سازمان نظام مهندسی ساختمان گیلان

گروه تخصصی عمران

ضوابط حداقل

دفترچه محاسبات– نقشه های اجرایی

تهیه و تنظیم: حمیدرضا اکبرزاده

بهار ۸۸

بنام خدا

فصل اول : کلیات

بخش اول؛ مشخصات عمومی پروژه :

۱- محل پروژه

۲- نام کارفرما

۳- تعداد طبقات و کاربری پروژه

۴- سایر توضیحات مورد نیاز

بخش دوم:

۱- نوع اسکلت

۲- نوع مصالح مصرفی

۳- نوع سیستم باربر جانبی

۴-نوع خاک به لحاظ لرزه ای،تعیین تنش مجاز و...

بخش سوم؛ آیین نامه ها ، استانداردها و نرم افزارهای مورد استفاده در بخش های مختلف:

۱- بارگذاری ثقلی
۲- بارگذاری جانبی
۳- تحلیل سازه ساختمان وپی
۴- طراحی سازه ساختمان وپی
۵- تحلیل وطراحی سازه نگهبان (درصورت نیاز به گودبرداری عمیق)

فصل دوم : بارگذاری

بخش اول؛ بارگذاری ثقلی :

الف- جزئیات بار مرده اجزای مختلف
۱- دتایل سقف و محاسبه بار مرده آن .
۲- دتایل دیوارهای خارجی و محاسبه بار مرده آنها .
۳- دتایل تیغه های داخلی و محاسبه بار مرده آنها .
۴- دتایل راه پله و پاگرد و محاسبه بار مرده آن .
ب-بارهای زنده (سربارها) بخش های مختلف.

توجه ۱ : در محاسبات جزئیات بار مرده حداقل ضخامت های زیر در نظر گرفته شود .

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

توجه ۲ : حداقل وزن بلوک های پوکه به ارتفاع ۲۵ و ۲۰ سانتیمتر بترتیب ۱۰ و ۸ کیلوگرم منظور گردد .

توجه ۳ : با توجه به شرایط اجرایی از ارائه پوکه به تنهایی در دتایلهای اجرایی خودداری و از بتن سبک بجای آن استفاده گردد .

توجه ۴ : در صورت استفاده از بلوک های پلی استایرن در سقف های تیرچه ای جزئیات استاندارد مرکز تحقیقات ، دردتایل های اجرایی و محاسبه بار مرده سقف منظورگردد.

توجه ۵ : در خصوص بار معادل تیغه بندی ، بار معادل واقعی محاسبه و با حداقل آیین نامه ای کنترل گردد و مقدارحداقل بار معادل تیغه بندی در پانلهای منظور شود.

بخش دوم؛ بارگذاری جانبی :

۱- کنترل درز انقطاع (درساختمانهای باارتفاع بیش از ۸ مترویا بلندتراز ۲طبقه)

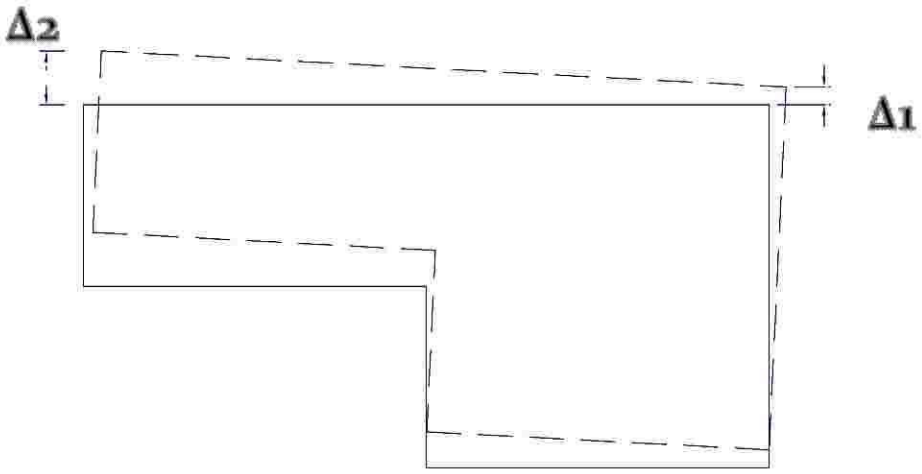
الف- ساختمان های با اهمیت زیاد یا خیلی زیاد یا ساختمان های با ۸ طبقه و بیشتر :

حداقل درز انقطاع = $\mathrm{Max}\ (0.005H, 0.5R.\Delta_W)$

ب- سایر ساختمان ها : حداقل درز انقطاع = $0.005H$

۲- بررسی آیتم های منظم یا نا منظم بودن ساختمان

توجه ۱) در خصوص بحث منظم بودن در پلان کنترل بند (۶-۷-۱-۸-۱-۱-ث)مبحث۶مقررات ملی انجام و ارائه گردد .



بند (۶-۷-۱-۸-۱-۱-ث) مبحث۶

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

$\Delta 2 \leq 1.2\ \Delta ave$

$\Delta ave = 0.5\ (\Delta 1 + \Delta 2)$

توجه ۲) درصورت آنکه نا منظمی تحت این بند اثبات گردد برون مرکزی اتفاقی در ضریب بزرگنمایی تشدید شود .

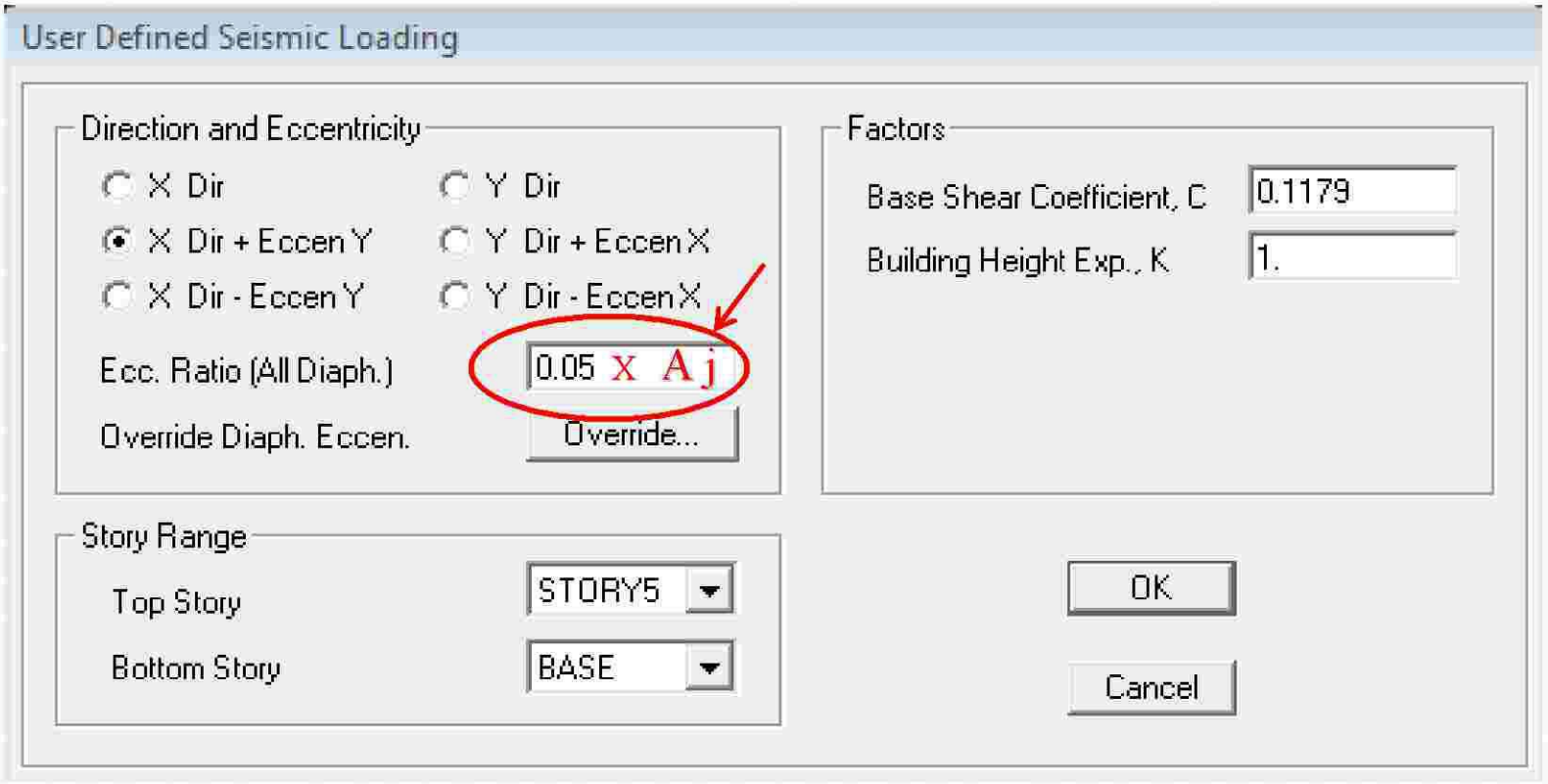
بند (۶-۷-۲-۵-۱۰-۳) مبحث ۶

$1 \leq Aj \leq 3$

$Aj = (\Delta max / 1.2 \Delta ave)^2$

Δmax = حداکثر تغییر مکان طبقه j

Δave =میانگین تغییر مکان دو انتهای ساختمان در طبقه j

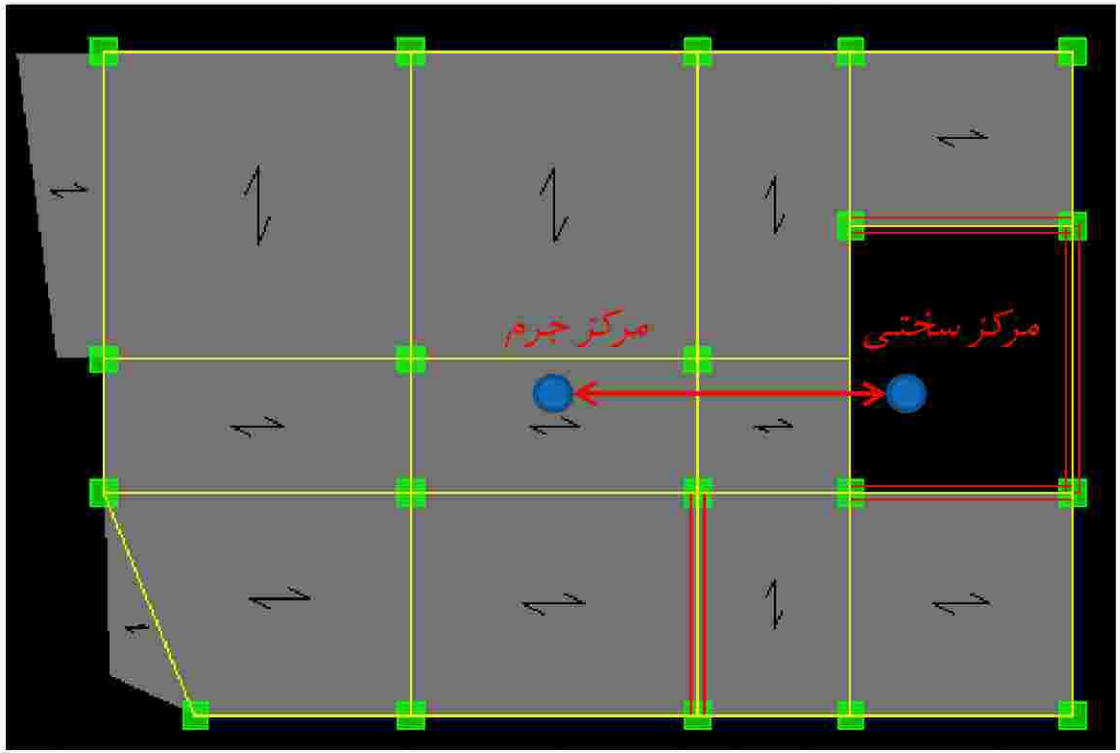


(۵)

توجه ۳) چنانچه فاصله مرکز جرم ومرکز سختی درهرامتداد بیش از ۲۰٪ بعدساختمان باشد، سازه نامنظم محسوب می شود.

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. .



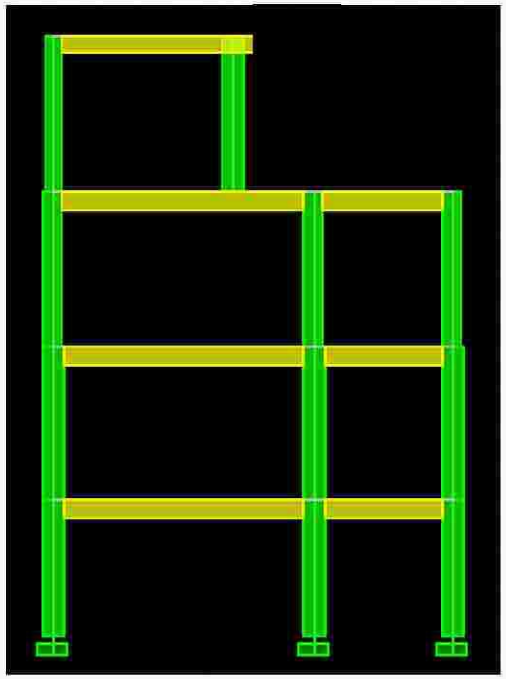
توجه ۴) چنانچه درمسیرانتقال اعضای باربر جانبی به زمین (مانندستونهای سیستم قاب خمشی)تغییرصفحه ایجادگردد،آن ساختمان درپلان نامنظم محسوب وضوابط مربوطه بایددرموردآن اعمال گردد.

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

درمسیرانتقال نیروی جانبی به زمین ،انقطاعی مانند تغییرصفحه اجزای باربرجانبی درطبقات وجود نداشته باشد.

بند (۶-۷-۱-۶-۲) مبحث ۶ [ازملاحظات پیکربندی سازه ای]

عناصری که نیروهای افقی ناشی اززلزله راتحمل می کنند به صورتی درنظر گرفته شوند،که انتقال نیروها بسمت شالوده بطور مستقیم انجام شوندوعناصری که باهم کارمی کنندیک صفحه قایم قرارداشته باشند.



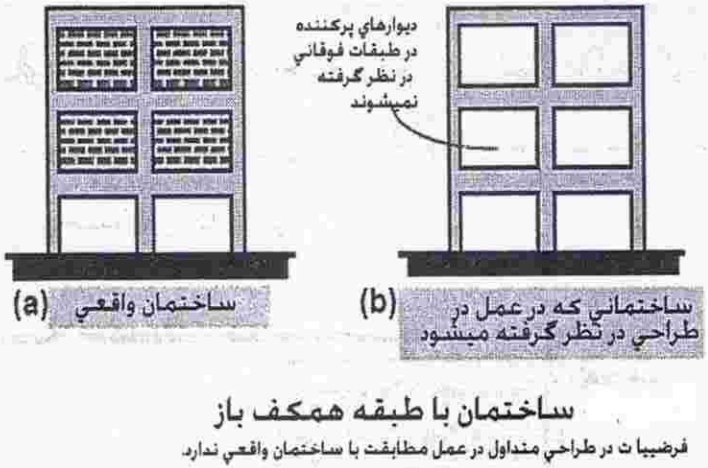
توجه ۵) *حتی الامکان ازایجاد طبقات ضعیف ونرم در ساختمان پرهیز گردد.*

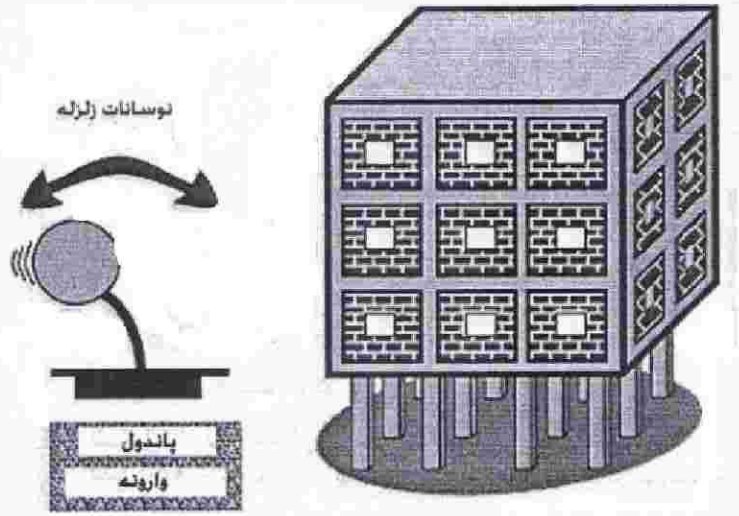
براساس مبحث ششم چنانچه دریک ساختمان طبقه ای انعطاف پذیر(نرم)ویا ضعیف تلقی گردد، ساختمان درارتفاع نامنظم محسوب می شود.

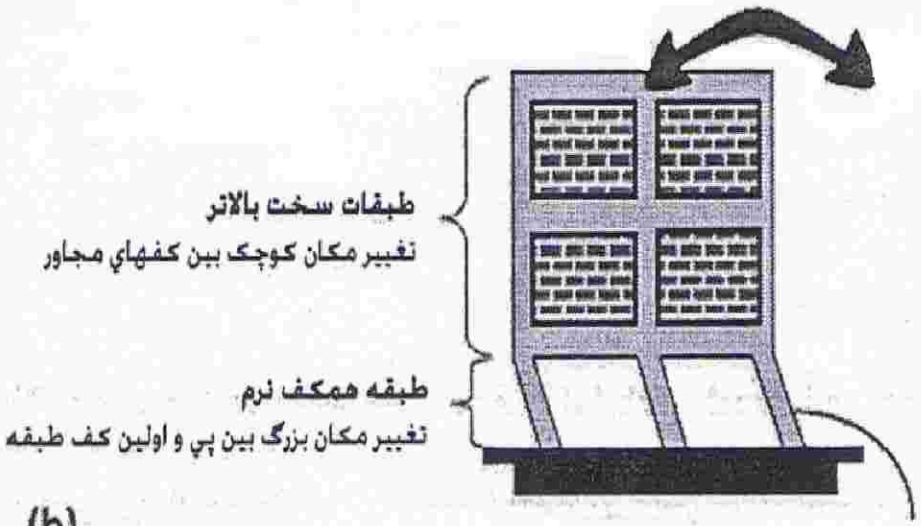
بند (۶-۷-۱-۸-۱-۲-ب) مبحث ۶ [منظم بودن درارتفاع]

۱-سختی جانبی درهیچ طبقه ای کمتراز ۷۰ درصد سختی جانبی طبقه روی خودویاکمتراز ۸۰درصدمتوسط سختی سه طبقه روی خود نباشد.درغیراینصورت انعطاف پذیر تلقی شده وطبقه ساختمان نرم می باشد.

۲- مقاومت جانبی هیچ طبقه ای کمتراز ۸۰درصدمقاومت جانبی طبقه روی خود نباشد.مقاومت هرطبقه برابر با مجموع مقاومت جانبی کلیه اجزای مقاومی است که برش طبقه رادرجهت موردنظرتحمل می نمایند.طبقه ای که مقاومت جانبی آن کمترازمقادیر عنوان شده باشد،ضعیف تلقی شده وطبقه ضعیف نامیده می شود.







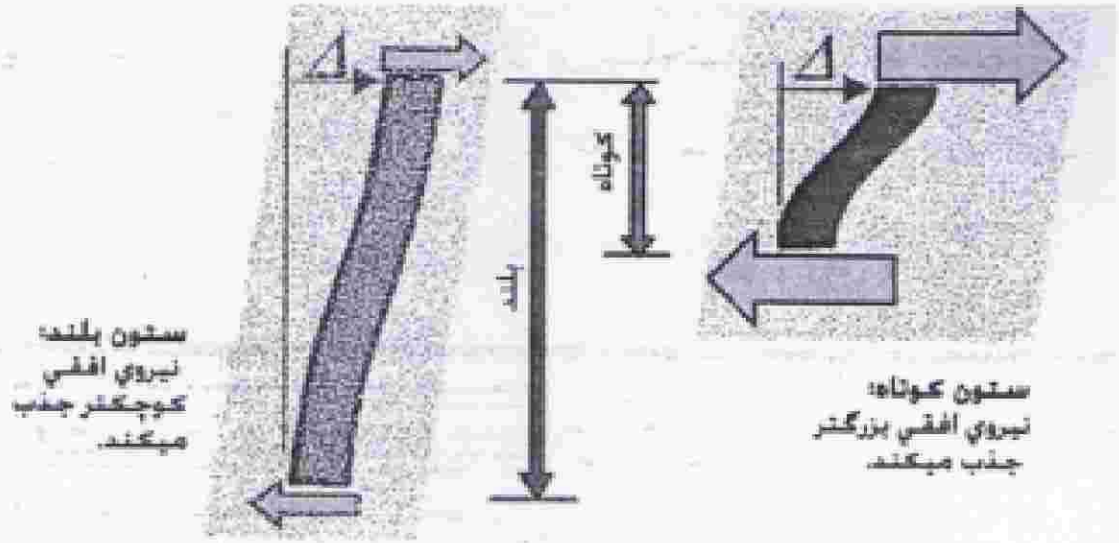
تنش در ستونهای همکف بشدت بالا میباشد

طبقات بالاتر از همکف در ساختمانها همانند یک بلوک واحد حرکت میکنند. - چنین ساختمانهایی همانند پاندول وارونه اند.

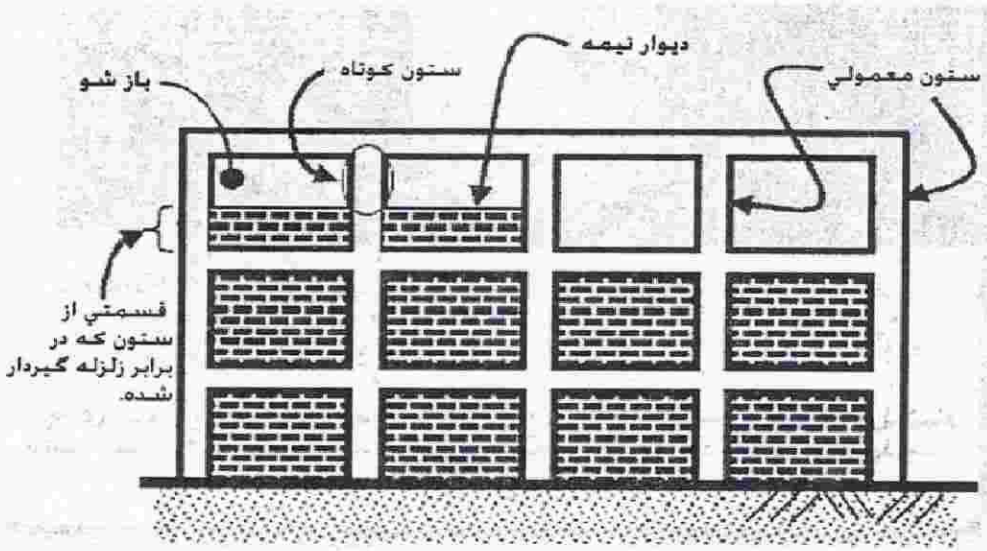
توجه ۶) ازایجاد ستون کوتاه دربخشهای مختلف سازه خودداری گردد.

بند (۶-۷-۱-۶-۷) مبحث ۶

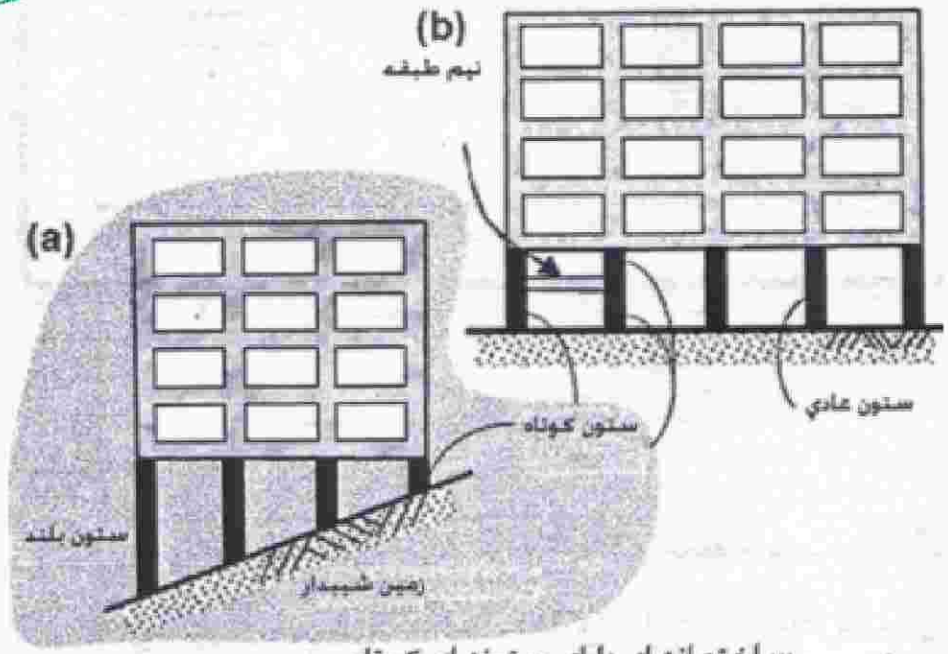
ازایجاد ***ستونهای کوتاه*** ، به خصوص درنورگیرهای زیرزمینها ،حتی الامکان خودداری شود.



ستونهاي کوتاه سخت تر هستند ونیروهاي بزرگتري را در هنگام زلزله جذب مي کنند- این مورد در زمان طراحي باید در نظر گرفته شود

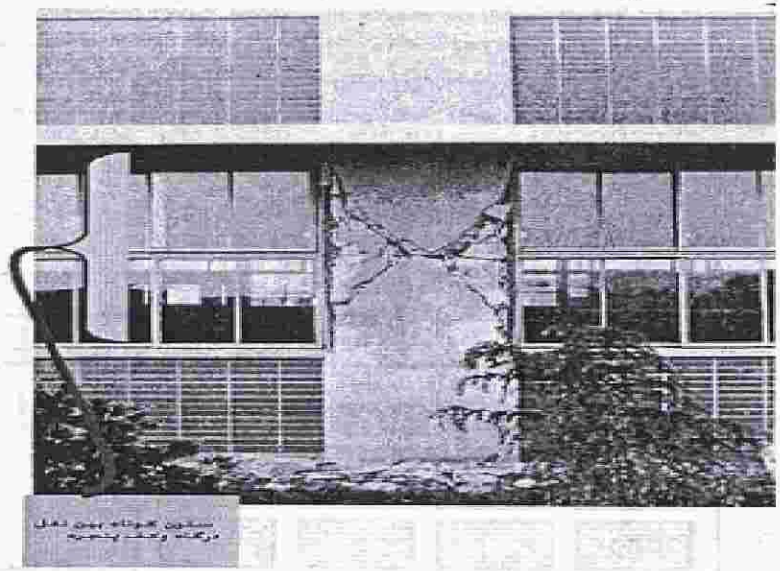


:اثر ستون کوتاه در ساختمان هاي بتن آرمه هنگامي که ديوارهاي جزئي متصل به ستون ها است-به اثر ديوارها به صورت ضمني اشاره شده زيرا ديوارهاي پرکننده اکثرا به عنوان المان هاي غيرسازه اي تلقي مي شوند.



ساختمانهاي داراي ستونهاي کوتاه

دو مثال آشکار از حالات متداول



ارتفاع موثر ستون که ميتواند خم شود توسط ديوارهاي مجاورمحدود شده است. هنگامي که بازشو عمويق است اثر اين ستون کوتاه خيلي شديدمي شود.

۳- تعیین پارامترهای محاسبات زلزله ساختمان .

الف) تعیین پارامترهای مختلف جهت تعیین ضریب زلزله (C,R,I,A,B,T_S,T_o,T) و محاسبه ضریب زلزله

توجه۱) درخصوص ساختمان های با زیربنای زیاد که احتمال تجمع بیش از ۳۰۰ نفر باشد ، در رده ساختمان های با اهمیت زیاد می باشند .

توجه۲) درخصوص ساختمانهای بتنی با لزوم تحلیل دینامیکی،درمحاسبه T(زمان تناوب اصلی تحلیلی)از ضرایب ترک خوردگی ۰/۵و۱بترتیب برای تیرها وستونها استفاده گردد.

تبصره ۲ بند (۶-۷-۲-۵-۶) مبحث۶

درمحاسبه زمان تناوب اصلی سازه های بتنی،بمنظور درنظرگرفتن سختی موثردراثر ترک خوردگی بتن،لازم است ممان اینرسی مقاطع قطعات برای تیرها I_g ۰/۵وبرای ستونهاودیوارها I_g منظورشود.(I_g ممان اینرسی مقطع کل عضو بدون درنظرگرفتن فولاداست)

ب) کنترل محدودیت های انتخاب نوع سیستم سازه باربر جانبی – ضریب رفتار R (مطابق بند ۶-۷-۳-۱ مبحث۶)

بند (۶-۷-۳-۱) مبحث۶

۱-درساختمانهای بابیشترازا۱۵طبقه ویابلندتراز۵۰متر،استفاده ازسیستم قاب خمشی،یاسیستم دوگانه الزامی است.
دراین ساختمانها نمی توان برای مقابله باتمام نیروی جانبی زلزله منحصرا به دیواربرشی ویاقابهای مهاربندی اکتفانمود.
۲-درمناطق باخطرزلزله خیزی نسبی خیلی زیاد،برای ساختمانهای«بااهمیت خیلی زیاد»بایدفقط ازسیستمهایی که عنوان «ویژه»دارند،استفاده شود.
۳-درساختمانهای بتن آرمه ای که درآنهااز سیستم تیرچه وبلوک استفاده میگرددوارتفاع تیرها برابرارتفاع سقف درنظر گرفته میشود،درصورتیکه ارتفاع تیرکمتراز۳۰سانتیمترباشد استفاده ازدیواربرشی درآنهاالزامی است.

