



**سازمان نظام مهندسی ساختمان
استان قزوین**

بنام یگانه مهندس هستی

سازمان نظام مهندسی ساختمان استان قزوین

کمیسیون تخصصی سازه

فهرست عناوین

- ۱- تعاریف اولیه و مشخصات مصالح
- ۲- بارگذاری و ترکیب بارها
- ۳- اعمال ضرایب ترک خوردگی به سازه
- ۴- ضریب زلزله
- ۵- تحلیل سازه ها و کنترل های لازم پس از تحلیل شامل کنترل پیچش سازه، کنترل جابجایی نسبی طبقات
- ۶- تحلیل طیفی و همپایه کردن برشهای پایه و اعمال نوع تحلیل طیفی به سازه
- ۷- طراحی سازه ها و کنترلهای پس از طراحی
- ۸- دیوارهای برشی
- ۹- فونداسیون
- ۱۰- طراحی دال ها، کنترل های مربوط به دال ها شامل کنترل خیز دال، کنترل ارتعاش در دال ها

۱- تعاریف اولیه و مشخصات مصالح مصرفی

۱-۱- مشخصات مصالح مصرفی در سازه های بتن آرمه

۱-۱-۱- بتن

وزن مخصوص بتن مطابق مبحث ۹ ویرایش ۱۳۹۹

مقاومت مشخصه فشاری بتن (f'_c)، مطابق بند ۳-۳-۳-۹ مبحث ۹ ویرایش ۱۳۹۹، این مقدار بین کمینه ۲۰ و بیشینه ۵۰ مگاپاسکال میباشد. برای طراحی ها در استان قزوین با توجه به شرایط و امکانات موجود در استان این مقدار بین کمینه ۲۵ و بیشینه تا ۳۵ مگاپاسکال تعریف می شود. این مقدار مقاومت برای طرحهای روستایی این مقدار تا ۲۱ مگاپاسکال قابل کاهش می باشد. گفتنی است در صورت استفاده طراح از مقاومت بالای ۳۵ مگاپاسکال ارائه طرح اختلاط مورد تایید مراجع ذیصلاح در دفتر چه محاسبات سازه الزامیست.

مقدار وزن مخصوص بتن مطابق آمارها و مطالعات آزمایشگاهی سالیان گذشته برابر ۲۳۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب بوده که باید از این مقدار جهت محاسبه مدول الاستیسیته بتن بشرح زیر استفاده گردد:

$$E_c = 0.043 W_c^{1/2} f'_c \longrightarrow E_c = 4899 \sqrt{f'_c}, u = 0.2$$

همچنین وزن مخصوص فولاد نیز برابر ۷۸۵۰ کیلوگرم بر متر مکعب در نظر گرفته شود.

۱-۱-۲- آرماتورها

مقاومت مشخصه آرماتورها مطابق رده بندی آرماتورها جدول ۹-۴-۱ صفحه ۶۲ بین ۴۰۰ تا ۴۲۰ مگاپاسکال می باشد. این اعداد بیانگر تنش تسلیم آرماتورها میباشند.

۱-۲- الزامات استفاده از سیستم های سازه ای: وقتی سازه معرفی می شود (در حالت نرم مشکلی نیست ولی اگر از حالت نرم خارج شد حتما طراح عنوان کند که به چه علتی از این سیستم سازه ای استفاده شده است).

۲- بارگذاری و ترکیب بارها

در این قسمت بارهای وارده به ساختمان به همراه ترکیب بارهای مورد نیاز جهت تحلیل و طراحی سازه بتن آرمه مورد بحث قرار می گیرد. در کل مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران سه نوع بار شامل بار متمرکز، بار گسترده خطی و بار گسترده سطحی باید به سازه وارد شود. مقادیر این بارها نیز مطابق مبحث ششم مقررات ملی بدست آمده و به سازه اعمال می شوند.

۱-۲- بار متمرکز

مقادیر این بارها برای حالت های مرده و زنده می تواند برای سازه تعریف شود. مقادیر لازم بعنوان بارهای زنده متمرکز مطابق جدول ۶-۱-۵ مبحث ششم بایستی به سازه اعمال گردد.

۲-۲- بارهای گسترده خطی

مهمترین این بارها، بار خطی دیوارهای پیرامونی می باشد. وزن واحد سطح دیوارهای پیرامونی برحسب کیلوگرم بر متر مربع به صورت زیر بدست می آید:

مقدار بار (کیلوگرم بر مترمربع)	وزن مخصوص (کیلوگرم بر مترمکعب)	ضخامت (سانتیمتر)	مصلح
۵۶	۲۸۰۰	۲	سنگ نما
۴۲	۲۱۰۰	۲	ملات ماسه سیمان
۱۷۰	۸۵۰	۲۰	آجر مجوف باملات ماسه و سیمان
۲۴	۱۶۰۰	۱/۵	ملات گچ و خاک
۱۳	۱۳۰۰	۱	ملات گچ
۳۰۵			مجموع

برای محاسبه بار خطی دیوارهای پیرامونی مقدار عدد بدست آمده از مجموع بار باید در مساحت دیوار (پس از کسر بازشوها) ضرب شود. عدد بدست آمده برای ارتفاع مسکونی (۳/۴ متر) پس از کسر بازشوها حدود ۲/۱ تا ۲/۲ بدست می آید. بنابراین مقدار بار خطی پیرامونی برای ارتفاع ۳/۴ برابر مقدار زیر بدست می آید:

۲/۱ الی ۲/۲ : ۶۴۰ کیلوگرم بر متر

در حالت کلی از ۶۵۰ کیلوگرم بر متر استفاده گردد.

بار تیغه های داخلی مطابق مبحث ششم به بار سطحی کف اضافه می گردد.

۳-۲- بارهای گسترده سطحی

۲-۳-۱ - بارگسترده سقف تیرچه و بلوک سفالی

وزن کل (کیلوگرم بر مترمربع)	وزن مخصوص (کیلوگرم بر مترمکعب)	ضخامت (سانتیمتر)	مصالح
۵۶/۳	۲۲۵۰	۲/۵	موزاییک
۴۲	۲۱۰۰	۲	ملات ماسه و سیمان
۱۵			گونی اندود دولایه
۶۵	۱۳۰۰	۵	بتن با پوکه و سیمان
۱۲۰	۲۴۰۰	۵	دال بتنی
۹۶	۲۴۰۰	۲	بتن بین بلوکها
۳۲	۱۶۰۰	۲	ملات گچ و خاک
۱۳	۱۳۰۰	۱	ملات گچ
۸۰			بلوک
۵۱۹/۳			جمع

مقدار بار بتن جداگانه به سیستم اعمال شده که پس از کسر مقدار بار بتن این عدد برای سقف های تیرچه بلوک و انواع دال های متعارف بشرح زیر است :

- سقف تیرچه و بلوک با بلوک سفالی یا سیمانی برابر ۳۰۰ کیلوگرم بر متر مربع

- سقف تیرچه و بلوک با بلوک یونولیتی ۲۲۰ کیلوگرم بر متر مربع

۲-۳-۲- سقف وافل برابر ۱۹۰ کیلوگرم بر متر مربع

۲-۳-۳- سقف یوبوت برابر ۱۸۰ کیلوگرم بر متر مربع

به همه بارهای سطحی بالا بار تیغه بندی نیز به تناسب اعمال می گردد.

۲-۴- بارهای زنده نیز مطابق مبحث ششم مقررات ملی بایستی متناسب با کاربری آن قسمت از سازه به آن اعمال گردد.

۲-۵- بار قائم زلزله E_v :

در خصوص بار قائم زلزله در شهرهای استان قزوین بجز تاکستان و آوج، که در پهنه با خطر پذیری بسیار زیاد قرار دارند مقدار بار قائم زلزله به شرح زیر در نظر گرفته می شود:

$$E_v = 0.16 A I W_p$$

W_p : شامل بار مرده، درصدی از بار زنده، بعلاوه بار تاسیسات

A: شتاب مبنای طرح

جدول ۱-۲ نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه‌خیزی مختلف

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰/۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰/۳۰
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰/۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰/۲۰

۱: ضریب اهمیت ساختمان

بر اساس استاندارد ۲۸۰۰

مطابق بند ۹-۳-۳ استاندارد ۲۸۰۰ مقدار بار قائم زلزله باید در موارد زیر به سازه اعمال گردد:

- کل سازه ساختمانهایی که در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد واقع شده اند.
- تیرهایی که دهانه آنها بیشتر از ۱۵ متر می باشد همراه با ستونها و دیوارهای تکیه گاهی آنها
- تیرهایی که بار متمرکز قابل توجهی در مقایسه با سایر بارهای منتقل شده به تیر را تحمل میکنند

مقدار این نیرو با توجه به رابطه ذکر شده و پهنه خطر نسبی بسیار زیاد بشرح زیر بدست می آید:

(بار زنده بالکن) $0.6A1$

۲-۶- ترکیب بارها

۲-۶-۱- ترکیب بارهای استاتیکی

Dead: بار مرده شامل وزن اسکلت

Super Dead (SDL): بار مرده ناشی از کفسازی ها و تاسیسات و تجهیزات ثابت

LL: بار زنده که مقدار آن از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان بدست می آید.

$\pm S$: بار برف که مقدار آن با توجه به منطقه از آیین نامه بارگذاری بدست می آید.

LR: بار زنده بام که مقدار آن از آیین نامه بارگذاری بدست می آید.

LP: بار زنده پارکینگ که مقدار آن از آیین نامه بارگذاری بدست می آید.

E: بار زلزله که شامل زلزله در یک راستا بعلاوه ۳۰ در صد زلزله در راستای عمودی بعلاوه اثر نیروی قائم زلزله می باشد. همچنین

شامل نیروهای زلزله با برون محوری مثبت و منفی نیز می باشد.

Ex : نیروی زلزله در راستای X بدون خروج از مرکزیت

EPX : نیروی زلزله در راستای X باخروج از مرکزیت مثبت

ENX : نیروی زلزله در راستای X باخروج از مرکزیت منفی

EY : نیروی زلزله در راستای Y بدون خروج از مرکزیت

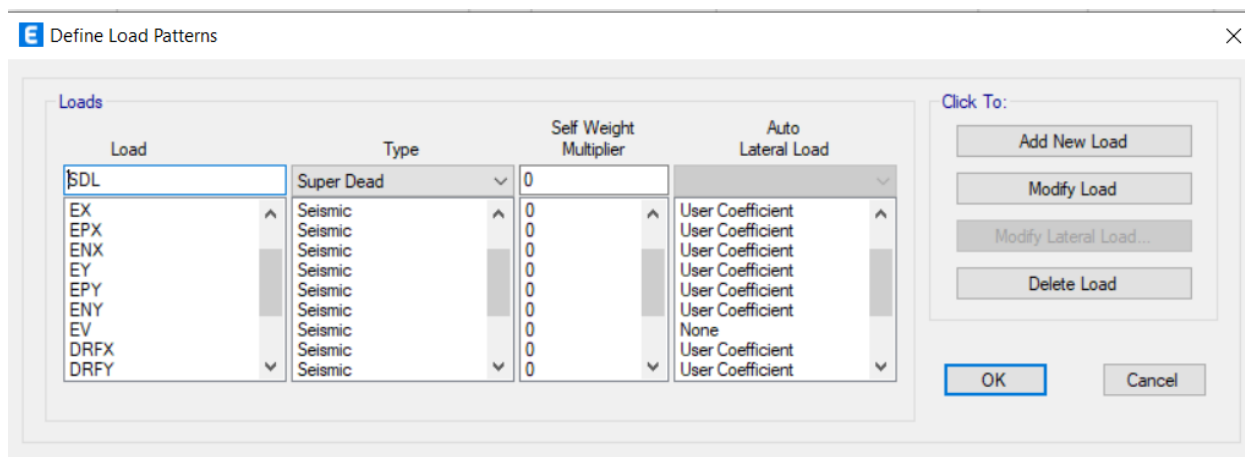
EPY : نیروی زلزله در راستای Y باخروج از مرکزیت مثبت

ENY : نیروی زلزله در راستای Y باخروج از مرکزیت منفی

$$E = \pm E_x \pm 0.3 E_y \pm E_v \quad \& \quad E = \pm E_y \pm 0.3 E_x \pm E_v$$

$$E = \pm E_{PX} \pm 0.3 E_y \pm E_v \quad \& \quad E = \pm E_{PY} \pm 0.3 E_x \pm E_v$$

$$E \pm E_{NX} \pm 0.3 E_y \pm E_v \quad \& \quad E = \pm E_{NY} \pm 0.3 E_x \pm E_v$$



DL Combo : Dead + SDL

LL Combo : LL + LP

LS Combo : LS

LR Combo : LR

۱) $1/41$ DL Combo

۲) $1/2$ DL Combo + $1/6$ LL Combo + 0.5 LSCombo

۳) $1/2$ DL Combo + $1/6$ LL Combo + 0.5 LR Combo

- ۴) $1/2 \text{ DL Combo} + 1 \text{ LL Combo} + 1/6 \text{ LR Combo}$
 ۵) $1/2 \text{ DL Combo} + 1 \text{ LL Combo} + 1/6 \text{ LS Combo}$
 ۶) $1/41 \text{ DL Combo} + 1 \text{ LL Combo} + 0/2 \text{ LS Combo Or LR Combo} \pm E$
 ۶۹) $0/69 \text{ DL Combo} \pm E$

بدین ترتیب و با تکمیل شدن ترکیب بارهای بالا تعداد ۹۵ ترکیب بار به نرم افزار اعمال می شود.

در پهنه با خطر نسبی زیاد به جای ضریب $1/41$ از ضریب $1/2$ و به جای ضریب $0/69$ باید از ضریب $0/9$ استفاده کرد.

همچنین باید اضافه کرد که مقادیر ضریب زلزله بایستی در هر دو راستای X, Y جداگانه محاسبه شده و به نرم افزار اعمال گردد. بعنوان نمونه برای پهنه با خطر نسبی بسیار زیاد و سیستم قاب خمشی متوسط در هر دو جهت و خاک نوع ۲، مقدار ضریب زلزله و مقدار ضریب K (ضریبی که با توجه به زمان تناوب نوسان اصلی سازه T) بصورت زیر محاسبه می شوند.

$C = A.B.I/R$		
A	0/35	منطقه با خطر نسبی زیاد (مطابق جدول ۱-۲ آیین نامه ۲۸۰۰)
I	۱	ساختمان با اهمیت متوسط (مطابق جدول ۳-۳ آیین نامه ۲۸۰۰)
R_u	۵	سیستم قاب خمشی بتنی متوسط (مطابق جدول ۴-۳ آیین نامه ۲۸۰۰)
T.	0/۱	به علت قرارگیری سازه در زمین تیپ II (مطابق جدول ۲-۲ آیین نامه ۲۸۰۰)
T_s	0/۵	
S	۱/۵	به علت قرارگیری سازه در پهنه با خطر نسبی بسیار زیاد زلزله (مطابق جدول ۲-۲ آیین نامه ۲۸۰۰)
H		ارتفاع کلی سازه از تراز پایه
B_1 و N و B : مطابق بند ۳-۲ مبحث ۲۸۰۰ همچنین مقدار ضریب زلزله حداقل نیز بایستی مطابق آیین نامه ۲۸۰۰ کنترل گردد. $C = ABIR \text{ \& } C_{min} = 0/12AI$ میزان درصد مشارکت بار زنده و بار برف در محاسبه نیروی جانبی زلزله از جدول ۱-۳ آیین نامه ۲۸۰۰ قابل استحصال است.		
$K = 0/5 T + 0/75 \quad 0/5 \leq T \leq 2/5$		

۲-۶-۲- ترکیب بارهای فشار خاک

این بار برای ساختمانهای دارای زیر زمین بوده که به ازای افزایش ارتفاع مقدار آن نیز افزایش می یابد.

HL: فشار جانبی خاک

$$K. = 1 - \sin \phi$$

$$HL = K. \times \gamma \times H \text{ \& } \phi = 30^\circ \text{ \& } \gamma = 2 \text{ t/m}^3$$

$$96) \frac{1}{6} DL + \frac{1}{6} HL + \frac{1}{2} LL$$

$$97) \frac{0.9}{1} DL + \frac{1}{6} HL$$

۲-۶-۳- ترکیب بارهای تحلیل طیفی

بسته به نوع خاک تپ ۲ یا تپ ۳ در Define Response Spectrum Function طیفهای خاک نوع ۲ یا ۳ تعریف شده و بعد ضرایب زیر را در Define Load Case شوند.

S_{0x} : بازتاب دینامیکی سازه ناشی از زلزله در راستای X بدون برون محوری

S_{0y} : بازتاب دینامیکی سازه ناشی از زلزله در راستای Y بدون برون محوری

S_{xx} : بازتاب دینامیکی سازه ناشی از زلزله در راستای X با برون محوری ۵ درصدی

S_{yy} : بازتاب دینامیکی سازه ناشی از زلزله در راستای Y با برون محوری ۵ درصدی

وبعد بایستی ترکیب بارهای دینامیکی ساخته شوند:

$$EO1 : S_{xx} + \frac{0.3}{1} S_{0y} + E_v$$

$$EO2 : S_{xx} + \frac{0.3}{1} S_{0y} - E_v$$

$$EO3 : S_{yy} + \frac{0.3}{1} S_{0x} + E_v$$

$$EO4 : S_{yy} + \frac{0.3}{1} S_{0x} - E_v$$

98) 1/2 DL Combo + 1 LL Combo + LS Combo Or LR Combo + EO1

99) 1/2 DL Combo + 1 LL Combo + LS Combo Or LR Combo + EO2

100) 1/2 DL Combo + 1 LL Combo + LS Combo Or LR Combo + EO3

101) 1/2 DL Combo + 1 LL Combo + LS Combo Or LR Combo + EO4

102) 1/69 DL Combo + EO1

103) 1/69 DL Combo + EO2

104) 1/69 DL Combo + EO3

105) 1/69 DL Combo + EO4

۳- اعمال ضرایب ترک خوردگی به سازه

۳-۱- در سازه‌های بتنی، با توجه به اینکه بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ برای کنترل تغییرمکان جانبی نسبی طبقه، ضرایب ترک خوردگی تیرها و ستون‌ها باید به ترتیب برابر با ۰/۳۵ و ۰/۷ باشند، به منظور طراحی تیرها و ستون‌ها در سازه‌های بتن‌آرمه (بر اساس مبحث نهم) نیز پیشنهاد می‌شود ضرایب ترک خوردگی به ترتیب برابر با ۰/۳۵ و ۰/۷ باشند.

The image shows three screenshots of the 'Frame Assignment - Property Modifiers' dialog box for different element types: Beam (with compatibility torsion), Beam, and Column. Each dialog box contains a table of property modifiers for analysis. The properties and their values are as follows:

Property	Beam (with compatibility torsion)	Beam	Column
Cross-section (axial) Area	1	1	1
Shear Area in 2 direction	1	1	1
Shear Area in 3 direction	1	1	1
Torsional Constant	α	1	1
Moment of Inertia about 2 axis	1	1	0.7
Moment of Inertia about 3 axis	0.35	0.35	0.7
Mass	β	β	1
Weight	β	β	1

۳-۲- ضرایب اصلاح سختی پیچشی برای تیرهایی که پیچش آن‌ها از نوع پیچش تعادلی است برابر با یک در نظر گرفته شود. برای تیرهایی که پیچش آن‌ها از نوع پیچش سازگاری است در ابتدا ضریب اصلاح سختی پیچشی برابر با یک فرض گردد و یکبار تحلیل اولیه انجام شود. اگر $T_u > \phi T_{cr}$ بود، ضریب اصلاح سختی پیچشی به نحوی کاهش داده شود که T_u با T_{cr} برابر شود. در غیر این صورت اگر $T_u \leq \phi T_{cr}$ بود، نیازی به اعمال ضریب اصلاح سختی پیچشی نیست. به عنوان یک روش ساده شده می‌توان ضریب اصلاح سختی پیچشی برای تمامی تیرهایی که پیچش آن‌ها از نوع پیچش سازگاری است را برابر با ۰/۳۵ در نظر گرفت، و فقط برای تیرهایی که شرایط بحرانی‌تری از نظر پیچش دارند و یک تیر فرعی به آن‌ها متصل شده است با انجام سعی و خطا مقدار ضریب اصلاح سختی پیچشی را به نحوی تعیین کرد که T_u با ϕT_{cr} برابر شود. لازم به ذکر است که بر اساس پیوست ۶ استاندارد ۲۸۰۰، ضریب اصلاح سختی پیچشی برای تیر واقع در تراز طبقه که ستونک‌های بتنی تحمل کننده بار پله به آن متصل هستند باید برابر با یک در نظر گرفته شود.

۳-۳- در طراحی سیستم باربر جانبی باید از مشارکت دال در تحمل نیروهای جانبی صرف نظر شود. به علاوه، باید پیچش ایجاد شده در تیرها ناشی از وجود خمش در دال در طراحی لحاظ گردد. بنابراین، پیشنهاد می‌شود که در صورت استفاده از دال به عنوان سیستم باربر ثقلی، برای طراحی سازه دو فایل جدا از هم ساخته شوند.

در فایل اول، دال با استفاده از المان‌های Shell مدل‌سازی شود و ضریب اصلاح سختی خمشی دال (m_{11} , m_{22} و m_{12}) برابر با ۰/۲۵ فرض شود.

در فایل دوم، ضریب اصلاح سختی خمشی دال عددی بسیار کم (به عنوان مثال، ۰/۰۱) در نظر گرفته شود. لازم به ذکر است که در فایل دوم می‌توان به جای مش‌بندی المان‌های Shell از گزینه membrane که تنها عملکرد غشایی دال را در نظر می‌گیرد استفاده کرد. در این صورت دیگر نیازی به اصلاح سختی خمشی دال نیست.

۳-۴- برای مدل‌سازی دال‌های مشبک (وافل) در نرم‌افزار ETABS می‌توان دال را از نوع Waffle تعریف کرد و جزئیات آن را برای نرم‌افزار مشخص کرد. بنابراین، می‌توان مشابه دال توپر از ضریب اصلاح سختی خمشی برابر با ۰/۲۵ استفاده کرد.

برای مدل‌سازی دال‌های مجوف مانند کوبیاکس و یوبوت باید از یک دال توپر استفاده کرد و اثر حفره‌های موجود در دال را با اعمال ضرایبی برای اصلاح سختی درون صفحه دال، سختی خمشی دال، سختی برشی دال، جرم و وزن دال در نظر گرفت:

ضریب اصلاح سختی درون صفحه از تقسیم سطح مقطع واقعی به سطح مقطع دال توپر بدست می‌آید. برای محاسبه ضریب اصلاح سختی خمشی دال ناشی از وجود حفره‌ها، ممان اینرسی مقطع مجوف به ممان اینرسی مقطع توپر تقسیم می‌گردد. سپس، این ضریب باید در ضریب اصلاح سختی خمشی برابر با ۰/۲۵ که اثر ترک خوردگی دال را در نظر می‌گیرد ضرب شود تا ضریب نهایی اصلاح سختی خمشی برای دال مجوف بدست آید. ضریب اصلاح سختی برشی از تقسیم سطح مقطع موثر جان در مقطع دال مجوف بر سطح مقطع دال توپر بدست می‌آید. برای محاسبه ضریب اصلاح جرم و وزن، وزن دال مجوف در ناحیه محصور به فاصله محور تا محور دو تیرک عرضی مجاور هم و فاصله محور تا محور دو تیرک طولی مجاور هم با وزن قالب جمع می‌شود، و سپس مقدار بدست آمده بر وزن دال توپر متناظر با همین ناحیه تقسیم می‌گردد.

۴- ضریب زلزله

$$C = ABI/R$$

ضریب زلزله برای طراحی سازه ها بصورت مقابل تعریف میشود :

A : شتاب مبنای طرح

B : ضریب بازتاب ساختمان

I : ضریب اهمیت ساختمان

R : ضریب رفتار ساختمان

هر ۴ ضریب بالا از آیین نامه ۲۸۰۰ قابل استخراج میباشد.

همچنین آیین نامه یک حداقلی برای ضریب زلزله در نظر گرفته که برابر است با :

$$C_{min} = 0.12AI$$

۴-۱- شتاب مبنای طرح

جدول ۱-۲ در آیین نامه ۲۸۰۰ نسبت شتاب مبنای طرح در مناطق با لرزه خیزی مختلف را نشان می دهد.

منطقه	توصیف	نسبت شتاب مبنای طرح به شتاب ثقل زمین
۱	پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد	۰/۳۵
۲	پهنه با خطر نسبی زیاد	۰/۳
۳	پهنه با خطر نسبی متوسط	۰/۲۵
۴	پهنه با خطر نسبی کم	۰/۲

۴-۲- ضریب بازتاب ساختمان

ضریب بازتاب ساختمان بیانگر نحوه پاسخ سازه به حرکت زمین است. که در بند ۳-۲ استاندارد ۲۸۰۰ در این مورد به تفصیل صحبت شده است. اما به طور ساده می توان این طور گفت که ضریب بازتاب ساختمان ضریبی است که شتاب مبنای طرح روی سنگ بستر (A) را به شتاب سازه تبدیل می کند.

$$B = B_1 N$$

$$B_1 = \begin{cases} S_0 + (S - S_0 + 1) \left(\frac{T}{T_0} \right) & : 0 < T < T_0 \\ S + 1 & : T_0 < T < T_s \\ (S + 1) \left(\frac{T_s}{T} \right) & : T > T_s \end{cases}$$

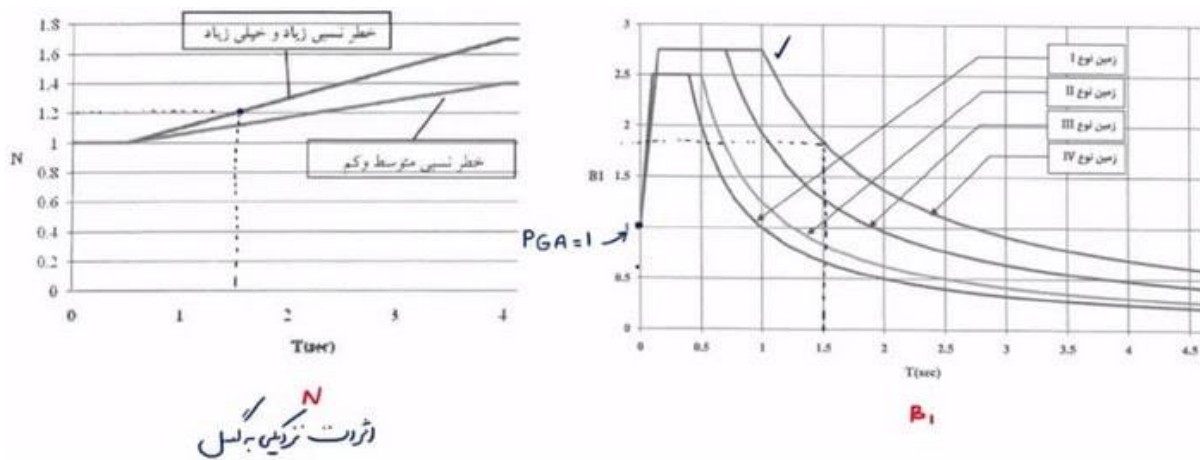
$$N = \begin{cases} 1 & : T < T_s \\ \frac{0.7}{4 - T_s} (T - T_s) + 1 & : T_s < T < 4 \text{ sec} \\ 1.7 & : T > 4 \text{ sec} \end{cases}$$

کاربرد ضریب شکل طیف و ضریب اصلاح طیف در محاسبه ضریب زلزله

ضریب بازتاب برابر است با حاصل ضرب ضریب شکل طیف (B_1) در ضریب اصلاح طیف (N) به عبارتی $B = B_1 * N$ می باشد. در تصویر بالا این روابط نشان داده شده است. فقط توجه داشته باشید که روابط نوشته شده در تصویر بالا مربوط به سازه هایی در مناطق با خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد می باشد. برای سازه هایی که در مناطقی با خطر نسبی کم و متوسط قرار دارند کافی است اعداد 0.4 و 1.4 را جایگزین کنید. این اعداد در تصویر بالا با رنگ قرمز نشان داده شده است. همان طور که از روابط مشخص است پارامترهایی که در محاسبه ضریب بازتاب ساختمان دخالت دارند T, T_0, T_s, S, S_0 هستند. T که زمان تناوب سازه است. سایر پارامترها طبق جدول ۲-۲ استاندارد ۲۸۰۰ تعیین می شوند.

نوع زمین	T_0	T_s	خطر نسبی کم و متوسط		خطر نسبی زیاد و خیلی زیاد	
			S_0	S	S_0	S
I	0.1	0.4	0.4	0.1	$1/5$	1
II	0.1	0.5	1	$1/5$	$1/5$	1
III	0.15	0.7	$1/1$	$1/5$	$1/5$	$1/1$
IV	0.15	1	$1/3$	$2/25$	$1/5$	$1/1$

راه دیگری که می توان ضریب بازتاب ساختمان را محاسبه نمود استفاده از نمودارهای آیین نامه است.



شکل ۴-۳- محاسبه ضریب بازتاب ساختمان با استفاده از دو پارامتر ضریب شکل طیف و ضریب اصلاح طیف

B یک طیف شتاب بی بعد شده است. یعنی طیفی است که برای یک زلزله با شتاب g داده شده است. به عبارتی ۲۸۰۰ یک طیف شتاب بی بعد شده در اختیار ما قرار داده است. برای اینکه این طیف برای ساختمان به دست آورده شود کافی است در نسبت شتاب مبنای طرح یعنی A ضرب گردد.

۴-۳- ضریب اهمیت سازه

پارامتر دیگری که در محاسبه ضریب زلزله دخالت دارد ضریب اهمیت سازه می باشد. فائدتا اهمیت همه ساختمان ها یکسان نیست. به عنوان مثال اهمیت یک بیمارستان غیرقابل مقایسه با اهمیت یک دامداری است.

اما در ساختمان های با اهمیت خیلی زیاد و سازه های بلند مرتبه، سازه اجازه ندارد که هیچ گونه آسیبی ببندد و بایستی حتما بتواند قابلیت بهره برداری و سرویس دهی خود را حفظ کند. بنا بر دلایل گفته شده استاندارد ۲۸۰۰ برای این که بین سازه های مختلف از نظر اهمیت تفاوت قائل شود ضریبی به نام ضریب اهمیت سازه معرفی کرده است.

طبقه بندی ساختمان	ضریب اهمیت
اهمیت خیلی زیاد	۱/۴
اهمیت زیاد	۱/۲
اهمیت متوسط	۱
اهمیت کم	۰/۸

۴-۴- ضریب رفتار سازه

ضریب رفتار سازه پارامتری است که به شکل پذیری سازه وابسته است. اگر از ظرفیت شکل پذیری سازه استفاده نشود، یعنی به سازه اجازه داده نشود که وارد محدوده فرا ارتجاعی یا پلاستیک شود. این در حالی است که بخش قابل توجهی از ظرفیت سازه مربوط به فاز فرا ارتجاعی سازه است.

در این حال فقط از ظرفیت سازه در محدوده ارتجاعی استفاده می شود. در این صورت ضریب زلزله $C=ABI$ خواهد شد. این مقدار نیروی زلزله بسیار بزرگی است که سازه را بسیار غیر اقتصادی می کند.

در جدول ۳-۴ استاندارد ۲۸۰۰ ضریب رفتار سیستم های سازه ای مختلف آورده شده است. طبق این جدول به عنوان مثال ضریب رفتار سیستم سازه ای قاب خمشی متوسط ۵ می باشد. این بدین معنی است که ضریب رفتار، نیروی زلزله را ۸۰٪ برای ما کاهش داد! این موضوع نشان می دهد که بخش اعظمی از ظرفیت یک ساختمان در محدوده فرا ارتجاعی می باشد.

در این جدول علاوه بر ضریب رفتار هر سیستم سازه ای، ضریب اضافه مقاومت Ω_0 و ضریب بزرگنمایی تغییر مکان C_d نیز ارائه شده است.

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

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

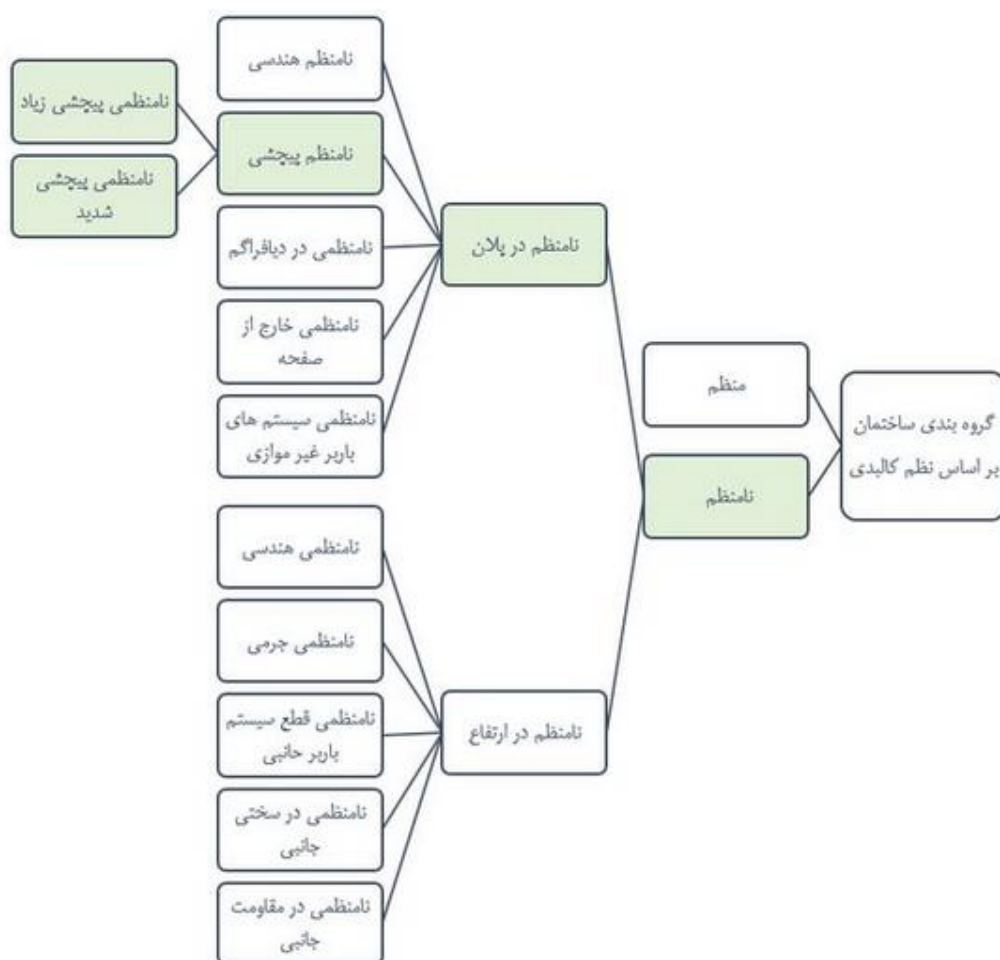
۵- تحلیل سازه ها و کنترل های لازم پس از تحلیل شامل کنترل پیش سازه ، کنترل جابجایی نسبی طبقات

در این بخش به کنترل هایی که پس از آنالیز سازه باید روی سازه انجام شود پرداخته خواهد شد. مهمترین این کنترل ها ، کنترل پیش (نامنظمی) ، و کنترل دررفت می باشد.

۵-۱- کنترل نامنظمی پیشی

۵-۱-۱- بررسی نامنظمی پیشی سازه در استاندارد ۲۸۰۰

در تصویر زیر انواع نامنظمی در ساختمان دسته بندی شده است، همانطور که مشاهده می شود نامنظمی در سازه به دو دسته کلی نامنظمی در پلان و نامنظمی در ارتفاع تقسیم می شود.

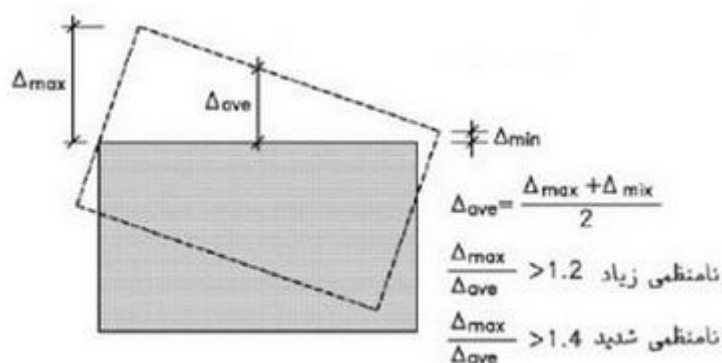


شکل ۵-۱- گروه بندی ساختمان برحسب نظم کالبدی

ابتدا تعریف نامنظمی پیشی در استاندارد ۲۸۰۰ را بررسی می شود. مطابق بخش ب از بند ۱-۷-۱ از این استاندارد، نامنظمی پیشی به این صورت تعریف می گردد:

ب-نامنظمی پیچشی: در مواردی که حداکثر تغییر مکان نسبی در یک انتهای ساختمان در هر طبقه، با احتساب پیچش تصادفی و با منظور کردن $A_j = 1/0$ بیشتر از ۲۰ درصد متوسط تغییر مکان نسبی در دو انتهای ساختمان در آن طبقه باشد. در این موارد نامنظمی "زیاد" و در مواردی که این اختلاف بیشتر از ۴۰ درصد باشد، نامنظمی "شدید" پیچشی توصیف می‌شود.

این تعاریف و پارامترهای مربوطه به صورت شماتیک در شکل زیر نشان داده شده‌اند.



شکل ۶-۲- نامنظمی پیچشی

A_j ضریب بزرگنمایی نامیده می‌شود که مطابق بند ۳-۷-۳-۳ از استاندارد ۲۸۰۰ به این شرح تعریف می‌گردد:

در مواردی که ساختمان مشمول نامنظمی پیچشی موضوع بند ۱-۷-۱-ب می‌شود، برون مرکزی اتفاقی حداقل باید در ضریب بزرگنمایی

A_j ، طبق رابطه زیر ضرب شود.

$$A_j = \left(\frac{\Delta_{max}}{1.2 \Delta_{ave}} \right)^2 \quad 1 \leq A_j \leq 3$$

در این رابطه:

Δ_{max} = حداکثر تغییر مکان طبقه j که با فرض $A_j=1$ محاسبه شده است.

Δ_{ave} = میانگین تغییر مکان دو انتهای ساختمان در طبقه j که با فرض $A_j=1$ محاسبه شده است.

مطابق بند ۳-۷-۳-۳ از استاندارد ۲۸۰۰، برون مرکزی اتفاقی در تراز هر طبقه (ea) به منظور به حساب آوردن احتمال تغییرات اتفاقی

توزیع جرم و سختی از یک سو و نیروی ناشی از مؤلفه پیچشی زلزله از سوی دیگر، در نظر گرفته می‌شود. این برون مرکزی باید در هر

دو جهت و حداقل برابر با ۵ درصد بُعد ساختمان در آن طبقه، در امتداد عمود بر نیروی جانبی اختیار شود.

نامنظمی‌های پیچشی تنها در مواردی که دیافراگم‌های کف‌ها صلب و یا نیمه‌صلب هستند کاربرد پیدا می‌کند. این مسئله به

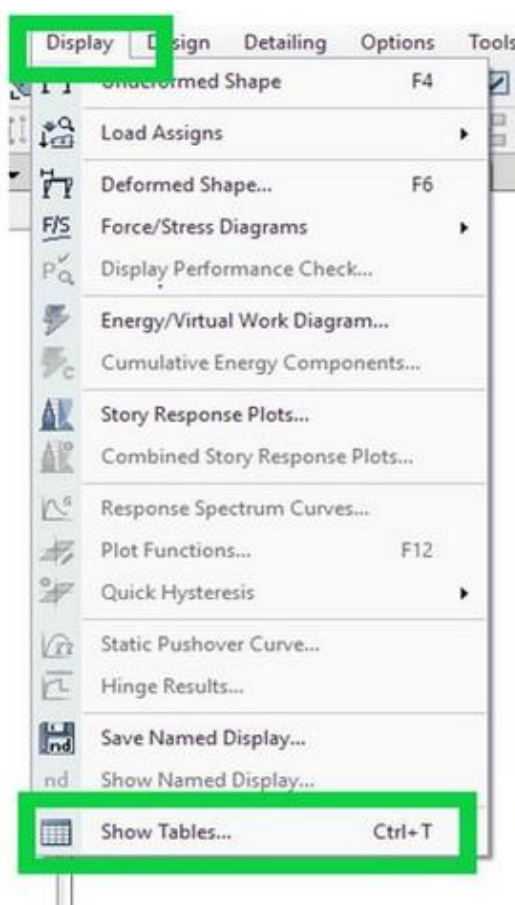
دلیل تفاوت ماهیت عملکرد دیافراگم صلب و نیمه‌صلب در نحوه توزیع نیروها در هریک از آنها می‌باشد.

در متن آیین نامه اشاره شده است که، نامنظمی پیچشی زمانی اتفاق می افتد که حداکثر دررفت (تغییر مکان نسبی) در طبقه، در یک انتهای سازه با احتساب پیچش تصادفی با $A_j = 1$ ، بیشتر از $1/2$ برابر میانگین دررفت طبقه در دو انتهای سازه باشد. نامنظمی- پیچشی تنها در مواردی که دیافراگم کفها، صلب و یا نیمه صلب هستند کاربرد پیدا می کند.

همچنین در رابطه با نامنظمی پیچشی شدید، موضوع بند دوم، گفته شده که نامنظمی پیچشی شدید زمانی اتفاق می افتد که حداکثر دررفت (تغییر مکان نسبی) در طبقه در یک انتهای ساختمان با احتساب پیچش تصادفی با $A_j = 1$ ، بیشتر از $1/4$ برابر میانگین دررفت طبقه در دو انتهای ساختمان باشد.

۵-۱-۲- نحوه کنترل نامنظمی پیچشی در ایتبس

در نرم افزار ایتبس برای بررسی نامنظمی پیچشی، ابتدا مطابق شکل زیر از منوی Display، دستور Show Tables را اجرا میشود.

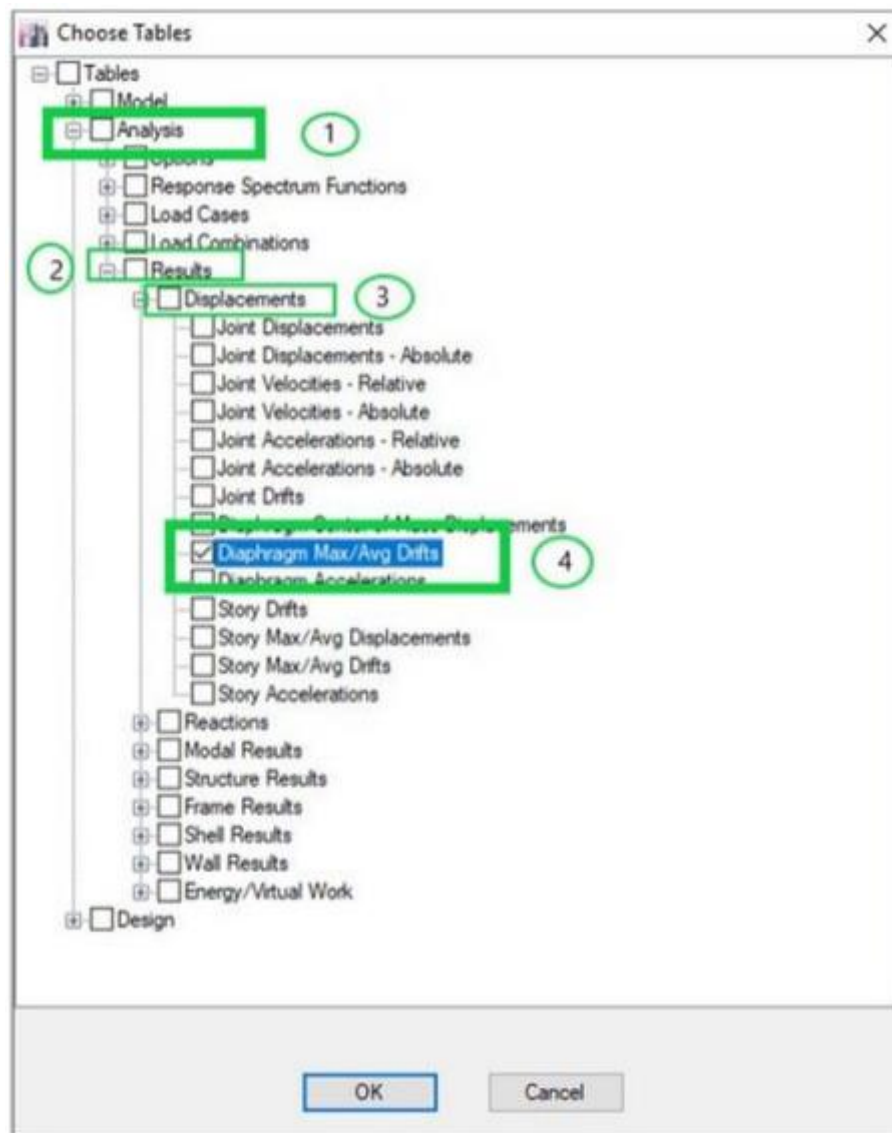


شکل ۵-۳- منوی Display و گزینه Show Tables

مطابق شکل زیر، در پنجره جدید باز شده، از نمودار درختی، گزینه Analysis را باز شود. در مرحله بعد گزینه Results، سپس

Displacements و در نهایت Diaphragm Max/Avg Dirifts را انتخاب کرده و Ok می شود.

توجه شود که نتایج نمایش داده شده، "تغییر مکان نسبی" را نشان می دهد که مورد نظر آیین نامه می باشد.



شکل ۵-۴- مراحل انتخاب Story Max/Avg Displacements

در پنجره باز شده، عملیات فیلتر کردن بارهای وارد شده در ستون Load Case/Combo انجام شود. برای فیلتر کردن کافی است روی Load Case/Combo، کلیک راست کرده و بارهای زلزله با خروج از مرکزیت را انتخاب شوند. (...EXP,EYP,EXN).

Diaphragm Max/Avg Drifts

1

کلیک راست

Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Label	W
TOP	EXP		0.00716	1.027	24	15.27	
TOP	EXN		0.00712	1.009	12	10.31	
TOP	EYN		0.00232	1.317	14	15.49	
TOP	EYP		0.00252	1.384	14	15.49	
ROOF	EXP		0.01731	1.019	3	0.166	
ROOF	EXN		0.01745	1.125	3	0.166	
ROOF	EYN		0.00855	1.052	7	-0.003	
ROOF	EYP		0.00852	1.089	4	15.83	
ST-5	EXP		0.02443	1.023	3	0.166	
ST-5	EXN		0.02456	1.1	3	0.166	
ST-5	EYN	Diaph D1 Y	0.000907	0.000867	1.046	7	-0.003
ST-5	EYP	Diaph D1 Y	0.000947	0.000864	1.096	4	15.83
ST-4	EXP	Diaph D1 X	0.002954	0.002985	1.024	3	0.166
ST-4	EXN	Diaph D1 X	0.003154	0.0029	1.088	3	0.166
ST-4	EYN	Diaph D1 Y	0.000883	0.000849	1.041	7	-0.003

2

Filter

EXP

EXN

EYP

EYN

Clear Filter

Clear All Filters

Sort Ascending

Sort Descending

Clear Sort

Copy

شکل ۵-۵- مراحل انتخاب بارهای زلزله با خروج از مرکزیت

اگر تحت تمامی زلزله‌های با خروج از مرکزیت (EXP, EYP, EXN) در ستون سمت راست گزارش، کمتر از ۱/۲ بود، سازه از نظر پیچشی منظم است. اگر ratio بزرگ‌تر از ۱/۲ و کمتر از ۱/۴ باشد، سازه نامنظم از نوع "پیچشی زیاد" بوده و اگر ratio بزرگ‌تر از ۱/۴ باشد سازه نامنظم از نوع "شدید پیچشی" خواهد بود.) بند ۱-۷-۱ قسمت ب- استاندارد ۲۸۰۰)

If	Ratio < 1.2	⇒	سازه از نظر پیچشی منظم
	1.2 ≤ Ratio < 1.4	⇒	سازه نامنظم از نوع "پیچشی زیاد"
	Ratio ≥ 1.4	⇒	سازه نامنظم از نوع "شدید پیچشی"

توجه شود که در شکل ۵-۶، اعداد نشان داده شده در ستون Ratio در واقع نسبت Max Drift/Avg Drift هستند. Max Drift و

Avg Drifts به ترتیب در یفت ماکریمم و میانگین در یفت طبقه مورد نظر تحت زلزله خاص مثل EYP می‌باشند.

به شکل زیر توجه شود:

Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Label	Max Lnc X	Max Lnc Y	Max Lnc Z
TOP	EXP	Diaph D1 X	0.00716	1.027	24	15.27	15.7	24.88	
TOP	EXN	Diaph D1 X	0.00712	1.009	12	10.31			
TOP	EYN	Diaph D1 Y	0.00232	1.317	14	15.49			
TOP	EYP	Diaph D1 Y	0.00252	1.384	14	15.49			
ROOF	EXP	Diaph D1 X	0.01731	1.019	3	0.166			
ROOF	EXN	Diaph D1 X	0.01745	1.125	3	0.166			
ROOF	EYN	Diaph D1 Y	0.00855	1.052	7	-0.003			
ROOF	EYP	Diaph D1 Y	0.00852	1.089	4	15.83			
ST-5	EXP	Diaph D1 X	0.02443	1.023	3	0.166			
ST-5	EXN	Diaph D1 X	0.02456	1.1	3	0.166			
ST-5	EYN	Diaph D1 Y	0.000907	0.000867	1.046	7	-0.003		
ST-5	EYP	Diaph D1 Y	0.000947	0.000864	1.096	4	15.83		
ST-4	EXP	Diaph D1 X	0.002954	0.002985	1.024	3	0.166		
ST-4	EXN	Diaph D1 X	0.003154	0.0029	1.088	3	0.166		
ST-4	EYN	Diaph D1 Y	0.000883	0.000849	1.041	7	-0.003		
ST-4	EYP	Diaph D1 Y	0.000947	0.000864	1.096	4	15.83		

ratio < 1.2 منظم پیچشی

1.2 < ratio < 1.4 نامنظم پیچشی زیاد

1.4 > ratio نامنظم پیچشی شدید

شکل ۵-۶- کنترل نامنظمی پیچشی در ایتبس

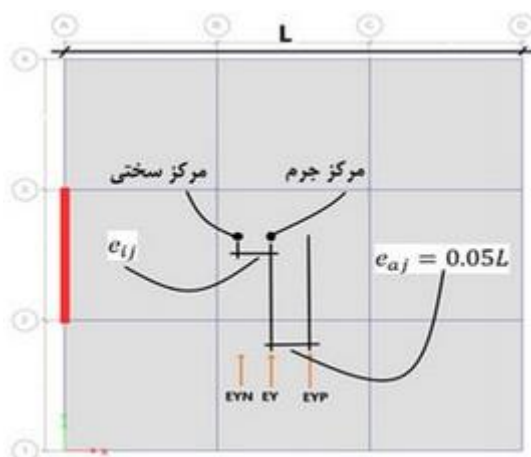
در شکل ۵-۶ ستون ratio، اعداد از ۱/۲ تجاوز نکرده در نتیجه سازه منظم می باشد. در صورت تجاوز اعداد از ۱/۲ به بند بررسی پیامدهای ناشی از نامنظمی پیچشی مراجعه گردد.

در برخی حالات، شرایط سازه از لحاظ الزامات معماری، سازه ای و ... به گونه ای است که سازه دچار پیچش می شود و ناچاراً باید برای مقابله با اثرات این پیچش در سازه تدابیری اندیشیده شود. در این شرایط استاندارد ۲۸۰۰ محدودیت هایی را برای سازه ایجاد می کند که در ادامه به بررسی آن ها پرداخته می شود.

۵-۱-۳- تشدید خروج از مرکزیت اتفاقی توسط ضریب A_j

بند ۳-۳-۷ از استاندارد ۲۸۰۰ به توزیع نیروی برشی زلزله در پلان ساختمان اختصاص دارد.

مطابق بند فوق، برون مرکزیت اتفاقی (ea_j) بایستی برای محاسبه پیچش وارد بر طبقه به سبب زلزله، با برون مرکزی نیروی زلزله (e) که ij که برون مرکزی واقعی نیروی زلزله از مرکز سختی طبقه است، جمع گردد. همانگونه که گفته شد، برون مرکزی اتفاقی طبقه بایستی در هر دو جهت حداقل برابر ۵ درصد بُعد ساختمان، در آن طبقه، در امتداد عمود بر نیروی جانبی اختیار شود. شکل زیر موقعیت برون مرکزی نیروی جانبی (e_{ij}) و برون مرکزی اتفاقی در طبقه (ea_j) را نشان می دهد.



شکل ۵-۷- موقعیت برون مرکزی نیروی جانبی و برون مرکزی اتفاقی در طبقه

نکته: در مواردی که ساختمان دچار نامنظمی پیچشی می شود، مشمول جریمه آیین نامه می گردد. این جریمه بدین صورت است که برون مرکزی اتفاقی حداقل (ea_j) باید در ضریب بزرگنمایی A_j ضرب شود که این ضریب به صورت زیر تعریف می شود:

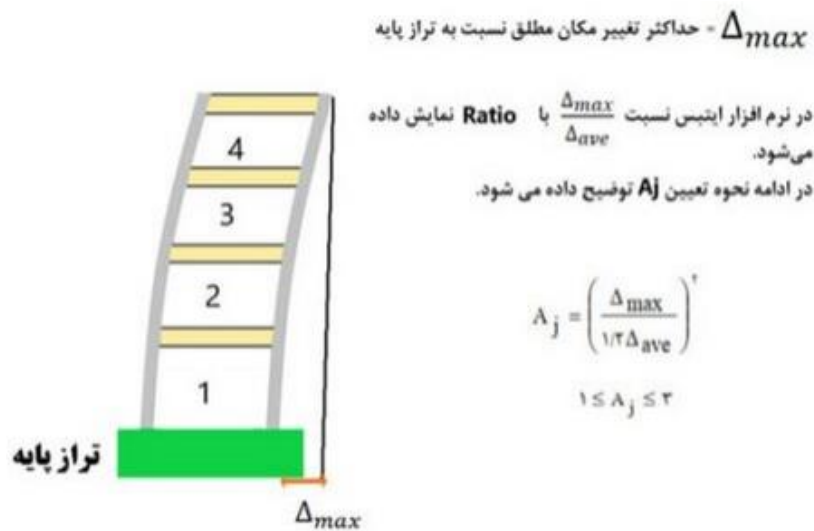
$$A_j = \left(\frac{\Delta_{\max}}{1/2 \Delta_{\text{ave}}} \right)^2 \quad 1 \leq A_j \leq 2 \quad (9-2)$$

در این رابطه:

$\Delta_{\max}$ = حداکثر تغییر مکان طبقه j که با فرض $A_j = 1/0$ محاسبه شده است.

Δ_{ave} = میانگین تغییر مکان دو انتهای ساختمان در طبقه j که با فرض $A_j = 1/0$ محاسبه شده است.

طبق رابطه بالا حداکثر مقدار ضریب تشدید برابر ۳ و حداقل آن برابر ۱ است. در صورتی که $\Delta_{max} / \Delta_{ave}$ کمتر از ۱/۲ باشد، ضریب تشدید در برون مرکزی اتفاقی اعمال نخواهد شد، زیرا در این حالت در واقع A_j کوچکتر از ۱ شده و سبب کاهش برون مرکزی اتفاقی می شود که این کار مجاز نیست. در غیر این صورت باید مقدار ضریب تشدید را محاسبه و اعمال کرد. برای درک بهتر این مسئله به شکل زیر توجه شود:



شکل ۵-۸- حداکثر تغییر مکان مطلق طبقه

در بخش قبل نحوه ی استفاده از **ratio** در نرم افزار مشاهده گردید و در شکل فوق هم تعریف آن دقیقاً دیده می شود. لازم به ذکر است که در موارد خاص می توان از اعمال نیروی زلزله با خروج از مرکزیت تصادفی صرف نظر کرد که در بند زیر به آن اشاره شده است.

