = \left(3300\sqrt{f_c'} + 6900\right)\left(\frac{\gamma_c}{23}\right)^{1.5} \xrightarrow{\gamma_c=24\ \frac{kN}{m^3}\ \text{با فرض}} = 3517\sqrt{f_c'} + 7355\ MPa$

مشخصات میلگرد

فولادهای فوق از نظر شکل پذیری به سه رده طبقه‌بندی می‌شوند:

۱) فولاد نرم (S۲۴۰)، که منحنی تنش - تغییر شکل نسبی آن دارای پله تسلیم مشهود است.

۲) فولاد نیم‌سخت (S۳۴۰ و S۴۰۰)، که منحنی تنش- تغییر شکل نسبی آن دارای پله تسلیم بسیار محدود است.

۳) فولاد سخت (S۵۰۰)، که منحنی تنش - تغییر شکل نسبی آن فاقد پله تسلیم است.

جدول ۹-۴-۱ رده‌بندی مکانیکی میلگردهای فولادی

رده	علامت مشخصه در استانداردهای ملّی ایران	f_{su} (N/mm^2)	f_{yk} (N/mm^2)	طبقه بندی از نظر شکل رویه	رده از نظر سختی
S۲۴۰	س ۲۴۰	۳۶۰	۲۴۰	ساده	نرم
S۳۴۰	آج ۳۴۰	۵۰۰	۳۴۰	آجدار مارپیچ	نیم سخت
S۴۰۰	آج ۴۰۰	۶۰۰	۴۰۰	آجدار جناقی	نیم سخت
S۵۰۰	آج ۵۰۰	۶۵۰	۵۰۰	آجدار مرکب	سخت

انواع میلگرد و مشخصات مکانیکی آنها

- الف- میلگرد: A1
- این میلگرد با تنش جاری ۲۳۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع و تنش گسیختگی ۳۸۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع و تغییر شکل نسبی پلاستیکی (در زمان گسیختگی) ۲۵ درصد بعنوان میلگرد نرم شناخته شده و عمدتا بصورت صاف و بدون آج می باشد.این میلگرد برای آهنگری و تغییر شکل و انجام عملیات جوشکاری بر روی آن مناسب است.و بطور کلی بعنوان یک میلگرد داکتیل شناخته میشود.
- ب- میلگرد: A2
- این نوع میلگرد با تنش جاری ۳۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع و تنش گسیختگی ۵۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع و تغییر شکل نسبی پلاستیکی (در زمان گسیختگی) ۱۹ درصد بعنوان میلگرد نیمه خشک (ترد) و نیمه نرم شناخته شده که بصورت آجدار و عمدتا آج فنری شکل میباشد.این میلگرد برای عملیات ساختمانی و خصوصا خاموت زنی مناسب بوده و انجام عملیات جوشکاری بر روی آن در صورت اجبار میسر بوده که البته توصیه میشود در صورت امکان از جوشکاری آن پرهیز شود.
- ج-میلگرد : A3
- این میلگرد با تنش جاری ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع و تنش گسیختگی ۶۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع و تغییر شکل نسبی پلاستیکی (در زمان گسیختگی) ۱۴ درصد بعنوان میلگرد خشک (ترد) مناسب عملیات سیویل صنعتی و ساختمانی بوده که بصورت آجدار و عمدتا آج جناقی میباشد و اکیدا برای آهنگری و تغییر شکلهای فراوان با زوایای تند مناسب نبوده و همچنین به هیچ وجه عملیات جوشکاری بر روی آن مجاز نمیباشد

میلگرد A4

- میلگرد A4یا S500
- استفاده از میلگردهای A4با تنش تسلیم۵۰۰ و۵۲۰ مگاپاسکال، که در استاندارد ملی۳۱۳۲(تیرماه۱۳۹۲) به ترتیب به عنوان میلگردهای آج ۵۰۰ وآج ۵۲۰ خوانده می شوند، در طراحی و ساخت همه انواع سازه های ساختمانی (سازه های غیر ساختمانی را شامل نمی شود) بتن آرمه، به جز دیوارهای برشی ویژه و قاب های خمشی ویژه، در صورت احراز شرایط زیر به تصویب رسید.
- ۱- میلگرد دارای آج های عرضی دوکی شکل در دو طرف آج طولی بوده (مطابق شکل ۹ استاندارد ملی ۳۱۳۲) وخصوصیات عمومی مندرج در استاندارد ملی ۳۱۳۲ (تیر ماه ۱۳۹۲) را نیز داشته باشد.
- ۲- شکل پذیری میلگرد حداقل در حد مورد انتظار برای میلگرد A3باشد، به طوری که میزان ازدیاد طول نسبی آن در طولی معادل ۵ برابر قطر، حداقل ۱۶٪ باشد.
- ۳- در تولید میلگرد، از شمش با کربن بالا استفاده نشود. روش تولید میلگرد، تکنولوژی ترمکس بوده وکربن معادل (CEمیلگرد، حداکثر ۰.۵ باشد.
- ۴- کارخانه تولید کننده میلگرد، گواهی سازمان ملی استاندارد را برای تولید میلگرد های آج ۵۰۰ وآج ۵۲۰ اخذ نموده ونشان کارخانه و رده میلگرد را بر آن حک کرده باشد.

باتوجه به آیین نامه ابعاد تیرهای زیر سری دال چنان باشد که رابطه زیر برقرار باشد.

$$\frac{b_w\, {h_b}^{۳}}{l_n\, {h_s}^{۳}} \geq ۲$$

h_s : ضخامت دال

با توجه به اینکه عرض تیرها (b_w) معمولا $\frac{۱}{۲}$ تا $\frac{۳}{۴}$ ارتفاع تیر (h_b) می‌باشد، با استفاده از روابط فوق می‌توان ارتفاع تیر را محاسبه کرد.

$$b_w = ۰.۷۵\, h_b$$

$$\frac{۰.۷۵\, h_b \times {h_b}^{۳}}{۴۷۰۰ \times ۱۵۰^{۳}} = ۲ \quad \rightarrow \quad h_b = ۴۵۳\ mm$$

$$b_w = ۰.۷۵ \times ۴۵۳ = ۳۴۰\ mm$$

ابعاد اولیه ستون

برای تخمین ابعاد اولیه ستون مربع می توان از رابطه تقریبی زیر استفاده کرد:

$$\text{ابعاد ستون مربع} = ۲۰۰ + ۵۰N\,(\frac{A}{۲۵})^{\frac{۱}{۲}} \geq ۳۵۰mm$$

N = تعداد کف های بالای ستون مورد نظر

A = سطح بارگیر ستون در یک طبقه بر حسب متر مربع

رابطه فوق یک رابطه آماری بوده و برحسب ارتفاع و سطح بارگیر ستون باید قدری تعدیل گردد و اندازه بدست آمده لازم است به نزدیکترین و بزرگترین ضریب ۵۰ گرد گردد.

جدول تعیین میلگردهای ستون ها

Ex: #12Φ25=58.90 cm²

جدول میلگرد آرماتور

Nejadfard

d	Kg/m	# 1	# 2	# 3	# 4	# 5	# 6	# 7	# 8	# 9	# 10	# 11	# 12	# 13	# 14	# 15	# 16	# 20	# 24
Φ6	0.222	0.28	0.57	0.85	1.13	1.41	1.70	1.98	2.26	2.54	2.83	3.11	3.39	3.68	3.96	4.24	4.52	5.65	6.79
Φ8	0.395	0.50	1.01	1.51	2.01	2.51	3.02	3.52	4.02	4.52	5.03	5.53	6.03	6.53	7.04	7.54	8.04	10.05	12.06
Φ10	0.617	0.79	1.57	2.36	3.14	3.93	4.71	5.50	6.28	7.07	7.85	8.64	9.42	10.21	11.00	11.78	12.57	15.71	18.85
Φ12	0.888	1.13	2.26	3.39	4.52	5.65	6.79	7.92	9.05	10.18	11.31	12.44	13.57	14.70	15.83	16.96	18.10	22.62	27.14
Φ14	1.208	1.54	3.08	4.62	6.16	7.70	9.24	10.78	12.32	13.85	15.39	16.93	18.47	20.01	21.55	23.09	24.63	30.79	36.95
Φ16	1.578	2.01	4.02	6.03	8.04	10.05	12.06	14.07	16.08	18.10	20.11	22.12	24.13	26.14	28.15	30.16	32.17	40.21	48.25
Φ18	1.998	2.54	5.09	7.63	10.18	12.72	15.27	17.81	20.36	22.90	25.45	27.99	30.54	33.08	35.63	38.17	40.72	50.89	61.07
Φ20	2.466	3.14	6.28	9.42	12.57	15.71	18.85	21.99	25.13	28.27	31.42	34.56	37.70	40.84	43.98	47.12	50.27	62.83	75.40
Φ22	2.984	3.80	7.60	11.40	15.21	19.01	22.81	26.61	30.41	34.21	38.01	41.81	45.62	49.42	53.22	57.02	60.82	76.03	91.23
Φ25	3.853	4.91	9.82	14.73	19.63	24.54	29.45	34.36	39.27	44.18	49.09	54.00	58.90	63.81	68.72	73.63	78.54	98.17	117.81
Φ28	4.834	6.16	12.32	18.47	24.63	30.79	36.95	43.10	49.26	55.42	61.58	67.73	73.89	80.05	86.21	92.36	98.52	123.15	147.78
Φ30	5.549	7.07	14.14	21.21	28.27	35.34	42.41	49.48	56.55	63.62	70.69	77.75	84.82	91.89	98.96	106.03	113.10	141.37	169.65
Φ32	6.313	8.04	16.08	24.13	32.17	40.21	48.25	56.30	64.34	72.38	80.42	88.47	96.51	104.55	112.59	120.64	128.68	160.85	193.02
Φ34	7.127	9.08	18.16	27.24	36.32	45.40	54.48	63.55	72.63	81.71	90.79	99.87	108.95	118.03	127.11	136.19	145.27	181.58	217.90
Φ36	7.990	10.18	20.36	30.54	40.72	50.89	61.07	71.25	81.43	91.61	101.79	111.97	122.15	132.32	142.50	152.68	162.86	203.58	244.29
Φ38	8.903	11.34	22.68	34.02	45.36	56.71	68.05	79.39	90.73	102.07	113.41	124.75	136.09	147.43	158.78	170.12	181.46	226.82	272.19
Φ40	9.865	12.57	25.13	37.70	50.27	62.83	75.40	87.96	100.53	113.10	125.66	138.23	150.80	163.36	175.93	188.50	201.06	251.33	301.59

مقاطع بتنی

- پیشنهاد میشود از انتخاب ابعاد ستون کمتر از ۳۵ سانتیمتر اجتناب شود و هنگام طراحی سازه به قابلیت اجرائی بودن ستون دقتی مضاعف شود.
چرا که با انتخاب ابعاد کمتر (حتی اگر در محاسبات جواب گرفته شود) در هنگام اجرا باید به نحوه بتن ریزی و قابلیت ورود لوله پمپ به داخل ستون و حداکثر ارتفاع مجاز بتن ریزی و همچنین به امکان ویبره زنی ستون و عدم مزاحمت قلاب خاموتها و اندازه بین میلگرد ها توجه گردد

۹-۱۴-۹ محدودیت‌های آرماتورها در قطعات فشاری (ستون‌ها)

۹-۱۴-۹-۱ در قطعات فشاری سطح مقطع آرماتور طولی نباید کمتر از ۰/۰۱ و بیشتر از ۰/۰۶ سطح مقطع کل باشد. محدودیت مقدار حداکثر باید در محل وصله‌های پوششی میلگردها نیز رعایت شود. درصورت استفاده از فولاد S۴۰۰ در آرماتورهای طولی مقدار حداکثر در خارج از محل وصله‌ها به ۰/۰۴۵ سطح مقطع کل محدود می‌گردد.

فواصل میلگرد ها

۹-۱۴-۱۱-۱ محدودیت‌های فاصله میلگردها

۹-۱۴-۱۱-۱-۱ فاصله آزاد بین هر دو میلگرد موازی واقع در یک سفره نباید از هیچیک از مقادیر زیر کمتر باشد:

الف) قطر میلگرد بزرگتر

ب) ۲۵ میلی‌متر

پ) ۱/۳۳ برابر قطر اسمی بزرگترین سنگدانه بتن

۹-۱۴-۱۱-۱-۲ در اعضای تحت فشار و خمش فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر، نباید بیشتر از ۲۰۰ میلی‌متر باشد.

۹-۱۴-۱۱-۱-۳ درصورتی که میلگردهای موازی در چند سفره قرار گیرند، میلگردهای سفره فوقانی باید طوری بالای میلگردهای سفره تحتانی واقع شوندکه معبر بتن تنگ نشود، فاصله آزاد بین هر دو سفره نباید از ۲۵ میلی‌متر و نه از قطر بزرگترین میلگرد کمتر باشد.

۹-۱۴-۱۱-۱-۴ دراعضای فشاری با خاموت‌های بسته یا دورپیچ، فاصله آزاد بین هر دو میلگرد طولی نباید از ۱/۵ برابر قطر بزرگترین میلگرد و نه از ۴۰ میلی‌متر، کمتر باشد.

۹-۱۴-۱۱-۱-۵ فاصله مجاز بین میلگردها درمحل وصله‌های پوششی در بند ۹-۲۱-۴-۱-۵ ارائه شده است.

۹-۱۴-۱۱-۱-۶ محدودیت‌های فاصله آزاد بین میلگردها باید در مورد فاصله آزاد وصله‌های پوششی با وصله‌ها یا میلگردهای مجاور نیز رعایت شوند.