ج) محاسبات مربوط به مرکز جرم و وزن ساختمان و برش پایه (در صورت عدم محاسبات خودکار توسط نرم افزار)

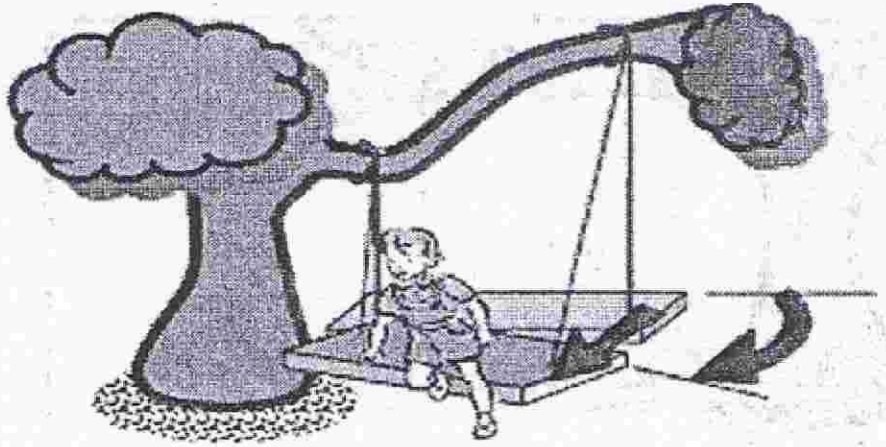
د) جدول محاسبات توزیع نیروی زلزله (در صورت عدم محاسبات خودکار توسط نرم افزار)

ه) کنترل اثر نیروی شلاقی در محاسبات نیروی زلزله ($T > 0.7$)

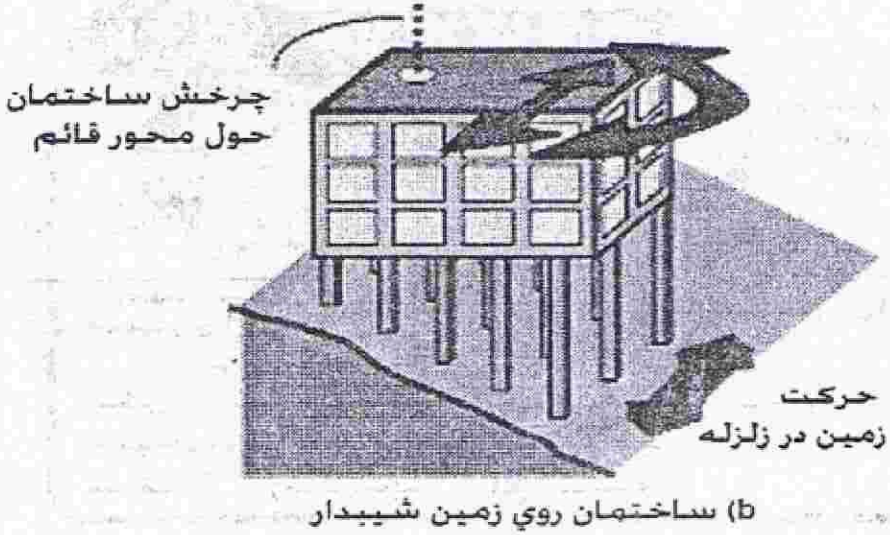
و) کنترل اعمال پیچش کلی و پیچش اتفاقی

بند (۳) پیوست ۶ آیین نامه ۲۸۰۰ (ویرایش۴)

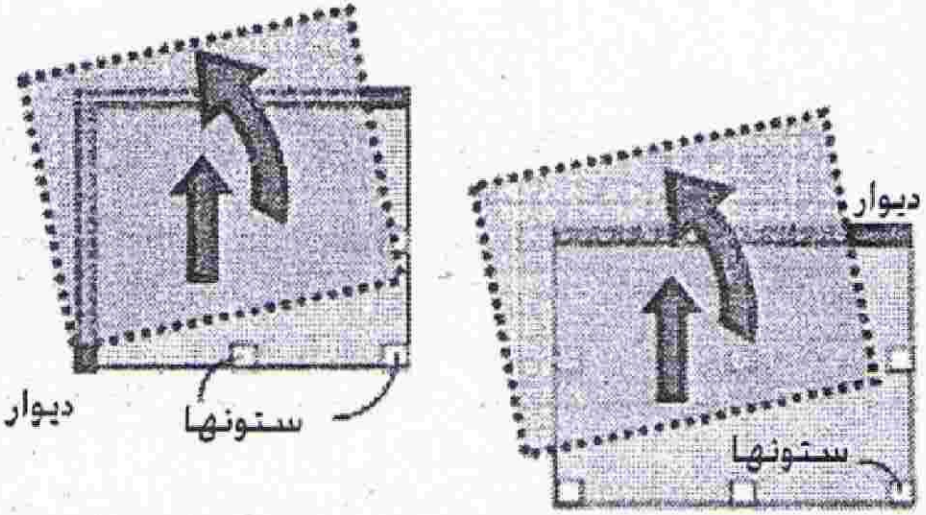
دردیافراگم های صلب براساس بند (۶-۷-۲-۵-۱۰-۳) مبحث۶ (بند۲-۳-۱۰-۳ استاندارد ۲۸۰۰)،منظور نمودن پیچش اتفاقی الزامی است.



a) نوسان تاب با طنابهاي نامساوي



b) ساختمان روي زمين شيبدار



c) ساختمانها با ديوارهايي در يک/دو سمت پلان

ساختمانها با اعضاي قائم نامساوي :

اين اعضا سبب پيچش ساختمان حول يک محور قائم ميشود.

ز) محاسبه نیروی قائم زلزله جهت کلیه موارد تعیین شده در آیین نامه.

بند (۶-۷-۲-۵-۱۱-۱) مبحث ۶

نیروی قائم ناشی اززلزله درمواردزیرباید درمحاسبات منظورشود :

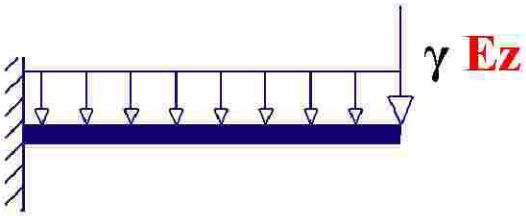
۱- تیرهای با دهانه بیش از ۱۵ متر همراه با ستونهای تکیه گاهی آنها . $Fv_{-2} = 0.7\ AIWp$

۲- تیرهای با بار قائم متمرکز قابل توجه همراه با ستونهای تکیه گاهی آنها .

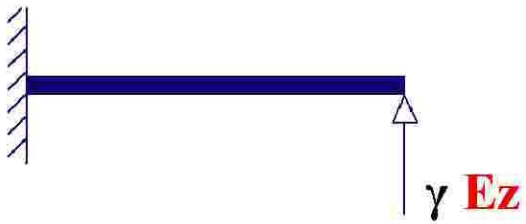
۳- بالکن ها و پیش آمدگی ها که به صورت طره ساخته می شوند .

بند (۶-۷-۲-۵-۱۱-۲) مبحث ۶

توجه : در خصوص عناصر بند ۳ نیروی قائم زلزله به میزان ۲ برابر بند ۱و۲ در هر دو جهت رو به بالا وپایین بدون منظور نمودن اثر کاهنده بارهای ثقلی منظور گردد. $Fv = 1.4\ AIWp$



$\alpha DL+\beta LL+\gamma Ez$



$-\gamma Ez$

ح) بررسی ضرورت ترکیبات نیروهای زلزله در راستاهای مختلف .

بند (۶-۷-۲-۵-۱۱-۳) مبحث ۶

نیروی قائم زلزله همراه با نیروهای افقی زلزله باید در ترکیبات زیر به کار برده شوند:

۱- ۱۰۰٪ نیروی زلزله در هر امتداد افقی ، با ۳۰ ٪ نیروی زلزله در امتداد عمود برآن و ۳۰ ٪ نیروی زلزله در امتداد قائم .

۲- ۱۰۰٪ نیروی زلزله در هر امتداد قائم ، با ۳۰ ٪ نیروی زلزله درهر یک از دو امتداد افقی عمود بر هم .

توجه : در خصوص بند های فوق منظور نمودن برون مرکزی اتفاقی برای نیروی زلزله ای که در امتداد مربوط به ۳۰ ٪ اعمال می شود الزامی نیست.

$Ez > 0$ رو به پایین

$$\alpha\, DL + \beta\, LL + \gamma\, Ez \pm 0.3\,\gamma\, Ex \pm 0.3\,\gamma\, Ey$$

$$- \gamma\, Ez \pm 0.3\,\gamma\, Ex \pm 0.3\,\gamma\, Ey$$

$$\alpha\, DL + \beta\, LL \pm \gamma\, Ex \pm 0.3\,\gamma\, Ey + 0.3\,\gamma\, Ez$$

$$\pm \gamma\, Ex \pm 0.3\,\gamma\, Ey - 0.3\,\gamma\, Ez$$

$$\alpha\, DL + \beta\, LL \pm \gamma\, Ey \pm 0.3\,\gamma\, Ex + 0.3\,\gamma\, Ez$$

$$\pm \gamma\, Ey \pm 0.3\,\gamma\, Ex - 0.3\,\gamma\, Ez$$

ط) کنترل ضرورت تحلیل دینامیکی

در صورت ضرورت آنالیز دینامیکی ؛

۱- ط) تعیین روش آنالیز دینامیکی

۲- ط) مشخصات زلزله طرح (طیف طرح استاندارد – طرح ویژه ساختگاه – تاریخچه زمانی تغییرات شتاب)

۳- ط) کنترل ضرورت بکارگیری طیف طرح ویژه ساختگاه

بند (۶-۷-۲-۶-۱-۱) مبحث ۶

تنها در خصوص ساختمانهای *مشمول استفاده از روش تحلیل دینامیکی* که در آنها یکی از شرایط زیر موجود است ***به کار گیری طیف طرح ویژه ساختگاه الزامی است*** :

الف – ساختمانهای « با اهمیت خیلی زیاد و زیاد » که برروی زمین نوع IV ساخته می شوند.

ب – ساختمانهای بلندتر از ۵۰ مترکه برروی زمین نوع IV ساخته می شوند.

پ - ساختمانهای بلندتر از ۵۰ مترکه برروی زمین های II – ب و III – ب ، با ضخامت لایه خاک بیش از ۶۰ متر ساخته می شوند.

۴- ط) بررسی آیتم های روش طیفی (در صورت کاربرد)

- تعداد مدهای نوسان
- روش ترکیب اثر مدها
- روش اصلاح مقادیر باز تابها
- اثرات پیچش
- ترکیب اثر زلزله در امتدادهای مختلف
- روش تحلیل در سیستم دوگانه (مختلط)

۵- ط) بررسی آیتم های روش تاریخچه زمانی (در صورت کاربرد) .

۴- کنترل اثر $P . \Delta$

۵- کنترل تغییر مکان جانبی نسبی واقعی (غیر ارتجاعی) طرح (با اثر ترک خوردگی در سازه های بتنی)

۶- کنترل سازه در برابر واژگونی

بند (۶-۷-۳-۲) مبحث۶

محدودیت تغییرمکان جانبی نسبی طبقات :

$\Delta M = ۷/۰ R \cdot \Delta W$

ΔM : تغییرمکان جانبی نسبی واقعی طرح درطبقه

ΔW : تغییرمکان جانبی نسبی طرح درطبقه

R : ضریب رفتار سازه

$T \square 0.7$: $\Delta M \leq$ ۰۲۵/۰ برابرارتفاع طبقه

$T \geq 0.7$: $\Delta M \leq$ ۰۲/۰ برابرارتفاع طبقه

*تبصره : درمحاسبه تغییرمکان نسبی هرطبقه ΔM برای رعایت محدودیتهای فوق (تغییرمکان جانبی نسبی واقعی طرح درطبقه) میتوان بدون منظورکردن محدودیت (*۲۵/۱ زمان تناوب تجربی < زمان تناوب اصلی ساختمان*) عمل نمود.

$T < 0.7$: $\Delta M = 0.7R \cdot \Delta W \leq 0.025Hi$ => $(Drift)max \leq [0.025Hi / 0.7R \cdot \Delta W]$

$T \square 0.7$: $\Delta M = 0.7R \cdot \Delta W \leq 0.02\ Hi$ => $(Drift)max \leq [0.020Hi / 0.7R \cdot \Delta W]$

* ***توجه:*** درصورت استفاده اززمان تناوب تحلیلی درکنترل تغییرمکان ، چنانچه این پرید(تحلیلی) بیش از ۷/۰وبیش ازپرید تجربی باشد مقدارمجاز ΔM به ۰۲/۰ برابرارتفاع طبقه محدود می شود.

* ***توجه :*** درسازه هایی که درتحلیل دینامیکی سازه میزان پرید محاسباتی آنها بیش از ۲۵/۱ برابر پرید تجربی آنها میباشد براساس تبصره بند (۶-۷-۳-۲-۴) مبحث ششم لازم نیست درکنترل تغییرمکان نسبی طبقه (Δw) محدودیت (پرید محاسباتی $\geq$ پرید تجربی×۲۵/۱) رعایت گردد. بنابراین براساس پرید محاسباتی(بااعمال ضرایب ترک خوردگی ۱و۰/۵ برای ستونها و تیرها درسازه های بتنی) بترتیب ضریب بازتاب وضریب زلزله جدید محاسبه وبراین اساس تغییرمکان جانبی نسبی طرح(Δw)و تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح (ΔM) درطبقه کنترل می گردند.

تبصره بند (۶-۷-۳-۲-۴) مبحث ۶

درمحاسبه تغییرمکان نسبی هرطبقه (Δw)برای رعایت محدودیتهای تغییرمکان جانبی ،مقداربرش پایه رامیتوان بدون منظور نمودن محدودیت مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان (T) درتبصره یک بند ۶-۷-۲-۵-۶ تعیین کرد.

۷- **کنترل اجزای ساختمان و قطعات الحاقی** (مانند : دیوارهای خارجی و داخلی ساختمان ، جانپناه ها و ...) در برابر نیروی جانبی زلزله (درساختمان هایی که *ارتفاع دیوارها بیش از سه متر باشداین* کنترل جهت تیغه ها الزامیست.)

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	درامتداد عمود برسطح دیوار	0.7
جان پناه ها و دیوارهای طره ای	درامتداد 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

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)

$$Mmax=q.l^2/8$$

$$q= Fp=A.Bp.I.Wp= .3 \times .7 \times 1 \times 180 =38 \text{ kg/m2}$$

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

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

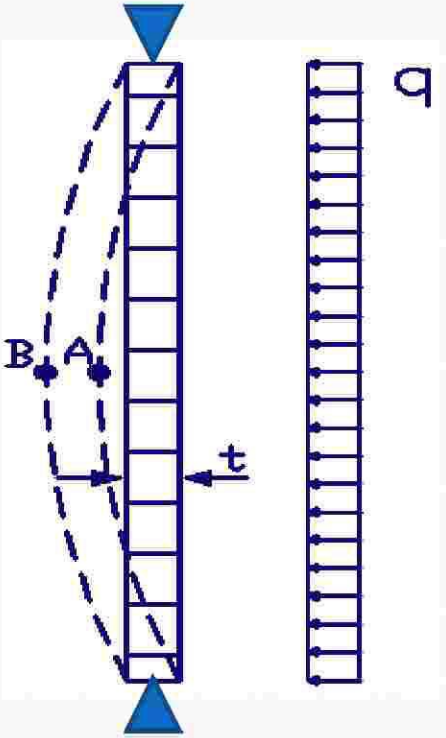
تنش کششی ناشی از خمش :
$$\sigma_{tB} =256.5/ t^2$$

تنش فشاری ناشی از وزن نیمه فوقانی دیوار:
$$\sigma_p = \gamma . h/2 =850 \times 3/2=1275 \text{ kg/m2}$$

تنش فشاری کل:
$$\sigma_{cT} =(256.5/ t^2) + 1275 \leq 10.5 \times 10^4$$

تنش کششی کل:
$$\sigma_{tT} =(256.5/ t^2) - 1275 \leq 1.7 \times 10^4$$

$$\Rightarrow t \geq 11.8 \text{ cm}$$



۸- افزایش بار طراحی ستونها

بند (۶-۷-۳-۶) مبحث ۶

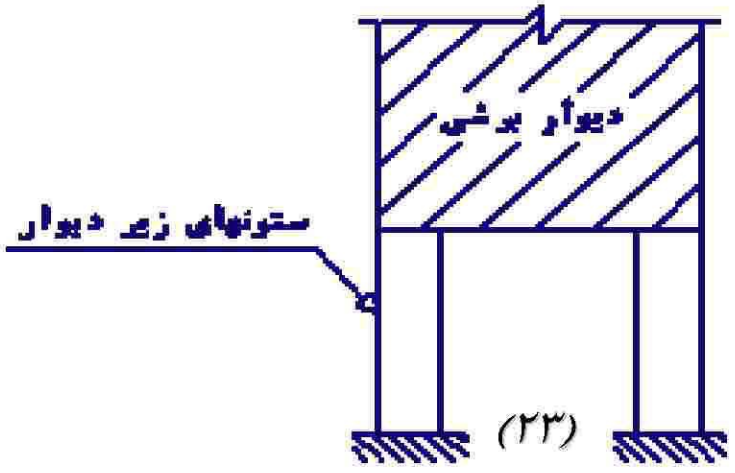
در مواردی که یکی از اعضای جانبی باربر، مانند دیوار برشی یا قاب بادبندی شده تا روی شالوده ادامه پیدا نمی کند ، ستونهایی که این عضو را تحمل می کنند باید مقاومتی حداقل برابر با بارهای بدست آمده از ترکیبات زیر باشند .

$$1.0\ DL + 0.8\ LL \pm 2.8\ E$$

$$0.85\ DL \pm 2.8\ E$$

توجه ۱ : مقاومت این ستونها لازم نیست بیش از حداکثر باری که اعضای متصل به آنها می توانند به آنها منتقل نمایند در نظر گرفته شوند.

توجه ۲ : مقاومت عنوان شده در بالا برای ستونها، مقاومت نهایی آنهاست.(در روش تنش مجاز این مقاومت ۷/۱ برابر مقاومت مجاز ستون در نظر گرفته می شود.)

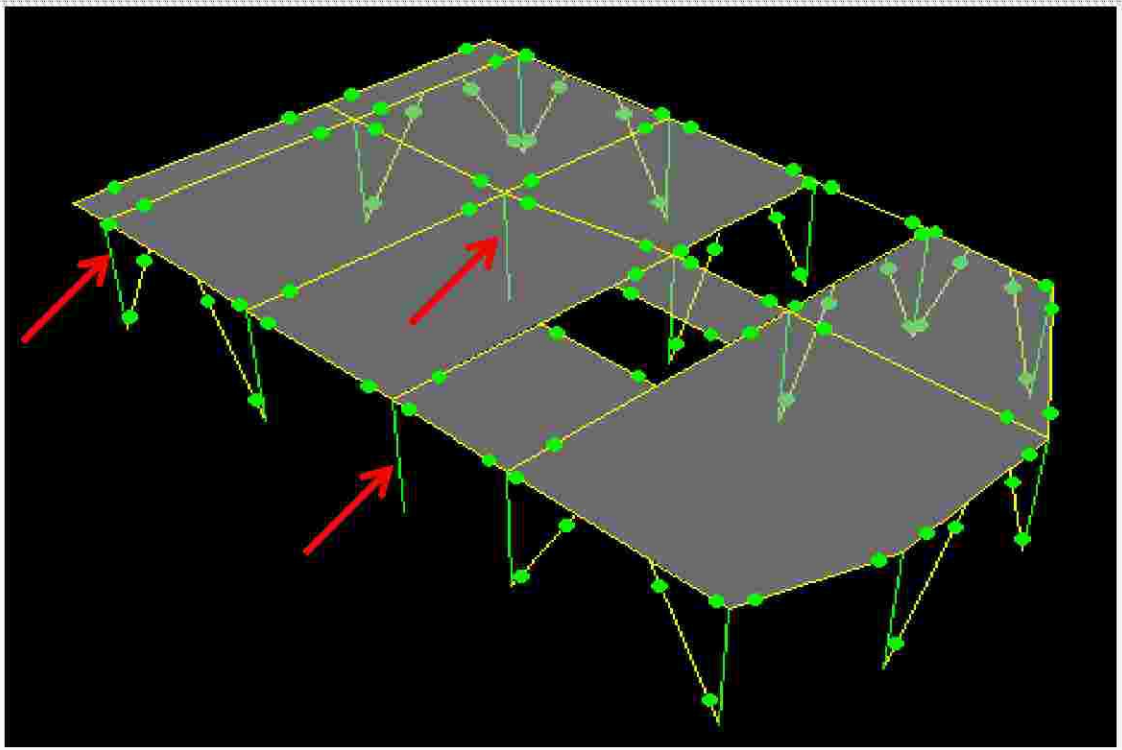


(۲۳)

۹- کنترل سازه تحت بار زلزله سطح بهره برداری :

در ساختمان های با اهمیت زیاد و خیلی زیاد یا ساختمان های بلند تر از ۵۰ متر و یا با ارتفاع بیش از ۱۵ طبقه کنترل در حالت زلزله سطح بهره برداری ضروری است .

توجه ۱ : براساس بند (۶-۷-۳-۷) مبحث۶ مقررات ملی ، درساختمانهای بلندتراز ۵ طبقه تمام اجزای سازه که جزیی ازسیستم باربر جانبی نیستند ولی از طریق دیافراگم کفها باسیستم باربرجانبی مرتبط هستند باید برای آثار ناشی از تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح طبقه طراحی شوند.



* ***توجه۲:*** درصورت وجود *فشارجانبی خاک*، محاسبات مربوط به دیوار حایل تحت فشاراستاتیکی ودینامیک خاک در دفترچه محاسبات ارایه گردد.(باتوجه به آنکه درصورت استفاده از نرم افزار ETABS طراحی دیوار حول محور ضعیف انجام نمی گردد.)

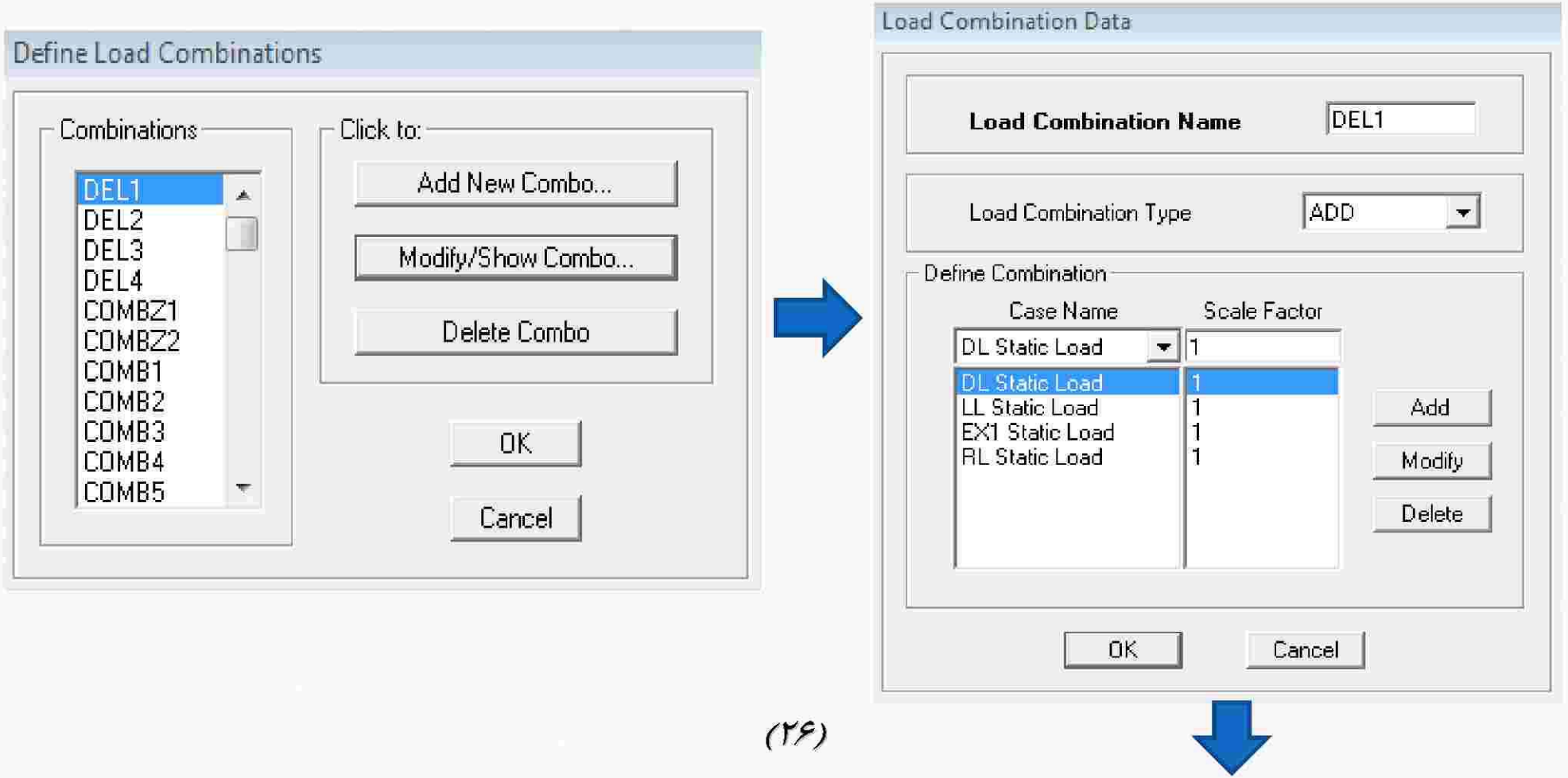
* ***توجه۳:*** درصورت استفاده ازشمع درپی ، جزییات تحلیل ،طراحی وکنترل شمع براساس اطلاعات گزارش مکانیک خاک دردفتر چه محاسبات سازه ارایه گردد.

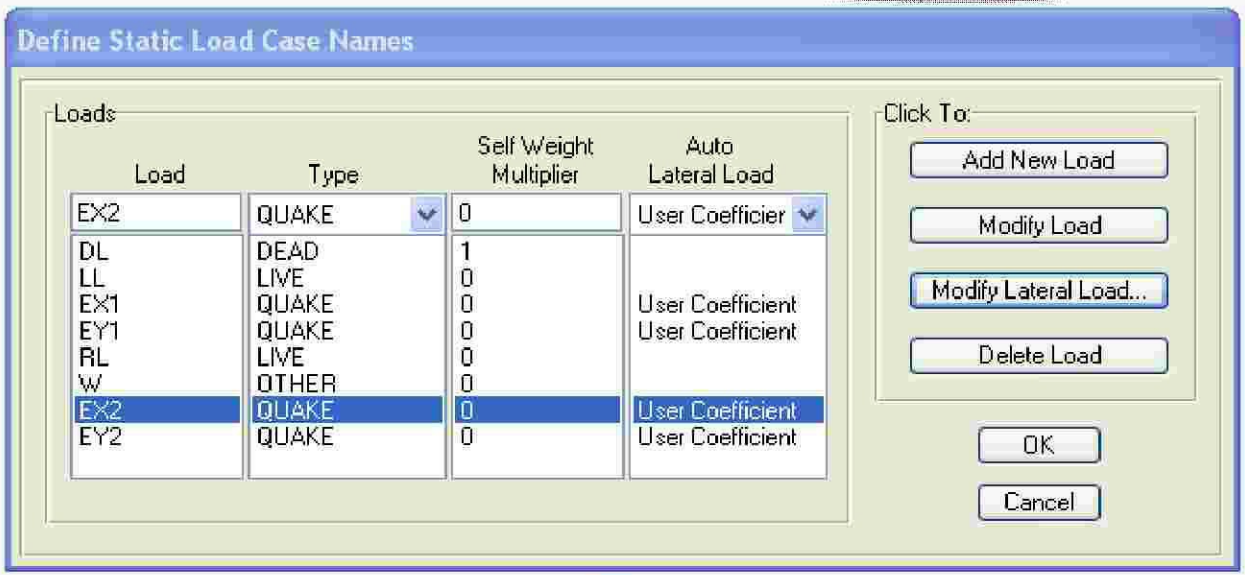
* ***توجه۴:*** درصورت استفاده از سازه نگهبان جهت محافظت جداره گودها ، پارامترهای طراحی مربوطه(شامل: ارتفاع گود، فاصله سازه ها ازهم، سربارساختمانهای مجاور، وزن مخصوص خاک،چسبندگی وزاویه اصطکاک داخلی خاک و... دردفترچه محاسبات سازه ارایه گردد.