۴-۷-۳-۳ در ساختمان های تا ۵ طبقه و یا کوتاه تر از هجده متر در مواردی که برون مرکزی نیروی جانبی طبقه در طبقات بالاتر از هر طبقه کمتر از ۵ درصد بعد ساختمان در آن طبقه در امتداد عمود بر نیروی جانبی باشد، برای محاسبات لنگر پیشگی نیازی به در نظر گرفتن برون مرکزی اتفاقی در طبقات نیست.

۵-۱-۴- نحوه اعمال ضریب A_j در ایتبس

به طور کلی می توان این ضریب را به دو روش محاسبه و اعمال کرد:

روش اول: ضریب تشدید برای کل طبقات در هر راستا محاسبه شده، سپس حداکثر آن در خروج از مرکزیت الگوی بار مورد نظر، ضرب می شود.

روش دوم: ضریب تشدید را برای هر طبقه و هر راستا محاسبه کرده و مقدار آن را برای هر طبقه در ضریب $L/0.05$ ضرب کرد؛ که ضریب $0.05/0$ برابر حداقل درصد خروج از مرکزیت (۵ درصد) و L بُعد عمود بر الگوی بار زلزله مورد بررسی می باشد.

روش اول محافظه کارانه و اعمال آن سریع تر از روش دوم است. اما روش دوم به صورت دقیق مقادیر خروج از مرکزیت برحسب طول را در هر طبقه اعمال می-کند. حال برای بررسی روند هر یک از حالات فوق در نرم افزار به صورت زیر عمل گردد.

در ابتدا پس از آنالیز سازه، از منوی Display گزینه Show Tables... انتخاب می شود.



شکل ۵-۹- اجرای دستور Show Tables...

مطابق شکل زیر، در پنجره جدید ظاهر شده مسیر Analysis>Results>Displacements>Story Max/Avg Displacments را طی کرده و دکمه OK را می-زنیم.



شکل ۵-۱۰- پنجره Tables

در پنجره جدید ظاهر شده تمامی الگوهای بار و ترکیبات بارگذاری در ستون Load Case/Combo وجود دارد. در این ستون ما فقط به الگوهای بار زلزله دارای خروج از مرکزیت نیاز داریم. برای همین کافی است روی گزینه Load Case/Combo کلیک راست کرده و الگوهای بار موردنظر را انتخاب کنیم.



شکل ۵-۱۱- پنجره Story Max/Avg Displacements

روش اول برای اعمال ضریب تشدید:

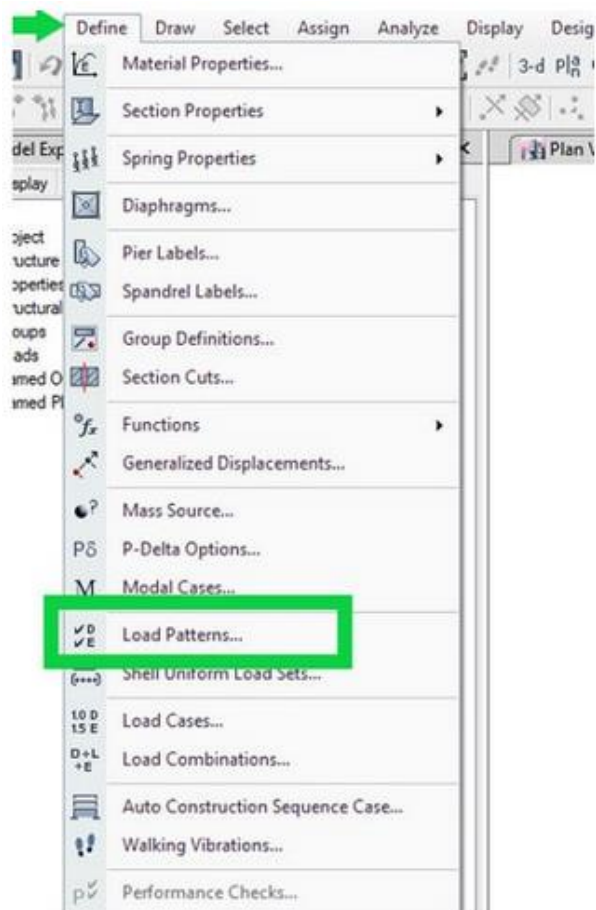
همانطور که در بالا گفته شد مقدار Ratio برابر با $\Delta_{max} / \Delta_{ave}$ است. برای تشدید خروج از مرکزیت به روش اول به عنوان مثال مشاهده می شود که Ratio برای الگوی بار EYN در تمامی طبقات بین $1/223$ و $1/489$ می باشد. جهت محاسبه ی ضریب تشدید برون مرکزیت اتفاقی، مقدار حداکثر این ضریب (در اینجا عدد $1/489$) را در نظر گرفته و مطابق رابطه ی زیر ضریب تشدید محاسبه می شود:

$$A_f = \left(\frac{\Delta_{max}}{1.2 \Delta_{ag}} \right)^2 = \left(\frac{1.489}{1.2} \right)^2 = 1.539 \rightarrow 1.0 < A_f < 3.0$$

Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum mm	Average mm	Ratio
TOP	EYN	X	1.801	1.799	1.001
TOP	EYN	Y	17.638	17.636	1
ROOF	EYN	Y	18.055	17.372	1.039
ST+5	EYN	X	2.332	1.566	1.489
ST+5	EYN	Y	14.816	14.293	1.037
ST+4	EYN	X	1.926	1.373	1.404
ST+4	EYN	Y	11.552	11.172	1.034
ST+3	EYN	X	1.485	1.113	1.335
ST+3	EYN	Y	8.372	8.117	1.031
ST+2	EYN	X	1.018	0.795	1.281
ST+2	EYN	Y	5.422	5.269	1.029
ST+1	EYN	X	0.574	0.462	1.244
ST+1	EYN	Y	2.889	2.812	1.027
ST.G	EYN	X	0.231	0.189	1.223
ST.G	EYN	Y	1.162	1.133	1.025

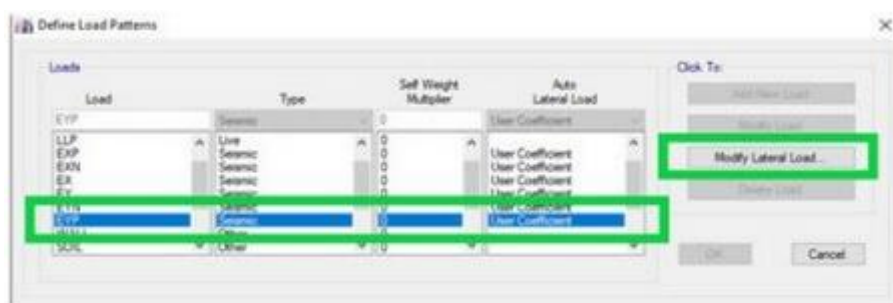
شکل ۵-۱۷- پنجره Story Max/Avg Displacements

حال برای اعمال این ضریب، ابتدا قفل نرم افزار را باز کرده و سپس مطابق شکل زیر گزینه Load patterns را انتخاب می کنیم.



شکل ۵-۱۸- مسیر انتخاب دستور Load patterns...

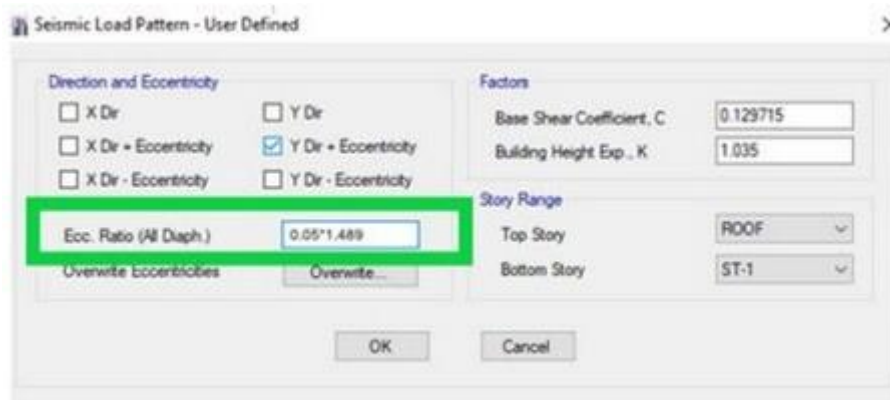
سپس در پنجره ظاهر شده الگوی بار EYN را انتخاب کرده و بر روی دکمه ی Modify Lateral Load کلیک می کنیم.



شکل ۵-۱۹- مسیر انتخاب الگوی بار Modify Lateral Load...

در گام آخر برای اعمال ضریب تشدید برون مرکزیت اتفاقی به روش اول، کفایت ضریب $1/489$ را در $0/05$ در قسمت (ECC

Ratio(All Diaph در نهایت دکمه OK را بزنید.



شکل ۵-۲۰- اعمال ضریب تشدید برون از مرکزیت

روش دوم برای اعمال ضریب تشدید:

در مواردی که مقدار **Ratio** تنها در چند طبقه بزرگتر از ۱/۲ باشد، از نظر اقتصادی بهتر است از روش دوم استفاده کنیم تا تاثیر ضریب تشدید در تمامی طبقات اعمال نشود. به عنوان مثال اگر تنها در طبقات **ROOF** و **ST.G** ضریب **Ratio** به ترتیب ۱/۴۸۹ و ۱/۲۲۳ باشد.

بهتر است از روش دوم برای اعمال ضریب تشدید برون مرکزیت اتفاقی استفاده کنیم. توجه کنید در این روش باید طول برون از

مرکزیت محاسبه و اعمال شود.

محاسبه طول برون از مرکزیت:

$$ECC = \left(\frac{Ratio}{1.2} \right)^2 \times 0.05 \times L$$

که در این رابطه:

Ratio = مقدار ضریبی که از خروجی نرم افزار ایتبس برداشت می شود.

L = طول کل سازه در جهت عمود بر نیروی زلزله مورد نظر (به عنوان مثال اگر طول سازه در راستای **X**، ۱۲ متر باشد در جهت عمود بر

آن یعنی نیروی زلزله (**EYP**) داریم:

$$ROOF = \left(\frac{1.489}{1.2} \right)^2 \times 0.05 \times 12 = 0.9238 \text{ m}$$

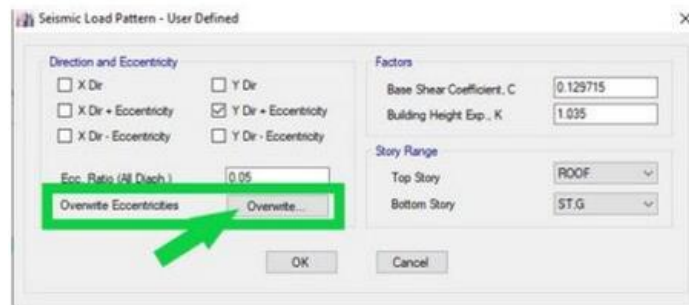
$$ST.G = \left(\frac{1.223}{1.2} \right)^2 \times 0.05 \times 12 = 0.2632 \text{ m}$$

مقادیر به دست آمده در واقع مقادیر مطلق برون مرکزی نیروی زلزله از مرکز جرم سازه هستند. در این مثال فقط برای طبقات **ROOF** و

ST.G مقادیر فوق در نرم افزار بر حسب متر وارد می شوند و برای بقیه طبقات، همان ۰,۰۵ به صورت نسبی وارد شده است. حال قفل نرم

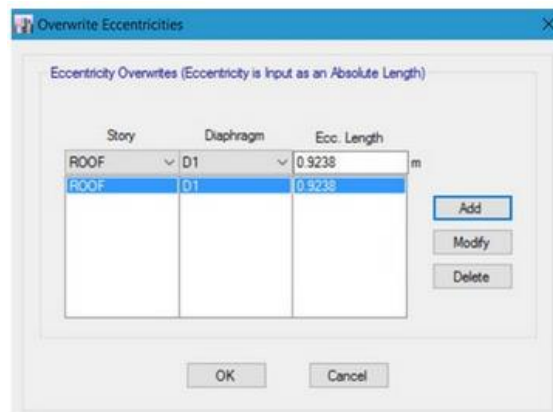
افزار را باز کرده و مسیر **Define>Load Patterns...** را طی کرده و الگوی بار **EYP** را انتخاب و بر روی گزینه **Modify ...**

Lateral Load کلیک کنید و در پنجره باز شده گزینه **Overwrite** را انتخاب نمایید.



شکل ۵-۲۱- پنجره Seismic Load Pattern

مقدار طول محاسبه شده را وارد Ecc.Length در قسمت ST.G و ROOF، برای طبقات Overwrite Eccentricities در پنجره را بزنید (شکل ۲۳). OK کلیک کنید و دکمه Add کرده و سپس روی دکمه



شکل ۵-۲۲- پنجره Overwrite Eccentricities

همین کار را برای طبقه ST.G نیز انجام داده با این تفاوت که در قسمت Ecc.Length مقدار ۰/۲۶۳۲ متر را وارد می کنیم.

۵-۱-۵- آنالیز دینامیکی (طیفی) در موارد نامنظمی پیچشی زیاد و شدید

طبق بند زیر از استاندارد ۲۸۰۰، در سازه های بلندتر از سه طبقه و سازه هایی که دارای نامنظمی پیچشی زیاد و شدید در پلان هستند، حتماً

باید آنالیز دینامیکی انجام شود:



به عبارت دیگر پس از اینکه سازه مدل‌سازی شد و تمام بارگذاری‌ها صورت گرفت، روندی که در بخش قبل توضیح داده شد تکرار می‌شود تا نوع نامنظمی سازه تعیین شود، در صورتی که این نامنظمی از نوع شدید پیچشی باشد، استفاده از روش تحلیل استاتیکی خطی مجاز نبوده و باید از روش تحلیل طیفی (دینامیکی خطی یا به عبارت بهتر شبه دینامیکی) استفاده نماییم.

در این حالت، در صورت تحلیل طیفی سازه، همپایه‌سازی باید انجام شود (برای سازه نامنظم از نوع "پیچشی زیاد" 90% و برای نوع "پیچشی شدید" 100% زلزله استاتیکی).

۵-۱-۶- تاثیر نامنظمی پیچشی در محاسبه دررفت سازه

طبق بند ۳-۵-۴ از استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، اگر سازه‌ای دارای نامنظمی پیچشی باشد، در محاسبه دررفت باید به جای کنترل جابجایی مرکز جرم طبقات، جابه‌جایی لبه‌های کناری سازه نسبت به یکدیگر مقایسه شوند. در نتیجه برای نتیجه گرفتن دررفت باید عمق تیرها افزایش یابد. از طرفی افزایش غیرمنطقی عمق و ابعاد تیرها ممکن است باعث بروز پدیده نامناسب تیر قوی-ستون ضعیف شود که برای رفتار لرزه-ای سازه بسیار خطرناک است. برای همین در کنار افزایش ابعاد تیرها، ابعاد ستون-ها هم افزایش یابد که از لحاظ معماری افزایش ابعاد اعضای سازه-ای ایده جالبی نخواهد بود. در این شرایط معمولاً طراحان از سیستم-های مهاربندی یا دیوار برشی استفاده می‌کنند. البته استفاده از مهاربندها و دیوارهای برشی هم به نوبه خود هزینه ساخت سازه را افزایش می‌دهند ولی برای رفتار مناسب و ایمن سازه بایستی استفاده شوند.

۳-۵-۴ در ساختمان‌های نامنظم پیچشی و یا نامنظم شدید پیچشی، برای محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_r ، به جای تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی مراکز جرم کف‌ها، باید تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی کف‌های بالا و پایین آن طبقه در امتداد محورهای کناری ساختمان مد نظر قرار گیرد.

۵-۱-۷- تاثیر نامنظمی پیچشی در اعمال ضریب ρ

در ساختمان-هایی که بیشتر از ۳ طبقه یا بلندتر از ۱۰ متر هستند اگر سازه دارای نامنظمی شدید پیچشی باشد، ضریب نامعینی آن باید برابر با $\rho=1/2$ در نظر گرفته شود که در این حالت در ترکیب بارها، ضریب زلزله بجای ۱ برابر $1/2$ می‌شود. برای مثال، ترکیب بارهای طراحی برای سازه‌های فولادی به روش حالات حدی، در مبحث ششم مقررات ملی ساختمان به شرح زیر ارائه شده است:

- ۱) $\frac{1}{4}D$
- ۲) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{6}L + \frac{1}{5}(L_T \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۳) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{6}(L_T \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } \frac{1}{5}(\frac{1}{4}W)]$
- ۴) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{10}(\frac{1}{4}W) + L + \frac{1}{5}(L_T \text{ یا } S \text{ یا } R)$
- ۵) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{10}E + L + \frac{1}{5}S$
- ۶) $\frac{1}{9}D + \frac{1}{10}(\frac{1}{4}W)$
- ۷) $\frac{1}{9}D + \frac{1}{10}E$
- ۸) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{5}L + \frac{1}{5}(L_T \text{ یا } S) + \frac{1}{2}T$
- ۹) $\frac{1}{2}D + \frac{1}{6}L + \frac{1}{6}(L_T \text{ یا } S) + \frac{1}{10}T$

همانگونه که مشاهده می‌گردد، در ترکیب بارهای شامل نیروی زلزله که به صورت هایالات مشخص شده‌اند، ضریب نیروی زلزله برابر با $\frac{1}{10}$ می‌باشد. در صورتی که سازه دارای نامنظمی شدید پیچشی باشد، بایستی ضریب $\frac{1}{2}$ را برای نیروی زلزله در این ترکیب بارها اعمال نماییم.

علاوه بر حالت فوق، مطابق تعریف استاندارد ۲۸۰۰ در بند ۳-۳-۲، ساختمان هایی که سیستم مقاوم جانبی آنها در دو جهت عمود برهم دارای نامعینی کافی نیستند، باید برای بارجانبی بیشتری طراحی شوند. در این ساختمان‌ها بار جانبی باید با ضریب ρ برابر با $\frac{1}{2}$ افزایش داده شود.

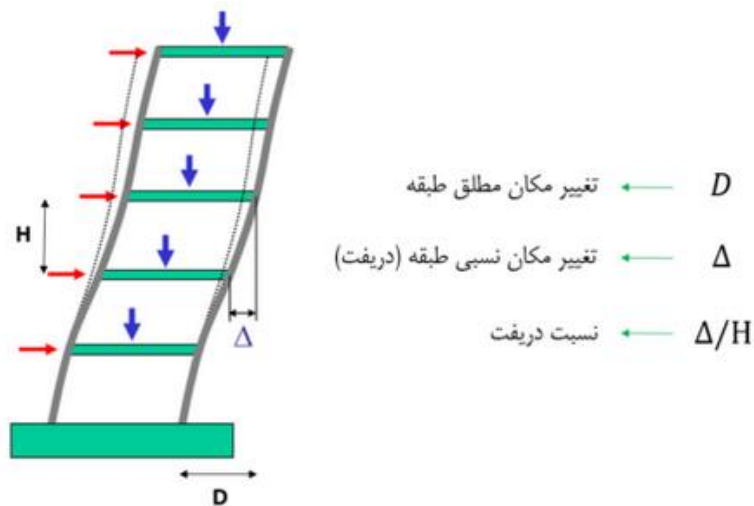
در مواردی که ساختمان دچار نامنظمی پیچشی می‌شود، برون مرکزی اتفاقی حداقل، باید در ضریب بزرگنمایی A_j ضرب شود.

مطابق بند ۳-۲-۲ از استاندارد ۲۸۰۰، در سازه هایی که دارای نامنظمی پیچشی زیاد و شدید در پلان هستند، نمی‌توان از تحلیل استاتیکی معادل استفاده کرد و باید از آنالیز دینامیکی استفاده نمود.

مطابق بند ۳-۵-۴ از استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، اگر سازه‌ای دارای نامنظمی پیچشی باشد، در محاسبه دریافت باید به جای کنترل جابجایی مرکز جرم طبقات، جابه‌جایی لبه‌های کناری سازه نسبت به یکدیگر مقایسه شوند.

۲-۵- کنترل دریافت

دریافت تغییر مکان جانبی نسبی هر طبقه است، در حالیکه نسبت دریافت تغییر مکان هر طبقه تقسیم بر ارتفاع طبقه است.



شکل ۵-۲۳- تفاوت دررفت با نسبت دررفت

در تصویر بالا:

دررفت Δ : تغییر مکان نسبی هر طبقه

نسبت دررفت Δ/h : نسبت تغییر مکان جانبی نسبی طبقه به ارتفاع طبقه

اگر سازه از لحاظ پیچشی منظم باشد کنترل دررفت بر اساس تغییر مکان های مراکز جرم صورت می گیرد اما اگر نامنظمی پیچشی داشته باشد این کنترل بر اساس لبه های کناری ساختمان (مطابق تصویر بالا) صورت می گیرد.

۵-۲-۱- تغییر مکان جانبی نسبی طبقه

طبق بند ۳-۵-۱ استاندارد ۲۸۰۰ تغییر مکان جانبی نسبی واقعی هر طبقه، که اختلاف بین تغییر مکان های جانبی واقعی مراکز جرم کف های بالا و پایین آن طبقه است با استفاده از تحلیل غیرخطی سازه قابل محاسبه است، ولی می توان آن را با تقریب خوبی از رابطه زیر به دست آورد:

$$\Delta M = C_d * \Delta e_u$$

که در این رابطه C_d ضریب بزرگنمایی تغییر مکان است که از جدول (۳-۴) آیین نامه و Δe_u اختلاف بین تغییر مکان های جانبی در تحلیل های خطی است.

۵-۳ تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

۵-۳-۱ تغییر مکان جانبی نسبی واقعی هر طبقه، که اختلاف بین تغییر مکان‌های جانبی واقعی مراکز جرم کف‌های بالا و پایین آن طبقه است، نباید از مقدار مشخصی که در این بند تعیین شده، تجاوز نماید. این تغییر مکان تنها با استفاده از تحلیل غیرخطی سازه قابل محاسبه است، ولی می‌توان آن را با تقریب خوبی از رابطه زیر به‌دست آورد:

$$\Delta_M = C_d \cdot \Delta_{ev} \quad (11-3)$$

در این رابطه:

Δ_M = تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی و یا تغییر مکان نسبی واقعی طبقه

C_d = ضریب بزرگنمایی مطابق جدول (۴-۳)

Δ_{ev} = تغییر مکان جانبی نسبی طبقه زیر اثر زلزله طرح، مطابق رابطه (۱-۳)

در مواردی که روش طراحی تنش مجاز است، تغییر مکان جانبی نسبی به‌دست آمده از آن روش باید در ضریب ۱/۴ ضرب شود و سپس با مقدار مجاز Δ_d در بند (۳-۵-۳) مقایسه شود.

مطابق بند ۳-۵-۴ استاندارد ۲۸۰۰ برای محاسبه -ی تغییر مکان جانبی نسبی طبقه از تفاوت بین تغییر مکان- های جانبی مراکز جرم کف -ها استفاده می-شود، اما برای سازه-- های نامنظم پیچشی و یا نامنظم شدید پیچشی، از تفاوت بین تغییر مکان- های جانبی کف -های بالا و پایین آن طبقه در امتداد محورهای کناری ساختمان استفاده می-شود.

۵-۳-۴ در ساختمان‌های نامنظم پیچشی و یا نامنظم شدید پیچشی، برای محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{ev} ، به جای تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی مراکز جرم کف‌ها، باید تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی کف‌های بالا و پایین آن طبقه در امتداد محورهای کناری ساختمان مد نظر قرار گیرد.

۵-۲-۲- تغییر مکان جانبی نسبی طبقه تحت اثر زلزله طرح

با توجه به بند ۳-۵-۱ اختلاف بین تغییر مکان‌های جانبی در تحلیل‌های خطی از رابطه ی (۱-۳) استاندارد ۲۸۰۰ بدست می‌آید، که این رابطه به شرح زیر است.

$$V_u = CW$$

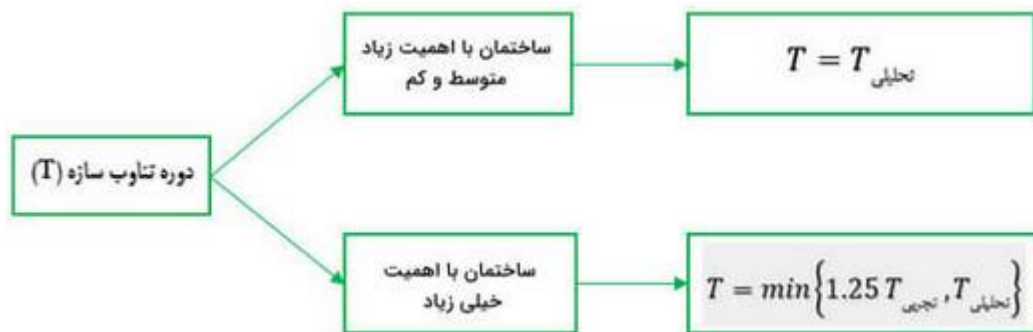
یادآوری می‌شود که ضریب زلزله C از رابطه ی زیر بدست می‌آید.

$$C = AB I / R_u$$

که در این رابطه A نسبت شتاب مبنای طرح، B ضریب بازتاب ساختمان، I ضریب اهمیت ساختمان و R_u ضریب رفتار ساختمان است، که باید بر اساس ضوابطی که گفته می‌شود برای زلزله دریافت تعریف شود.

۳-۲-۵- زمان تناوب زلزله دریافت

بر اساس بند ۳-۵-۳ استاندارد ۲۸۰۰ در محاسبه تغییر مکان جانبی نسبی ($eu\Delta$) برای محاسبه برش پایه، از دوره تناوب تحلیلی اصلی سازه استفاده می شود و فقط برای ساختمان های با اهمیت خیلی زیاد باید مقدار کوچک تر دوره تناوب اصلی سازه و $1/25$ برابر دوره تناوب تجربی سازه را مد نظر قرار داد.



۳-۵-۳ در محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_{ei} ، برای رعایت محدودیت های فوق، مقدار برش پایه در رابطه (۱-۳) را می توان بدون منظور کردن محدودیت مربوط به زمان تناوب اصلی ساختمان T در تبصره بند (۱-۳-۳-۳) تعیین کرد. ولی در ساختمان های با اهمیت خیلی زیاد محدودیت آن بند در مورد زمان تناوب اصلی باید رعایت شود. در هر حال، رعایت رابطه (۳-۳) از بند (۱-۱-۳-۳) در خصوص حداقل برش پایه در محاسبات تغییر مکان نسبی ضروری است.

۴-۲-۵- مقدار مجاز تغییر مکان جانبی نسبی

بر اساس بند ۳-۵-۲ استاندارد ۲۸۰۰ با در نظر گرفتن اثرات $P-\Delta$ آیین نامه مقدار ΔM (تغییر مکان جانبی نسبی غیر خطی طرح) را به Δa (تغییر مکان جانبی نسبی مجاز) محدود میکند، که Δa به صورت زیر بدست می آید.

۳-۵-۲ مقدار Δ_{II} که با منظور کردن اثر $P-\Delta$ در محاسبه Δ_{II} به دست می آید نباید از مقدار مجاز Δ_{II} زیر تجاوز نماید.

$$\Delta_a = 0.025h$$

- در ساختمان های تا ۵ طبقه

$$\Delta_a = 0.020h$$

- در سایر ساختمان ها

در این روابط h ارتفاع طبقه است.

$\Delta_M = C_d * \Delta_{eu}$	دریفت طبقه
Δ_a	دریفت مجاز طبقه
$C_d * \Delta_{eu} < \Delta_a$	کنترل دریفت

شکل ۵-۲۴ - دریفت مجاز و دریفت طبقه در سازه

۵-۲-۵- کنترل دریفت در ایتبس بصورت گام به گام

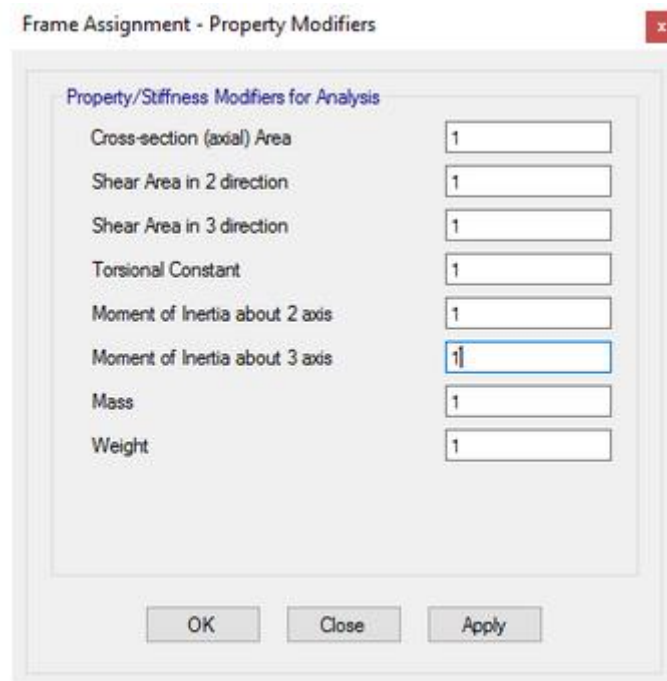
برای کنترل دریفت در ایتبس باید گام -های زیر را برداشت کرده که ما هر یک از آنها را در این مقاله به طور مفصل توضیح می‌دهیم:



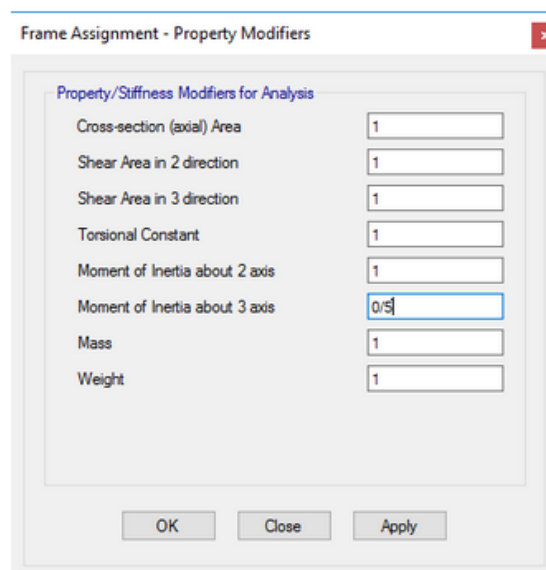
۵-۲-۶- کنترل دریفت سازه بتنی

برای ساختمان های با اهمیت کم، متوسط و زیاد در کنترل دریفت می توان از زمان تناوب تحلیلی استفاده نمود. بنابراین ضرایب سختی

ستون ها ۱ و تیرها را ۰/۵ وارد میشود.



شکل ۵-۲۵ - ضرایب سختی ستون-ها در تعیین زمان تناوب تحلیلی

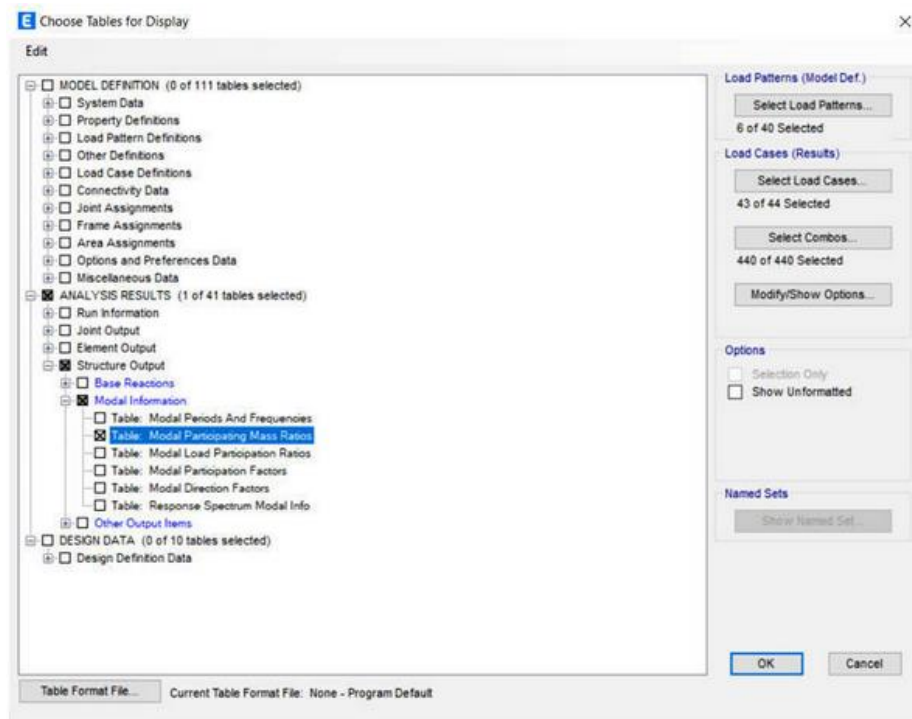


شکل ۵-۲۶ - ضرایب سختی تیرها در تعیین زمان تناوب تحلیلی

توصیه می شود که مراحل این گام در فایل دیگر به نام **period** انجام شود.

سپس فایل آنالیز شده و از مسیر **display>choose tables** را انتخاب شده و بعد از این مرحله از طریق مسیر نشان داده شده در

تصویر زیر **modal participating mass ratios** را انتخاب گردد.



شکل ۵-۲۷ - تعیین زمان تناوب تحلیلی

حال می-توانید زمان تناوب-های تحلیلی خود را مشاهده کنید. همانطور که در تصویر زیر می-بینید زمان تناوب سازه در جهت Y برابر ۱/۳۸۷ ثانیه می-باشد، زیرا بیشترین مشارکت (حدود ۶۰٪) را در ارتعاش کلی سازه دارد. با همین استدلال می-توان نتیجه گرفت که زمان تناوب تحلیلی سازه در جهت X برابر ۱/۴۰۵ ثانیه می-باشد.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
Modal	1	Tx 1.405	0.6002	0.007	0	0.6002	0.007	0	0.0044
Modal	2	Ty 1.387	0.0096	0.601	0	0.6098	0.608	0	0.3809
Modal	3	1.134	0.0058	0.0192	0	0.6155	0.6272	0	0.0129
Modal	4	0.495	0.0939	0.0034	0	0.7094	0.6306	0	0.0061
Modal	5	0.489	0.0045	0.0887	0	0.7139	0.7194	0	0.1681
Modal	6	0.401	0.0018	0.0025	0	0.7157	0.7218	0	0.0057
Modal	7	0.285	0.0015	0.0433	0	0.7172	0.7652	0	0.0366
Modal	8	0.28	0.0469	0.0016	0	0.7641	0.7668	0	0.0014
Modal	9	0.233	0.0009	0.0005	0	0.765	0.7673	0	0.0003
Modal	10	0.195	0.0001	0.0208	0	0.7651	0.7881	0	0.0303
Modal	11	0.189	0.0204	0.0002	0	0.7855	0.7883	0	0.0003
Modal	12	0.169	6.881E-07	0.0016	0	0.7855	0.7899	0	0.0013
Modal	13	0.163	0.0019	0.0008	0	0.7874	0.7908	0	0.0008
Modal	14	0.162	0.0062	0.0025	0	0.7936	0.7932	0	0.0024
Modal	15	0.148	0.0021	0.0031	0	0.7957	0.7964	0	0.0035

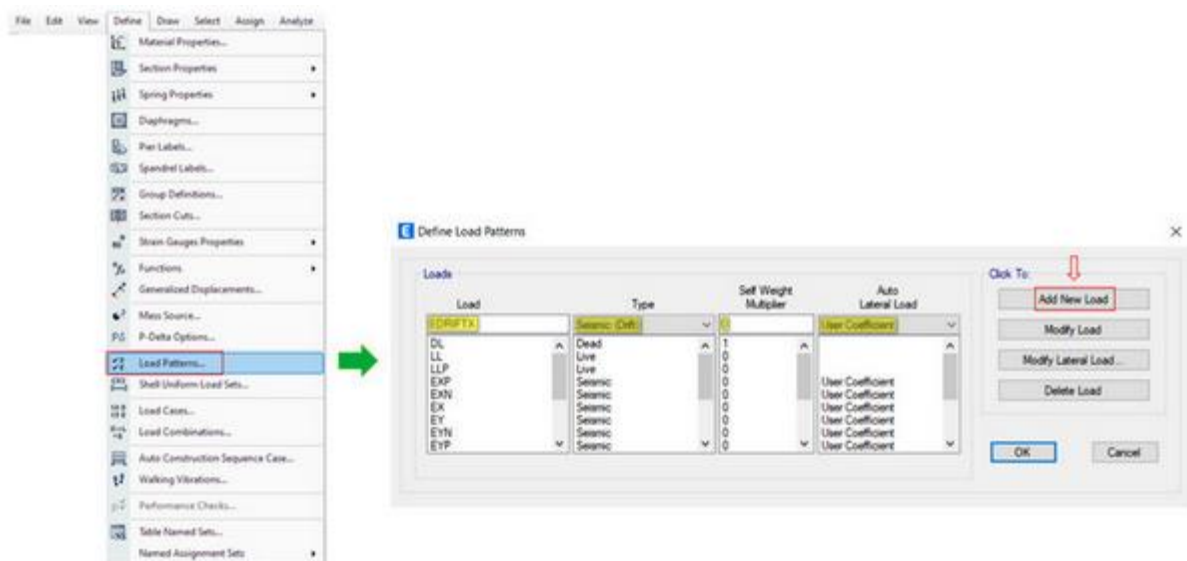
شکل ۵-۲۸ - زمان تناوب تحلیلی سازه در دو جهت X و Y

سپس با استفاده از زمان تناوب های به دست آمده از مرحله قبل، ضریب بازتاب B طبق بند ۲-۳ محاسبه شود. از آنجایی که $C=ABI/R$ بنابراین می توان الگوهای بار زلزله دریفت خود را به راحتی تعریف کرد.

$$C_x = \frac{ABI}{R_u} = \frac{0.35 \times 1.0507 \times 1}{5} = 0.0735 \quad \text{EXDrift}$$

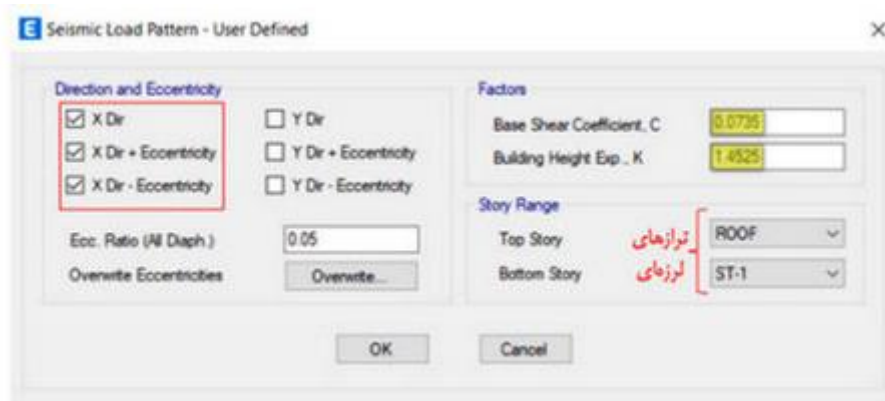
$$C_x = \frac{ABI}{R_u} = \frac{0.35 \times 1.0610 \times 1}{5} = 0.0742 \quad \text{EYDrift}$$

حال می توانید الگوهای بار زلزله دریفت خود را از طریق مسیر Define→load pattern در ایتبس بسازید.



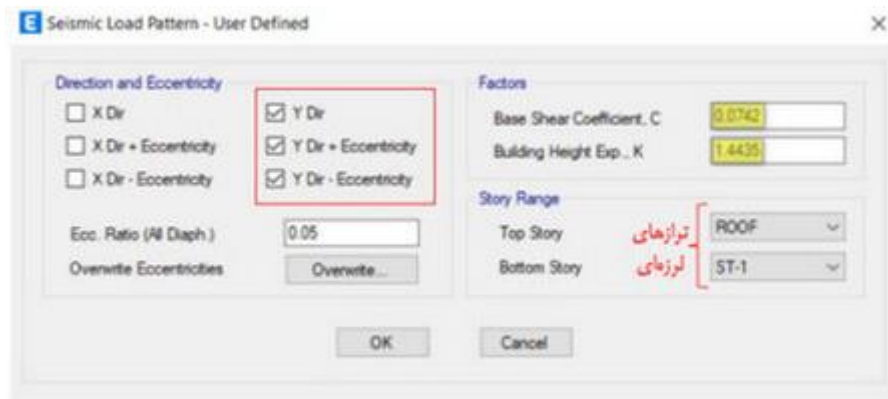
شکل ۵-۲۹ - تعریف زلزله های دریفت در Load Patterns

باید برای دو راستای X و Y زلزله- های دریفت را تعریف کنیم.



شکل ۵-۳۰ - تعریف الگوی بار EXdrift در ایتبس

فقط به این نکته توجه داشته باشید که نوع بار را از نوع seismic drift انتخاب کنید. با این کار ایتبس فقط در کنترل دریفت از این الگوهای بار استفاده خواهد کرد و در طراحی سازه از آن-ها استفاده نخواهد کرد. به همین ترتیب EYdrift هم تعریف می-کنیم.



شکل ۵-۳۱- تعریف الگوی بار EYdrift در ایتبس

توجه شود که در تعریف زلزله-های دریفت، برای سازه-هایی که دارای نامنظمی پیچشی هستند، خروج از مرکزیت اصلاح شده را نیز می-توان اعمال کرد. اما در آیین-نامه-ها به این مورد اشاره نشده است.

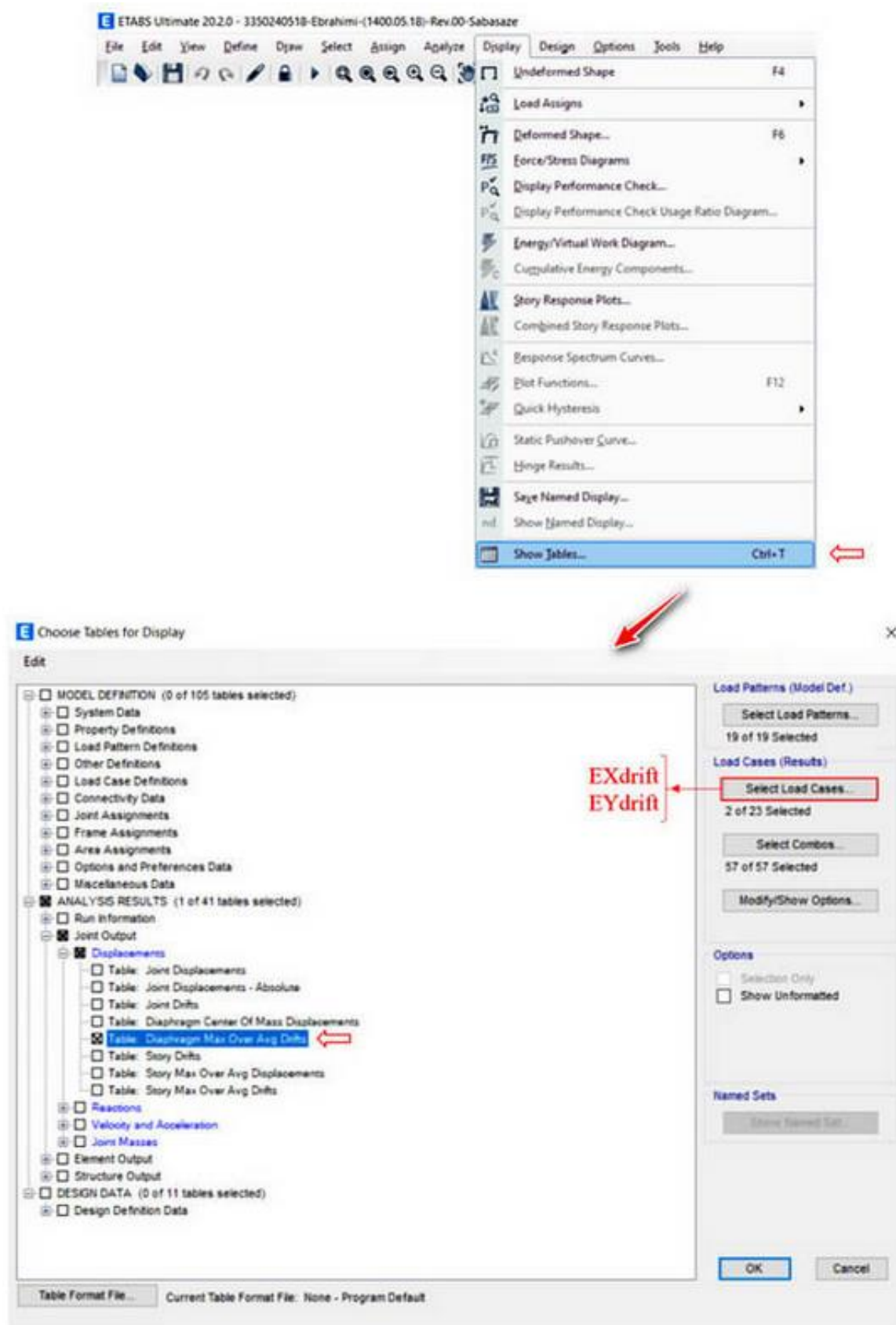
۵-۲-۷- مقدار مجاز دریفت

برای مثال در یک ساختمان بیش از ۵ طبقه، مقدار دریفت مجاز طبق بند ۳-۵-۲ برابر $0.02h$ خواهد بود.

$$C_d \times \Delta_{eu} < 0.020h \rightarrow \frac{\Delta_{eu}}{h} < \frac{0.02}{C_d}$$

$$\rightarrow \frac{\Delta_{eu}}{h} < \frac{0.02}{4.5} = 0.0044$$

نسبت دریفت در این سازه بتنی با سیستم قاب خمشی حداکثر می-تواند 0.0044 باشد.



شکل ۵-۳۲ - کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

در بحث کنترل دررفت طبقات، دو روش تقریبی و دقیق وجود دارد؛ در صورتی که از گزینه **diaphragm max/avg drifts** جواب گرفته شود، حتما از گزینه **diaphragm center of mass displacements** که در واقع برای محاسبه ی دقیق دررفت مورد استفاده قرار می گیرد، نیز می توان جواب گرفت. (اما بدلیل زمانبر بودن کنترل به روش دقیق، همیشه نتایج مورد اول با وجود مقداری محافظه کاری ملاک کنترل دررفت قرار می گیرد.)

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio	Label	Max Loc X m
TOP	EDRFTX	LinStatic		Diaph D1 X	0.000731	0.000728	1.004	12	10.32
TOP	EDRFTY	LinStatic		Diaph D1 Y	0.000503	0.00049	1.027	12	10.32
TOP	ACIS1	Combination		Diaph D1 X	0.000619	0.000533	1.16	12	10.32
TOP	ACIS1	Combination		Diaph D1 Y	0.000307	0.000228	1.348	14	15.4641
TOP	ACIS3	Combination		Diaph D1 X	0.002557	0.0024	1.065	23	15.275
TOP	ACIS3	Combination		Diaph D1 Y	0.000509	0.000363	1.401	14	15.4641
TOP	ACIS5	Combination		Diaph D1 X	0.000683	0.000513	1.33	12	10.32
TOP	ACIS5	Combination		Diaph D1 Y	0.000441	0.000284	1.554	14	15.4641
TOP	ACIS7	Combination		Diaph D1 X	0.002435	0.002364	1.03	23	15.275
TOP	ACIS7	Combination		Diaph D1 Y	0.000372	0.000307	1.212	14	15.4641
TOP	ACIS9	Combination		Diaph D1 X	0.000657	0.000531	1.237	12	10.32
TOP	ACIS9	Combination		Diaph D1 Y	0.000372	0.000256	1.457	14	15.4641
TOP	ACIS11	Combination		Diaph D1 X	0.002496	0.002382	1.048	23	15.275
TOP	ACIS11	Combination		Diaph D1 Y	0.00044	0.000335	1.315	14	15.4641
TOP	ACIS13	Combination		Diaph D1 X	0.000604	0.000486	1.242	23	15.275

شکل ۳۳-۵ - مشاهده برابری دررفت مرکز جرم طبقه، دررفت مرکز جرم تقریباً با دررفت میانگین طبقه

۹-۲-۵- مقایسه دررفت مجاز با دررفت طبقات و نتیجه گیری

اگر در سازه نامنظمی پیچشی وجود داشته باشد ($ratio > 1.2$) بایستی از گزینه **max drift** برای کنترل دررفت طبقات خود استفاده کنیم.

avg drift ایتمس تقریباً برابر با تغییر مکان جانبی مراکز جرم کف های بالا و پایین می باشد بنابراین می توان با تقریب خوبی از این گزینه استفاده کرد.

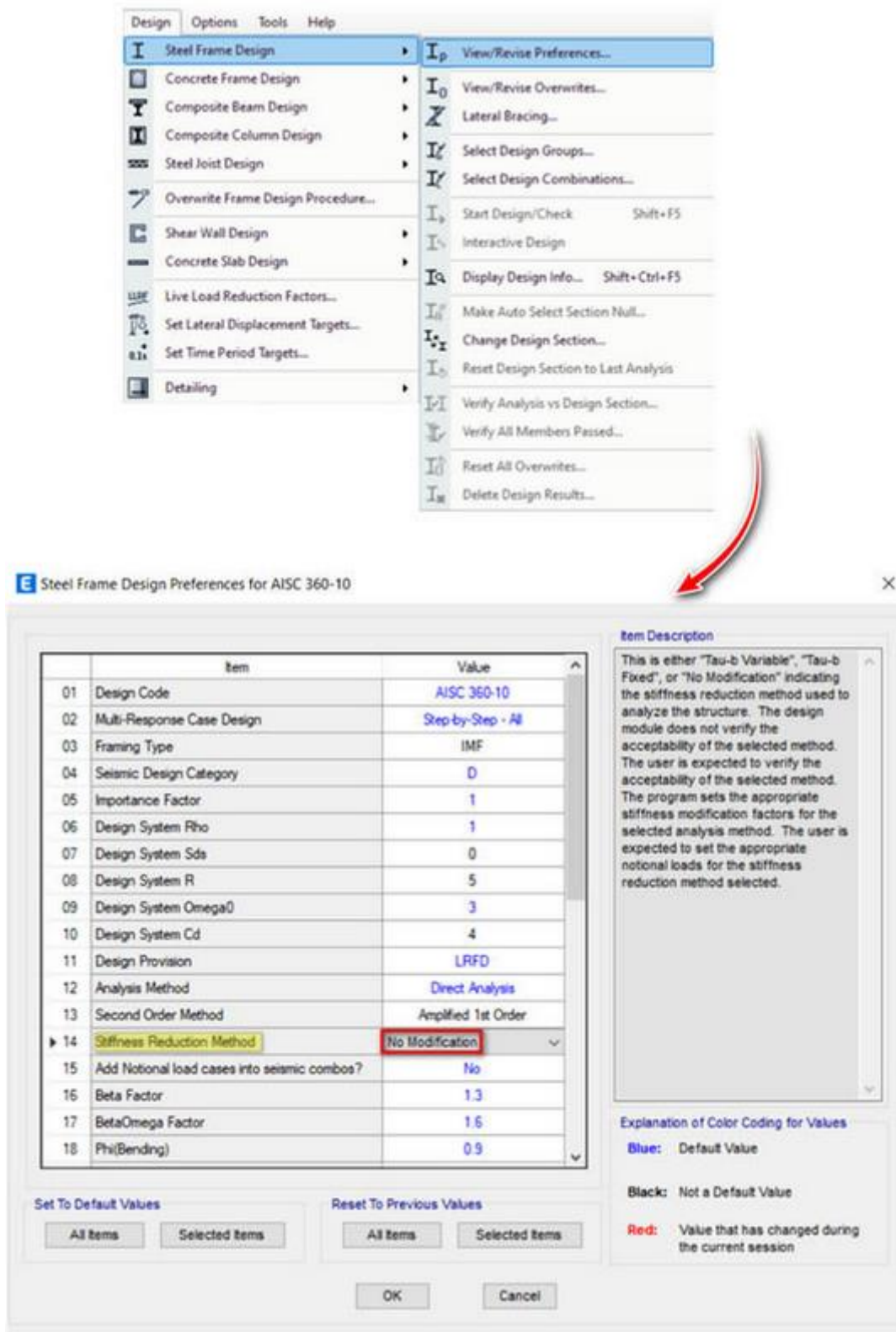
در صورتیکه نامنظمی پیچشی داشته باشیم کنترل دررفت بر اساس لبه های کناری ساختمان (که قطعاً دررفت بیشتری دارند) صورت می گیرد. بنابراین تحت این شرایط بایستی از گزینه **max drift** استفاده کنیم.

نسبت نشان داده نباید از 0.0044 بیشتر باشد. اگر این مقدار بیشتر از حد مجاز آن باشد به ناچار بایستی ابعاد مقاطع را افزایش دهیم تا جایی که دررفت جوابگو باشد.

توجه شود که اگر سیستم باربر جانبی سازه در دو راستا متفاوت باشد باید مقادیر مجاز دررفت را برای هر راستا به صورت جداگانه بدست آورد و با مقادیر دررفت خروجی نرم افزار مقایسه کرد.

۱۰-۲-۵- کنترل دریافت در سازه ی فولادی

کنترل دریافت برای سازه -های فولادی نیز مشابه با سازه -های بتنی است، با این تفاوت که برای برداشت دوره تناوب تحلیل سازه در فایل Period سازه تغییرات زیر را باید اعمال کرد.



شکل ۵-۳۴ - عدم کاهش سختی در سازه

۵-۲-۱۱- کنترل دررفت در تحلیل دینامیکی طیفی

اگر در تحلیل طیفی همپایه سازی برش پایه های استاتیکی و دینامیکی را به صورت ۸۵٪ و ۹۰٪ انجام داده باشید جواب گرفتن از دررفت برایتان راحت تر خواهد شد. در ادامه به مراحل کنترل دررفت تحت زلزله های طیفی می پردازیم.

ابتدا الگوهای بار زلزله دررفت طیفی را بسازید. منظورمان SXdrift و SYdrift می باشد. توجه کنید scale factor اولیه یعنی Agl/Ru را برای تعریف این ۲ الگوی بار وارد کنید.

سپس سازه را آنالیز کنید.

با توجه به منظمی یا نامنظمی پروژه، SXdrift را با EXdrift و SYdrift را با EYdrift همپایه کنید.

حال میتوانید دررفت را تحت الگوهای بار SXdrift و SYdrift مطابق مطالبی که در این مقاله گفته شد بخوانید.

توصیه می-شود که به دلیل خطاهایی که در این روش وجود دارد، برای انجام کنترل دررفت از این روش استفاده نشود.

۵-۲-۱۲- راه های جواب گرفتن از کنترل دررفت

اگر کنترل دررفت سازه جواب نداد راهکارهای زیر را می-توان انجام داد. ابتدا باید بررسی کنیم که در کدام راستا و در چه طبقاتی

مشکل دررفت داریم، سپس تقویت را باید برای آن راستا و طبقات انجام دهیم.

افزایش ارتفاع تیر: موثرترین راهکار کاهش دررفت سازه، افزایش ارتفاع مقاطع تیرهاست، البته باید به مقدار آویز تیر و اثرات معماری آن توجه کرد.

افزایش عرض تیر: افزایش عرض تیر هم می-تواند باعث کاهش دررفت شود. البته سعی کنیم که عرض تیر از عرض مقطع ستون بیشتر نشود.

افزایش مقاطع ستون: با افزایش ابعاد مقطع ستون می-توان سازه را قوی-تر کرد و دررفت را کاهش داد. توصیه می-شود خیلی از این راهکار استفاده نشود.