کاوربتن

جدول۹-۶-۶ مقادیر حداقل ضخامت پوشش بتن روی میلگردها (میلیمتر) در شرایط محیطی بند ۹-۶-۴

نوع قطعه	نوع شرایط محیطی			
	متوسط	شدید	خیلی شدید	فوق‌العاده شدید
تیرها و ستون‌ها	۴۵	۵۰	۷۵	۷۵
دال ها و تیرچه‌ها	۳۰	۳۰	۶۰	۶۰
دیوار ها وپوسته‌ها	۲۵	۳۰	۵۵	۵۵
شالوده‌ها	۵۰	۶۰	۹۰	۹۰

- در ETABS 9برای وارد کردن مقدار کاور گزینه Cover to Rebar Centerوجود دارد. در این حالت از شما فاصله لبه مقطع تا مرکز آرماتورهای طولی پرسیده می‌شود. مثلا اگر قطر خاموت ۱۰ میلیمتر، قطر آرماتور طولی ۲۰ میلیمتر باشد، با فرض کاور خالص ۴.۵ cmبرای مقطع بایستی عدد زیر وارد شود:

- Cover to Rebar Center=4.5+1.0+(2.0/2)=6.5 cm

- در حالت خاصی که آرایش میلگردها در مقطع مستطیلی، بصورت دایره‌ای باشد، این فاصله حداقل فاصله بین لبه مقطع تا مرکز آرماتورهای طولی ستون است.

- در ETABS 2016برای وارد کردن کاور گزینه Clear Cover for Confinement Barsدر دسترس است. این گزینه فاصله لبه مقطع تا بیرون آرماتورهای خاموت مقطع است. مثلا اگر قطر خاموت ۱۰ میلیمتر، قطر آرماتور طولی ۲۰ میلیمتر باشد، با فرض کاور خالص ۴.۵ cmبرای مقطع بایستی عدد زیر وارد شود:

- Cover to Rebar Center=4.5 cm

ضریب ترک خوردگی مقاطع بتنی

۳-۵-۵ در سازه‌های بتن مسلح در تعیین تغییر مکان جانبی نسبی طرح، ممان اینرسی مقطع ترک خورده قطعات را می‌توان، مطابق توصیه آیین‌نامه بتن ایران «آبا» برای تیرها Ig ۰/۳۵، برای ستون‌ها Ig ۰/۷، و برای دیوارها Ig ۰/۳۵ یا Ig ۰/۷ نسبت به میزان ترک خوردگی، منظور کرد. برای زلزله بهره برداری مقادیر این ممان اینرسی ها را می توان تا ۱/۵ برابر افزایش داد و از اثرات P -Δ صرفنظر کرد.

- بر اساس مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، تنش ترک خوردگی بتن برابر $0.6\sqrt{f_c}$ میباشد. پس اگر تنش f22بزرگتر از fr باشد دیوار ترک خورده محسوب میشود و اگر کمتر باشد دیوار ترک خورده محسوب نمیشود. ابتدا ضریب ترک خوردگی دیوار ۷/ ۰ اعمال میشود.
- سپس بعد از تحلیل تنش دیوار کنترل خواهد شد؛ اگر ترک خورده باشد، ضریب ترک خوردگی دوباره اصلاح شده و ضریب ۳۵/ ۰ اعمال میشود

ترکیب بارهای طراحی برای شهر تهران

1) $1.4D$
2) $1.2D + 1.6L + 1.6LPART + 0.5LROOF$
4) $1.2D + L + LPART + 1.6LROOF$

6) $1.41D + L + LPART + 0.2S + EXP + 0.3EY + EZ$
7) $1.41D + L + LPART + 0.2S + EXP - 0.3EY + EZ$
8) $1.41D + L + LPART + 0.2S - EXP + 0.3EY + EZ$
9) $1.41D + L + LPART + 0.2S - EXP - 0.3EY + EZ$

10) $1.41D + L + LPART + 0.2S + EXN + 0.3EY + EZ$
11) $1.41D + L + LPART + 0.2S + EXN - 0.3EY + EZ$
12) $1.41D + L + LPART + 0.2S - EXN + 0.3EY + EZ$
13) $1.41D + L + LPART + 0.2S - EXN - 0.3EY + EZ$

14) $1.41D + L + LPART + 0.2S + EYP + 0.3EX + EZ$
15) $1.41D + L + LPART + 0.2S + EYP - 0.3EX + EZ$
16) $1.41D + L + LPART + 0.2S - EYP + 0.3EX + EZ$
17) $1.41D + L + LPART + 0.2S - EYP - 0.3EX + EZ$

18) $1.41D + L + LPART + 0.2S + EYN + 0.3EX + EZ$
19) $1.41D + L + LPART + 0.2S + EYN - 0.3EX + EZ$
20) $1.41D + L + LPART + 0.2S - EYN + 0.3EX + EZ$
21) $1.41D + L + LPART + 0.2S - EYN - 0.3EX + EZ$

22) $0.69D + EXP + 0.3EY - EZ$
23) $0.69D + EXP - 0.3EY - EZ$
24) $0.69D - EXP + 0.3EY - EZ$
25) $0.69D - EXP - 0.3EY - EZ$

26) $0.69D + EXN + 0.3EY - EZ$
27) $0.69D + EXN - 0.3EY - EZ$
28) $0.69D - EXN + 0.3EY - EZ$
29) $0.69D - EXN - 0.3EY - EZ$

30) $0.69D + EYP + 0.3EX - EZ$
31) $0.69D + EYP - 0.3EX - EZ$
32) $0.69D - EYP + 0.3EX - EZ$
33) $0.69D - EYP - 0.3EX - EZ$

34) $0.69D + EYN + 0.3EX - EZ$
35) $0.69D + EYN - 0.3EX - EZ$
36) $0.69D - EYN + 0.3EX - EZ$
37) $0.69D - EYN - 0.3EX - EZ$
38) $-EZ$

جدول۹-۱۲-۲ ترکیبات بارگذاری در حالت حدی نهایی

شرایط	ترکیب بار مبنا
در شرایطی که اثر بار زنده در هر یک از ترکیبات بارگذاری کاهش دهنده است این آثار معادل صفر منظور می‌گردد.	۱/۲۵ D + ۱/۵ (L , S , R)
	D + ۱/۲ (L , S , R) + ۱/۲ (۰/۷ E , W)
	۰/۸۵ D +۱/۲ (۰/۷E , W)
	۱/۲۵ D +۱/۵ (L , S , R) + ۱/۵ (۰/۷ E , W) + ۱/۵ (H , ۰/۸۴ F)
	۰/۸۵ D + ۱/۵ (H ۰/۸۴ F)
ترکیب بارهای شامل بار سیل	
	D + ۱/۲ (L , S , R) + 1/2 (۰/۷E , W) + 2/0 Fa
	۰/۸۵D + ۱/۲ (۰/۷E , W) + ۲ Fa
ترکیب بارهای شامل بار یخ جوی	
	D + ۱/۲ (L , S , R) + D_i + ۱/۲(W_i)
	۰/۸۵ D + D_i + ۱/۲(W_i)
ترکیب بارهای خودکرنشی	
ترکیب بارهای مورد نیاز تنها به این دو ترکیب بار محدود نمی‌شود و در برخی مواقع قضاوت مهندسی نیز لازم است بکار برده شود. به عنوان مثال زمانیکه مقدار بار زنده بام و یا بار برف قابل توجه باشد و احتمال دارد بطور همزمان با بارهای خود کرنشی بر ساختمان وارد شود ، اثر آنها نیز باید منظور گردد . طراحی باید بر اساس ترکیب باری انجام شود که بیشترین اثر نامطلوب را ایجاد می‌کند.	D + ۱/۲ (L , S , R) + T
	۱/۲۵D + ۱/۵ T

تبصره۱: در شرایطی که اثر بار زنده در هر یک از ترکیبات بارگذاری کاهش دهنده است، این آثار

ام سیویل

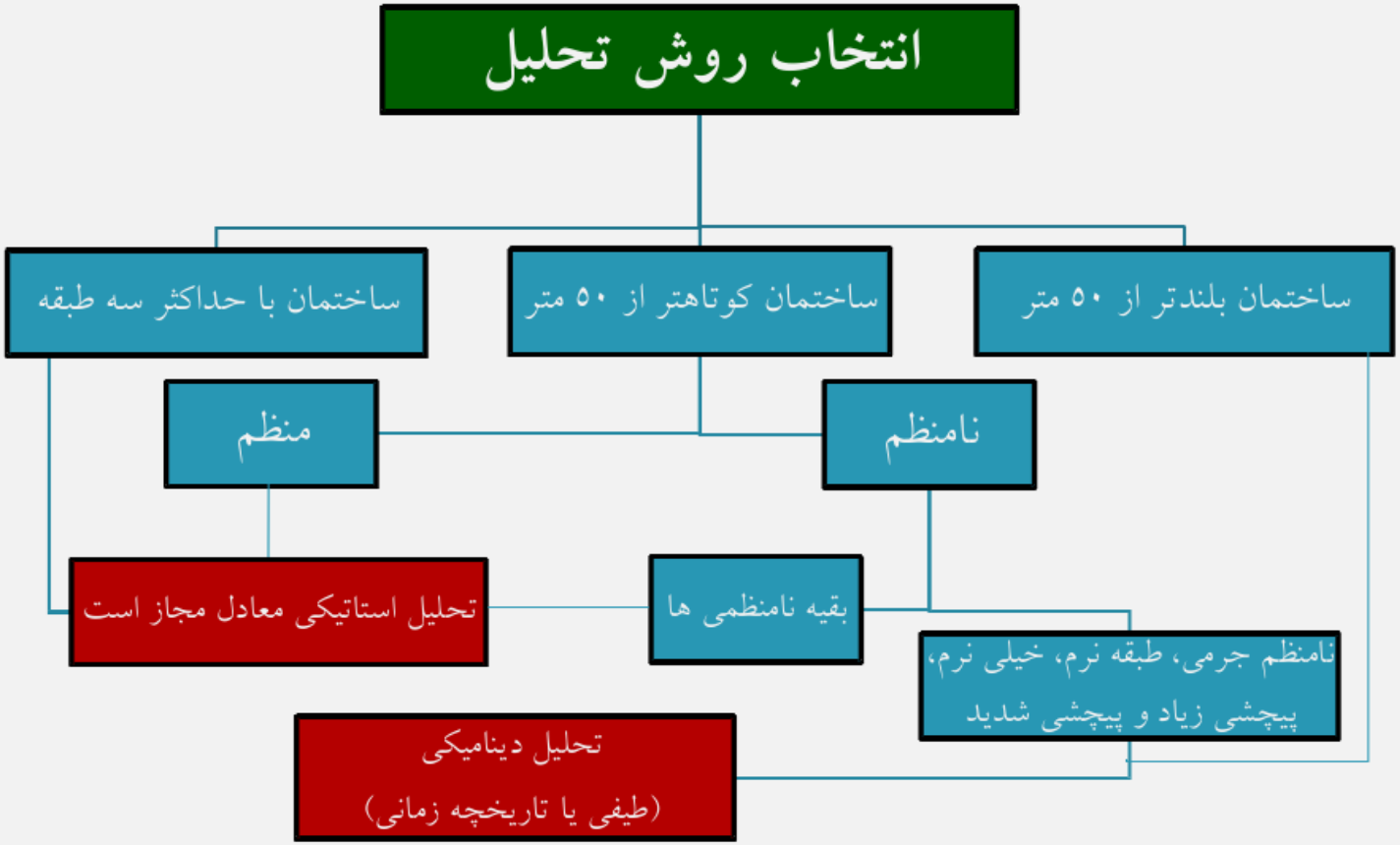
تحلیل سازه

تحلیل در Etabs

- تحلیل هایی که برنامه ETABSقادر به انجام آنها است:

- Linear Static Analysis (تحلیل استاتیکی خطی)
- Linear Dynamic Analysis (تحلیل دینامیکی خطی)
- Static and Dynamic P-Delta Analysis (تحلیل اثرات ثانویه P-Delta)
- Static Non-Linear Analysis (تحلیل استاتیکی غیرخطی)
- Dynamic Non-Linear Analysis (تحلیل دینامیکی غیرخطی)
- Pushover Analysis (تحلیل پوش آور)
- Multiple Response Spectrum Analysis (تحلیل طیفی)
- Multiple Time History Analysis (تحلیل تاریخچه زمانی)
- Construction sequence loading analysis (تحلیل بارهای در حین ساخت)

انتخاب روش تحلیل



- تحلیل استاتیکی خطی:
- فرضیات اساسی روش تحلیل استاتیکی خطی عبارتند از :
- ۱ ـ رفتار مصالح خطی است.
- ۲ ـ بارهای ناشی از زلزله ثابت (استاتیکی) است.
- ۳ ـ کل نیروی وارد بر سازه برابر ضریبی از وزن ساختمان است.
- در این روش نیروی جانبی ناشی از زلزله طوری انتخاب می شود که برش پایه حاصل از آن برابر نیروی برش پایه مطابق روابط آیین نامه شود. مقدار برش پایه در این روش چنان انتخاب شده است که حداکثر تغییر شکل سازه با آنچه که در زلزله سطح خطر مورد نظر پیش بینی می شود مطابقت داشته باشد. چنانچه تحت اثر بار وارده، سازه به طور خطی رفتار کند، نیروهای بدست آمده برای اعضای سازه نیز نزدیک به مقادیر پیش بینی شده هنگام زلزله خواهند بود، ولی اگر سازه رفتار غیر خطی داشته باشد، نیروهای محاسبه شده از این طریق بیش از مقادیرجاری شدن مصالح خواهند بود. به همین جهت هنگام بررسی معیارهای پذیرش نتایج حاصل از تحلیل خطی برای سازه هایی که هنگام زلزله رفتار غیر خطی دارند، اصلاح می گردد.

- تحلیل دینامیکی خطی:

- تحلیل دینامیکی خطی می تواند به دو روش طیفی یا تاریخچه زمانی انجام شود. فرضیات خاص این روش در محدوده رفتار خطی عبارتند از :

- ۱ ـ رفتار سازه را می توان بصورت ترکیبی خطی از حالت های مودهای ارتعاشی مختلف سازه که مستقل از یکدیگرند محاسبه نمود.

- ۲ ـ زمان تناوب ارتعاشات سازه در هر مود در طول زلزله ثابت است.

- در این روش ، مشابه روش تحلیل استاتیکی خطی، پاسخ سازه در زلزله سطح خطر مورد نظر در ضرایبی ضرب می شود تا حداکثر تغییر شکل سازه با آنچه که در زلزله پیش بینی می شود مطابقت داشته باشد. به همین علت نیروهای داخلی در سازه های شکل پذیر که در هنگام زلزله رفتار غیر خطی خواهند داشت بزرگتر از نیروهای قابل تحمل درسازه برآورد می شوند. به همین جهت هنگام بررسی معیارهای پذیرش در نتایج حاصل از تحلیل خطی برای سازه هایی که هنگام زلزله رفتار غیر خطی دارند، اصلاح می گردد.