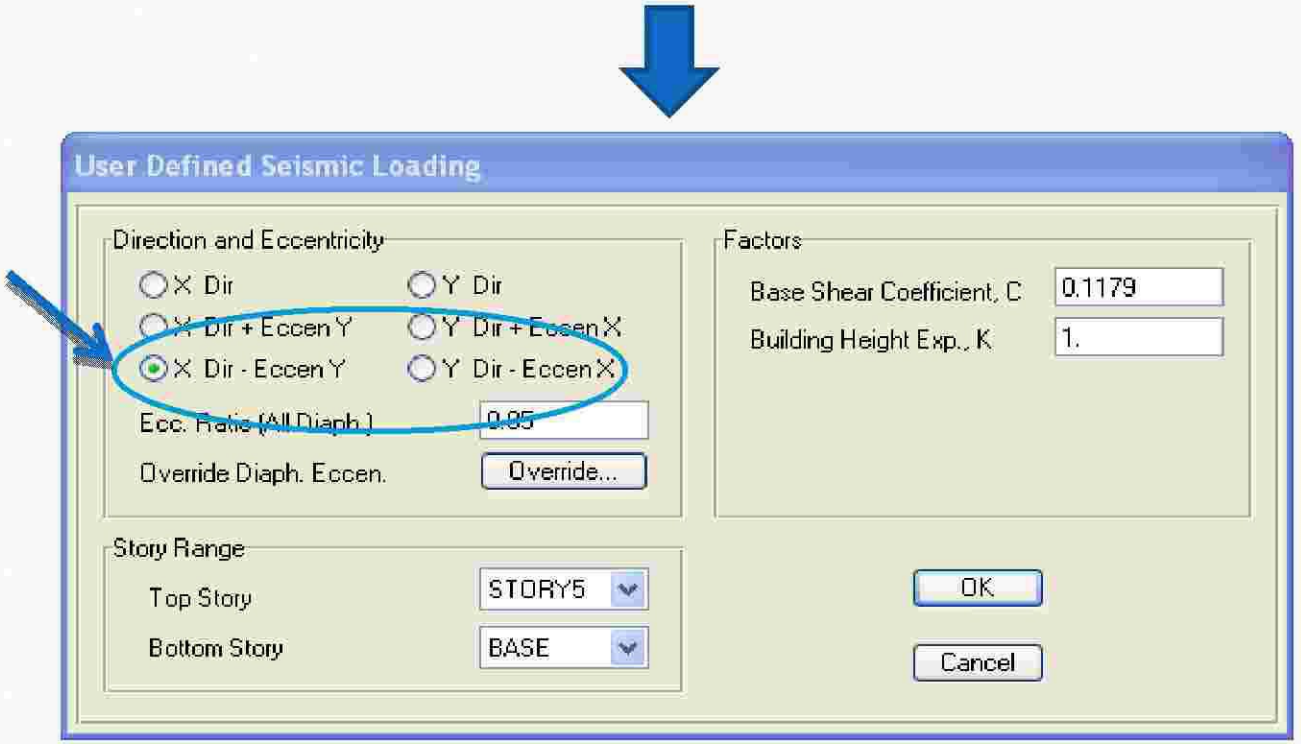
فصل سوم :

اشاره به نکات ویژه درنرم افزارهای محاسباتی

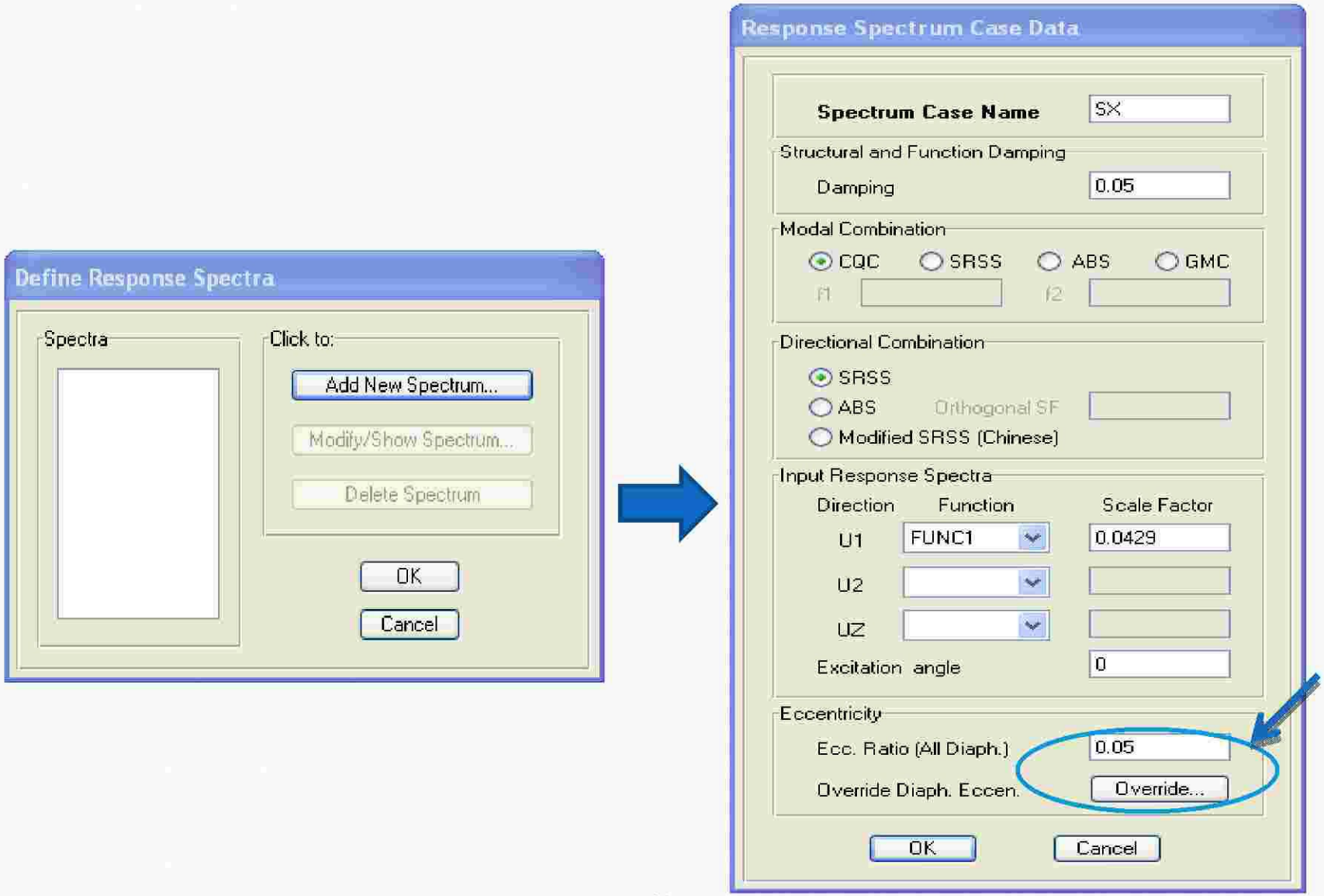
۱- به منظور *کنترل تغییر مکان جانبی وطراحی سازه* هایی که دارای دیافراگم صلب می باشند از ترکیب بارهایی استفاده گرددکه در آنها نیروی زلزله بااعمال پیچش اتفاقی منظورشده باشد.



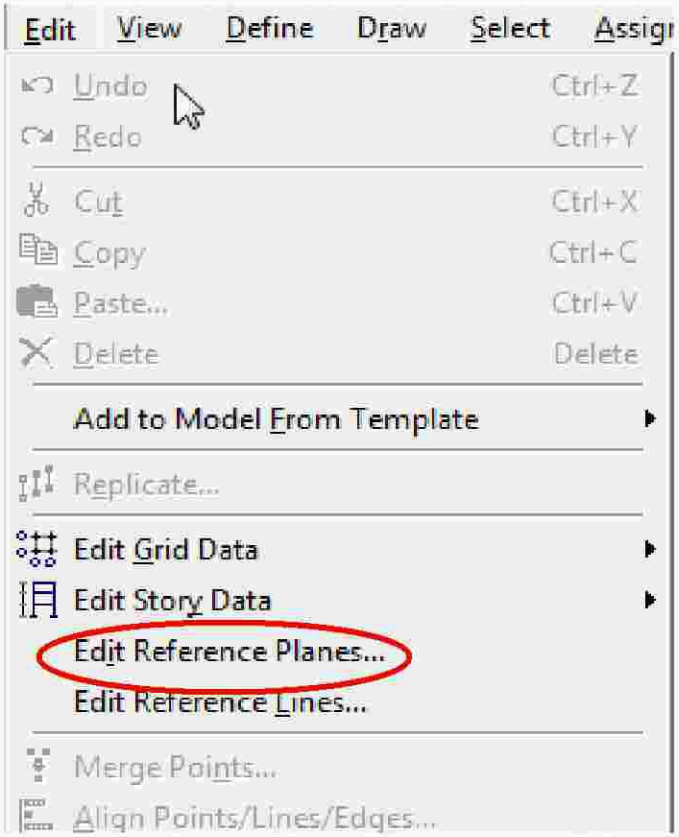

Define Static Load Case Names
Loads
Load
Type
Self Weight Multiplier
Auto Lateral Load
EX2
QUAKE
0
User Coefficier
DL DEAD 1
LL LIVE 0
EX1 QUAKE 0 User Coefficient
EY1 QUAKE 0 User Coefficient
RL LIVE 0
W OTHER 0
EX2 QUAKE 0 User Coefficient
EY2 QUAKE 0 User Coefficient
Click To:
Add New Load
Modify Load
Modify Lateral Load...
Delete Load
OK
Cancel

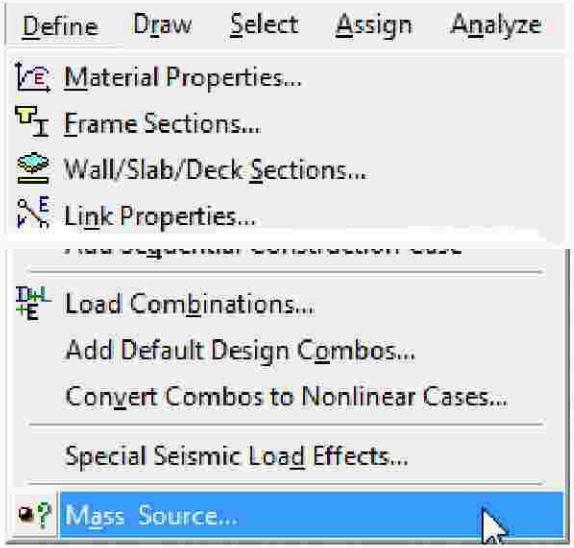

User Defined Seismic Loading
Direction and Eccentricity
X Dir
Y Dir
X Dir + Eccen Y
Y Dir + Eccen X
X Dir - Eccen Y
Y Dir - Eccen X
Ecc. Ratio (All Diaph.)
0.05
Override Diaph. Eccen.
Override...
Factors
Base Shear Coefficient, C
0.1179
Building Height Exp., K
1.
Story Range
Top Story
STORY5
Bottom Story
BASE
OK
Cancel

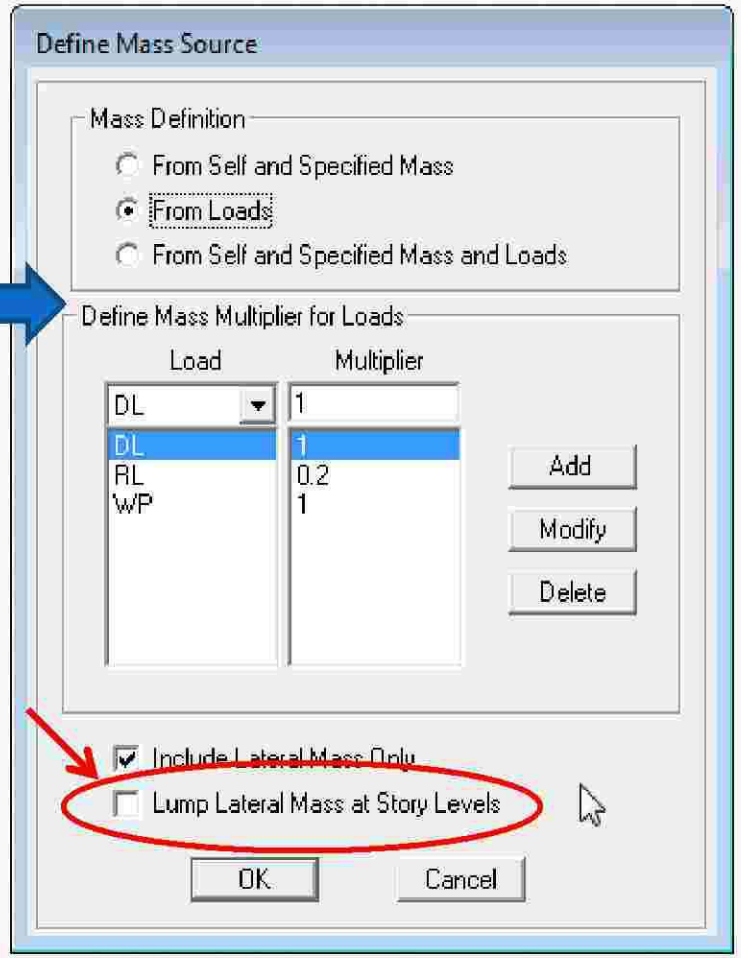
۲-درروش آنالیز دینامیکی برای سازه هایی که دارای دیافراگم صلب می باشند پیچش اتفاقی منظور گردد.



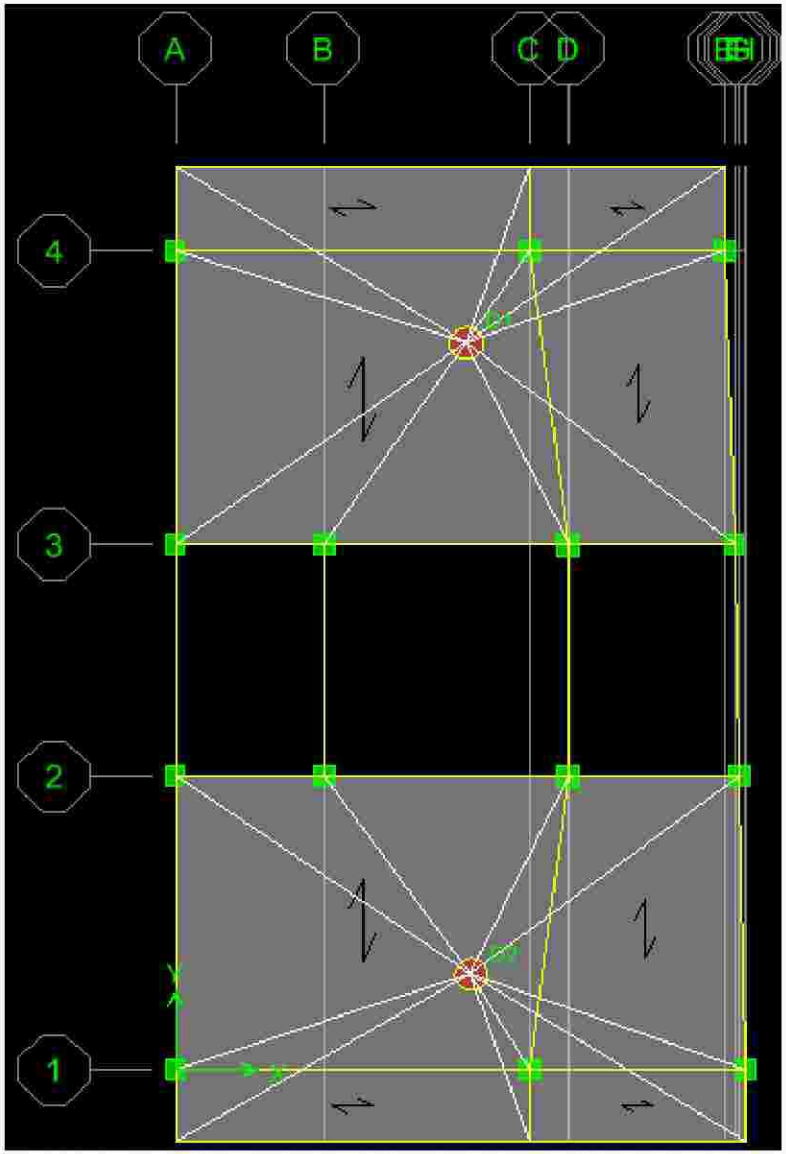
۳-درصورت مدل کردن تراز نیم طبقه درمدل سازه با نرم افزار ETABS واستفاده از گزینه Reference Plane،
به منظور اعمال نیروی زلزله در تراز نیم طبقه لازم است گزینه Lump Lateral Mass at Story Level از بخش
Mass Source غیرفعال تاکنترل طراحی دراین بخش محقق گردد.

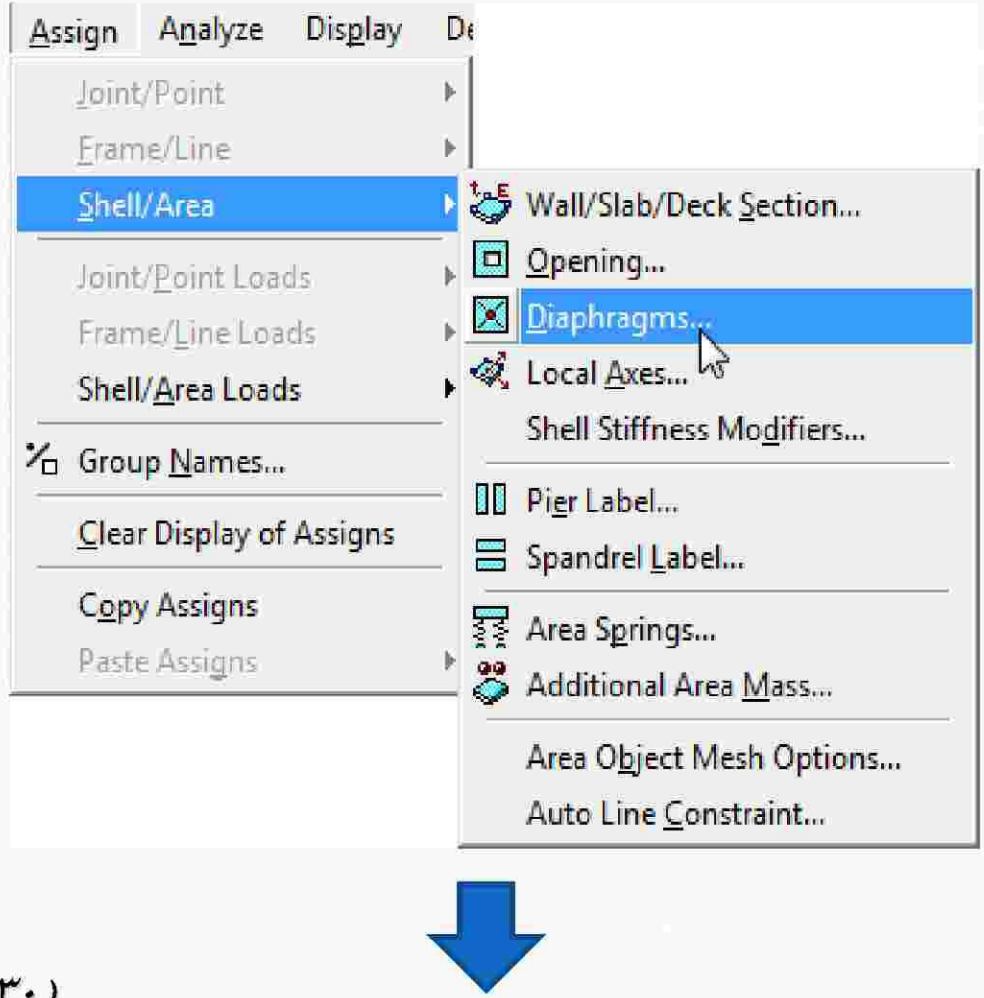


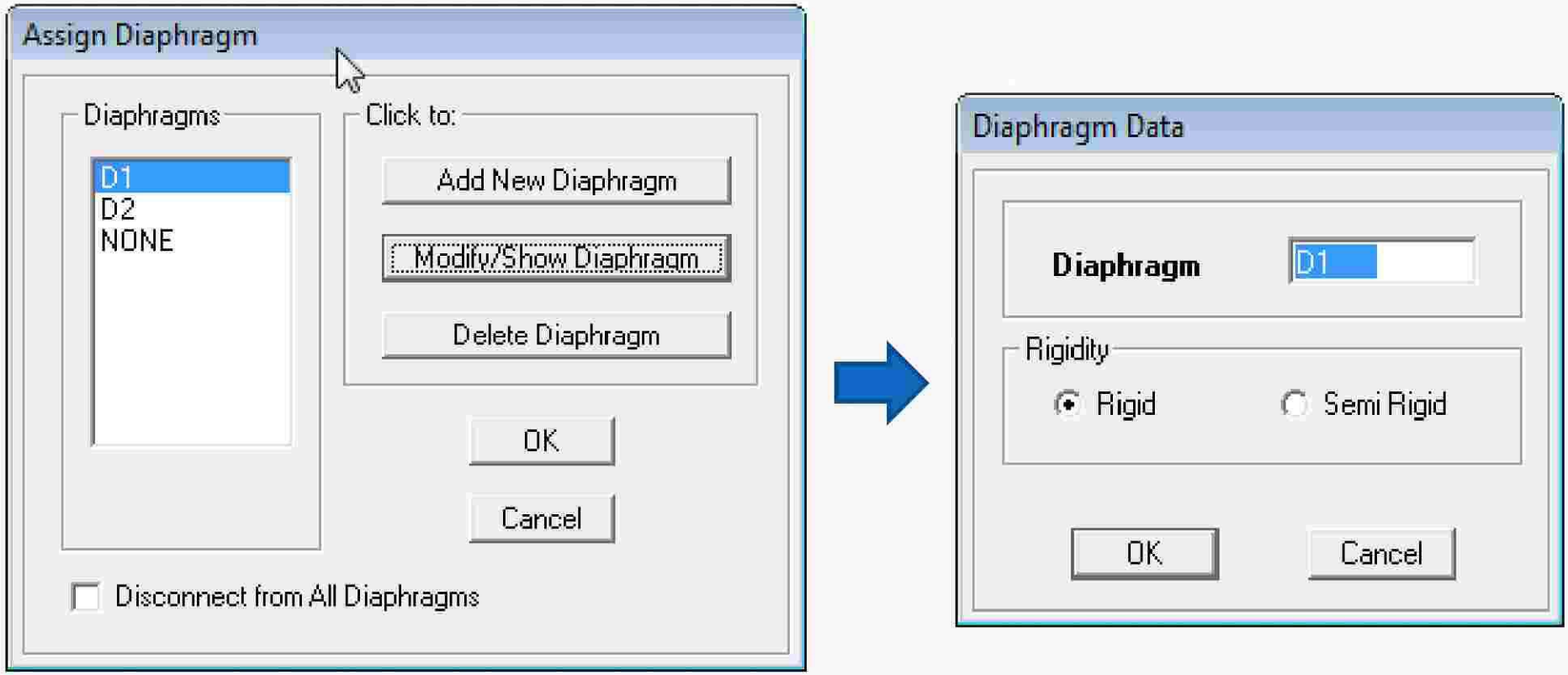




۴-در مدل کردن سازه هایی که دیافراگم ها به واسطه وجود بازشوهایی مانند نورگیرهاو... از یکدیگر جدا شده ویاباارتباط ناچیزی(مانند پاگرد پله) بهم متصل می باشند،باید جهت صلب کردن آنها ،هر دیافراگم بصورت مستقل ایجاد وبانام جداگانه صلب گردند.



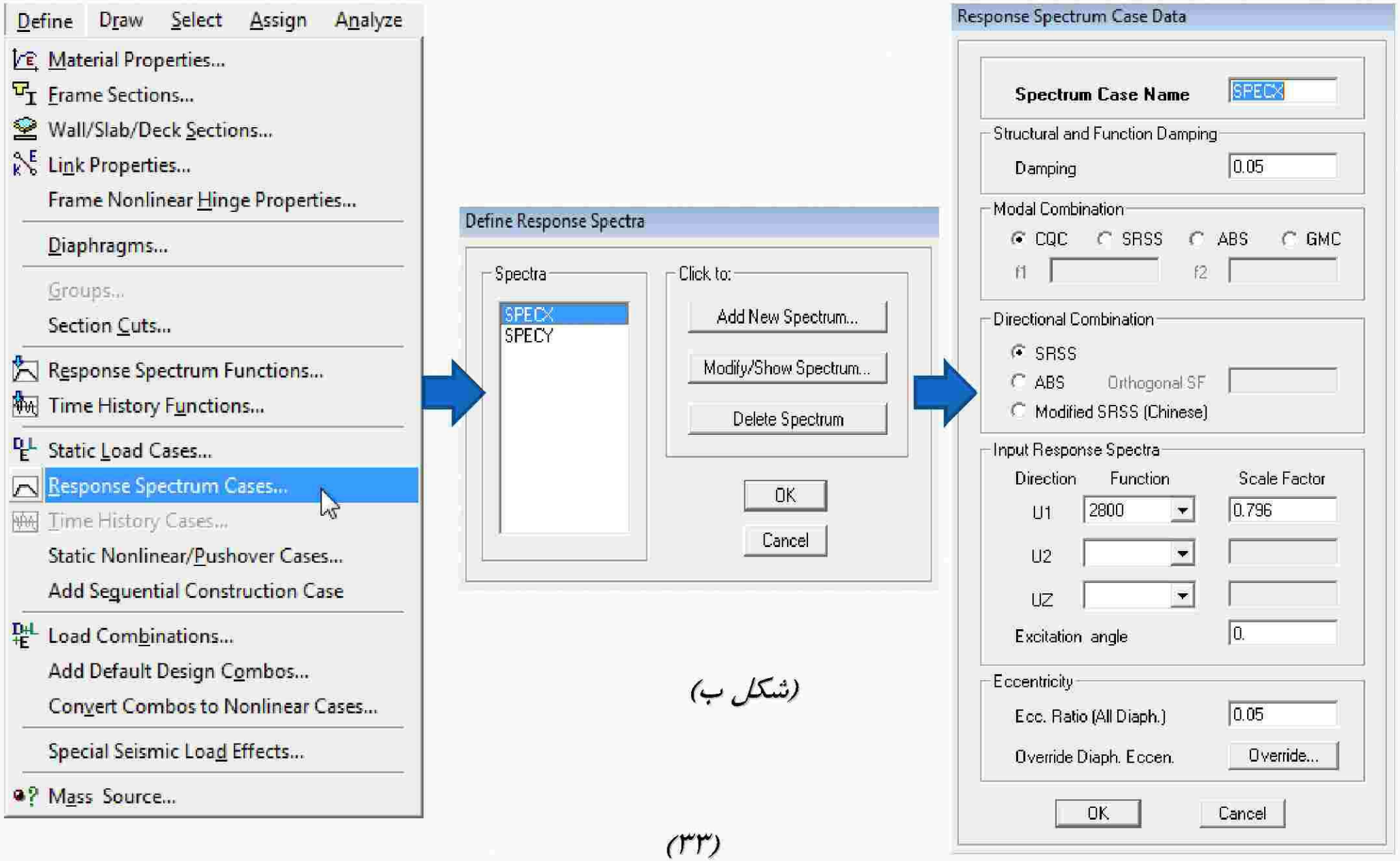



Assign Diaphragm
Diaphragms
D1
D2
NONE
Click to:
Add New Diaphragm
Modify/Show Diaphragm
Delete Diaphragm
OK
Cancel
Disconnect from All Diaphragms
Diaphragm Data
Diaphragm
D1
Rigidity
Rigid
Semi Rigid
OK
Cancel

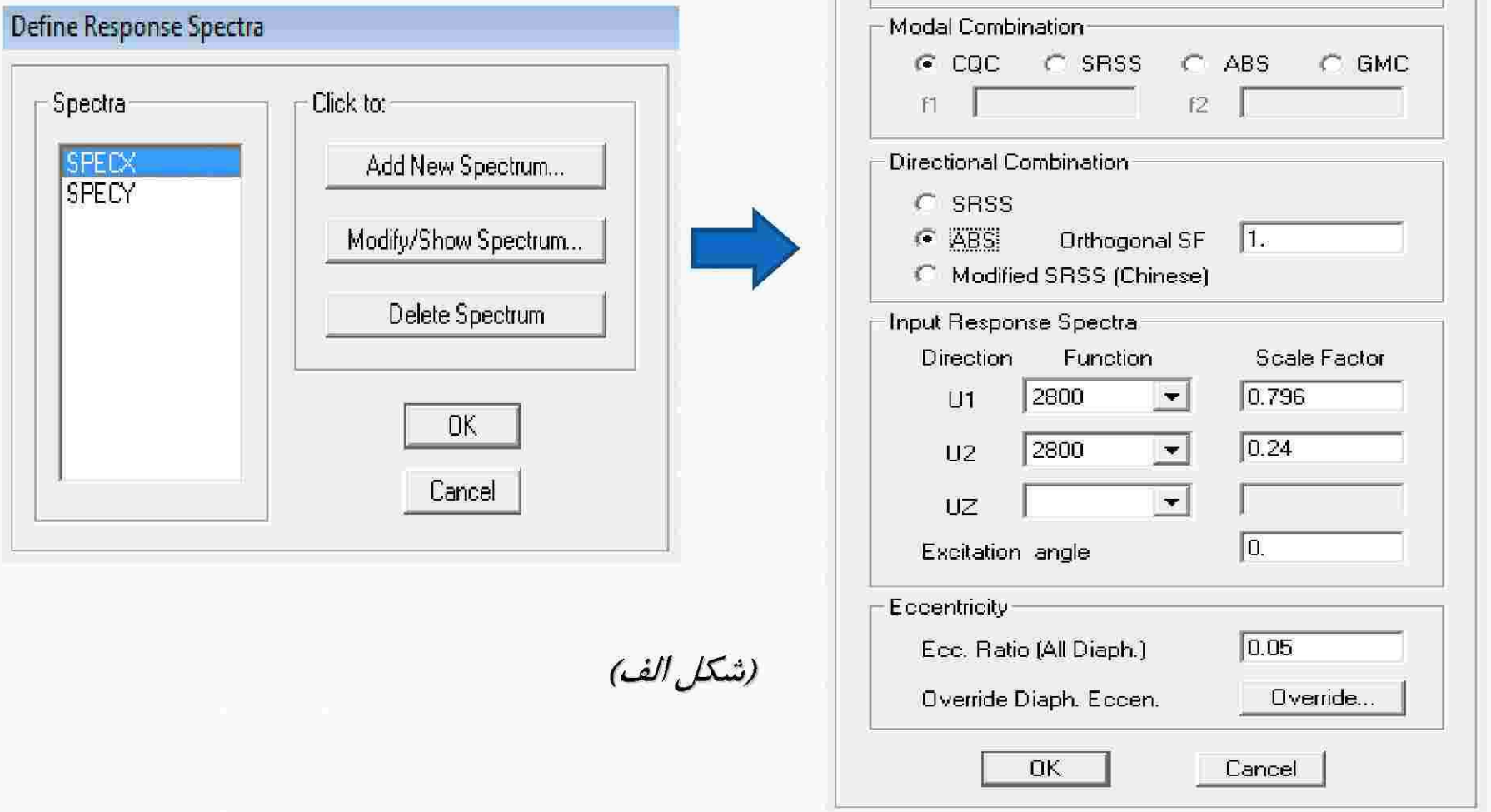
۵-درسازه های نامنظم درپلان که نیاز به تحلیل دینامیکی داشته وازتحلیل طیفی استفاده می شود باتوجه به الزام ترکیب نیروهای زلزله دردوراستای متعامد(۱۰۰٪ ازیک راستا با۳۰٪ ازراستای دیگر) میتوان از یکی ازروشهای زیر درنرم افزار استفاده نمود:

الف- درهنگام معرفی طیف دریک راستا (U1)، می توان طیف راستای دیگر(U2)راهمزمان باضریب ۳۰٪ تعریف نموده و برای نوع ترکیب جهتی پاسخها (Directional Combination)ازگزینه (ABS: جمع مطلق مقیاس دار) با ضریب (Orthogonal SF=1.0)استفاده نمود.دراین روش همپایه شدن برش های پایه دینامیکی بااستاتیکی با درنظرگرفتن ضرایب ۱۰۰٪و۳۰٪ انجام می گردد (یعنی ترکیب دوراستا درحالت بارطیفی انجام می شود) واحتیاجی به تغییردر ترکیب بارها نمی باشد.