در قاب- های مهاربندی، می-توان تعداد دهانه- های مهاربندی را افزایش داد.

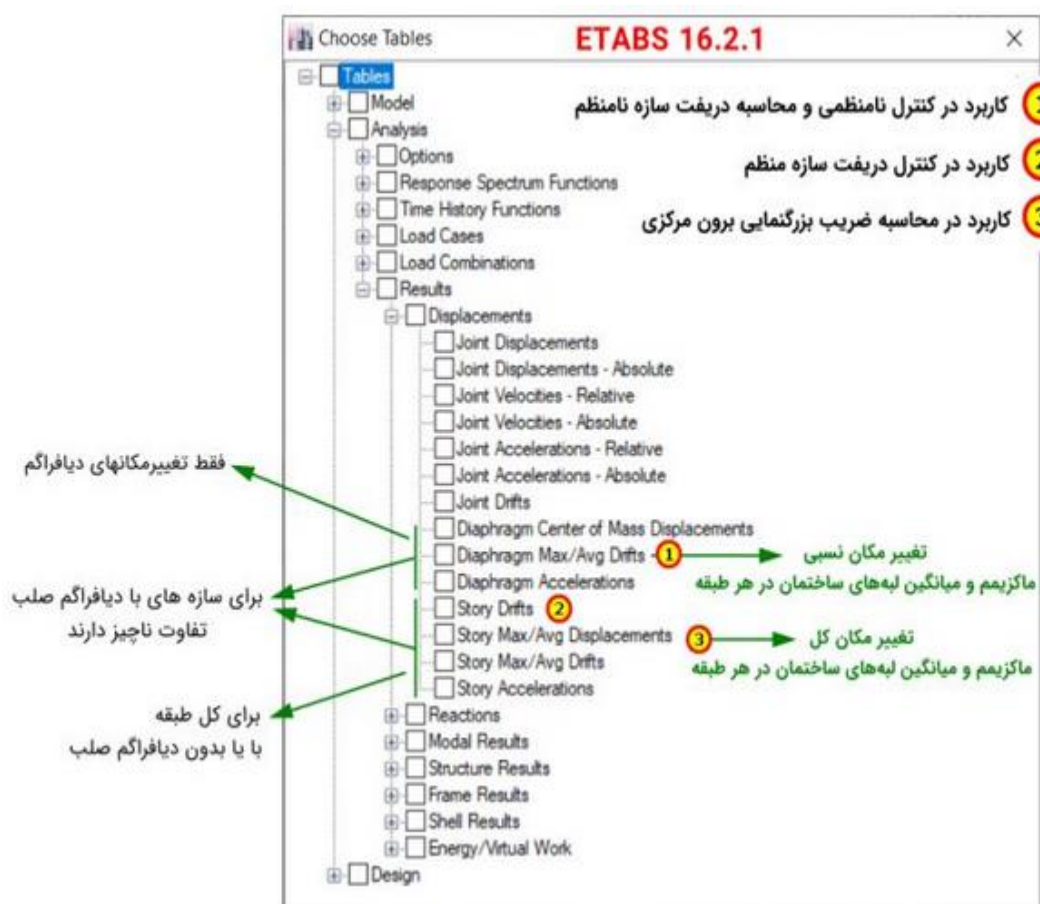
اگر سازه دارای نامنظمی پیچشی بود، می-توان با تقویت سازه، آن را منظم کرد.

به طور کلی تقویت سازه، مثل بالا بردن مقاومت مشخصه- ی بتن و فولاد مصرفی.

نهایتاً اگر باز هم نتوانستیم از این کنترل جواب بگیریم باید سیستم باربر جانبی سازه را عوض کنیم.

البته با توجه به محدودیت‌های معماری سازه و تیپ-بندی ستون‌ها و تیرها، همیشه نمی‌توانیم بر اساس این معیار ابعاد المان‌ها را

تعیین کرد و اعدادی که به عنوان نسبت انرژی نمایش داده می‌شوند تنها یک پیشنهاد از طرف نرم افزار می باشد.



کنترل نامنظمی پیچشی

ب-نامنظمی پیچشی: در مواردی که حداکثر تغییر مکان نسبی در یک انتهای ساختمان در هر طبقه، با احتساب پیش‌تصادفی و با منظور کردن $A_j = 1/10$ بیشتر از ۲۰ درصد متوسط تغییر مکان نسبی در دو انتهای ساختمان در آن طبقه باشد، در این موارد نامنظمی "زیاد" و در مواردی که این اختلاف بیشتر از ۴۰ درصد باشد، نامنظمی "شدید" پیچشی توصیف می‌شود.
 $\text{diaphragm max/avg Drifts - Ratio}$

کنترل دررفت در سازه نامنظم

۳-۵-۴ در ساختمان‌های نامنظم پیچشی و یا نامنظم شدید پیچشی، برای محاسبه تغییر مکان نسبی هر طبقه Δ_e ، به جای تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی مراکز جرم کف‌ها، باید تفاوت بین تغییر مکان‌های جانبی کف‌های بالا و پایین آن طبقه در امتداد محورهای کناری ساختمان مد نظر قرار گیرد.
 $\text{diaphragm max/avg Drifts - Max Drift}$

محاسبه ضریب بزرگنمایی برون از مرکزیت اتفاقی

$$A_j = \left(\frac{\Delta_{\max}}{1/3 \Delta_{\text{ave}}} \right)^2 \quad 1 \leq A_j \leq 3 \quad (9-3)$$

در این رابطه:
 $\Delta_{\max}$ = حداکثر تغییر مکان طبقه $\Delta_{\max}$ که با فرض $A_j = 1/10$ محاسبه شده است.
 Δ_{ave} = میانگین تغییر مکان دو انتهای ساختمان در طبقه Δ_{ave} که با فرض $A_j = 1/10$ محاسبه شده است.
 $\text{Story Max/avg Displacement - Maximum}$
 $\text{Story Max/avg Displacement - average}$

شکل ۵-۳۶ - کاربردهای خروجی‌های Displacement در ایتبس برای کنترل‌های سازه

۶- تحلیل طیفی سازه و همپایه کردن برشهای پایه

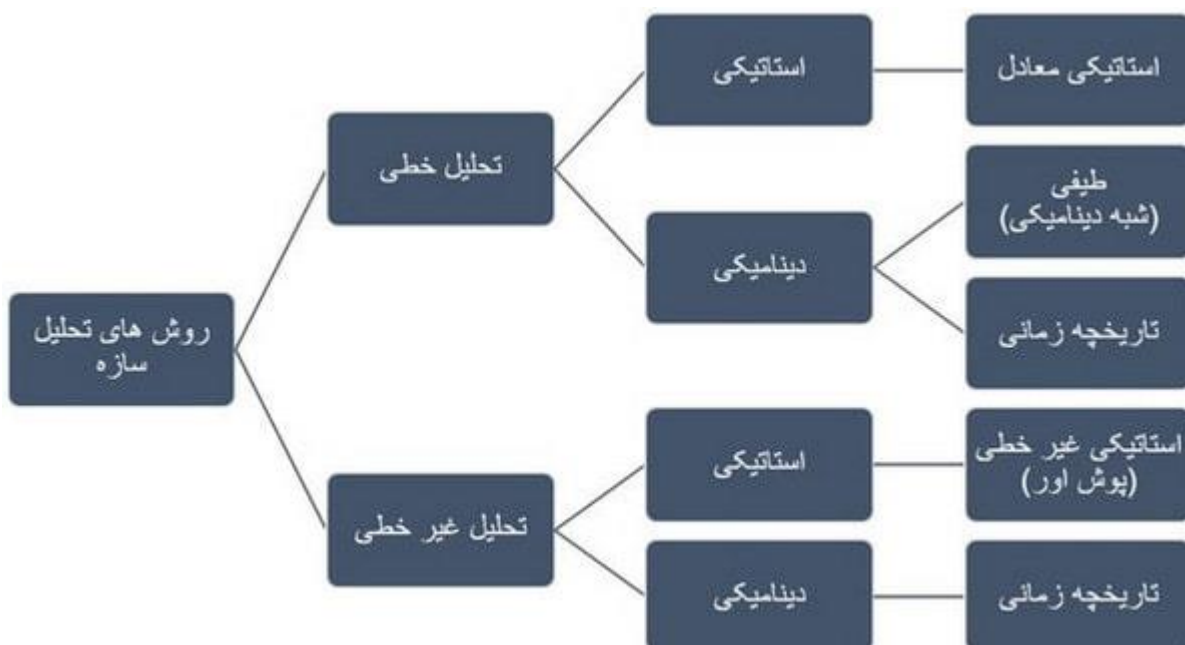
به طور کلی سازه را با دو روش تحلیل خطی و غیر خطی می توانیم آنالیز کنیم که این روش ها عبارتند از:

تحلیل خطی (الاستیک یا ارتجاعی)

- تحلیل استاتیکی معادل
- تحلیل دینامیکی طیفی
- تحلیل تاریخچه زمانی

تحلیل غیرخطی (غیر الاستیک یا پلاستیک یا غیر ارتجاعی)

- تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش آور)
- تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی



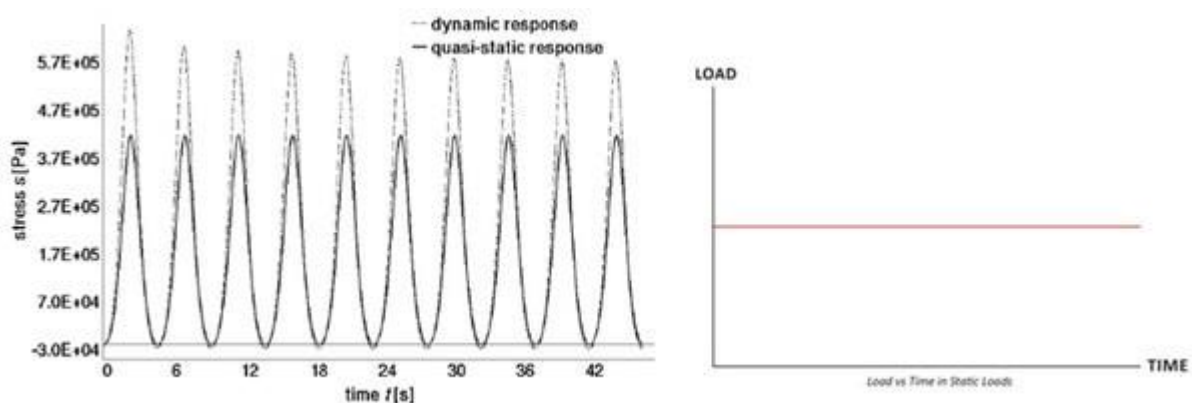
شکل ۶-۱- روشهای تحلیل سازه

تفاوت تحلیل خطی و غیر خطی

زمانی که صحبت از خطی بودن و غیرخطی بودن در میان است واژه "سختی" مرز تفاوت آن‌ها را مشخص می‌کند. در واقع سختی یک عضو، بر اثر بارهای وارده بر آن تعیین می‌شود. سختی می‌تواند سختی خمشی، برشی و یا محوری عضو باشد. بسته به اینکه بار اعمالی به عضو، آن را به خمش، برش و یا تغییر شکل محوری وادار کند سختی آن تعیین می‌شود.

تفاوت نیروی استاتیکی و دینامیکی

تفاوت عمده این دو نوع نیرو، وابسته به زمان بودن نیروهای دینامیکی است. به این معنا که نیروهای دینامیکی با تغییرات زمان مقادیر مختلفی دارند و برای هر زمان یک پاسخ متفاوت از سازه دریافت می‌کند؛ در صورتی که در نیروهای استاتیکی، نیرو در یک زمان به سازه وارد می‌شود و تنها یک پاسخ به وجود می‌آورد، از این رو مسائل دینامیکی بسیار پیچیده‌تر و زمان‌برتر از مسائل استاتیکی هستند.



شکل ۶-۲- تصویر سمت چپ بارگذاری دینامیکی و تصویر سمت راست بارگذاری استاتیکی

موارد کاربرد تحلیل خطی

طبق بند ۳-۲-۲ آیین -نامه ۲۸۰۰ داریم:

روش های تحلیل خطی را می توان در کلیه ساختمان ها با هر تعداد طبقه به کار برد. تنها، روش استاتیکی معادل را می توان در ساختمان های سه طبقه و کوتاه تر، از تراز پایه و یا ساختمان های زیر به کار گرفت:

- الف- ساختمان های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه
- ب- ساختمان های نامنظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه که دارای:
 - نامنظمی زیاد و شدید پیچشی در پلان نباشد
 - نامنظمی جرمی، نرم و خیلی نرم در ارتفاع نباشد

این بند از آیین نامه را می -توان این-گونه تفسیر کرد که آیین نامه برای استفاده از روش تحلیل استاتیکی خطی محدودیت ارتفاعی در نظر گرفته است؛ زیرا در این روش تنها اثر مود اول ارتعاشی سازه در نظر گرفته می -شود و اثرات مدهای دیگر سازه در نظر گرفته نمی شود.

ردیف	نوع ساختمان	استاتیکی معادل	دینامیکی طیفی خطی	دینامیکی خطی (تاریخچه زمانی)
۱	کلیه ساختمان ها تا سه طبقه	Ok	Ok	Ok
۲	ساختمان های منظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه	Ok	Ok	Ok
۳	ساختمان های نامنظم با ارتفاع کمتر از ۵۰ متر از تراز پایه که نامنظمی آنها در پلان از نوع "پیچشی" یا "پیچشی شدید" و نامنظمی آنها در ارتفاع از نوع "نامنظمی جرمی" و "طبقه نرم" و "طبقه خیلی نرم" و "نامنظمی هندسی در ارتفاع" نباشد	Ok	Ok	Ok
۴	سایر ساختمان ها	Not Ok	Ok	Ok

موارد کاربرد تحلیل غیرخطی

در بند ۳-۲-۳ از آیین‌نامه ۲۸۰۰ در رابطه با کاربرد روش‌های تحلیل غیرخطی به صورت زیر بحث شده است:

۳-۲-۳ روش‌های تحلیل غیرخطی

روش‌های تحلیل غیرخطی را می‌توان در کلیه ساختمان‌ها با هر تعداد طبقه به کاربرد، ولی برای استفاده از آنها ضروری است سازه علاوه بر اقناع الزامات آنها، ضوابط تحلیل و طراحی یکی از روش‌های خطی عنوان شده در بند (۳-۲-۳) را نیز اقناع نماید. الزامات مربوط به روش‌های تحلیل غیرخطی در پیوست شماره (۲) ارائه شده است.

از این روش برای کلیه ساختمان‌ها با هر تعداد طبقات می‌توان استفاده کرد. روش دینامیکی غیرخطی برای ارزیابی رفتار دقیق سازه‌ها تحت زلزله مورد استفاده قرار می‌گیرد، این در حالیست که روش استاتیکی غیرخطی (روش پوش آور) بیشتر در ارزیابی آسیب پذیری سازه‌ها و مطالعات مقاوم سازی کاربرد دارد.

روش‌های تحلیل خطی سازه

روش استاتیکی معادل

روش استاتیکی معادل به عنوان یکی از فراگیرترین روش‌های تحلیل سازه، بر پایه دو اصل زیر استوار است:

- رفتار خطی مصالح.
- اعمال نیروی زلزله به صورت استاتیکی

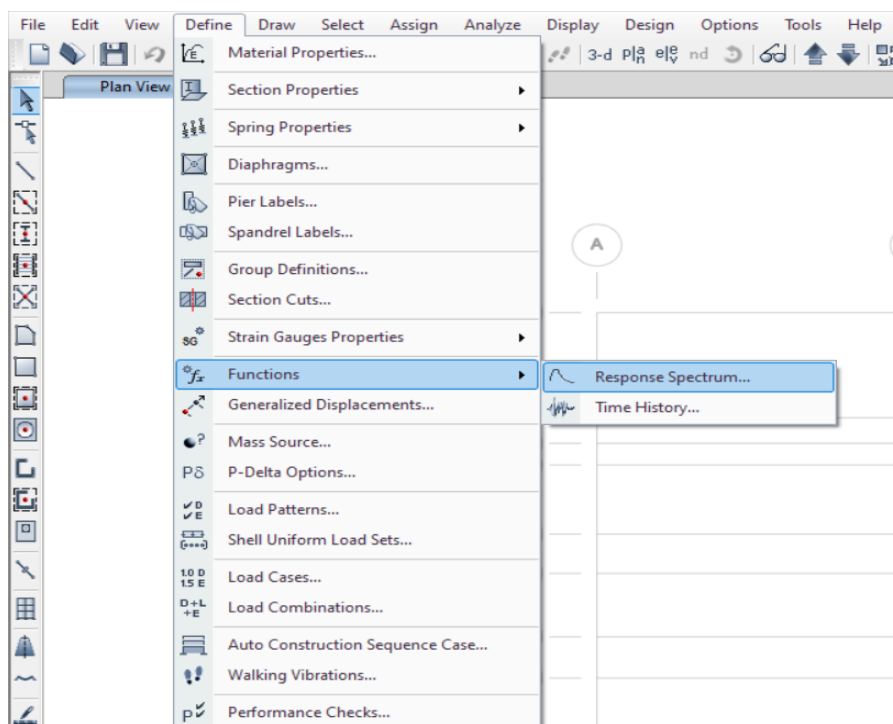
علیرغم اینکه نیروی ناشی از زلزله، دینامیکی است اما در این روش اثر آن بر روی سازه به صورت یک بار معادل استاتیکی برآورد می‌گردد و کل نیروی وارده به سازه برابر ضریبی از وزن ساختمان در نظر گرفته می‌شود.

طبق بند ۳-۲-۱ تفسیر نشریه ۳۶۰، فقط در صورتی -که نسبت نیروهای ناشی از زلزله به ظرفیت باربری اجزا کمتر از ۱ باشد تحلیل به نتایج با دقت مطلوب منتهی می‌شود.

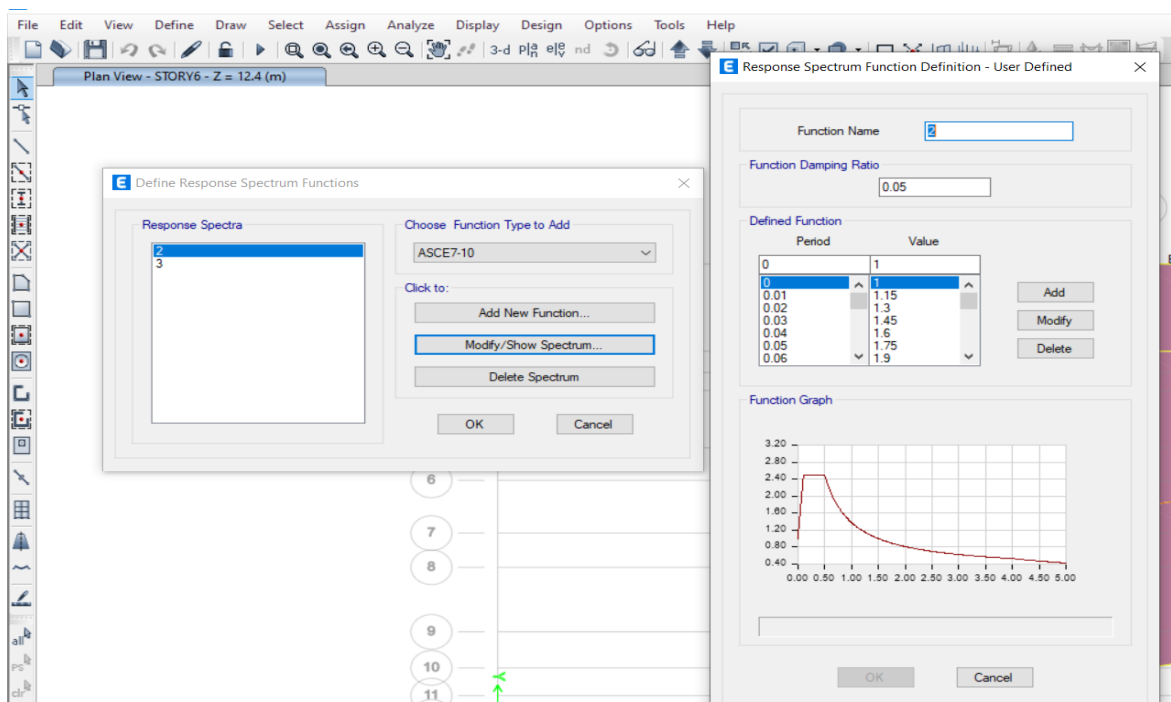
روش تحلیل طیفی و همپایه کردن برشهای پایه

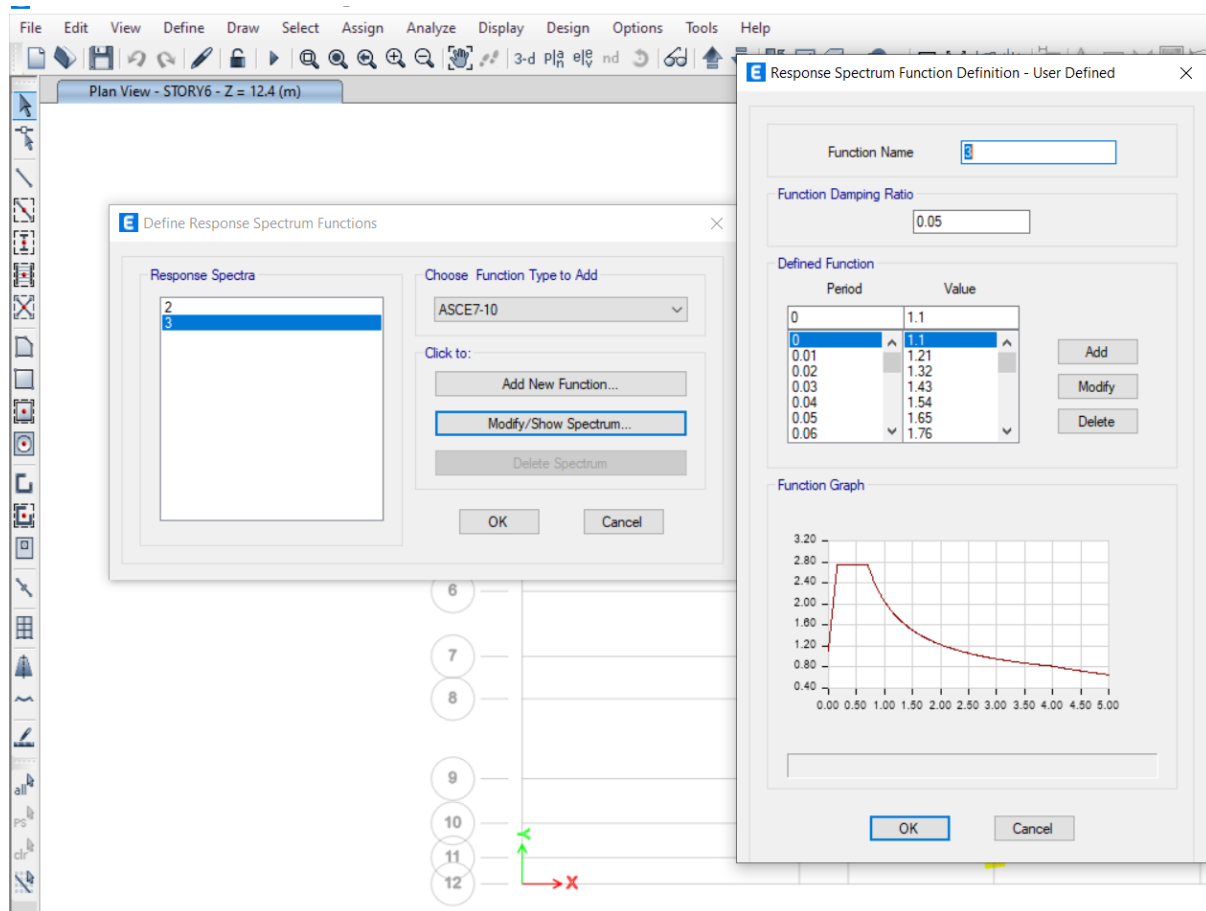
پس از تحلیل سازه و کنترل‌های صورت گرفته در بخش ششم اگر سازه ای دارای پیچش زیاد یا پیچش شدید باشد، بایستی نوع تحلیل از استاتیکی به تحلیل طیفی تغییر یابد. ذکر این نکته ضروری می‌نماید که اگر سازه دارای پیچش شدید باشد بایستی علاوه بر تحلیل دینامیکی ضرایب زلزله نیز در ضریب $1/2$ ضرب شوند. برای مثال اگر در محاسبات مربوط به ضریب زلزله این مقدار برابر $0/175$

بدست آمده بود ضروریست عدد مذکور در $1/2$ ضرب شده و مقدار حاصل (در اینجا $0/21$) بعنوان ضریب جدید به نرم افزار اعمال گردد. در ادامه کار طیف طرح بازتاب زمین باتوجه به نوع آن (نوع یک، دو، سه و یا چهار) به سازه در نرم افزار اعمال می شود.



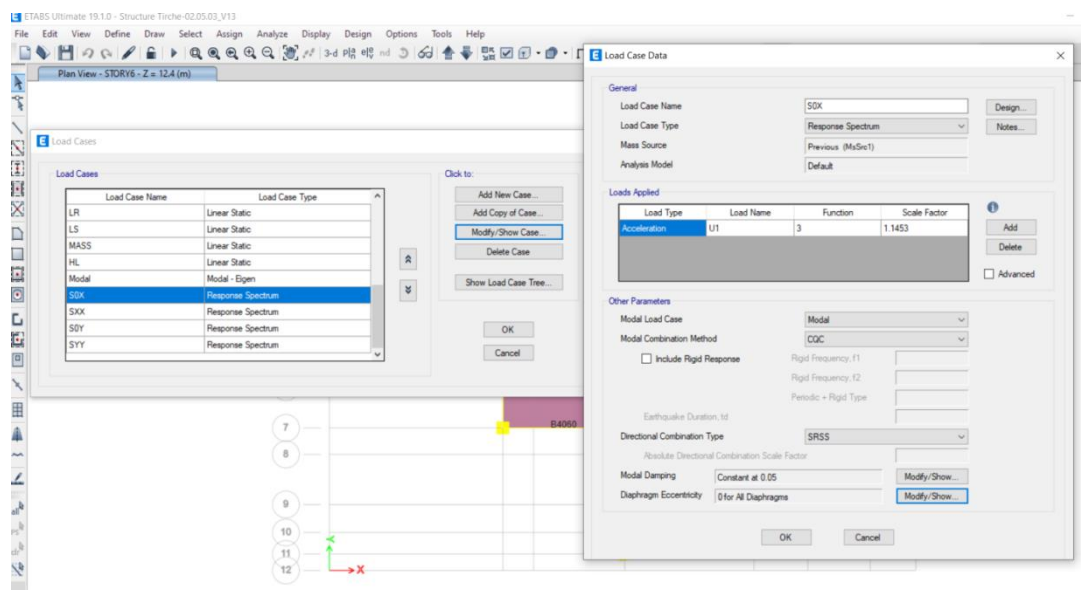
شکل ۶-۳- مراحل تعریف طیف طرح در نرم افزار ایتبس



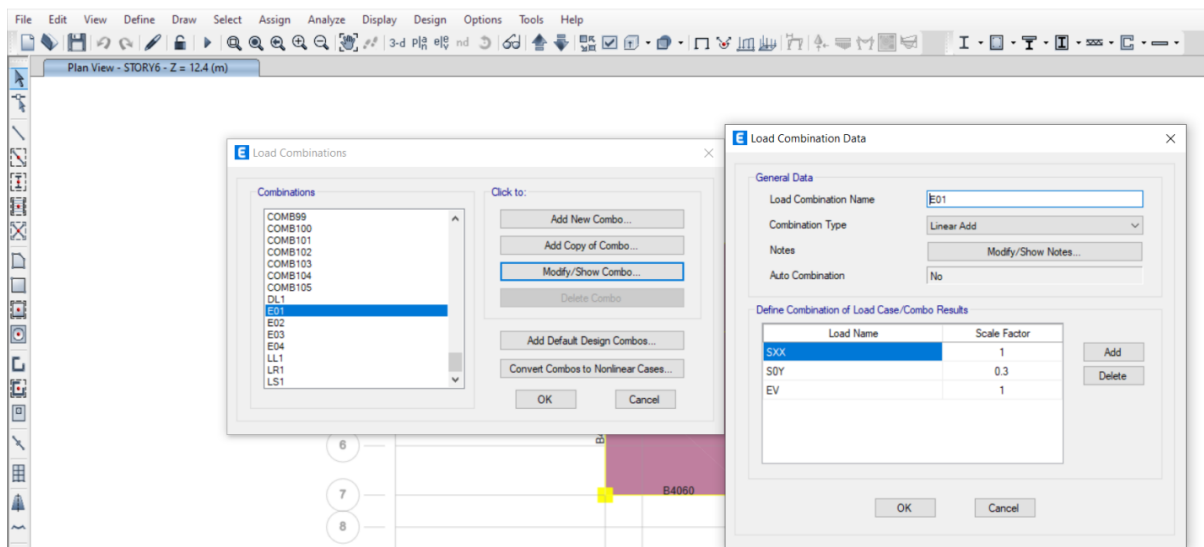


شکل ۶-۴- مراحل تعریف طیف طرح باتوجه به نوع زمین منطقه در نرم افزار ایتبس

پس از تعریف طیفها در منوی Load Case مقادیر SOX ، SOY ، SXX ، SYY را وارد میکنیم. باید دقت شود مقادیر SOX و SOY بدون برون محوری اتفاقی بوده و مقادیر SXX و SYY با برون محوری اتفاقی می باشند.



شکل ۶-۵- مراحل تعریف مقادیر بازتاب در نرم افزار ایتبس



شکل ۶-۶- مراحل تعریف مقادیر ترکیب بارهای دینامیکی در نرم افزار ایتبس

در قسمت Scale Factor با توجه به شتاب مبنای طرح منطقه، ضریب اهمیت سازه، ضریب رفتار سازه، و شتاب زمین مقدار $g \times (I/R)$ محاسبه شده و وارد نرم افزار می شود. پس از وارد کردن این مقادیر و وارد کردن ترکیب بارهای دینامیکی به نرم افزار از نرم افزار Run گرفته و پس از Run مقادیر بازتاب را اصلاح مینماییم. (در اصطلاح همپایه کردن مقادیر برش استاتیکی و برش دینامیکی).

مطابق بند ۳-۴-۱-۴- آیین نامه ۲۸۰۰ داریم:

۳-۴-۱-۴ اصلاح مقادیر بازتابها

در مواردی که برش پایه به دست آمده از روش تحلیل طیفی کمتر از برش پایه تحلیل استاتیکی معادل، رابطه (۳-۱) باشد، مقدار برش پایه تحلیل طیفی باید به مقادیر زیر افزایش داده شده و بازتابهای سازه متناسب با آنها اصلاح گردد. برش پایه استاتیکی معادل عنوان شده در ردیفهای زیر، مقدار برش پایه بر اساس رابطه (۳-۱) و با استفاده از مشخصات طیف استاندارد است.

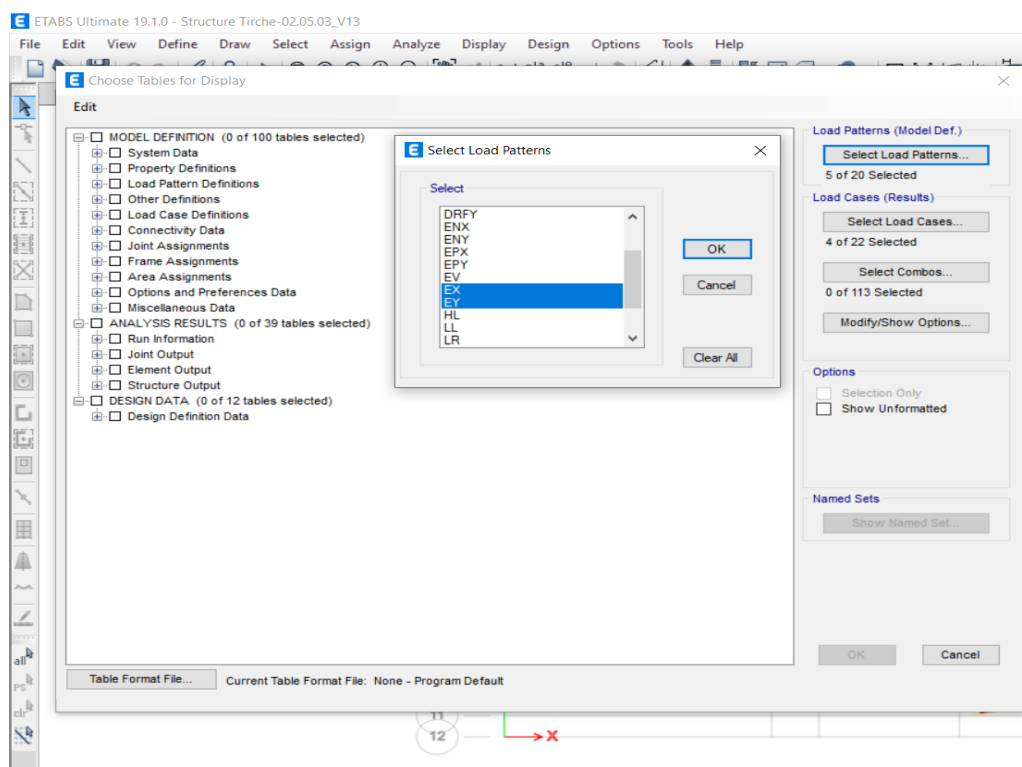
الف- در سازههای نامنظم، که نامنظمی در آنها از نوع "طبقه خیلی ضعیف" یا "طبقه خیلی نرم" یا "پیچشی شدید" نباشد، مقادیر بازتابها باید در ۹۰ درصد نسبت

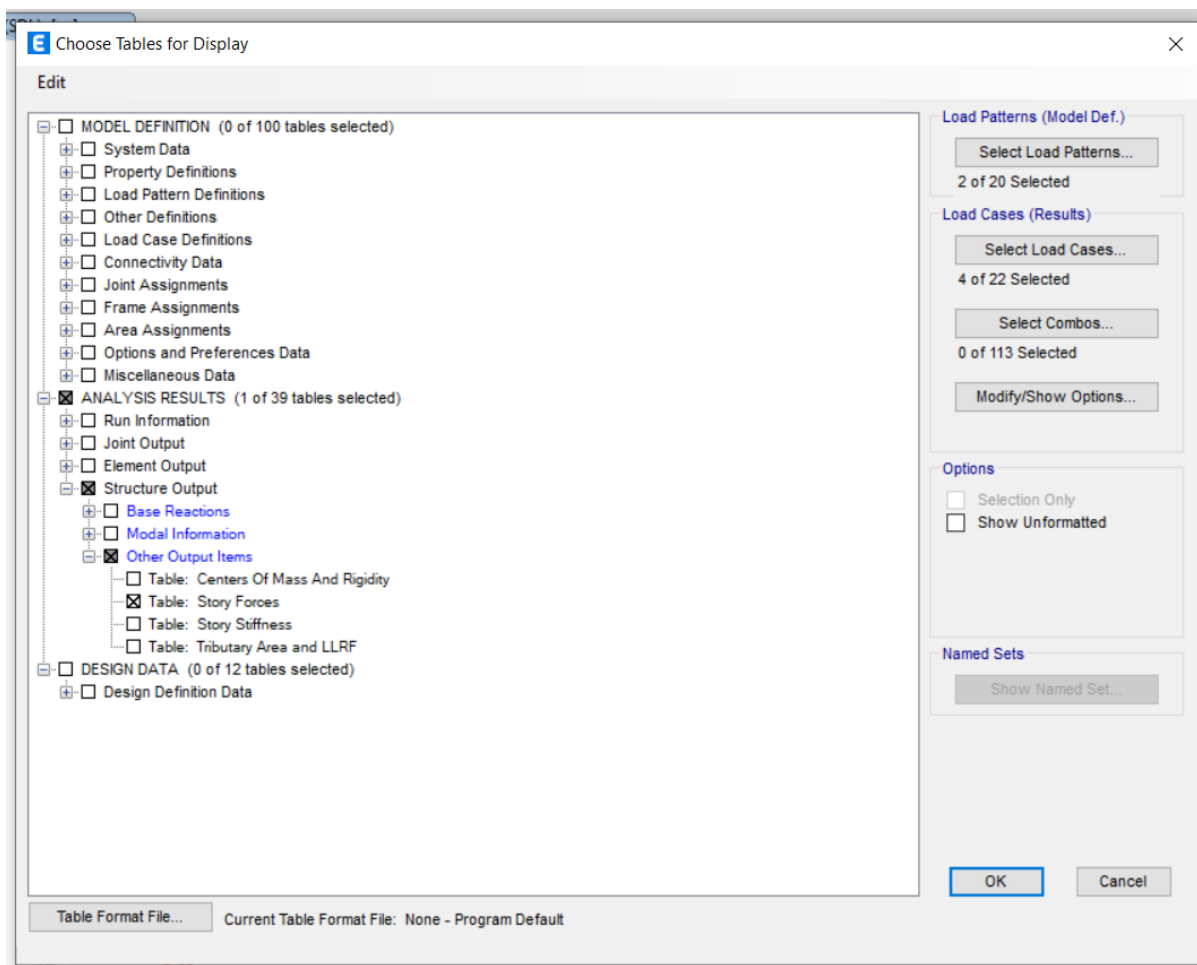
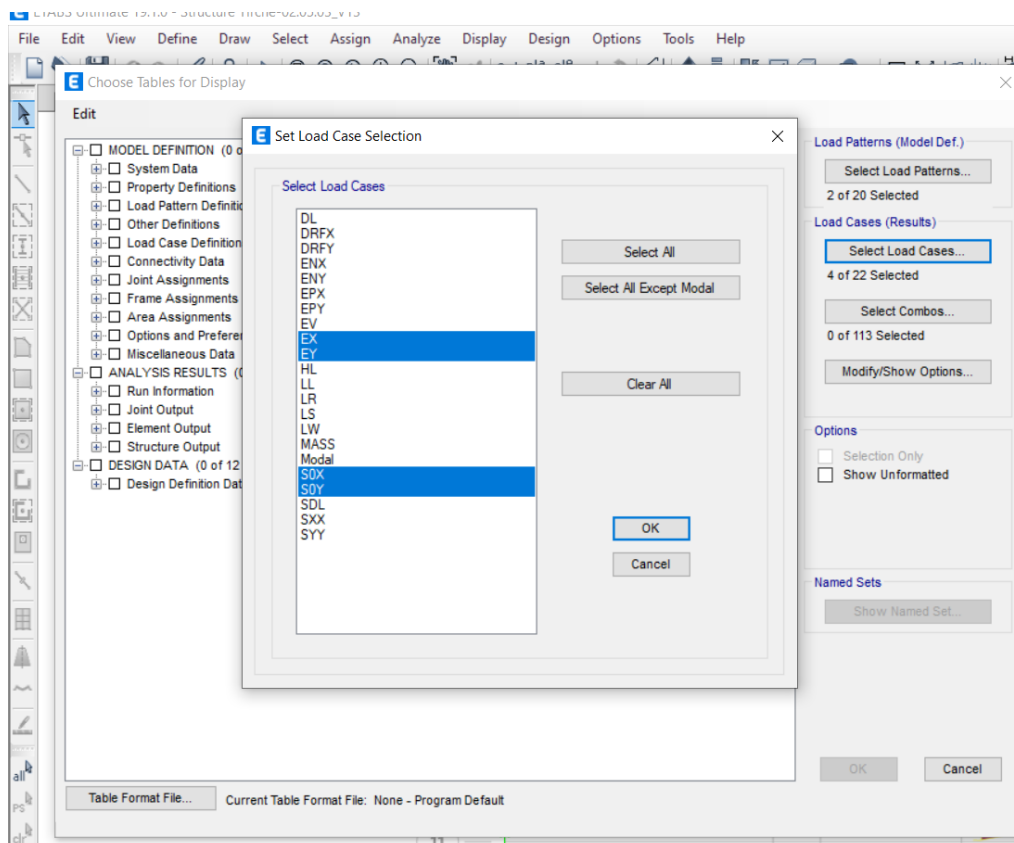
برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شوند. ولی در سازه‌های نامنظمی که نامنظمی آنها مشمول موارد فوق‌الذکر باشد، مقادیر بازتاب‌ها باید در نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش به دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

ب- در سازه‌های منظم، مقادیر بازتاب‌ها باید در ۸۵ درصد نسبت برش پایه استاتیکی معادل به برش پایه به دست آمده از تحلیل طیفی ضرب شود.

تبصره: مقادیر برش پایه تعدیل شده در بندهای الف و ب نباید از برش پایه به دست آمده از تحلیل طیفی کمتر در نظر گرفته شود.

بنابراین مقادیر برش پایه را با توجه به بند آیین نامه ۲۸۰۰ از منوی Display خوانده و برشهای استاتیکی و دینامیکی را همپایه مینماییم.
(با ضرایب ۰/۸۵ یا ۰/۹ یا ۱)





شکل ۶-۷- مراحل همپایه کردن برشهای استاتیکی و دینامیکی در نرم افزار ایتبس

پس از همپایه کردن دوباره از نرم افزار Run گرفته و همپایه شدن آنها را چک میکنیم. در شکل زیر این همپایه شدن با ضریب ۱ نمایش داده شده است.

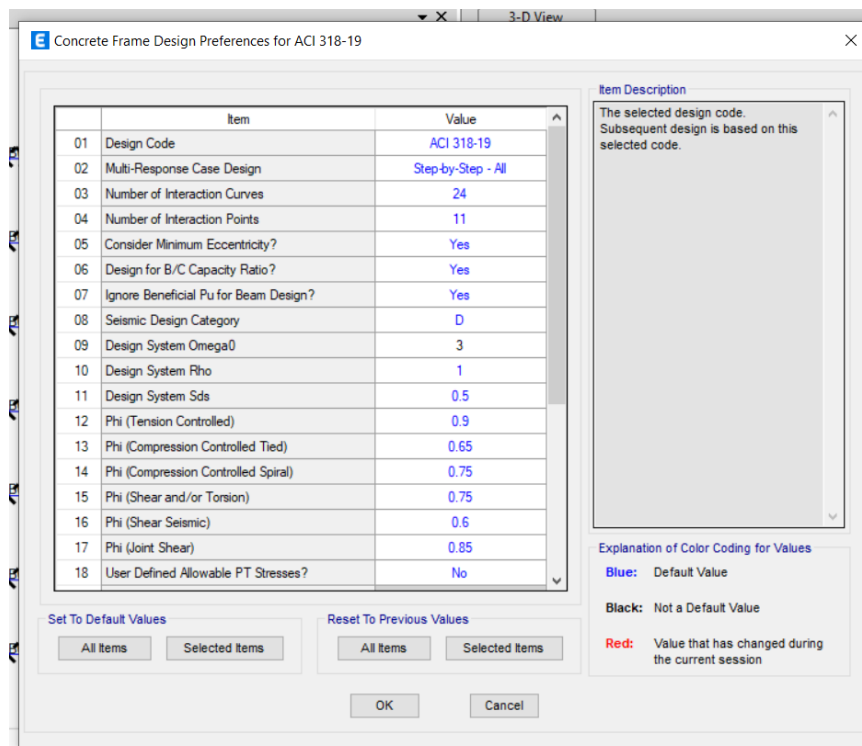
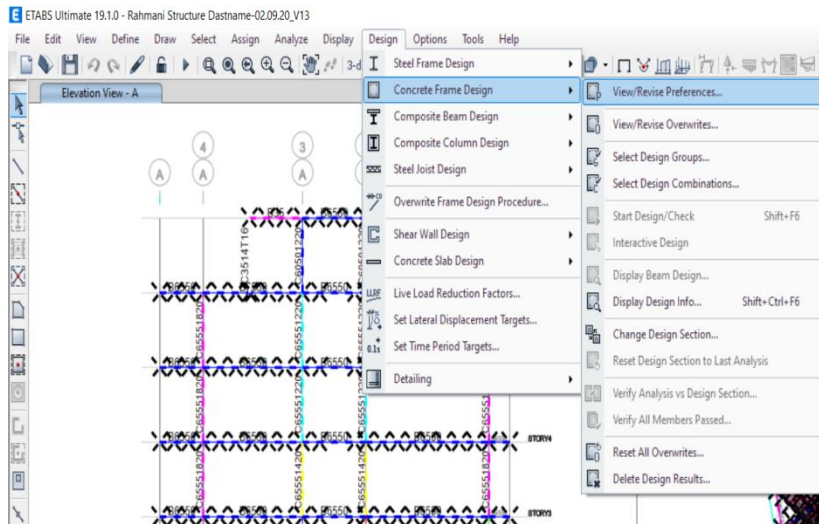
File	Edit	Format-Filter-Sort	Select	Options							
Units: As Noted		Hidden Columns: No		Sort: None							
Filter: None											
	Story	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
	STORY4	EY	LinStatic		Bottom	0	-1.08E-05	-288.8104	-5106.8999	2033.8849	-1.54
	STORY4	S0X	LinRespSpec	Max	Top	0	287.1188	92.3266	3582.3126	331.9911	1213.8175
	STORY4	S0X	LinRespSpec	Max	Bottom	0	287.1188	92.3266	3582.3126	612.2099	2064.3082
	STORY4	S0Y	LinRespSpec	Max	Top	0	85.9586	297.7032	5613.829	1111.2971	361.5881
	STORY4	S0Y	LinRespSpec	Max	Bottom	0	85.9586	297.7032	5613.829	2009.1038	625.1842
	STORY3	EX	LinStatic		Top	0	-306.4426	0	2979.518	1.4086	-2036.3482
	STORY3	EX	LinStatic		Bottom	-40.1035	-253.1756	-2.2643	2160.0549	-537.661	-938.2299
	STORY3	EY	LinStatic		Top	0	-1.08E-05	-306.4428	-5265.4297	2033.887	-1.5393
	STORY3	EY	LinStatic		Bottom	-82.7813	-17.4019	-213.1631	-2891.666	906.1646	1973.0244
	STORY3	S0X	LinRespSpec	Max	Top	0	302.2011	96.198	3738.1269	612.2107	2064.3125
	STORY3	S0X	LinRespSpec	Max	Bottom	44.93	249.5452	68.0907	2550.5298	781.4068	1207.5728
	STORY3	S0Y	LinRespSpec	Max	Top	0	89.8493	308.7901	5751.0554	2009.1059	625.1855
	STORY3	S0Y	LinRespSpec	Max	Bottom	89.0902	77.2329	210.5944	3142.2249	861.9414	2106.7673
	STORY2	EX	LinStatic		Top	-40.1035	-255.8311	-2.2643	2193.8954	-537.66	-938.2299
	STORY2	EX	LinStatic		Bottom	-40.1035	-255.8311	-2.2643	2193.8954	-533.6402	-1404.3415
	STORY2	EY	LinStatic		Top	-82.7813	-17.4019	-215.8186	-2920.3892	906.1584	1973.0244
	STORY2	EY	LinStatic		Bottom	-82.7813	-17.4019	-215.8186	-2920.3892	1299.9522	1941.4407
	STORY2	S0X	LinRespSpec	Max	Top	44.93	251.9314	68.7063	2582.507	781.4043	1207.5728
	STORY2	S0X	LinRespSpec	Max	Bottom	44.93	251.9314	68.7063	2582.507	875.3536	1613.9379
	STORY2	S0Y	LinRespSpec	Max	Top	89.0902	77.646	213.0034	3170.3337	861.9354	2106.7673
	STORY2	S0Y	LinRespSpec	Max	Bottom	89.0902	77.646	213.0034	3170.3337	1237.2167	2092.5094
	STORY1	EX	LinStatic		Top	0	-309.0981	0	3013.3597	1.4518	-2851.4973
	STORY1	EX	LinStatic		Bottom	0	-309.0981	0	3013.358	1.5421	-3841.6243
	STORY1	EY	LinStatic		Top	0	-1.08E-05	-309.0982	-5294.1518	2849.8	-1.5854
	STORY1	EY	LinStatic		Bottom	0	-1.08E-05	-309.0982	-5294.1454	3840.8083	-1.6765
	STORY1	S0X	LinRespSpec	Max	Top	0	308.0005	97.9557	3797.7559	866.2212	2847.3104
▶	STORY1	S0X	LinRespSpec	Max	Bottom	0	308.0005	97.9557	3797.753	1178.3262	3815.5832
	STORY1	S0Y	LinRespSpec	Max	Top	0	91.1838	319.1152	5853.9634	2819.7022	863.1727
	STORY1	S0Y	LinRespSpec	Max	Bottom	0	91.1838	319.1152	5853.9572	3822.3944	1153.9732

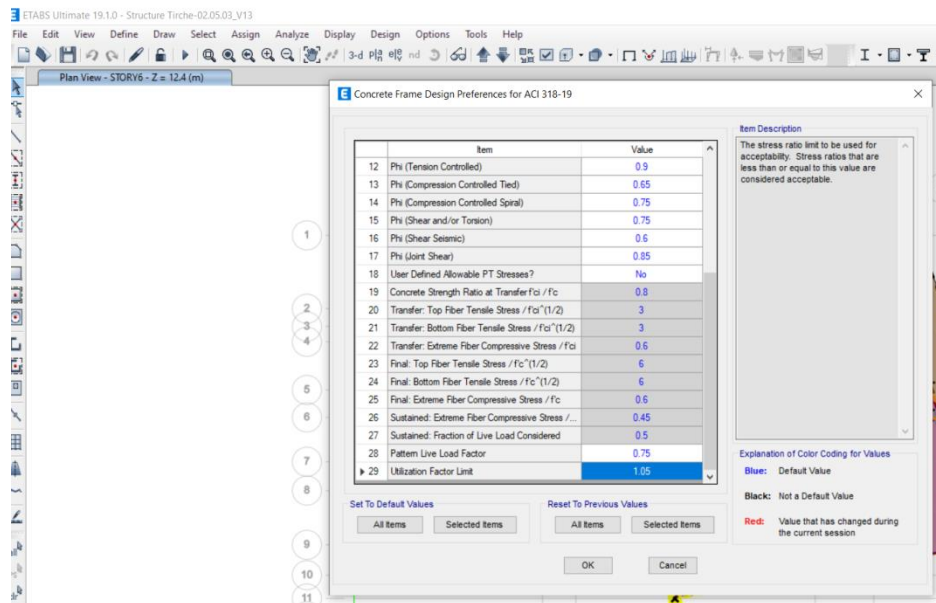
شکل ۶-۸- همپایه شدن برشهای استاتیکی و دینامیکی در نرم افزار ایتبس

در ادامه پس از همپایه شدن برش های استاتیکی و دینامیکی به سراغ منوی طراحی رفته و شروع به طراحی سازه مینماییم.

۷- طراحی سازه بتنی و کنترلهای لازم پس از طراحی

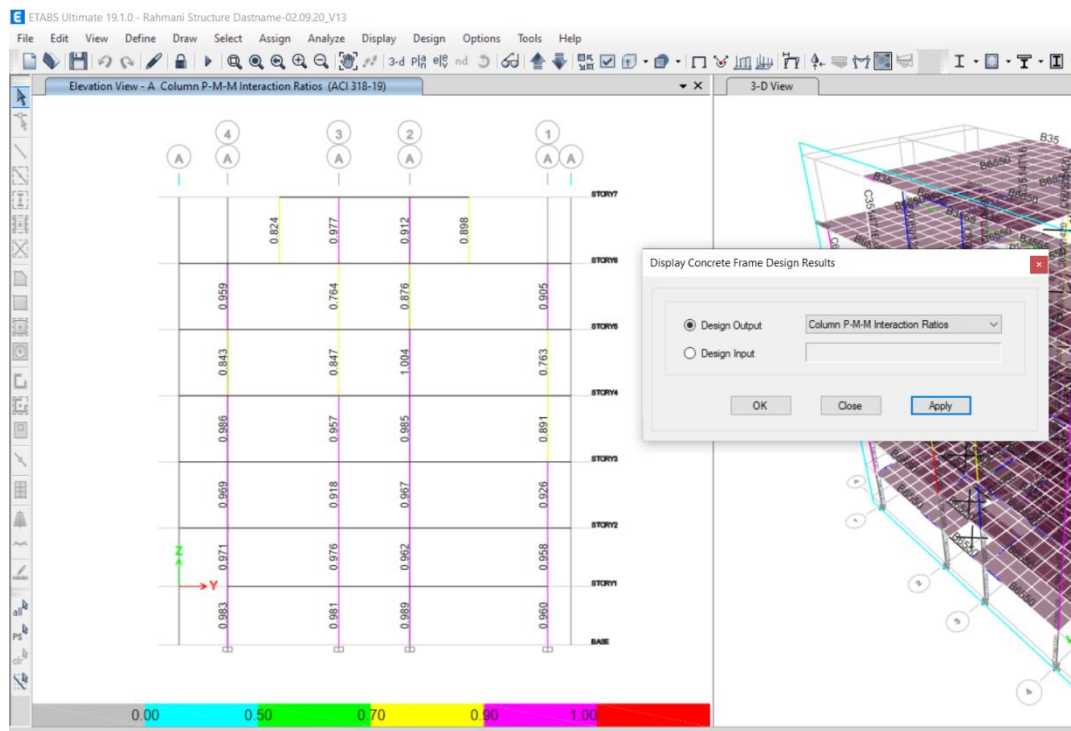
در این بخش ابتدا از منوی Design، نوع رفتار سازه، ضریب Ω ، نسبت تنش حداکثر قابل قبول و... را برای سازه تعریف مینماییم. بنابراین کل سازه را انتخاب کرده سپس در منوی Design موارد زیر را در نرم افزار وارد میکنیم.





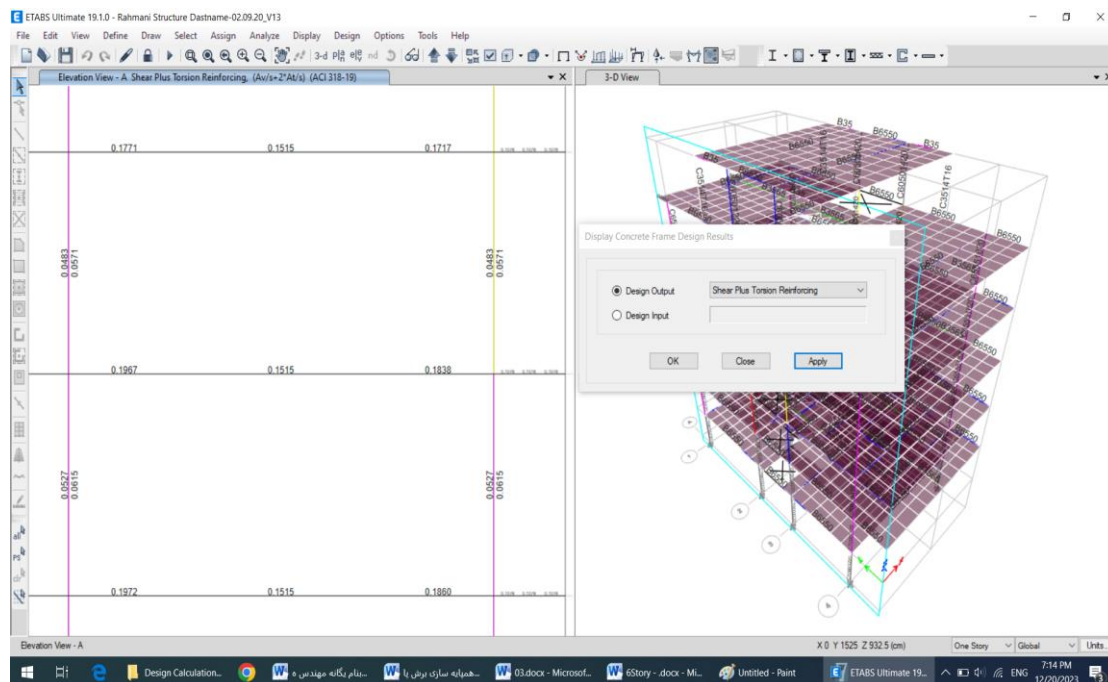
بعد از وارد کردن مشخصات سازه ای در منوی Design از برنامه Run گرفته و بعد از تحلیل طراحی را آغاز میکنیم. پس از تکمیل طراحی موارد زیر بایستی کنترل گردند.