- روش تحلیل دینامیکی طیفی:

- تعداد مودهای ارتعاشی در تحلیل طیفی چنان باید انتخاب شود که جمع درصد مشارکت جرم مؤثر برای هر امتداد تحریک زلزله در مودهای انتخاب شده حداقل ۹۰٪ باشد . بعلاوه در هر امتداد، حداقل باید سه مود اول نوسان و حداقل تمام مودهایی که دارای زمان تناوب بیش از ۰.۴ ثانیه هستند در نظر گرفته شوند . طیف طرح مورد استفاده در این روش باید مطابق آیین نامه انتخاب شود.

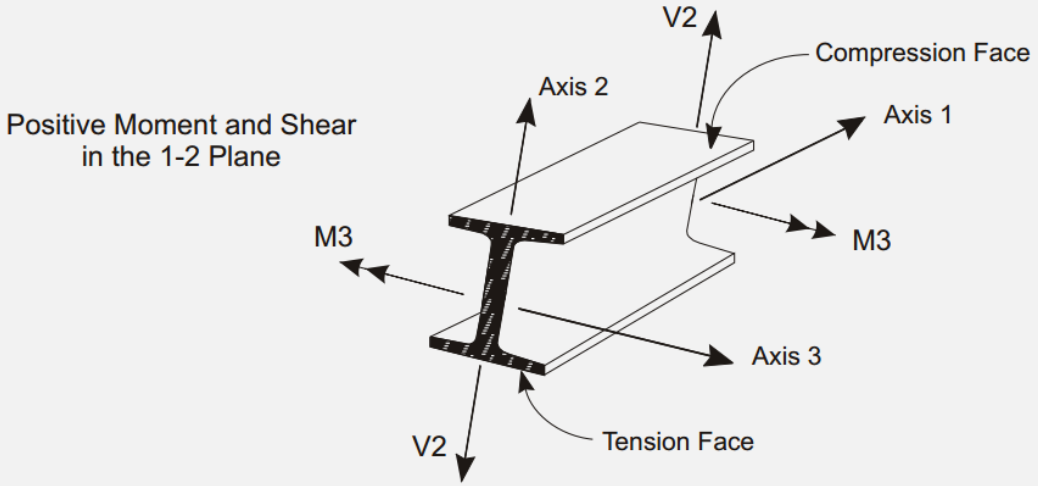
- نتایج حاصل از هر مود نوسان باید با روشهای آماری شناخته شده مانند جذر مربعات SRSSروش ترکیب مربعی کامل (CQC)و یا روش‌های دقیق‌تر که اندرکنش بین مودها را دقیقتر درنظر می گیرد، انجام شود.

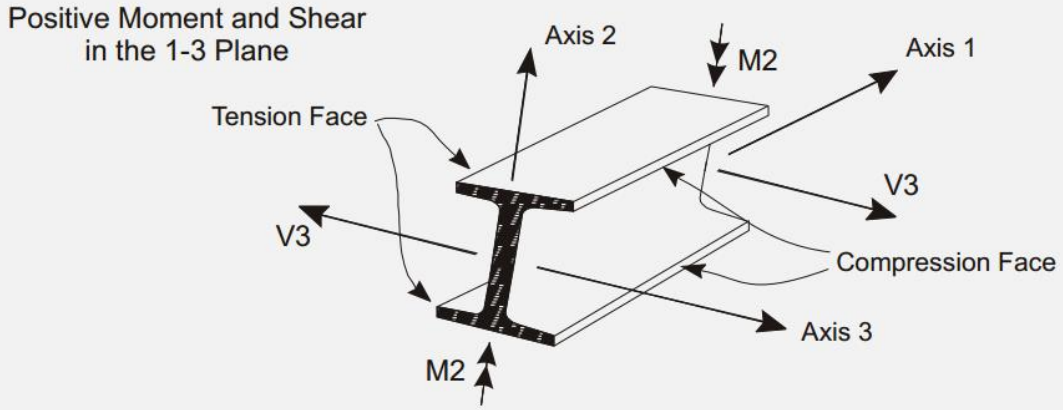
- اثر زلزله در امتداد عمود بر امتداد مورد نظر در صورت لزوم باید در نظر گرفته شود.

- روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی:

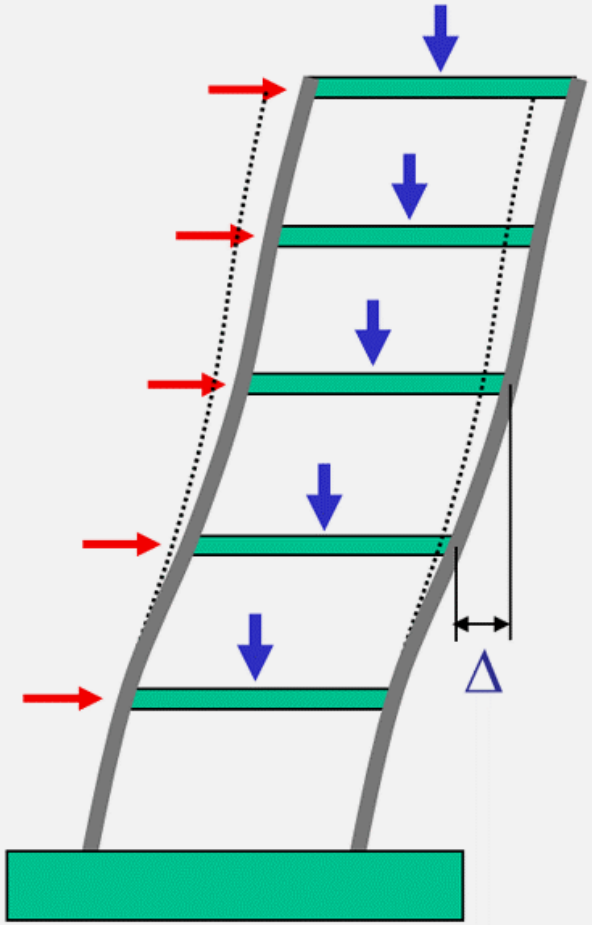
- در تحلیل تاریخچه زمانی ، پاسخ سازه با استفاده از روابط دینامیکی در گام های زمانی کوتاه محاسبه می شود. در این روش باید پاسخ سازه تحت تحریک شتاب زمین بر اساس حداقل سه شتاب نگاشت محاسبه شود. چنانچه کمتر از هفت شتابنگاشت برای تحلیل انتخاب شود باید بیشینه اثر آنها برای کنترل تغییر شکل‌ها و نیروهای داخلی منظور شود. چنانچه از هفت شتابنگاشت یا بیشتر استفاده شود می توان مقدار متوسط اثر آن‌ها را برای کنترل تغییر شکل‌ها و نیروهای داخلی در نظر گرفت.

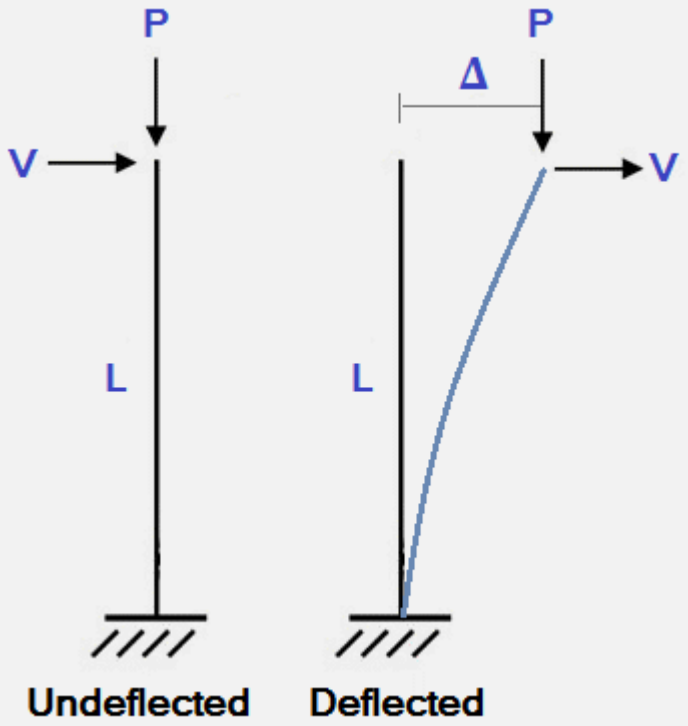
خواندن تلاش های داخلی اعضا





تحلیل P-Δ و P-δ



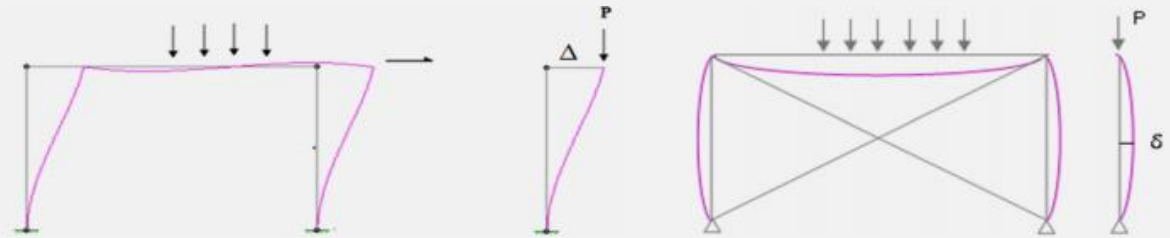


تحلیل P-Δ و P-δ

اثر P-Deltaکوچک (P-δ) به آثار اضافی بارها به علت وجود انحنا در عضو مربوط می‌شود. این آثار سبب ایجاد لنگرهای خمشی اضافی می‌شوند که به علت عدم انطباق مرکز سطح مقطع بر خطی که دو انتهای بخشی از طول عضو را به هم وصل می‌کند، بوجود می‌آیند. طبق راهنمای برنامه، اثر P-Deltaکوچک توسط برنامه در نظر گرفته می‌شود.

به طور معمول اثر P-Δدر قاب های خمشی و اثر P-δدر سیستم های دوگانه قابل ملاحظه تر خواهند بود.

اثر پی دلتا در برنامه ETABSبه وسیله اصلاح ماتریس سختی اعضا از طریق کم کردن ماتریس هندسی اعضا از ماتریس سختی آنها اعمال می شود. اگر دترمینان ماتریس سختی اصلاح شده حاصل به سمت صفر میل کند ETABSاخطار یا همان W A R N I N Gمی دهد.
دلیل این موضوع وجود نیروهای محوری فشاری بزرگ بخصوص در ستونها و کاهش ماتریس سختی سازه است. این موضوع در آیین نامه ها با بزرگ شدن شاخص پایداری طبقه مطرح می شود. به همین دلیل آیین نامه ۲۸۰۰حداکثر مقدار شاخص پایداری طبقه را به عدد ۲۵/. محدود می کند.



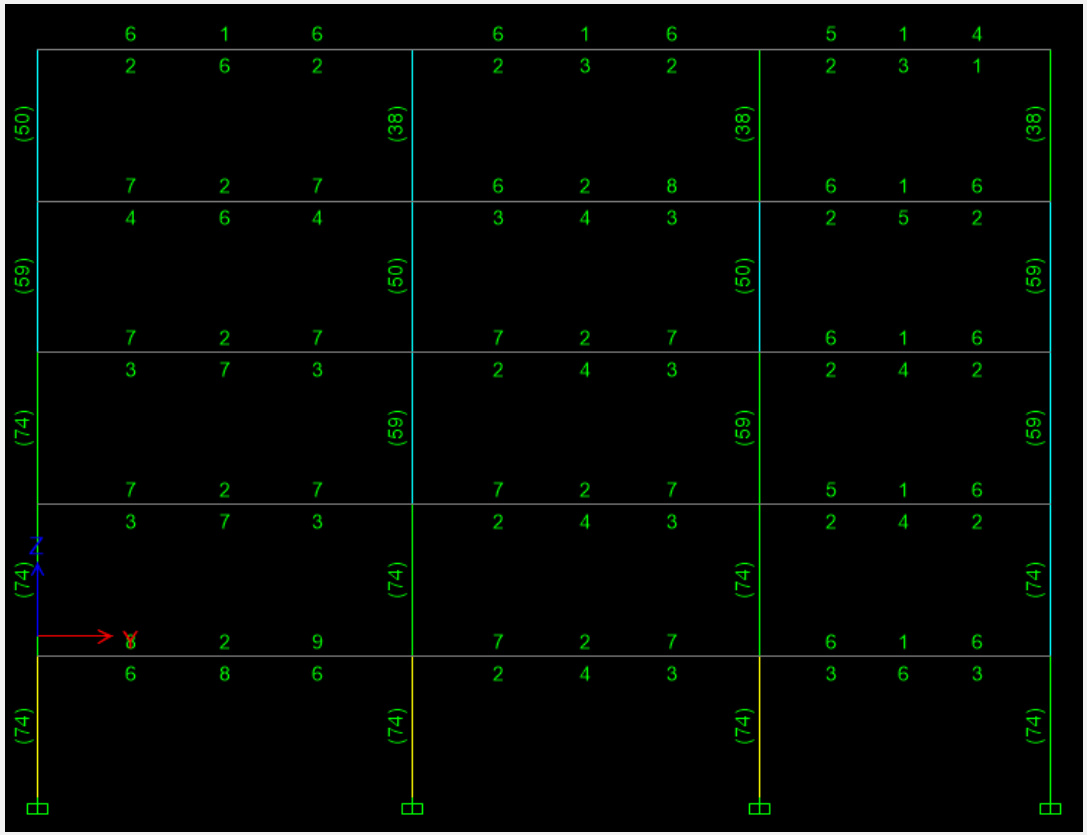
شکل (۱) : آثار مرتبه دوم P-Δ و P-δ

- **رفتار غیر خطی هندسی:**
- در مواردی که تغییر شکل های ناشی از اعمال بار بر سازه به اندازه کافی کوچک باشند رابطه بار-تغییر شکل خطی است. در این حالت معادلات تعادل به بارهای اعمال شده و تغییر ششکل های ایجاد شده وابسته نیست. بنابراین می توان نتایج حاصل از آنالیز استاتیکی و دینامیکی را در این شرایط با استفاده از اصل "روی هم گذاری" با هم ترکیب کرد.
- اما اگر بارهای وارد شده به سازه و تغییر شکل ههای ایجاد شده در آن، بزرگ باشند رابطه بار-تغییر شکل غیر خطی خواهند بود. علل این رفتار غیر خطی را می توان موارد زیر دانست:
- – **تاثیر تنش های بزرگ:**
- وقتی در یک سازه تنش های بزرگ وجود داشته باشد معادله تعادلی که بر اساس فرم اولیه سازه و فرم تغییر شکل یافته ان نوشته می شود تا حد زیادی با هم تفاوت دارند.
- – **تاثیر جا به جایی های بزرگ:**
- در سازه ای که تغییر شکل های بزرگ دارد، تنش ها و کرنش ها باید بر اساس فرم تغییر شکل یافته سازه محاسبه شوند. البته این روش در مورد جا به جایی های کوچک هم نتایج درستی می دهد.
- – **غیر خطی بودن ماده:**
- هنگامی که مواد دچار کرنش هایی فراتر از مقدار کرنش مجاز خود می شوند رابطه نیرو- تغییر شکل در انها خطی نخواهد بود. این مساله حتی هنگامی که روابط تعادل مربوط به هندسه اولیه سازه درست باشند می تواند باعث تغییر نتایج محاسبات گردد.
- **غیر خطی شدن تحت شرایط مرزی**