ب-دوحالت بارطیفی دردوراستای عمودبرهم (Spec X , Spec Y)تعریف نموده ودرترکیب بارها ضرایب ۱۰۰٪و۳۰٪ لحاظ می گردد(یعنی ترکیب دوراستا در ترکیب بارانجام می شود) وهمپایه شدن برش های پایه دینامیکی بااستاتیکی بطور مناسب باتوجه به جهت طیف انجام می گردد.


Define
Draw
Select
Assign
Analyze
Material Properties...
Frame Sections...
Wall/Slab/Deck Sections...
Link Properties...
Frame Nonlinear Hinge Properties...
Diaphragms...
Groups...
Section Cuts...
Response Spectrum Functions...
Time History Functions...
Static Load Cases...
Response Spectrum Cases...
Time History Cases...
Static Nonlinear/Pushover Cases...
Add Sequential Construction Case
Load Combinations...
Add Default Design Combos...
Convert Combos to Nonlinear Cases...
Special Seismic Load Effects...
Mass Source...
Define Response Spectra
Spectra
SPECX
SPECY
Click to:
Add New Spectrum...
Modify/Show Spectrum...
Delete Spectrum
OK
Cancel
Response Spectrum Case Data
Spectrum Case Name
SPECX
Structural and Function Damping
Damping
0.05
Modal Combination
CQC
SRSS
ABS
GMC
f1
f2
Directional Combination
SRSS
ABS
Orthogonal SF
Modified SRSS (Chinese)
Input Response Spectra
Direction
Function
Scale Factor
U1
2800
0.796
U2
UZ
Excitation angle
0.
Eccentricity
Ecc. Ratio (All Diaph.)
0.05
Override Diaph. Eccen.
Override...
OK
Cancel

(شکل ب)

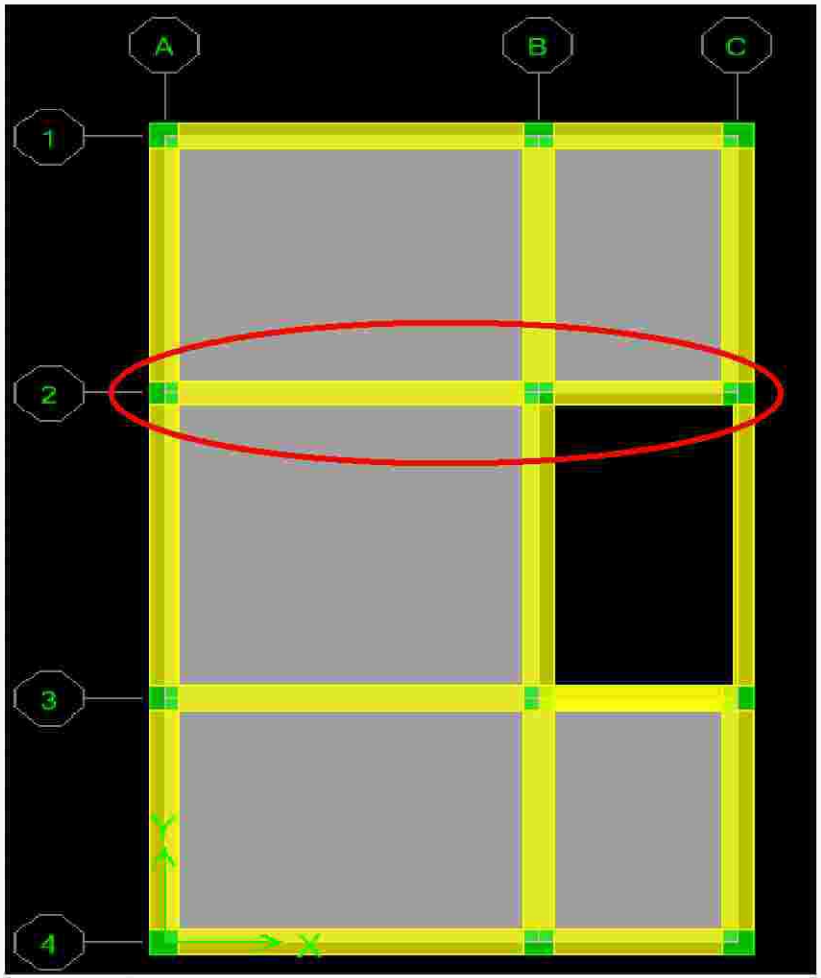

Define Response Spectra
Spectra
SPECX
SPECY
Click to:
Add New Spectrum...
Modify/Show Spectrum...
Delete Spectrum
OK
Cancel
Response Spectrum Case Data
Spectrum Case Name
SPECX
Structural and Function Damping
Damping
0.05
Modal Combination
CQC
SRSS
ABS
GMC
f1
f2
Directional Combination
SRSS
ABS
Orthogonal SF
1.
Modified SRSS (Chinese)
Input Response Spectra
Direction
Function
Scale Factor
U1
2800
0.796
U2
2800
0.24
U2
Excitation angle
0.
Eccentricity
Ecc. Ratio (All Diaph.)
0.05
Override Diaph. Eccen.
Override...
OK
Cancel

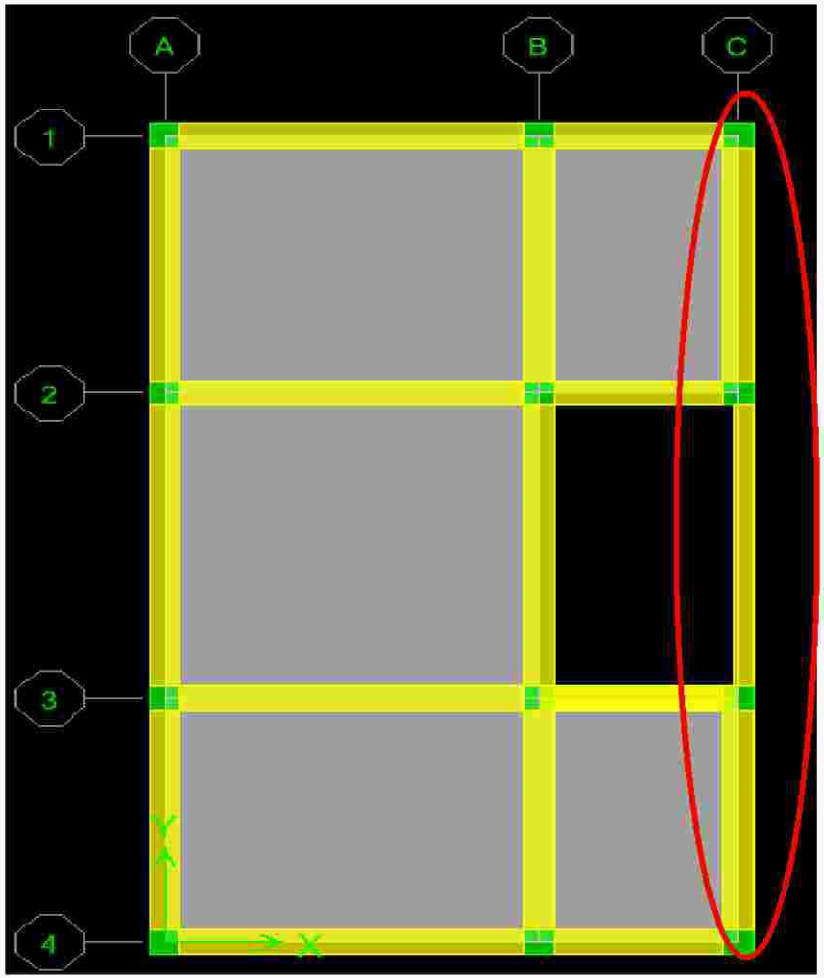
(شکل الف)

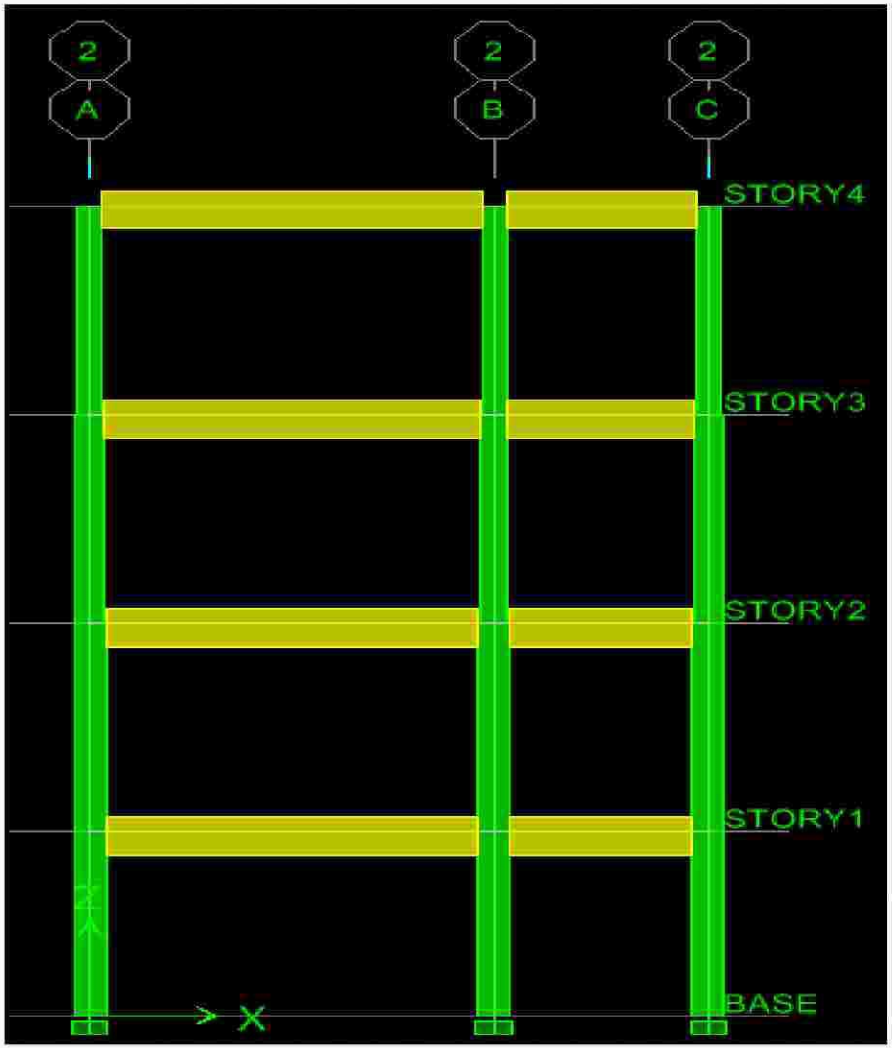
۶-چنانچه علیرغم توصیه بند(۶-۷-۱-۵-۶)مبحث ششم طراح بخواهد دربخشی از کف اختلاف سطح سازه ای ایجاد نماید می توان از قابلیت نرم افزار دراین زمینه استفاده نمود.

بند (۶-۷-۱-۵-۶) مبحث ۶

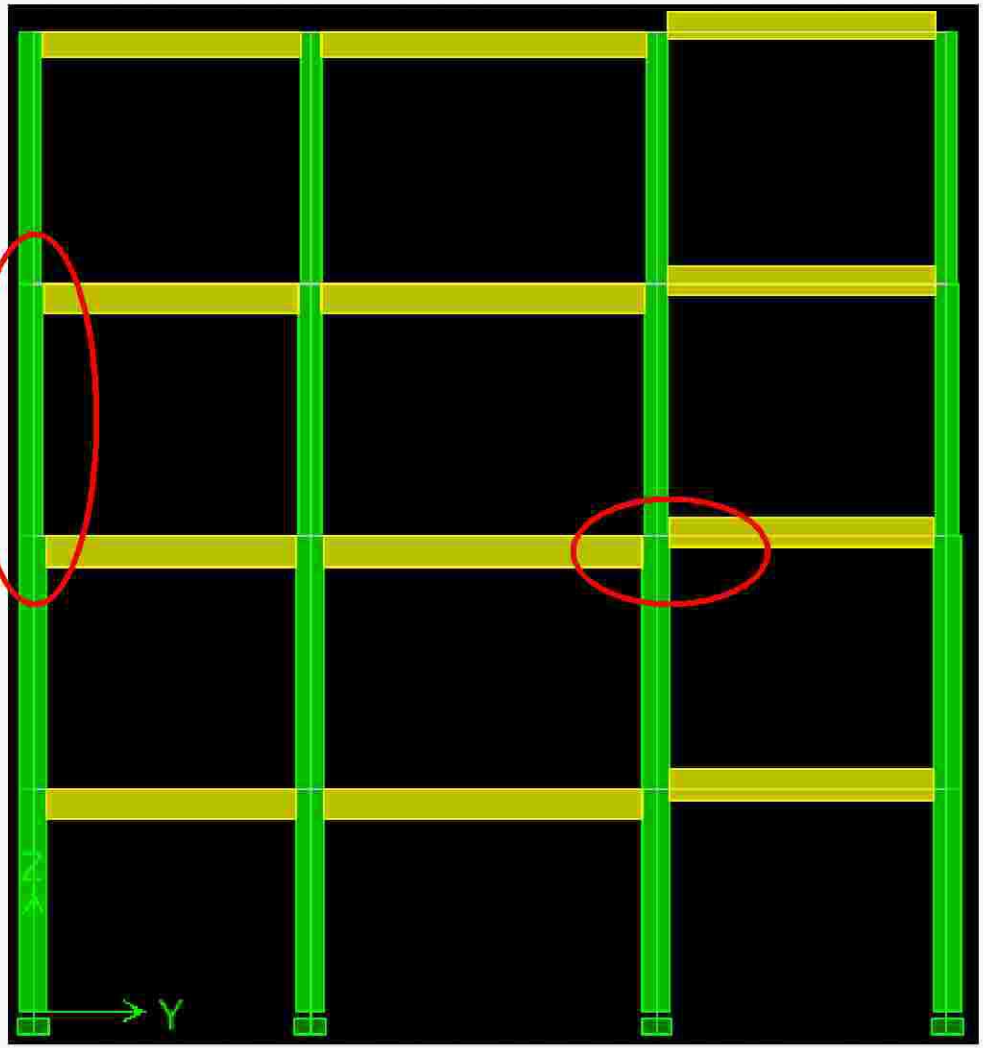
ازایجاد اختلاف سطح درکفها تاحدامکان خودداری شود.



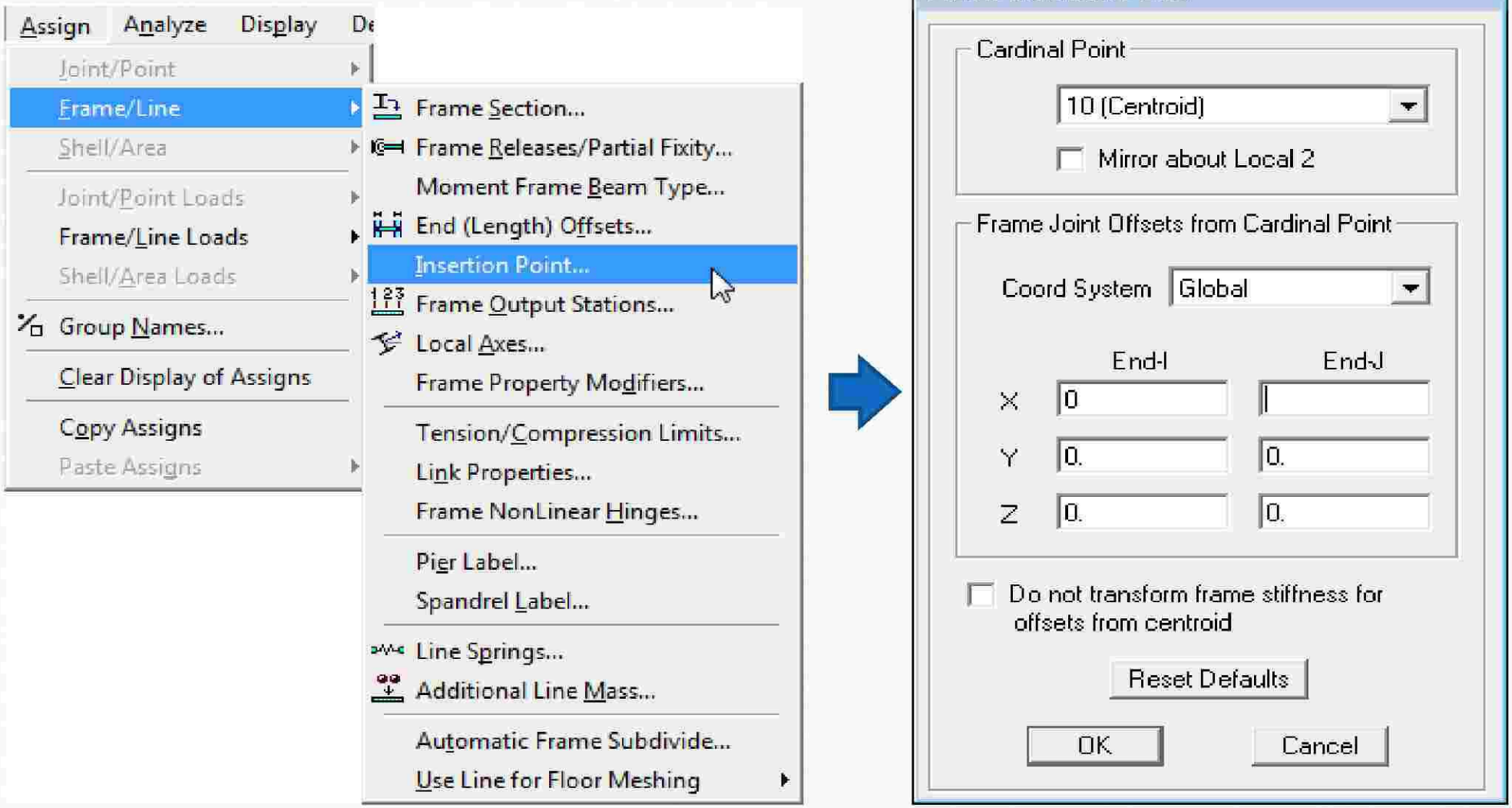


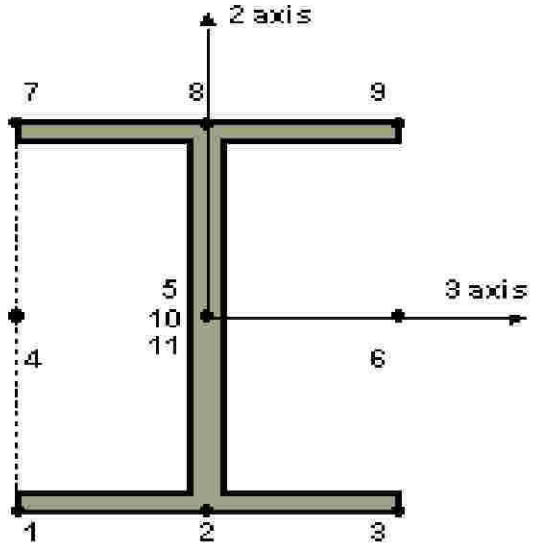


قاب 2



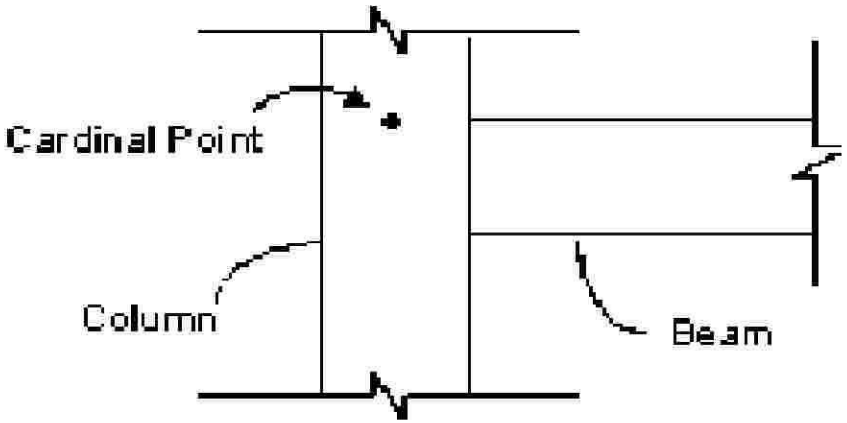
قاب c


Assign
Analyze
Display
De
Joint/Point
Frame/Line
Shell/Area
Joint/Point Loads
Frame/Line Loads
Shell/Area Loads
Group Names...
Clear Display of Assigns
Copy Assigns
Paste Assigns
Frame Section...
Frame Releases/Partial Fixity...
Moment Frame Beam Type...
End (Length) Offsets...
Insertion Point...
Frame Output Stations...
Local Axes...
Frame Property Modifiers...
Tension/Compression Limits...
Link Properties...
Frame NonLinear Hinges...
Pier Label...
Spandrel Label...
Line Springs...
Additional Line Mass...
Automatic Frame Subdivide...
Use Line for Floor Meshing
Frame Insertion Point
Cardinal Point
10 (Centroid)
Mirror about Local 2
Frame Joint Offsets from Cardinal Point
Coord System
Global
End-I
End-J
X
0
Y
0.
0.
Z
0.
0.
Do not transform frame stiffness for offsets from centroid
Reset Defaults
OK
Cancel

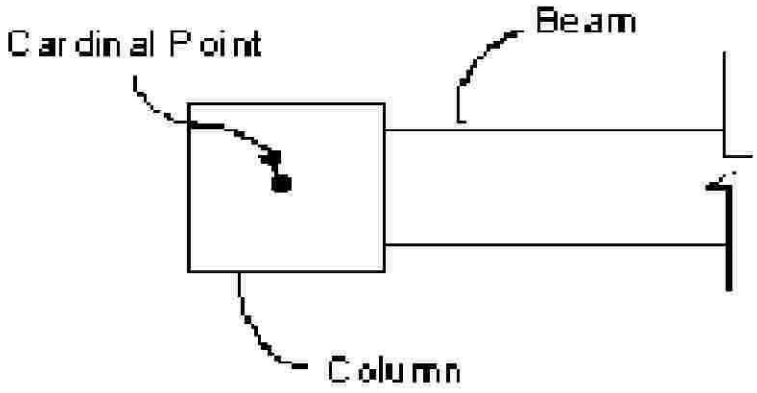


1. Bottom left
2. Bottom center
3. Bottom right
4. Middle left
5. Middle center
6. Middle right
7. Top left
8. Top center
9. Top right
10. Centroid
11. Shear center

Note: For doubly symmetric members such as this one, cardinal points 5, 10, and 11 are the same.

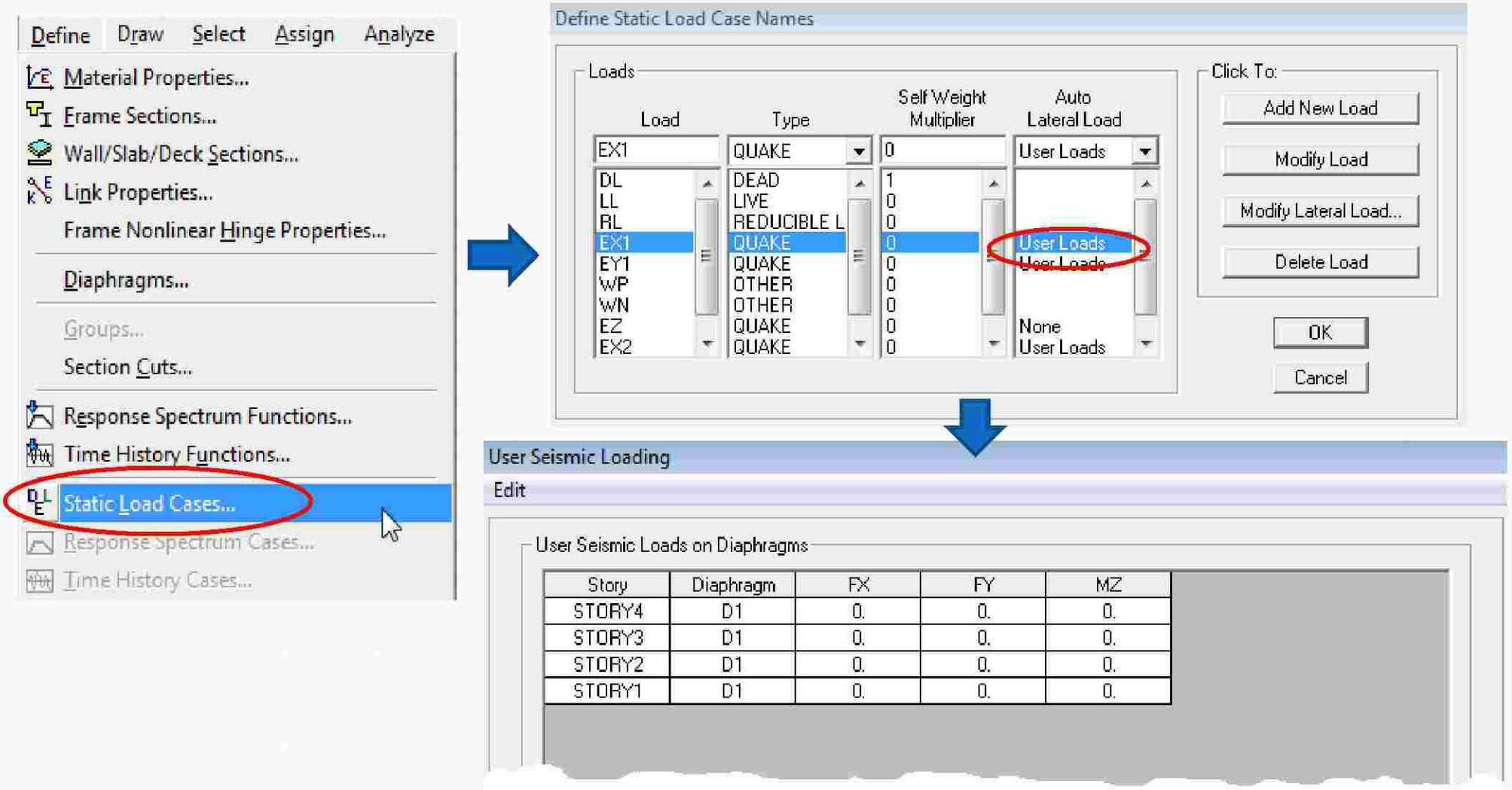


Elevation



Plan

۷-درصورت افزایش پرید سازه از میزان ۰/۷ثانیه ولزوم اعمال نیروی شلاقی ،درنرم افزار ETABS ،استفاده از گزینه User Coefficient،ازبخش Static Load Cases نیروی شلاقی رااعمال ننموده و بجای آن می توان از گزینه User Loads درهمین بخش استفاده نمود.