۷-۱- حداکثر نسبت PMM قابل قبول برای ستونها: این نسبت نباید از عدد ۱ تجاوز نماید ولی رسیدن تا ۱/۰۵ نیز بلامانع میباشد.



۷-۲- کنترل حداکثر فاصله آرماتورهای عرضی در ابتدا ، وسط و انتهای تیرها

برای تشریح این مطلب پس از طراحی از منوی Design عبارت Shear Plus Torsion Reinforcing را انتخاب میکنیم.



در شکل بالا تیر پایینی بعنوان نمونه انتخاب شده و از بین سه عدد ۰/۱۹۷۲ و ۰/۱۵۱۵ و ۰/۱۸۶۰ روی عدد ۰/۱۹۷۲ بحث میگردد.

برای بدست آوردن فاصله خاموتها در ابتدای تیر طبق رابطه زیر داریم :

$$S = \text{Min} (\wedge d_b , 200 \text{ mm} , 0.5 b_{\min})$$

با فرض استفاده از میلگرد نمره ۱۶ بعنوان میلگرد سراسری در تیرها :

$$\wedge b_d = 8 \times 16 = 128 \text{ mm}$$

عرض تیر برابر ۵۵ سانتیمتر :

$$0.5 \times 550 \text{ mm} = 275 \text{ mm}$$

$$S = \text{Min} (128 , 200 , 275) = 128 \text{ mm}$$

خاموتها از میلگرد نمره ۱۰ میباشند که سطح مقطع آنها برابر ۷۸/۵ میلیمتر مربع و برای دوساق خاموت برابر ۱۵۷ میلیمتر مربع میباشد.

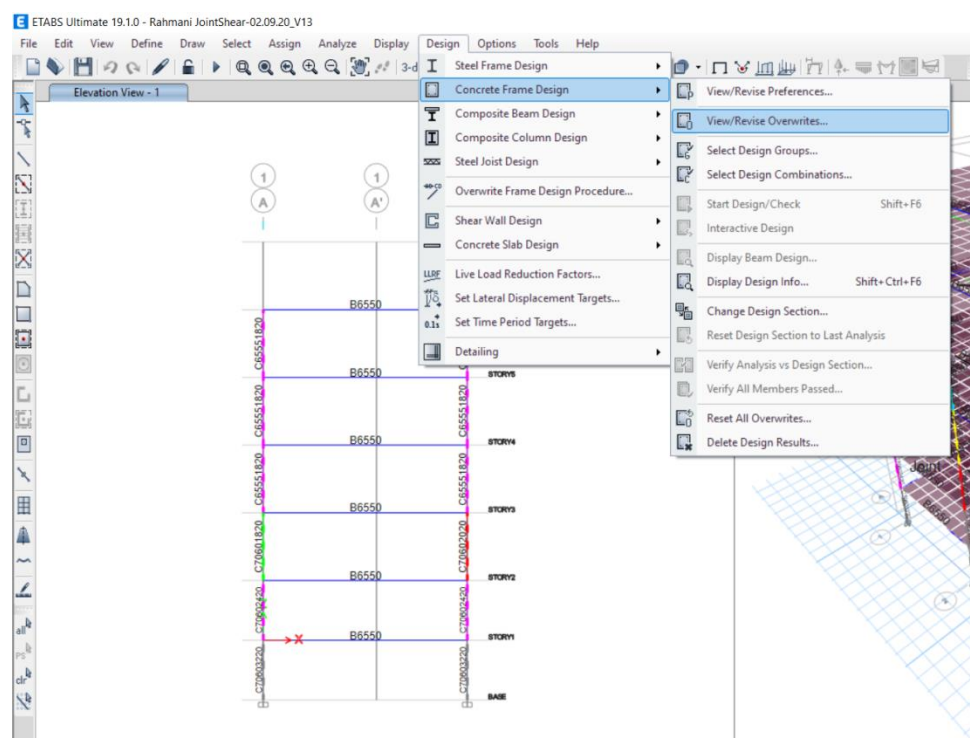
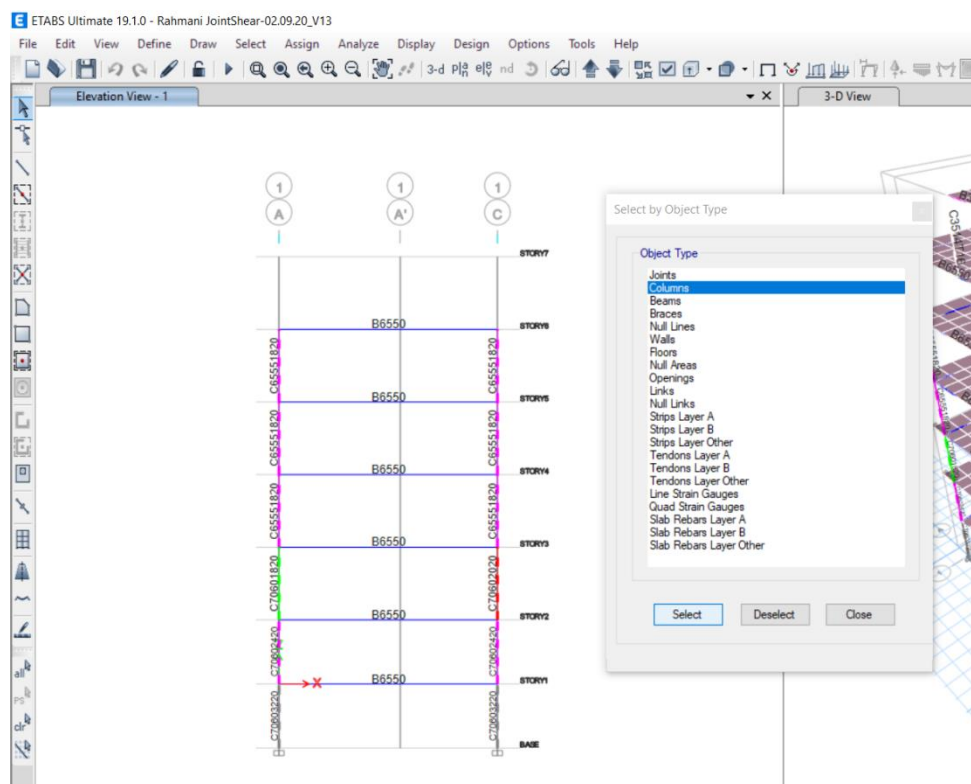
بنابراین برای رسیدن به حداکثر مجاز فاصله خاموتها در ابتدای تیر داریم :

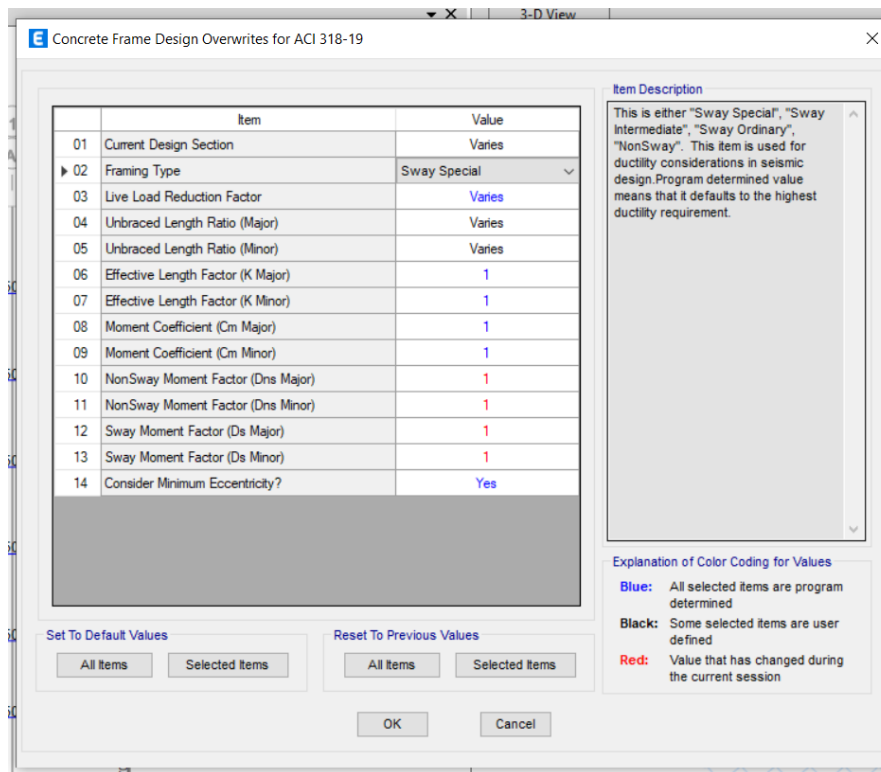
$$A_v / S = 0.1972 \text{ \& } S = 1/57 \text{ cm} / 0.1972 = 7/96 \text{ Use } 7/5 \text{ cm}$$

برای سایر دو قسمت دیگر نیز فاصله خاموتها به همین ترتیب بدست آمده و بایستی در نقشه های اجرایی نمایش داده شود.

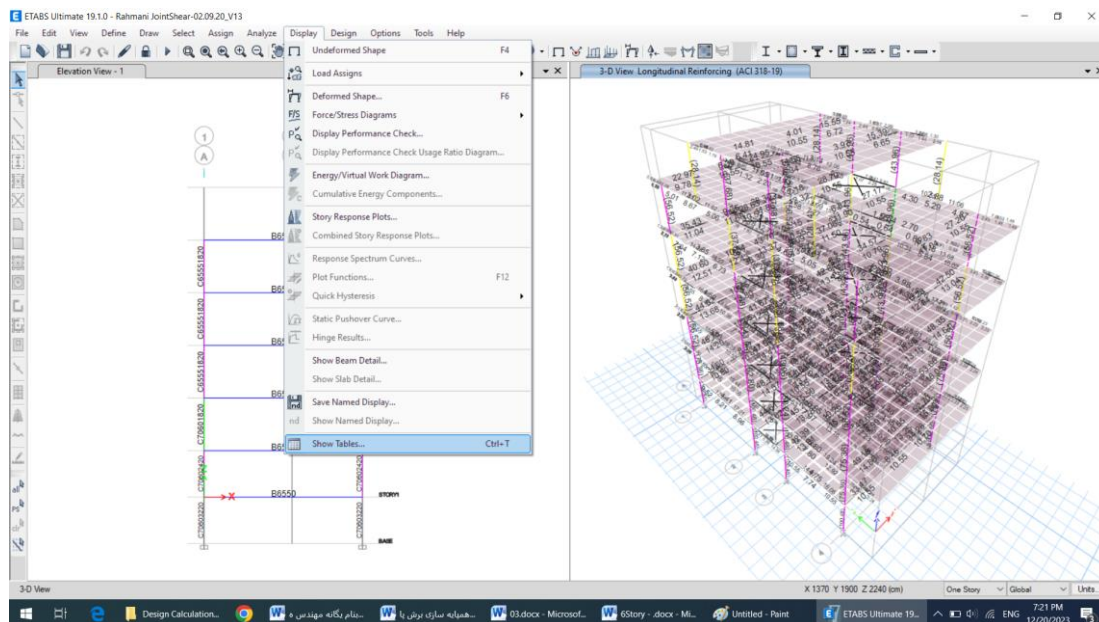
۷-۳- کنترل برش در چشمه اتصال

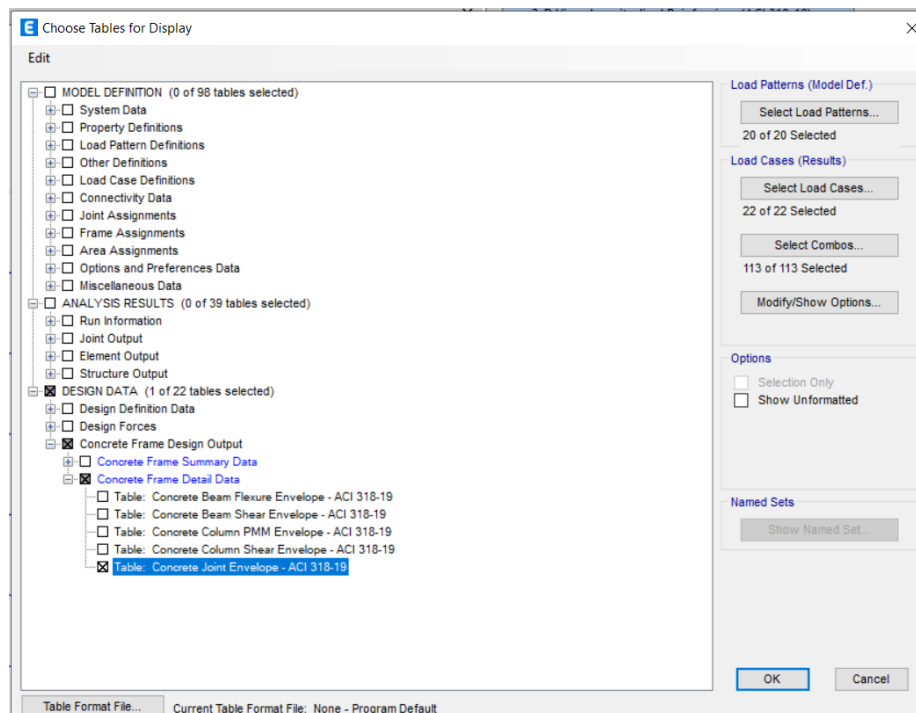
برای انجام این کنترل از فایل اصلی یک **Save As** گرفته و سپس ستونها را انتخاب کرده و نوع طراحی آنها به شکل پذیری ویژه تغییر میدهم.





سپس از نرم افزار Run و Design گرفته و بعد از طریق زیر برش در چشمه اتصال کنترل میگردد.





Story	Label	UniqueName	Section	B/C Major Combo	B/C Major Ratio	B/C Minor Combo	B/C Minor Ratio	JS Major Combo	JS Major Ratio	JS Minor Combo	JS Minor Ratio
STORY4	C54	13	C85551420	COMB79	0.816	COMB67	1.08	COMB6	0.541	COMB6	0.69
STORY4	C53	19	C85551420	COMB78	0.844	COMB66	1.083	COMB6	0.54	COMB78	0.674
STORY3	C53	20	C7962020	COMB92	0.735	COMB92	0.969	COMB6	0.531	COMB6	0.617
STORY3	C54	14	C79621620	COMB79	0.82	COMB67	1.01	COMB6	0.53	COMB79	0.631
STORY2	C53	21	C7962220	COMB92	0.517	COMB92	0.682	COMB6	0.526	COMB6	0.616
STORY2	C54	15	C7962220	COMB69	0.555	COMB69	0.737	COMB6	0.522	COMB6	0.62
STORY3	C44	26	C79621620	COMB75	0.707	COMB66	1.008	COMB6	0.46	COMB6	0.771
STORY3	C47	31	C79621620	COMB72	0.724	COMB67	1.041	COMB6	0.46	COMB6	0.777
STORY2	C44	27	C7962220	COMB75	0.483	COMB75	0.684	COMB6	0.459	COMB6	0.767
STORY2	C47	32	C7962420	COMB72	0.559	COMB72	0.786	COMB6	0.459	COMB6	0.764
STORY4	C47	30	C85551420	COMB72	0.702	COMB67	1.064	COMB6	0.456	COMB6	0.647
STORY4	C44	25	C85551420	COMB75	0.723	COMB66	1.067	COMB6	0.453	COMB6	0.632
STORY5	C54	12	C85551420	COMB79	0.676	COMB67	1.016	COMB6	0.425	COMB6	0.595
STORY5	C53	18	C85551220	COMB78	0.747	COMB66	1.099	COMB6	0.423	COMB6	0.583
STORY1	C53	225	C7962220	COMB92	0.362	COMB92	0.542	COMB6	0.423	COMB6	0.747
STORY1	C54	229	C7962220	COMB69	0.359	COMB69	0.532	COMB6	0.414	COMB6	0.721
STORY1	C44	226	C7962220	COMB75	0.33	COMB75	0.514	COMB6	0.367	COMB6	0.709
STORY1	C47	230	C7962220	COMB72	0.367	COMB72	0.56	COMB6	0.364	COMB6	0.688
STORY5	C47	29	C85551420	COMB72	0.605	COMB72	0.991	COMB6	0.373	COMB6	0.554
STORY5	C44	24	C85551220	COMB75	0.661	COMB66	1.08	COMB6	0.367	COMB6	0.546
STORY4	C35	46	C85551820	COMB95	0.447	COMB79	1.002	COMB6	0.34	COMB6	0.723
STORY4	C48	35	C85551820	COMB88	0.438	COMB67	1.051	COMB6	0.339	COMB6	0.781
STORY5	C35	39	C85551820	COMB95	0.45	COMB95	0.947	COMB6	0.325	COMB6	0.631
STORY5	C48	34	C85551820	COMB88	0.444	COMB83	1.001	COMB6	0.325	COMB6	0.685
STORY3	C35	41	C7962420	COMB95	0.401	COMB95	0.892	COMB6	0.32	COMB6	0.654
STORY3	C48	36	C7962420	COMB88	0.392	COMB88	0.93	COMB6	0.319	COMB6	0.925
STORY2	C35	42	C7962420	COMB95	0.337	COMB95	0.742	COMB6	0.312	COMB6	0.836
STORY2	C48	37	C7962420	COMB88	0.328	COMB88	0.789	COMB6	0.31	COMB6	0.896
STORY6	C54	11	C85551420	COMB79	0.546	COMB79	0.932	COMB6	0.363	COMB6	0.459

در پنجره بالا مقدار حداکثر JS Major Ratio نباید از ۱/۲ تجاوز کرده باشد. دقت شود که بایستی کلیه اعداد در این ستون توسط مهندس محاسب کنترل گردد.

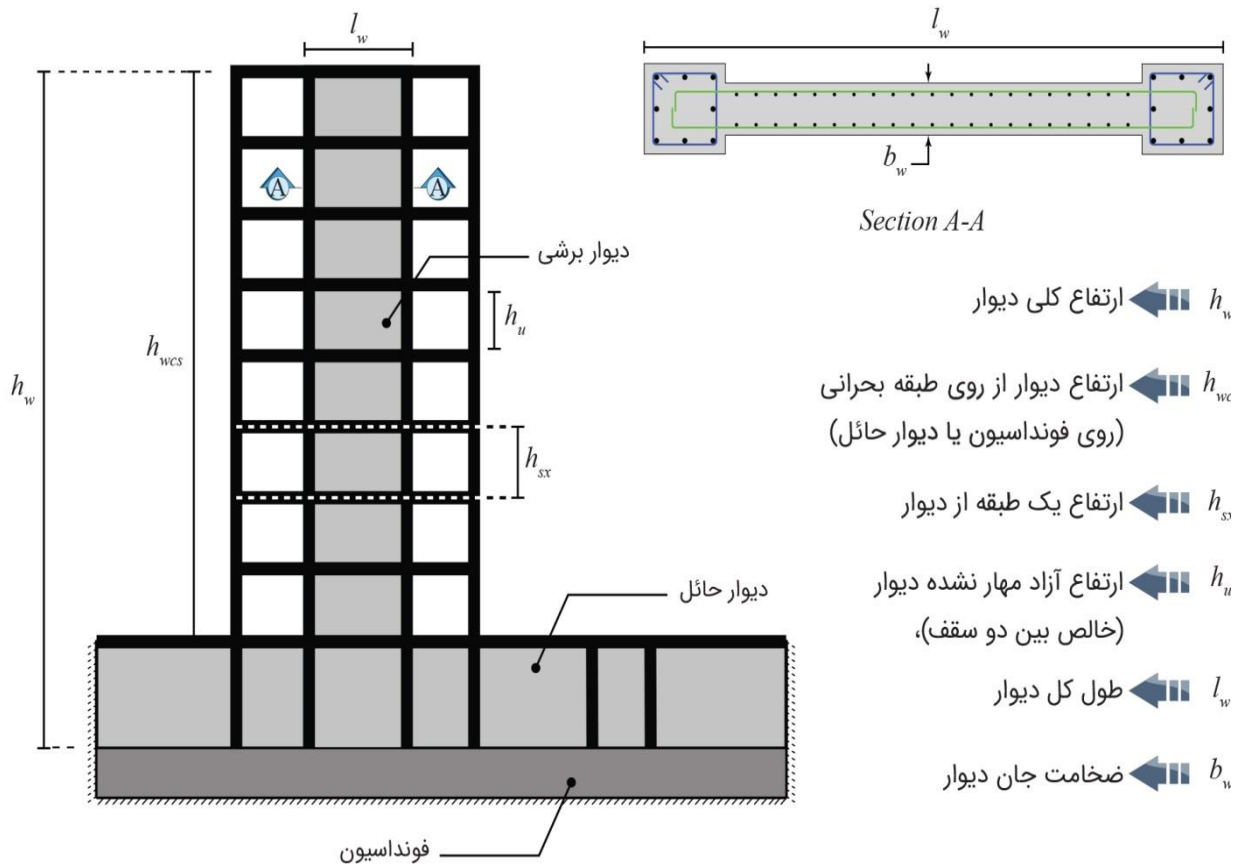
۷-۴- کنترل خروجی های نرم افزار ترسیم سازه (سازه ۹۰)

کنترل های لازم در خصوص میلگرد های انتظار در ستونها ، همپوشانی ها در تیر و ستون طبق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان الزامیست.

۸- تحلیل و طراحی دیوارهای برشی

۸-۱- تعاریف و اندیس های دیوار

در شکل زیر اندیس های لازم در روابط این فصل و تعریف آن ها نشان داده شده است



شکل ۸-۱: معرفی اندیس های دیوار

۸-۲- جزئیات میلگردگذاری برشی افقی و قائم دیوار

۸-۲-۱- حداقل میلگرد برشی افقی و قائم در دیوارها را می توان بصورت محافظ هکارانه برابر ۰/۰۰۲۵ در نظر گرفت.

برای دیوارها با ضخامت متداول می توان از جدول زیر به عنوان حداقل درصد میلگرد افقی (ρ_h) و قائم (ρ_v) دیوارها استفاده کرد.

جدول ۸-۱: حداقل آرماتور افقی و قائم در دیوارهای برشی بر اساس ضخامت

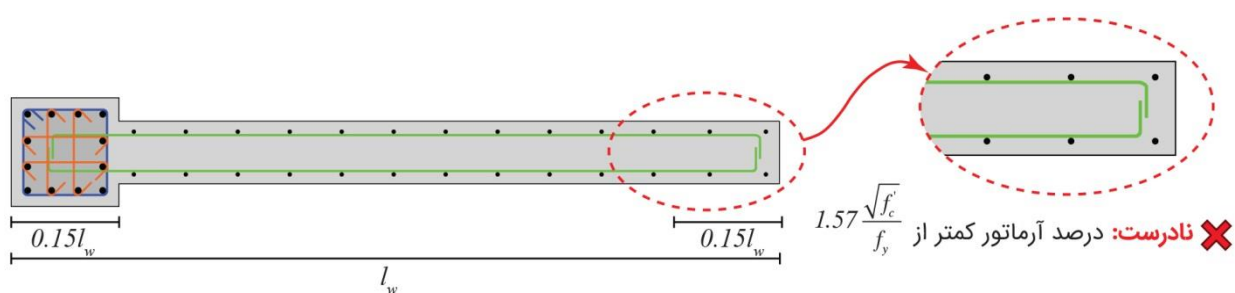
ضخامت دیوار (cm)	$\rho_v = \rho_h = 0.0025$ حداقل میلگرد برشی افقی و قائم با معیار
۲۰	$\phi 12 @ 30$
۲۵	$\phi 12 @ 30$
۳۰	$\phi 12 @ 30$
۳۵	$\phi 14 @ 30$
۴۰	$\phi 14 @ 30$

با توجه به رده مقاومتی میلگردهای ۱۰ و سایر مشکلات اجرایی استفاده این سایز میلگرد به عنوان آرماتور افقی یا قائم مناسب نمی باشد

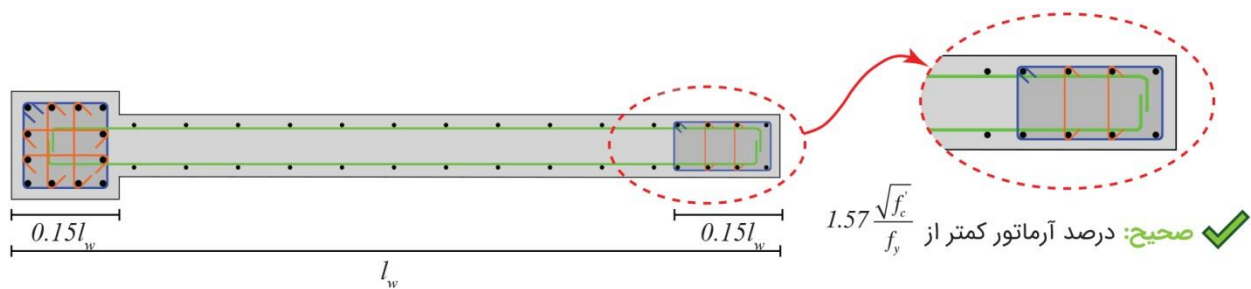
۸-۲-۲- در صورتی که یکی از دو شرط $h_w \geq 2l_w$ یا $0.17A_{cv} \times \sqrt{f'_c}$ برقرار شود، استفاده از دو شبکه میلگرد برشی افقی و قائم در دیوار برشی الزامی است. A_{cv} : مساحت جان دیوار برشی ($A_{cv} = b_w \times l_w$) می باشد.

۸-۲-۳- اگر ارتفاع کل دیوار از دو برابر طول آن کمتر باشد ($h_w < 2l_w$) مقدار میلگرد برشی قائم نباید کمتر از مقدار میلگرد برشی افقی در نظر گرفته شود ($\rho_v \geq \rho_h$) این مورد معمولاً در خصوص دیوارهای کوتاهی که صرفاً در طبقات ابتدایی ساختمان هستند و تا تراز بام امتداد ندارند حاکم می باشد.

۸-۲-۴- در مواردی که در دیوار برشی نیاز به المان مرزی وجود ندارد، م یباید، آرماتورهای قائم با حداقل درصد $0.5 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$ در انتهای دیوار به طول $0.15l_w$ در طبقه بحرانی قرار داده شود.



شکل ۸-۲: نمونه ای نادرست از جزئیات دیوار برشی



شکل ۸-۳: نمونه ای صحیح از جزئیات دیوار برشی

۸-۳- طراحی برشی دیوارهای ویژه

۸-۳-۱- اعمال ضرایب تشدید برشی ω_v و Ω_v برای کلیه دیوارهای با $h_{wcr} \geq 2l_w$ و کلیه ترکیبات بارگذاری از جمله ترکیبات شامل فشار جانبی خاک الزامی می باشد.

۸-۳-۲- برشی نهایی وارد شده بر تمام دیوارهای واقع در یک محور در مجموع نباید بیشتر از $V_u \leq \phi \times 0.16 \times A_{cv} \times \sqrt{f'_c}$ و برای هر یک از دیوارها به تنهایی نباید بیشتر از در نظر گرفته شود. در این رابطه A_{cv} مساحت جان کل دیوارهای واقع در یک محور و A_{cw} مساحت جان تک دیوار می باشد.

بدیهی است در صورتیکه در یک محور تنها یک دیوار وجود داشته باشد، برش نهایی آن دیوار نباید بیشتر از $V_u \leq \phi \times 0.16 \times A_{cv} \times \sqrt{f'_c}$ شود.

۸-۳-۳- مقدار ضریب تشدید برشی ω_v از طریق روابط درج شده در جدول ۴-۲ قابل محاسبه است. در این روابط مقدار پارامتر n_s که برابر تعداد طبقات بالای مقطع بحرانی دیوار می باشد، نباید کمتر از $0.00028h_{wcs}$ در نظر گرفته شود.

۸-۳-۴- مقدار ضریب تشدید برشی Ω_v از طریق روابط درج شده در جدول ۴-۳ قابل محاسبه است. مقدار این ضریب بایستی برابر ماکزیمم به دست آمده از ترکیبات بارگذاری در نظر گرفته شود.

جدول ۸-۲: ضریب تشدید برشی ω_v

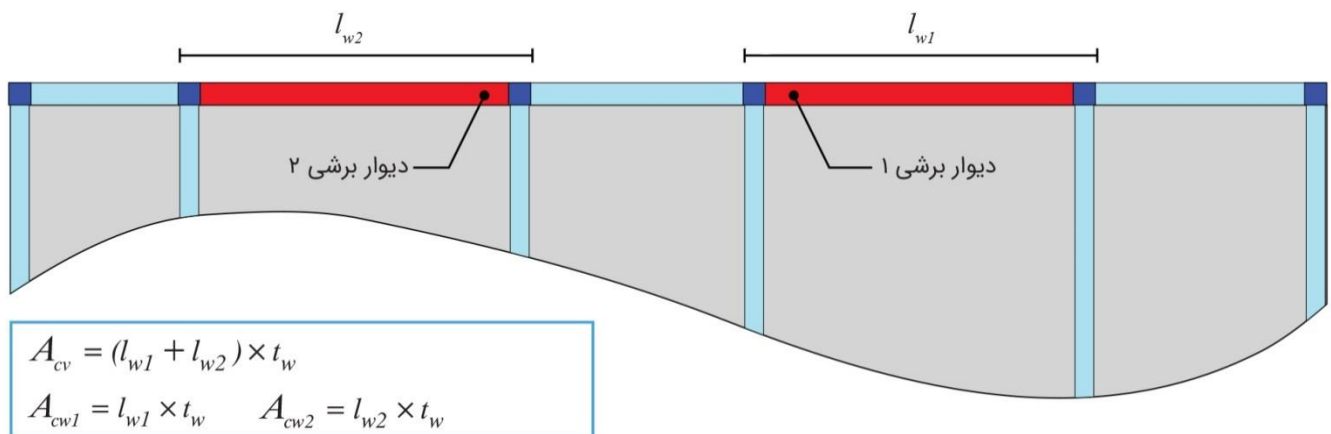
نوع تحلیل	وضعیت	n_s	ω_v
تحلیل استاتیکی	$\frac{h_{wcs}}{l_w} < 2$	-	۱.۰
	$\frac{h_{wcs}}{l_w} \geq 2$	$n_s \leq 6$	$0.9 + \frac{n_s}{10}$
		$n_s > 6$	$1/3 + \frac{n_s}{30} \leq 1.8$
تحلیل دینامیکی	$\frac{h_{wcs}}{l_w} < 2$	-	۱.۰
	$\frac{h_{wcs}}{l_w} \geq 2$		$0.9 + \frac{n_s}{10}$
			$1.2 + \frac{n_s}{50} \leq 1.8$

جدول ۸-۳: ضریب تشدید برشی Ω_v

وضعیت	Ω_v
$\frac{h_{wcs}}{l_w} \leq 1.0$	۱.۰
$\frac{h_{wcs}}{l_w} > 1.0$	$\max\left(\frac{M_{pr}}{M_u}, 1.0\right)$

۸-۳-۵- نیازی نیست که مقدار حاصلضرب ضرایب تشدید برشی ω_v و $\Omega_v (\omega_v \times \Omega_v)$ ، بیشتر از مقدار ۳ در نظر گرفته شود.

۸-۳-۶- اعمال همزمان ضریب نامعینی ρ و ضرایب تشدید برشی ω_v و Ω_v الزامی می باشد.



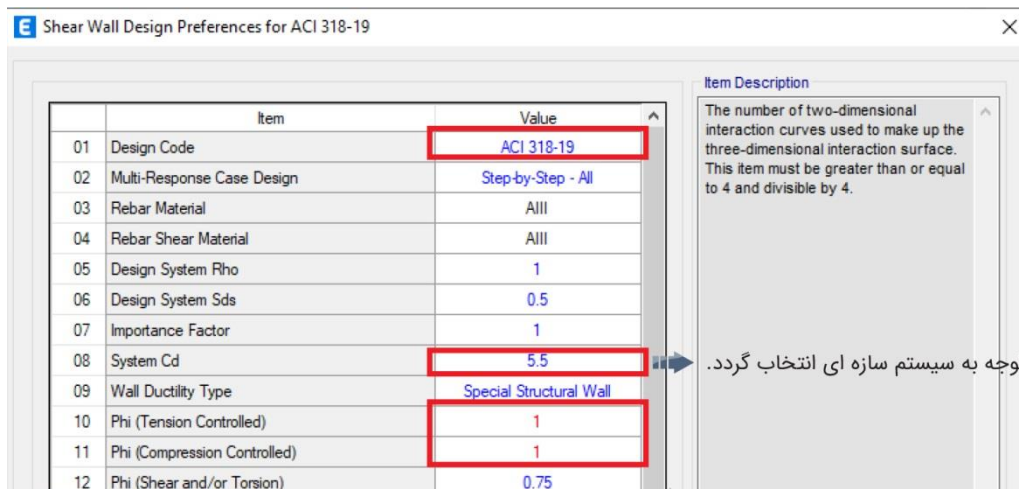
شکل ۸-۴- معرفی A_{cw} و A_{cv}

نحوه کنترل برش تشدید یافته دیوار در نرم افزار ETABS

- ۱- برای کنترل لازم است ابتدا از فایل ۱۰۰ درصد اصلی یک فایل بصورت save as ذخیره کنیم.
- ۲- در تنظیمات نرم افزار از طریق مسیر زیر در نرم افزار ETABS آیین نامه را ACI-2019 انتخاب می کنیم.

Design ➡ Shear Wall Design ➡ View/Revise Preferences

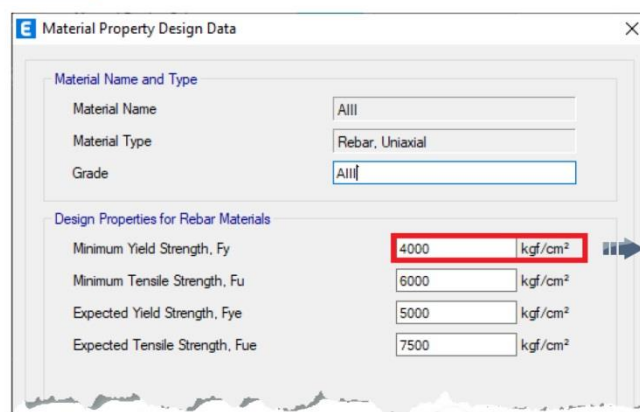
- ۳- کلیه ضریب های ϕ مربوط به طراحی خمشی دیوار در تنظیمات نرم افزار را برابر با ۱ وارد می کنیم.
- ۴- کلیه ضریب های ϕ مربوط به طراحی خمشی دیوار در تنظیمات نرم افزار را برابر با ۱ وارد می کنیم.



Design شکل ۸-۵: تنظیمات نرم افزار برای کنترل برش تشدید در منوی

- ۴- از مسیر زیر در نرم افزار، ضریب ۱.۲۵ را در f_y میلگردهای طولی دیوار ضرب می کنیم.

Define Material properties



Material Name and Type

Material Name: AIII

Material Type: Rebar, Uniaxial

Grade: AIII

Design Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Strength, F_y : 4000 kgf/cm²

Minimum Tensile Strength, F_u : 6000 kgf/cm²

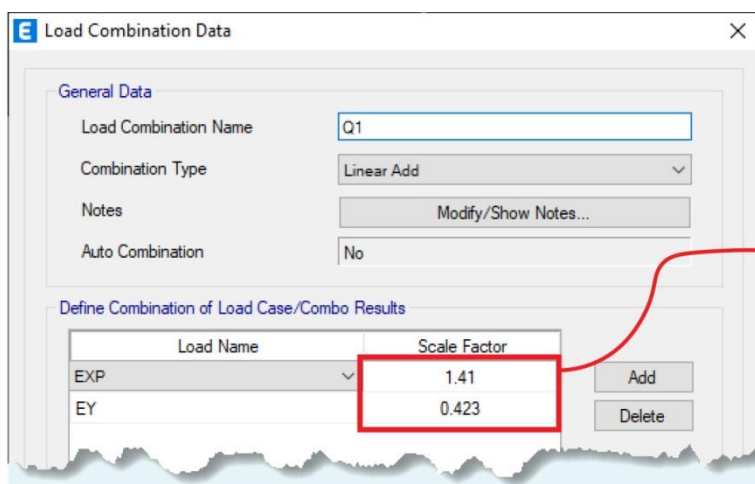
Expected Yield Strength, F_{ye} : 5000 kgf/cm²

Expected Tensile Strength, F_{ue} : 7500 kgf/cm²

$$1.25f_y = 1.25 \times 4000 = 5000 \text{ kgf/cm}^2$$

شکل ۸-۶: تنظیمات نرم افزار برای کنترل برش تشدید در منوی Define

۵- P-M-M Ratio دیوار مورد نظر را کنترل کرده و در فایل ساخته شده ضریب زلزله را آنقدر افزایش می دهیم تا این Ratio به ۱ نزدیک شود.



General Data

Load Combination Name: Q1

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
EXP	1.41
EY	0.423

Add

Delete

Station	D/C	Flexural	P_u kgf	M_{u2} kgf-cm	M_{u3} kgf-cm
Top	0.608	ECOMB50	300773.33	45153107.77	-56203372.77
Bottom	0.988	ECOMB50	321749.63	65919759.29	-94104685.43

$$\frac{\Omega_v}{1.41 = 1 \times 1.41}$$

$$\frac{0.423 = 0.3 \times 1.41}{}$$

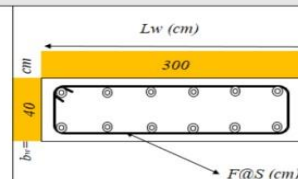
شکل ۹-۷: تنظیمات نرم افزار برای کنترل برش تشدید در ضریب زلزله

۶- مقدار این ضریب افزایشده اعمال شده در ضریب زلزله، همان ضریب تشدید برشی Q_v می باشد.

۷- کنترل مقاومت برشی با استفاده از محاسبات دستی انجام می شود.

Shear Wall Design according to ACI-2019

$n =$	4	Hint:	
$h_{wcs} =$	13.75	Number of Stories	
$L_w =$	300	Total Height of Wall	
Dynamic Analysis =	No	Length of Wall	
$\Omega =$	1.3	from Etabs	
$b_w =$	40	Thickness of Wall	
$f_c =$	250		
$f_y =$	4000		
$\alpha_c =$	0.16666	1/6 for $h_w/L_w > 2$, 1/4 for $h_w/L_w < 1.5$, interpolation for other	
$V_u =$	140	Maximum Shear in Etabs	
$\Omega =$	1.5		
$\omega =$	1.30		
$\phi =$	0.385	Shear Reduction factor	
$V_{u\ max} = 2.06\phi(f_c)^{0.5}L_wb_w =$	150.33	Lower limit of Shear Strength	OK
$V_{u\ max} = 2.6\phi(f_c)^{0.5}L_wb_w =$	189.74	Upper limit of Shear Strength	OK
$A_v/S = (V_u/\phi L_w b_w - (f_c)^{0.5}\alpha_c)b_w/f_y =$	22.08		
Use Wall Transversal bars:	2F	Size	Dis.(S)
		16	18.20
		@	cm



شکل ۸-۸: کنترل مقاومت برشی به صورت دستی

۸-۴- نواحی مرزی دیوار برشی

کنترل ضوابط نواحی مرزی بر اساس دو معیار تغییر مکان جانبی و تنش فشاری ارائه می شود.

الف) ناحیه مرزی- بر مبنای تغییر مکان جانبی

در این روش هنگامی که رابطه زیر برقرار باشد، نیاز به ناحیه مرزی در بتن وجود دارد. در این رابطه C عمق ناحیه تحت فشاری دیوار برشی و δ_u تغییر مکان جانبی در زلزله طرح می باشد:

$$C \geq \frac{l_w}{100 \left(\frac{1.5\delta_u}{h_{wcs}} \right)}$$

ب) ناحیه مرزی- طراحی بر مبنای تنش فشاری

در دیوارهای برشی که دارای بازشو هستند و یا با روش تغییر مکان جانبی برای ناحیه مرزی طراحی نشد هاند باید با این روش بررسی شوند. در این روش در صورتی که تنش فشاری در دیوار، در لبه ها یا اطراف بازشوها ناشی از ترکیبات لرزه ای از $0.24f_c$ تجاوز کند نیاز به ناحیه مرزی در دیوار داریم. توضیح اینکه در نرم افزار ETABS حد $0.15f_c$ ملاک تشخیص ناحیه مرزی می باشد.

در آخرین ویرایش نرم افزار ETABS بصورت پیش فرض در صورتیکه بر اساس یکی از روش های فوق نیاز به المان مرزی باشد، طول المان مرزی توسط نرم افزار گزارش می شود. برای مشخص شدن طول C می توان پس از طراحی دیوار برشی از قسمت زیر C Depth را بدست آورد.

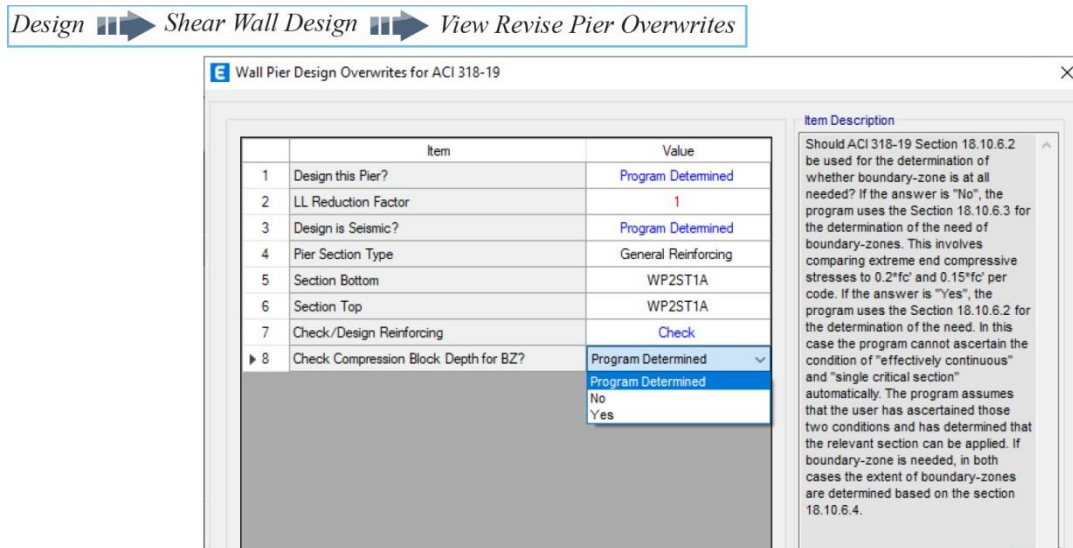
Boundary Element Check (ACI 18.10.6.3, 18.10.6.4)

Station Location	ID	Edge Length (cm)	Governing Combo	P_u kgf	M_u kgf-cm	Stress Comp kgf/cm ²	Stress Limit kgf/cm ²	C Depth cm	C Limit cm
Top-Left	Leg 1	60.372	ECOMB15	227512.78	-17024220.57	74.79	50	87.372	60
Top-Right	Leg 1	73.971	ECOMB13	229281.27	22512228.77	90.07	50	100.971	60
Bottom-Left	Leg 1	Not Required	ECOMB13	238846.87	32111362.4	-58.61	50	88.539	60
Bottom-Right	Leg 1	Not Calculated	ECOMB13	238846.87	32111362.4	117.58	50	101.965	60

ETABS در نرم افزار شکل ۸-۹: نحوه به دست آوردن مشخص شدن طول

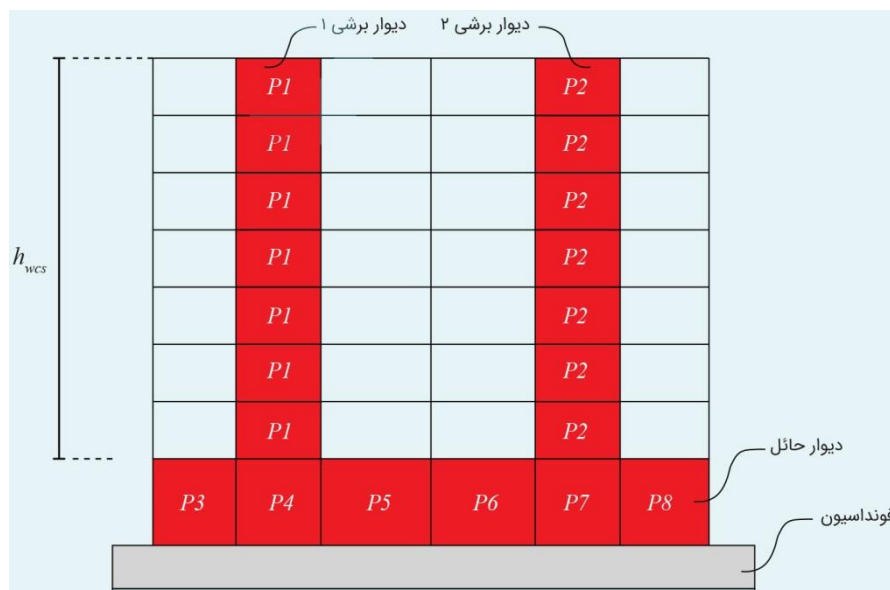
نکات انتخاب روش محاسبه المان مرزی در نرم افزار ETABS

نکته ۱: از طریق مسیر زیر در نرم افزار ETABS در صورت انتخاب گزینه **Program Determined** هر دو روش مبتنی بر جابجایی و تنش کنترل می گردند، در صورت انتخاب گزینه **Yes** تنها روش مبتنی بر جابجایی و در صورت انتخاب گزینه **No** فقط روش مبتنی بر تنش کنترل می گردد.



شکل ۸-۱۰: تنظیمات نرم افزار در انتخاب روش محاسبه المان مرزی

نکته ۲: نسخه های قدیمی نرم افزار ETABS قادر به محاسبه دقیق h_{wcs} نتایج روش مبتنی بر جابجایی در آن ها صحیح نمی باشد، در نسخه جدید نرم افزار h_{wcs} بر اساس ارتفاع **Pier lable** محاسبه می گردد، بنابراین در مورد دیوار برشی های مستقر بر روی دیوار حائل لازم است بخش بالای دیوار حائل با نامگذاری **Pier** متفاوت از طبقات پایین (دیوار حائل) انجام شود.



شکل ۸-۱۱: نحوه نامگذاری دیوار حائل در سازه دارای زیر زمین

۸-۵ جزئیات اجرایی نواحی مرزی در دیوارهای برشی

در صورت نیاز به ناحیه مرزی در دیوار، موارد زیر باید رعایت گردد:

۸-۵-۱- حداقل ضخامت دیوار در ناحیه مرزی نباید کمتر از حداکثر مقادیر $H_u/16$ و ۳۰ سانتیمتر در نظر گرفته شود.

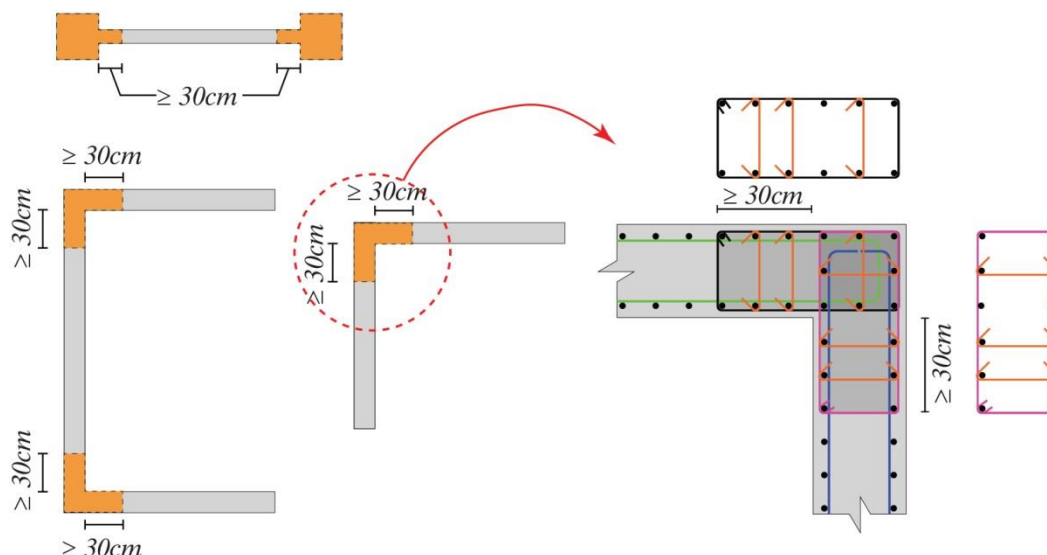
۸-۵-۲- در صورت استفاده از روش بر مبنای جابجایی در محاسبه المان مرزی، ضخامت حداقل المان مرزی وابسته به تنش برشی دیوار می باشد. حداقل ضخامت المان مرزی در صورتیکه $V_u \leq \phi \times 2/0.6 \times A_{cv} \times \sqrt{f'_c}$ باشد باید بزرگتر از $b \geq \sqrt{0.025 C l_w}$ باشد.

ا تبصره: در صورتی که مطابق بند ۴-۳-۲، ملاک طراحی برشی دیوار حد بالاتر $V_u \leq \phi \times 2/0.6 \times A_{cw} \times \sqrt{f'_c}$ باشد، ضخامت المان مرزی باید بزرگتر از $b \geq \sqrt{0.04 C l_w}$ باشد. از جدول زیر به عنوان حداقل ضخامت المان مرزی دیوار می توان استفاده کرد.

جدول ۸-۴: مقادیر پیشنهادی حداقل ضخامت المان مرزی دیوار

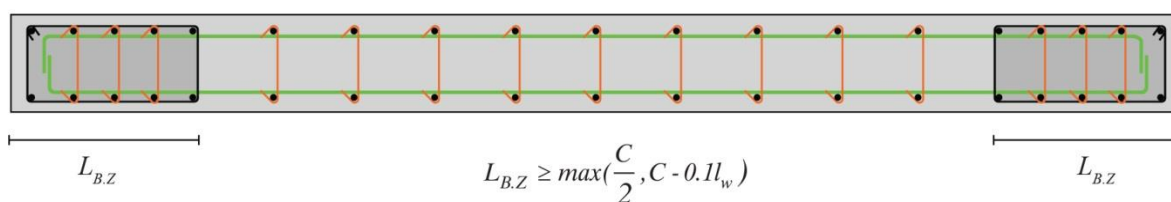
حداقل ضخامت المان مرزی با حد بالای برش	حداقل ضخامت المان مرزی با حد پایین برش	طول المان مرزی دیوار (L.B.Z)	C	h_w
۳۰	۳۰	۲۵	۵۰	۴۰۰
۴۰	۳۵	۶۰	۱۰۰	۴۰۰
۵۰	۴۰	۱۱۰	۱۵۰	۴۰۰
۶۰	۴۵	۱۶۰	۲۰۰	۴۰۰
۳۵	۳۰	۲۵	۵۰	۵۰۰
۴۵	۳۵	۵۰	۱۰۰	۵۰۰
۵۵	۴۵	۱۰۰	۱۵۰	۵۰۰
۶۵	۵۰	۱۵۰	۲۰۰	۵۰۰
۳۵	۳۰	۲۵	۵۰	۶۰۰
۵۰	۴۰	۵۰	۱۰۰	۶۰۰
۶۰	۵۰	۹۰	۱۵۰	۶۰۰
۷۰	۵۵	۱۴۰	۲۰۰	۶۰۰
۴۰	۳۰	۲۵	۵۰	۷۰۰
۵۵	۴۵	۵۰	۱۰۰	۷۰۰
۶۵	۵۰	۸۰	۱۵۰	۷۰۰
۷۵	۶۰	۱۳۰	۲۰۰	۷۰۰

۸-۵-۳- در دیوارهای با مقاطع L و U و دیوارهای دمبلی شکل در صورت نیاز به ناحیه مرزی در جان دیوار، خامو تگذاری ناحیه مرزی باید حداقل به مقدار ۳۰cm در داخل جان امتداد یابد.



شکل ۸-۱۲: امتداد حداقل ۳۰ سانتیمتری ناحیه مرزی در جان دیوار

۸-۵-۴- در صورت نیاز به المان مرزی در دیوار برشی، المان مرزی باید حداقل به مقدار بیشترین دو مقدار $C/2$ و $11w$ و $C/2$ در دیوار نفوذ کند.



شکل ۸-۱۳: حداقل طول المان مرزی در دیوار برشی

۸-۵-۵- خاموت های ناحیه مرزی در فونداسیون برای دیوارهای برشی که دارای فاصله ای کمتر از نصف ارتفاع فونداسیون از لبه ی درون فونداسیون ادامه یابد و برای دیوارهای برشی که دارای فاصله ای بیشتر از l_{dh} یا l_d فونداسیون می باشند باید به اندازه حداقل نصف ارتفاع فونداسیون از لبه ی فونداسیون می باشند باید حداقل به میزان ۳۰ سانتیمتر به داخل تکیه گاه ادامه پیداکنند.



باید از آرماتورهای عرضی مطابق با ناحیه l_0 ستون در شالوده استفاده شود.

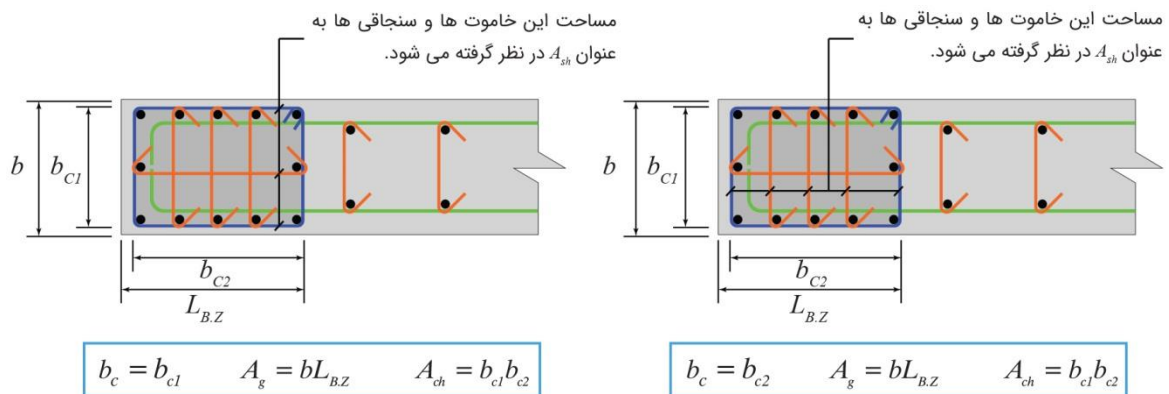
شکل ۸-۱۴: امتداد ناحیه مرزی دیوار برشی درون فونداسیون

۸-۵-۶- در صورت نیاز به ناحیه مرزی در هر ارتفاعی از دیوار، میلگردهای طولی و خاموت های ناحیه مرزی باید تا روی فونداسیون امتداد یابند.

۸-۵-۷- مساحت کل ساق خاموتها، A_{sh} ، در هر راستا نباید از مقادیر زیر کمتر باشد:

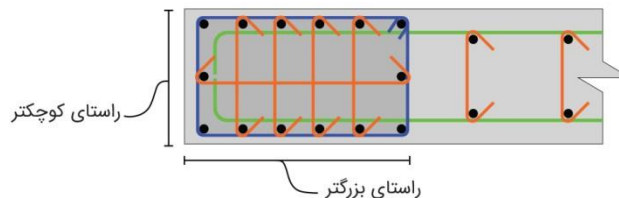
$$A_{sh} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.3(s b_c f'_{yt} / f_{yt}) [(A_g / A_{ch}) - 1] \\ 0.09(s b_c f'_c / f_{yt}) \end{array} \right\}$$

در این رابطه s فاصله خاموتها از یکدیگر، b بعد ناحیه مرزی در هر راستا (عمود بر راستای خاموت ها)، A_g مساحت کل ناحیه مرزی و A_{ch} مساحت بتن محصور شده در درون ناحیه مرزی (مرکز تا مرکز خاموتها) می باشد.