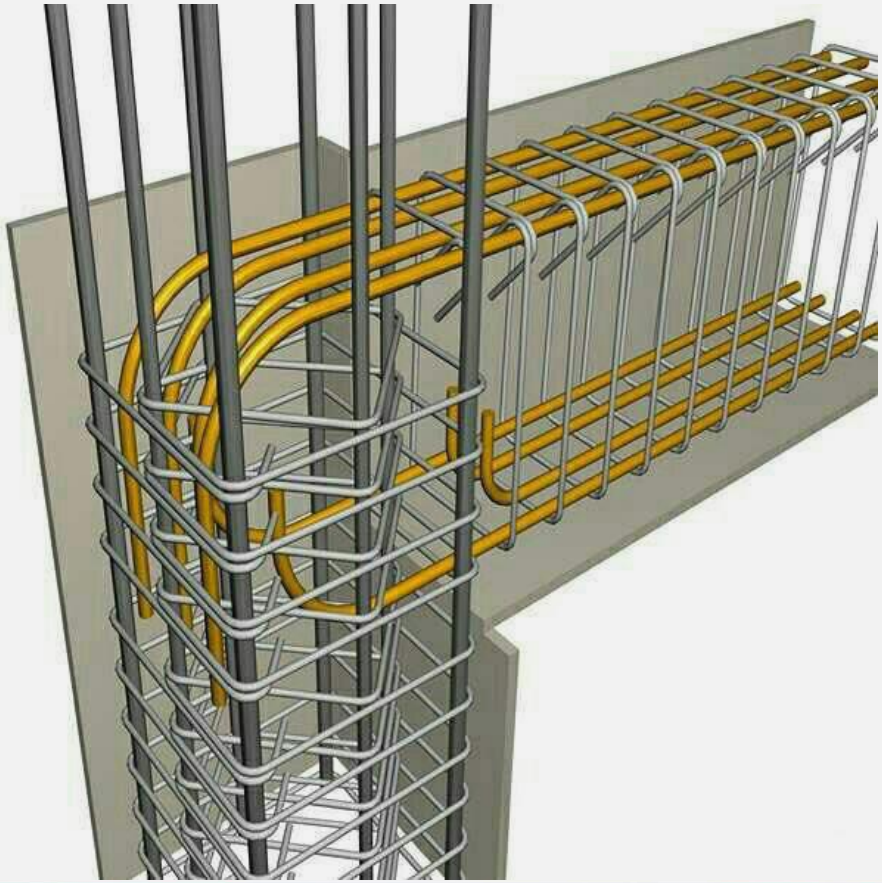
ام سیویل

طراحی سازه بتنی

آرماتور فشاری



- آرماتورطولی تیر درستون بایستی دارای خم ۹۰ درجه باشدوخم میلگردهای پایین تیر،به سمت بالا میلگردهای بالای به سمت پایین خم شوند



طول گیرایی میلگردهای فشاری

۹-۲۱-۲-۴ طول گیرایی میلگردهای کششی

۹-۲۱-۲-۴-۱ طول گیرایی یک میلگرد در کشش، l_d، باید حداقل برابر با مقدار حاصل از رابطه (۹-۲۱-۱) در نظر گرفته شود، در هرحال کمتر از ۳۰۰ میلیمتر اختیار نشود.

$$l_d = \left[\frac{\cdot/۸۶ f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}} \frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{c+k_{tr}}{d_b}\right)}\right] d_b \qquad (۹-۲۱-۱)$$

مقدار $\frac{c+k_{tr}}{d_b}$ نبایستی بیش از ۲/۵ درنظر گرفته شود.

۹-۲۱-۲-۵ طول گیرایی میلگردهای فشاری

۹-۲۱-۲-۵-۱ طول گیرایی یک میلگرد در فشار، باید حداقل برابر بزرگترین مقدار دو رابطه (۹-۲۱-۳) و (۹-۲۱-۴) در نظر گرفته شود. در هرحال کمتر از ۲۰۰ میلیمتر اختیار نشود.

$$l_{dc} = \left[\cdot/۲۴ \frac{f_{yd}}{\sqrt{f_{cd}}}\right] d_b \qquad (۹-۲۱-۳)$$

$$l_{dc} = [\cdot/\cdot۵ f_{yd}] d_b \qquad (۹-۲۱-۴)$$

۹-۱۹-۲-۲ دیوار برشی

دیوار برشی، دیواری است که بطور عمـده زیر اثـر بـارهای جانبی واقع در میان صفحه خود قرار می‌گیرد و نقش عمده آن مشارکت در تحمل و انتقال این نیروها می‌باشد.

۹-۱۹-۴ محدودیت آرماتورها

۹-۱۹-۴-۱ در دیوارها آرماتـورهای قائـم و افقی‌نباید به ترتیب کمتر از مقادیر مندرج در بندهای ۹-۱۹-۴-۲ و ۹-۱۹-۴-۳ اختیار شوند. در دیوارهایی‌که زیر اثر نیروی بـرشی قرار می‌گیرند، رعایت حداقل آرماتور مطابق بند ۹-۱۵-۱۶-۴ نیز الزامی است.

۹-۱۹-۴-۲ حداقل نسبت مساحت مقطع آرماتور قائم به مساحت کل مقطع برای میلگردهای مختلف بشرح (الف) و (ب) این بند است:

الف- برای میلگردهای رده ۴۰۰ S و بالاتر، با قطر ۱۶ میلیمتر و یا کمتر ۰/۰۰۱۲

ب- برای سایر میلگردهای آجدار ۰/۰۰۱۵

۹-۱۹-۴-۳ حداقل نسبت مـساحت مـقـطع آرماتور افقی به مساحت کل مقطع برای آرماتورهای مختلف به شرح (الف) و (ب) این بند است:

الف- برای میلگردهای رده S۴۰۰ و بالاتر، با قطر ۱۶ میلیمتر یا کمتر ۰/۰۰۲۰

ب- برای سایر میلگردهای آجدار ۰/۰۰۲۵

۹-۱۹-۴-۴ نسبت مساحت آرماتور قائم و آرماتور افقی به مساحت کل مقطع نباید بیشتر از ۰/۰۴ اختیار شود. محدودیت مقدار حداکثر باید درمحل وصله‌های میلگردها نیز رعایت شود.

۹-۱۹-۴-۵ در دیوارهای با ضخامت بیشتر از ۲۵۰ میلیمتر، به جز دیوارهای زیرزمین و دیوارهای حایل، هر یک از آرماتورهای قائم و افقی باید در دو سفره به موازات سطوح دیوار، مطابق (الف) و (ب) این بند پیش‌بینی شوند.

الف- در دیوارهایی که یک رویه آنها در تماس با خاک یا هوای بیرون قرار دارد، یک شبکه آرماتور شامل‌حداقل‌نصف و حداکثر دوسوم کل آرماتور لازم برای هر امتداد باید در فاصله‌ای بیشتر از ۵۰ میلیمتر وکمتر از یک‌سوم ضخامت دیوار از رویه در تماس با خاک یا محیط خارجی قرار داده شود و یک شبکه آرماتور شامل باقیمانده آرماتور لازم برای هر امتداد باید در فاصله‌ای بیشتر از ۲۰ میلیمتر و کمتر از یک‌سوم ضخامت دیوار از رویه دیگر قرار داده شود. پوشش بتنی روی میلگردها باید ضوابط بند ۹-۶-۸ را نیز برآورده کند.

ب- در سایر دیوارها هر شبکه آرماتور شامل نصف آرماتور لازم در هر امتداد باید در فاصله‌ای بیشتر از ۲۰ میلیمتر و کمتر از یک‌سوم ضخامت دیوار از هر رویه قرار داده شود. پوشش بتنی روی میلگردها باید ضوابط بند ۹-۶-۸ را نیز بر آورده کند.

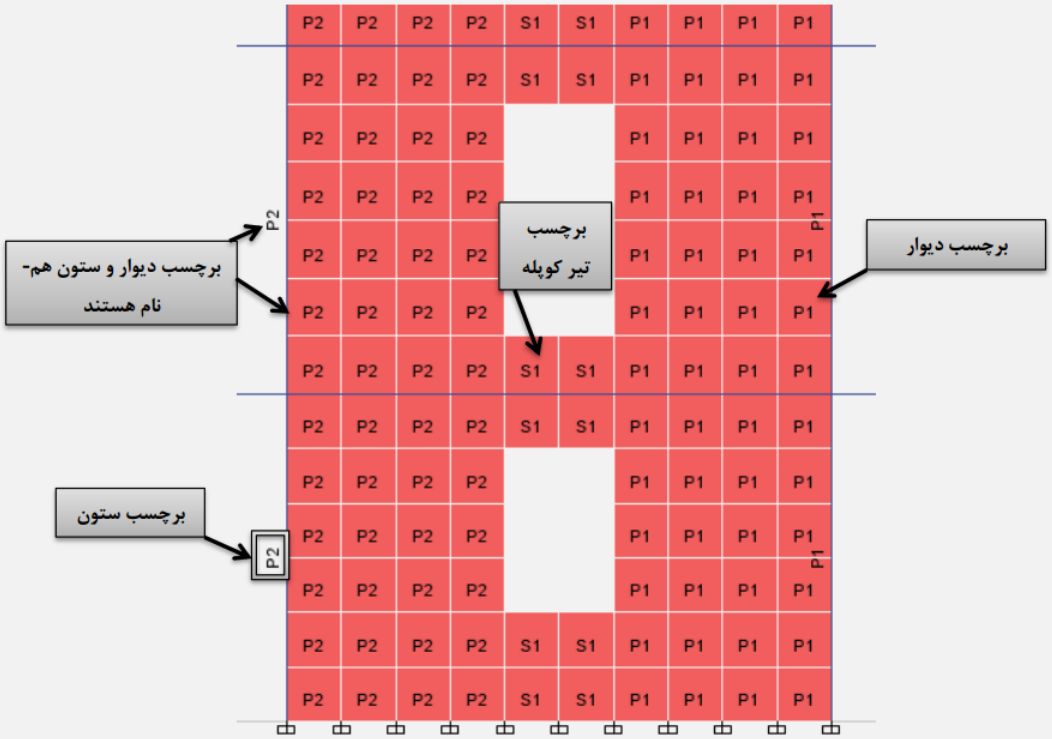
۹-۱۹-۴-۶ فاصله میلگردهای قائم و میلگردهای افقی مجاور در هر شبکه نباید بیشتر از سه برابر ضخامت دیوار و ۳۵۰ میلیمتر باشد.

۹-۱۹-۴-۷ در مواردی که مساحت مقطع کل آرماتور قائم از یک درصد مساحت کل مقطع کمتر است و یا در مواردی که بر اساس طراحی ساختمان، آرماتور قائم به عنوان آرماتور فشاری مورد نیاز نیست، محصور کردن میلگردهای قائم با خاموت الزامی نیست. برای مقادیر بیشتر میلگردهای قائم، آرماتوربندی دیوارها باید مشابه ستون‌ها باشد.

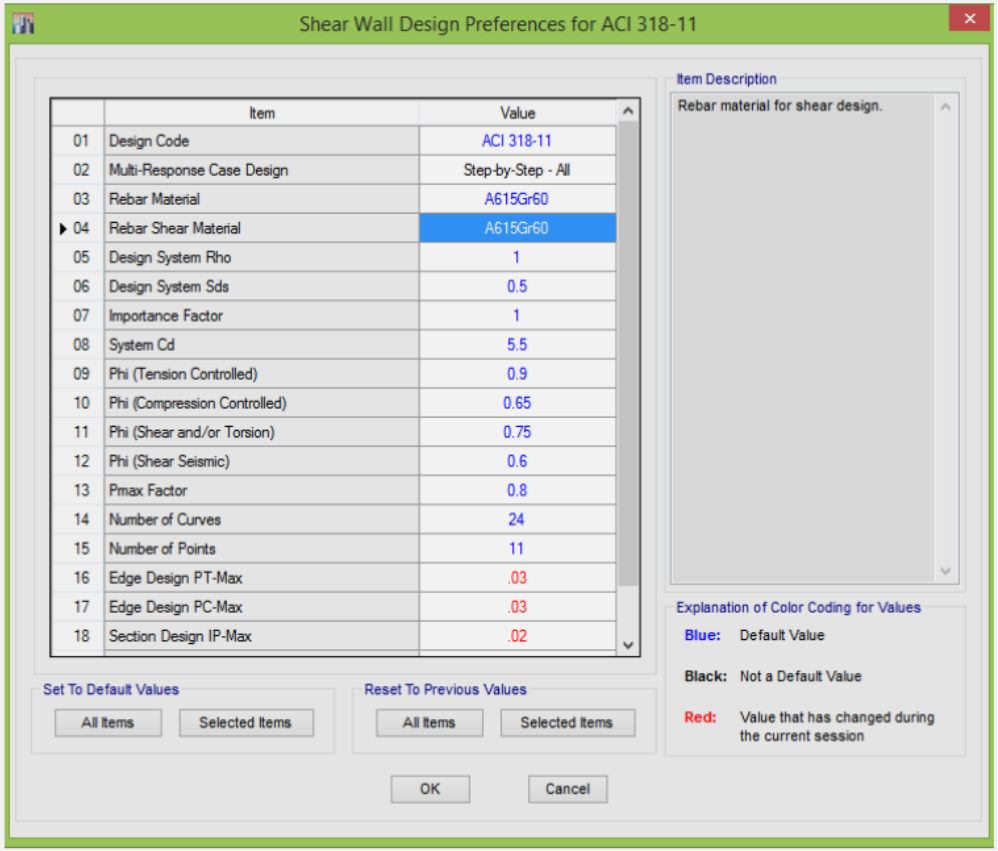
۹-۱۹-۴-۸ دورتا دور بازشوها باید حداقل دو میلگرد با قطر ۱۶ میلیمتر یا معادل آن قرار داده شود. این میلگردها باید از گوشه بازشو به داخل دیوار ادامه یافته و به نحوی مناسب مهار شوند.