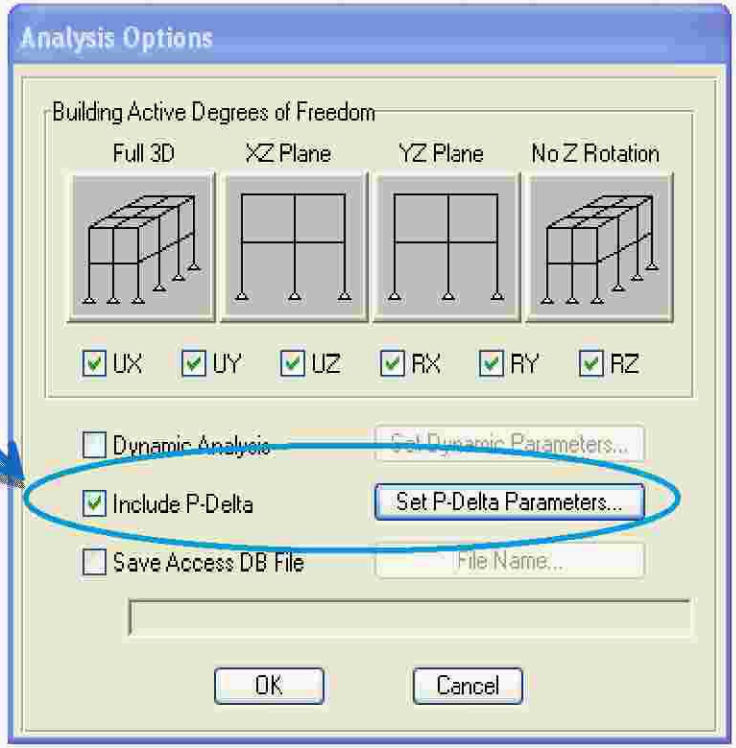


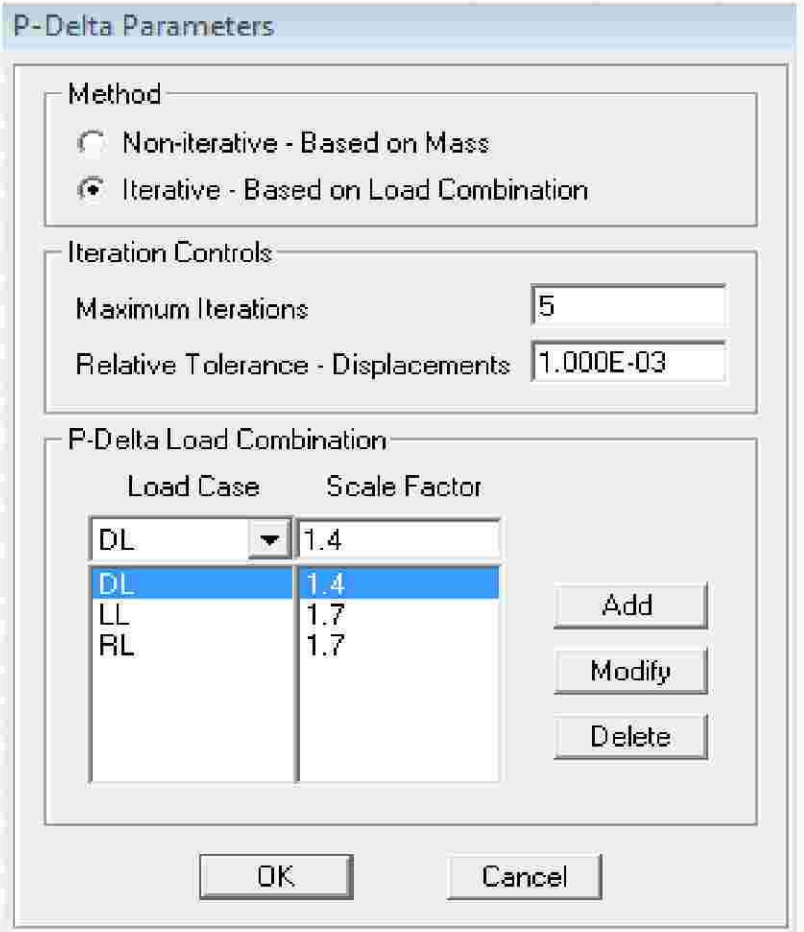
۸-دراستفاده ازنرم افزار ETABS استفاده ازگزینه P-DELTA اجباری است(درسازه های بتنی)

$$M=\delta_{ns} M_{ns} + \delta_s M_s \qquad \delta_{ns} = \frac{C_m}{1-\frac{P_u}{0.75 P_c}} \geq 1$$

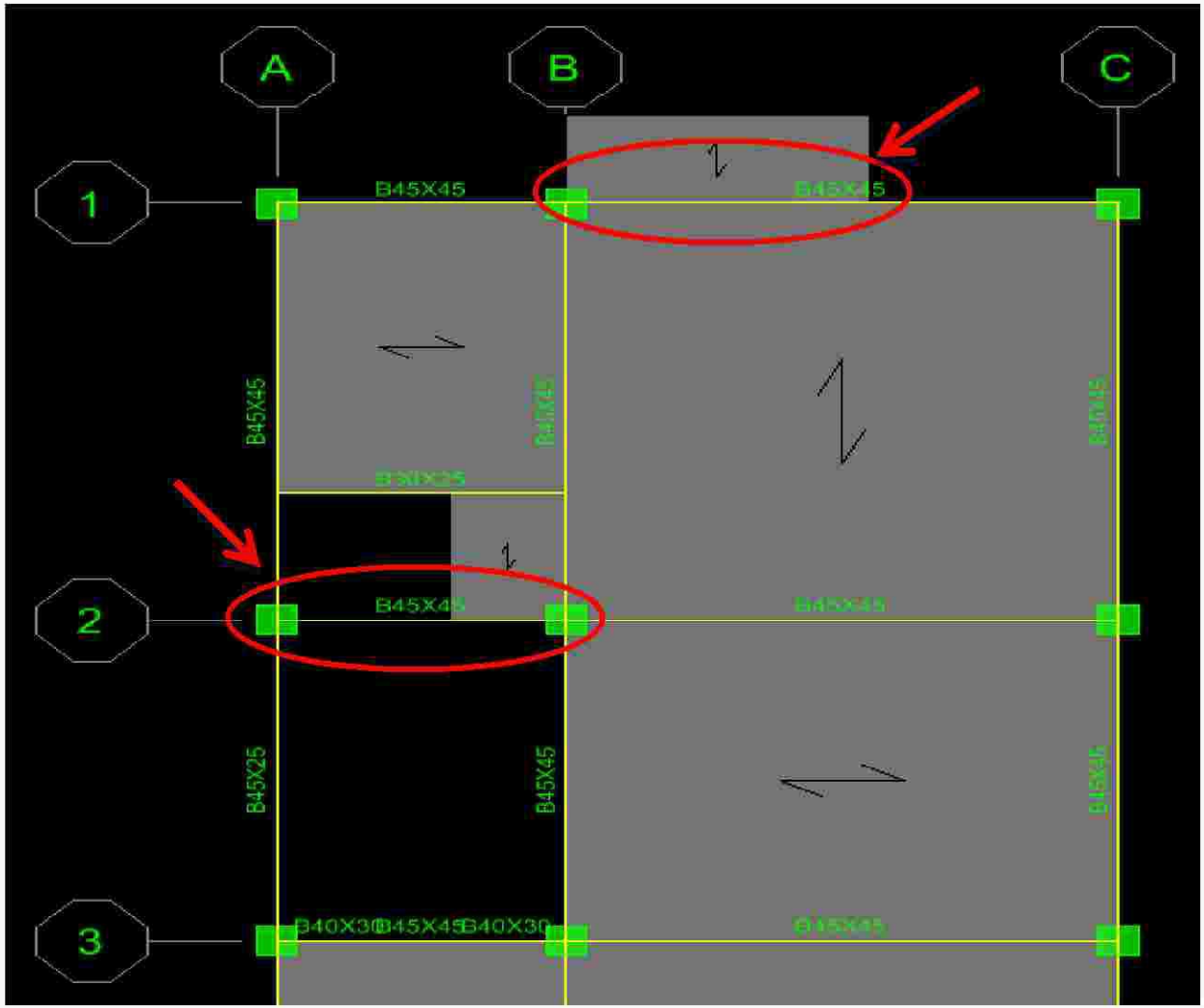
$\delta_s = 1$

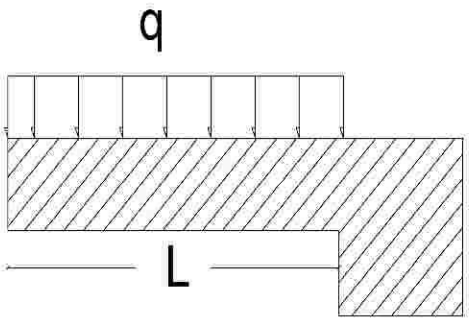
اعمال توسط فعال کردن گزینه P - Δ

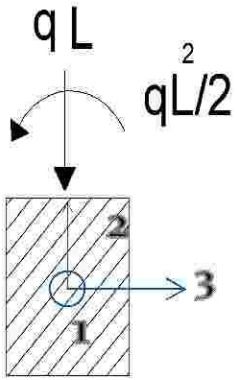


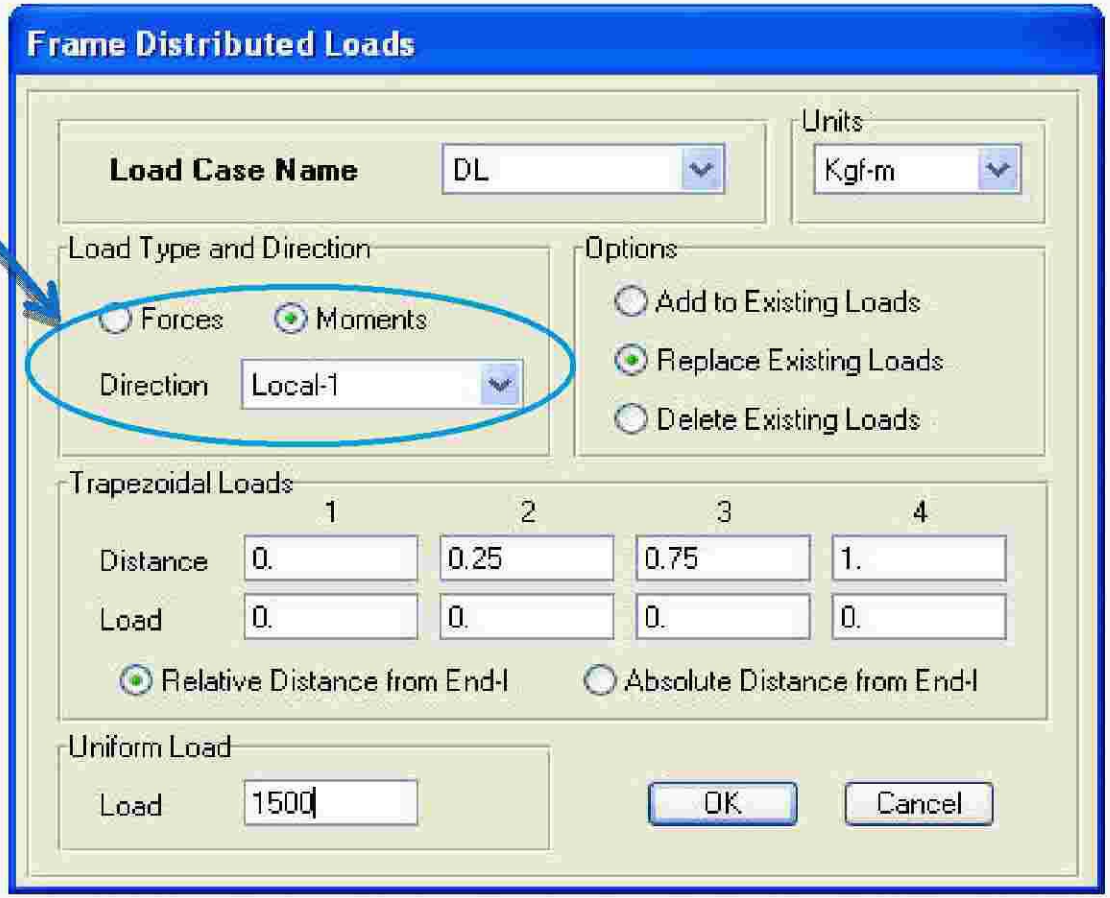


۹-درمدل هایی که دال بتنی به تیر متصل وبصورت کنسول می باشد ونیز درمحل اتصال دال پله به تیرسازه اثر پیچش که در نرم افزار منظور نمی گردد به تیر اعمال گردد.

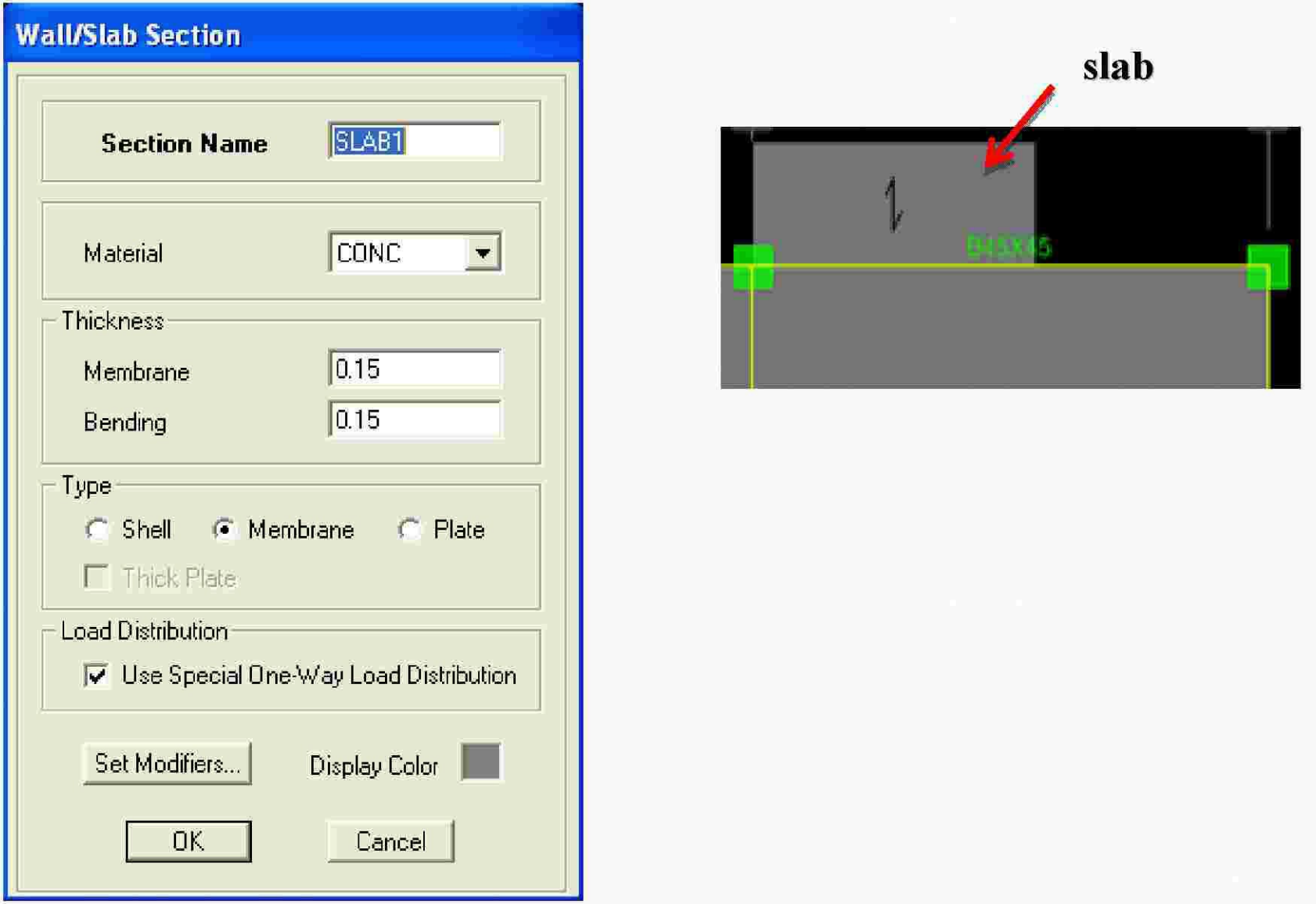



q
L


q L
2
qL/2
2
3
1


Frame Distributed Loads
Load Case Name
DL
Units
Kgf-m
Load Type and Direction
Forces
Moments
Direction
Local-1
Options
Add to Existing Loads
Replace Existing Loads
Delete Existing Loads
Trapezoidal Loads
1
2
3
4
Distance
0.
0.25
0.75
1.
Load
0.
0.
0.
0.
Relative Distance from End-I
Absolute Distance from End-I
Uniform Load
Load
1500
OK
Cancel

**توجه : درمدل کردن دال های کف به منظور انتقال بارکف به تیرهای اطراف باید از حالت غشایی(Membrane) استفاده نمود.



۱۰- خاموتهای محاسباتی حاصل از محاسبات برش و پیچش بایکدیگر جمع ودر نقشه های اجرایی لحاظ گردند.

$$(Av + 2At)min = 3.5\ bw.d/fy$$

۱۱-میلگردهای محاسباتی حاصل از محاسبات خمش و پیچش بایکدیگر جمع ودر نقشه های اجرایی لحاظ گردندوکلیه ضوابط آیین نامه ای دراین خصوص درنقشه های اجرایی لحاظ گردند.

ACI 318-99 BEAM SECTION DESIGN Type: Sway Intermediate Units: Kgf-cm (Summary)

Level	: STORY3	L=620.000		
Element	: B17	D=45.000	D=45.000	bf=45.000
Section ID	: B45X45	ds=0.000	dct=6.000	dcb=6.000
Combo ID	: DCON3	E=219000.000	fc=210.000	Lt.Wt. Fac.=1.000
Station Loc	: 597.500	Fy=4000.000	fys=3000.000	

Phi(Bending): 0.900
Phi(Shear): 0.850
Phi(Torsion): 0.850

Design Moments, M3

	Positive Moment	Negative Moment	Special +Moment	Special -Moment
	948947.235	-2846841.706	948947.235	-2846841.706

Flexural Reinforcement For Moment, M3

	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	23.934	0.000	23.934	6.169
Bottom (-2 Axis)	7.079	7.079	0.000	6.169

Shear Reinforcement for Shear, V2

Rebar Av/s	Shear Vu	Shear phi*Vc	Shear phi*Vs	Shear Vp
0.095	20915.042	11463.972	9451.071	7178.728

ReinForcement For Torsion, T

Rebar At/s	Rebar Al	Torsion Tu	Critical Phi*Tcr	Area Ao	Perimeter Ph
0.023	6.870	12926.525	74405.602	1108.343	144.440

Flexural Reinforcement for Moment, M3

	Required Rebar
Top (+2 Axis)	23.934
Bottom (-2 Axis)	7.079

Shear Reinforcement for Shear, V2

Rebar Av/s	Shear Vu
0.095	20915.042

Reinforcement for Torsion, T

Rebar At/s	Rebar Al
0.023	6.870

فصل چهارم : ضوابط حداقل طراحی سازه های بتن آرمه

مصالح بتن مصرفی در سازه :

۱- وزن حجمی بتن مسلح مطابق مبحث ششم حداقل $۲۵۰۰ dN/m^3$ منظور گردد .

۲- با توجه به شرایط موجود اجرایی حداکثر مقدار $f'c$ برابر $۲۱۰ kg/cm^2$ منظور گردد .

۳- حداقل مقدار $f'c$ مطابق مبحث نهم (بند ۹-۲۰-۲-۳-۱) در سازه های با شکل پذیری متوسط برابر $۲۰۰ kg/cm^2$ منظور گردد .

۴- تنش تسلیم میلگرد ها(fy) درقابهاویااجزای مرزی دیوارها جهت مقابله با نیروهای جانبی زلزله مطابق مبحث نهم (بند ۹-۲۰-۲-۳-۲) نباید بیشتراز $۴۰۰۰ kg/cm^2$ اختیار گردد .

پوشش بتن : پوشش بتن یا حداقل فاصله بین رویه میلگردها اعم از عرضی یا طولی تا نزدیکترین سطح بتن مطابق ضوابط بند ۹-۶-۳-۳-۹ مبحث نهم مقررات ملی رعایت گردد .

بند(۹-۶-۳-۳-۹) مبحث ۹

حداقل پوشش بتنی = Max (db , 1.33d1 , a1)

db : قطر بزرگترین میلگرد (در خصوص میلگرد های گروه شده قطر میلگرد معادل مدنظر می باشد.)

d1 : اندازه اسمی بزرگترین سنگدانه ها

a1 : مقادیر موجود در جدول

نوع قطعه	نوع شرایط محیطی				
	ملایم	متوسط	شدید	بسیار شدید	فوق العاده شدید
تیرها و ستونها	۳۵	۴۵	۵۰	۶۵	۷۵
دالها،دیوارها و تیرچه ها	۲۰	۳۰	۳۵	۵۰	۶۰
پوسته ها و صفحات پلیسه ای	۲۰	۲۵	۳۰	۴۵	۵۵
شالوده ها	۴۰	۵۰	۶۰	۷۵	۹۰

* مقادیرداده شده در جدول را می توان به استثنای شرایط محیطی بسیار شدید و فوق العاده شدیدبه اندازه ۵ میلیمتر برای بتن های رده C35و C40 یا ۱۰ میلیمتر برای بتن های رده بالاتر کاهش داد ، مشروط بر آنکه ضخامت پوشش به هر حال از ۲۰ میلیمتر کمتر نشود.
* این مقادیر را باید برای میلگرد های با قطر بیشتر از ۳۶ میلیمتر به اندازه ۱۰ میلیمتر افزایش داد .

درز انبساط : در ساختمانهای با طول بلند رعایت درزانبساط مطابق بند ۹-۹-۷-۲ مبحث نهم مقررات ملی الزامیست.

بند(۹-۹-۷-۲) مبحث ۹

در صورتیکه طول یا عرض ساختمان از مقادیر زیر تجاوز نماید *اجرای درز انبساط هم در شالوده و هم در سازه الزامی است* :

۱ – در مناطق خشک : ۲۵ متر

۲ – در مناطق معتدل : ۳۵ متر

۳ – در مناطق مرطوب : ۵۰ متر

حداقل درز انبساط : $\Delta L = \alpha\ L\ (\Delta T)$

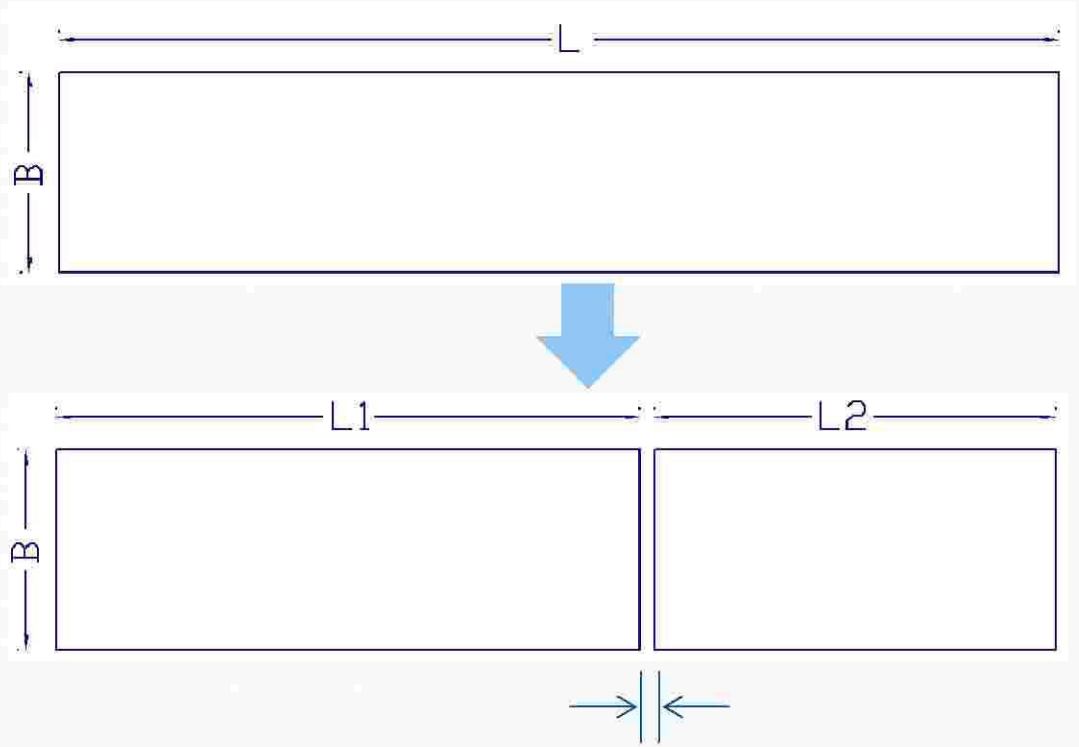
$\alpha = 10 \times 10^{-6} / {}^{\circ}C$

$L =$ فاصله بین دو درز انقطاع متوالی

$\Delta T =$ تفاوت بین حداقل و حداکثر دمای سالیانه منطقه

درصورتی که آمار قابل قبول مورد نیاز برای ΔT وجود نداشته باشد آن را برابر با ۳۰± درجه سانتیگراد در نظر می گیریم .

درز انقطاع: در ساختمانهای با پلان منظمی که نسبت طول به عرض ساختمان از ۳ بیشتر است مطابق بند۹-۹-۷-۳ مبحث نهم مقررات ملی باید با ایجاد درزانقطاع آن را به مستطیل هایی تبدیل کرد که نسبت طول به عرض آنها از ۳ بیشتر نباشد(سایرضوابط مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان می باشد.)



$L > 3B$

$L1, L2 < 3B$

درز انقطاع

(مطابق مقادیرارایه شده در مبحث ششم)

درزهای اجرایی:

تعداد درزهای اجرایی بایددرکمترین حد لازم برای انجام کارانتخاب شود. ضمنا تیپ درزهای اجرایی وموقعیت آنها بسته به اهمیت کاربایددرنقشه ها منعکس یادرکارگاه به وسیله دستگاه نظارت تعیین شود.

بند(۹-۹-۷-۱-۷) مبحث ۹

۱- ایجاددرزها اجرایی کف هاباییددرثلث میانی دهانه دال ها ، تیرهای اصلی وفرعی قرارگیرند. درتیرهای اصلی فاصله هر درزاجرایی تا تیر فرعی متقاطع باآنهانبایدازدوبرابر عرض تیرفرعی کمترباشد.

اثر ترک خوردگی: اثر ترک خوردگی درقابهاودیوارها براساس مبحث نهم به شرح زیرمی باشد.

بند(۹-۱۰-۸-۳) مبحث ۹

۱-*درقابهای مهارنشده* سختی تیرهاوستون هارابه ترتیب می توان معادل ۰/۳۵و۰/۷سختی مقطع ترک نخورده آنها منظورنمود.

۲-*درقابهای مهارشده* سختی تیرها وستونها رابه ترتیب می توان معادل ۰/۵و۱برابر سختی مقطع ترک نخورده آنها منظورنمود.

۳-سختی دیوارها نیز مشابه تیرها نسبت به مقطع ترک خورده درحالت مهارنشده محاسبه می شود.

« اشاره به نکات ویژه در طرح ستونهای بتن آرمه »

۱- عضو ستون گونه مطابق ضوابط شکل پذیری برای پذیرش معیار فشار خمش($N_u > 0.15 \, Ø_c \, f_c \, A_g$) کنترل گردد . (بند ۹-۲۰-۳-۲ مبحث۹)

۲- لاغری عضو ستون در ساختمانهای با شش طبقه و بالاتر مطابق ضوابط ویژه طراحی در برابر حریق کنترل شود .

۳- ضوابط محدودیت های هندسی ستونها ، مطابق با نوع شکل پذیری (بند ۹-۲۰-۳-۲-۱-۱ مبحث۹)و ضوابط ویژه طراحی در برابر حریق (جدول ۹-۱۹-۳ مبحث ۹) کنترل گردد .

۴- حداقل درصدآرماتور طولی ستونها مطابق ضوابط شکل پذیری کنترل گردد . $\rho max = \%1$ (بند ۹-۲۰-۳-۲-۲-۱ مبحث۹)

۵- حداکثر درصد آرماتور طولی ستونها (بند ۹-۲۰-۳-۲-۲-۱ مبحث۹)با توجه به موارد زیر :

الف - در ساختمانهای تا ۵ سقف مطابق ضوابط شکل پذیری کنترل گردد . ($\rho max = \%6$ در محل وصله ها)

ب - در ساختمانهای ۶ طبقه و بالاتر مطابق ضوابط ویژه طراحی در برابر حریق نیز کنترل شود .

بند(۹-۱۹-۴-۱) مبحث ۹

در ستونهای ساختمانهای با مدت زمان مقاومت در برابر حریق ۹۰ دقیقه یا بیشتر (ساختمانهای خصوصی ۶ طبقه و بالاتر) :

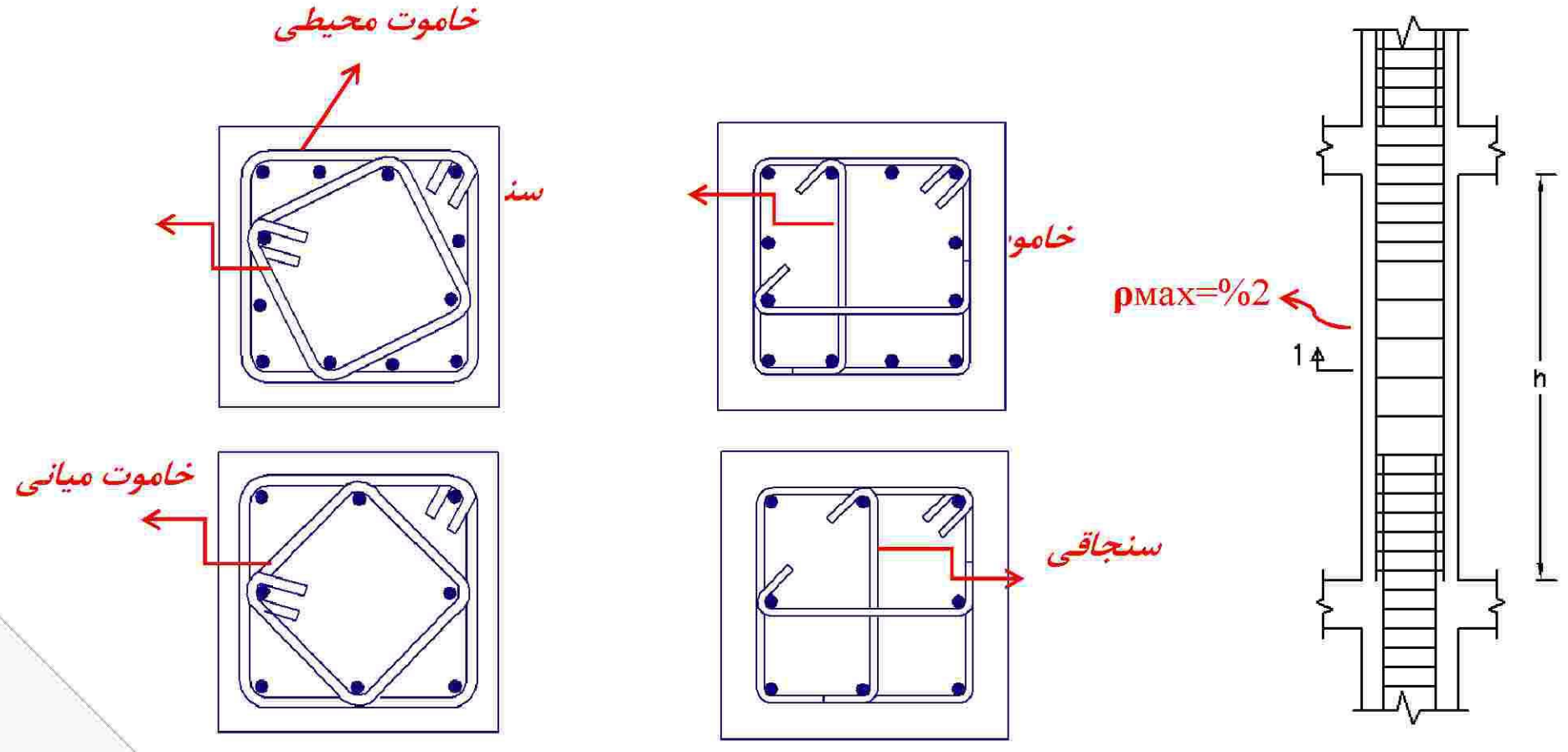
۱- لاغری ستونها به عدد ۵۰ محدود گردد .

۲- درصد فولاد (غیر از محل وصله ها) به ۲ ٪ محدود گردد . ($\rho max = \%2$)

ادامه بند(۹-۱۹-۴-۱) مبحث ۹

۳- میلگردهای طولی باید در امتداد وجوه ستون توزیع شده و میلگردهای عرضی نیز در محیط و سطح میانی مقطع توزیع شوند .

۴- برای محصور کردن بتن و آرماتورهای طولی نباید فقط به خاموتهای محیطی اکتفا شود بلکه باید سنجاقها و خاموتها ی میانی نیز به طور همزمان در آنها به کار برده شود.