شکل ۸-۱۵: پارامترهای تعیین و کنترل A_{ch}

در جدول زیر نمونه ای از حداقل خاموت های لازم برای المان مرزی دیوارهای برشی برای $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ و $f_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$ ارائه شده است.



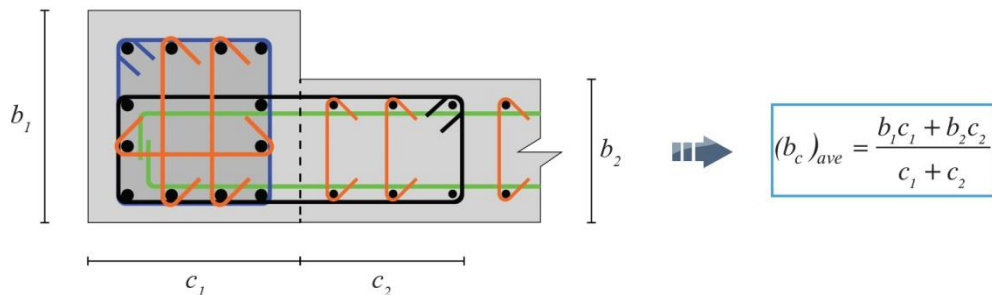
جدول ۸-۵: حداقل خاموت لازم در المان مرزی دیوار برشی

حداقل خاموت لازم در راستای کوچکتر	حداقل خاموت لازم در راستای بزرگتر	ابعاد المان مرزی (cm)
2Ø12@8cm	4Ø12@8cm	30x50
2Ø12@8cm	5Ø12@8cm	30x60
3Ø12@8cm	3Ø12@8cm	40x40
3Ø12@10cm	4Ø12@10cm	40x50
3Ø12@10cm	4Ø12@10cm	40x60
3Ø12@10cm	5Ø12@10cm	40x70
3Ø12@10cm	5Ø12@10cm	40x80
3Ø12@10cm	4Ø12@8cm	50x50
3Ø12@10cm	4Ø12@8cm	50x60
3Ø12@10cm	4Ø12@8cm	50x70

۵۰×۸۰	۵Ø۱۲@۸cm	۳Ø۱۲@۱۰cm
-------	----------	-----------

لازم به ذکر است در هنگام طراحی باید به مسائل اجرایی از جمله تراکم خاموت ها و میلگردهای قائم و افقی و امکان بتن ریزی توجه شود.

۸-۵-۸- در صورت نفوذ المان مرزی در جان دیوار در محاسبه A_{sh} لازم است ضخامت میانگین دیوار در نظر گرفته شود، بدین منظور می توان ضخامت میانگین المان مرزی را از رابطه زیر حساب کرد:



شکل ۸-۱۶: محاسبه ضخامت متوسط دیوار در المان مرزی

۸-۵-۹- در صورت استفاده از آرماتور AIII فاصله خاموتها در ناحیه مرزی دیوار نباید از مقادیر زیر بیشتر باشد:

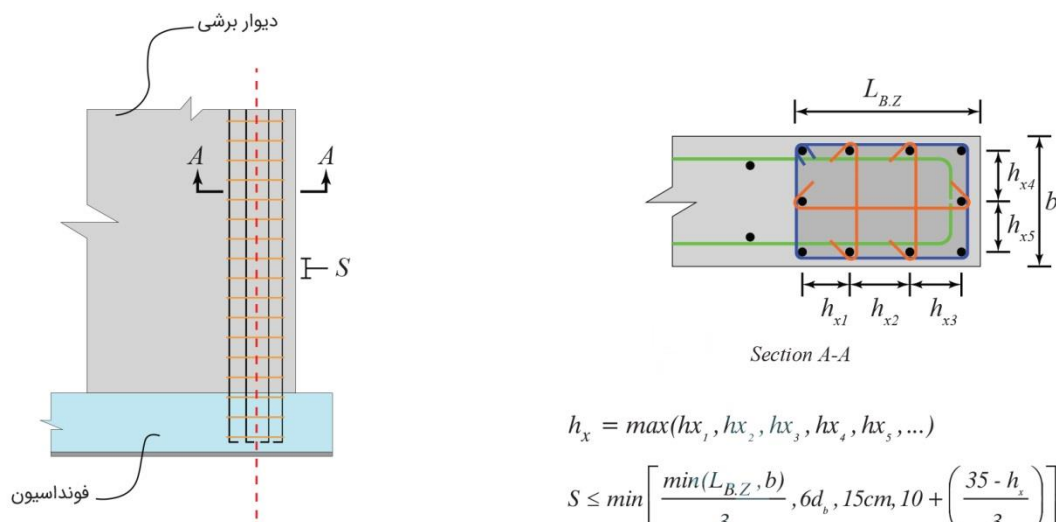
الف) یک سوم حداقل بعد ناحیه مرزی.

ب) شش برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی محصور شده در ناحیه مرزی.

ج) ۱۵ سانتیمتر.

د) S که برابر است با: $10 \text{ cm} \leq S = 10 + (35 - h_x) / 3 \leq 15 \text{ cm}$

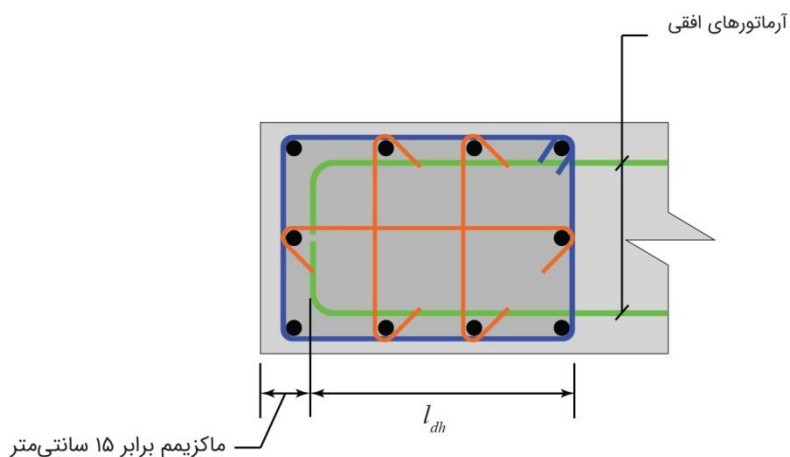
در این رابطه h_x حداکثر فاصله بین ساق خاموت ها م یباشد که نباید بیشتر از ۳۵ سانتیمتر یا دو سوم ضخامت ناحیه مرزی در نظر گرفته شود.



شکل ۹-۱۷: حداکثر فاصله خاموت ها در المان مرزی

۸-۵-۱۰- توصیه می گردد نظیر ضوابط ستونهای ویژه، فاصله بین میلگردهای طولی در ناحیه مرزی در راستای طول دیوار بیشتر از ۲۰ سانتیمتر در نظر گرفته نشود.

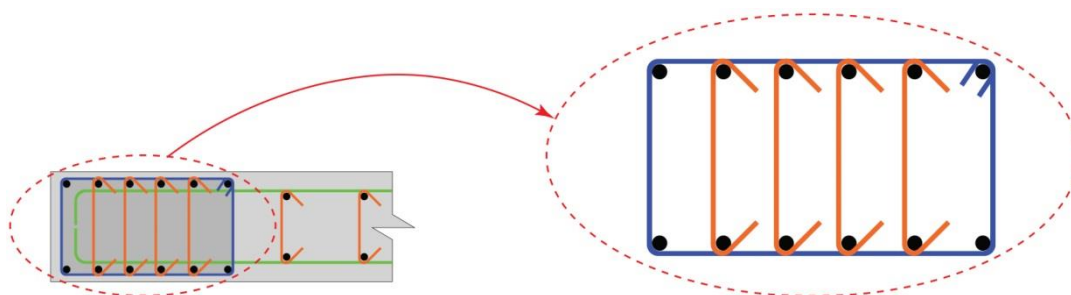
۸-۵-۱۱- انتهای میلگردهای افقی دیوار باید حداقل به مقدار l_{dh} وارد هسته محصور شده (خاموت بسته) ناحیه مرزی دیوار شوند و م ی توانند در فاصل های کمتر از ۱۵ سانتیمتر از انتهای دیوار و در بتن محصور شده ناحیه مرزی قلاب شوند.



شکل ۹-۱۸: انتهای میلگردهای افقی دیوار

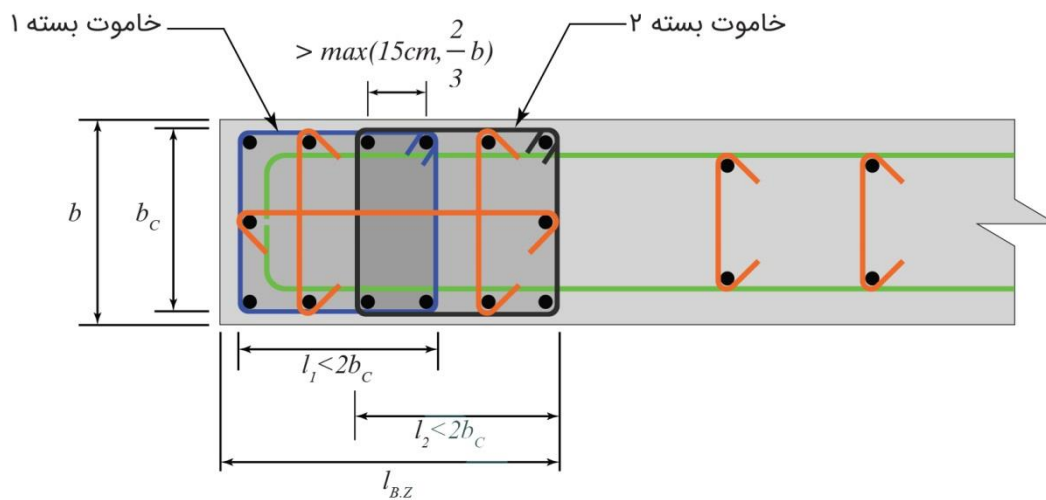
۸-۵-۱۲- دور تا دور ناحیه مرزی باید یک خاموت بسته یا چند خاموت بسته با همپوشانی قرار داده شود. استفاده از سنجاقی لرزه ای (با خم دو سر ۱۳۵ درجه) در درون خاموت بسته و برای مهار میلگردهای قائم دیوار مجاز م ی باشد (استفاده از سنجاقی به تنهایی یا استفاده از چند خاموت بسته جدا از هم مجاز نیست).

۸-۵-۱۳- سنجاقی لرزه ای باید در هر دو سمت دارای خم دو سر ۱۳۵ برای مهار میلگردهای قائم دیوار برشی باشد.



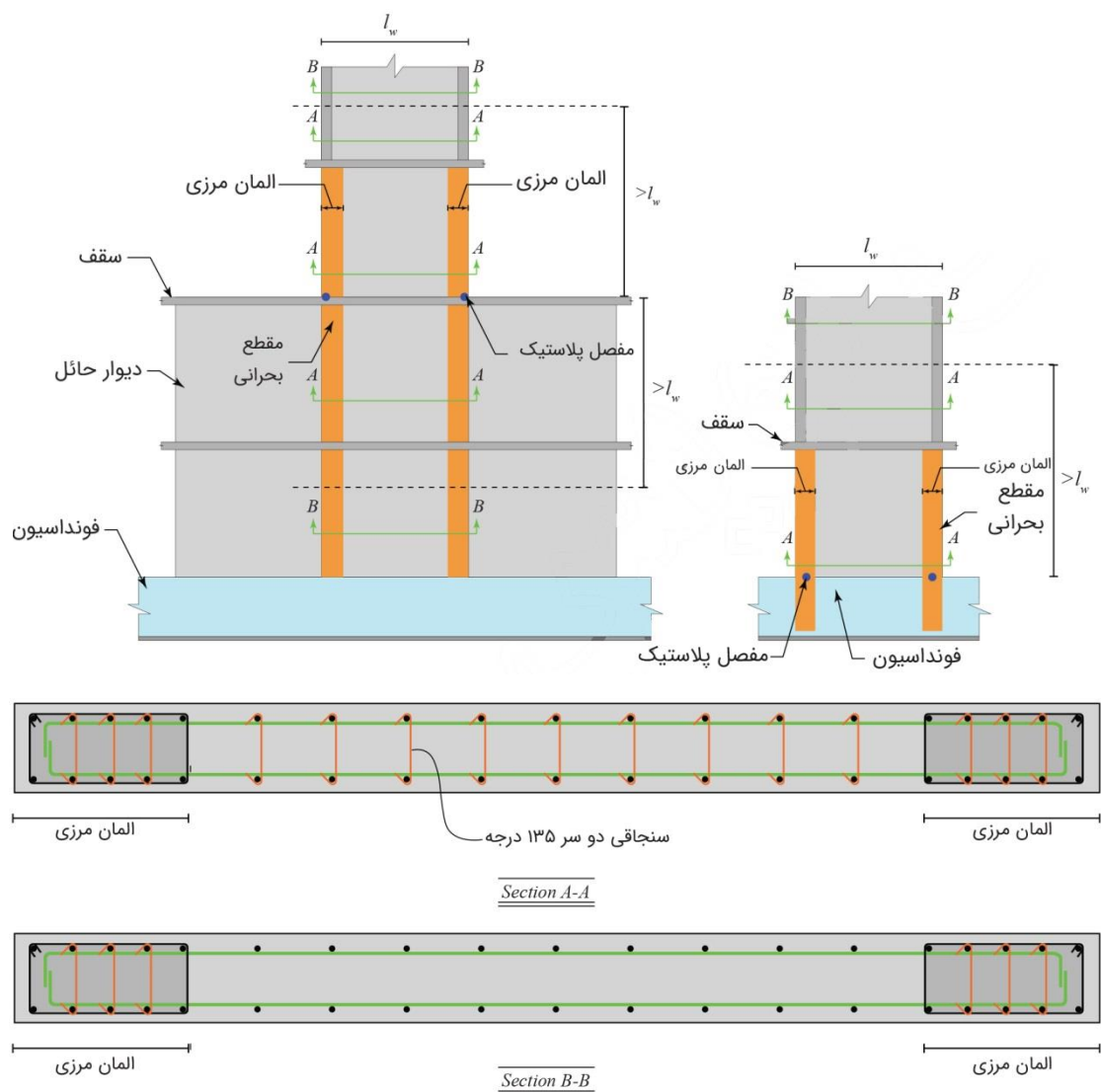
شکل ۹-۱۹: استفاده از سنجاقی لرزه ای در درون خاموت بسته به منظور مهار میلگردهای قائم دیوار

۸-۵-۱۴- نسبت بعد بزرگتر به بعد کوچکتر خاموت بسته به ضخامت المان مرزی نباید از ۲ بیشتر شود. در صورت نیاز به استفاده دو خاموت با همپوشانی، حداقل طول همپوشانی آن ها ۱۵ سانتیمتر باشد.



شکل ۸-۲۰- استفاده از خاموت با ابعاد و طول همپوشانی مناسب

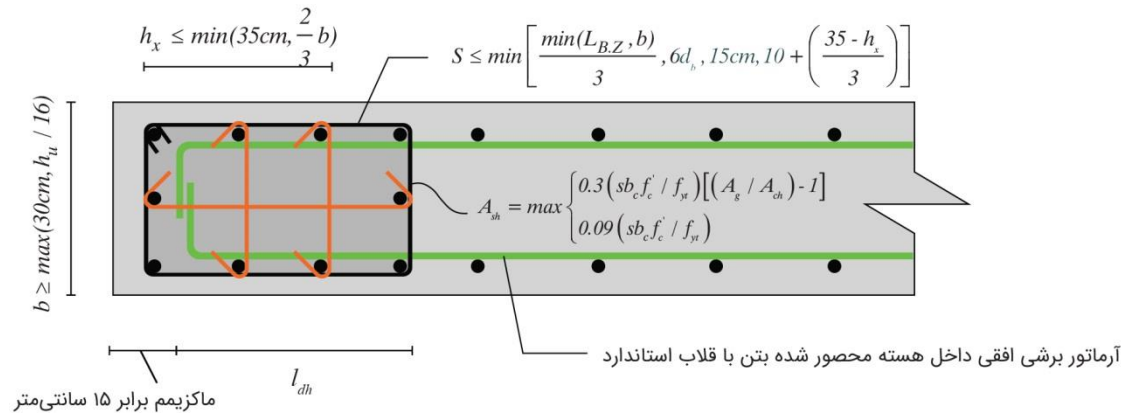
۸-۵-۱۵- در صورت نیاز به المان مرزی در دیوار، در مقطع بحرانی (روی فونداسیون یا دیوارهای حائل) و به ارتفاع حداقل بزرگتر از طول دیوار از هر طرف (بالا و پایین مقطع بحرانی) کل آرماتورهاى جان دیوار باید با سنجاق لرزه ای با فاصله حداکثر ۳۰ سانتیمتر مهار گردد.



شکل ۸-۲۱: استفاده از سنجاق لرزه ای برای مهار تمام میلگردهای جان دیوار در طبقه بحرانی

۸-۵-۱۶- در چهار کنج خاموت بسته باید میلگرد طولی قرار داشته باشد.

در شکل ۸-۲۲ جزئیات خاموت گذاری در ناحیه مرزی دیوار برشی نمایش داده شده است.



شکل ۸-۲۲: ضوابط خاموت گذاری نواحی مرزی در دیوارهای برشی

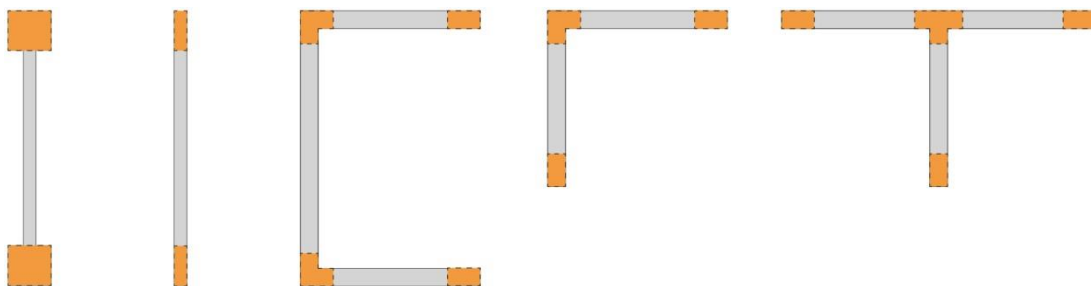
۸-۶- ضوابط خاموت گذاری حداقل در دیوار برشی در صورت عدم نیاز به ناحیه مرزی

۸-۶-۱- در نواحی زیر تعبیه خاموت حداقل الزامی است:

(۱) در هر قسمتی از دیوار که درصد میلگرد طولی بیشتر از $\rho > 2/F_y$ می باشد، تعبیه خاموت حداقل الزامی است.

(۲) در طرفین بازشوها، تعبیه خاموت حداقل الزامی است.

(۳) بطور کلی در هر دو انتهای دیوارهای برشی و همچنین در محل فصل مشترک دیوارهای متعامد (L، U و T شکل)، تعبیه خاموت حداقل الزامی است.



شکل ۹-۲۳: الزام رعایت خاموت حداقل در نواحی نمایش داده شده

۸-۶-۲- دور تا دور ناحی های که به خاموت حداقل نیاز دارد باید یک خاموت بسته یا چند خاموت بسته با همپوشانی قرار داده شود.

استفاده از رکابی (سنجاقی) در درون خاموت بسته و برای مهار میلگردهای قائم دیوار مجاز می باشد (استفاده از سنجاقی به تنهایی یا استفاده از چند خاموت بسته جدا از هم صحیح نمی باشد).

۸-۶-۳- فاصله خاموتها در ناحیه مرزی دیوار نباید از مقادیر زیر بیشتر باشد (میلگرد AIII):

الف) هشت برابر قطر کوچکترین میلگرد طولی محصور شده در ناحیه مرزی.

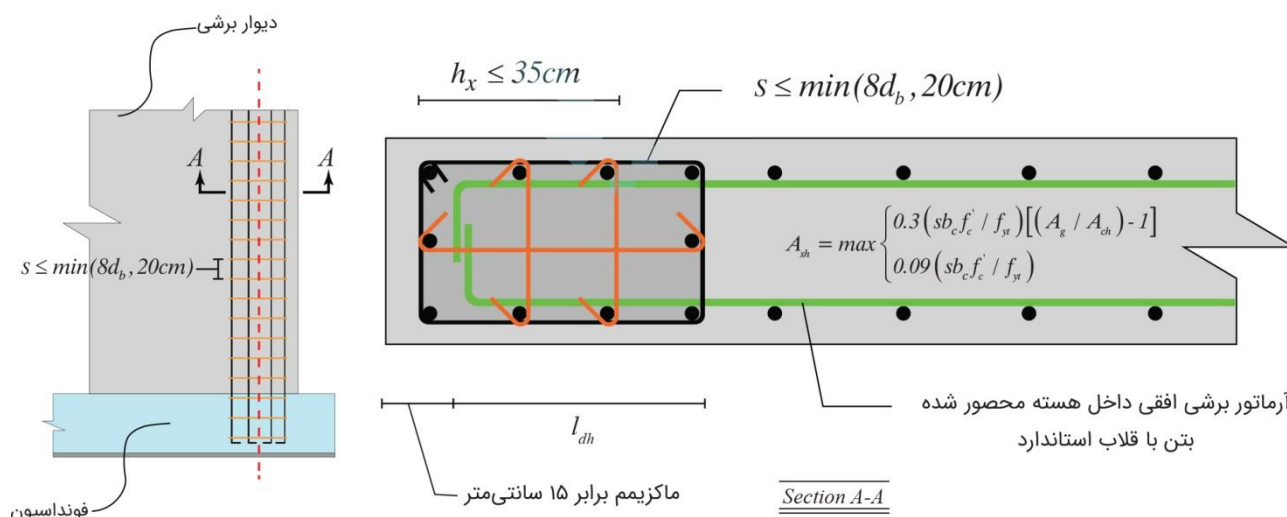
ب) ۲۰ سانتیمتر.

۸-۶-۴- حداکثر فاصله بین ساق خاموتها نباید بیشتر از ۳۵ سانتیمتر در نظر گرفته شود.

۸-۶-۵- انتهای میلگردهای افقی دیوار باید حداقل به مقدار l_{dh} وارد جزء لب های دیوار شده و باید در انتهای دیوار قلاب شوند. (اگرچه به دلیل ملاحظات اجرایی و همسان سازی جزئیات مربوطه با سایر دیوارها، مناسب است در فاصل های کمتر از ۱۵ سانتیمتر از انتهای دیوار و در بتن محصور شده ناحیه مرزی قلاب شوند).

۸-۶-۶- در چهار کنج خاموت بسته باید میلگرد طولی قرار داشته باشد.

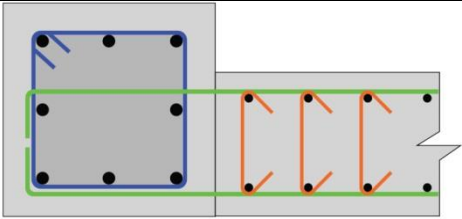
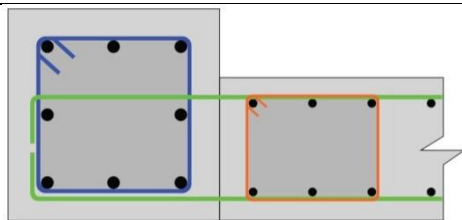
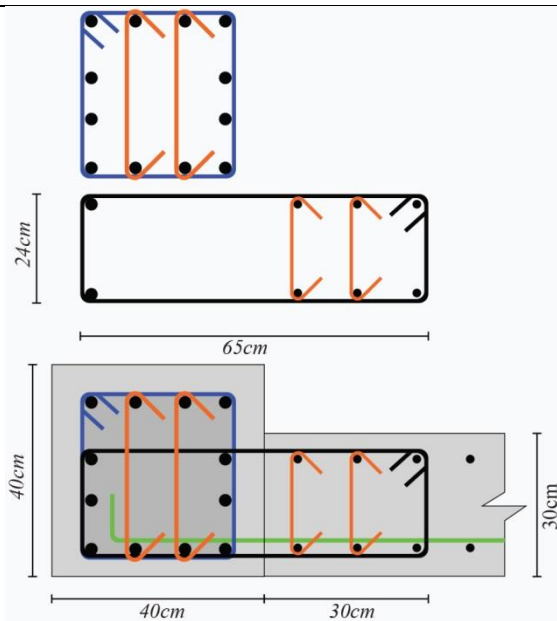
در شکل ۸-۲۴ جزئیات خامو تگذاری حداقل در دیوار برشی هایی که نیاز به المان مرزی ندارند، نمایش داده شده است.



شکل ۸-۲۴: ضوابط خامو تگذاری حداقل در دیوارهای برشی که نیاز به المان مرزی ندارند.

۸-۷- جزئیات اجرایی متداول در خامو تگذاری نواحی مرزی دیوارهای برشی

در صورتی که در دیوار برشی نیاز به ناحیه مرزی ویژه داشته باشیم، باید دور تا دور ناحیه مرزی یک خاموت بسته یا چند خاموت بسته با همپوشانی قرار داده شود. استفاده از رکابی (سنگاقی) در درون خاموت بسته و برای مهار میلگردهای قائم دیوار مجاز می باشد، اما استفاده از سنگاقی به تنهایی یا استفاده از چند خاموت بسته جدا از هم صحیح نمی باشد. در شکل زیر نمونه هایی از ناحیه مرزیهای صحیح و ناصحیح نمایش داده شده است.

ایرادات	× جزئیات ناصحیح خاموت گذاری ناحیه مرزی ×
۱- عدم محصوریت بتن در جان دیوار. ۲- عدم استقرار قلاب انتهایی میلگرد افقی در هسته محصور شده ناحیه مرزی. ۳- عدم فراهم شدن میلگرد برشی A_{sh} لازم در راستای X در جان دیوار.	
۱- عدم محصوریت بتن در حدفاصل دو خاموت بسته ۲- عدم استقرار قلاب انتهایی میلگرد افقی در هسته محصور شده ناحیه مرزی. ۳- عدم فراهم شدن میلگرد برشی A_{sh} لازم در راستای X در جان دیوار.	
۱- عدم استقرار میلگرد قائم دیوار در چهار گوشه خاموت جان. ۲- عدم رعایت نسبت ۲ به ۱ در خاموت جان دیوار.	

شکل ۸-۲۵: جزئیات اجرایی ناصحیح خاموت گذاری نواحی مرزی در دیوارهای برشی

توضیحات	✓ جزئیات صحیح خاموت گذاری ناحیه مرزی ✓
۱- جزئیات صحیح ناحیه مرزی در دیوار. (استفاده از دو خاموت بسته با همپوشانی مناسب و قلاب لرزه ای دو سر ۱۳۵ درجه)	

شکل ۸-۲۶: جزئیات اجرایی صحیح خاموت گذاری نواحی مرزی در دیوارهای برشی

ایرادات	× جزئیات ناصحیح خاموت گذاری ناحیه مرزی ×
۱- عدم محصوریت بتن در جان دیوار. ۲- عدم استقرار قلاب انتهایی میلگرد افقی در هسته محصور شده ناحیه مرزی. ۳- عدم فراهم شدن میلگرد برشی A_{sh} لازم در راستای X در جان دیوار. ۴- عدم امتداد حداقل ۳۰ سانتیمتر ناحیه مرزی در هر وجه از دیوار	
۱- عدم محصوریت بتن در حد فاصل دو خاموت بسته ۲- عدم استقرار قلاب انتهایی میلگرد افقی در هسته محصور شده ناحیه مرزی. ۳- عدم استفاده از رکابی لرزه ای دو سر ۱۳۵ درجه.	

شکل ۸-۲۷: جزئیات اجرایی ناصحیح خاموت گذاری نواحی مرزی در فصل مشترک دیوارهای برشی های متعامد

توضیحات	✓ جزئیات صحیح خاموت گذاری ناحیه مرزی ✓
۱- جزئیات صحیح ناحیه مرزی در فصل مشترک دیوارهای متعامد (مقاطع L و U شکل). ۲- امتداد حداقل ۳۰ سانتیمتر ناحیه مرزی در هر وجه از دیوار. ۳- استفاده از رکابی لرزه ای دو سر ۱۳۵ درجه. ۴- محصوریت بتن در حد فاصل دو خاموت بسته. ۵- فراهم شدن میلگرد برشی A_{sh} لازم در هر دو راستا در دیوار. ۶- استقرار قلاب انتهایی میلگرد افقی در هسته محصور شده ناحیه مرزی.	

شکل ۸-۲۸: جزئیات اجرایی صحیح خاموت گذاری نواحی مرزی در فصل مشترک دیوارهای برشی های متعامد

۸-۸- نکات ویژه مدل سازی دیوارهای برشی در نرم افزار ETABS

۸-۸-۱- به منظور دس تیابی به دقت کافی هنگام طراحی دیوارهای برشی بال دار نظیر C، L و U شکل می باید به هر بال از دیوار Pier Lable جداگانه اختصاص داده شود. اگر نسبت طول دیوار به ارتفاع آن کوچک باشد (مانند دیوارهای برشی U شکل اطراف چاله آسانسور) استفاده از یک Pier Lable برای کل دیوار خطای کمتری را در هنگام طراحی ایجاد میکند.

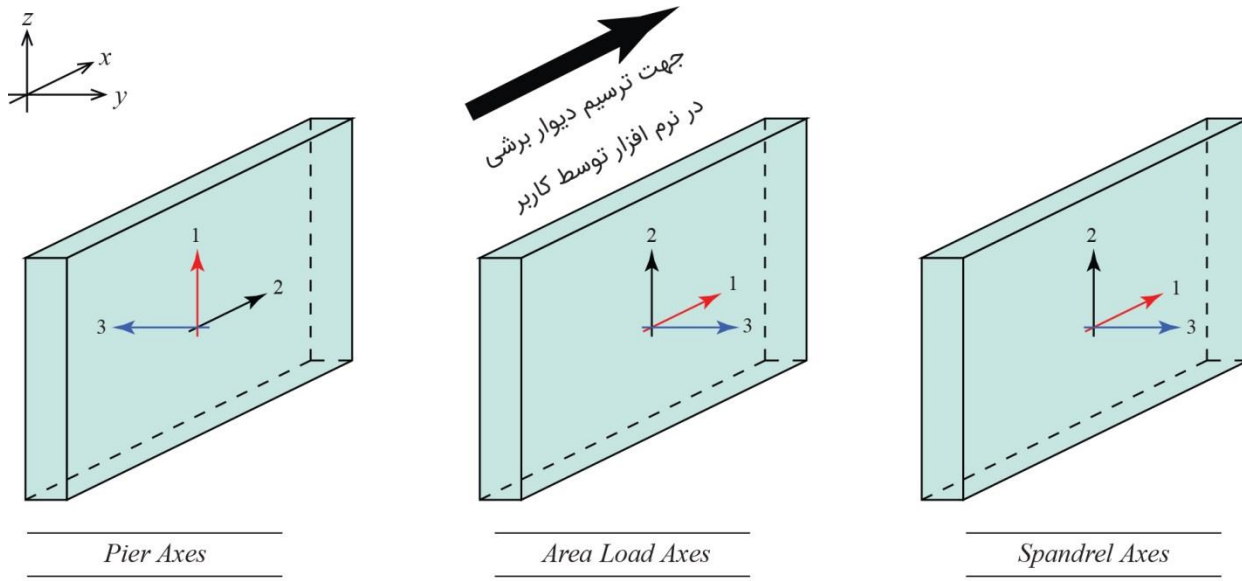
۸-۸-۲- جهت انجام طراحی خمشی دیوارهای برشی و مشخص نمودن طول ناحیه مرزی دیوار، استفاده از روش General باعث ایجاد دقیق ترین نتایج در طراحی می گردد.

۸-۸-۳- جهت انجام طراحی برشی دیوارهای برشی مناسب است از روش C&T استفاده شود. استفاده از روش General علی الخصوص در دیوارهای برشی با لدار منجر به نتایج دست بالا خواهد شد. در صورت استفاده از هر دو روش ضریب ϕ مربوط به طراحی برشی دیوار باید حداکثر $\frac{\phi}{\Omega_p w_p}$ وارد گردد. استفاده از Excel ارائه شده و محاسبه دقیق آرماتورهای برشی صحیح تر می باشد.

۸-۸-۴- ترسیم ناحیه ستونی (المان Frame) در هر دو انتهای کلیه دیوارهای برشی توصیه می شود. همچنین بهتر است مساحت میلگردهای طولی در نواحی پیرامونی دیوارها (نواحی ستونی) یکسان در نظر گرفته شود.

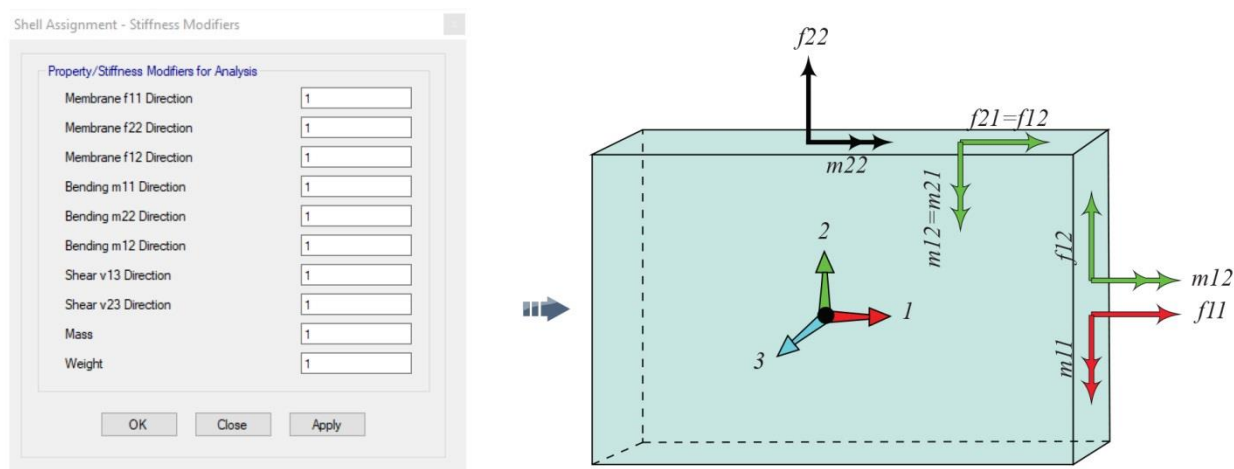
۸-۸-۵- تفاوت Pier Axes (معیاری برای طراحی) و Area Local Axes (معیاری برای آنالیز) و Spandrel Axes (معیاری برای طراحی) همانگونه که در شکل ۴-۲۹ نشان داده شده است، به شرح زیر می باشد:

در Area Local Axes محور شماره ۱ بر اساس جهت ترسیم، جه تدار میشود و محور ۲ در راستای ارتفاع دیوار (محور Z) و محور ۳ با قانون درست راست مشخص می شود. در Pier Axes محور ۱ از پایین به بالای دیوار جه تدار می شود، محور شماره ۲ موازی جهت مثبت محور X یا Y (بسته به صفحه دیوار برشی)، و محور ۳ با قانون دست راست دارای جهت خواهد شد. در Spandrel Axes قاعده بر این اساس است که محور ۱ موازی جهت مثبت محور X یا Y (بسته به صفحه دیوار برشی)، محور ۲ در راستای ارتفاع دیوار (محور Z) و محور ۳ با قانون دست راست دارای جهت خواهد شد.



تفاوت ۸-۲۹: تفاوت **Pier Axes**، **Area Local Axes** و **Spandrel Axes** در نرم افزار **ETABS** و جهات برداری آن ها

۸-۸-۶- پارامترهای f و m که جهت اصلاح سختی درون صفحه و خارج از صفحه دیوارهای برشی در شکل ۹-۳۰ مشخص شده اند



شکل ۸-۳۰: تعریف پارامترهای f_{11} ، f_{22} ، f_{12} ، m_{11} ، m_{22} ، m_{12} در المان سطحی دیوار برشی در نرم افزار **ETABS**

۸-۹- الزامات مدل سازی براساس ضوابط آیین نامه

رعایت اصول زیر در طراحی سیستم های دوگانه با هر روش مدلسازی الزامی است:

۸-۹-۱- در فایل ٪ ۱۰۰:

الف- خطای ناشی از همپوشانی دیوار برشی با ستونهای متصل به آن در مدل سازه ای برطرف گردد.

ب- ستون های متصل به دیوار می باید برای عکس العمل ناشی از تیرهای متعامد طراحی گردند. (شامل کفایت ظرفیت چشمه اتصال)

پ- کلیه ضوابط شکل پذیری متناظر با سیستم ساز های می باید در ستوهای متصل به دیوار رعایت گردد.

ت- اثر سختی تیرهای مدفون در دیوارهای برشی می باید با اعمال ضرائب کاهنده از مدل سازه ای حذف گردد.

۸-۹-۲- در فایل ٪ ۲۵:

الف- خطای ناشی از همپوشانی دیوار برشی با ستون های متصل به آن در مدل سازه ای برطرف گردد.

ب- ضرائب کاهش سختی دیوارهای برشی باید به گونه ای باشد که برش جذب شده توسط دیوارها به حداقل ممکن برسد.

پ- اثر سختی ستون های متصل به دیوار در راستای صفحه دیوار می باید با اعمال ضرائب کاهنده از مدل سازه ای حذف گردد.

ت- اثر سختی تیرهای مدفون در دیوارهای برشی می باید با اعمال ضرائب کاهنده از مدل ساز های حذف گردد.

ث- ستون های متصل به دیوار می باید برای عکس العمل ناشی از تیرهای متعامد طراحی گردد.

۸-۹-۳- در فایل ۵۰٪

الف- خطای ناشی از همپوشانی دیوار برشی با ستون های متصل به آن در مدل سازه ای برطرف گردد.

ب- اثر سختی تیرهای مدفون در دیوارهای برشی می باید با اعمال ضرائب کاهنده از مدل سازه ای حذف گردد.

۸-۹-۴- روش پیشنهادی مدل سازی در نرم افزار ETABS: با توجه به محدودیت های نرم افزار ETABS و به منظور کاهش خطاهای

ناشی از همپوشانی المانهای خطی و صفح های در هنگام تحلیل، و همچنین امکان کنترل نواحی انتهایی دیوار (اعضاء ستونی) برای

تحمل عکس العمل ناشی از تیرهای متعامد به صفحه دیوار، روش گام به گام زیر ارائه گردیده است:

۸-۹-۴-۱- گام اول: المانهای خطی (Frame) در طرفین دیوار و المان پوسته ای (Shell) در حداثصل آنها بعنوان دیوار برشی با

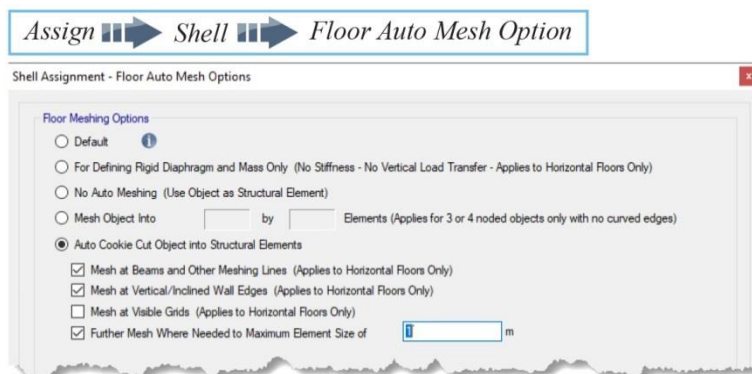
مشخصات مربوطه در مدل ساز های ترسیم م یگردند. توضیح اینکه در این روش مدل سازی دو عدد عضو ستونی در طرفین دیوار

الزامی بوده، لیکن ابعاد آن ها با توجه به نظر طراح سازه تعیین میگردد. همچنین به منظور حصول دقت کافی در آنالیز، المان های

پوسته ای دیوار میباید با استفاده از طریق مسیر زیر در نرم افزار ETABS به قطعات کوچکتری تقسیم بندی (Mesh) شوند. لازم بذکر

است، تقسی مبندی باید به گون های اعمال شود که قطعات کوچکتر ایجاد شده بصورت مربعی یا نزدیک به مربع با ابعاد حداکثر یک

متر باشند.



شکل ۴-۳۱: نحوه Mesh زدن دیوارها در نرم افزار Etabs

۸-۹-۴-۲- گام دوم: با استفاده از مسیر زیر در نرم افزار ETABS ضرایب بسیار کوچکی به مشخصات مقطع ستون های مزبور در جهت

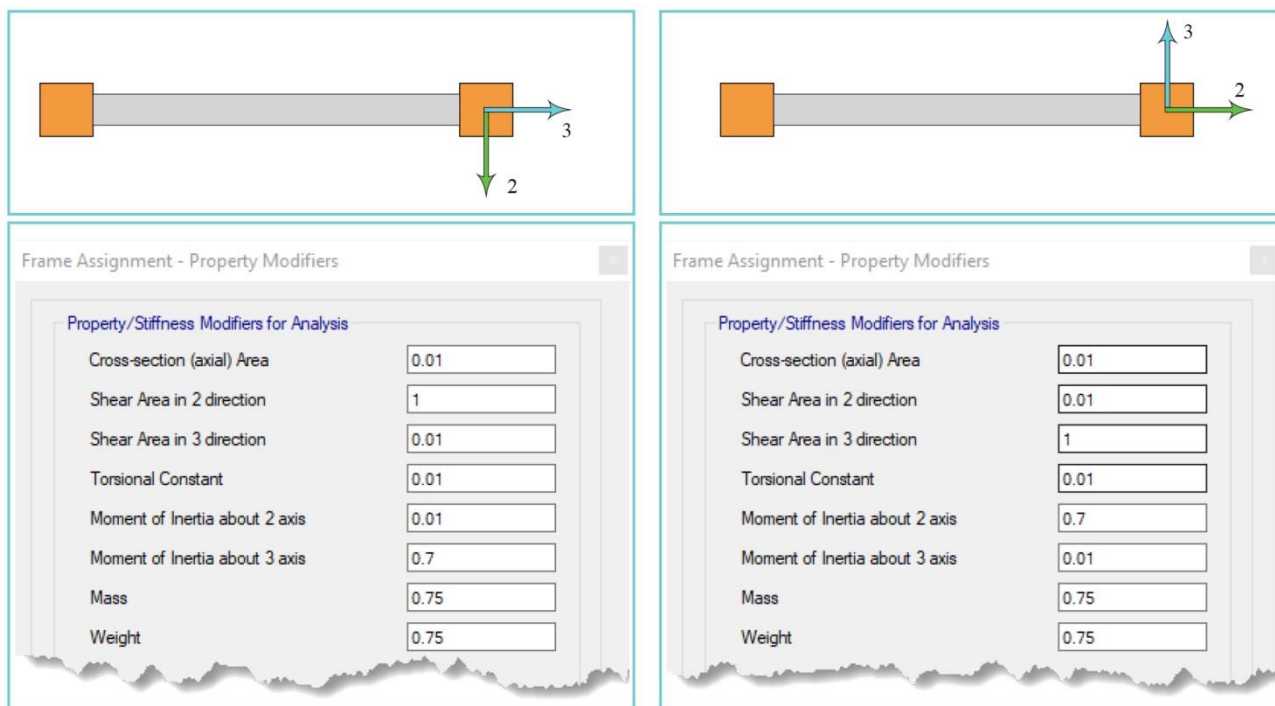
درون صفحه دیوار اعمال می گردد. بطوریکه سختی آنها در جهت درون صفحه دیوار از مدل ساز های حذف شود. لازم بذکر است

ضریب اصلاح سختی خمشی این ستون ها در جهت عمود به صفحه دیوار (بسته به زاویه استقرار ستون حول محور محلی ۲ یا ۳)

برابر ۰/۷۰ و همچنین ضریب اصلاح سختی برشی این ستون ها در جهت عمود به صفحه دیوار (بسته به زاویه استقرار ستون در امتداد

محور محلی ۲ یا ۳) بدون تغییر برابر ۱/۰ بوده و ضرایب جرم و وزن آنها با تقسیم مساحت آن بخش از ستون که با دیوار همپوشانی

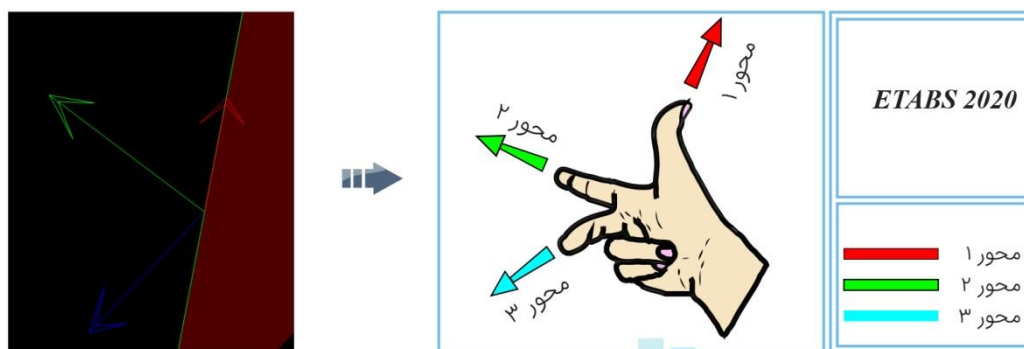
ندارد بر مساحت سطح مقطع ستون بدست می آید.



شکل ۸-۳۲: نحوه اعمال ضرایب اصلاح سختی اعضای ستونی دو انتهای دیوار در نرم افزار ETABS

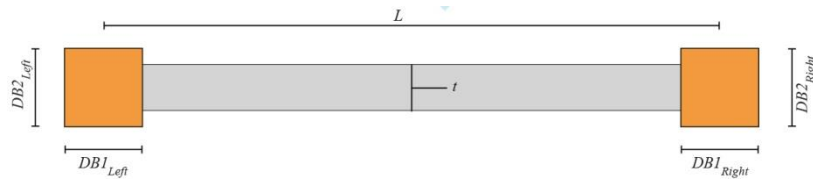
به منظور ایجاد وحدت رویه، اعمال ضرایب اصلاح کلیه اعضا (به استثنای Weight و Mass) صرفاً می باید از طریق منوی Assign انجام گیرد، و استفاده از منوی Define به دلیل امکان بروز اشتباه هنگام انجام و بازبینی محاسبات سازه، قابل قبول نخواهد بود.

تبصره یک: برای تشخیص محوره‌های محلی می توان ابتدا از طریق مسیر زیر در نرم افزار ETABS گزینه Line Local Axes را فعال کرد. محور محلی ۱ (قرمز رنگ) همواره در راستای المان ستون و به سمت بالا می باشد. بر اساس قانون دست راست و قرار گرفتن شصت دست در راستای محور ۱ می توان راستای محوره‌های محلی ۲ و ۳ را تشخیص داد.



شکل ۸-۳۳: نحوه تشخیص محوره‌های محلی اعضای ستونی دو انتهای دیوار در نرم افزار ETABS

۸-۹-۳- گام سوم: با توجه به اینکه در گام قبلی اثر ستون های طرفین دیوار از مدل ساز های حذف گردید، هنگام محاسبه سختی اعضا توسط نرم افزار، صرفاً مقطع مستطیلی دیوار ترسیم شده در مدل در نظر گرفته می شود که با واقعیت (حالت دمبلی شکل که مد نظر است) همخوانی ندارد. لذا در این مرحله سختی محوری ناشی از خمش و سختی برشی دیوار میبایست با ضربی بزرگتر از یک حاصل نسبت سختی مقطع دمبلی شکل به سختی مقطع مستطیلی) به ترتیب زیر اصلاح گردند:



شکل ۸-۳۴: پارامترهای در نظر گرفته شده برای ابعاد و ضخامت دیوارهای برشی

ممان اینرسی دیوار در مدل سازه ای

$$I_{Model} = \frac{1}{12} t L^3$$

مرکز سطح دیوار در مدل سازه ای

$$x_c = \frac{\left\{ \left(\frac{DB_{Left}}{2} - \frac{DB_{Right}}{2} \right) \times t \times \left(\frac{L}{2} + \frac{DB_{Left}}{2} - \frac{DB_{Right}}{2} \right) \right\} + (DB_{Right} \times DB_{Right} \times L)}{(DB_{Left} \times DB_{Left}) \pm \left(L - \frac{DB_{Left}}{2} - \frac{DB_{Right}}{2} \right) t + (DB_{Right} \times DB_{Right})}$$

ممان اینرسی واقعی دیوار (مجموعه دیوار و ستون های طرفین)

$$I_{Real} = \left(\frac{1}{12} DB_{Left} \times DB_{Left} \right) + (DB_{Left} \times DB_{Left} \times x_c) + \left(\frac{1}{12} DB_{Right} \times DB_{Right} \right) + (DB_{Right} \times DB_{Right} \times (L - x_c)) + \left(\frac{1}{12} t \right) \times \left\{ \left(x_c - \frac{DB_{Left}}{2} \right)^2 + \left(L - x_c - \frac{DB_{Right}}{2} \right)^2 \right\}$$

ضریب اصلاح سختی محوری ناشی از خمش دیوار (در حالت ترک خورده و ترک نخورده):

$$f_{22} = 0.35 \times \frac{I_{Real}}{I_{model}} \quad \text{ترک خورده}$$

$$f_{22} = 0.7 \times \frac{I_{Real}}{I_{model}} \quad \text{ترک نخورده}$$

سطح مقطع برشی دیوار در مدل سازه ای

سطح مقطع واقعی دیوار (مجموعه دیوار و ستون های طرفین)

$$Av_{Model} = t \times L$$

$$Av_{Real} = t \times \left(L + \frac{1}{2} (DB_{Right} + DB_{Left}) \right)$$

ضریب اصلاح سختی محوری ناشی از خمش دیوار (در حالت ترک خورده و ترک نخورده):

$$f_{12} = \frac{Av_{Real}}{Av_{model}}$$

تفسیر دو: در خصوص دیوارهای U شکل و L شکل، ضرایب اصلاح برای هر قطعه از دیوار به تفکیک و بدون توجه به وجود دیوار متعامد عیناً به روش فوق تعیین می گردد. لازم بذکر است، ستون واقع در محل تلاقی دو دیوار متعامد را میتوان بطور همزمان در تعیین ضرایب اصلاح سختی برای هر دو دیوار مشارکت داد، لیکن سختی ستون مزبور باید بطور همزمان هر دو راستا کاهش داده شود.

۸-۹-۴-۴-گام چهارم: با استفاده از مسیر زیر در نرم افزار ETABS ضرایب بدست آمده از مرحله قبل مطابق شکل زیر به مشخصات دیوار مزبور اعمال می گردد. لازم بذکر است، با توجه به عدم امکان محصور نمودن بتن در سراسر طول دیوار، سختی های خمشی خارج از صفحه دیوار (m_{11} و m_{22} و m_{12}) همواره با ضریب ۰/۱۰ کاهش داده میشوند. همچنین سختی محوری (f_{11}) همواره باید کاهش یابد، هرچند تاثیر آن صرفاً در دیوارهای دارای بازشو قابل توجه است.

Assign Shell Stiffness Modifier

ترک خورده $f_{22} = 0.35 \times \frac{I_{Real}}{I_{model}}$

ترک نخورده $f_{22} = 0.7 \times \frac{I_{Real}}{I_{model}}$

$f_{12} = \frac{A_{v_{Real}}}{A_{v_{model}}}$

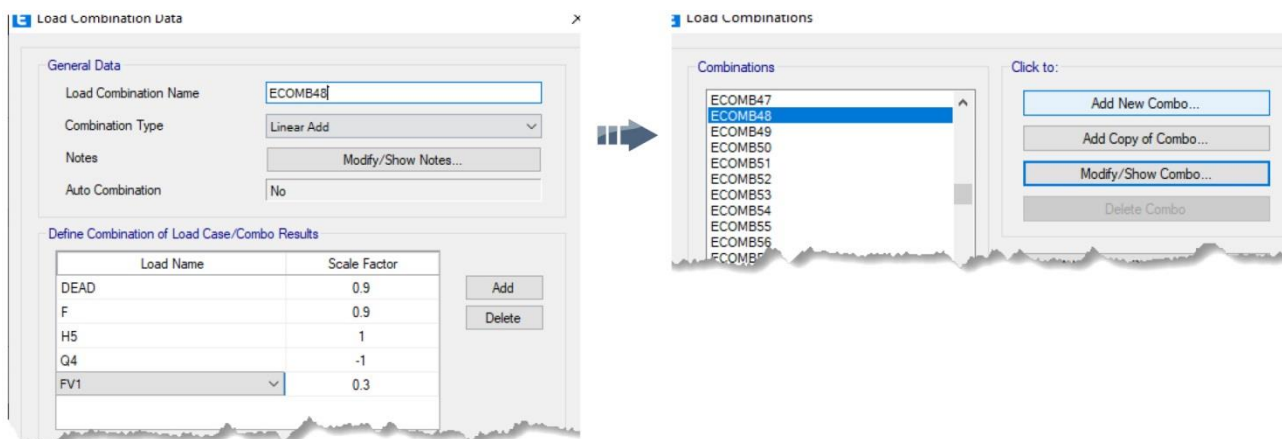
شکل ۸-۳۵: نحوه اعمال ضرایب اصلاح سختی دیوارهای برشی در نرم افزار ETABS

ا تبصره سه: طراحی ستو نهایی طرفین دیوار مشابه با سایر ستو نهایی سازه و برای تحمل عکس العمل تکی هگهای تیرهای متکی به آنها در فایل اصلی و ۲۵٪ الزامی می باشد.

۸-۹-۵- برای تشخیص دیوارهای ترک خورده و ترک نخورده م یباید به ترتیب زیر عمل شود:

در اولین آنالیز بصورت پی شفرض کلیه دیوارها می باید ترک نخورده (با ضریب سختی ۰/۷) در نظر گرفته شوند. سپس تنش ایجاد شده در تمامی دیوارها مشاهده شده و با مدول گسیختگی بتن مقایسه م یگردد. بدین ترتیب با تشخیص دیوارهای ترک خورده و اعمال ضریب سختی ۰/۳۵ به آنها، سازه می باید مجدداً تحلیل شده، و دوباره تنش دیوارها کنترل گردد. مراحل بالا می باید بصورت سعی و خطا تا زمان همگرایی شرایط مورد نظر ادامه یابد. روش گام به گام بررسی ترک خوردگی یا عدم ترک خوردگی دیوارهای برشی در نرم افزار ETABS به شرح زیر می باشد:

۸-۹-۵-۱- گام اول: ترکیبات بارگذاری موثر در ایجاد کشش در دیوارهای برشی مشخص شوند. معمولاً ترکیبات بارگذاری فاقد بار زنده و شامل بار مرده با ضریب ۰/۹ به همراه زلزله تعیین کننده خواهند بود.



شکل ۸-۳۶: تعیین ترکیبات بارگذاری موثر در ایجاد کشش در دیوارهای برشی در نرم افزار ETABS

۸-۹-۵-۲- گام دوم: مطابق روش ارائه شده در بند ۸-۸-۷ این راهنما، در اولین مرحله از آنالیز باید فرض را بر عدم ترک خوردگی دیوارها قرار داد. بدین منظور م‌توان با استفاده از فایل Excel در تنظیمات ترک خوردگی ضریب ترک خوردگی را برابر با ۰/۷۰ اعمال نمود.