طراحی دیوار برشی

- دیوارهایی که بازشو ندارند باید یک نام برای کل دیوار در همه طبقات اختصاص داده شود. اما در دیوارهایی که بازشو دارند طرفین تیر کوپله بصورت جداگانه نامگذاری شده و خود تیر کوپله هم با نام دیگری نام گذاری خواهند شد. برای نامگذاری دیوارها از عنوان Pierو برای تیرهای کوپله از عنوان Spandrelنام گذاری خواهند شد.



پارامترهای طراحی دیوار برشی بتنی



	Item	Value
01	Design Code	ACI 318-11
02	Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03	Rebar Material	A615Gr60
04	Rebar Shear Material	A615Gr60
05	Design System Rho	1
06	Design System Sds	0.5
07	Importance Factor	1
08	System Cd	5.5
09	Phi (Tension Controlled)	0.9
10	Phi (Compression Controlled)	0.65
11	Phi (Shear and/or Torsion)	0.75
12	Phi (Shear Seismic)	0.6
13	Pmax Factor	0.8
14	Number of Curves	24
15	Number of Points	11
16	Edge Design PT-Max	.03
17	Edge Design PC-Max	.03
18	Section Design IP-Max	.02

درصد هندسی فولاد در المان مرزی کششی → Edge Design PT-Max .03

درصد هندسی فولاد در المان مرزی فشاری → Edge Design PC-Max .03

درصد هندسی فولاد در دیوار → Section Design IP-Max .02

حداقل درصد هندسی فولادهای برشی → Section Design IP-Min 0.0025

پارامترهای طراحی دیوار برشی بتنی

Wall Pier Design Overwrites for ACI 318-11

	Item	Value
02	LL Reduction Factor	Varies
03	Design is Seismic?	Yes
04	Pier Section Type	Simplified T and C
05	Thick Bottom	Varies
06	Length Bottom	Varies
07	DB1 Left Bottom	0.5
08	DB2 Left Bottom	0.5
09	DB1 Right Bottom	0.5
10	DB2 Right Bottom	0.5
11	Thick Top	Varies
12	Length Top	Varies
13	DB1 Left Top	0.5
14	DB2 Left Top	0.5
15	DB1 Right Top	0.5
16	DB2 Right Top	0.5
17	Material	Concrete
18	Edge Design PT-Max	0.03
19	Edge Design PC-Max	0.03

Item Description

LL Reduction Factor

Explanation of Color Coding for Values

Blue: All selected items are program determined

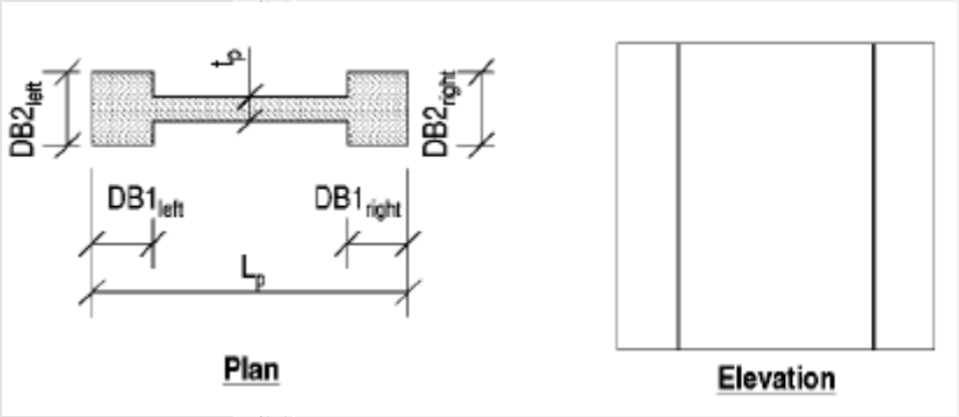
Black: Some selected items are user defined

Red: Value that has changed during the current session

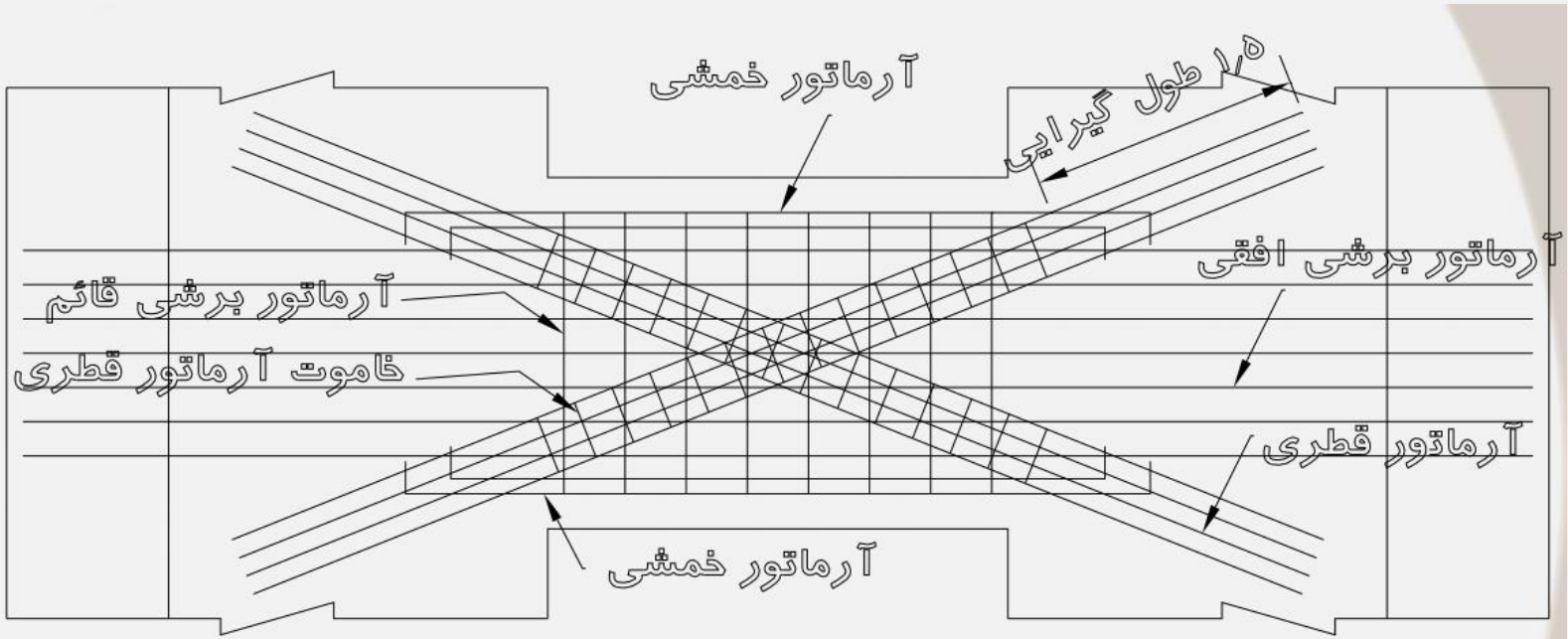
Set To Default Values: All Items | Selected Items

Reset To Previous Values: All Items | Selected Items

OK | Cancel



تیر همبند در دیوار برشی



آرماتورهای قطری باید توسط میلگردهای عرضی به صورت مارپیچ یا تنگ با قطر حداقل ۸ میلیمتر محصور شوند و فاصله حداکثر آنها از رابطه زیر پیروی نماید.

$$S \le \min(8d_b, 24d_s, 125\,\text{mm})$$

تیر همبند در دیوار برشی

ضوابط تیر همبند:

- حداقل ضخامت ۲۰ سانتیمتر است. درصد آرماتورهای برشی قائم تیر تیغه حداقل 0.0015 در نظر گرفته شود.

- فاصله بین آرماتورهای برشی قائم نباید از d/5 یا ۳۵ سانتیمتر تجاوز کند

- حداقل درصد آرماتور برشی افقی تیر تیغه 0.0025 در نظر گرفته شود.

- فاصله بین آرماتورهای برشی افقی نباید از d/3 یا ۳۵ سانتیمتر تجاوز کند.

- در صورتی که نیروی برشی نهایی از $2A_{cv}v_C$ بیشتر و نسبت طول آزاد به ارتفاع آنها از ۳ کمتر باشد، باید علاوه بر آرماتورهای خمشی و برشی آرماتورهای برشی قطری در تیر همبند اجرا شود.

- آرماتور برشی قطری به صورت متقارن به میزان ۱/۵ برابر طول گیرایی میلگرد در دیوارهای طرفین مهار شود. سطح مقطع آرماتور قطری برای کل نیروی برشی مقطع تیر از رابطه زیر برای هر یک از شاخه های ضربدری محاسبه شود:

$$A_{vd} = \frac{V_u}{2 f_y \sin\alpha}$$

که در آن α زاویه قطری به محور تیر است.

برگرفته از فایل آموزشی دکتر علیرضایی- نظام مهندسی استان قم

0938 290 4800 Etabs-Education.ir مهندس علیرضا خویه دوره آموزش Etabs

تعیین آرماتور برشی (خاموت ها)

- برش مقاوم نهایی تیرهای بتنی

$$V_r = V_{rc} + V_{rs} < 0.25\phi_c f_{cc} b_w d$$

$$V_{rc} = v_{cd} b_w d$$

$$v_{cd} = \phi_c v_{cc} \qquad \phi_c = 0.65$$

$$v_{cc} = 0.63\sqrt{f_{cc}}$$

$$V_{rs} = A_v f_{yd} \frac{d}{s}$$

$$A_{sv\min} = ۰/۰۶\sqrt{f_c}\,\frac{b_w S_n}{f_{yv}}$$

- حداقل آرماتور برشی Mpa
- حداکثر فاصله ی خاموت ها در نواحی غیر ویژه

۹-۱۵-۱۲-۴ فاصله هر دو خاموت متوالی از هم نباید از هیچ یک از مقادیر زیر بیشتر باشد:

الف) ۱۲ برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی اعم از اینکه منفرد باشد یا عضوی از گروه میلگردهای در تماس به شمار آید.