(جدول ۹-۱۹-۳ مبحث ۹)ضوابط هندسی الزامی ستونها از نظر مقاومت در برابر حریق

ردیف	مدت زمان مقاومت در برابر حریق (دقیقه)	حداقل کوچکترین بعد مقطع (b) (میلیمتر)	حداقل فاصله مرکز میلگردهای سفره خارجی تا وجه ستون (a) (میلیمتر)
۱	۳۰	۱۵۰	۲۵
۲	۶۰	۲۰۰	۳۵
۳	۹۰	۲۴۰	۵۰
۴	۱۲۰	۳۰۰	۵۰
۵	۱۸۰	۴۰۰	۵۰
۶	۲۴۰	۴۵۰	۵۵

بند(۹-۲۰-۳-۲-۱-۱) مبحث ۹

محدودیت هندسی ستونها به لحاظ ضوابط شکل پذیری متوسط :

a_1 : ارتفاع مقطع ستون

b_1 : عرض مقطع ستون

l_u : طول آزاد ستون

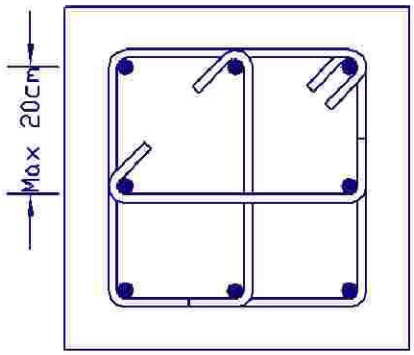
$b_1 \geq 0.3\, a_1$

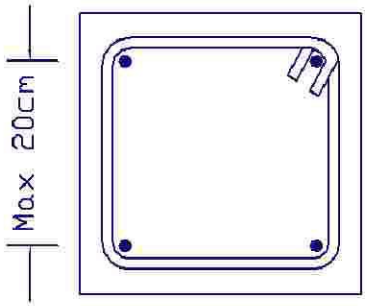
$b_{1min} = 25$ mm

$l_u / b_1 \leq 25$

بند(۹-۲۰-۳-۲-۲-۲) مبحث ۹

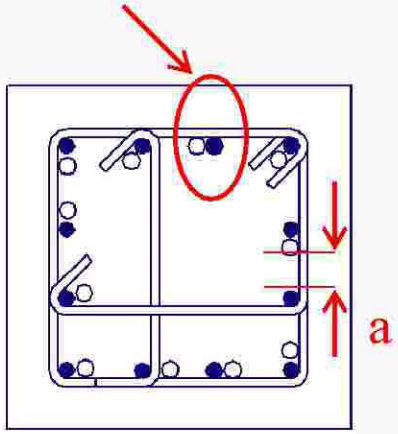
۵-فاصله محور تا محور میلگردهای طولی از یکدیگر نباید بیش از ۲۰۰ میلیمتر باشد .



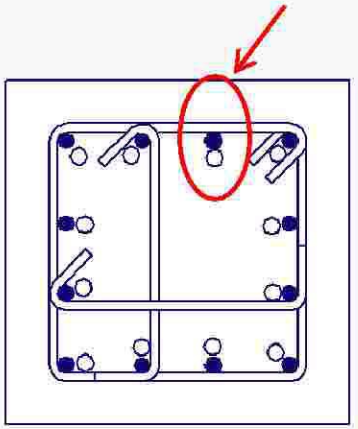


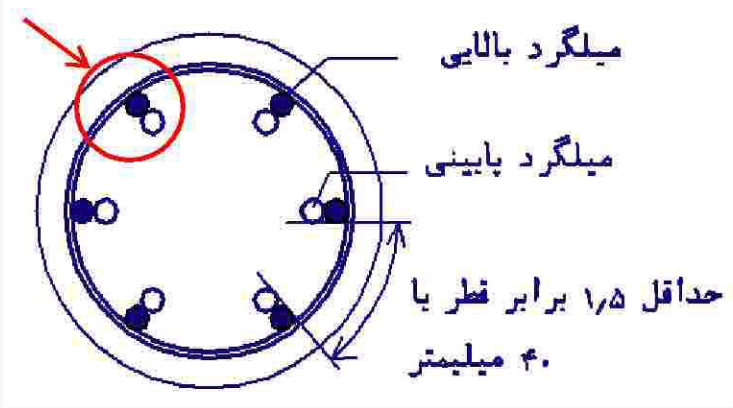
۶- حداقل فاصله آزاد بین آرماتورهای ستونها به خصوص در محل همپوشانی ها کنترل شود . **a=max(1.5db,40mm)**

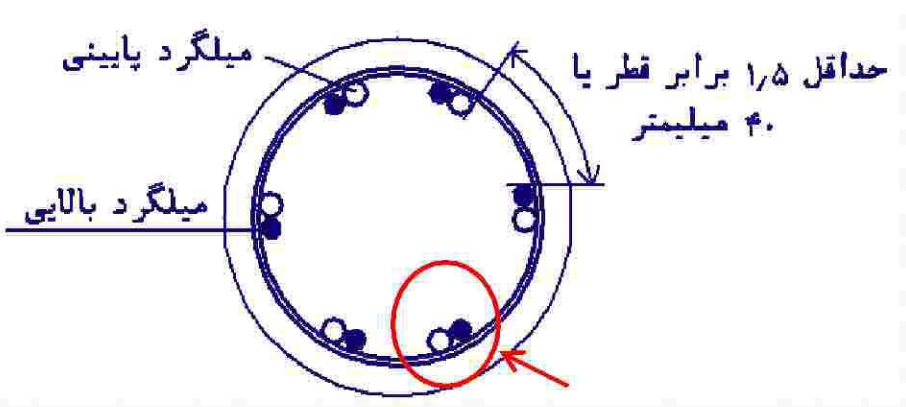
(بند ۹-۱۱-۱۱-۱-۴ مبحث۹)



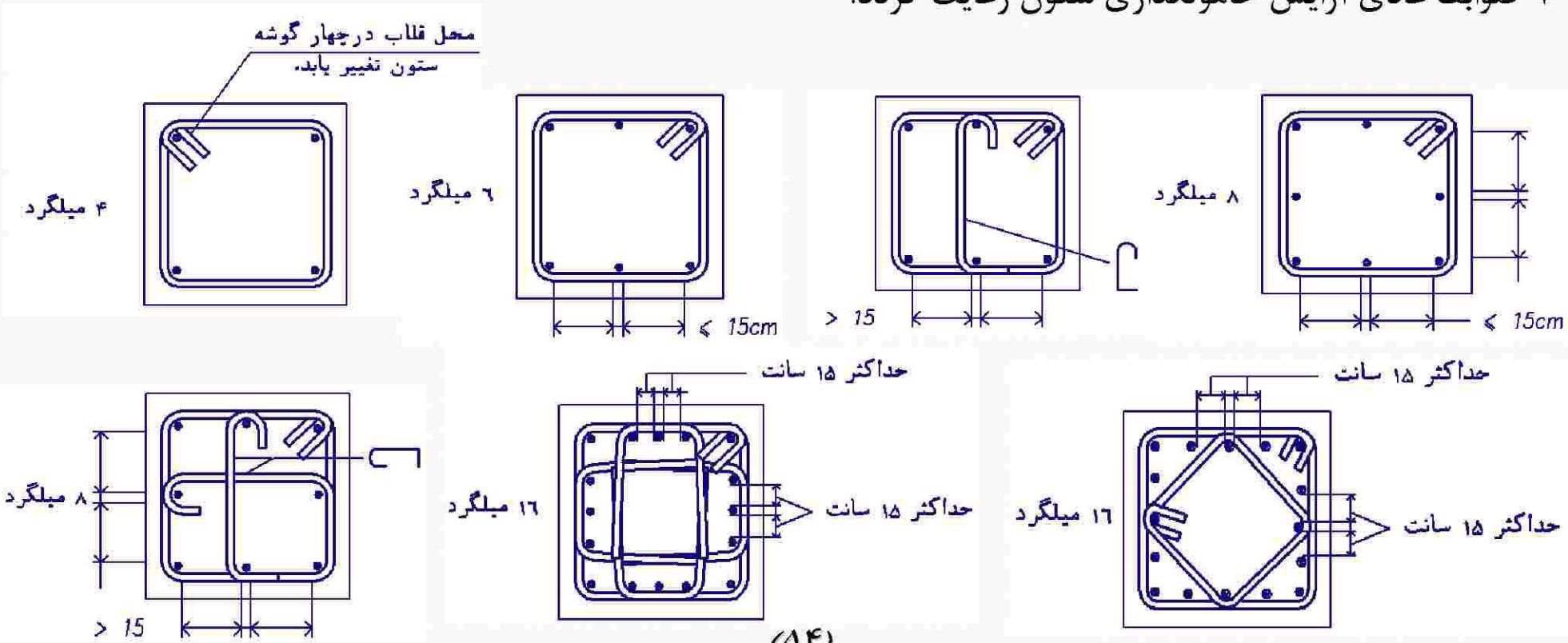
روش مناسب تر







۷-ضوابط عادی آرایش خاموتگذاری ستون رعایت گردد.



۸- در طراحی ستونها در محل درزهای اجرایی میزان آرماتور طولی محاسباتی با در نظر گرفتن آرماتور برشی اصطکاکی محاسبه و اعمال گردد .

بند(۹-۱۲-۱۳) مبحث ۹

در موادی که انتقال نیروی برشی بین دو سطح با مشخصات زیر بکار گرفته شوند انتقال برش توسط عملکرد برشی – اصطکاکی صورت میگیرد :

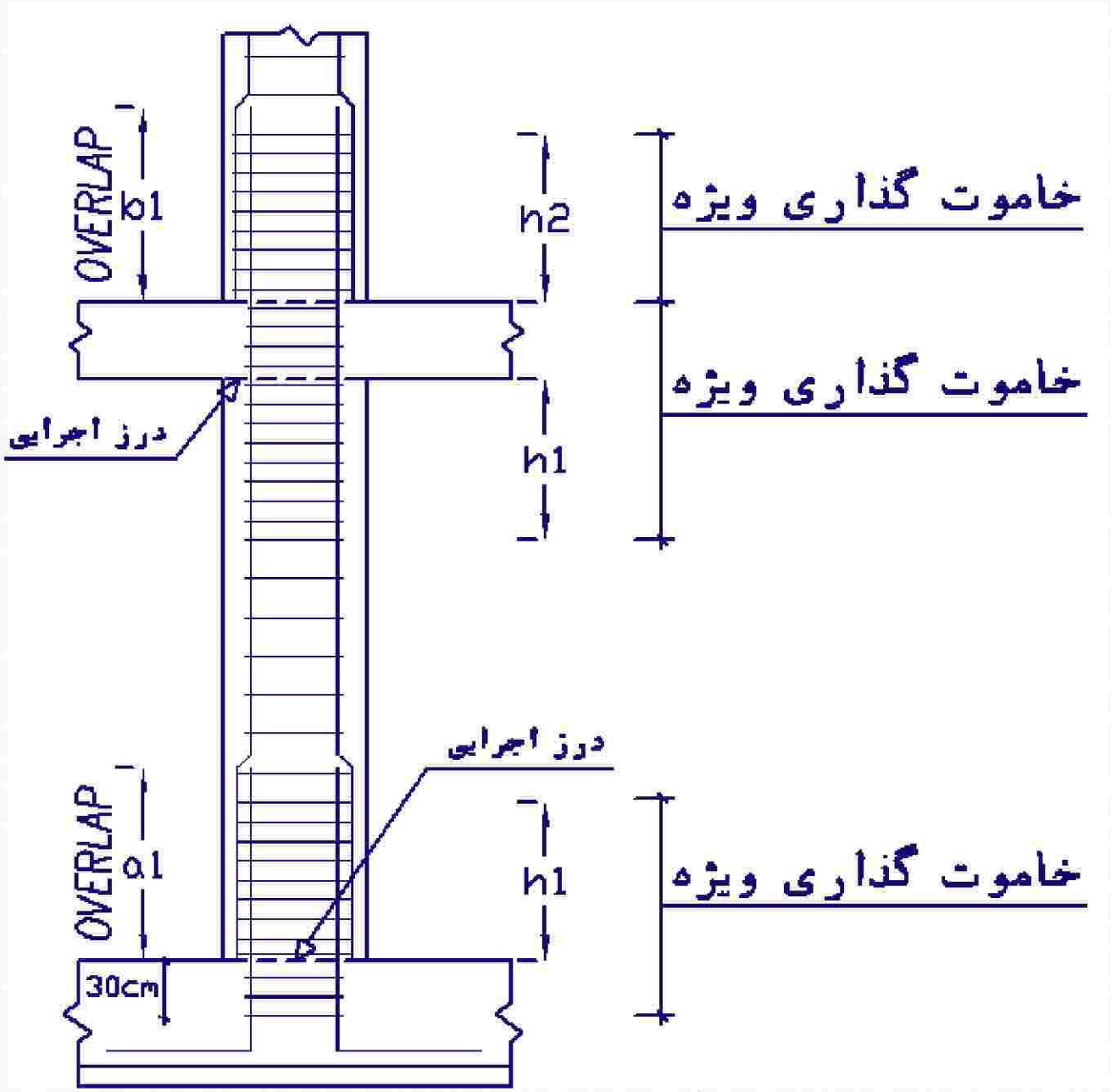
الف – وجود ترک یا استعداد ترک خوردن بین دو سطح

ب – دو سطح ساخته شده با مصالح غیر متشابه

ج – دو سطح بتن ریزی شده در زمانهای متفاوت

***توجه ۱:درمواردی که درسطح برش علاوه برنیروی برشی،کشش نیزاثرکند،بایدآرماتوراضافی برای تحمل کشش درامتدادنیروی کششی اعمال شده ،پیش بینی شود.**

***توجه ۲: درمواردی که درسطح برش علاوه برنیروی برشی،نیروی فشاری دایمی نیزاثرکند،مقداراین نیرو را می توان به نیروی $Øs.Avf.fy$ ، متعلق به آرماتوربرش اصطکاکی اضافه نمود.**


OVERLAP
b1
h2
خاموت گذاری ویژه
خاموت گذاری ویژه
درز اجرایی
h1
درز اجرایی
OVERLAP
a1
h1
خاموت گذاری ویژه
30cm

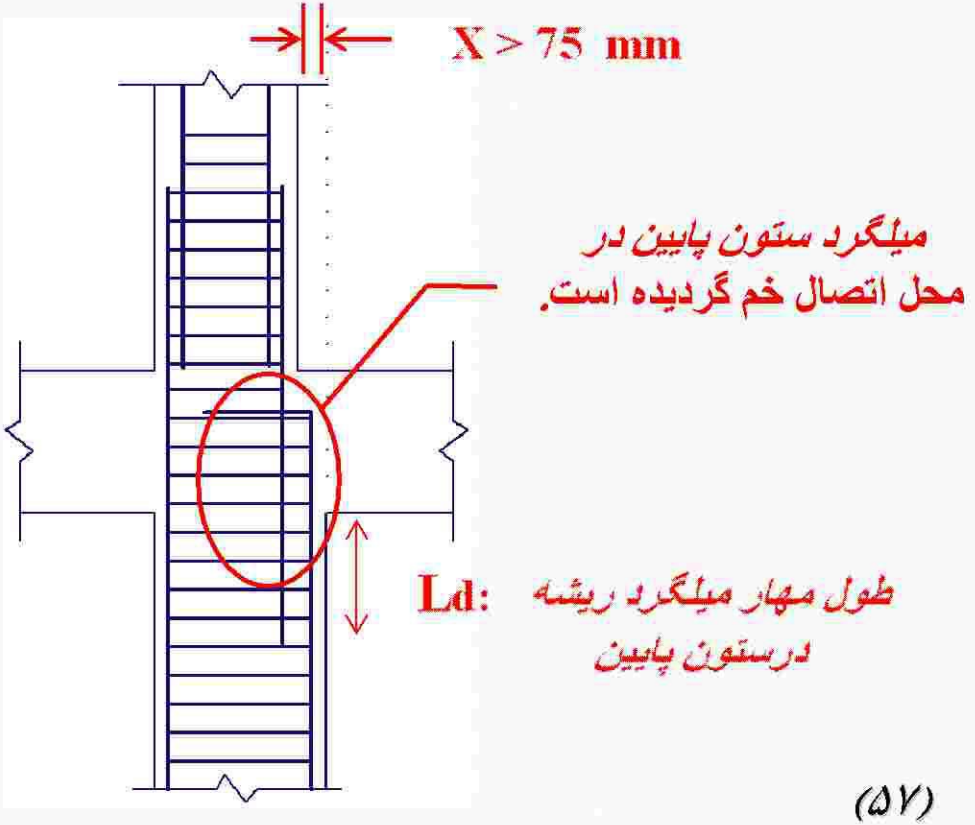
(۵۶)

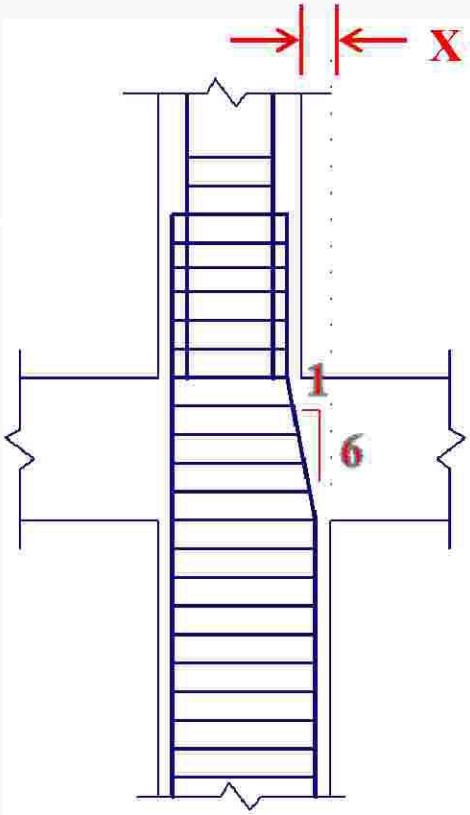
۹- طول وصله پوششی آرماتورهای ستون در حالت کششی کنترل و در هر حال نباید جهت میلگردهای با fy=4000 kg/cm2 در بتن با نوع $f'c=210\ kg/cm^2$ مطابق مبحث نهم از حداقل $\alpha\, d_b$ کمتر باشد .

الف) برای میلگردهای سایز $\varnothing \leq 20mm$: $\alpha = 52$

ب) برای میلگردهای سایز $\varnothing > 20mm$: $\alpha = 65$

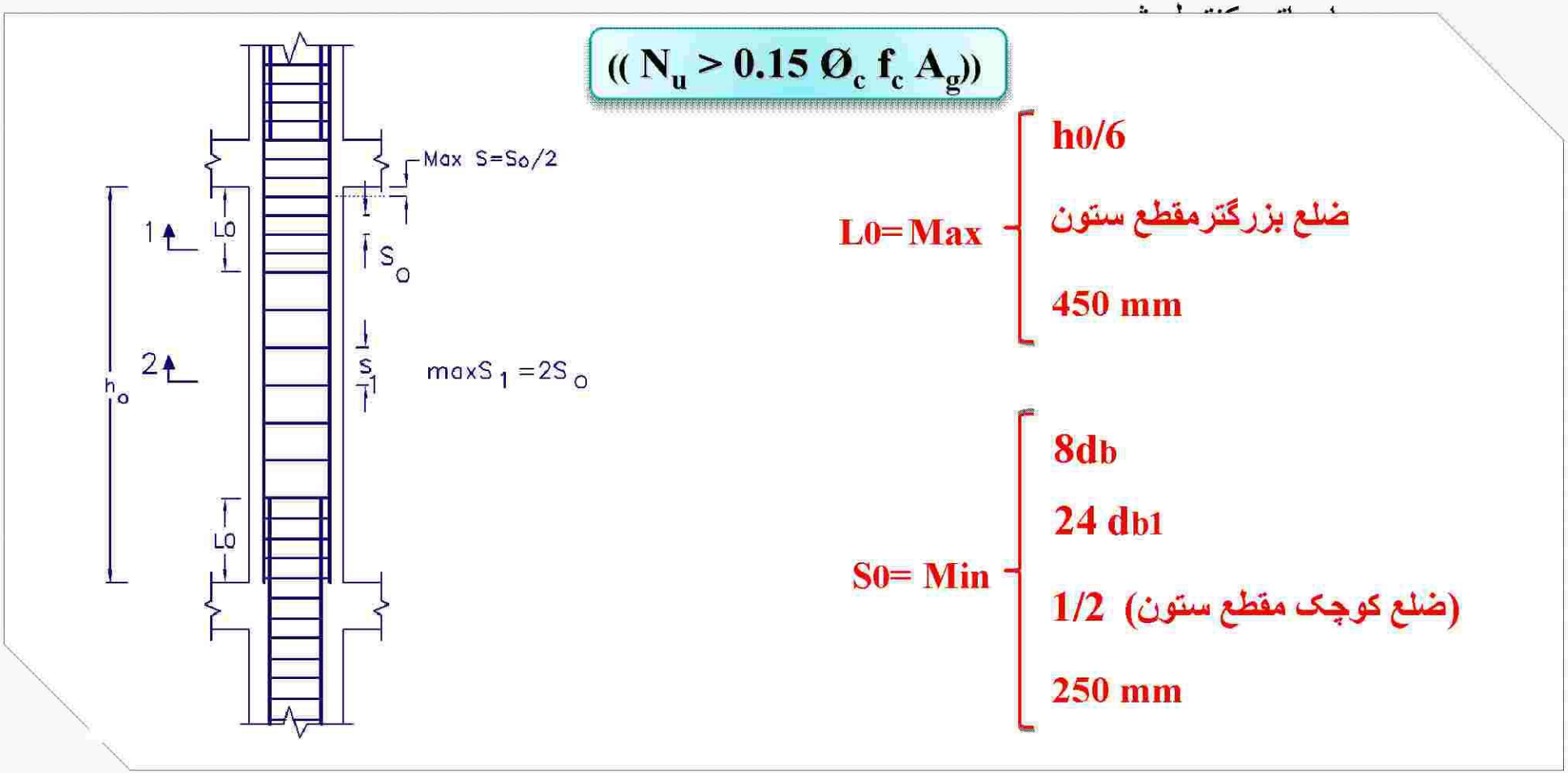
۱۰- در محل تغییر ابعاد ستون ، جزئیات مربوطه مندرج در بند (۹-۱۱-۱۲-۱) مبحث نهم مقررات ملی رعایت گردد.

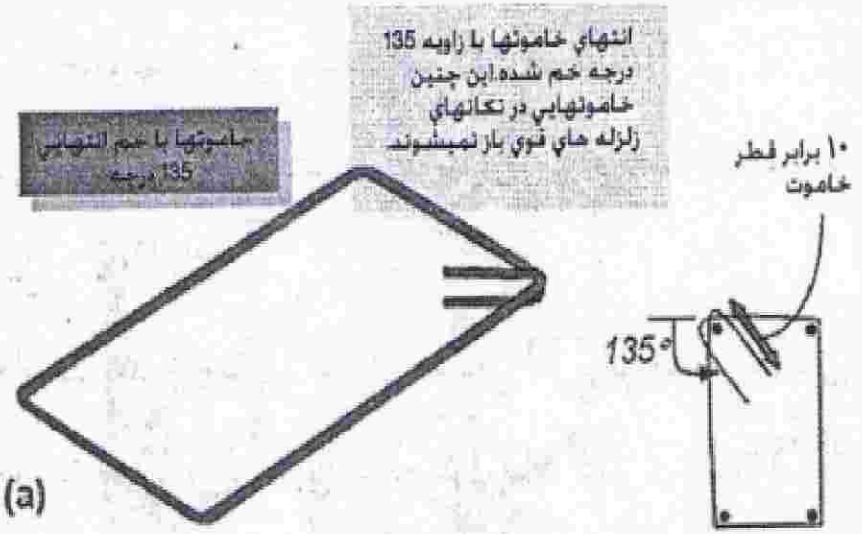


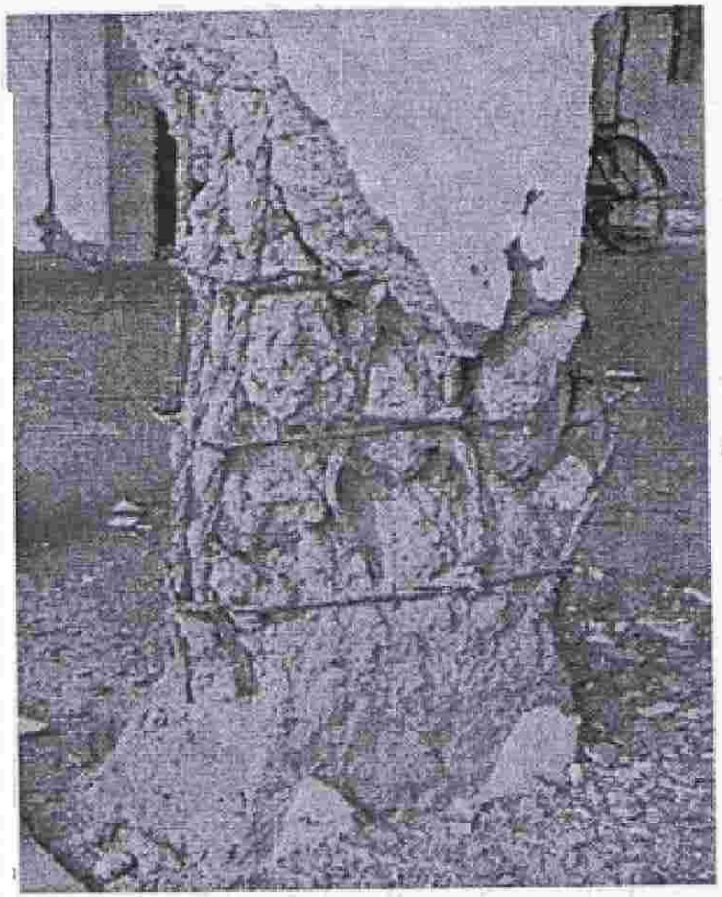


۱۱- درصورتیکه عضو ستون دارای معیار فشار – خمش باشد ($N_u > 0.15\ \emptyset_c\ f_c\ A_g$)، ضوابط خاموت گذاری آن مطابق ضوابط شکل پذیری اعضای فشار – خمش انجام و با مقادیر محاسباتی کنترل گردد .

۱۲- درصورتیکه عضو ستون دارای معیار فشار – خمش نباشد ($N_u \leq 0.15\ \emptyset_c\ f_c\ A_g$)، ضوابط خاموت گذاری آن مطابق ضوابط شکل پذیری اعضای خمشی انجام و با مقادیر







خرابي برشي
فاصله زياد بين خاموتها و
نبود خم انتهايي 135 درجه
در آنها سبب خرابي نرم
ساختمان در زلزله سال 2001
بهوج هند شده است.

(b)

آرماتورگذاري فولادي ستونها در مناطق زلزله خيز
خاموتهاي بسته با خم ۱۳۵ درجه مطابق آيين نامه هند براي جزييات شكل پذيري

۱۳- میلگردهای عرضی (خاموت) ستونها می باید در محل اتصال تیر به ستون مطابق بند (۹-۲۰-۳-۴) مبحث نهم کنترل و تعبیه گردند .

بند(۹-۲۰-۳-۴-۱) مبحث ۹

در اتصالات تیرها به ستونها ، در طول ارتفاع تیر یا دالی که بیشترین ارتفاع را دارد و به محل اتصال منتهی میشود ، باید در امتداد عمود بر میلگرد طولی ستون ، میلگرد عرضی به مقدار حداقل برابر با مقادیر زیر پیش بینی نمود :

الف – سطح مقطع میلگرد عرضی نباید کمتر از مقدارحداقل آئین نامه ای گردد:

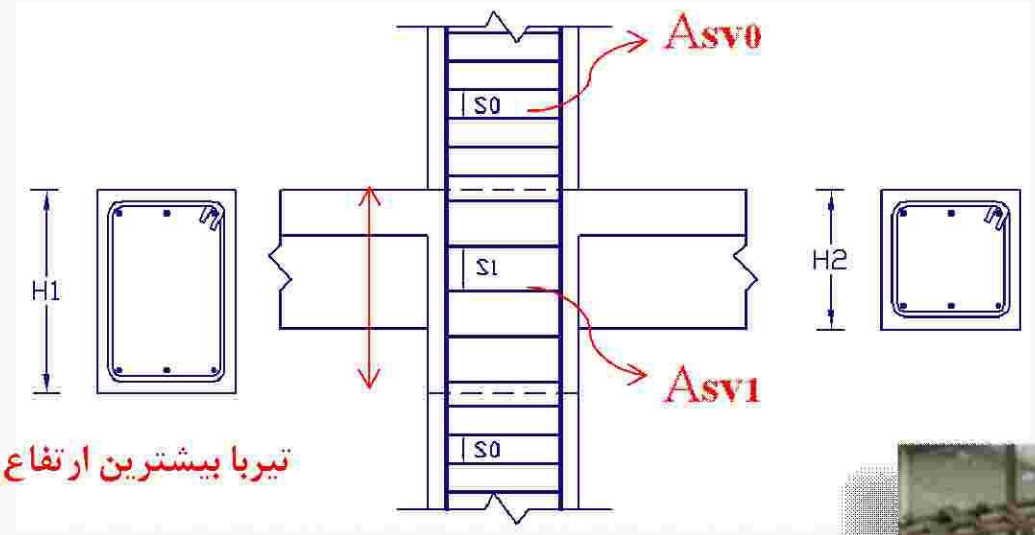
$$\left(\frac{A_{sv1}}{S_1}\right)_{min} = 0.35\,\frac{b_w}{f_{yv}}$$

ب – مقدار آرماتور عرضی نباید کمتر از ۳/۲ مقدار آرماتور عرضی در ناحیه l_0 ستون باشد:

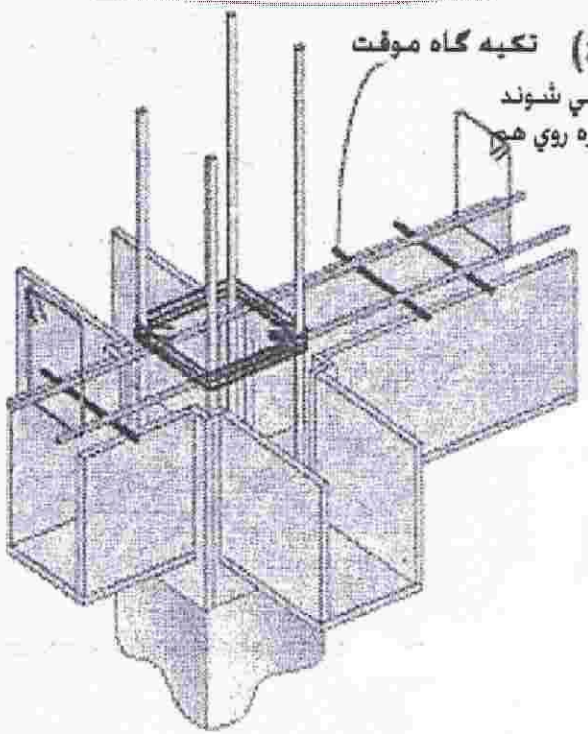
$$A_{sv1} \geq \frac{2A_{sv}}{3}$$

ج – فاصله سفره های این آرماتورازیکدیگر نبایدبیش از ۵/۱ برابر فاصله سفره های نظیر در ناحیه l_0 اختیار شود :

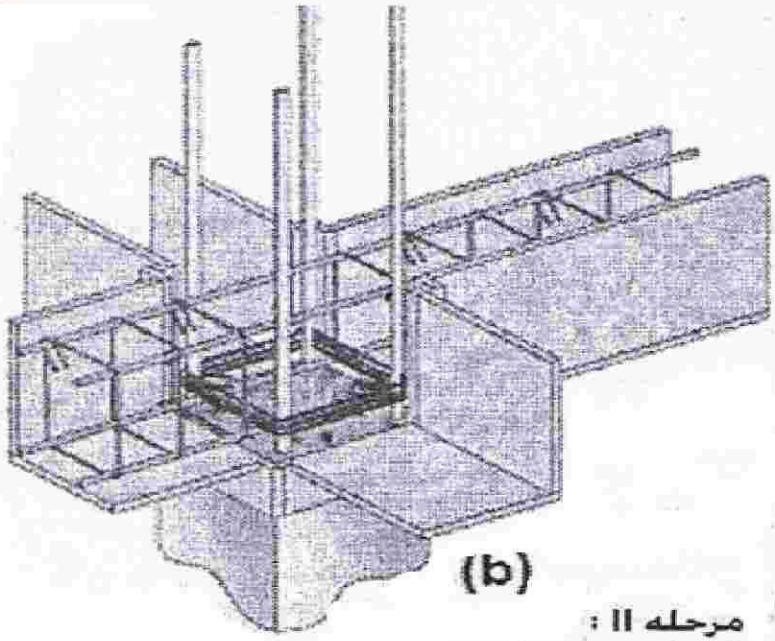
$$S_1 \leq 1.5\,S_0$$



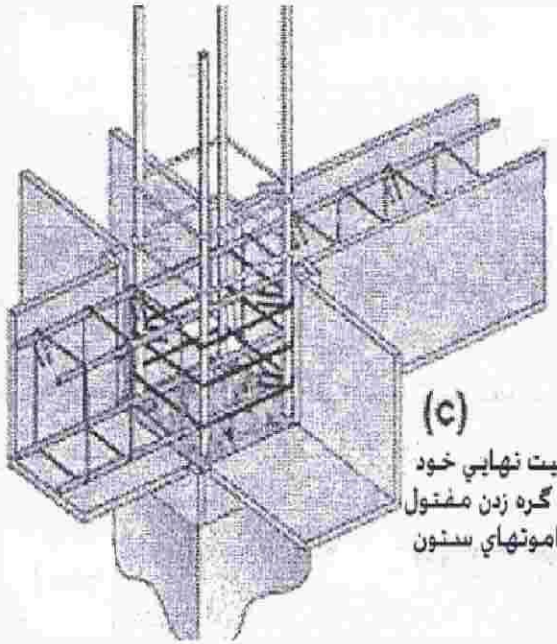
تیربا بیشترین ارتفاع



مرحله I :
آرماترهاي فوقاني تير گذاشته نمي شوند
وليکن خاموتهاي افقي محل گره روي هم
چيده مي شوند.