تعیین ضرایب اصلاح سختی خمشی و برشی دیوارهای برشی در سازه‌های بتن آرمه

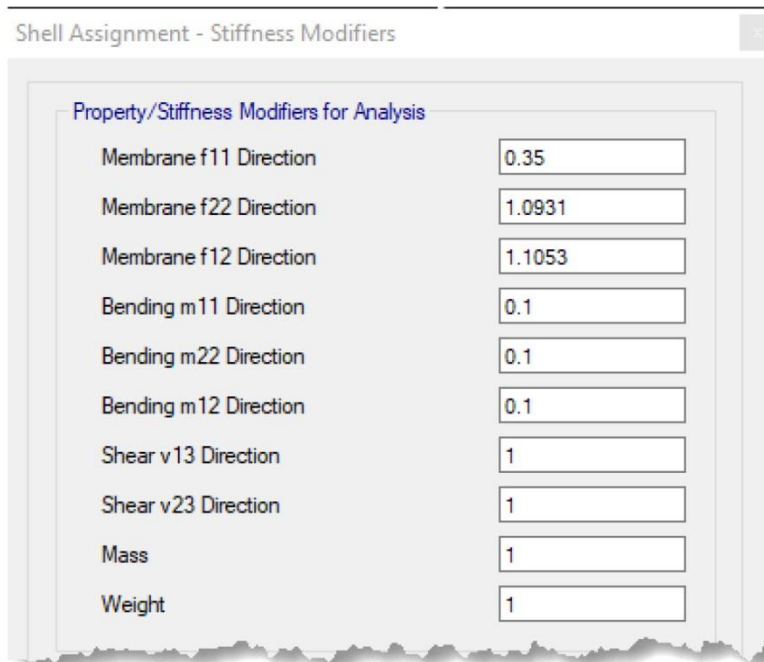
فاصله محور تا محور ستون‌های طرفین دیوار در مدل سازه‌ای	L =	380	cm
ضخامت دیوار	t_p =	30	cm
بعد ستون سمت راست در راستای صفحه دیوار	DB1 _{right} =	40	cm
بعد ستون سمت راست در راستای عمود بر صفحه دیوار	DB2 _{right} =	40	cm
بعد ستون سمت چپ در راستای صفحه دیوار	DB1 _{left} =	40	cm
بعد ستون سمت چپ در راستای عمود بر صفحه دیوار	DB2 _{left} =	40	cm
ضریب اثر ترک خوردگی دیوار	Crack Factor =	0.7	

$f_{22} \text{ Modifier} = 1.0931$

$f_{12} \text{ Modifier} = 1.1053$

شکل ۸-۳۷: برآورد ضریب اصلاح سختی دیوارهای برشی به صورت ترک نخورده برای انجام آنالیز اولیه

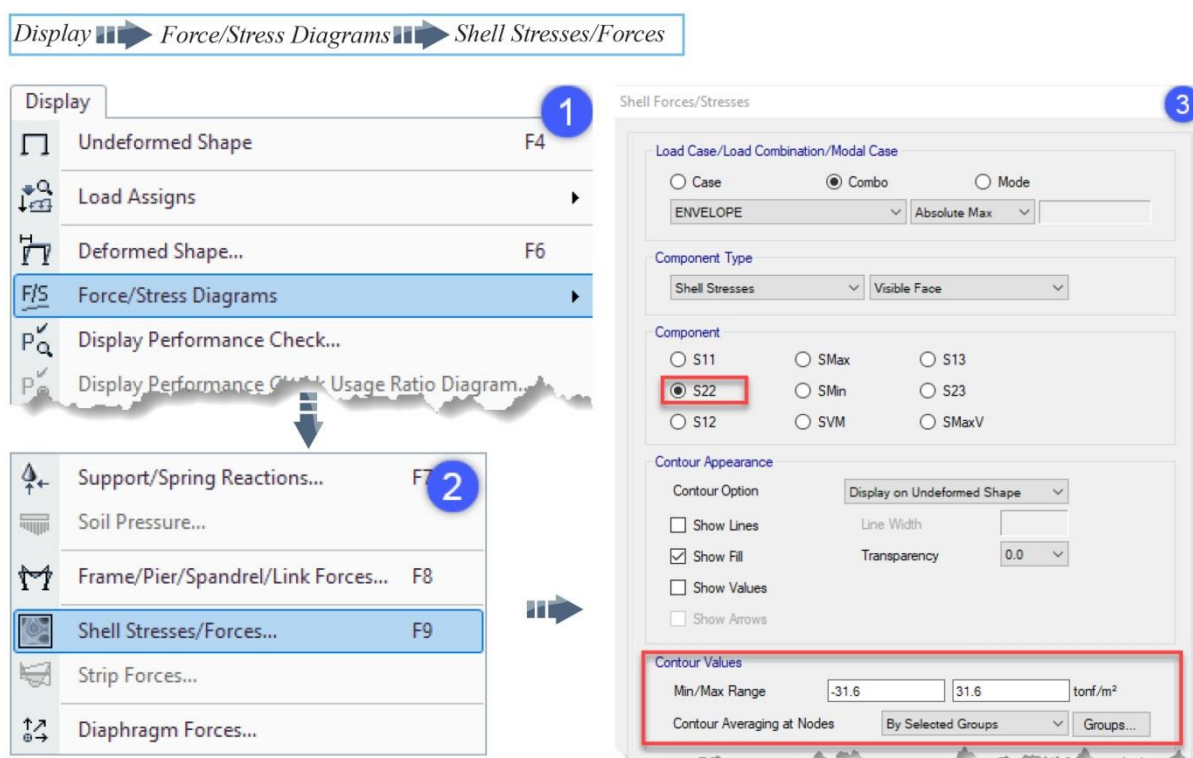
۸-۹-۵-۳- گام سوم: ضرایب ترک خوردگی اصلاح شده را به دیوار برشی مورد نظر اختصاص داده و سازه تحلیل می شود.



شکل ۸-۳۸: اعمال ضریب اصلاح سختی دیوارهای برشی به صورت ترک نخورده در آنالیز اولیه در نرم افزار ETABS

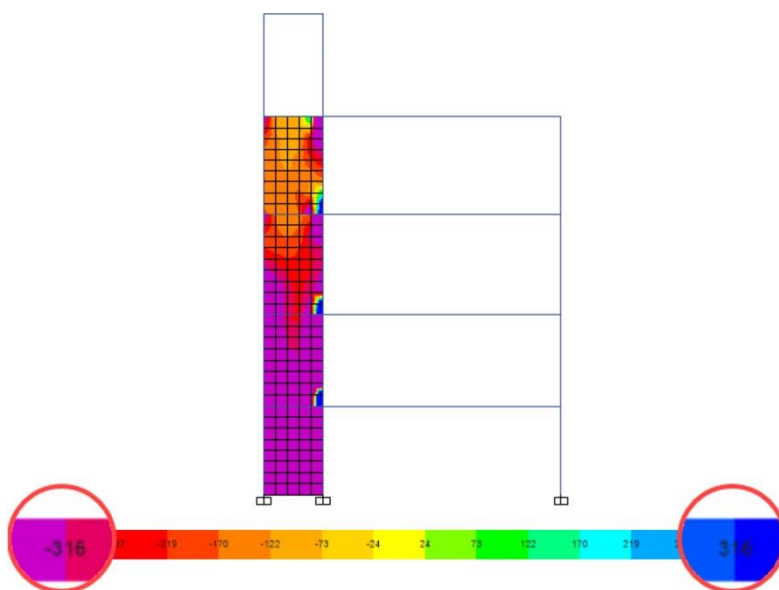
۸-۹-۵-۴- گام چهارم: تنش کششی (مدول گسیختگی) بتن از رابطه زیر محاسبه می شود: $f_r = 2\sqrt{f'_c}$

از منوی Display در نرم افزار ETABS تنش کششی موجود در دیوار ناشی از ترکیب بارگذاری مشخص شده در مرحله ۱ برای S22 بررسی می شود. لازم به ذکر است که در قسمت Counter Range تنش f_r با علامت مثبت و منفی به ترتیب در قسمت Max و Min باید در نظر گرفته شود. به طور مثال تنش مزبور با واحد ton/m^2 برای تنش فشاری 250 kg/cm^2 در شکل ۸-۳۹ نمایش داده شده است.



شکل ۸-۳۹: تنظیمات بررسی تنش کششی دیوار در نرم افزار ETABS

۸-۹-۵-۵- گام پنجم: در شکل زیر تنش کششی در دیوار برشی ناشی از ترکیب بارگذاری مشخص نشان داده شده است. پس از بررسی تمام ترکیبات مورد نظر دیوارهایی که مشمول ترک خوردگی می‌شوند، مشخص می‌گردد.

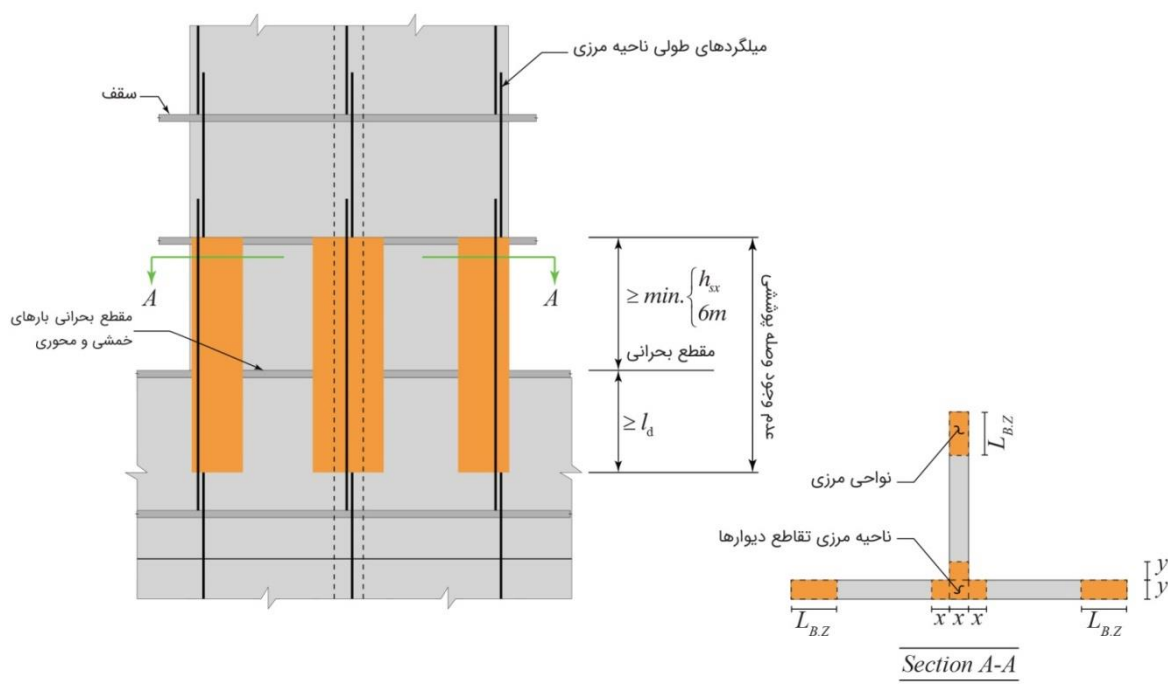


شکل ۸-۴۰: نمایش طیف تنش کششی دیوار در نرم افزار ETABS

۸-۱۰- ضوابط وصله و قطع میلگردها در دیوارهای برشی

در خصوص وصله میلگردهای دیوار رعایت موارد زیر ضروری می‌باشد:

۸-۱۰-۱- در صورت نیاز به امان مرزی و در نبود محاسبات دقیق برای مشخص کردن محدوده آرماتورهایی که احتمال جاری شدن دارند، استفاده از وصله پوششی برای کلیه آرماتورهای قائم دیوار در طبقه بحرانی (روی فونداسیون یا دیوار حائل) مجاز نمی‌باشد.

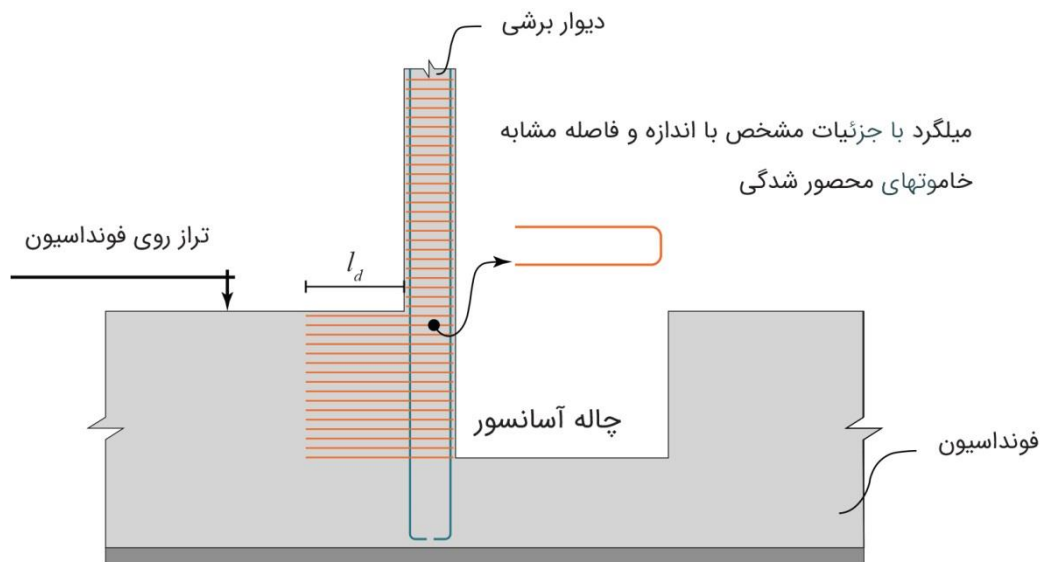


شکل ۸-۴۱: مجاز نبودن استفاده از وصله پوششی در مقاطع بحرانی

۸-۱۰-۲- وصله میلگردهای قائم باید برای تنش حداکثر $1.25F_y$ فراهم گردد. (۲۵ درصد بیشتر از طول وصله میلگردهای ستون).

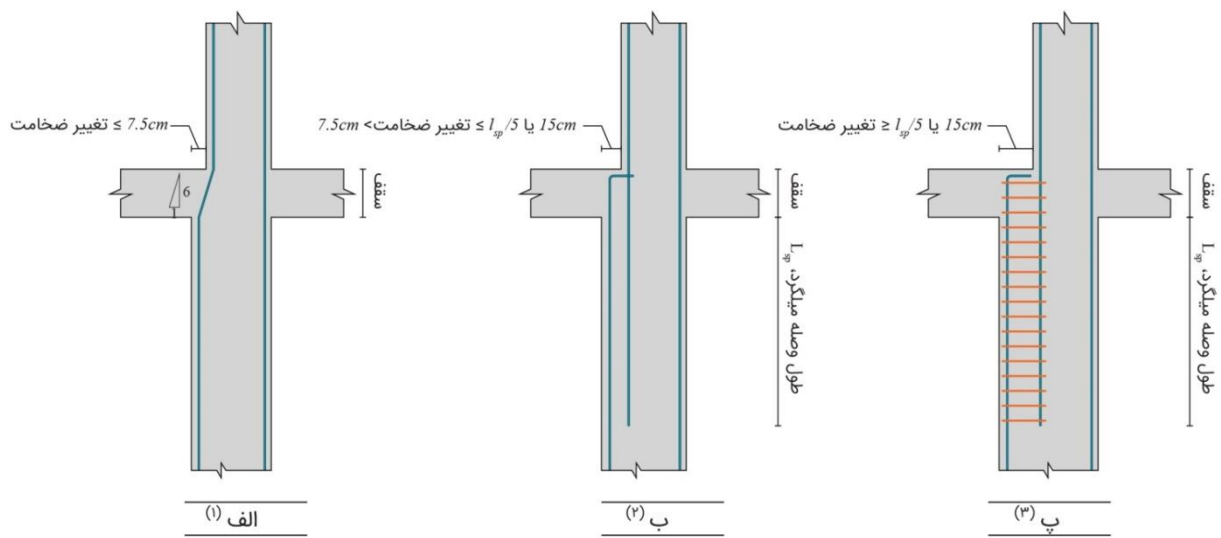
۸-۱۰-۳- آرماتور افقی دیوارهای برشی باید بصورت یکسره بوده و وصله آرماتورهای افقی دیوار برشی مجاز نمی باشد.

۸-۱۰-۴- در سازهایی که دیوار برشی به لبه فونداسیون یا شکستگ یهای فونداسیون (نظیر محل چاله آسانسور) نزدیک می باشد، علاوه بر خامو تهای دیوار برشی، میلگردهای محصور کننده دیگری باید در طول لبه حداقل به اندازه l_d اجرا شود. به صورت متداول در لبه چاله آسانسور بهتر است میلگرد طولی و عرضی حداقل در تمام عمق چاله ادامه یابد.



شکل ۸-۴۲: جزئیات آرماتورگذاری ناحیه اتصال دیوار برشی به کناره های فونداسیون

۸-۱۰-۵- بهتر است تا حد امکان ضخامت دیوار برشی در ارتفاع تغییر نیابد، لیکن در صورت تغییر ضخامت در ارتفاع باید به جزئیات تبدیل و وصله میلگردهای طولی توجه نمود. در صورتیکه تغییر ضخامت در دیوار کمتر از $7/5$ سانتیمتر باشد خم ۱ به ۶ میلگرد طولی در ضخامت سقف امکان پذیر می باشد. در صورتیکه تغییر ضخامت بیشتر از $7/5$ سانتیمتر باشد، باید میلگرد دیوار بالایی حداقل به مقدار طول وصله میلگرد (l_{sp}) وارد دیوار پایینی شود. وصله میلگردها در این حالت وصله غیر پوششی نامیده می شود. اگر مقدار تغییر ضخامت دیوار بیشتر از دو مقدار ۱۵ سانتیمتر و $l_{sp}/5$ باشد، باید از خاموت بسته در ناحیه وصله شده استفاده کرد.



شکل ۸-۴۳: جزئیات وصله میلگردهای قائم دیوار در محل تغییر ضخامت

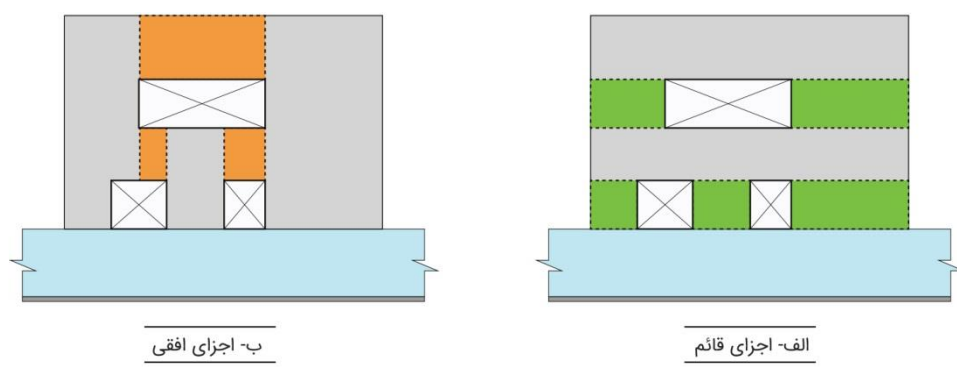
(۱) تغییر ضخامت دیوار برشی با خم ۱ به ۶ در ضخامت سقف برای میلگرد طولی در صورتیکه تغییر ضخامت در دیوار کمتر از ۷/۵ سانتیمتر باشد.

(۲) تغییر ضخامت دیوار برشی با وصله پوششی غیرتماسی میلگرد طولی در صورتیکه تغییر ضخامت بیشتر از ۷/۵ سانتیمتر باشد.

(۳) تغییر ضخامت دیوار برشی با وصله پوششی غیر تماسی همراه با خاموت در ناحیه وصله در صورتیکه تغییر ضخامت دیوار بیشتر از دو مقدار ۱۵ سانتیمتر و $l_{sp}/5$ باشد.

۱۱-۸- اجزای قائم در دیوارهای کوپله

۱-۱۱-۸- اجزای قائم در دیوارهای کوپله یا پایه دیوارها، قطعات عمودی یک دیوار برشی هستند که توسط دو بازشو یا توسط یک بازشو و لبه دیوار به وجود می‌آیند. ضوابط حاکم بر اجزای عمودی دیوارها بسته به نسبت h_w/l_w و l_w/b_w در جدول زیر آورده شده است:



شکل ۸-۴: اجزاء عمودی و افقی دیوار برشی در مجاورت بازشوها

جدول ۸-۶: ضوابط طراحی حاکم بر دیوار بدون بازشو

الزامات	نسبت طول دیوار به ضخامت دیوار (l_w/b_w)	نسبت ارتفاع دیوار به طول دیوار (h_w/l_w)
آرماتورهای قائم نباید کمتر از آرماتورهای افقی باشند. همچنین نیازی به اعمال ضرائب تشدید برشی نمی باشد. ($\rho_v \geq \rho_h$, $\Omega_v = \omega_v = 1$)	-----	$h_w \leq 1,0 l_w$
آرماتورهای قائم نباید کمتر از آرماتورهای افقی باشند. در محاسبه مقاومت برشی دیوار Ω_v باید محاسبه گردد اما $\omega_v = 1$ است. ($\rho_v \geq \rho_h$ و $\omega_v = 1$)	-----	$1,0 l_w < h_w \leq 2 l_w$

قاب خمشی متوسط قاب خمشی ویژه	$\left(\frac{l_w}{b_w}\right) \leq 2.0$	طراحی مشابه با ستون قاب خمشی با شکل پذیری متناظر انجام شود.
	$\left(\frac{l_w}{b_w}\right) \leq 2.0$	
قاب خمشی متوسط قاب خمشی ویژه	$\left(\frac{l_w}{b_w}\right) \leq 2.0$	طراحی مشابه با دیوار و با اعمال ضرائب تشدید برشی ω_v و Ω_v انجام شود.
	$\left(\frac{l_w}{b_w}\right) \leq 2.0$	

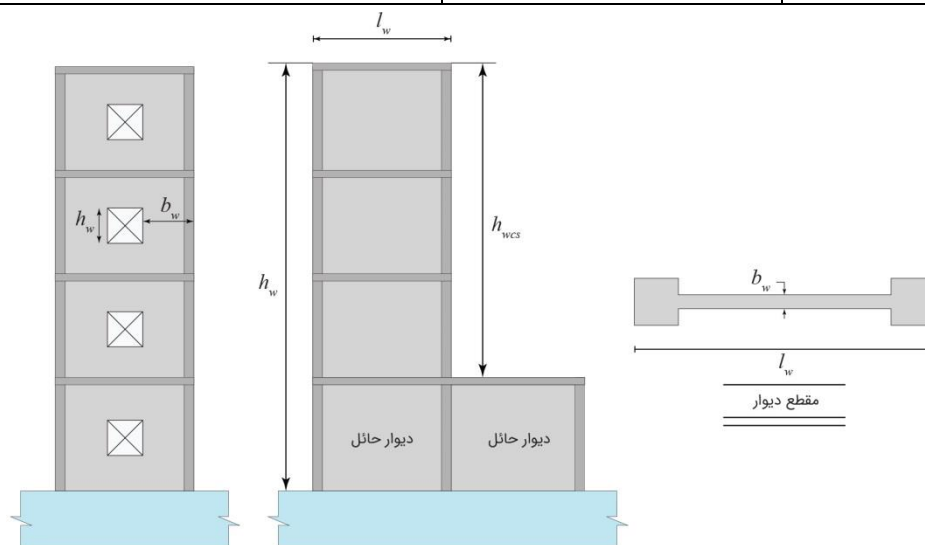
$$h_w > 2l_w$$

جدول ۸-۷: ضوابط طراحی حاکم بر اجزاء عمودی دیوارهای کوپله

نسبت ارتفاع قطعه عمودی دیوار به طول قطعه عمودی دیوار (h_w/l_w)	نسبت طول قطعه عمودی دیوار به ضخامت دیوار (l_w/b_w)	الزامات
$h_w \leq 1.0l_w$	-----	آرماتورهای قائم نباید کمتر از آرماتورهای افقی باشند. همچنین نیازی به اعمال ضرائب تشدید برشی نمی باشد. ($\rho_v \geq \rho_h$, $\Omega_v = \omega_v = 1$)
$1.0l_w < h_w \leq 2l_w$	-----	آرماتورهای قائم نباید کمتر از آرماتورهای افقی باشند. در محاسبه Ω_v باید محاسبه گردد اما $\omega_v = 1$ است. ($\rho_v \geq \rho_h$, $\Omega_v = \omega_v = 1$)
$h_w > 2l_w$	$(l_w/b_w) \leq 2.0$	مدلسازی این قطعه میباید با المان Frame انجام شده و طراحی مشابه ستون ویژه با اعمال ضریب Ω (زلزله تشدید یافته) انجام گردد.
	$2.0 < l_w/b_w \leq 6$	- مدلسازی این قطعه میباید با المان Shell انجام شده و با رعایت ضوابط ستون ویژه انجام گردد. - طراحی برشی با اعمال ضریب Ω (زلزله تشدید یافته) انجام گردد.
		- المان مرزی در صورت نیاز تعبیه گردد. - طراحی برشی با اعمال ضریب Ω (زلزله تشدید یافته) انجام گردد. - تعبیه دورگیرها در حداقل ۳۰ سانتیمتر بالاتر و پایینتر از بازشو الزامی است.

کلیه ضوابط دیوارها میباید رعایت گردد.

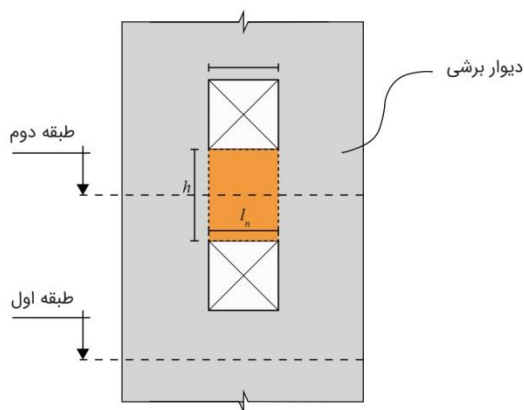
$$(l_w/b_w) > 6$$



شکل ۸-۴۵: نمایش پارامترهای عضو قائم دیوار برشی در مجاورت بازشوها

۸-۱۲- اجزای افقی (تیر همبند) در دیوارهای کوپله

تیر همبند، اعضای افقی رابط بین دو دیوار می باشد (شکل ۴۶-۴). در تیرهای همبند، نسبت طول خالص دهانه به ارتفاع آن، l_n/h ملاک تقسیم بندی آن در نوع نیروی اعمالی، توزیع تنش و جزئیات میلگردگذاری میشود که در جدول زیر آورده شده است.



شکل ۸-۴۶: نمایش l_n و h عضو افقی (تیر همبند) دیوار برشی در مجاورت بازشوها

جدول ۸-۸: ضوابط طراحی حاکم بر اجزاء افقی دیوارهای کوپله^(۱)

نسبت طول قطعه افقی دیوار به ارتفاع قطعه $\left(\frac{l_n}{h}\right)$ افقی دیوار	V_u	الزامات
$\frac{l_n}{h} \geq \epsilon$	-----	طراحی تیر همبند مشابه قاب خمشی ویژه
$\frac{l_n}{h} < 2$	$V_u > 1.06\sqrt{f'_c}A_{cw}$	استفاده از میلگردهای قطری الزامی است.
	$V_u \leq 1.06\sqrt{f'_c}A_{cw}$	طراحی تیر همبند مشابه قاب خمشی ویژه یا استفاده از آرماتورهای قطری
$2 < \frac{l_n}{h} < \epsilon$	-----	طراحی تیر همبند مشابه قاب خمشی ویژه یا استفاده از آرماتورهای قطری

(۱) توصیه میشود در تیرهای همبند همواره از آرماتورهای قطری استفاده شود.

۸-۱۲-۱- ضرائب ترکخوردگی تیرهای همبند (اجزای افقی)

ضرائب ترک خوردگی تیرهای همبند میباید با توجه به طول خالص دهانه به ارتفاع آن (l_n/h) ، مطابق با جدول زیر اعمال شوند.

جدول ۸-۹: ضرائب ترک خوردگی تیرهای همبند

نسبت طول قطعه افقی دیوار به ارتفاع قطعه افقی دیوار $\left(\frac{l_n}{h}\right)$	f _{۱۱}	f _{۲۲}	f _{۱۲}
$\frac{l_n}{h} \leq \epsilon$	۰,۱۵	۱,۰	۰,۲۵
$1.4 < \frac{l_n}{h} < 2$	۰,۱۵	۱,۰	
$\frac{l_n}{h} \geq \epsilon$	۰,۱۵	۱,۰	۱,۰

(۱) از درونیایی خطی برای به دست آوردن این رابطه استفاده شده است.

۸-۱۲-۲- نکات مدلسازی و طراحی دیوارهای کوپله با نرم افزار

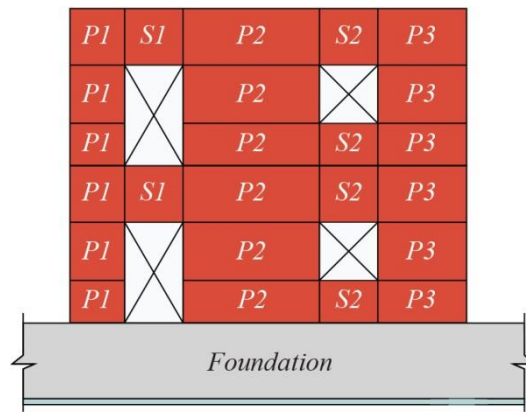
۸-۱۲-۲-۱- در دیوارهای دارای بازشو همانگونه که در شکل ۸-۷ نشان داده شده است، مالک اصلی در تعریف Pier Label های

همنام یک خط افقی است (مانند: P_۱ و P_۵)، سپس بخشهای طرفین بازشو باید با Pier Label های با نام متفاوت تعریف

شوند. در خصوص Spandrel Label نیز همانگونه که مشاهده میشود در بال و پایین بازشو در یک خط قائم همنام هستند و در یک

موقعیت ثابت بطور همزمان هم Pier و هم Spandrel تعریف شده و طراحی هر یک که منجر به نتیجه بحرانی تری باشد مالک نهایی

در طراحی دیوار برشی خواهد بود.



شکل ۸-۷: تعریف Pier Label و Spandrel Label در دیوارهای برشی دارای بازشو

۸-۱۲-۲-۲- در مواردی که $I_n/h \geq 4$ باشد، تیر همبند را می توان با المان Frame مدل سازی و مشابه تیر قاب خمشی ویژه توسط نرم افزار طراحی کرد. در این حالت تنها الزم است نکات اجرایی عنوان شده در خصوص «جزئیات میلگردگذاری تیر همبند مشابه تیر قاب خمشی ویژه» رعایت گردد. در مواردی که $I_n/h < 4$ باشد، تیر همبند باید با المان Shell (مشابه دیوار) مدل سازی گردد.

لازم بذکر است، نیاز یا عدم نیاز به میلگرد قطری توسط نرم افزار تشخیص داده میشود.

۸-۱۲-۲-۳- نرم افزار در صورت اختصاص نامگذاری Spandrel به تیر همبند، در هنگام طراحی میلگردهای خمشی شبکه پایین و بالای تیر، میلگردهای برشی افقی و قائم (خاموت) تیر و میلگردهای قطری تیر را محاسبه میکند. در شکل ۸-۸ نمونه خروجی طراحی تیر همبند در نرم افزار و در شکل ۸-۹ جزئیات اجرایی میلگردهای طراحی شده بر روی تیر عمیق نمایش داده شده است.

الزام به ذکر است در صورتی که در قسمت Diag Reinf Mandatory گزینه Yes نمایش داده شده باشد، استفاده از میلگرد قطری در تیر همبند الزامی است در این حالت نیازی به تعبیه آرماتورهای خمشی شبکه بالا و پایین و آرماتورهای برشی گزارش شده توسط نرم افزار نمی باشد. و تنها کافی است میلگردهای افقی و قائم در پیرامون تیر همبند در هر جهت حداقل به میزان 0.002 درصد با فاصله حداکثر 30 سانتیمتر تعبیه گردد. همچنین آرماتور قائم عرضی باید بصورت خاموت بسته یا با ترکیب میلگرد U شکل و سنجاقی لرزه ای که با هم تشکیل یک دورگیر را می دهند اجرا گردد.

در صورتی که در قسمت Diag Reinf Mandatory گزینه No نمایش داده شده باشد، الزامی به تعبیه میلگردهای قطری نبوده می توان از یکی از دو روش زیر برای طراحی استفاده کرد:

الف) تعبیه آرماتورهای قطری به همراه میلگردهای افقی و قائم در پیرامون تیر همبند در هر جهت حداقل به میزان 0.002 درصد با فاصله حداکثر 30 سانتیمتر.

ب) استفاده از میلگردهای خمشی شبکه بالا و پایین، برشی افقی و قائم گزارش شده توسط نرم افزار در تیر همبند (بدون تعبیه میلگرد قطری)

به دلیل ابهامات طراحی برشی تیر همبند در نرم افزار، توصیه می شود همواره از روش الف ذکر شده استفاده نمود.

۸-۱۲-۲-۴- در صورتیکه در تیر همبند نیاز به آرماتور قطری وجود داشته باشد، کنترل مقاومت نهایی برشی تیر همبند در نرم افزار انجام نشده و باید بر اساس کنترل رابطه $V_u \text{Design} \leq 2.36 V_u \text{Limit ETABS}$ انجام شود. در صورت جوابگو نبودن باید ضخامت تیر

همبند و دیوار افزایش یابد.

Spandrel Flexural Design—Top Reinforcement

Station Location	Reinf Area ¹ cm ²	Reinf Percentage	Reinf Combo	Moment, M _u tonf-cm
Left	9.26	0.17	ECOMB10	-3277.596
Right	12.11	0.22	ECOMB29	-4267.752

Spandrel Flexural Design—Bottom Reinforcement

Station Location	Reinf Area ² cm ²	Reinf Percentage	Reinf Combo	Moment, M _u tonf-cm
Left	8.94	0.16	ECOMB25	3165.727
Right	13.05	0.23	ECOMB14	4593.369

Spandrel Shear Design

Station Location	A _{vert} ⁴ cm ² /cm	A _{horiz} ³ cm ² /cm	ShearCombo	V _u tonf	φV _c tonf	φV _s tonf	φV _n tonf
Left	0.2277	0.06	ECOMB10	98.7973	26.1708	72.6265	98.7973
Right	0.2235	0.06	ECOMB10	97.4533	26.1708	71.2825	97.4533

Spandrel Shear Design—Diagonal Reinforcement

Station Location	A _{diag} ⁵ cm ²	Shear Combo	V _u ⁶ tonf	V _{uLimit} ⁷ tonf	L/H Ratio	Seismic Design	Diag Reinf Mandatory
Left	16.93	ECOMB10	98.7973	84.52	0.571	Yes	Yes
Right	16.7	ECOMB10	97.4533	84.52	0.571	Yes	Yes ⁸

شکل ۸-۴: نمونه جزئیات میلگردگذاری تیر همبند بر اساس نتایج طراحی نرم افزار ETABS

(۱) مساحت میلگرد خمشی بالای تیر همبند.

(۲) مساحت میلگرد خمشی پایین تیر همبند.

(۳) مساحت میلگرد برشی افقی تیر همبند.

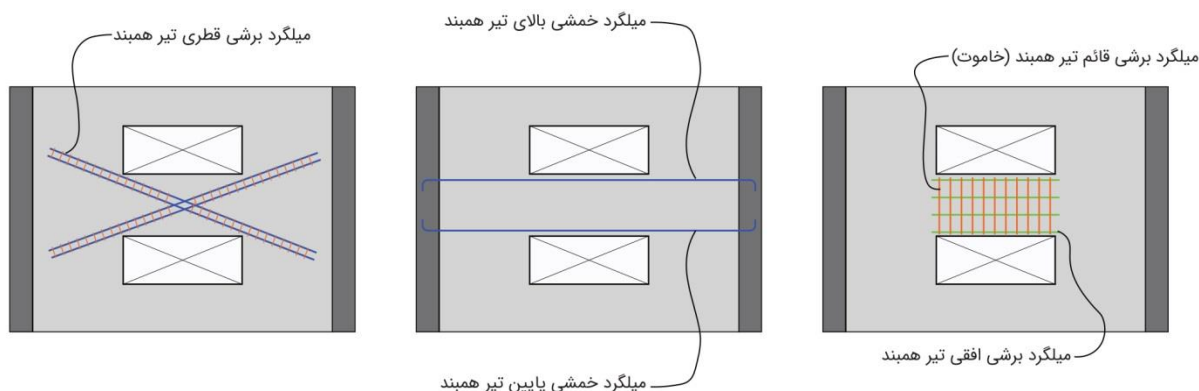
(۴) مساحت میلگرد برشی قائم تیر همبند.

(۵) مساحت میلگرد برشی قطری تیر همبند.

V_uDesign (۶)

V_u Limit ETABS (۷)

(۸) اجباری بودن یا نبودن استفاده از میلگرد قطری.



شکل ۸-۴۹: نمونه جزئیات میلگردگذاری تیر همبند بر اساس نتایج طراحی نرم افزار ETABS

۸-۱۲-۳- جزئیات میلگردگذاری تیر همبند با میلگردگذاری قطری

تیرهای همبند طراحی شده با میلگرد قطری دارای دو دسته میلگرد متقاطع و متقارن نسبت به وسط دهانه میباشند. دو راهکار برای محصور شدگی در تیر همبند وجود دارد. محصور شدگی میلگردهای قطری و محصور شدگی کلی پیرامون تیر همبند. رعایت جزئیات آرماتور گذاری زیر در تیر همبند الزامی است. خلاصه ضوابط این بند در جدول های ۸-۱۰ تا ۸-۱۲ و شکل های ۸-۵۱ تا ۸-۵۳ ارائه شده است.

۸-۱۲-۳-۱- جزئیات آرماتورگذاری با محصور شدگی در میلگردهای قطری تیر همبند

۸-۱۲-۳-۱-۱- هر گروه از میلگردهای قطری باید شامل حداقل ۴ میلگرد در دو ردیف یا بیشتر باشد.

۸-۱۲-۳-۱-۲- میلگردهای قطری باید حداقل با طول مهارى معادل $1/25F_y$ از نواحى انتهایی تیر رابط به داخل پایه دیوار ادامه داده شوند.

۸-۱۲-۳-۱-۳- در صورتی که نتوان طول مهارى میلگرد مستقیم در کشش را تامین کرد، باید از قالب استاندارد همراه با طول مهارى مربوطه استفاده کرد.

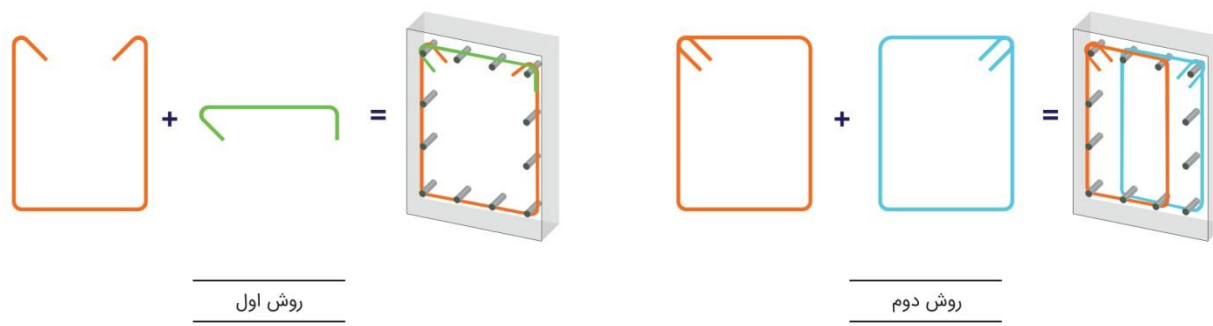
۸-۱۲-۳-۱-۴- حداقل ضخامت دیوار و تیرهای رابط میلگردگذاری شده ۴۰ سانتیمتر می باشد. در نظر گرفتن ضخامت بیشتر در هنگام طراحی باعث تسهیل در عملیات اجرایی خواهد شد.

۸-۱۲-۳-۱-۵- در صورتی که محصورشدگی هر دسته از میلگردهای قطری مدنظر باشد، هر گروه از میلگردهای قطری باید به وسیله میلگردهای عرضی با بعد افقی بزرگتر از $b_w/2$ در جهت موازی با b_w ، و با بعد قائم بزرگتر از $b_w/5$ در جهت دیگر محصور شوند. (b_w عرض جان تیر رابط است)

۸-۱۲-۳-۶- درصد میلگردهای افقی و قائم پیرامون عرض تیر رابط در هر جهت باید حداقل برابر ۰/۰۲ بوده و با فاصله حداکثر ۳۰ سانتیمتر توزیع شوند

۸-۱۲-۳-۷- مساحت مورد نیاز برای ساق خاموتهای میلگردهای قطری باید ضوابط شکل پذیری ویژه، A_{sh} را رعایت کند.

شکل و سنجاقی لرزه ای که با هم تشکیل یک دورگیر را U همچنین آرماتور قائم باید بصورت خاموت بسته یا با ترکیب میلگرد میدهند، اجرا گردد.



شکل ۸-۵۰: نحوه اجرای خاموت بسته پیرامون میلگردهای قائم

۸-۱۲-۳-۸- فاصله خاموتها در ناحیه قطری نباید از $6d_b$ (۶ برابر کوچکترین قطر میلگرد طولی قطری) و ۱۵ سانتیمتر بیشتر باشد.

۸-۱۲-۳-۹- فاصله بین سنجاقها و ساقهای خاموت بسته عمود بر میلگردهای قطری نباید بیشتر از ۳۵ سانتیمتر باشد.

۸-۱۲-۳-۱۰- میلگردهای عرضی باید در تقاطع میلگردهای قطری ادامه یابند.

۸-۱۲-۳-۱۱- مهار میلگرد افقی در درون المان مرزی طرفین دیوار باید کمتر از l_d و بیشتر از ۱۵ سانتیمتر باشد.

۸-۱۲-۳-۲- جزئیات آرماتورگذاری با محصور شدگی کلی در تیر همبند

۸-۱۲-۳-۱- هر گروه از میلگردهای قطری باید شامل حداقل ۴ میلگرد در دو ردیف یا بیشتر باشد.

$1/25F_y$ از نواحی انتهایی تیر رابط به داخل پایه دیوار ادامه

۸-۱۲-۳-۲- میلگردهای قطری باید حداقل با طول مهاری معادل $1/25F_y$ از نواحی انتهایی تیر رابط به داخل پایه دیوار ادامه داده شوند.

۸-۱۲-۳-۳- در صورتی که نتوان طول مهاری میلگرد مستقیم در کشش را تامین کرد، باید از قالب استاندارد همراه با طول مهاری مربوطه استفاده کرد.

۸-۱۲-۳-۴- حدافل ضخامت دیوار و تیرهای رابط میلگردگذاری شده ۴۰ سانتیمتر میباشد. در نظر گرفتن ضخامت بیشتر در هنگام طراحی باعث تسهیل در عملیات اجرایی خواهد شد

۸-۱۲-۳-۵- درصد میلگردهای افقی و قائم پیرامون عرض تیر رابط در هر جهت باید حداقل برابر ۰/۰۰۲ باشد.

۸-۱۲-۳-۶- مساحت مورد نیاز برای ساق خاموت های محصور کننده کل تیر همبند برابر با Ash المان مرزی دیوار می باشد. همچنین آرماتور قائم باید بصورت خاموت بسته یا با ترکیب میلگرد U شکل و سنجاقی لرزه ای که با هم تشکیل یک دورگیر را می دهند، اجرا گردد.

۸-۱۲-۳-۷- فاصله خاموت های پیرامون تیر همبند نباید از $6d_b$ (۶ برابر کوچکترین قطر میلگرد طولی قطری) و ۱۵ سانتیمتر بیشتر باشد.

۸-۱۲-۳-۸- فاصله بین سنجاقی ها و ساق های خاموت بسته عمود بر میلگردهای قطری نباید بیشتر از ۲۰ سانتیمتر باشد.

۸-۱۲-۳-۹- فاصله بین میلگردهای افقی تیر همبند نباید بیشتر از ۳۰ سانتیمتر باشد.

۸-۱۲-۳-۱۰- مهار میلگرد افقی در درون المان مرزی طرفین دیوار باید کمتر از l_d و بیشتر از ۱۵ سانتیمتر باشد.

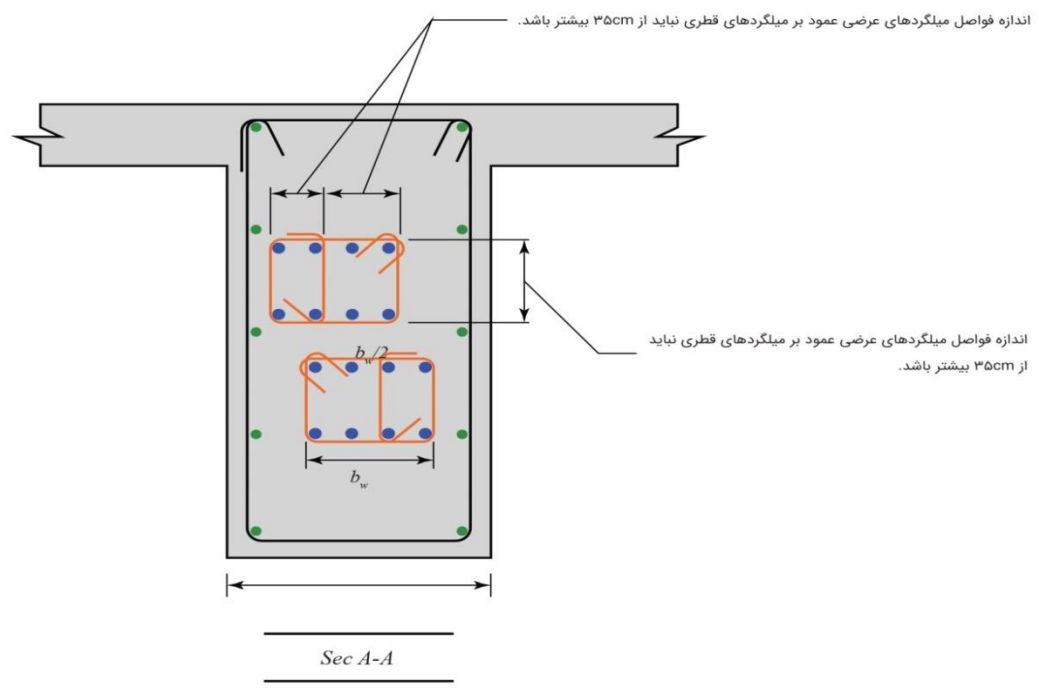
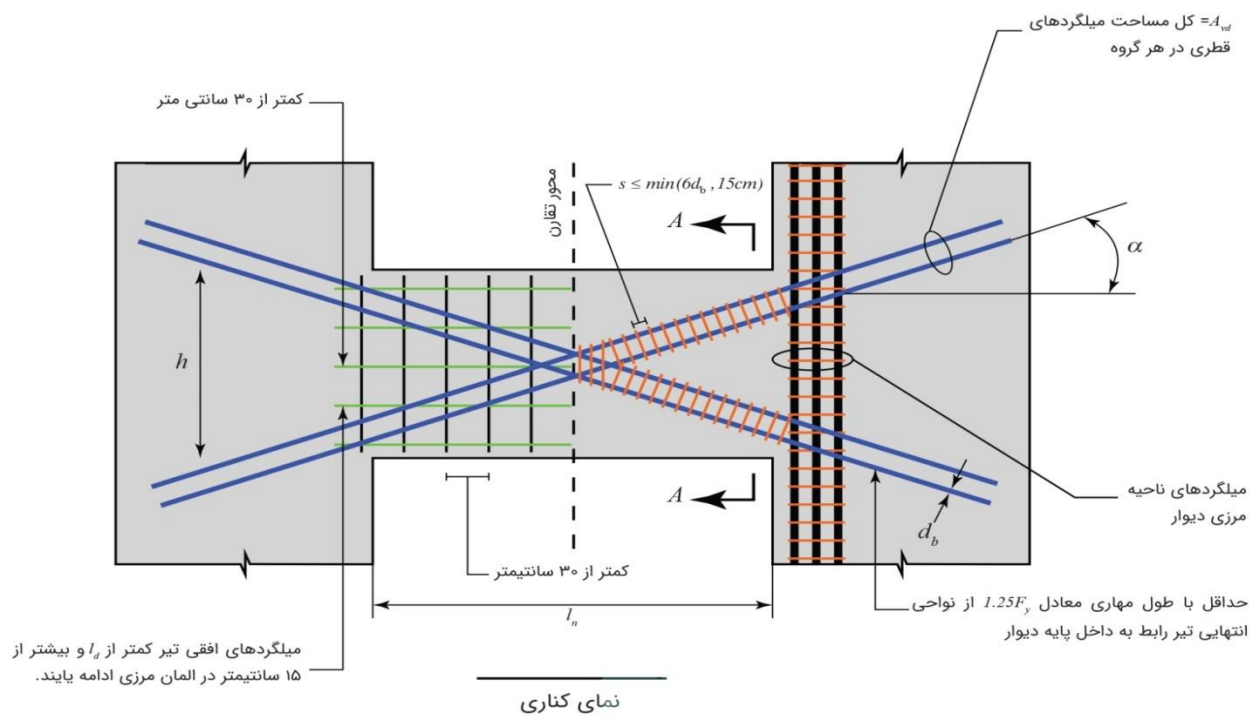
۸-۱۲-۴- جزئیات میلگردگذاری تیر همبند با آرماتورهای خمشی و برشی (مشابه تیر قاب خمشی ویژه) در صورت وجود تیر همبند با آرماتورهای خمشی و برشی باید کلیه ضوابط مربوط به آرماتورهای طولی و عرضی تیر قاب خمشی ویژه طراحی شده و طراحی برشی تیر همبند نیز با فرض تشکیل مفصل خمشی در دو سمت تیر و دو سمت تیر (M_{pr} در دو سمت تیر) بصورت دستی انجام شود. در این حالت نیز نتیجه مقاومت برشی گزارش شده توسط نرم افزار صحیح نمی باشد.

تیرهای همبند طراحی شده همانند تیر قاب خمشی ویژه دارای میلگردهای طولی در بال و پایین و خاموت جهت محصورشدگی هستند. رعایت نکات زیر مطابق شکل ۸-۵۳ ضروری است:

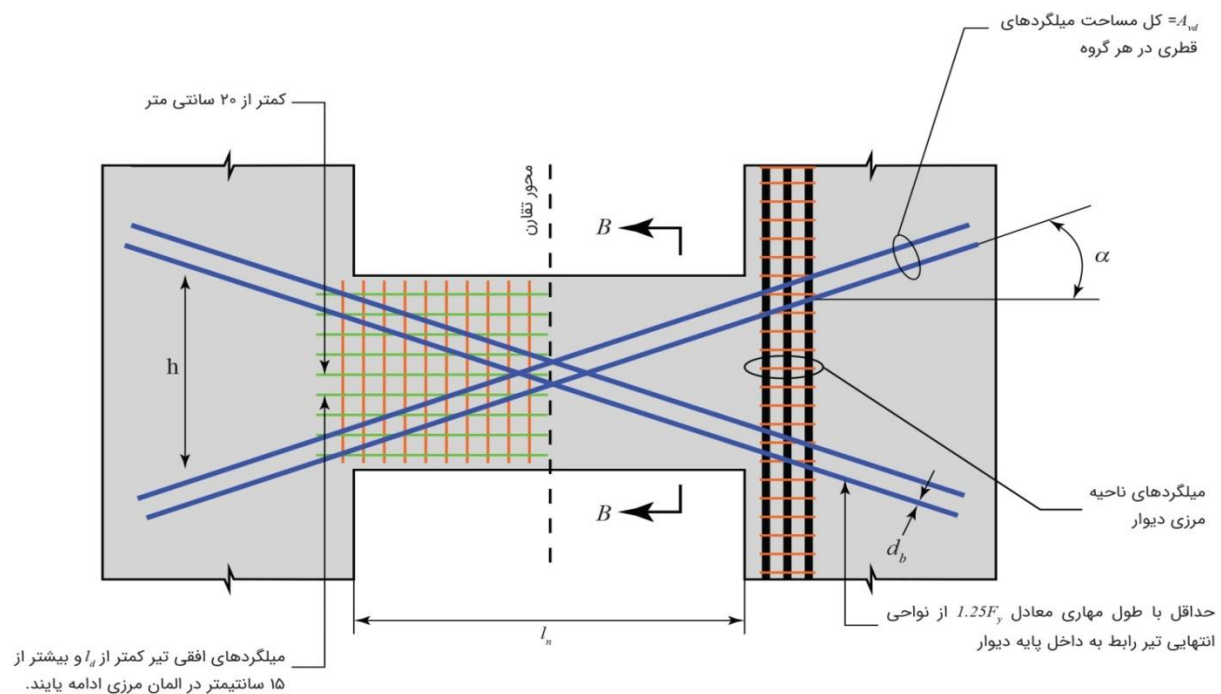
۸-۱۲-۴-۱- به دلیل آنکه نسبت I_n/h کوچک است، وصله میلگردهای طولی در این ناحیه مجاز نیست.

۸-۱۲-۴-۲- استفاده از خاموت با قالب های بسته در تمام طول تیر رابط همانند ناحیه بحرانی الزامی است.

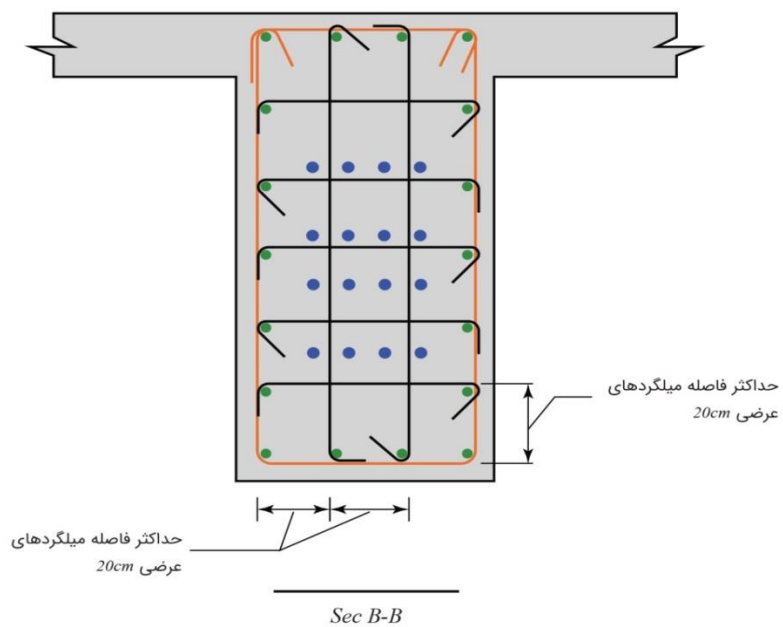
۸-۱۲-۴-۳- میلگردهای جلدی (در برخی موارد با عملکرد برشی افقی) بعد از امتداد ۱۵ سانتیمتر داخل پایه دیوار میتوانند ختم شوند. لیکن در صورتی که به ظرفیت خمشی آنها نیاز باشد باید طول مهاری از لبه تیر رابط به داخل پایه دیوار تامین گردد.