ب) ۳۶ برابر قطر میلگرد خاموت

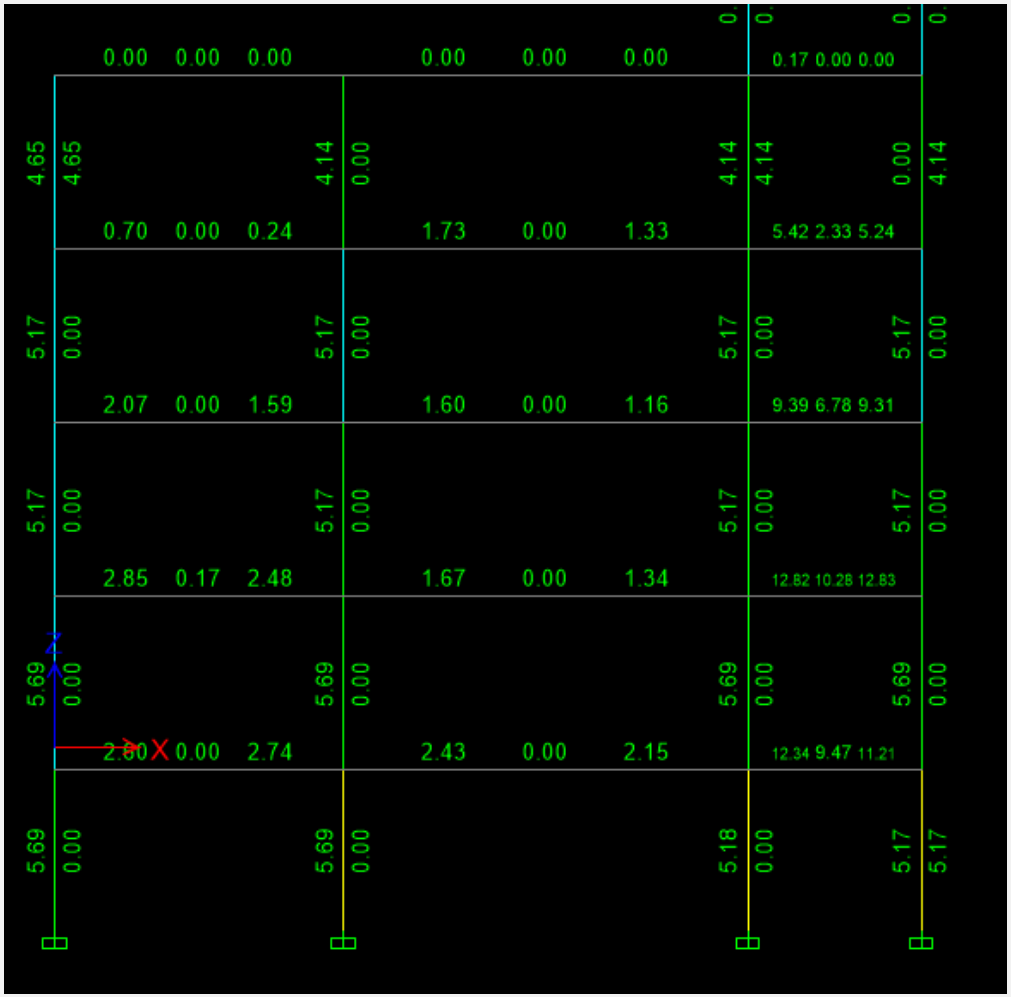
پ) کوچکترین بعد عضو فشاری

ت) ۲۵۰ میلی‌متر

خاموت گذاری ویژه در نواحی بحرانی

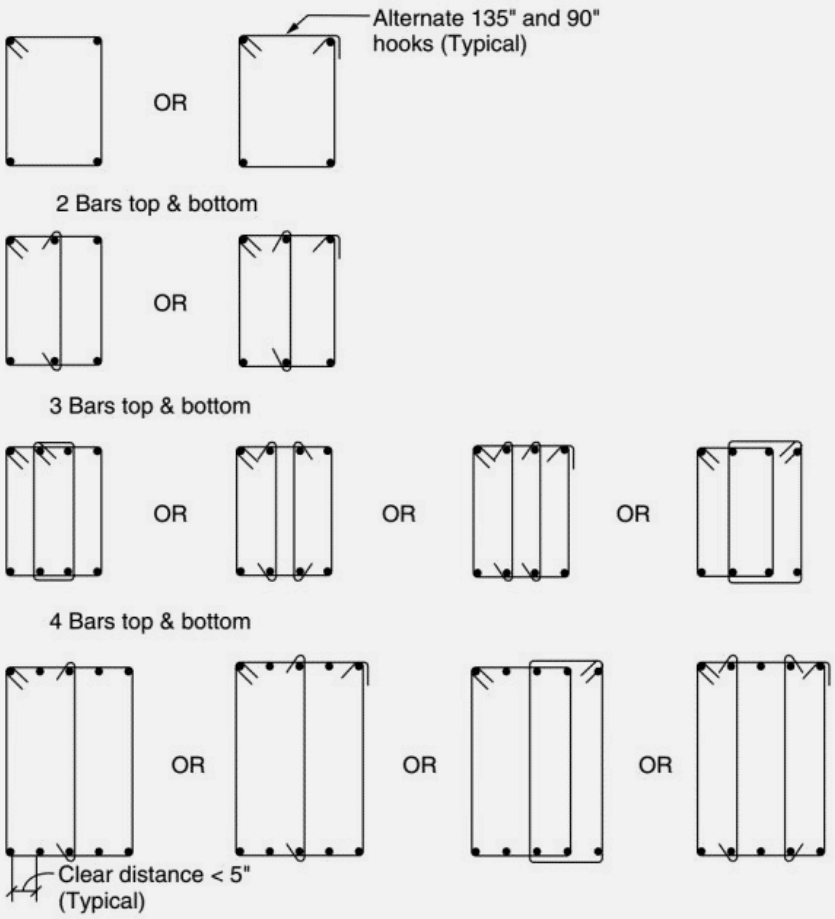
- ناحیه ویژه : محتمل ترین ناحیه تشکیل مفصل پلاستیک
- طول ناحیه ویژه در تیرها= تقریبا ۲ برابر عمق مقطع
- فواصل خاموت ها در ناحیه بحرانی
  - d/4
  - 8db

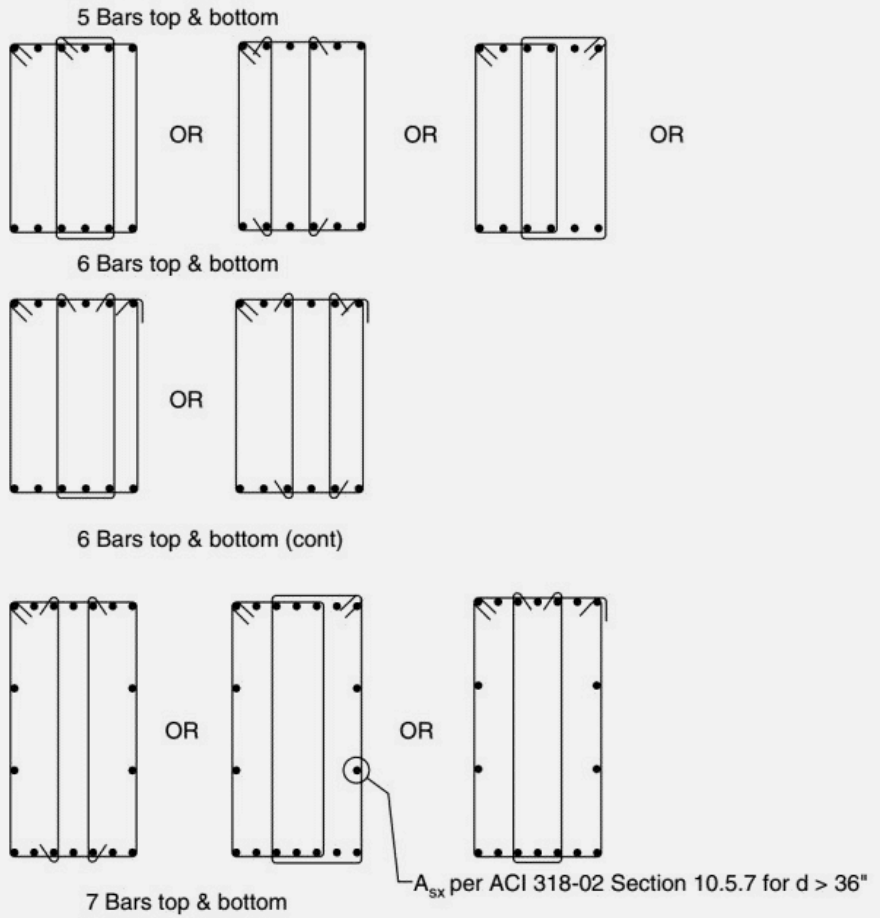
تعیین آرماتور برشی (خاموت ها)



0938 290 4800 Etabs-Education.ir مهندس علیرضا خویه دوره آموزش Etabs

آرایش خاموت ها

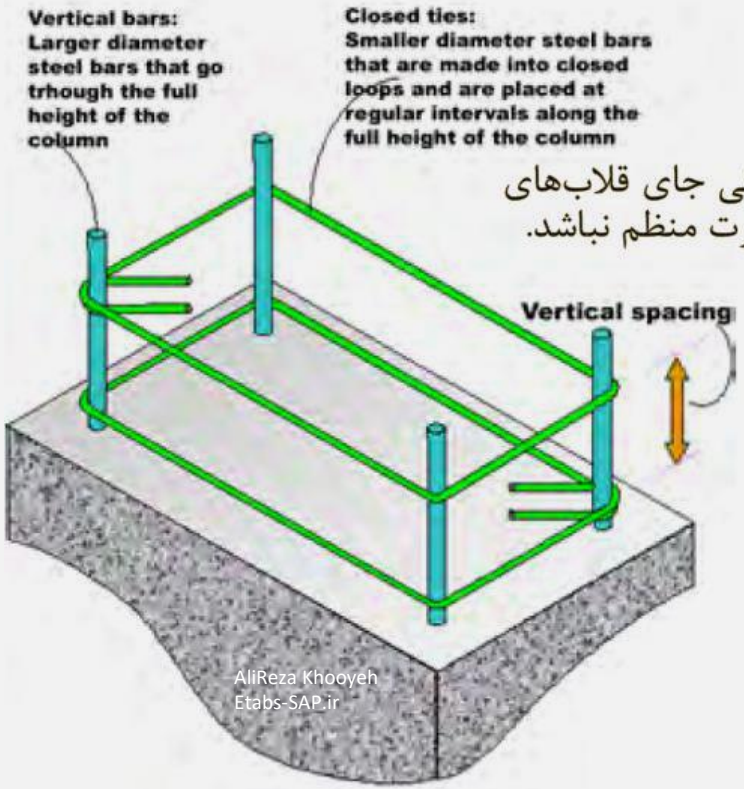




آرایش مختلف و مجاز قرارگیری میلگردهای عرضی برای مهار آرماتورهای طولی در تیرها با میلگردهای طولی مختلف

0938 290 4800 Etabs-Education.ir مهندس علیرضا خویه دوره آموزش Etabs

آرایش خاموت ها



برای عملکرد بهتر، بایستی جای قلاب‌های ستون عوض شده و بصورت منظم نباشد.

سایر نکات خاموت ها

جدول ۹-۲۱-۱ حداقل قطر خم‌ها

قطر میلگرد	حداقل قطر خم
کمتر از ۲۸ میلیمتر	$۶d_b$
۲۸ تا ۳۴ میلیمتر	$۸d_b$
۳۶ تا ۵۵ میلیمتر *	$۱۰d_b$

ام سیویل

کنترل های طراحی

AliReza Khooyeh
Etabs-SAP.ir

کنترل تشدید برون مرکزی اتفاقی

Diaphragm Max/Avg Drifts

حداکثر=۱.۲

1 of 14 | Reload | Apply

	Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio				
▶	S10	Ey	Diaph D1 X	0.000144	8.7E-05	1.666	20			
	S10	Ey	Diaph D1 Y	0.00054	0.00048	1.126	9			
	S9	Ey	Diaph D1 X	0.001898	0.000794	2.391	31			
	S9	Ey	Diaph D1 Y	0.001162	0.000942	1.233	32			
	S8	Ey	Diaph D1 Y	0.00177	0.001446	1.224	32			
	S7	Ey	Diaph D1 Y	0.002407	0.001965	1.225	32			
	S6	Ey	Diaph D1 Y	0.002992	0.002437	1.227	32			
	S5	Ey	Diaph D1 Y	0.003502	0.002847	1.23	32			
	S4	Ey	Diaph D1 Y	0.003921	0.003184	1.231	32			
	S3	Ey	Diaph D1 Y	0.004218	0.003427	1.231	32			
	S2	Ey	Diaph D1 Y	0.004307	0.003515	1.225	32	0	-2	6.3
	S1	Ey	Diaph D1 Y	0.00397	0.003265	1.216	1	0	0	3.1
	S0	Ey	Diaph D1 Y	0.00226	0.001921	1.176	6	0	25	-0.1
	S-1	Ey	Diaph D1 Y	3E-05	3E-05	1.02	6	0	25	-3.3

Overwrite Eccentricities

Eccentricity Overwrites (Eccentricity is Input as an Absolute Length)

Story	Diaphragm	Ecc. Length
S4	D1	1.105 m
S1	D1	1.08
S2	D1	1.02
S3	D1	1.08
S4	D1	1.105

Add | Modify | Delete

OK | Cancel

محاسبه ی طول برون مرکزی:

$$\left(\frac{Ratio}{1.2}\right)^2 \times 0.05 \times Length$$

کنترل نامنظمی پیچشی

- نامنظمی پیچشی را بایستی با جابجایی‌های نسبی طبقات حساب کنیم و نه جابجایی‌های مطلق. مقادیری که برنامه در این دو مسیر ارائه می‌دهد، جابجایی‌های مطلق طبقات هستند.
- برای اینکار از مسیر مسیر Display menu > Show Tablesو استفاده از زیر گزینه Analysis > Result>Dispalcement>Story Max/Avg Driftاستفاده نمایید.

کنترل تغییرمکان جانبی سازه Drift

ضابطه کنترل تغییر مکان نسبی جانبی طبقه مطابق رابطه روبرو می باشد. $\Delta_M = c_d . \Delta_{eu} < \Delta_a$

در این رابطه:

Δ_M = تغییر مکان جانبی نسبی غیر خطی و یا تغییر مکان نسبی واقع طبقه

c_d = ضریب بزرگنمایی

Δ_{eu} = تغییرمکان جانبی نسبی طبقه زیر اثر زلزله طرح با منظور کردن اثر P-Δ (تحلیل خطی ETABS)

Δ_a = مقدار مجاز تغییر مکان جانبی نسبی غیر خطی و برابر با:

در ساختمان های تا ۵ طبقه 0.025h

در سایر ساختمان ها 0.020h

- فایل را با نام دیگری Save As کنیم
- به جای الگوی بار Seismic از Seismic Drift استفاده می کنیم. ضریب C را با دوره تناوب تحلیلی وارد می کنیم
- سازه را باید یکبار دیگر بدون کاهش سختی متریال در سازه های فولادی و با ضرایب ترک خوردگی جدید یکبار دیگر تحلیل کرده و دوره تناوب جدید را به دست می آوریم.
- بهتر است 0.0025h را تقسیم بر Cd کنیم و با اعداد حاصل از نرم افزار مقایسه کنیم.
- مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ می توانیم دریفت را با دوره تناوب تحلیل اندازه بگیریم
- مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ می توانیم ضرایب ترک خردگی را ۱.۴ برابر کنیم و سپس سازه را تحلیل نموده و دوره تناوب تحلیلی را به دست آوریم و از آنجا ضریب زلزله جدید را به دست آورید
- یعنی ضریب ترک خوردگی تیر ها =۰.۵ و ضریب ترک خوردگی ستون ها = ۱

روش سریع کنترل Drift

- در این روش بدون ساخت مدل جدید و آنالیز مجدد، کنترل دریفت انجام می پذیرد. (این روش دارای تقریب جزئی می باشد و کاملا دقیق نیست)

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{K}}$$

$$\frac{T_2}{T_1} = \frac{2\pi\sqrt{\frac{m_1}{K_1}}}{2\pi\sqrt{\frac{m_1}{K_1}}} = \sqrt{\frac{K_2}{K_1}} = \sqrt{\frac{0.5}{0.35}} = \sqrt{\frac{1}{0.7}} = 0.84$$