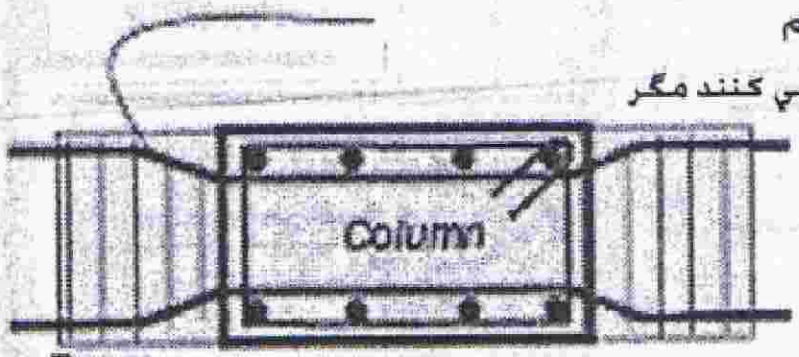
مرحله II :
آرماتورهاي فوقاني تير در داخل
خاموتهاي تير کار گذاشته مي شوند
و قفس آرماتور گذاري تير در داخل قالب
گذاشته مي شود



مرحله III :
خاموتهاي محل گره در موقعيت نهايي خود
قرار داده مي شوند . و بوسيله گره زدن مفتول
در محل خود تثبيت شده و خاموتهاي ستون
ادامه داده مي شود.

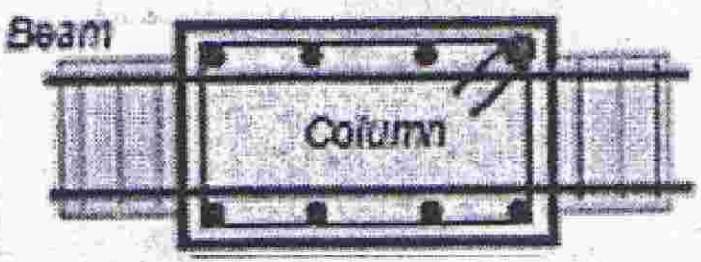
آرماتورهاي تير كه در محل گره خم
شده اند نيروي كشش را تحمل نمي كنند مگر
أنكه مستقيم شوند

a) اجراي ضعيف



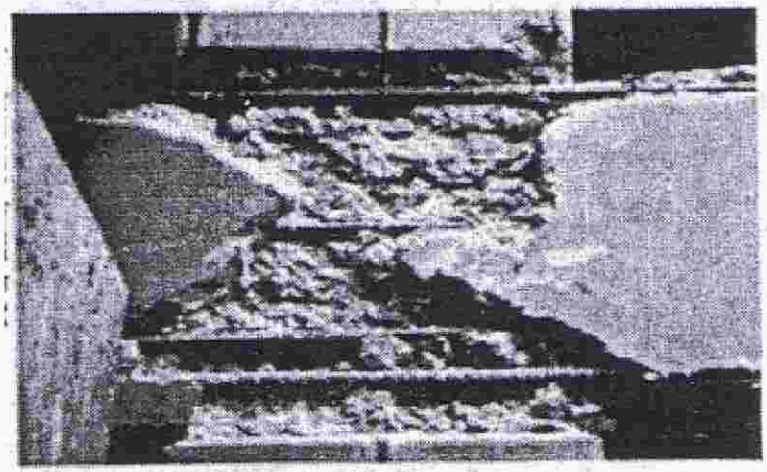
آرماتورهاي تير در داخل
آرماترهاي ستون و مستقيمند

b) اجراي خوب



خرابي برشي گره بتن
آرمه تير - ستون در
زلزله 1985 مكزيكو
سيتي . هنگاميكه
آرماتورهاي تير از خارج
سطح مقطع ستون
گذشته اند

(c



گيرداري آرماتورهاي تير در گرههاي مياني

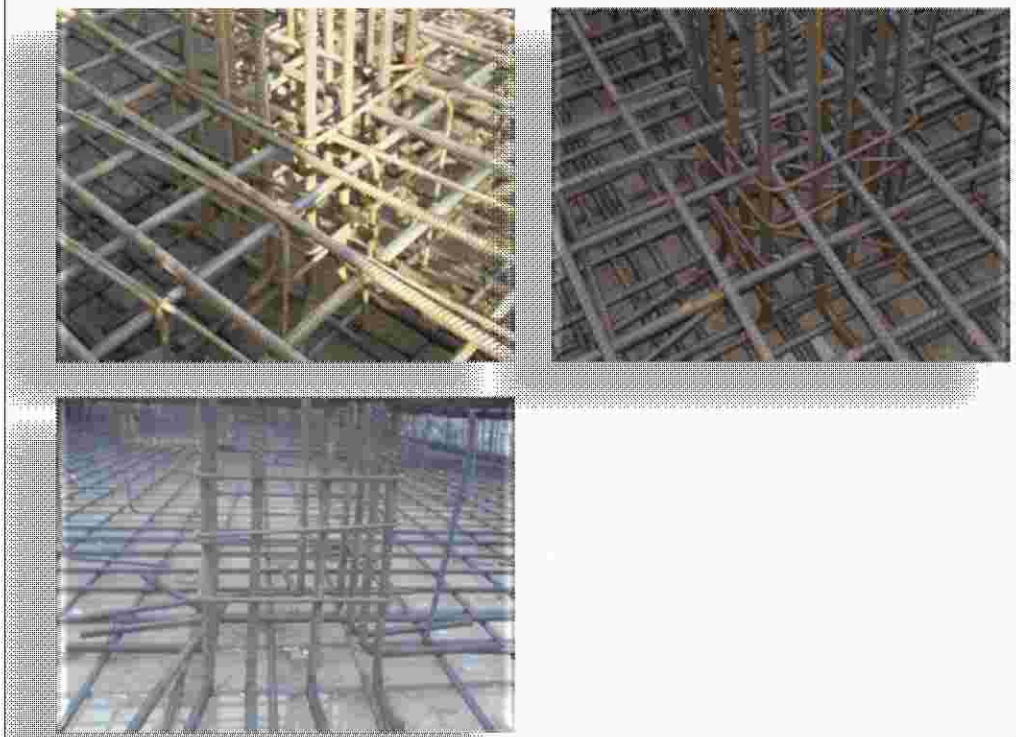
شكلهاي a , b پلان سطح مقطع گره را نشان ميدهد

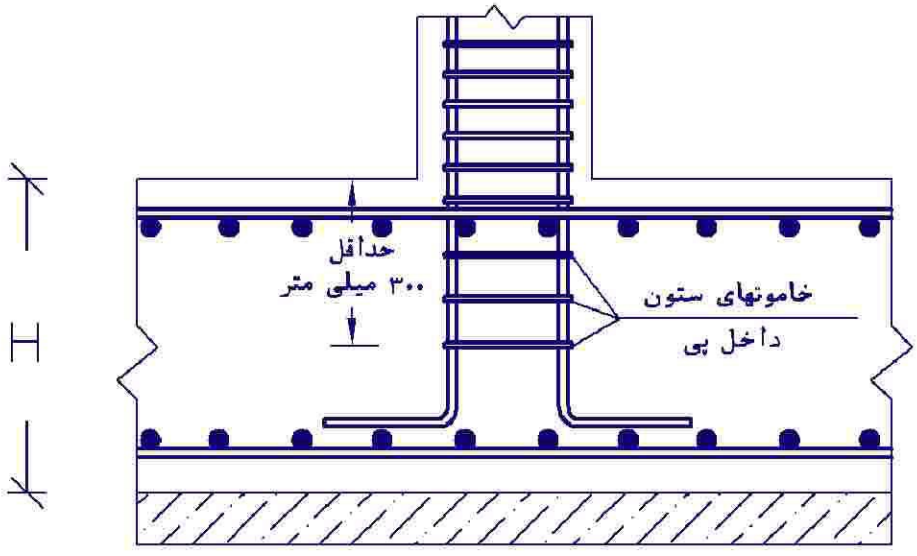
16 11:22 AM

۱۴- میلگردهای عرضی (خاموت) ستونها در محل اتصال در داخل پی مطابق بند (۹-۲۰-۳-۲-۲-۷) مبحث نهم کنترل و تعبیه گردند .

بند (۹-۲۰-۳-۲-۲-۷) مبحث ۹

در محل اتصال ستون به شالوده ، آرماتور طولی ستون که به داخل پی برده شده است باید در طول حداقل برابر با ۳۰۰ میلیمتر با آرماتور عرضی تقویت گردد.





۱۵- در طراحی میلگردهای برشی ستونها ضابطه بند (۹-۲۰-۳-۵) مبحث نهم کنترل گردد .

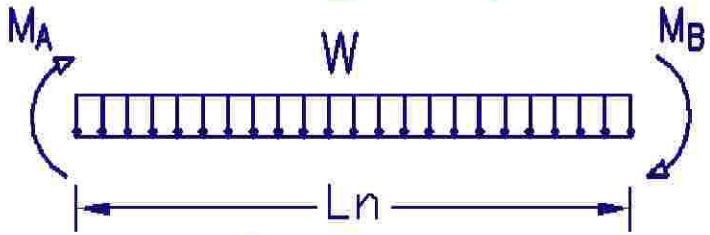
بند (۹-۲۰-۳-۵-۱) مبحث ۹

در اعضای تحت خمش و تحت نیروی محوری و خمش در قابها کنترل حالت حدی نهایی مقاومت در برش باید در اساس رابطه $Vu \leq Vr$ صورت گیرد . مقدار Vu در این رابطه بیشترین دو مقدار زیر است :

$$Vu = \max (Vu1 , Vu2)$$

الف – مجموع نیروی برشی ایجاد شده در عضو تحت بارهای قائم ، در صورت وجود و نیروی برشی همساز با لنگرهای خمشی اسمی (مدول ضریب) موجود در مقاطع انتهایی آن با فرض آنکه در این مقاطع مفصلهای پلاستیکی تشکیل شده اند .

$$Vu\ 1 = \frac{MA + MB}{Ln} + \frac{W.\ Ln}{2}$$



ب – نیروی برشی به دست آمده از تحلیل سازه زیر اثر بارهای نهایی ناشی از بارهای قائم و نیروی جانبی زلزله با فرض آنکه نیروی زلزله موثر به سازه دو برابر مقدار تعیین شده در مبحث ششم مقرارت ملی ساختمان منظور شود .

$$Vu\ 2 = Vu_{D+L} + 2 (Vu_E)$$

« اشاره به نکات ویژه در طرح تیرهای بتن آرمه »

۱- ضوابط محدودیت های هندسی تیرها مطابق با نوع شکل پذیری وضوابط ویژه طراحی در برابر حریق کنترل گردد .

بند (۹-۲۰-۳-۱-۱-۱) مبحث ۹

در اعضای خمشی قابها با شکل پذیری متوسط محدودیت های هندسی زیر باید رعایت شوند :

d: ارتفاع موثر مقطع

ln: طول دهانه آزاد

b: عرض مقطع عضو خمشی

h: ارتفاع مقطع عضو خمشی

b1: عرض ستون در امتداد عمود بر محور طولی عضو خمشی

a1: بعد دیگر مقطع ستون که بموازات محور عضو خمشی است

Δ: برون محوری هر عضو خمشی نسبت به ستونی که با آن قاب تشکیل میدهد.

محدودیتهای هندسی در اعضای خمشی

الف) $d \le ln/4$

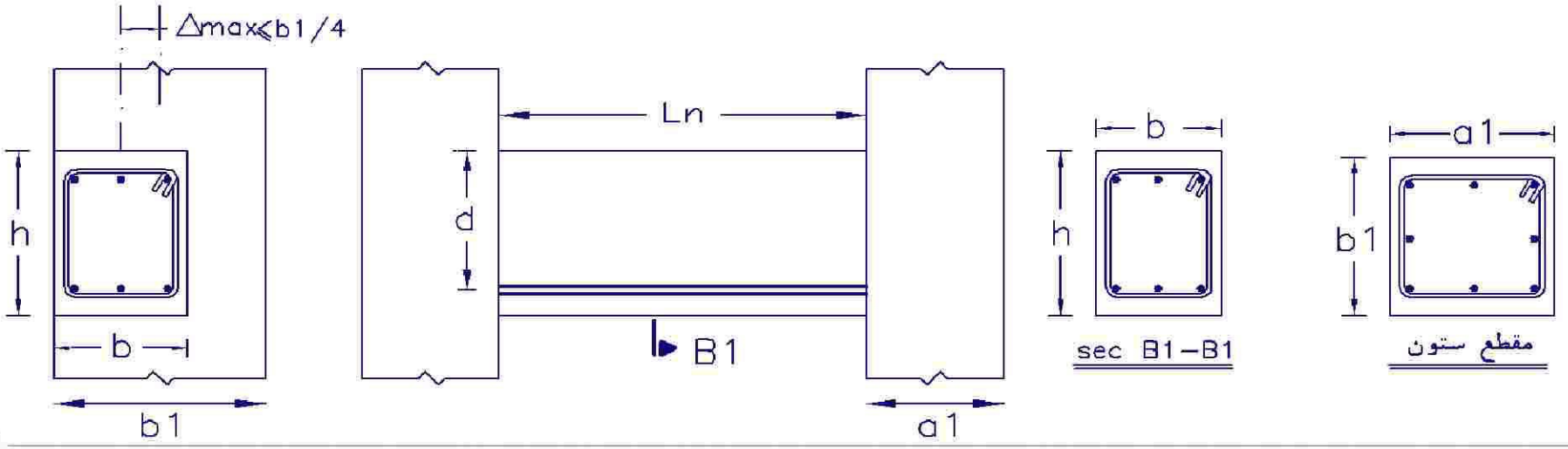
ب) $b \ge h/4$

ج) $b \le b_1+2(3h/4)$

د) $b \le b_1+2a_1/4$

ه) $b \ge 250\ mm$

و) $\Delta max \le 1/4\ b1$



بند (۹-۱۹-۴-۲) مبحث۹

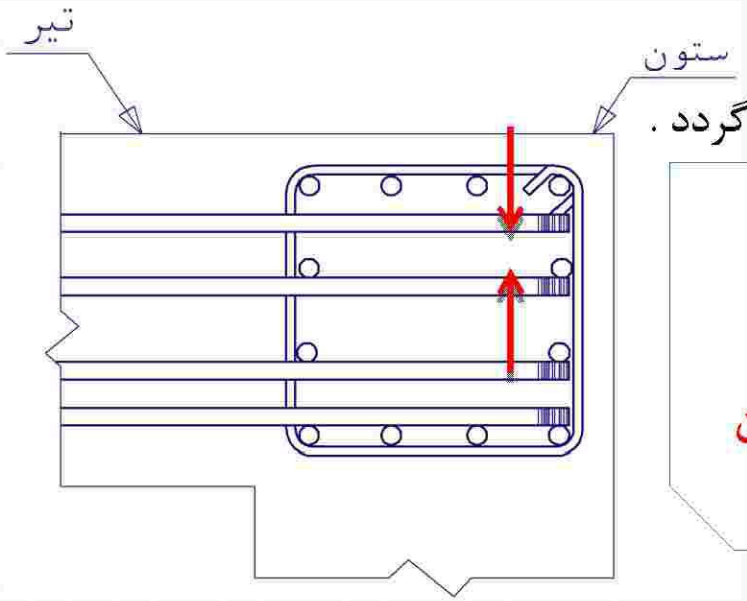
- ضوابط هندسی الزامی تیرها مطابق جداول (۹-۱۹-۴)و(۹-۱۹-۵)مبحث ۹ رعایت گردد.

۲- *حداقل و حداکثر درصد آرماتور طولی درتیرها* مطابق ضوابط شکل پذیری کنترل گردد .

بند (۹-۱۹-۴-۲) مبحث۹

درتمامی مقاطع عضوخمشی نسبت آرماتورها،هم درپایین وهم دربالا، نبایدکمترازمقادیر $0.25\sqrt{fc}/fy$, $1.4/fy$ ونسبت آرماتورهای کششی نباید بیشتراز 0.025 اختیارشود.حداقل دوآرماتور ۱۲میلیمترهم درپایین وهم دربالای مقطع درسراسرطول ادامه یابند.

۳- *حداقل فاصله آرماتورها درتیرها*(به ویژه در محل های پر تراکم (مانند اتصالات) با توجه به وجود میلگردهای ستون ، مطابق ضوابط کنترل گردد .

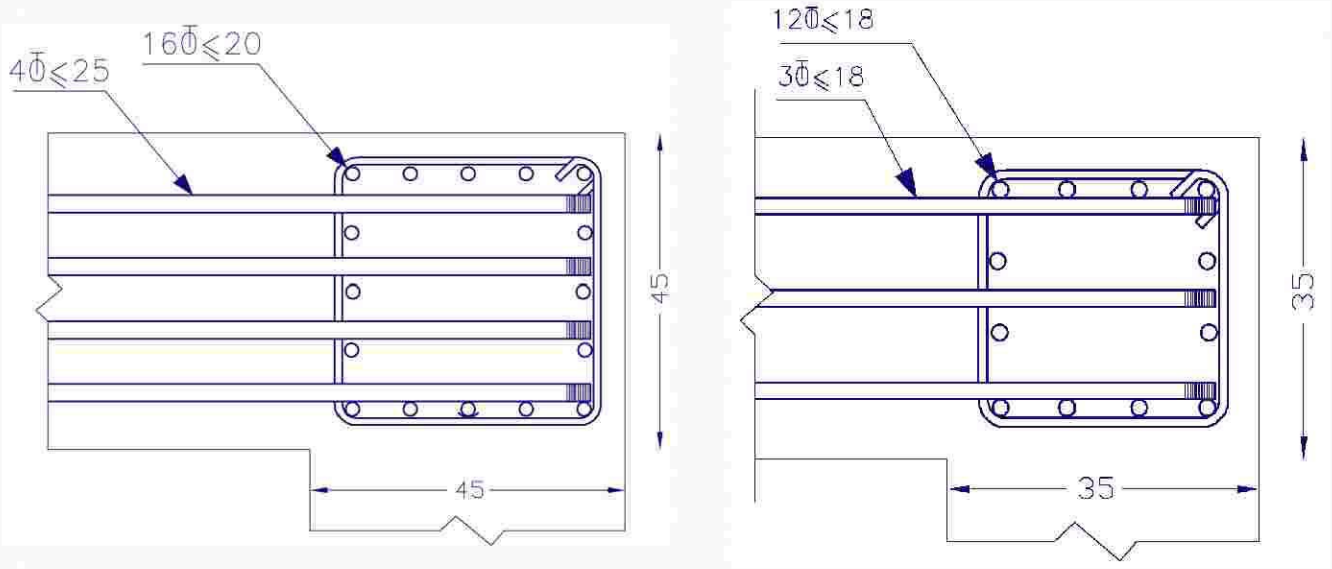


بند (۹-۱۱-۱-۱-۱) مبحث۹

فاصله آزادبین هردومیلگردموازی واقع دریک سفره نبایدازهیچیک ازمقادیرزیرکمترباشد:

الف-قطرمیلگردبزرگتر ب-۲۵ میلیمتر ج-۳۳/۱برابرقطربزرگترین سنگدانه بتن

نمونه ای ازپلانهای اتصال گوشه تیر به ستون به منظور رعایت محدودیت تعداد میلگردها درتیر



۴- حداکثر فاصله آرماتورها ، با توجه به ضابطه محدودیت عرض ترک کنترل گردد .

بند (۹-۱۱-۵-۳-۱) مبحث ۹

درتیرها توزیع آرماتورخمشی باید براساس ضوابط مربوط به ترک خوردگی صورت گیرد.

❊ ❊ ❊

بند (۹-۱۴-۳-۲) مبحث ۹

❊محاسبه عرض ترک خوردگی :

۹-۱۴-۳-۲-۱- در تیرها و دال های یکطرفه مقدار عرض ترک خوردگی را می توان از رابطه زیر محاسبه کرد :

$$W = 13 \times 10^{-6} \; fs \; \sqrt[3]{dc.A}$$

شرایط محیطی ملایم ، متوسط و شدید ⟹ $fs \leq 2/3\ fy$

شرایط محیطی خیلی شدید و فوق العاده شدید ⟹ $fs \leq 1/2\ fy$

❊محدودیت عرض ترک خوردگی (در تیرها و دال های یکطرفه):

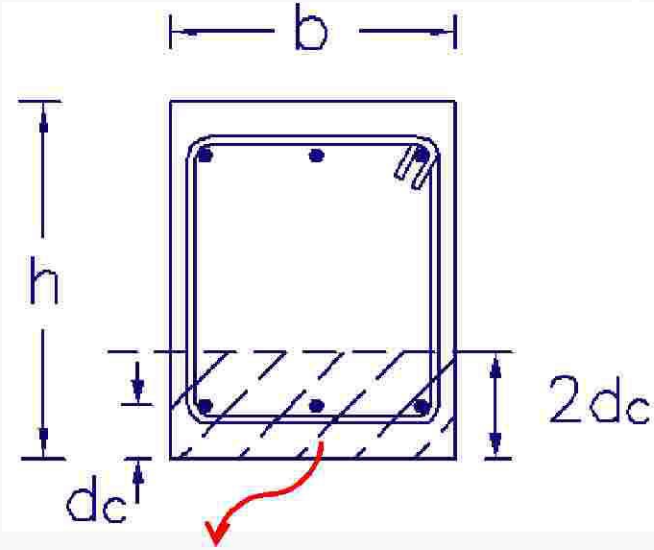
شرایط محیطی ملایم یا متوسط ⟹ $W \leq 0.35$ mm

شرایط محیطی شدید ⟹ $W \leq 0.2$ mm

شرایط محیطی خیلی شدید و فوق العاده شدید ⟹ $W \leq 0.1$ mm

$$W = 13 \times 10^{-6}\ fs\ \sqrt[3]{dc.A}$$

$$A = \frac{\text{سطح مقطع موثر کششی}}{\text{تعداد میلگردها}}$$



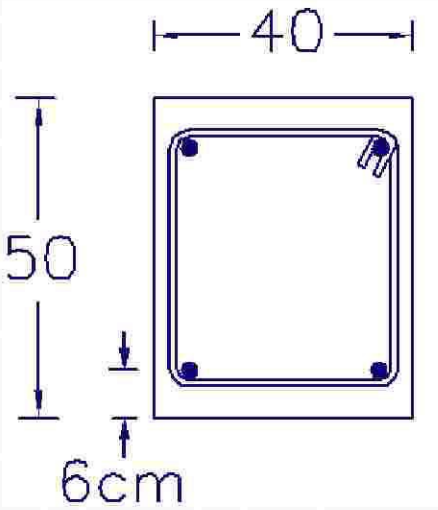
کنترل فاصله آرماتورها در یک تیر باشرایط محیطی متوسط با مقطع زیر :

$$fs = 0.67\ fy = 0.67 \times 400 = 268\ \text{Mpa}$$

$$A = \frac{120 \times 400}{2} = 24000$$

$$W = 13 \times 10^{-6} \times 268 \times \sqrt[3]{60 \times 24000} = 0.393\ \text{mm} > 0.35\ \text{mm}$$

N.G



۵- مقادیر طول همپوشانی میلگردهای طولی در شبکه بالا و پایین تیرها مطابق ضوابط آیین نامه کنترل گردد . که در هر حال مطابق ضوابط آیین نامه جهت میلگردهای با $f_y=4000\ kg/cm^2$ در بتن با $f'c=210\ kg/cm^2$ مطابق مبحث نهم از حداقل $\alpha\ d_b$ کمتر باشد

الف) برای میلگردهای سایز $\alpha=52\ :\ \emptyset\leq 20mm$

ب) برای میلگردهای سایز $\alpha=65\ :\ \emptyset\ \square\ 20mm$

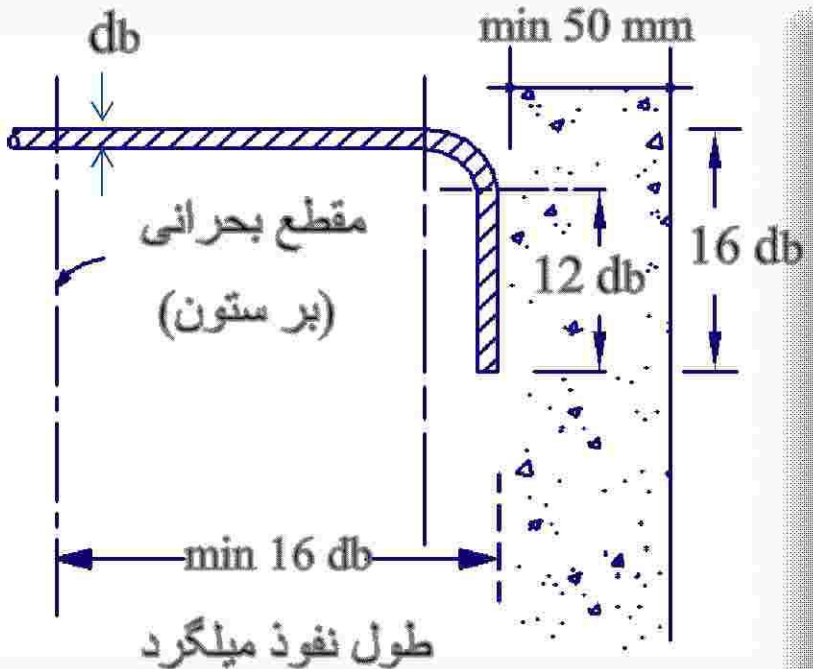
ج) برای میلگردهای شبکه بالای تیرهای با ارتفاع ۴۰ سانتی متر یا بالاتر (و در پی ها) :

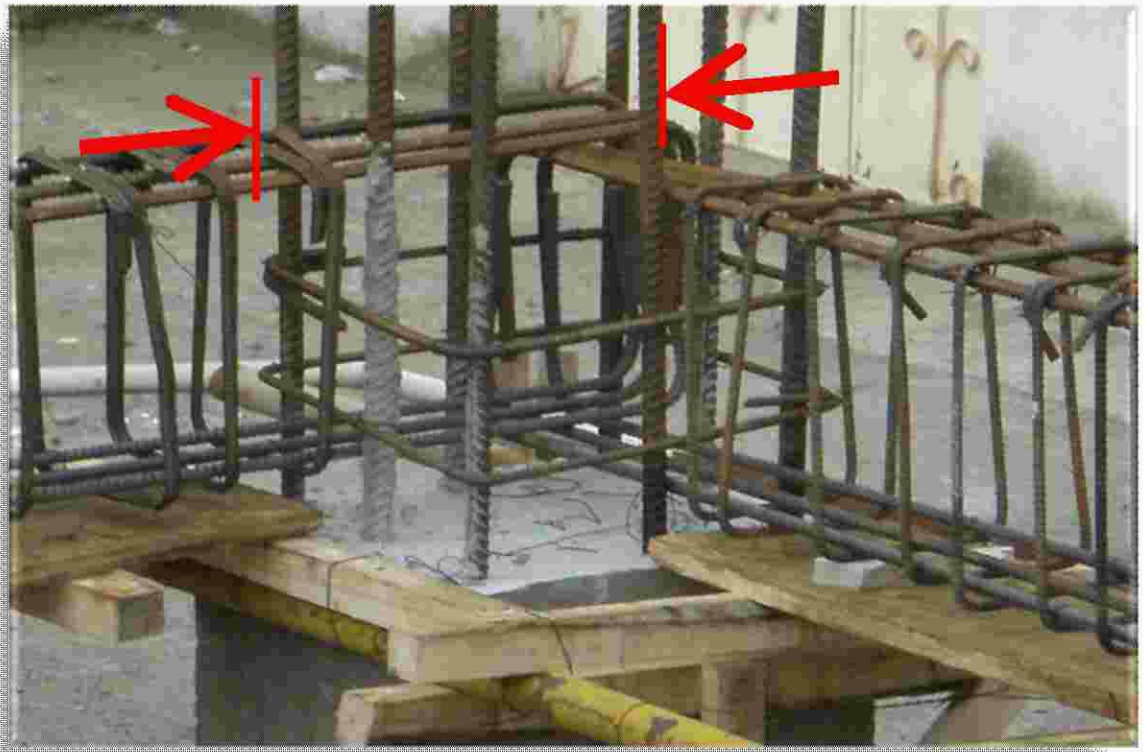
$\alpha=65\ :\ \emptyset\leq 20mm$

$\alpha=85\ :\ \emptyset\ \square\ 20mm$

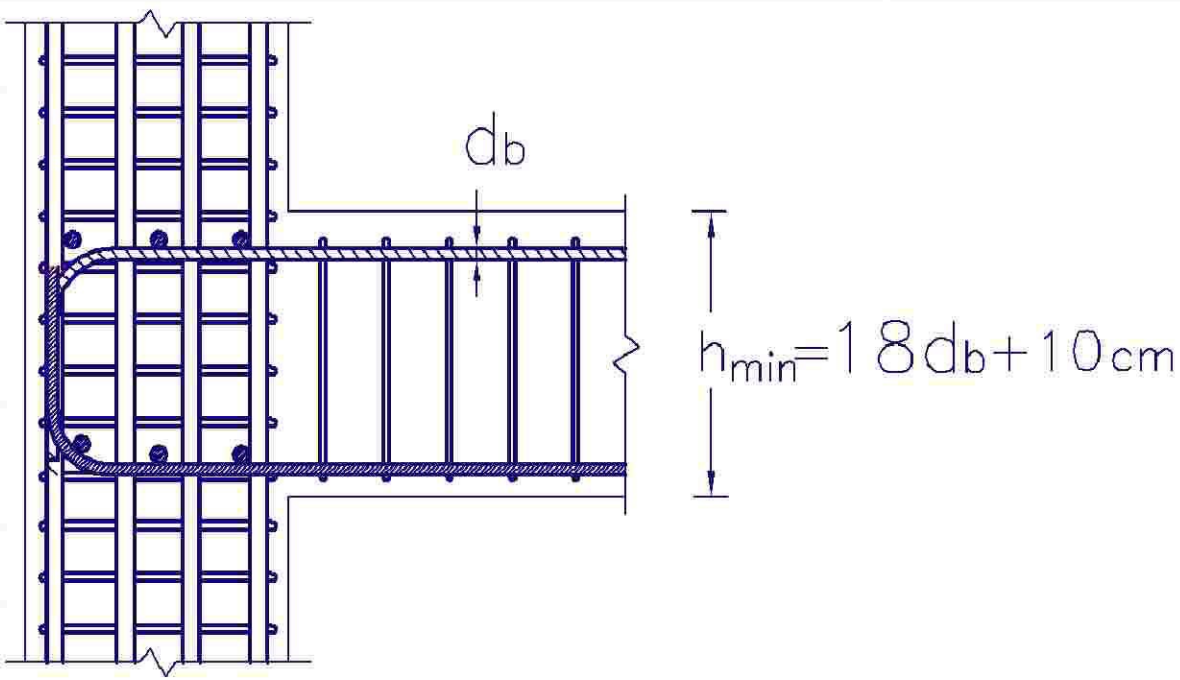
۶- مقادیر طول نفوذ میلگردهای انتخابی با توجه به بعد ستون کنترل گردد .