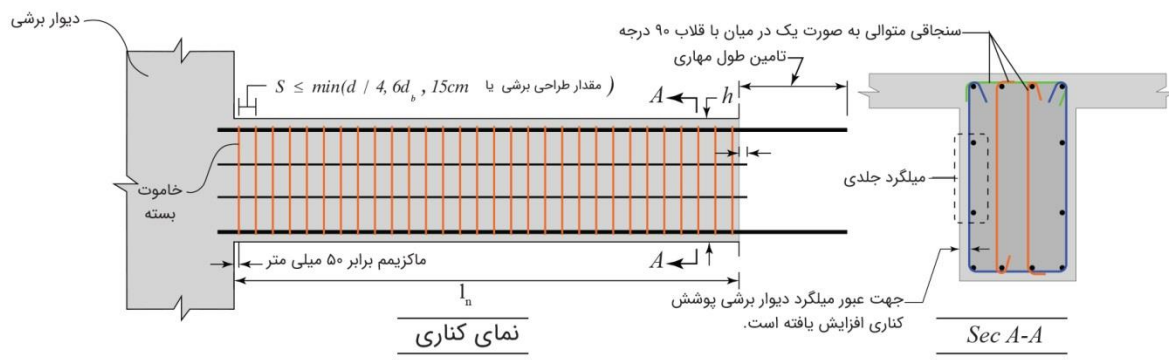
شکل ۸-۵۱: جزئیات میلگردگذاری تیر رابط دیوار کوپله در حالت استفاده از میلگرد قطری محصور شده



نمای کناری



شکل ۸-۵۲: جزئیات میلگردگذاری تیر رابط دیوار کوپله در حالت استفاده از میلگرد قطری محصور شده کلی



شکل ۸-۵۳: جزئیات میلگردگذاری تیر رابط دیوار کوپله در حالت مشابه با تیر قاب خمشی ویژه

جدول ۸-۱۰: جزئیات میلگردگذاری تیر رابط دیوار کوپله در حالت مشابه با تیر قاب خمشی ویژه

وضعیت میلگردهای قطری	الزامات
در مواردی که آرماتورهای قطری تعبیه می شود.	$2.36 V_{u,limit} \leq V_{u,design} \leq 6 V_{u,limit}$
در مواردی که آرماتورهای قطری تعبیه نمی شود.	$1.6 V_{u,limit} \leq V_{u,design} \leq 6 V_{u,limit}$

* اعداد نشان داده شده در جدول همان اعداد مربوط به شکل ۸-۴۸ هستند.

جدول ۸-۱۱: ضوابط طراحی حاکم بر دیوارهای کوپله در حالت استفاده از میلگرد قطری*

عنوان	با محصورشدگی میلگردهای قطری	بدون محصورشدگی میلگردهای قطری
کلاف قطری	هر قطر شامل: - حداقل تعداد چهار عدد میلگرد با مجموع $A_{diag} \geq 5$ - مهار میلگردهای قطری درون دیوارپایه های طرفین به طول $1.25d$ یا تعبیه قالب استاندارد. - حداقل بعد افقی کلاف قطری برابر $\frac{1}{4}$ ضخامت تیر همبند (b_w). - حداقل بعد قائم کلاف قطری برابر $\frac{1}{4}$ ضخامت تیر همبند (b_w).	هر قطر شامل: - حداقل تعداد چهار عدد میلگرد با مجموع A_{diag} سطح مقطع A_{diag} - مهار میلگردهای قطری درون دیوارپایه های طرفین به طول $1.25d$ یا تعبیه قالب استاندارد.
	- سطح مقطع خاموتها برابر A_{sh} (نظیر نواحی مرزی دیوارها) - فاصله بین خاموتها نباید بیشتر از $6d_b$ و 15 سانتیمتر شود. - فاصله بین ساقها در هر دو امتداد افقی و قائم نباید بیشتر از $30cm$ باشد.	

		• خاموت گذاری باید در محل تقاطع دو کالف تعبیه گردد.	
همبند	آرماتورهای افقی	• حداقل مساحت برابر $0/002$ سطح مقطع تیر همبند. • حداکثر فاصله برابر 30 سانتیمتر. • مهار میلگردهای افقی درون نواحی مرزی طرفین دیوار کمتر از 15cm و بیشتر از 15cm.	• حداقل مساحت برابر $0/002$ سطح مقطع تیر همبند. • حداکثر فاصله برابر 30 سانتیمتر. • مهار میلگردهای افقی درون نواحی مرزی طرفین دیوار کمتر از 15cm و بیشتر از 15cm.
	آرماتورهای افقی	• حداقل مساحت برابر $0/002$ سطح مقطع تیر همبند. • حداکثر فاصله برابر 30 سانتیمتر. • بصورت خاموت دو قطعه‌ای شامل U شکل با قالب های 135° درجه و سنجاقی یک طرف خم 90° و یک طرف خم 135° درجه	• سطح مقطع خاموتها برابر Ash (نظیر نواحی مرزی دیوارها) • فاصله بین خاموتها نباید بیشتر از 15cm و 15 سانتیمتر شود. • فاصله بین ساقها در هر دو امتداد افقی و قائم نباید بیشتر از 20cm باشد.

* اعداد نشان داده شده در جدول همان اعداد مربوط به شکل ۸-۴۸ هستند.

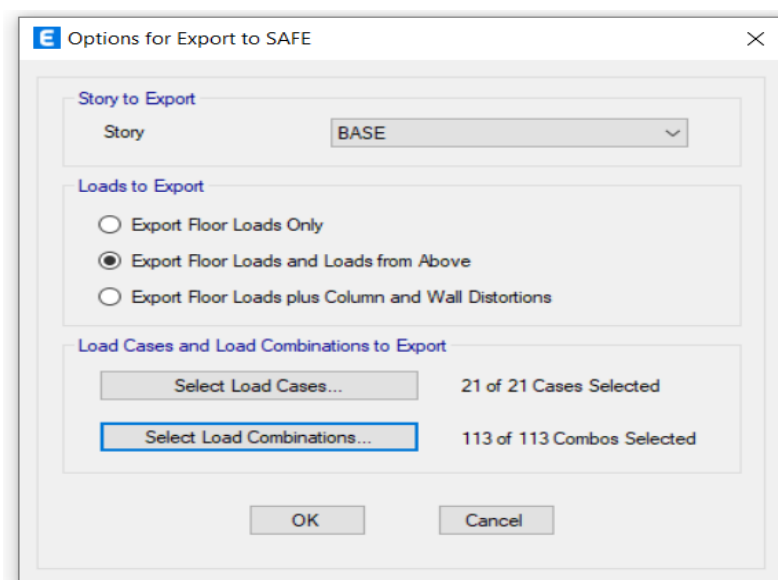
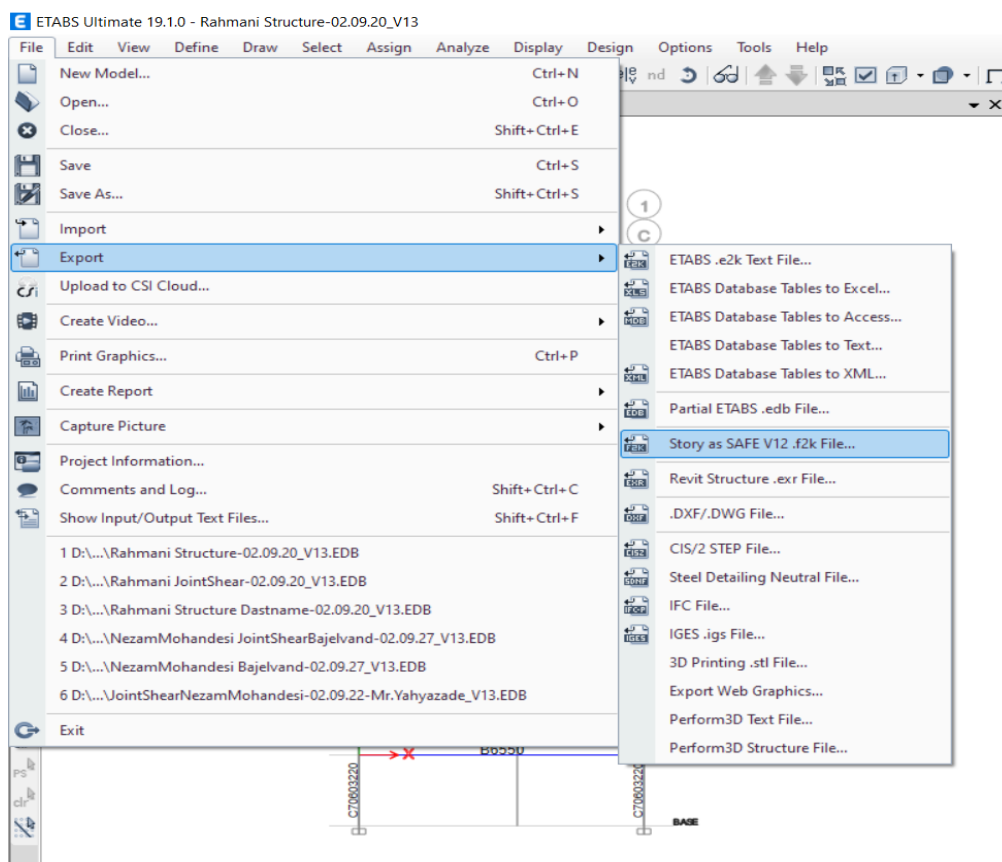
جدول ۸-۱۲: ضوابط طراحی حاکم بر دیوارهای کوپله در حالت عدم نیاز به استفاده از میلگرد قطری *

عنوان	الزامات
آرماتورهای افقی تیر همبند	• آرماتورهای افقی شبکه بال با سطح مقطع $Reinf\ Area\ 1$ • آرماتورهای افقی شبکه پایین با سطح مقطع $Reinf\ Area\ 2$ • مهار میلگردهای بال و پایین درون دیوارپایه های طرفین به طول 15cm یا تعبیه قالب استاندارد. • رعایت کلیه ضوابط مربوط به تیرهای با شکل پذیری ویژه • تعبیه وصله پوششی در تیر همبند مجاز نیست.
	• آرماتورهای افقی گونه با سطح مقطع $A_{horiz}\ 3$ • مهار میلگردهای افقی درون نواحی مرزی طرفین دیوار کمتر از 15cm و بیشتر از 15cm • حداکثر فاصله برابر 30 سانتیمتر.
(خاموت) تیر همبند	• آرماتورهای عمودی شبکه با سطح مقطع $A_{ver}\ 4$ • حداکثر فاصله باید کمتر از 15cm و $\frac{d}{4}$، 15cm باشد. • بصورت خاموت دو قطعه‌ای شامل U شکل با قالب های 135° درجه و سنجاقی یک طرف خم 90° و یک طرف خم 135° درجه

* اعداد نشان داده شده در جدول همان اعداد مربوط به شکل ۸-۴۸ هستند.

۹- فونداسیونها

در آغاز عکس عملهای تکیه گاهی را از Etabs فراخوانی میکنیم. بدین منظور از مدل در Etabs ، Run گرفته و سپس مراحل زیر انجام میگردد:



: Export Floor Loads Only

- تنها نیروی وارد بر کف ها و تیرهای طبقه و گرههای طبقه منتقل میشود.
- در انتهای ستونها المانهای Slab از نوع Stiff بصورت اتوماتیک ایجاد شده و نیازی به تعریف دستی آنها نیست.
- خود ستونها (تنها ستونهای زیر دال) مدل میشوند و بنابراین سختی ستونها در تغییر شکلها منظور میشود.
- دیوارهای زیرین بصورت Wall مدل میشوند و دیوارهای فوقانی نیز (بر خلاف ستونها) بصورت عمیق از نوع Beam مدل میشوند.

: Export Floor Loads and Loads From above

مشابه گزینه بالا میباشد با این تفاوت که نیروی انتهای ستونهای فوقانی بصورت نیروهای گرهی و با پسوند Above وارد میشوند.

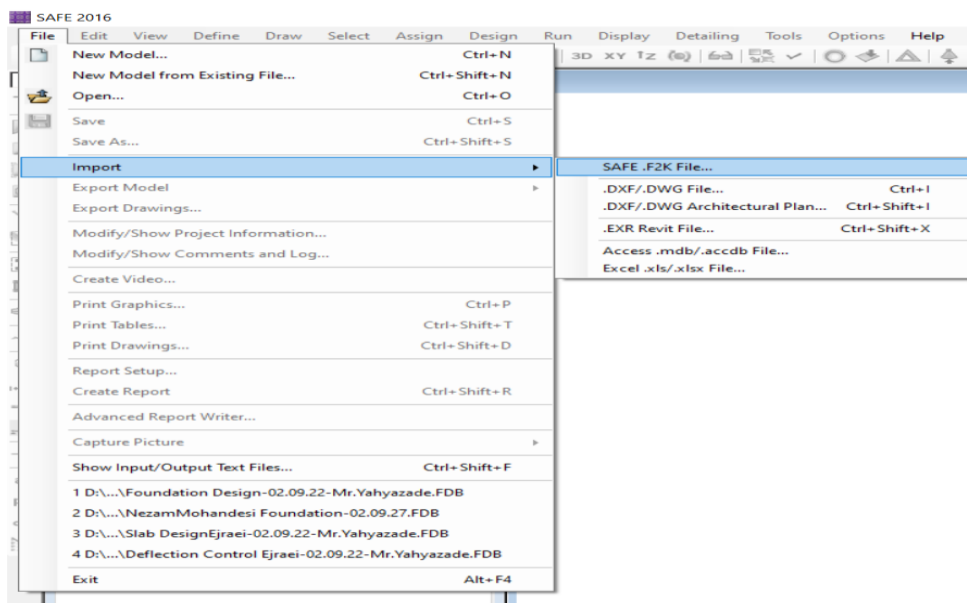
برای طراحی فونداسیون توصیه میشود از این گزینه استفاده شود.

: Export Floor Loads plus column and wall distortions

- در انتهای ستونها علاوه بر نیروهای وارد از طبقات بالا ، تغییر مکان و جابجایی ناشی از انواع بارها که توسط Etabs محاسبه شده است نیز منتقل میشود.
- ستونها در مدل ترسیم نمیشوند. بدین علت که با توجه به اعمال تغییر مکانها در گرهها نیازی به مدل کردن ستونها و دیوارها جهت منظور کردن سختی آنها در محاسبه تغییر شکلها نیست.
- در انتهای ستونها المانهای Slab از نوع Stiff بصورت اتوماتیک ایجاد نمی شود و باید بصورت دستی آنها را تعریف کرد.

برای طراحی دالها توصیه میشود از این گزینه استفاده شود.

پس از Export کردن عکس عملهای تکیه گاهی وارد نرم افزار Safe شده و این عکس عملها را فراخوانی میکنیم.

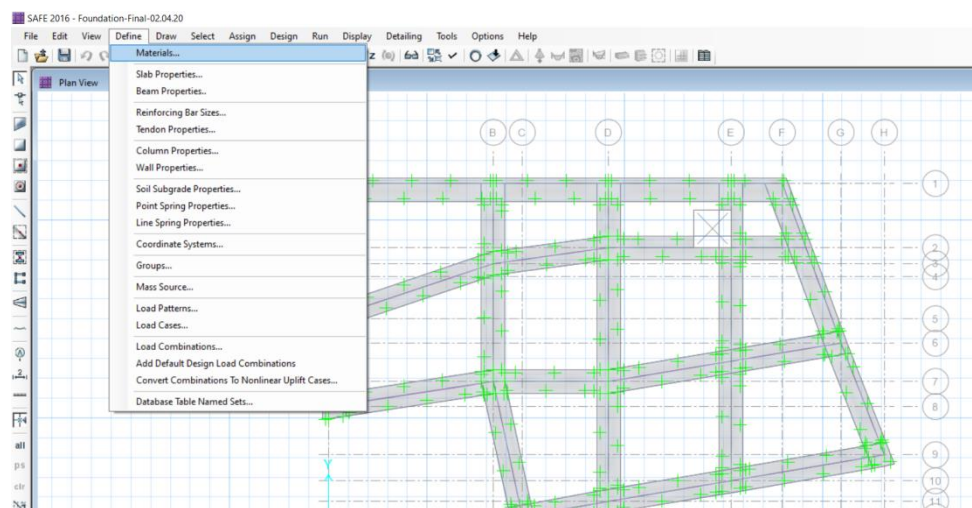


به متن زیر از CSI توجه شود :

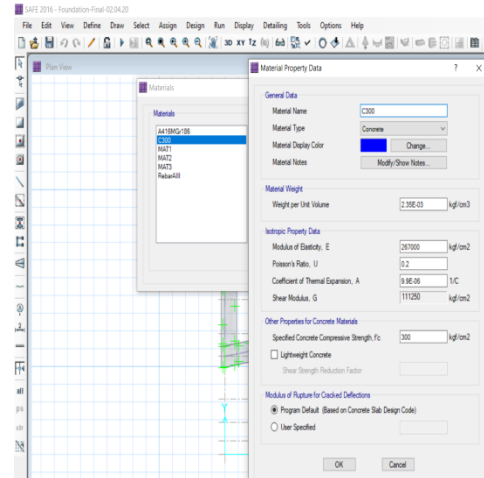
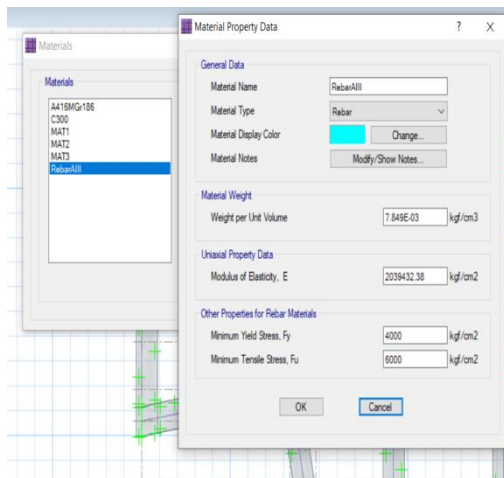
For foundation analysis and design, nonlinear uplift cases may not be converted from spectrum combinations because response-spectrum analysis is a linear formulation. As an alternative, spectrum story forces may be applied within ETABS manually as a lateral load case, then response may be exported to SAFE for foundation design.

با توجه به متن بالا در مواردی که احتمال می رود در پی تحت بارهای وارد شده کشش (uplift) داشته باشیم بهتر است برای طراحی پی از زلزله های استاتیکی استفاده کنیم.

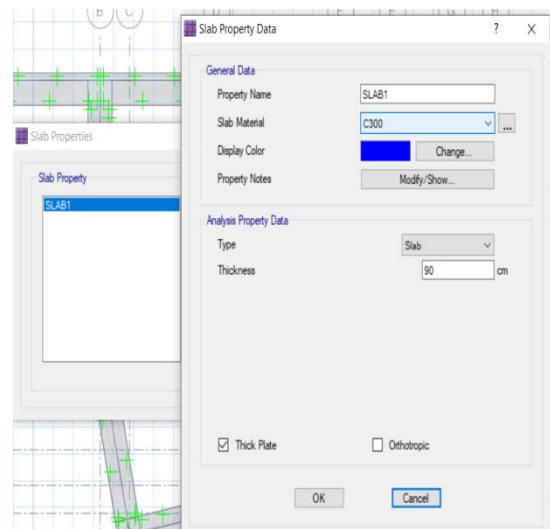
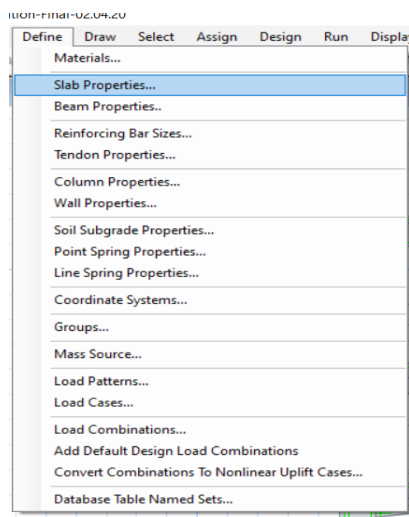
پس از فراخوانی بارها و آکس بندی ها و مدل کلی پی از نرم افزار Etabs به وارد کردن تعاریف اولیه در نرم افزار Safe میپردازیم.



در قسمت تعریف مواد بایستی مشخصات بتن و میلگرد وارد شود. بعنوان نمونه برای بتن با مقاومت فشاری ۳۰ مگاپاسکال و آرماتور A۳ مشخصات زیر را وارد میکنیم:



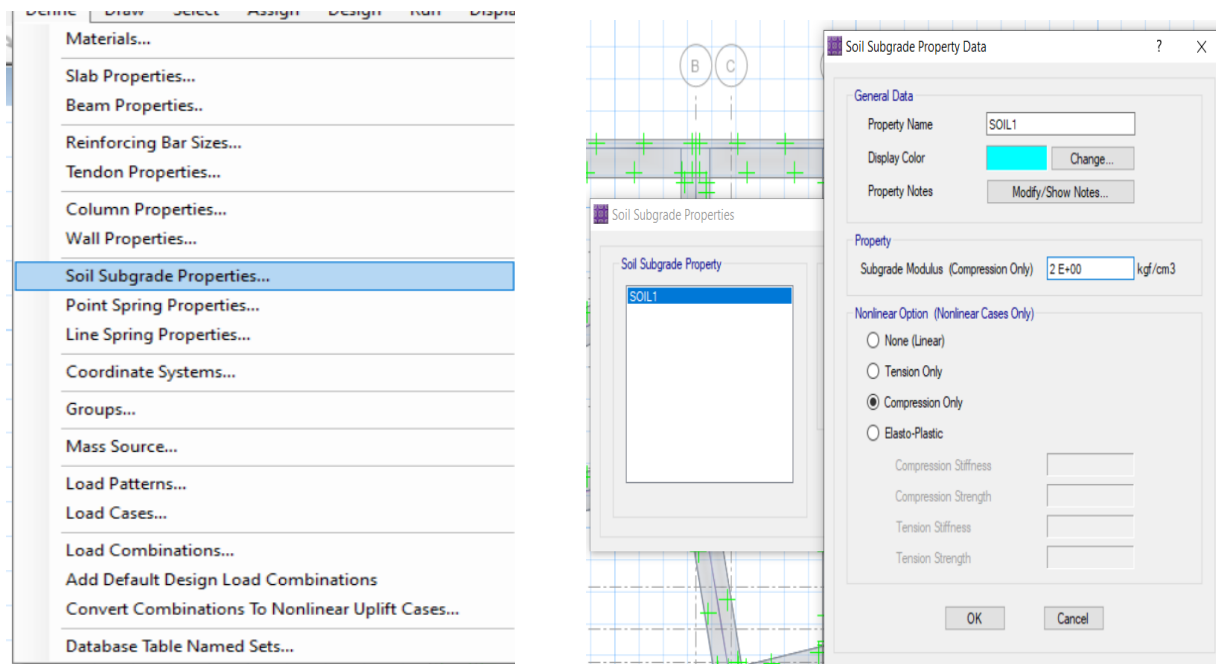
بعد از این مشخصات تعریف شده را به دال فونداسیون تخصیص میدهیم.



- تعریف مدول عکس العمل بستر خاک :

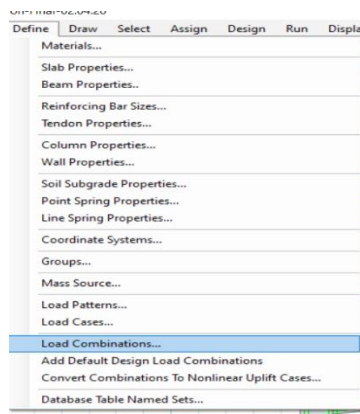
برای پی های نواری بصورت تقریبی (در صورت فقدان نتایج مکانیک خاک) بین مدول عکس العمل بستر و تنش مجاز (براساس معیار نشست) رابطه $k_s = 1/2 \times q_{all}$ بر قرار است. برای مثال اگر تنش مجاز خاک برابر $q_{all} = 1/1 \text{ kg/cm}^2$ باشد، مقدار ضریب بستر برابر خواهد بود با : $k_s = 1/2 \times 1/1 = 1/32 \text{ kg/cm}^3$

برای پی های گسترده بصورت تقریبی (در صورت فقدان نتایج مکانیک خاک) بین مدول عکس العمل بستر و تنش مجاز (براساس معیار نشست) رابطه $k_s = 0.6 \times q_{all}$ بر قرار است. برای مثال اگر تنش مجاز خاک برابر $q_{all} = 1/1 \text{ kg/cm}^2$ باشد، مقدار ضریب بستر برابر خواهد بود با: $k_s = 0.6 \times 1/1 = 0.66 \text{ kg/cm}^3$



بدین ترتیب مشخصات اولیه مواد مصرفی در فونداسیون (شامل بتن ، میلگرد و خاک بستر) در نرم افزار تعریف میگردند.

نیروهای وارده نیز از نرم افزار Etabs فراخوان شده اند. بهتر است از گزینه های Load Pattern و Load Cases یکبار مورد کنترل قرار گیرند. در قسمت Load Combinations نیز ترکیب بارهای طراحی سازه از Etabs فراخوان شده اند و مانیز همین ترکیب بارها را برای طراحی فونداسیون مورد استفاده قرار میدهیم. در همین قسمت فقط ترکیب بارهای مربوط به کنترل تنش فونداسیون را وارد نرم افزار Safe میکنیم.



این ترکیب بارها شامل موارد زیر میباشند:

DL + LL

$$0.75 \text{ DL} + 0.75 \text{ LL} \pm 0.525 E_x \pm 0.525 E_v$$

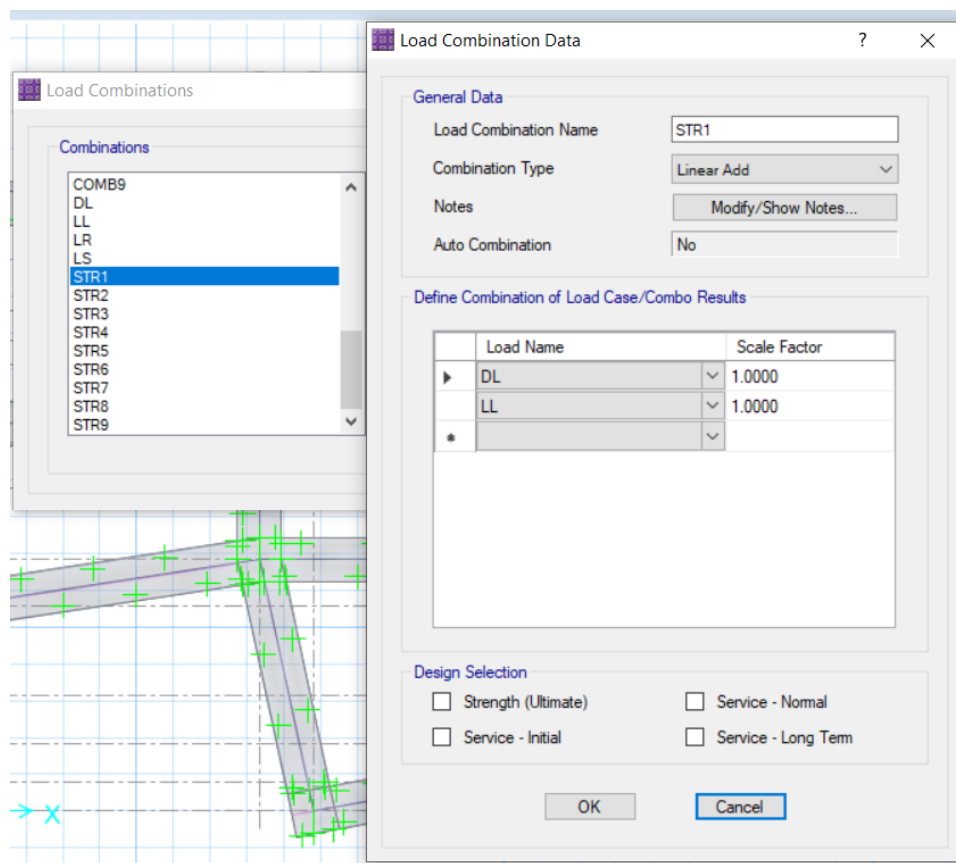
$$0.75 \text{ DL} + 0.75 \text{ LL} \pm 0.525 E_y \pm 0.525 E_v$$

$$0.75 \text{ DL} \pm 0.75 E_x \pm 0.75 E_v$$

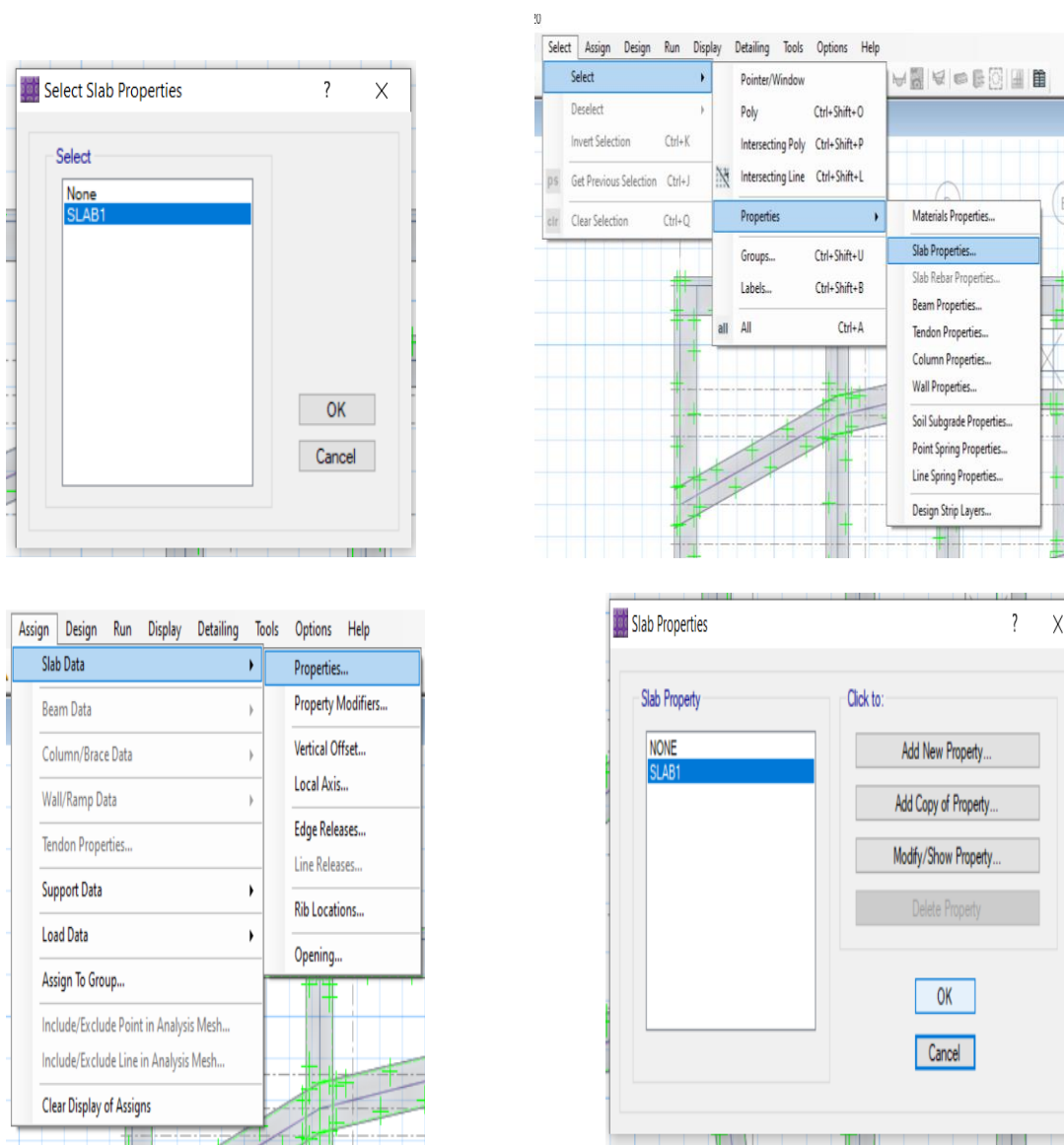
$$0.75 \text{ DL} \pm 0.75 E_y \pm 0.75 E_v$$

دقت شود منظور از E_x کلیه نیروها زلزله در راستای X شامل E_x و EP_x و EN_x و منظور از E_y نیز کلیه نیروهای زلزله در راستای Y شامل E_y و EP_y و EN_y میباشد.

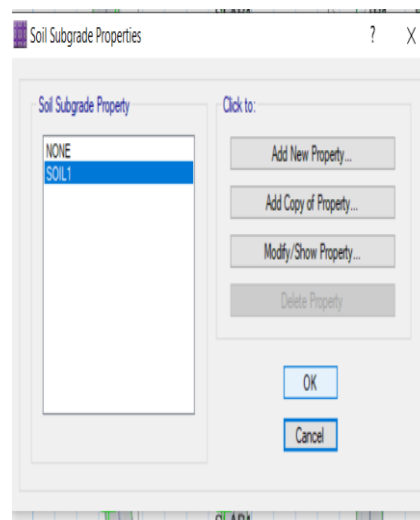
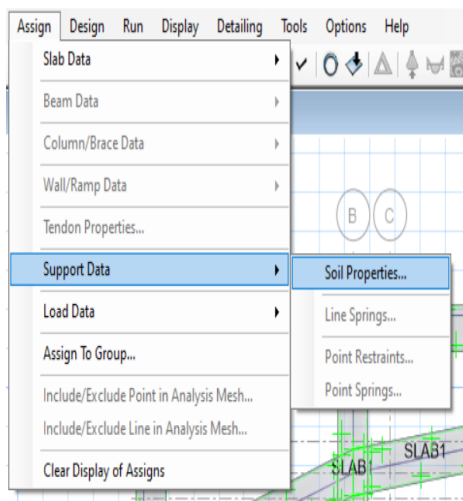
بدین ترتیب بارهای کنترل تنش خاک نیز وارد نرم افزار Safe میشود.



پس از انجام تعاریف اولیه و وارد کردن کلیه بارهای لازم در خصوص تحلیل و طراحی فونداسیون ، مشخصات وارده را به فونداسیون تخصیص داده و سپس نوارهای فونداسیون را ترسیم مینماییم.



همین کار را برای تخصیص مدول عکس العمل بستر خاک انجام میدهیم.



پس از تخصیص مشخصات فونداسیون و خاک و ترسیم نوارهای فونداسیون از نرم افزار Run میگیریم.

۱۰- طراحی دال ها، کنترل های مربوط به دال ها شامل کنترل خیز دال، کنترل ارتعاش در دال ها

۱-۱۰- انواع سیستمهای سقف سازه

سیستم سازه متشکل از دال تخت (توپر یا مجوف یا مشبک) به همراه ستون (فاقد تیر)، در صورت برقراری شرایط

زیر می تواند به عنوان قاب خمشی بتن آرمه متوسط لحاظ گردد:

۱. سازه حداکثر ۳ طبقه و یا ارتفاع حداکثر ۱۰ متر

۲. سازه در مناطق با لرزه خیزی بسیار زیاد نباشد ($A > 0.35$)

۳. درجه اهمیت سازه بسیار زیاد نباشد ($I > 1/4$)

۴. ضوابط بند ۹-۲۰-۵-۵ مبحث نهم برقرار باشد

ضریب رفتار در سیستم قاب خمشی بتن آرمه متوسط $R_u = 5$ می باشد.

مطابق بند ۳-۳-۵-۵ استفاده از دال تخت یا قارچی و ستون به عنوان سیستم قاب خمشی منحصراً در ساختمان های

سه طبقه و یا کوتاه تر از ۱۰ متر مجاز می باشد. در صورت تجاوز از این حد، تنها در صورتی استفاده از این سیستم

سازه مجاز است که مقابله با نیروی جانبی زلزله توسط دیوارهای برشی و یا قاب های مهاربندی شده تأمین گردد.

مطابق بند ۹-۲۰-۵-۵-۹ در سازه های با اهمیت بسیار زیاد و یا در مناطق با خطر نسبی زلزله ی بسیار زیاد، استفاده

از سیستم دال و ستون به صورت سیستم قاب متوسط و یا سیستم دوگانه مجاز نمی باشد.

دال تخت به همراه ستون و دیوار برشی

سیستم سازه متشکل از دال تخت (توپر یا مجوف یا مشبک) به همراه ستون و دیوار برشی (فاقد تیر) با توجه به

شرایط، یکی از سیستم های زیر در نظر گرفته می شود:

۱. دیوار باربر با شکل پذیری ویژه $R_u = 5$

۲. دیوار باربر با شکل پذیری متوسط $R_u = 4$

۳. قاب ساختمانی به همراه دیوار برشی ویژه $R_u = 6$

۴. قاب ساختمانی به همراه دیوار برشی متوسط $R_u = 5$

✓ این سیستم دو گانه محسوب نمی شود.

✓ ملاک عمل جهت تشخیص سیستم باربر، ۵۰ درصد بار ثقلی می باشد.

سیستم دیوارهای باربر: Bearing Wall System

سیستمی است که در آن بارهای قائم به طور عمده و بارهای جانبی کلاً توسط دیوارها تحمل می شوند.

سیستم قاب ساختمانی: Building Frame System

سیستمی است که در آن بارهای قائم به طور عمده توسط قاب فضایی، بارهای جانبی کلاً توسط دیوارهای برشی و

یا قاب های مهاربندی شده تحمل می شوند.

دال بتن آرمه به همراه تیر و ستون

سیستم سازه متشکل از دال بتن آرمه (توپر یا مجوف یا مشبک) به همراه تیر و ستون با توجه به شرایط، یکی از

سیستم های زیر در نظر گرفته می شود:

۱. قاب خمشی بتن آرمه با شکل پذیری ویژه $R_u = 7.5$

۲. قاب خمشی بتن آرمه با شکل پذیری متوسط $R_u = 5$

دال بتن آرمه به همراه تیر، ستون و دیوار برشی

سیستم سازه متشکل از دال بتن آرمه (توپر یا مجوف یا مشبک) به همراه تیر، ستون و دیواربرشی با توجه به شرایط،

یکی از سیستم های دوگانه زیر در نظر گرفته می شود:

۱. قاب خمشی بتن آرمه ویژه + دیوار برشی ویژه $R_u = 7/5$

۲. قاب خمشی بتن آرمه متوسط + دیوار برشی ویژه $R_u = 6/5$

سیستم قاب خمشی: Moment Frame System

سیستمی است که در آن کلیه بارهای قائم توسط قاب های فضایی و بارهای جانبی کلاً توسط قاب های خمشی

تحمل می شوند. قاب های خمشی جزئی از قاب های فضایی هستند.

سیستم دوگانه یا ترکیبی: Dual System

سیستمی است که در آن بارهای قائم توسط قاب های فضایی به طور عمده و بارهای جانبی کلاً توسط قاب های

خمشی و دیوارهای برشی یا قاب های مهاربندی شده تحمل می شوند.

مدلسازی دال توپر به همراه تیر (تیر- دال)

جهت مدلسازی دال در سیستم تیر- دال، رعایت موارد زیر توصیه می گردد:

۱. از مشارکت دال بتنی در باربری جانبی صرفنظر می شود.

۲. فایل ایتبس تحت عنوان Main.edb ایجاد می شود.

۳. دال به صورت Membrane مدل شود.

۴. در این حالت نیاز به اعمال ضرایب اصلاح سختی جهت دال نمی باشد.

۵. صرفنظر از نسبت ابعاد دهانه، دال به صورت دوطرفه مدل شود.

۶. در این حالت نیازی به مش بندی دال نیست.

Main.edb

Slab Property Data

General Data

Property Name: Slab20

Slab Material: C30

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Membrane

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: [Green] Change...

Property Notes: Modify/Show...

☐ Use Special One-Way Load Distribution

Property Data

Type: Slab

Thickness: 200 mm

Main.edb

Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Membrane f11 Direction	1
Membrane f22 Direction	1
Membrane f12 Direction	1
Bending m11 Direction	1
Bending m22 Direction	1
Bending m12 Direction	1
Shear v13 Direction	1
Shear v23 Direction	1
Mass	1
Weight	1

شکل ۱۰-۱- تعاریف اولیه دال

۷. فایل سیف (یا ایتبس) تحت عنوان Slab.fdb جهت طراحی دال ایجاد می شود.

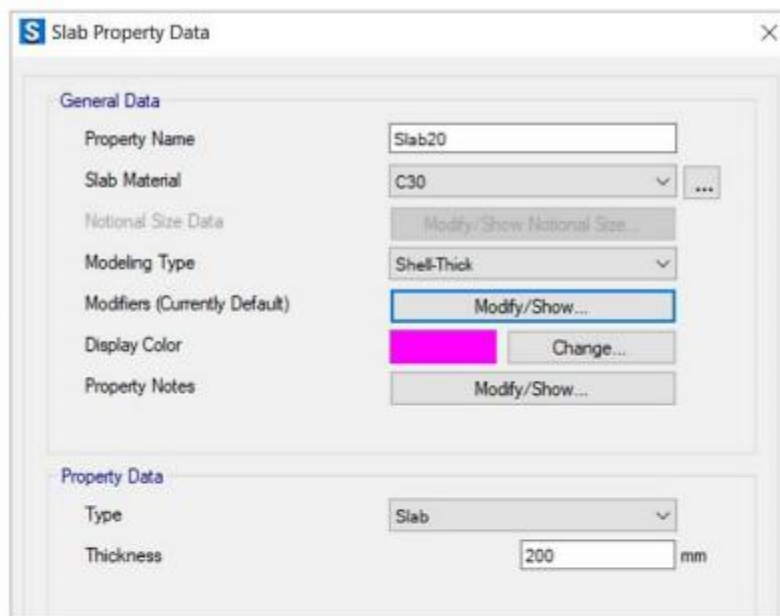
۸. توصیه می شود در فایل سیف، دال از نوع Shell-Thick انتخاب شود.

۹. در فایل Slab.fdb ضرایب اصلاح سختی خمشی برابر ۰/۲۵ لحاظ گردد.

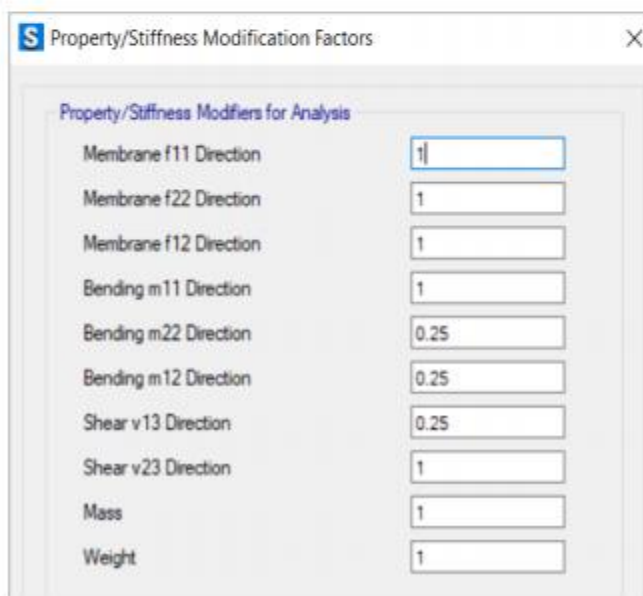
۱۰. فایل سیف تحت عنوان Deflection.fdb جهت کنترل خیز ایجاد می شود.

۱۱. فایل سیف تحت عنوان Vibration.fdb جهت کنترل ارتعاش ایجاد می شود.

Slab.fdb



Slab.fdb



شکل ۱۰-۲- اصلاح ضرایب سختی

روشی دیگر جهت مدلسازی دال توپر به همراه تیر (تیر- دال)

جهت مدل‌سازی دال در سیستم تیر-دال، رعایت موارد زیر توصیه می‌گردد:

۱. از مشارکت دال بتنی در باربری جانبی صرف‌نظر می‌شود.

۲. فایل ایتبس تحت عنوان Main.edb ایجاد می‌شود.

۳. دال به صورت Shell-Thick مدل شود.

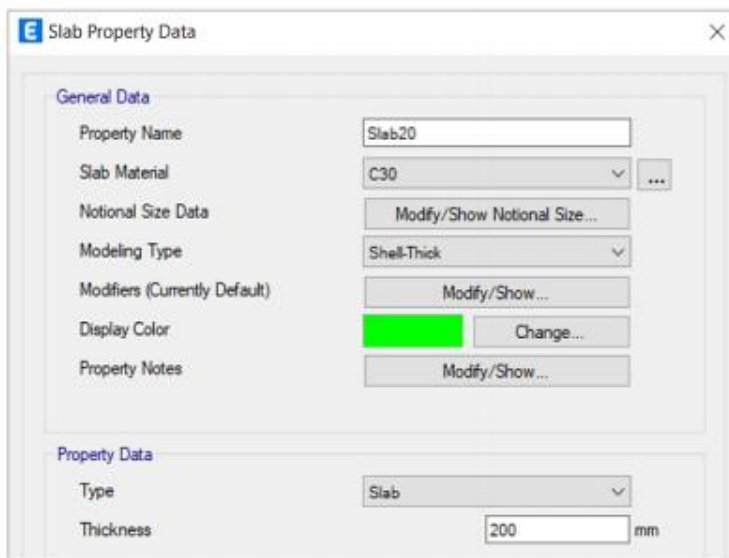
۴. در این حالت سختی خمشی دال با ضریب $0/01$ اصلاح می‌شود.

۵. در این حالت الزاماً می‌بایست دال مش بندی شود.

۶. توصیه می‌شود حداکثر ابعاد مش به $1/5$ برابر ضخامت دال محدود شود.

Analyze → Automatic Mesh Options

Main.edb



Slab Property Data

General Data

Property Name: Slab20

Slab Material: C30

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thick

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: [Green Swatch] Change...

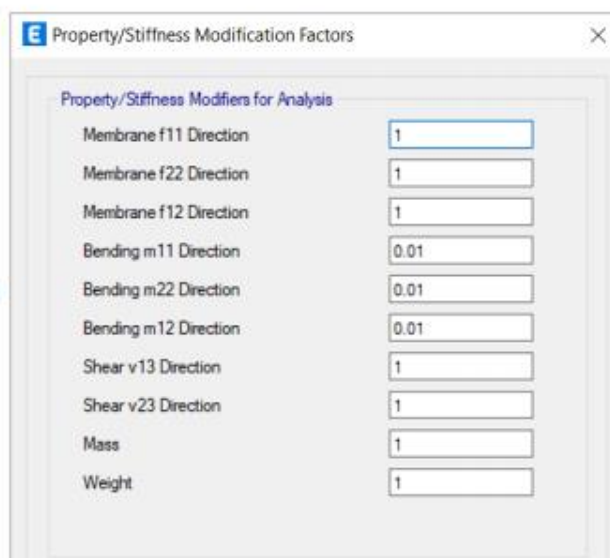
Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Type: Slab

Thickness: 200 mm

Main.edb



Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Membrane f11 Direction: 1

Membrane f22 Direction: 1

Membrane f12 Direction: 1

Bending m11 Direction: 0.01

Bending m22 Direction: 0.01

Bending m12 Direction: 0.01

Shear v13 Direction: 1

Shear v23 Direction: 1

Mass: 1

Weight: 1

شکل ۱۰-۳- اصلاح ضرایب سختی

۷. فایل سیف (یا ایتبس) تحت عنوان Slab.fdb جهت طراحی دال ایجاد می شود.

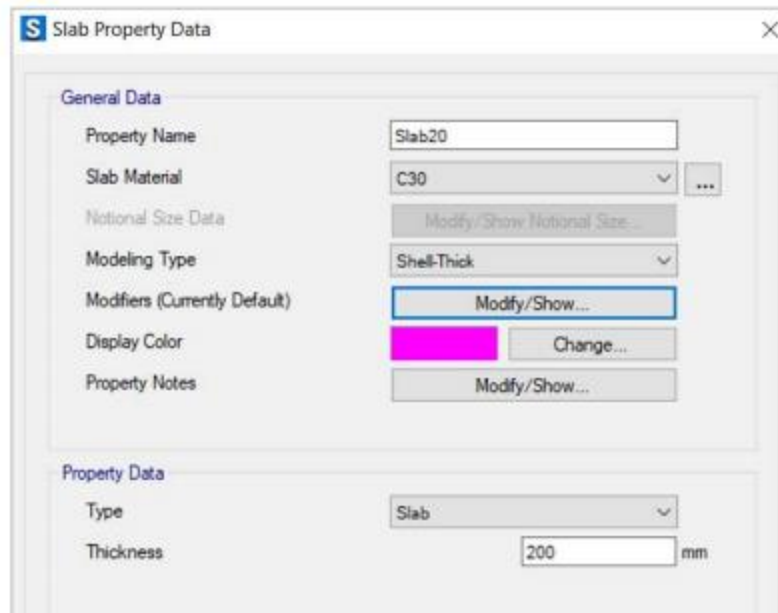
۸. توصیه می شود در فایل سیف، دال از نوع Shell-Thick انتخاب شود.

۹. در فایل Slab.fdb ضرایب اصلاح سختی خمشی برابر ۰/۲۵ لحاظ گردد.

۱۰. فایل سیف تحت عنوان Deflection.fdb جهت کنترل خیز ایجاد می شود.

۱۱. فایل سیف تحت عنوان Vibration.fdb جهت کنترل ارتعاش ایجاد می شود.

Slab.fdb



Slab Property Data

General Data

Property Name: Slab20

Slab Material: C30

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thick

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: [Pink Color Swatch] Change...

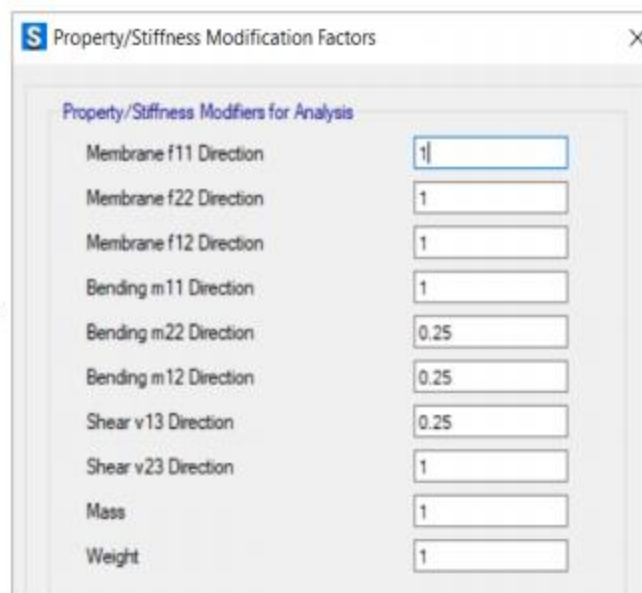
Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Type: Slab

Thickness: 200 mm

Slab.fdb



Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Membrane f11 Direction: 1

Membrane f22 Direction: 1

Membrane f12 Direction: 1

Bending m11 Direction: 1

Bending m22 Direction: 0.25

Bending m12 Direction: 0.25

Shear v13 Direction: 0.25

Shear v23 Direction: 1

Mass: 1

Weight: 1

شکل ۱۰-۳- اصلاح ضرایب سختی

مدلسازی دال فاقد تیر (دال تخت)

جهت مدلسازی دال تخت، رعایت موارد زیر توصیه می گردد:

۱. از مشارکت دال بتنی در باربری جانبی صرفنظر می شود.

۲. فایل ایتبس تحت عنوان Main.edb ایجاد می شود.

۳. دال به صورت Shell-Thick مدل شود.

۴. در این حالت سختی خمشی دال با ضریب 0.25 اصلاح می شود.

۵. در این حالت الزاماً می بایست دال مش بندی شود.

۶. توصیه می شود حداکثر ابعاد مش به $1/5$ برابر ضخامت دال محدود شود.

Analyze → Automatic Mesh Options

Main.edb

Slab Property Data

General Data

Property Name: Slab20

Slab Material: C30

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thick

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Type: Slab

Thickness: 200 mm

Main.edb

Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Membrane f11 Direction	1
Membrane f22 Direction	1
Membrane f12 Direction	1
Bending m11 Direction	0.25
Bending m22 Direction	0.25
Bending m12 Direction	0.25
Shear v13 Direction	1
Shear v23 Direction	1
Mass	1
Weight	1

شکل ۱۰-۴- اصلاح ضرایب سختی

۴. در این حالت سختی خمشی ستون با ضریب 0.7 اصلاح می شود.

۵. در این حالت سختی خمشی دیوار با ضریب 0.35 یا 0.7 اصلاح می شود.

۷. کنترل طراحی تمامی اجزای سازه (دیوار، ستون و دال) در فایل Main.edb صورت می گیرد.

۸. ستون های غیر باربر جانبی می بایست برای تغییر مکان غیرخطی طرح طراحی شوند.

۹. در صورت عدم انجام تحلیل غیر خطی، ستون می بایست به صورت ویژه طراحی گردد.

۱۰. کنترل نامنظمی پیچشی سازه در فایل Main.edb صورت می گیرد.

۱۱. طراحی اجزای دال شامل Chord و Collector نیز در فایل Main.edb صورت می گیرد.

۱۲. طراحی شالوده بر اساس خروجی فایل Main.edb صورت می گیرد!

Main.edb

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.7
Moment of Inertia about 3 axis	0.7
Mass	1
Weight	1

شکل ۱۰-۵- اصلاح ضرایب سختی

۱۰-۲- طراحی اجزای سازه ای که جزئی از سیستم باربر جانبی نیستند

در ساختمان های بلندتر از ۵ طبقه تمام اجزای سازه ای که جزئی از سیستم باربر جانبی نیستند ولی از طریق دیافراگم

های کف ها با سیستم باربر جانبی مرتبط هستند، باید برای اثر ناشی از تغییر مکان جانبی نسبی غیرخطی طرح طبقه،

بند (۳-۵-۲)، طراحی شوند. در این محاسبات، در صورت نیاز، اثر $P-\Delta$ باید منظور گردد.

۱۳. فایل ایتبس تحت عنوان Lateral.edb ایجاد می شود.
۱۴. در این حالت سختی خمشی دال با ضریب ۰/۰۱ اصلاح می شود.
۱۵. در این حالت سختی خمشی ستون با ضریب ۰/۱ اصلاح می شود.
۱۶. اتصال پایه ستون ها به صورت مفصلی لحاظ می گردد.
۱۷. در این حالت سختی خمشی دیوار با ضریب ۰/۳۵ یا ۰/۷ اصلاح می شود.
۱۸. کنترل طراحی اجزای باربر جانبی (دیوار) در فایل Lateral.edb صورت می گیرد.
۱۹. کنترل دیریت سازه در فایل Lateral.edb صورت می گیرد.

Lateral.edb

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Membrane f11 Direction	1
Membrane f22 Direction	1
Membrane f12 Direction	1
Bending m11 Direction	0.01
Bending m22 Direction	0.01
Bending m12 Direction	0.01
Shear v13 Direction	1
Shear v23 Direction	1
Mass	1
Weight	1

Lateral.edb

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.1
Moment of Inertia about 3 axis	0.1
Mass	1
Weight	1

شکل ۱۰-۶- اصلاح ضرایب سختی

۲۰. فایل سیف (یا ایتبس) تحت عنوان Slab.fdb جهت طراحی دال ایجاد می شود.

۲۱. توصیه می شود در فایل سیف، دال از نوع Shell-Thick انتخاب شود.

۲۲. در فایل Slab.fdb ضرایب اصلاح سختی خمشی برابر ۰/۲۵ لحاظ گردد.

۲۳. فایل سیف (یا ایتبس) تحت عنوان Deflection.fdb جهت کنترل تغییر شکل ایجاد می شود.

۲۴. فایل سیف (یا ایتبس) تحت عنوان Vibration.fdb جهت کنترل ارتعاش ایجاد می شود.

Slab.fdb

Slab Property Data

General Data

Property Name: Slab20

Slab Material: C30

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thick

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Type: Slab

Thickness: 200 mm

Slab.fdb

Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Membrane f11 Direction	1
Membrane f22 Direction	1
Membrane f12 Direction	1
Bending m11 Direction	1
Bending m22 Direction	0.25
Bending m12 Direction	0.25
Shear v13 Direction	0.25
Shear v23 Direction	1
Mass	1
Weight	1

شکل ۱۰-۷- اصلاح ضرایب سختی

۱۰-۳- مدلسازی کتیبه در دال های تخت توپر

جهت مدلسازی دال های تخت توپر که فاقد تیر بوده و در نواحی اطراف ستون و دیوار دارای کتیبه می باشند می

بایست به صورت زیر عمل نمود:

۱. معرفی دال با ماهیت Slab با ضخامتی برابر ضخامت دال، جهت دال توپر.
۲. معرفی دال با ماهیت Drop با ضخامتی برابر مجموع ضخامت دال و کتیبه، جهت کتیبه.
۳. در صورت طراحی دال در نرم افزار سیف، ناحیه ستون به صورت Stiff لحاظ می شود.
۴. در صورت طراحی دال در نرم افزار ایتبس، ناحیه ستون به صورت Stiff لحاظ نمی شود؛ براین اساس می بایست در فایل طراحی سقف گزینه رو به رو در تعریف ستون ها فعال گردد.