T_2 دوره تناوب تحلیلی

T_2 دوره تناوب تجربی

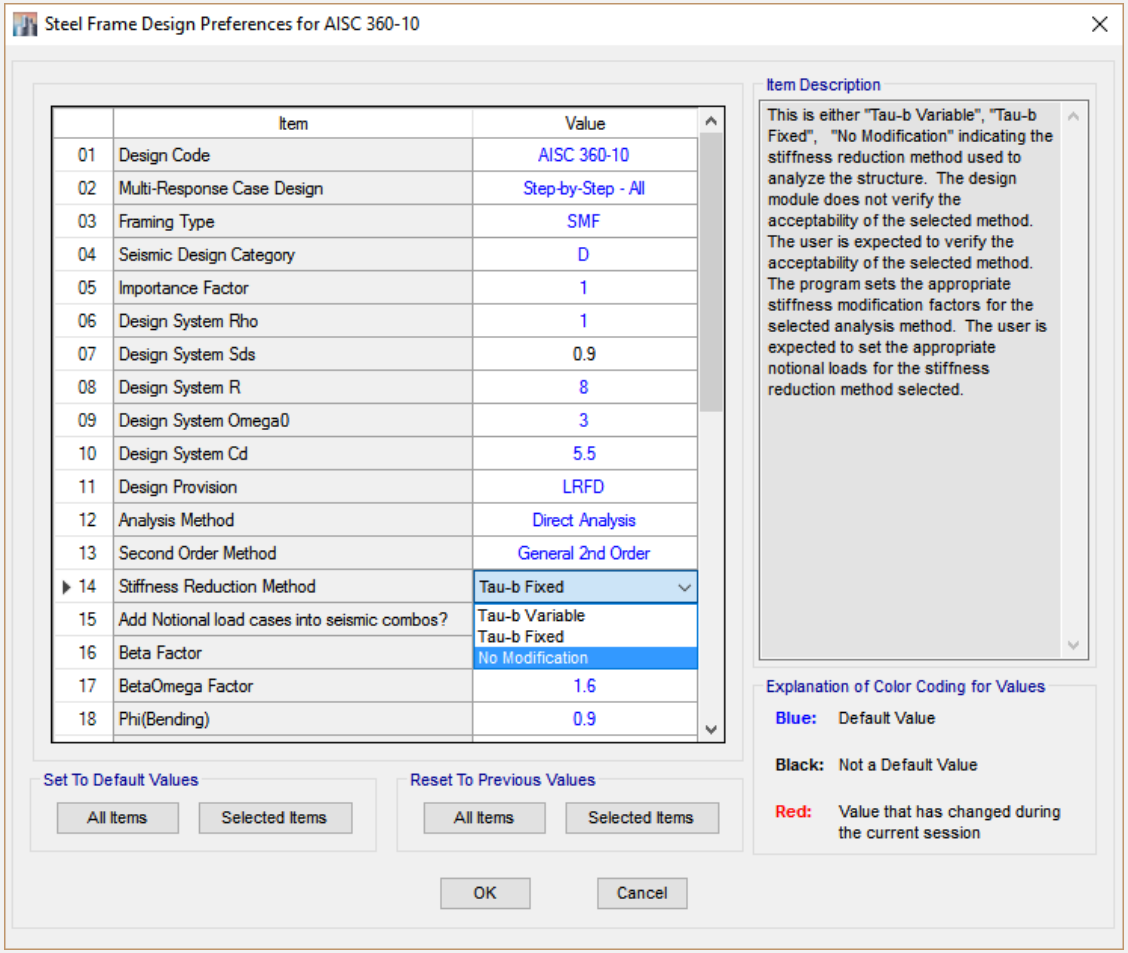
بر اساس دوره تناوب تحلیلی، ضریب زلزله محاسبه می شود

$$T_2 = 0.84 \times T_1 \rightarrow C_2$$

$$Drift_1 = \frac{0.025}{C_d}$$

$$Drift_2 = Drift_1 \times \frac{C_1}{C_2}$$

عدم کاهش سختی در سازه فولادی



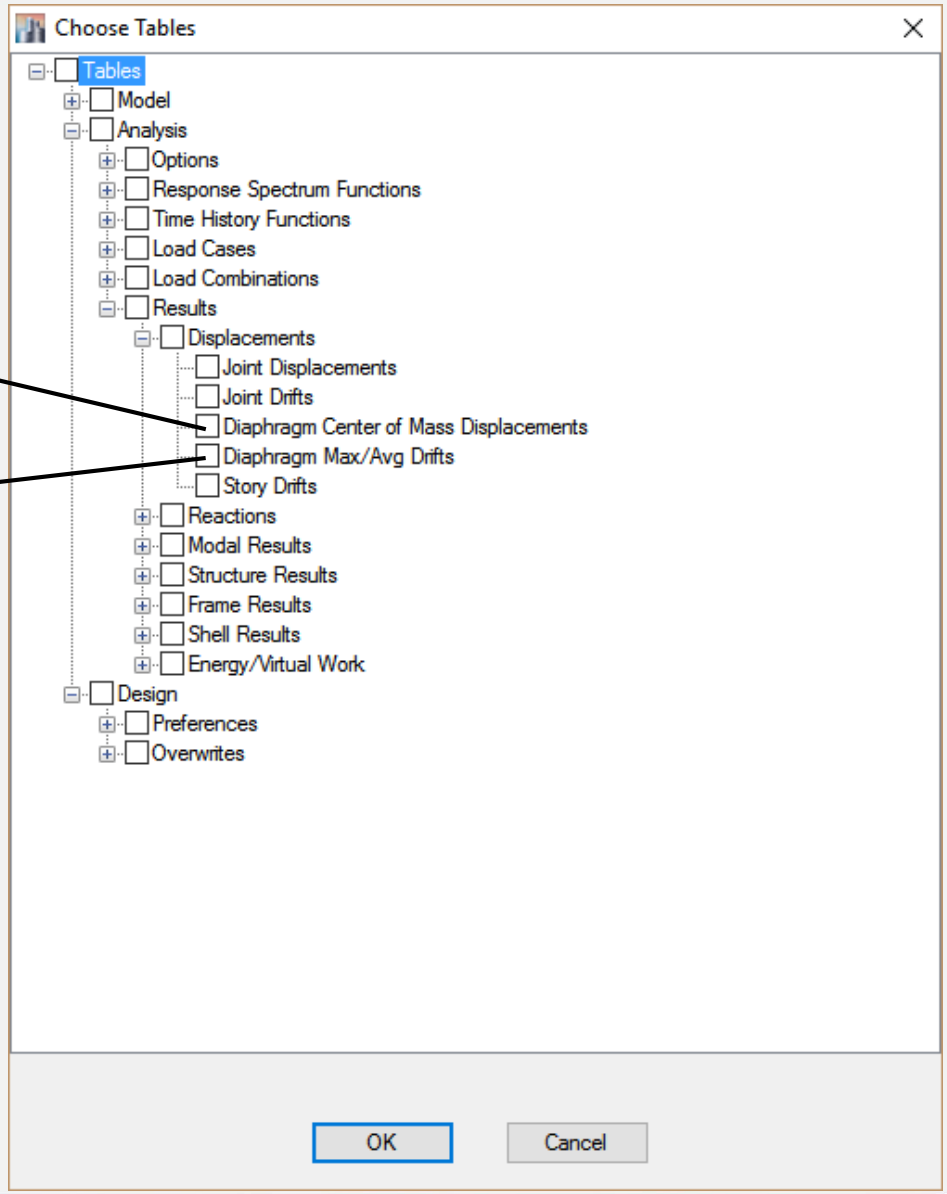
کنترل خیز در سازه های فولادی

- برای کنترل های سازه در حالت حدی بهره برداری مانند کنترل تغییر مکان سازه، خیز تیرها، محاسبه زمان تناوب سازه، نیاز به اعمال کاهش سختی اعضاء نیست.
- بنابراین برای انجام این کنترل ها بعد از طراحی سازه می توان در یک فایل جداگانه آئین نامه را از AISC360(05 or 10) به ASD89-AISCتغییر داد و مجدد سازه را تحلیل نمود، با این ترفند نتایج تحلیل بدون اثر کاهش سختی ارائه خواهند شد.

کنترل تغییرمکان جانبی سازه

نکته : در محاسبه تغییرمکان نسبی هر طبقه Δ_{eu}، مقدار برش پایه را می توان با استفاده از زمان تناوب اصلی (T) بدون منظور کردن محدودیت ۱/۲۵ برابر زمان تناوب تجربی تعیین کرد. ولی در ساختمان های با اهمیت خیلی زیاد محدودیت ۱/۲۵ برابر زمان تناوب تجربی باید رعایت شود. در هر حال، رعایت حداقل برش پایه در محاسبات تغییرمکان نسبی ضروری است. در صورت استفاده از تحلیل مودال نرم افزار برای تعیین زمان تناوب، به دو نکته باید توجه داشت، اول اینکه برای محاسبه ضریب زلزله هر جهت از پریود همان جهت استفاده شود، (شکل ۵۲). دوم اینکه در سیستم های قاب خمشی که جداگرهای میان قابی مانعی برای حرکت قاب ها ایجاد کند، مقادیر Tx و Ty بدست آمده از نرم افزار می باید در 0.8 ضرب گردد.

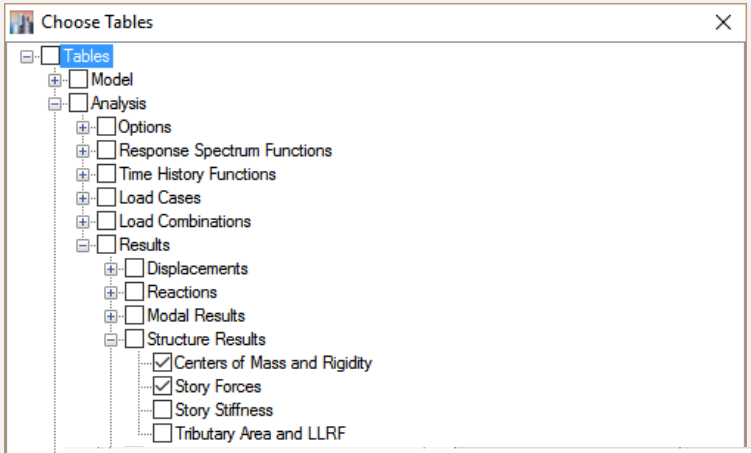
کنترل تغییرمکان جانبی سازه



برای سازه های منظم

برای سازه های با منظمی پیچشی
یا نامنظمی خیلی شدید

کنترل واژگونی سازه



لنگر مقاوم :

M_{Rx}= (جرم کل سازه) x (XCCM)

M_{Ry}= (جرم کل سازه) x (YCCM)

.

YCCM و XCCM می بایست کوتاهترین بازو باشند تا لنگر مقاوم بحرانی حاصل شود

یعنی ابعاد پی را از این اعداد تفریق می کنیم چنانچه اعداد حاصل کوچکتر از YCCM و XCCM باشند، آن ها را لحاظ می کنیم

Centers of Mass and Rigidity

1 of 12 | Reload | Apply | Centers of Mass and Rigidity

Story	Diaphragm	Mass X kgf-s²/m	Mass Y kgf-s²/m	XCM m	YCM m	Cumulative X kgf-s²/m	Cumulative Y kgf-s²/m	XCCM m	YCCM m
S10	D1	5375.19	5375.19	11.1549	9.911	5375.19	5375.19	11.1549	9.911
S9	D1	29019.8	29019.8	7.5926	11.70159999999...	34394.99	34394.99	8.1494	11.4217
S8	D1	33590.93	33590.93	7.5506	11.91	67985.92	67985.92	7.8535	11.663
S7	D1	30851.93	30851.93	7.5908	11.876	98837.85	98837.85	7.7715	11.7295
S6	D1	30851.93	30851.93	7.5908	11.876	129689.78	129689.78	7.7285	11.7643
S5	D1	30851.93	30851.93	7.5908	11.876	160541.71	160541.71	7.7021	11.7858
S4	D1	30851.93	30851.93	7.5908	11.876	191393.65	191393.65	7.6841	11.8003
S3	D1	30851.93	30851.93	7.5908	11.876	222245.58	222245.58	7.6712	11.8108
S2	D1	30851.93	30851.93	7.5908	11.876	253097.51	253097.51	7.6614	11.8188
S1	D1	30821.62	30821.62	7.5911	11.8877	283919.13	283919.13	7.6538	11.8262
S0	D1	28685.09	28685.09	8.0292	13.5525	312604.23	312604.23	7.6882	11.9846
S-1	D1	41628.53	41628.53	8.0422	13.5956	354232.75	354232.75	7.7298	12.174

جرم کل سازه= 354232.75 x 9.81 /1000 ton

کنترل واژگونی سازه

Story Forces

12 of 48 Reload Apply

Story Forces

Story	Load Case/Combo	Location	P kgf	VX kgf	VY kgf	T kgf-m	MX kgf-m	MY kgf-m
S4	Ex	Bottom	0	-191783.75	0	2289363.45	-3813.47	-2477645.8
S4	Ey	Top	0	0	-191317.06	-1527384.3	1808234.81	3175.84
S4	Ey	Bottom	0	0	-191783.75	-1533603.96	2444177.36	4802.53
S3	Ex	Top	0	-208482.82	0	2488324.56	-3816.2	-2477652.53
S3	Ex	Bottom	0	-208859.98	0	2493629.6	-5640.02	-3185825.5
S3	Ey	Top	0	0	-208482.82	-1665251.5	2444175.45	4802.79
S3	Ey	Bottom	0	0	-208859.98	-1670275.65	3140689.97	6775.67
S2	Ex	Top	0	-221717.92	0	2646825.93	-5643.38	-3185831.95
S2	Ex	Bottom	0	-222008.33	0	2650910.87	-7787.28	-3941740.88
S2	Ey	Top	0	0	-221717.92	-1771641.73	3140687.53	6775.91
S2	Ey	Bottom	0	0	-222008.33	-1775509.69	3884292.38	8956.77
S1	Ex	Top	0	-231166.26	0	2760126.54	-7790.44	-3941746.21
S1	Ex	Bottom	0	-231373.29	0	2763070.03	-9978.21	-4727944.42
S1	Ey	Top	0	0	-231166.26	-1847712	3884289.33	8956.98
S1	Ey	Bottom	0	0	-231373.29	-1850477.27	4659248.78	10939.82
S0	Ex	Top	0	-236767.39	0	2834496.84	-9979.11	-4727948.13
S0	Ex	Bottom	0	-236895.42	0	2836313.43	-11289.79	-5514903.36
S0	Ey	Top	0	0	-236767.39	-1894423.51	4659243.73	10940.76
S0	Ey	Bottom	0	0	-236895.42	-1896130.41	5439346.5	11745.78
S-1	Ex	Top	0	-240277.19	0	2880369.09	-11287.29	-5514903.16
S-1	Ex	Bottom	0	-240332.33	0	2881148.71	-11306.19	-6236589.99
S-1	Ey	Top	0	0	-240277.19	-1922772.69	5439345.69	11745.68
S-1	Ey	Bottom	0	0	-240332.33	-1923511.81	6160605.33	11737.47