۷- مقادیر طول خمهای ۹۰ درجه میلگرد های طولی تیرها با توجه به سایز میلگردها مشخص گردد .





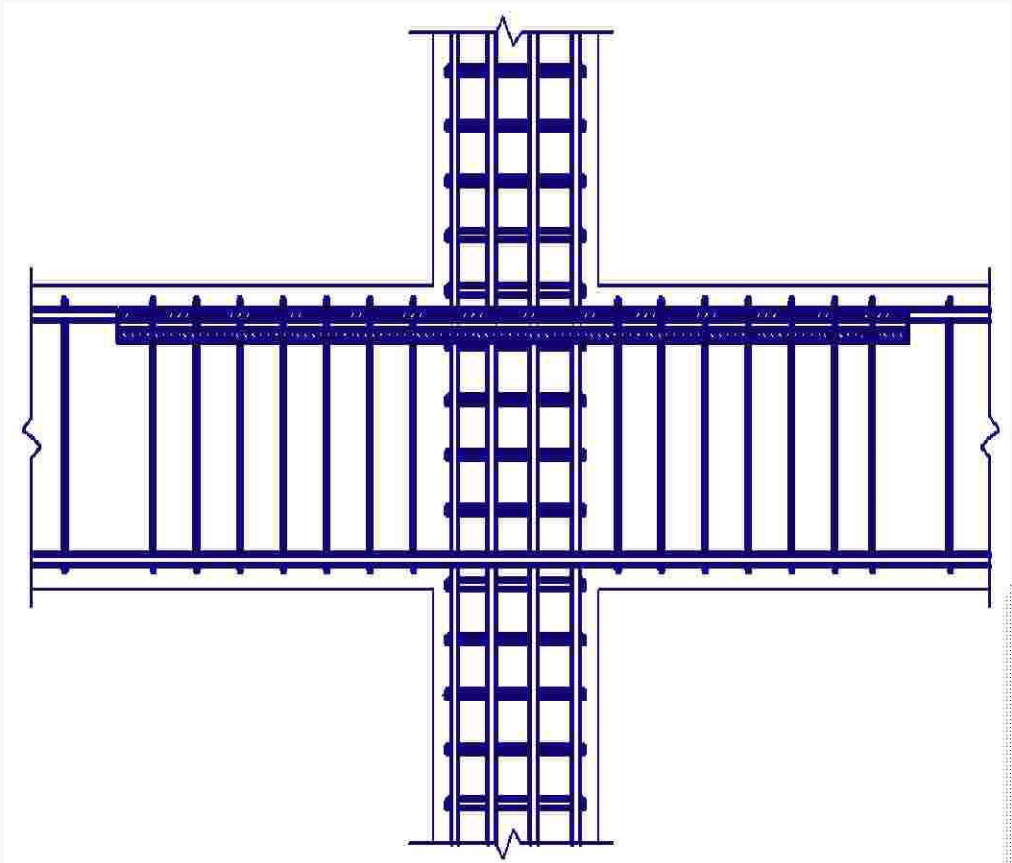
۸- ارتفاع مقطع تیرها به لحاظ اجرایی متناسب با طول خم انتهایی میلگردهای تیر باشد .



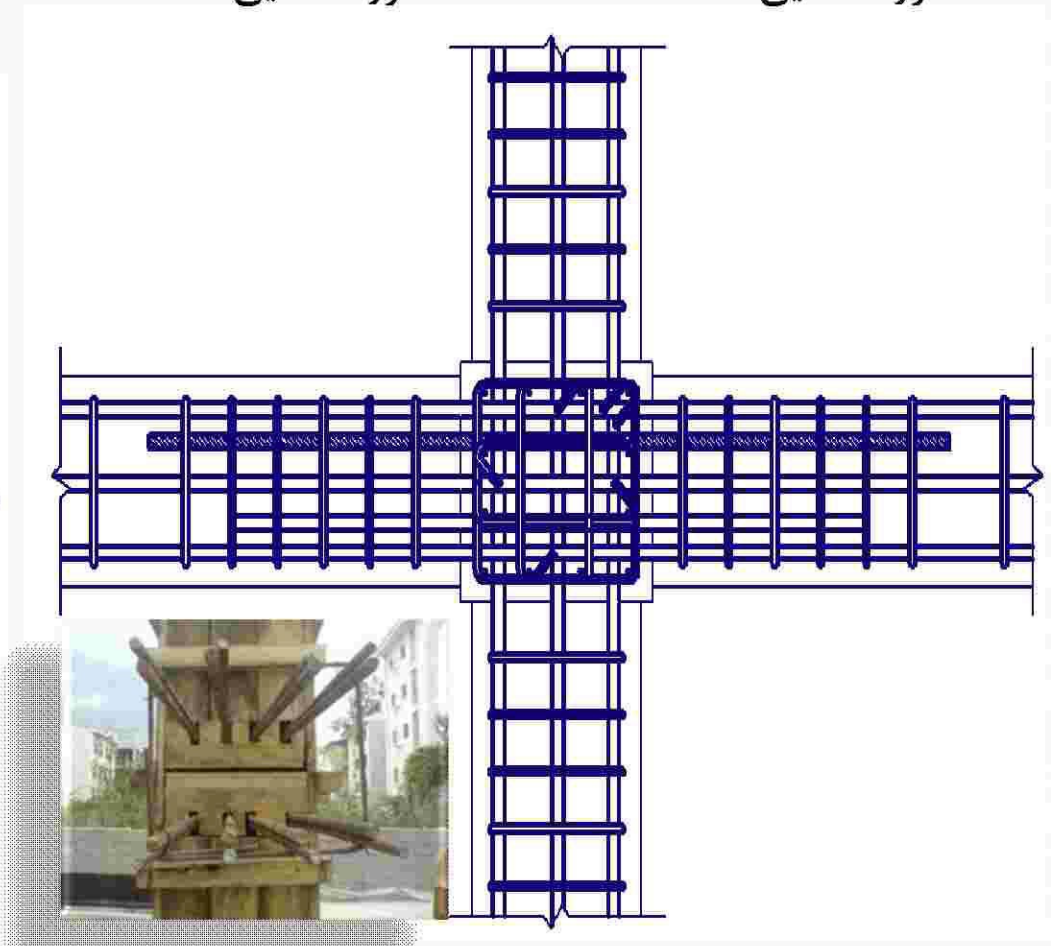
۹- در محل های پر تراکم در صورت استفاده از گروه میلگردها ، ***طول مهار*** با توجه به ضوابط *گروه میلگردها* کنترل شود .

** جهت میلگردهای گروه شده، طول مهاری مستقیم (Ld)یا طول مهاری میلگردقلابداردرکشش(Ldh)به شرح زیر می باشد :

۱-گروه ۲ تایی : Ld ۲-گروه ۳ تایی : 1.2 Ld ۳-گروه ۴ تایی : 1.33 Ld

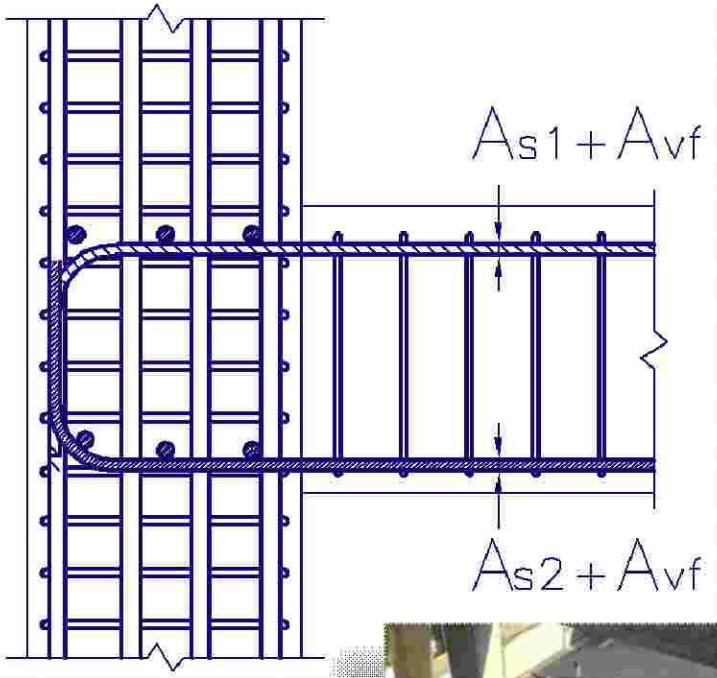


(نما)



(پلان)

توجه : باتوجه به اجرای بتن ریزی جداگا نه تیرهای نیم طبقه راه پله و ستون در محل اتصال بتن جدید و قدیم میلگردهای برشی اصطکاکی مطابق بند ۹-۱۲-۱۳ محاسبه و اعمال گردند



As1 , A s2: قطرمیلگردخمشی-پیچشی

Avf : قطرمیلگرد برش اصطکاکی

۱۰- در محاسبه میلگردهای عرضی در تیرها ضوابط بند (۹-۲۰-۳-۵) مبحث نهم در نظر قرار گیرد .

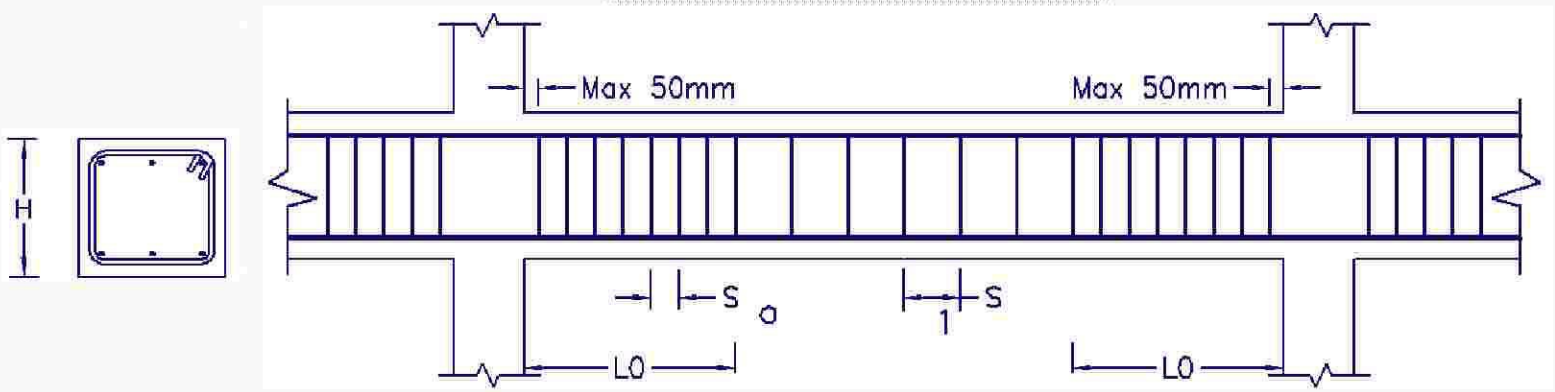
۱۱- خاموتگذاری در تیرها مطابق با ضوابط شکل پذیری در محل های ممکن جهت تشکیل مفصل پلاستیک منظور گردد .

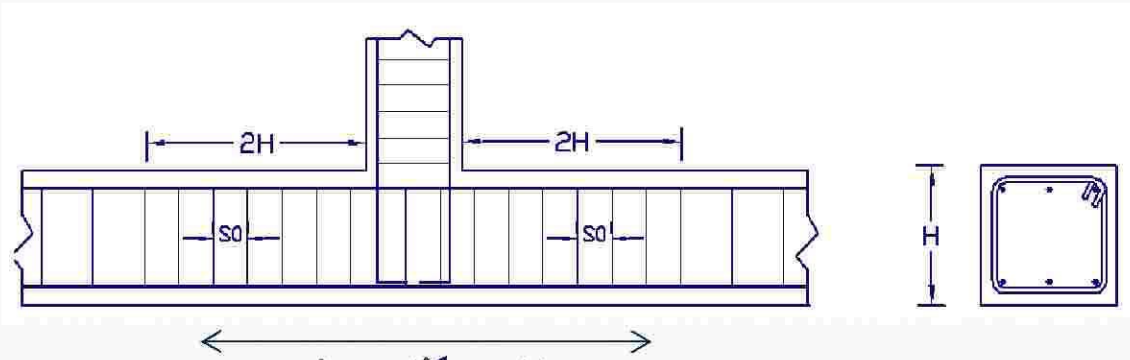
۱۲- در خاموتگذاری تیرها ضوابط ویژه در برابر حریق کنترل گردد .

بند (۹-۱۹-۴-۲) مبحث۹

- *میلگردهای طولی* تیرها بایددرعرض تیرتوزیع شده و*میلگردهای عرضی* نیز علاوه بر خاموت خارج دربخش میانی مقطع تعبیه گردند.

$$((N_u \le 0.15 \, \emptyset_c \, f_c \, A_g))$$





اتصال تودلی تیرها :

خاموت گذاری ویژه

L0= Max
- 2H: ازبرتکیه گاه بسمت وسط دهانه
- 2H: درهردوسمت مقطعی که درآن امکان تشکیل مفصل پلاستیک وجودداشته باشد.
- طولی که درآن برای تامین ظرفیت خمشی نیاز به میلگرد فشاری باشد.

S0= Min
- d/4
- 8 db
- 24 db1
- 300 mm

۱۳- ضوابط ویژه طراحی در برابر پیچش تیرها ، بویژه در تیرهایی که به دالهای پله ؛ دالهای کنسول و ... قرار دارند ، بررسی و آرماتوهای محاسباتی(خاموتهاوآرماتورهای طولی) این بخش همراه با مقادیر برشی و خمشی منظور گردد .

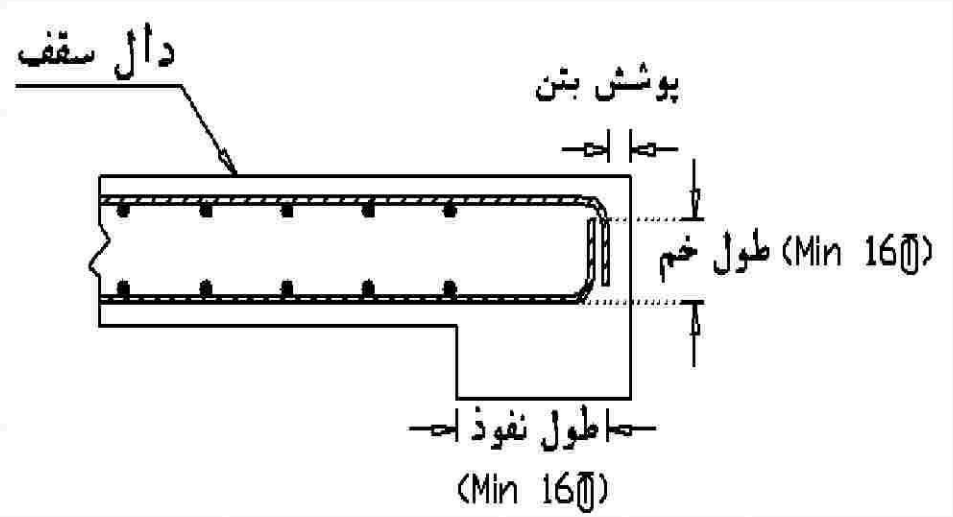
بند (۹-۱۲-۹-۱) مبحث ۹ (ترکیب پیچش وخمش)

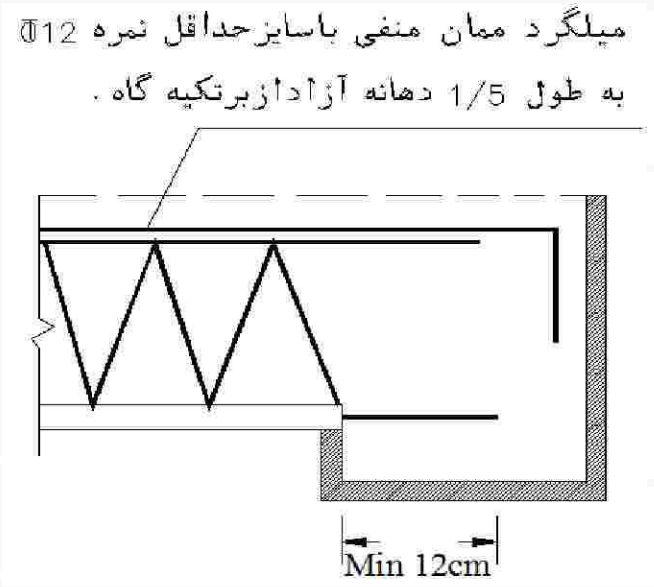
آرماتورهای پیچشی را میتوان باتوجه به اندرکنش برش-پیچش وخمش-پیچش باآرماتورهای لازم برای سایرمقاومتها ترکیب کردبه شرطی که مقدارآرماتوربکاربرده شده برابر بامجموع مقادیر لازم برای هریک از عوامل موردنظر باشد.

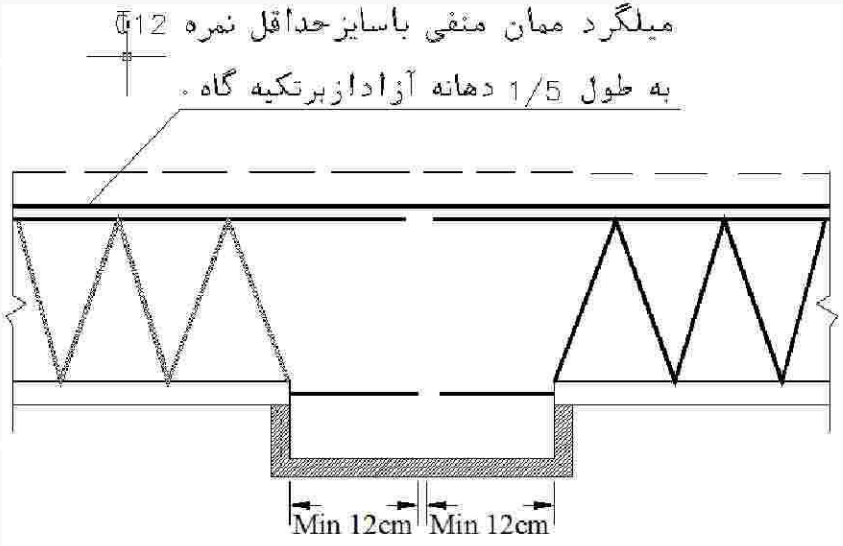
بند (۹-۱۲-۱۲-۱) مبحث ۹ (اثر توأم برش و پیچش)

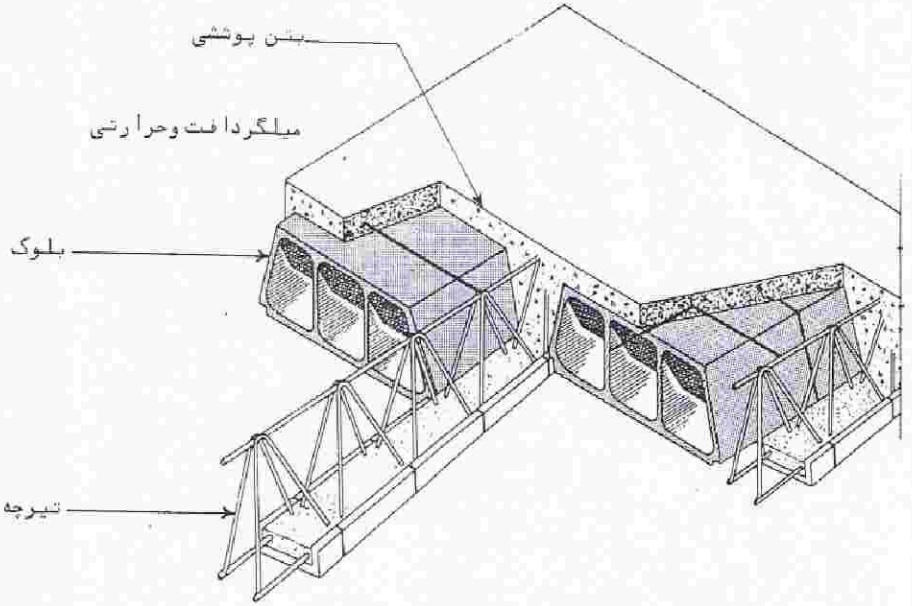
برای طراحی اعضای تحت اثر برش وپیچش باید مقطع را یک بار برای برش وباردیگربرای پیچش طراحی نمود.آرماتورهای بدست آمده درهریک ازحالات یادشده باهم جمع شده ودرعضو مورد نظربه کاربرده می شوند.این آرماتورهادرصورت لزوم به آرماتورهای موردنیاز برای سایرمواردافزوده می شوند.

۱۴- در جزئیات اتصال انواع سیستم های سقف به تیر (مانند جزئیات طول نفوذ میلگردهای سقف در تیر و میزان خم آنها و ...) ارائه گردند .

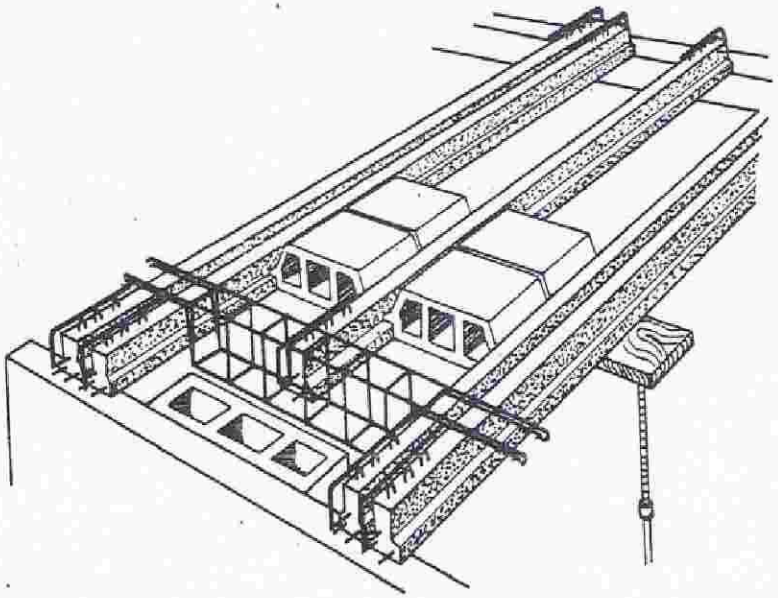




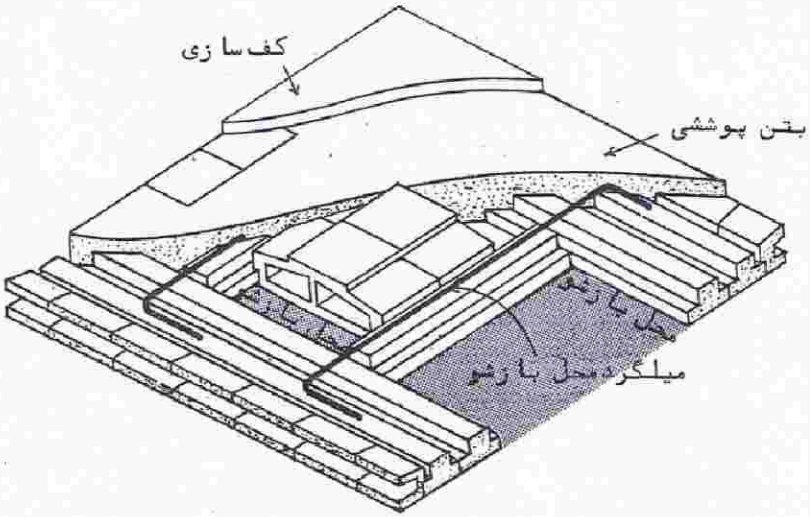




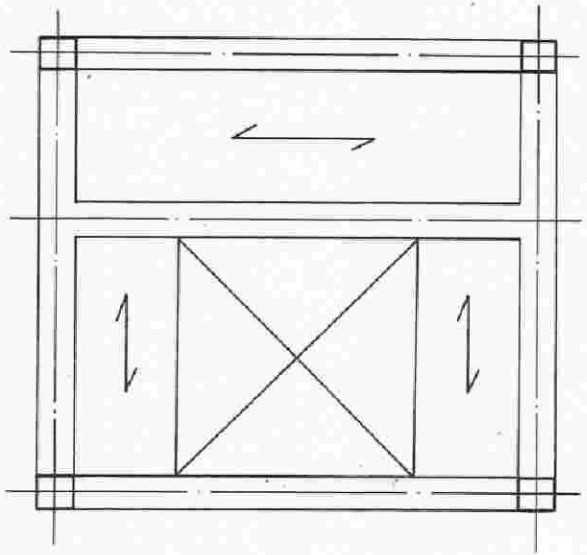
مقطع نوار T شکل در سقف تیرچه و بلوک



. طرز اجرای بازشوهای متوسط

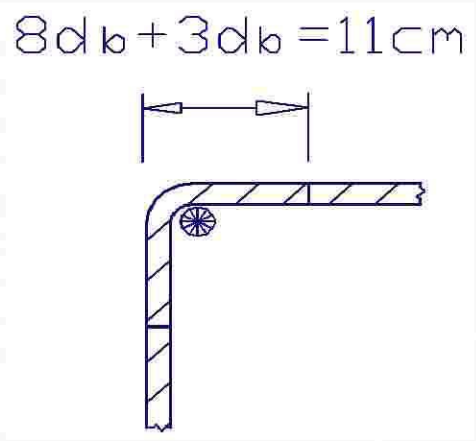


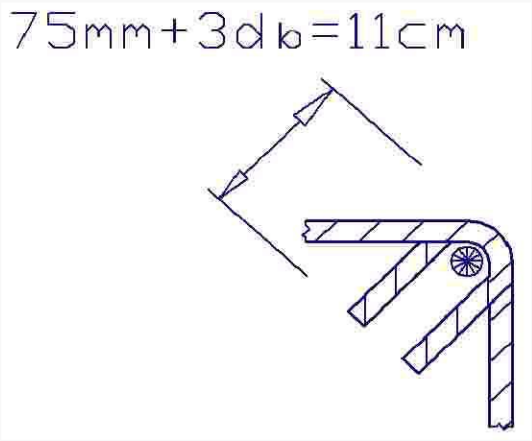
طرز اجرای بازشوهای کوچک



طرز اجرای بازشوهای بزرگ

۱۵- جزئیات مقدار خم قلاب انتهایی خاموتها در نقشه ها مشخص گردند .





۱۶ - درخصوص محل قطع میلگرد تیرها از بر ستون Max(L/3 , 55db) کنترل گردد.