Slab Property Data

General Data

Property Name: Drop

Slab Material: C30

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thin

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Type: Drop

Thickness: Drop mm

Slab

Drop

Stiff

Ribbed

Waffle

Mat

Footing

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: ConoCol

Material: C30

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 457.2 mm

Width: 457.2 mm

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...

Currently Default

OK

Cancel

☒ Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Show Section Properties...

شکل ۱۰-۸- تعریف مشخصات دال توپر

۱۰-۴- مدل‌سازی دال‌های مشبک یکطرفه (وافل یکطرفه)

جهت مدل‌سازی دال‌های مشبک یکطرفه (وافل یکطرفه) می‌بایست به صورت زیر عمل نمود:

۱. معرفی دال با ماهیت Deck مشابه سقف تیرچه، و طراحی تیرچه ها به صورت دستی.
۲. معرفی دال با ماهیت Ribbed Slab و طراحی دال به صورت نرم افزاری.
۳. در صورت معرفی دال با ماهیت Ribbed Slab بار به صورت یکطرفه توزیع نخواهد شد.
۴. جهت حل مشکل می توان سختی دال (M۱۲، M۲۲ و V۱۳) را با ضریب ۰/۰۱ اصلاح نمود.
۵. جهت حل مشکل می توان لبه های دال در جهت عمود بر تیرچه های وافل را با استفاده از بخش Edge Releases آزاد سازی شود (تمامی نیروها در دو لبه از دال).

Slab Property Data

General Data

Property Name: One-Way Waffle

Slab Material: C30

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thick

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: [Blue Box] Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Type: Ribbed

Overall Depth: 300 mm

Slab Thickness: 100 mm

Stem Width at Top: 160 mm

Stem Width at Bottom: 120 mm

Rib Spacing (Perpendicular to Rib Direction): 700 mm

Rib Direction is Parallel to: Local 1 Axis

شکل ۱۰-۹- تعریف مشخصات دال مشبک یکطرفه

۱۰-۵- مدل سازی دال های مشبک دوطرفه (وافل دوطرفه)

جهت مدل‌سازی دال‌های مشبک دوطرفه (وافل دوطرفه) می‌بایست به صورت زیر عمل نمود:

۱. معرفی دال با ماهیت Waffle و طراحی دال به صورت نرم افزاری.

۲. در دال‌های فاقد تیر، لازم است در اطراف ستون و دیوار دال به صورت توپر اجرا گردد.

۳. در نواحی اطراف ستون و دیوار، دال توپر با ماهیت Drop تعریف می‌گردد.

۴. توصیه می‌شود عرض نوارهای طراحی به اندازه فاصله تیرچه‌های وافل لحاظ شود.

General Data	
Property Name	Two-Way Waffle
Slab Material	C30
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Modeling Type	Shell-Thick
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	Change...
Property Notes	Modify/Show...

Property Data	
Type	Waffle
Overall Depth	200 mm
Slab Thickness	100 mm
Stem Width at Top	160 mm
Stem Width at Bottom	140 mm
Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 1-Axis	750 mm
Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 2-Axis	750 mm

شکل ۱۰-۱۰- تعریف مشخصات دال مشبک دوطرفه

۱۰-۶- مدل‌سازی دال‌های مجوف (کوبیاکس، بابل دک و یوبوت)

جهت مدل‌سازی دال‌های مجوف (کوبیاکس، بابل دک و یوبوت) می‌بایست به صورت زیر عمل نمود:

۱. معرفی دال توپر با ماهیت Slab به ضخامت کلی دال، جهت طراحی سقف مجوف.
۲. در دال های فاقد تیر، لازم است در اطراف ستون و دیوار دال به صورت توپر اجرا گردد.
۳. در نواحی اطراف ستون و دیوار، دال توپر با ماهیت Drop تعریف می گردد.
۴. معرفی ضرایب اصلاح مشخصات مکانیکی، جرم و وزن مطابق دستورالعمل شرکت سازنده.
۵. اعمال حاصل ضرب ضرایب اصلاح دال مجوف و ضرایب ترک خوردگی.

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Membrane f11 Direction	1
Membrane f22 Direction	1
Membrane f12 Direction	1
Bending m11 Direction	1
Bending m22 Direction	1
Bending m12 Direction	1
Shear v13 Direction	1
Shear v23 Direction	1
Mass	1
Weight	1

سختی درون صفحه

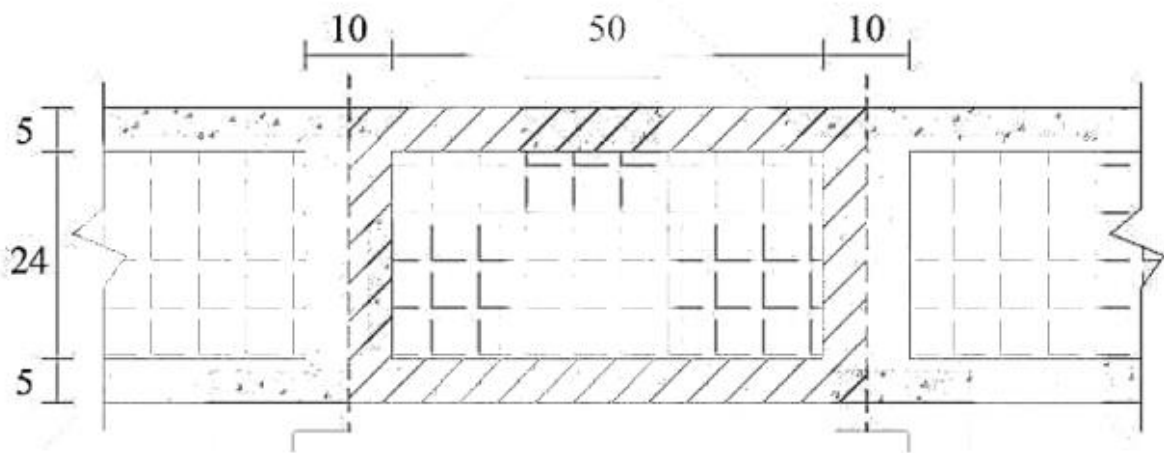
سختی خمشی

سختی برشی

جرم و وزن

شکل ۱۰-۱۰- ضرایب اصلاح سختی در دالهای دوطرفه

مثال محاسبه ضرایب اصلاح مشخصات در دال های مجوف



الف. محاسبه ضریب اصلاح سختی خمشی

$$\text{ممان اینرسی دال توپر} = 196520 = 60 \times 34^3 / 12$$

$$\text{ممان اینرسی بخش توخالی} = 57600 = 50 \times 24^3 / 12$$

$$\text{ضریب اصلاح سختی خمشی} = 0.707 = (196520 - 57600) / 196520$$

ب. محاسبه ضریب اصلاح جرم و وزن

$$\text{وزن دال توپر} = 306 \text{ kg} = 0.6 \times 0.6 \times 0.34 \times 2500$$

$$\text{وزن بخش توخالی} = 158 \text{ kg} = (0.6 \times 0.6 \times 0.34 - 0.5 \times 0.5 \times 0.24) \times 2500 + \sim 2$$

$$\text{ضریب اصلاح جرم و وزن} = 0.52 = 158 / 306$$

پ. محاسبه ضریب اصلاح سختی برشی

$$\text{سطح مقطع کل} = 2040 = 60 \times 34$$

$$\text{سطح مقطع موثر جان} = 340 = 10 \times 34$$

$$\text{ضریب اصلاح سختی برشی} = 0.17 = 340 / 2040$$

ت. محاسبه ضریب اصلاح سختی درون صفحه

سطح مقطع کل $60 \times 34 = 2040$

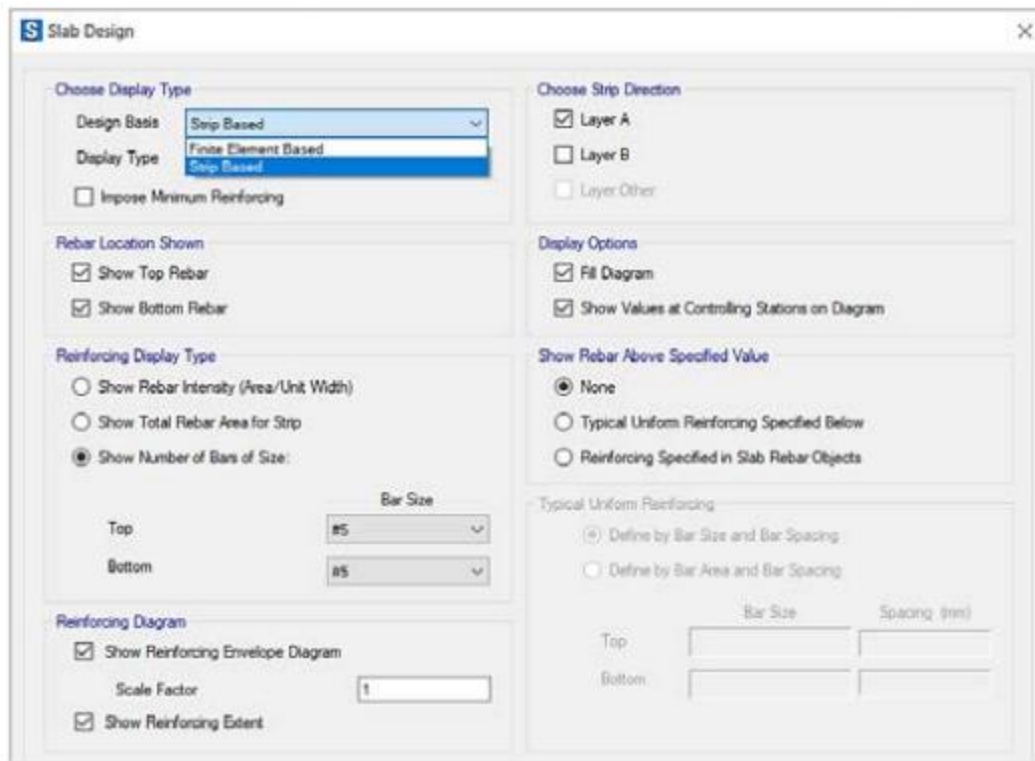
سطح مقطع موثر $10 \times 24 + 2 \times 5 \times 60 = 840$

ضریب اصلاح سختی درون صفحه $840 / 2040 = 0.41$

۱۰-۷- نکات طراحی دال ها تحت خمش

جهت طراحی خمشی دال های توپر، مجوف و مشبک می بایست به صورت زیر عمل نمود:

۱. طراحی دال با استفاده از نرم افزار Etabs یا Safe صورت می گیرد.
۲. بلامانع می باشد Finite Element Method Based یا Strip Based طراحی بر اساس رو
۳. عرض نوارهای طراحی بر مبنای نوارهای ستونی و میانی در مبحث ۹ انتخاب شود.
۴. توصیه می شود محدوده نوار ستونی در قالب چند نوار معرفی شود.
۵. در دال های مشبک توصیه می شود عرض نوار طراحی مطابق فاصله تیرچه ها لحاظ شود.
۶. توصیه می شود آرماتورهای تقویتی فوقانی ۳۰ درصد دهانه را پوشش دهند.
۷. توصیه می شود آرماتورهای تقویتی تحتانی ۱۰۰ درصد دهانه را پوشش دهند.



شکل ۱۰-۱۱- تعریف مشخصات نوار طراحی دال

۱۰-۷-۱- نوار ستونی

به قسمتی از نوار دال گفته می شود که در دو سمت محور ستون ها واقع شود؛ و عرض آن در هر سمت محور، برابر با کوچکترین دو مقدار $0/25l_1$ یا $0/25l_2$ باشد. اگر تیر وجود داشته باشد، باید آن را در نوار ستون منظور نمود.

۱۰-۷-۲- نوار میانی

نواری از سیستم دال است که در بین دو نوار ستون مجاور قرار می گیرد.

۱۰-۸- حداقل آرماتور خمشی در دال ها

حداقل آرماتور خمشی در دال ها مطابق بند ۹-۱۰-۷-۲-۱-۲ مبحث ۹ لحاظ می گردد.

محاسبه حداقل آرماتور در دال های مجوف و مشبک می تواند بر اساس ارتفاع معادل دال صورت گیرد:

$$t = \frac{\text{وزن یک متر مربع از سقف}}{\text{وزن مخصوص بتن}}$$

✓ حداقل آرماتور خمشی می بایست به صورت مجزا در بخش تحتانی و فوقانی دال تامین گردد.

مطابق بند ۹-۱۰-۷-۱-۲ حداقل آرماتور خمشی در دال های دوطرفه

الف- حداقل مساحت آرماتور خمشی، A_{s1min} ، برابر $Ag \times 0.0018$ بوده و یا مطابق آنچه در بند (ب) زیر تعریف

شده است، محاسبه می شود. این آرماتور باید در نزدیکی سطح کششی در جهت دهانه، و در عرض دال (b_{slab})

تعبیه شود.

نکات طراحی دال ها تحت برش یک طرفه

جهت کنترل برش یکطرفه در دال ها می بایست به صورت زیر عمل نمود:

۱. در طراحی بر اساس روش Strip Based مقدار آرماتور برشی در دال ها گزارش می شود.

۲. مقادیر آرماتور برشی در نرم افزار به صورت نسبت A_v/s گزارش می شود.

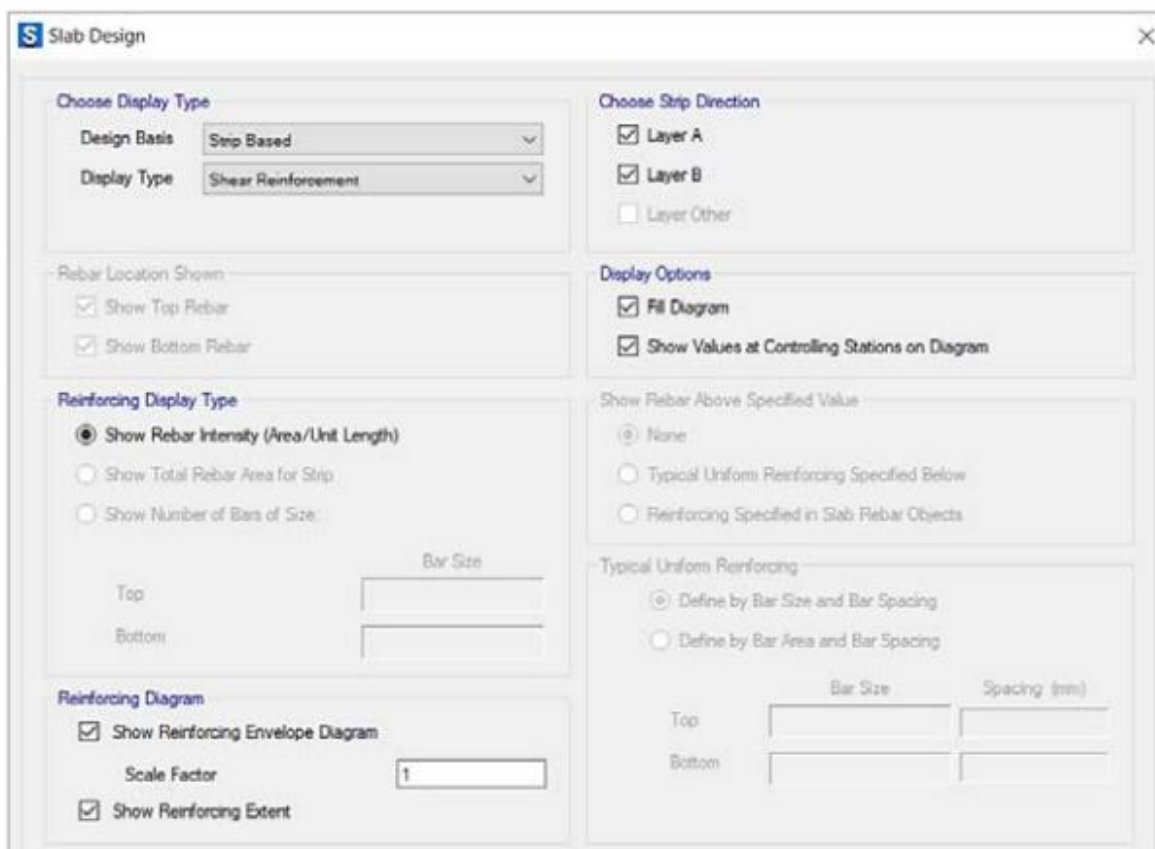
۳. حداکثر فاصله خاموت یا سنجاق برشی می بایست به مقدار $d/4$ محدود شود.

۴. سنجاق ها در دال های مشبک مطابق مقادیر بحرانی گزارش شده در نرم افزار بر اساس عرض نوار طراحی انتخاب

می گردند.

۵. سنجاق ها در دال های مجوف مطابق مقادیر بحرانی گزارش شده در نرم افزار بر اساس عرض نوار طراحی انتخاب

می گردند.



شکل ۱۰-۱۲- تعریف مشخصات نوار طراحی دال

۱۰-۹- نکات طراحی دال ها تحت برش دو طرفه (برش پانچ)

جهت کنترل برش دو طرفه در دال ها می بایست به صورت زیر عمل نمود:

۱. مقادیر DCR جهت برش پانچ در نرم افزار Safe یا Etabs گزارش می شود.

۲. در صورتیکه مقادیر DCR بزرگتر از ۱ باشد، می بایست آرماتور برشی طراحی گردد.

۳. طراحی آرماتور برشی جهت کنترل برش پانچ مطابق رابطه زیر صورت می گیرد:

$$v_{u,Punch} \leq 0.75 \left(0.17 \lambda \lambda_s \sqrt{f'_c} + \frac{A_v f_{yt}}{b.s} \right)$$

۴. می توان با کلیک راست بر روی هر ستون، مقادیر b و $v_{u,Punch}$ را در نرم افزار استخراج نمود.

مطابق بند ۹-۸-۳-۲ برای اعضای دو طرفه با فولاد گذاری برشی، مقدار V_c که در مقاطع بحرانی محاسبه می

شود نباید از حدود زیر بیش تر باشد:

الف- اگر از خاموت استفاده شده باشد:

$$v_c \leq 0.17\lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} \quad (9-8-21)$$

۹-۸-۵-۴ مقاومت برشی تامین شده توسط خاموت برشی

۹-۸-۵-۴-۱ از خاموت های با یک یا چند شاخه ساخته شده از میلگرد یا سیم، در صورت برآورده شدن هر دو

شرط زیر می توان به عنوان تقویت برشی دال دو طرفه و پی استفاده کرد:

الف- عمق موثر d حداقل برابر ۱۵۰ میلی متر باشد.

ب- عمق موثر d حداقل ۱۶ برابر قطر خاموت باشد.

در این حالت V_s با استفاده از رابطه ی زیر محاسبه می شود:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt}}{b \cdot S} \quad (9-8-24)$$

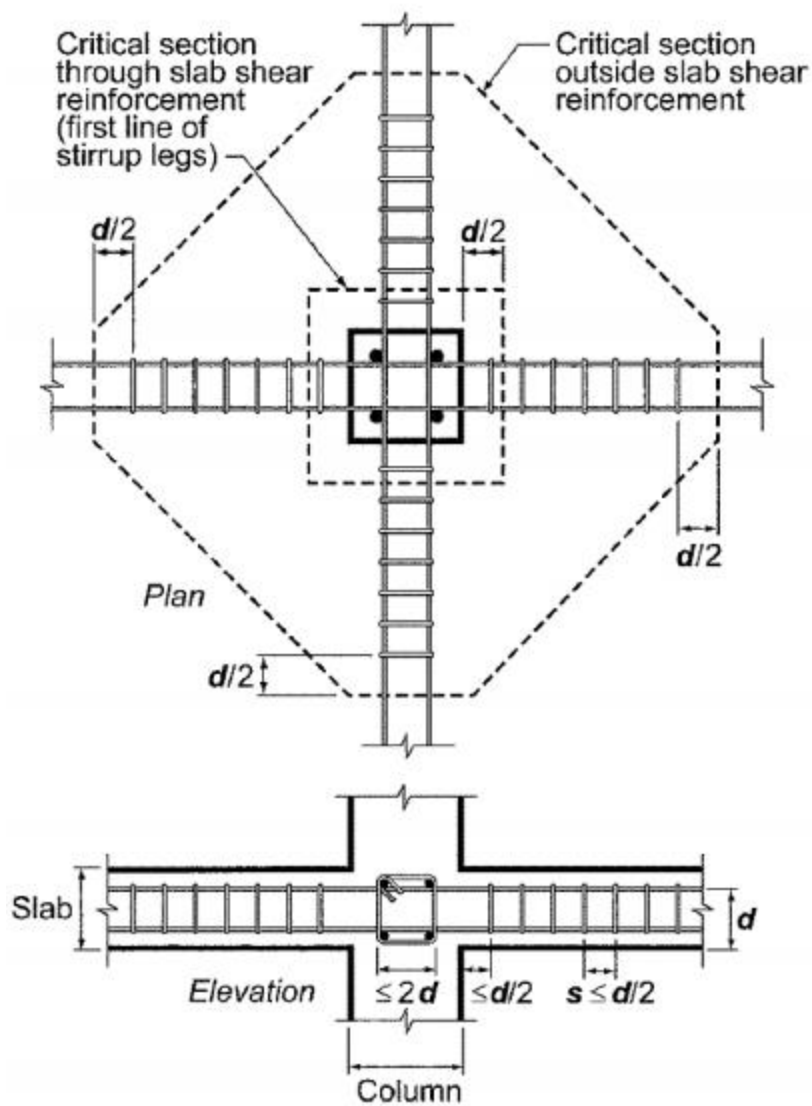
۵. مقادیر A_v بیانگر مجموع مساحت ساق های آرماتور برشی پانچ در یک خط محیطی در اطراف ستون می باشد.

۶. آرماتور های طولی جهت تکیه گاه آرماتور برشی پانچ، حداقل با قطر ۱۶ به صورت اسمیدر نظر گرفته می شود.

۷. آرماتور های برشی، حداقل تا طولی معادل ۴ برابر ضخامت دال از بر ستون در نظر گرفته می شوند.

۸. با توجه به حساسیت بحث برش پانچ در دال های فاقد تیر، توصیه می شود حتی در صورت تامین شرایط برش

پانچ، حداقل مقدار آرماتور برشی پانچ در دال لحاظ گردد.



شکل ۱۰-۱۳- نواحی برش پانچ

۹. مقادیر A_v حداقل جهت آرماتور برشی پانچ در یک خط محیطی در اطراف ستون مطابق رابطه زیر لحاظ می

شود:

$$v_s \geq 0.29\sqrt{f'_c}$$

$$v_s \geq 0.29\sqrt{f'_c}b.d$$

$$\frac{A_v}{s}dF_{yt} \geq 0.29\sqrt{f'_c}b.d$$

$$\frac{A_v}{s} \geq 0.29 \frac{\sqrt{f'_c}}{F_{yt}} b.$$

۱۰-۱۰-۱- اتصالات دال به ستون

مطابق بند ۹-۲۰-۱۰-۴ در اتصالات دال های دو طرفه ی بدون تیر به ستون، باید در کلیه ی مقاطع بحرانی که در

بند ۹-۸-۲-۱ تعریف شده اند، در صورتی $\frac{\Delta x}{h_{sx}} \geq 0.35 - \frac{1}{\gamma} \left(\frac{V_{uv}}{\phi V_c} \right)$ باشد، از آرماتورهای برشی مطابق

ضوابط بند ۹-۲۰-۱۰-۴ و یکی از دو بند ۹-۱۰-۷-۴ و ۹-۱۰-۷-۵ استفاده شود. در محاسبه ی V_{uv} فقط ترکیب

های باری که شامل E هستند، باید منظور گردند. مقدار $\frac{\Delta x}{h_{sx}}$ باید برای بزرگ ترین مقداری که در طبقات فوقانی و

تحتانی مجاور طبقه ی موردنظر هستند، محاسبه شود. مقدار V_c باید بر اساس بند ۹-۸-۵ محاسبه شود.

۹-۲۰-۱۰-۴-۲ در صورتی که $\frac{\Delta x}{h_{sx}} \leq 0.05$ باشد، نیازی به محاسبه ی آرماتور برشی مطابق بند ۹-۲۰-۱۰-۴-۱

نمی باشد.

۹-۲۰-۱۰-۴-۳ در مقطع بحرانی دال، آرماتورهای برشی موردنیاز باید رابطه ی $v_s \geq 0.29 \sqrt{f'_c}$ را تامین نموده

و حداقل تا ۴ ضخامت دال از بر تکیه گاه در مجاورت مقطع بحرانی دال ادامه داشته باشند.

کنترل برش دو طرفه (برش پانچ) در دیوارها

جهت کنترل برش دوطرفه در اطراف دیوارهای برشی می بایست به صورت زیر عمل نمود:

۱. ظرفیت برشی در واحد طول دال مطابق رابطه زیر محاسبه گردد:

$$V_{u,Punch} \leq 0.75 \left(0.17 \lambda \sqrt{f'_c} \times 1000 \times t + \frac{A_v f_{yt} d}{s} \right)$$

۲. مقدار برش موجود در دال تحت ترکیب بار Envelope از ظرفیت برشی واحد طول دال کمتر باشد.



شکل ۱۰-۱۴- جدول تنظیم نیروها و تنشها

۱۰-۱۱- کنترل ناحیه توپر در دال های فاقد آرماتور برشی

جهت کنترل ابعاد ناحیه توپر در دال های فاقد آرماتور برشی می بایست به صورت زیر عمل نمود:

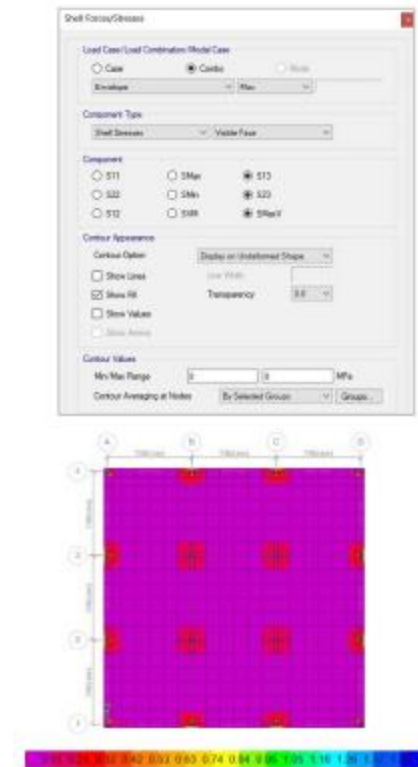
۱. ظرفیت برشی سهم بتن در دال بر اساس رابطه زیر محاسبه می شود:

$$v_c = 0.75 \times 0.17 \lambda \sqrt{f}$$

۲. در هر بخش از دال که تنش برشی از مقدار ظرفیت بتن بالاتر باشد، می بایست دال به صورت توپر اجرا گردد.

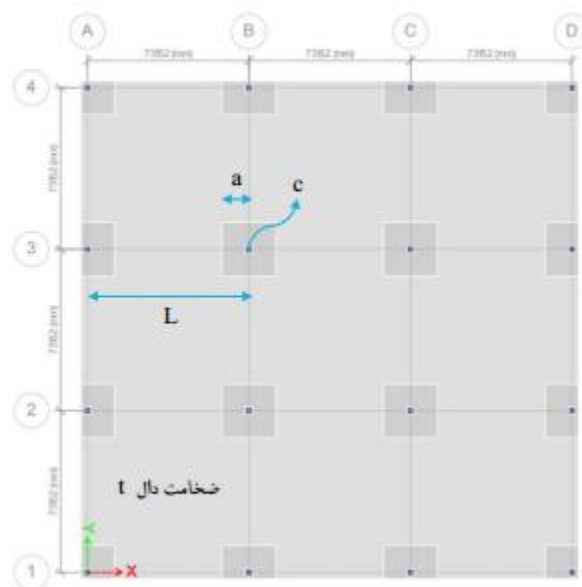
۳. تنش برشی در دال بر اساس ترکیب بار Envelope محاسبه می شود.

۴. در ترکیبات بار بار زلزله نیز می بایست در نظر گرفته شود.



شکل ۱۰-۱۵- جدول تنظیم نیروها و تنشها

۵. علاوه بر انجام محاسبات، موارد زیر در انتخاب ابعاد ناحیه توپر رعایت گردد:



شکل ۱۰-۱۶- نوار ستونی و نوار میانی

$$a \geq \frac{L}{6}$$

$$a \geq \frac{c}{2} + 4t$$

مطابق بند ۹-۱۰-۶-۶-۲ بُعد کتیبه در هر سمت محور ستون نباید کمتر از یک ششم طول دهانه (مرکز تا مرکز تکیه گاه ها) در امتداد آن دهانه در نظر گرفته شود.

مطابق بند ۹-۲۰-۱۰-۴-۳ در مقطع بحرانی دال، آرماتورهای برشی موردنیاز باید رابطه ی $v_s \geq 0.29\sqrt{f'_c}$ را تامین نموده و حداقل تا ۴ برابر ضخامت دال از بر تکیه گاه در مجاورت مقطع بحرانی دال ادامه داشته باشند.

۱۰-۱۱- کنترل خیز در دال ها

جهت کنترل خیز در دال ها می بایست به صورت زیر عمل نمود:

۱. فایل Deflection.fdb در نرم افزار Safe ایجاد می شود.

۲. کنترل خیز بر اساس روش ارائه شده در مبحث ۹ مقررات ملی ساختمان در نرم افزار Safe.

۳. کنترل خیز بر اساس روش ACI ۲۰۹, ۲R-۰۸ در نرم افزار Safe.

۴. مقدار مدول گسیختگی بتن در نرم افزار مطابق رابطه مبحث ۹ اصلاح می گردد.

۵. با توجه به انجام تحلیل ترک خوردگی در نرم افزار، نیازی به اعمال ضریب ترک خوردگی در کلیه اعضا نمی باشد.

۶. صرفاً در صورت استفاده از دال مجوف، ضرایب اصلاح مشخصات اعمال می شود.

۹-۳-۵ مدول گسیختگی بتن، f_r

۹-۳-۵-۱ مدول گسیختگی بتن، از رابطه ی (۹-۳-۱) محاسبه می شود.

$$f_r = 0.62 \lambda \sqrt{f'_c}$$

(۱-۳-۹)

شکل ۱۰-۱۴- جدول تنظیم مشخصات مصالح

۷. گزینه Design Property Data تیرها در سقف توسط المان های خطی مدل شده و در بخ. غیر فعال می

شود No Design

۸. ارجح است تیرها به جای المان خطی، با المان Shell و ماهیت Drop مدل شوند.

۹. الگوی بار مطابق مشخصات جدول رو به رو معرفی گردد.

۱۰. در کنترل خیز نیازی به اعمال بار زلزله نمی باشد.

۱۱. ضریب بار پارتیشن نسبت بار تیغه به بار نازک کاری تیغه می باشد.

۱۲. به طور محافظه کارانه می توان ضریب بار تیغه را صفر در نظر گرفت.

۱۳. تمامی الگوهای بار از نوع Nonlinear Cracked Short Term تعریف می شوند.

۱۴. نیاز به تعریف الگوی بار از نوع Long Term Cracked نمی باشد.

Case ۱		Case ۲		Case ۳		Case ۴	
Nonlinear (Cracked)		Nonlinear (Cracked)		Nonlinear (Cracked)		Nonlinear (Cracked)	
Dead	۱	Dead	۱	Dead	۱	Dead	۱
Super Dead	۱	Super Dead	۱			Super Dead	۱
Live	۰/۲۵	Live	۱	Part	۰/۵	Part	۱
Part	۱	Part	۱				

Load Case Data

General

Load Case Name: Case1

Load Case Type: Nonlinear Static

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

Initial Conditions

☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☐ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	Super Dead	1
Load Pattern	Live	0.25
Load Pattern	Part	1

Other Parameters

Modal Load Case:

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load

Results Saved: Final State Only

Floor Cracking Analysis: Cracked (Short Term)

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Only

شکل ۱۰-۱۴- تعریف حالت‌های کنترل خیز در دال

. ترکیب بارهای زیر جهت کنترل خیز معرفی می شوند:

Load Combination ۱
تغییر شکل نهایی تحت کل بارها
$(\lambda_{\Delta y}) \text{ Case ۱} + \text{Case ۲} - (۱ + \lambda_{\Delta r m}) \text{ Case ۳}$
$\leq \frac{L}{۲۴۰}$

Load Combination ۲
تغییر شکل نهایی تحت کل بار زنده
Case ۲ – Case ۴
$\leq \frac{L}{۳۶۰}$

$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{۱ + ۵. \rho'}$	(۳-۱۹-۹)
---	----------

در این رابطه ρ' نسبت فولاد فشاری در مقطع وسط دهانه در اعضای با تکیه گاه های ساده یا سراسری، و در مقطع تکیه گاه در اعضای طره ای است. مقدار ضریب وابسته به زمان بارهای دائمی، ξ ، باید برابر با مقادیر جدول ۹-۱۹-۲ در نظر گرفته شود:

جدول ۱۰-۱- ضریب وابسته به زمان بارهای دائمی

ضریب ξ	زمان
۱/۰	۳ ماه
۱/۲	۶ ماه
۱/۴	۱۲ ماه
۲/۰	۶۰ ماه و بیش تر

۱۶. در منوی Analyze بخش Cracking Analysis Option تنظیمات مربوط به تحلیل ترک خوردگی مطابق شکل انجام می شود.

۱۷. مقدار آرماتور طراحی می تواند در بخش Reinforcement Source از طراحی دال استخراج شده یا به صورت صریح معرفی شود.

۱۸. حداقل نسبت آرماتور کششی و فشاری نیز می بایست جهت تحلیل ترک به نرم افزار معرفی شود.

۱۹. توجه شود پس از انجام تنظیمات تحلیل ترک و طراحی دال، مدل هم تحلیل و همطراحی گردد، زیرا نتایج

طراحی بر تحلیل ترک اثر گذار می باشد

The image shows a software dialog box titled "Reinforcement Options For Cracking Analysis". It contains two main sections. The first section, "Reinforcement Source", has two radio buttons: "User Specified Rebar/Designed Slab Rebar" (unselected) and "Quick Tension Rebar Specification" (selected). Below the selected option, there are two rows: "Top Reinforcing" and "Bottom Reinforcing". Each row has a "Bar Size" dropdown menu set to "12" and a "Spacing (mm)" text box set to "200". The second section, "Minimum Reinforcing Ratios Used for Cracking Analysis", has two rows: "Tension Reinforcing" and "Compression Reinforcing". Each row has a text box set to "0.0018". At the bottom of the dialog are "OK" and "Cancel" buttons.

شکل ۱۰-۱۵- میلگردها و فواصل آنها

۲۰. مقدار خیز ناشی از ترکیبات بار می بایست با مقادیر مجاز ارائه شده در مبحث ۹ مقررات ملی ساختمان مقایسه شود.

۲۱. پارامتر L در هر چشمه از سقف، طول دهانه کوچکتر می باشد.

۲۲. کنترل خیز می تواند بر اساس روش ACI 209R-08 در نرم افزار Safe نیز صورت گیرد.

۲۳. در روش ACI 209R-08 در نرم افزار نیاز به تعریف الگوی بار از نوع Long Term Cracked می باشد.

۲۴. در معرفی الگوی بار از نوع Long Term Cracked می بایست مقادیر ضریب خزش و کرنشافت در بتن بر

اساس ACI 209R-08 محاسبه و به نرم افزار معرفی شود.

جدول ۱۰-۲- حداکثر مقادیر مجاز نشست کفها

انواع عضو	تغییر مکان موردنظر	حد تغییر مکان	ملاحظات
۱- بامهای تخت که به اعضای غیر سازه ای متصل نیستند با آن ها را نگه داری نمی کنند؛ و بنابراین تغییر مکان زیاد آسیمی در این اعضا ایجاد نمی کند.	تغییر مکان آنی ناشی از بارهای زنده	$\frac{l}{180}$	-
۲- مانند بالا در مورد کفها		$\frac{l}{360}$	
۳- بامها یا کفهایی که به اعضای غیر سازه ای متصل هستند یا آن ها را نگه داری میکنند؛ و تغییر مکان زیاد ممکن است آسیمی در این اعضا ایجاد کند.	آن قسمت از تغییر مکان که بعد از اتصال اعضای غیر سازه ای ایجاد می شود. منظور مجموع اضافه تغییر - مکان دراز مدت	$\frac{l}{480}$	تبصره ۱
۴- بامها یا کفهایی که به اعضای غیر سازه ای متصل هستند. یا آن ها را نگه داری میکنند، ولی تغییر مکان زیاد آسیمی در این اعضا	ناشی از بارهای دائمی و تغییر مکان آنی ناشی از بارهای زنده است (تبصره ۳).	$\frac{l}{240}$	تبصره ۲

			ایجاد نمیکند.
--	--	--	---------------

۱۰-۱۲- کنترل ارتعاش در دال ها

جهت کنترل خیز در دال ها می بایست به صورت زیر عمل نمود:

۱. فایل Vibration.fdb در نرم افزار Safe ایجاد می شود.
۲. کنترل خیز بر اساس روش ارائه شده در مبحث ۹ مقررات ملی ساختمان انجام می شود.
۳. مقدار مدول الاستیسیته بتن در نرم افزار در ضریب $1/25$ ضرب می شود.
۴. ضریب ترک خوردگی اعضا با فرض حالت بهره برداری لحاظ می شود.
۵. ضریب ترک خوردگی ستون و دیوار ۱، تیر $0/5$ و دال $0/357$ لحاظ می شود.
۶. در صورت استفاده از دال مجوف، ضرایب اصلاح مشخصات نیز اعمال می شود.
۷. تغییر مکان قائم کف تحت ترکیب بار استاتیکی غیرخطی در رابطه مبحث کنترل می شود.

جدول ۱۰-۳- حداقل فرکانس دوره ای کف ها

نوع کاربری	حداقل فرکانس دوره ای کف ها (f)
ساختمان های مسکونی و اداری	$f \geq 5\text{Hz}$
ساختمان های تجاری - فروشگاه ها	$f \geq 4\text{Hz}$
سالن های اجتماعات با صندلی های ثابت	$f \geq 4\text{Hz}$
سالن های اجتماعات بدون صندلی های ثابت	$f \geq 8,5\text{Hz}$

تعمیرگاه ها، سالن های ژیمناستیک و ورزشی	$f \geq 9.5 \text{ Hz}$
پارکینگ ها	$f \geq 4 \text{ Hz}$

در محاسبه ی فرکانس دوره ای ارتعاش کف ها، باید اثر ترک خوردگی قطعات، با منظور نمودن ممان اینرسی مؤثر، I_e ، متناظر با بارهای مرده و زنده ی بدون ضریب، در محاسبه ی تغییر شکل ها مورد توجه قرار گیرد. این تغییر شکل ها مربوط به اثر بارهای مرده و بخشی از بارهای زنده که دائمی فرض می شود (بدون ضرایب بار) بوده و ضریب ارتجاعی دینامیکی بتن $1/25$ برابر مقدار E_c منظور می گردد.

برای محاسبه ی فرکانس دوره ای، f ، می توان از رابطه ی (۹-۱۹-۶) استفاده نمود.

$$f = \frac{18}{\sqrt{\Delta_{is}}} \quad (9-19-6)$$

که در آن Δ_{is} تغییر مکان استاتیکی قائم حداکثر کف تحت اثر بار مکرده و بخشی از بار زنده که دائمی فرض می شود (برحسب میلی متر)، و f فرکانس دوره ای ارتعاش بر حسب مرکز می باشد.

۸. می توان جهت کنترل ارتعاش از انجام آنالیز مودال نیز استفاده نمود.

۹. مقدار مدول الاستیسیته بتن در نرم افزار در ضریب $1/25$ ضرب می شود.

۱۰. جهت انجام آنالیز مودال جرم لرزه ای در نرم افزار معرفی می شود.

۱۱. توجه شود Lateral Mass در تعریف جرم لرزه ای غیر فعال شود.

۱۲. تعریف می شوند Nonlinear Cracked Short Term تعریف می شوند.

۱۳. ضرایب بار مطابق شکل رو به رو در تعریف الگوی بار لحاظ شود.

Mass Source Data

Mass Source Name:

Mass Source:

- ☒ Element Self Mass
- ☒ Additional Mass
- ☒ Specified Load Patterns
- ☐ Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:

This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:

This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

Mass Multipliers for Load Patterns:

Load Pattern	Multiplier
Part	1
Dead	1
Super Dead	1
Live	0.25
Part	1

Mass Options:

- ☐ Include Lateral Mass
- ☒ Include Vertical Mass

OK Cancel

Load Case Data

General:

Load Case Name: Design... Notes...

Load Case Type: Nonlinear Static

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

Initial Conditions:

☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☐ Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	Super Dead	1
Load Pattern	Live	0.25
Load Pattern	Part	1

Other Parameters:

Modal Load Case:

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load

Results Saved: Final State Only Modify/Show...

Floor Cracking Analysis: Cracked (Short Term) Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Only Modify/Show...

شکل ۱۰-۱۶- ترکیب بارها

۱۴. الگوهای بار از نوع Modal در نرم افزار تعریف می شوند.

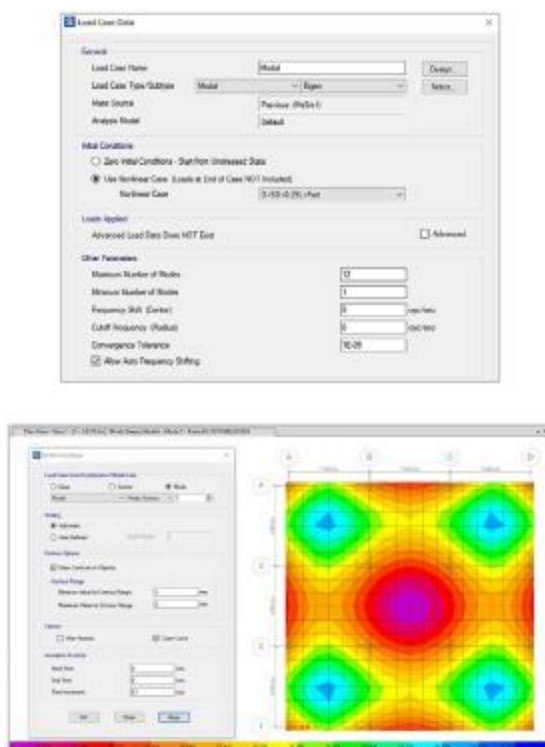
۱۵. الگوهای بار Nonlinear Cracked به عنوان شرایط اولیه تحلیل مودال معرفی می گردد.

۱۶. سقف در نرم افزار تحلیل گردیده و پریود ارتعاش استخراج می شود.

۱۷. با استفاده از رابطه زیر پریود سازه به فرکانس تبدیل می گردد:

$$f = \frac{1}{T}$$

۱۸. مقدار فرکانس، با مقادیر ارائه شده در جدول مبحث ۹ مقایسه می گردد.



شکل ۱۰-۱۷- تغییر شکل کف پس آنالیز

۱۰-۱۳- طراحی اجزای دیافراگم

اجزای لبه (Chord)

در صورتی که دال فاقد تیر لبه باشد می بایست اجزای لبه در آن طراحی گردد. بر این اساس در فایل اصلی که

ضرایب ترک خوردگی اجزا معرفی شده است، سقف به حالت Semi Rigid تغییر داده می شود. ترکیب

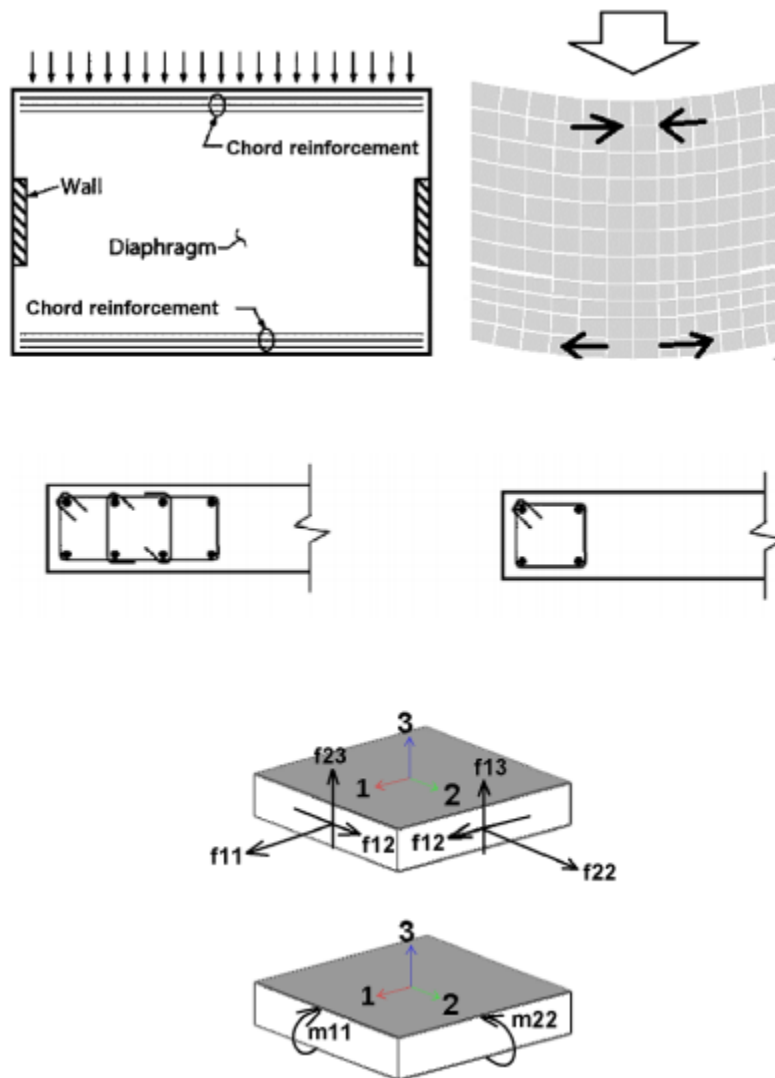
بار Envelope شامل بار زلزله برای هر دو جهت معرفی گردیده و مقادیر نیروی f_{11} یا f_{22} با توجه به جهت بار

زلزله در سقف قرائت می شود.

با توجه به مقدار نیروی قرائت شده بر واحد طول، مقدار آرماتور در تیر لبه مطابق رابطه زیر محاسبه می گردد:

$$T_u \leq 0.9 \times A_s \times F_y$$

فواصل خاموت ها در اجزای لبه می تواند بر اساس حداکثر فاصله تنگ ها در ستون های قاب خمشی متوسط تعیین گردد.



شکل ۱۰-۱۸- شکل فواصل خاموتها

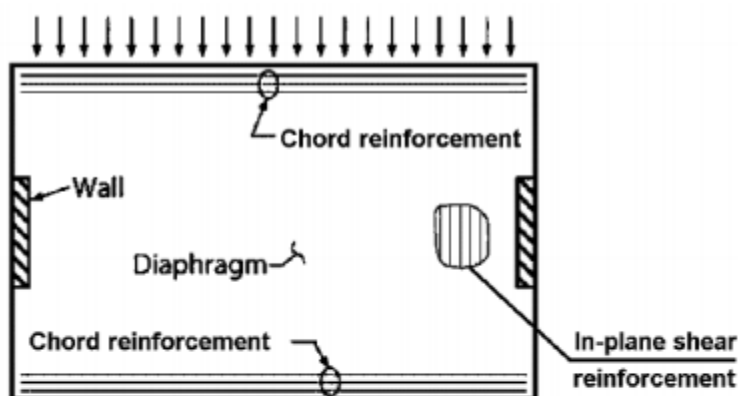
۱۰-۱۳- برش داخل صفحه دیافراگم (In-Plane Shear)

در صورتی که برش داخل صفحه دیافراگم بیشتر از ظرفیت برشی بتن گردد می بایست آرماتوربرشی درون صفحه جهت دیافراگم طراحی گردد. بر این اساس در فایل اصلی که ضرایب ترکخوردگی اجزا معرفی شده است، سقف به حالت Semi Rigid تغییر داده می شود. ترکیب بار Envelope شامل بار زلزله برای هر دو جهت معرفی گردیده و مقادیر نیروی f_{12} در سقفقرائت می شود.

با توجه به مقدار نیروی قرائت شده بر واحد طول، مقدار آرماتور برش درون صفحه مطابق رابطه زیر محاسبه می گردد:

$$V_u \leq 0.6 (A_{cv} \times 0.17 \times f'_c + A_{cv} \times \rho_t \times F_y)$$

در سازه ها با شکل پذیری ویژه ضریب کاهش مقاومت به جای 0.6 مقدار 0.75 لحاظ میشود.



مطابق بند ۹-۲۰-۸-۱ در طراحی دیافراگم ها برای برش، مقدار V_n نباید از مقدار رابطه ی (۹-۲۰-۲۰) بیش تر باشد:

$$V_n = A_{cv} (0.17 \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \quad (9-20-20)$$

۹-۲۰-۸-۲ در دیافراگم ها نباید از $A_{cv} \sqrt{f'_c} / 66$ بیش تر باشد.

جمع کننده ها (Collector)

جمع کننده ها اعضای کششی یا فشاری ای هستند که نیروی برشی در دیافراگم را جمع کرده و به اجزای باربر جانبی چون دیوار های برشی منتقل می کنند. مطابق استاندارد ۲۸۰۰ در طراحی جمع کننده از ترکیب بار تشدید یافته استفاده می شود.

بر این اساس در فایل اصلی که ضرایب ترک خوردگی اجزا معرفی شده است، سقف به حالت Semi Rigid تغییر

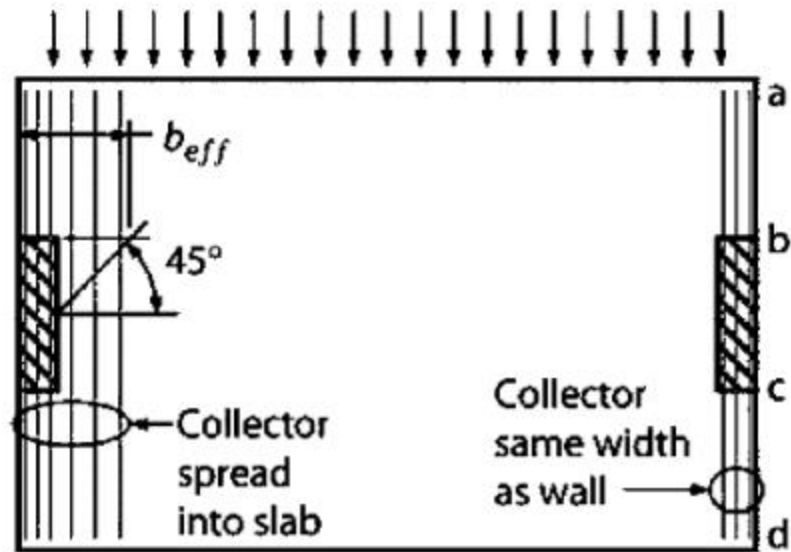
داده می شود. ترکیب بار Envelope شامل بار زلزله تشدید یافته برای هردو جهت معرفی گردیده و مقادیر

نیروی f_{11} یا f_{22} با توجه به جهت بار زلزله در سقف قرائتی شود. با توجه به مقدار نیروی قرائت شده بر واحد

طول، مقدار آرماتور در جمع کننده مطابق رابطه زیر محاسبه می گردد:

$$T_u \leq 0.9 \times A_s \times F_y$$

توصیه می شود در تمام طول جمع کننده از خاموت گذاری ویژه مطابق ضوابط ستون با شکلی پذیری ویژه صورت گیرد.



۳-۸-۶ در مواردی که تعبیه اجزای "جمع کننده" برای انتقال بار از دیافراگم به اجزای مقاوم در برابر بارهای جانبی ضروری باشد، طراحی آنها و اتصالاتشان باید برای زلزله تشدید یافته ($\Omega \cdot E$) انجام شود.

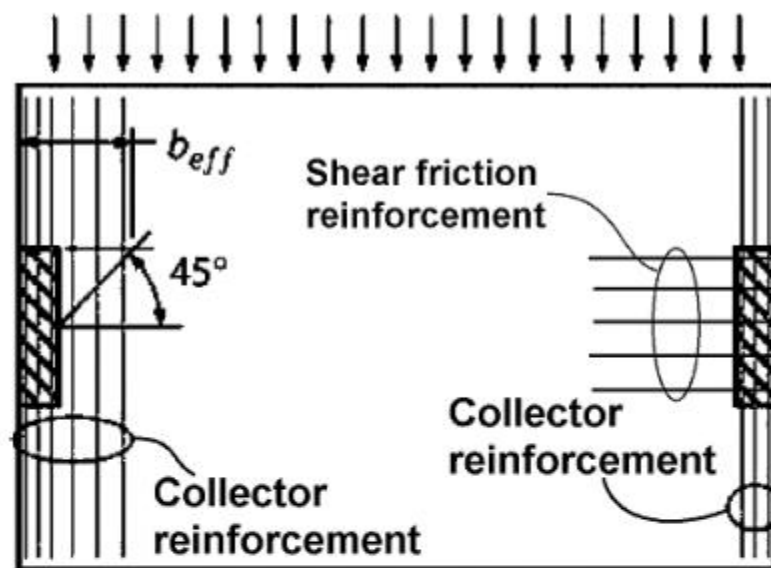
(Shear Friction) برش اصطکاکی

نیروی برشی در دیافراگم به اجزای باربر جانبی چون دیوارهای برشی توسط برش اصطکاکینز منتقل می کنند. مطابق استاندارد ۲۸۰۰ در طراحی جمع کننده از ترکیب بار تشدید یافته استفاده می شود.

بر این اساس در فایل اصلی که ضرایب ترک خوردگی اجزا معرفی شده است، سقف به حالت Semi Rigid تغییر داده می شود. ترکیب بار Envelope شامل بار زلزله برای هر دو جهت معرفی گردیده و مقادیر نیروی f_{12} در سقف قرائت می شود. با توجه به مقدار نیروی قرائت شده بر واحد طول، مقدار آرماتور برش اصطکاکی مطابق رابطه زیر محاسبه می گردد:

$$V_u \leq 0.75 \times \mu \times A_{vf} \times F_y$$

مقدار ضریب μ در صورتی که دیوار پیش از سقف بتن ریزی شده و عاری از لایه های ضعیف بتن باشد و همچنین به عمق ۶ میلی متر مضرس شود ۱ می باشد.



۹-۸-۲-۲ مقاومت برش اصطکاکی اسمی، V_n ، در مواردی که آرماتورهای برش - اصطکاک عمود یا مورب

نسبت به صفحه برش باشند، به صورت زیر محاسبه می شود:

الف- اگر آرماتورهای برش - اصطکاک، عمود بر صفحه ی برش باشد:

$$V_n = \mu A_{vf} f_y \quad (9-8-35)$$

بازشو ها (Openings)

بازشوی بزرگ (ابعادی بزرگتر از ۲ برابر ضخامت دال) در دیافراگم ها می بایست توسط اجزای لبه مهار شوند.

اجزای لبه بازشو می بایست همانند اجزای لبه دیافراگم طراحی و توسط آرماتورهای عرضی محصور گردد.

سطح مقطع آرماتورهای طولی در اطراف بازشو می تواند معادل مقدار آرماتور قطع شده در هر جهت در نظر گرفته شود.

توصیه می شود یک کلاف حداقل دارای ۴ عدد آرماتور نمره ۱۲ در هر گوشه که توسط آرماتورهای عرضی در

فواصل حداکثر ۱۵ سانتی متر جهت اجزای لبه بازشو مورد استفاده قرار گیرد.

اجزای لبه بازشو می بایست به اندازه طول مهاری مستقیم آرماتور در جهت بازشو امتداد پیدا کنند.