لنگر مقاوم در جهت X < لنگر واژگونی در جهت X = Mx + (VXS-1) x (ضخامت فرضی فونداسیون)

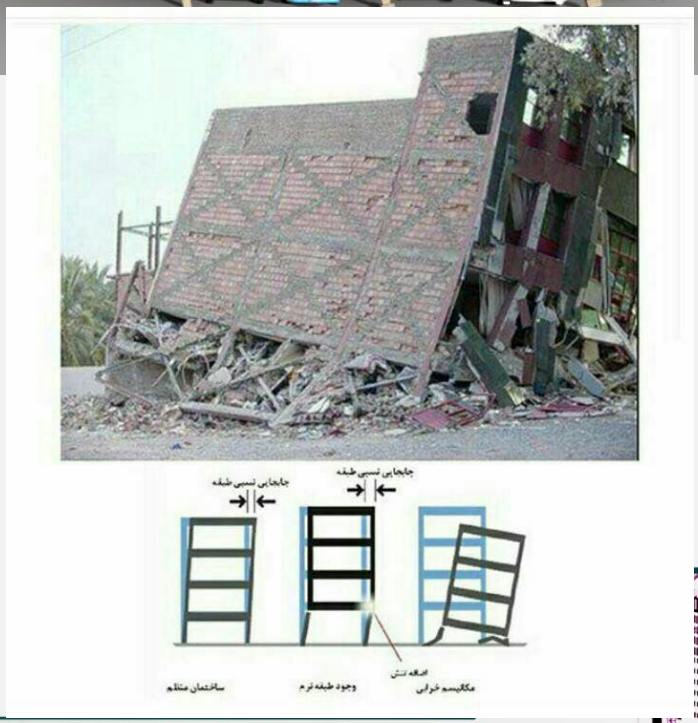
لنگر مقاوم در جهت Y < لنگر واژگونی در جهت Y = My + (VYS-1) x (ضخامت فرضی فونداسیون)

کنترل واژگونی سازه

- برای تعیین لنگر واژگونی میتوان وزن پی را نیز در نظر گرفت و در تعیین لنگر مقاوم استفاده کرد. اگر پی بصورت گسترده باشد، تعیین این اثر راحت بوده و با توجه به اینکه مرکز سطح پی گسترده تقریباً مشخص است، از ضرب وزن پی در بازوی آن تعیین میشود. برای پی های نواری بایستی مرکز سطح پی را بدست آوریم.

AliReza Khooyeh
Etabs-SAP.ir

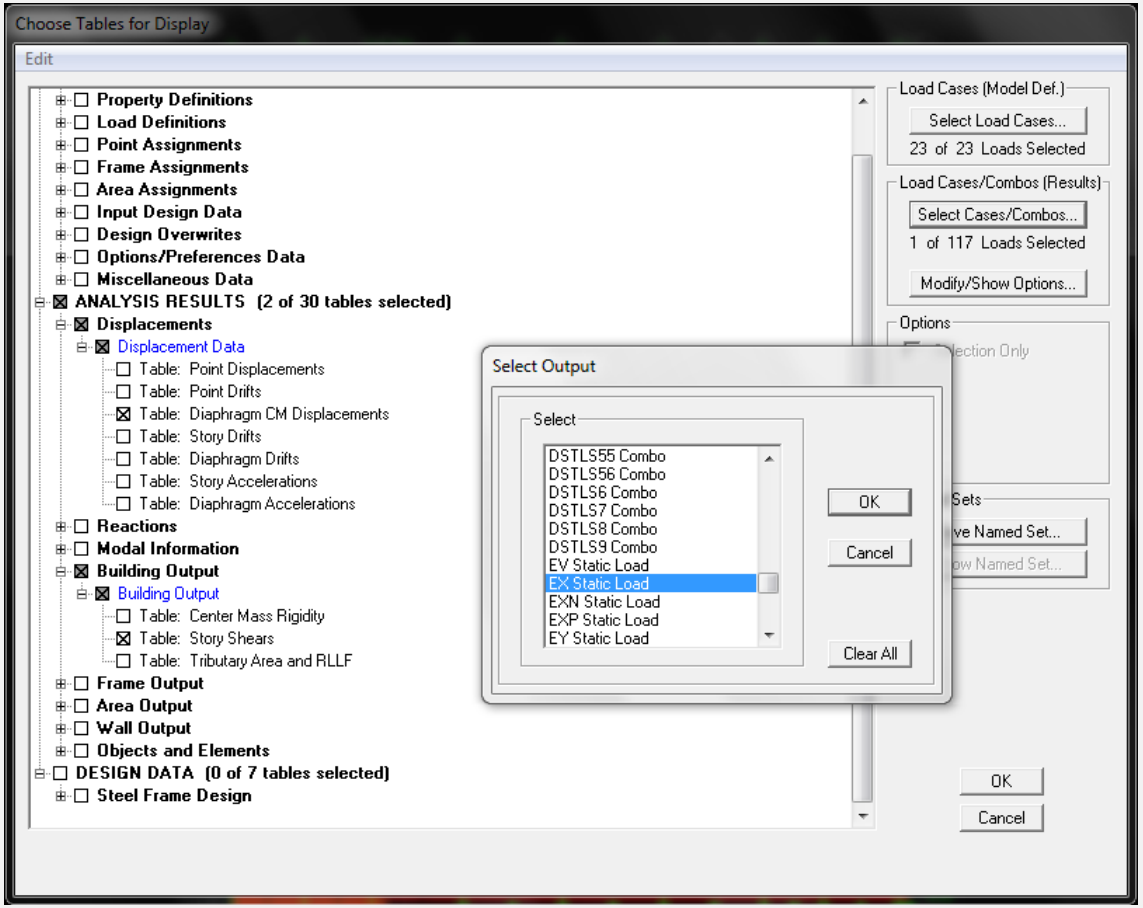
کنترل طبقه ی نرم



کنترل طبقه ی نرم soft story

- مطابق بند ۲-۷-۱ مورد ث در آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، در مواردی که سختی جانبی هر طبقه کمتر از ٪۷۰ سختی جانبی طبقه روی خود و یا کمتر از ٪۸۰ متوسط سختی های جانبی ۳ طبقه روی خود باشد، طبقه مزبور "طبقه نرم" تلقی می گردد. همچنین درصدهای گفته شده اگر بترتیب به ۶۰ و ۷۰ تقلیل یابد طبقه مزبور "طبقه خیلی نرم" محسوب می گردد.

- در نرم افزار ETABS گزینه ای مستقل برای نماش سختی طبقات وجود ندارد به همین سبب طراح می بایست با استفاده از تکنیک به این امر دست یابد.



کنترل طبقه ی نرم

Story	Load	Loc	P	VX (kN)	VY	T	MX	MY	ABS UX (mm)		K (kN/mm)			
STORY-12	EX	Bottom	0	-3212	0	90656917	-11414.7	-2.2E+07	2.2		1460		70% Upper	80% 3Uppers
STORY-11	EX	Bottom	0	-5188	0	1.47E+08	-18674.6	-3.9E+07	2.6		1995	OK	1022	-
STORY-10	EX	Bottom	0	-6231	0	1.78E+08	-26840.8	-6E+07	2.8		2225	OK	1397	-
STORY-9	EX	Bottom	0	-7192	0	2.07E+08	-35654.4	-8.3E+07	2.9		2480	OK	1558	1515
STORY-8	EX	Bottom	0	-8078	0	2.33E+08	-45769.2	-1.1E+08	2.95		2738	OK	1736	1787
STORY-7	EX	Bottom	0	-8891	0	2.57E+08	-56650.4	-1.4E+08	3		2964	OK	1917	1985
STORY-6	EX	Bottom	0	-9688	0	2.81E+08	-68011.3	-1.7E+08	3.2		3027	OK	2075	2182
STORY-5	EX	Bottom	0	-10720	0	3.11E+08	-91841.7	-2.3E+08	5		2144	NOK	2119	2328
STORY-4	EX	Bottom	0	-11735	0	3.41E+08	-118744	-2.9E+08	3		3912	OK	1501	2169
STORY-3	EX	Bottom	0	-12544	0	3.64E+08	-152523	-3.6E+08	3.6		3485	OK	2738	2422
STORY-2	EX	Bottom	0	-13168	0	3.82E+08	-183045	-4.3E+08	4		3292	OK	2439	2544
STORY-1	EX	Bottom	0	-13610	0	3.94E+08	-200116	-5E+08	3.7		3678	OK	2304	2850

- در نظر داشته باشید که روش کلی کنترل طبقه ی نرم با استفاده از یک تحلیل غیرخطی پوش‌آور و تعیین ظرفیت طبقه است.
- بطور کلی تعیین دستی طبقه ضعیف بصورت دستی بصورت صریح تنها برای قاب‌های خمشی و قاب‌های مهاربندی شده در آیین‌نامه ذکر شده و برای بقیه سیستم‌ها دارای ابهاماتی است.

کنترل تیر ضعیف ستون قوی

- هدف از این ضابطه ایجاد مفصل پلاستیک در تیرها و جذب انرژی بیشتر زلزله توسط سازه است .
- رعایت ضابطه تیر ضعیف – ستون قوی در سازه های با شکل پذیری متوسط الزامی نیست.
- نرم افزار ایتبس قادر به کنترل این بند برای مقاطعی که با Section Designer ساخته می شوند، نمی باشد.

ام سیویل

بهینه سازی طراحی

بهینه سازی طراحی

بحث بهینه سازی هزینه سازه خیلی طولانی و نیاز به تجربه زیادی دارد. بصورت آکادمیک روش‌های زیادی برای کمینه کردن ابعاد سازه در حال انجام است. بصورت عملی در سازه‌های بزرگ، این مورد می‌تواند به میزان زیادی بر هزینه تمام شده اثر گذار باشد.

۱) ۱,۲۵ برابر زمان تناوب:

این مورد باعث افزایش دوره تناوب و کاهش Bو در نتیجه نیروی زلزله می‌شود ولیکن این مورد تنها برای سازه‌های بیشتر از ۵ طبقه اثر گذار است. همچنین باید توجه داشت که اگر قاب خمشی استفاده می‌کنیم و در صورت وجود میان‌قاب باید نیروی زلزله در ۰.۸ هم ضرب شود.

۲)کنترل شاخص پایداری و در صورت ارضا شدن شرط ایین نامه لحاظ نکردن اثر پی دلتا:

این مورد هم باعث کاهش نیازهای لرزه‌ای می‌شود ولی چندان اثر گذار نیست. استفاده از این مورد توصیه نمی شود. بهرحال برای کنترل جابجایی سازه باید اثر P-Deltaرا لحاظ کنید.

۳)کنترل شاخص پایداری در مورد مهاربندی بودن سازه:

این مورد هم می‌تواند اثر گذار باشد و لیکن در اثر موارد که سازه نامعینی کمی داشته باشد اقناع نمی‌شود. در سازه‌های بلند چندان اثر گذار نیست.

۴) کنترل ضوابط مربوط به قاعده ۱۰۰/۳۰ ودر صورت ارضا شدن ضوابط لحاظ نکردن صد سی:

این مورد هم چندان اثر گذار نیست. در جایی که طراحی ستون مشمول این بند نمی‌شود، در اکثر موارد طراحی آن عضو به این ضابطه وابسته نیست.

بهینه سازی طراحی

۵)از بین بردن نامنظمی:

این بین مواردی که نوشته‌اید این مورد بیشترین اثر را در بهینه شدن طرح دارد. اگر بتوان با کاش و افزایش سختی یک سمت سازه، از نامنظمی پیچشی آن جلوگیری نمود، می‌توان تا مقدار زیادی از بکار بردن ضریب نامعینی جلوگیری کرد و همچنین جابجایی طبقات را در مرکز جرم خواند. بقیه مصداق‌های نامنظمی نیز می‌توانند باعث افزایش وزن سازه گردند زیرا هر یک به نوبه خود دارای جریمه‌هایی هستند.

۶)تحلیل دینامیکی:

این مورد تنها در سازه‌های منظم به نفع بهینه سازی خواهد بود. زیرا با این کار می‌توان برش پایه استاتیکی به دینامیکی را به ۰.۸۵ همپایه نمود. در سازه‌های نامنظم (در اغلب موارد) نتیجه عکس دارد.

۷) استفاده از بتن‌های پر مقاومت در سازه‌های بلند:

این مورد اگرچه باعث افزایش قیمت متر مکعب بتن (حدود ۱۰ تا ۱۵٪ نسبت به بتن‌های معمولی) می‌شود، لیکن با افزایش مقاومت بتن ضریب ارتجاعی آن افزایش یافته و کنترل جابجایی سازه راحت‌تر صورت می‌گیرد.

۸) چیدمان صحیح سیستم لرزه‌بر سازه.

۹) **افزایش نامعینی سازه:** با این کار می‌توان از اعمال ضریب Rhoجلوگیری نمود.

۱۰) **استفاده از مصالح سبک:** مثل استفاده از کفسازی‌های سبک

۱۱) **تجربه بیشتر در طراحی:** هر چه بیشتر طراحی کرده باشید، با ریزه‌کاری‌هایی آشنایی پیدا می‌کنید که هر یک باعث می‌شوند طرح بهتری در طول زمان داشته باشید. در نهایت تجربه طراح حرف اول را می‌زند.

بهینه سازی طراحی

- ۱۲) استفاده از روابط بهینه در طراحی تیرورق ها (روابط بلاجت در تعیین ضخامت جان و بال تیرورق و استفاده از نرم افزارهای برش بهینه جهت به حداقل رساندن پرت مصالح هنگام برش (OptiCut ، Cutting Optimization ، CutMaster 2D
- ۱۳) درصورت استفاده از دال های بتنی، تیرها را به شکل T شکل مدلسازی کنید.
- ۱۴) محاسبه ی دقیق وزن ها و کاستن بخش هایی که با هم همپوشانی دارند (به عنوان مثال دال و تیر باهم نواحی مشترکی دارند که ۲ در محاسبات در نظر گرفته می شوند به همین ترتیب ستون و دیوار، دیوار و تیر)
- ۱۵) درنظر گرفتن اندکنش خاک و سازه